

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

Escuela de Ingeniería Civil



Aprovechamiento para Riego de las Aguas del
Río Sta. Rosa en el Sitio Denominado Peña de
Cristal Mpio. de el Oro, México

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

CARLOS ARTURO ACOSTA SALAZAR

Biblioteca Central

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

Querétaro, Qro.

1971

No. Reg. 1957

TS

Clas. 627.52

A185a

A mis padres:

Que con sacrificios y abnegación supieron
encaminarme para lograr mi formación,
como un testimonio de amor y gratitud

A mis hermanos

A mis maestros y a la Escuela de Ingeniería

A mis compañeros

A mi novia:

Con todo cariño



ESCUELA DE
INGENIERIA

Universidad Autónoma de Querétaro

AV. 16 DE SEPTIEMBRE OTE. 63

TELEFONO 2-00-22

DEPENDENCIA: DIRECCION.

OFICIO NUM.: 130

ASUNTO: SE APRUEBA TEMA DE
TESIS.

Noviembre 12, de 1970.

SR. PASANTE CARLOS ARTURO ACOSTA SALAZAR.
P R E S E N T E.

En respuesta a su atenta Solicitud, relativa al Tema de su Tesis Profesional, me permito comunicar a Ud., el que para tal efecto fué propuesto por el Sr. Ing. Armando Rendón Mendivil, y aprobado por el H. Consejo Técnico de esta Escuela. El Título de su Tesis Profesional será:

"APROVECHAMIENTO PARA RIEGO DE LAS AGUAS DEL RIO STA. ROSA EN EL SITIO DENOMINADO PEÑA DE CRISTAL, MPIO. DE EL ORO, MEXICO"

CAPITULO	I:	<u>INTRODUCCION</u>
CAPITULO	II:	<u>DATOS GENERALES PARA EL PROYECTO</u>
CAPITULO	III:	<u>ESTUDIO Y PROYECTO DE LA CORTINA</u>
CAPITULO	IV:	<u>ESTUDIO Y PROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS</u>
CAPITULO	V:	<u>ESTUDIO Y PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA</u>
CAPITULO	VI:	<u>PRESUPUESTO</u>
CAPITULO	VII:	<u>CONCLUSIONES</u>
CAPITULO	VIII:	<u>BIBLIOGRAFIA</u>

También hago de su conocimiento las disposiciones



ESCUELA DE
INGENIERÍA

Universidad Autónoma de Querétaro

AV. 16 DE SEPTIEMBRE OTE. 63

TELÉFONO 2-00-22

- 2 -

de nuestra Escuela, en el sentido de que, antes de su Exámen Profesional deberá cumplir el requisito del Servicio Social - Profesional y de que el presente Oficio se imprima en todos los ejemplares de su Tesis.



Atentamente

"EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR"

Pablo Ballesteros Jurado

ING. CIV. PABLO BALLESTEROS JURADO
DIRECTOR

c.c.p. El Sr. Ing. Armando Rendón Mendivil.- Presente.
c.c.p. La Mesa de Profesiones de la Sección Esclar.-
c.c.p. La Escuela de Ingeniería.- Archivo.

PBJ'ema

I.- INTRODUCCION

DATOS GENERALES DE LA REPUBLICA MEXICANA

La República Mexicana enfrenta un problema que se ha dado en llamar el mayor de nuestros tiempos, ya que su crecimiento demográfico es mucho mayor que el promedio de los demás países de Latino-América, ya de por sí alarmante.

Este problema se agrava aún más por cuanto la producción de alimentos de nuestro país no crece al mismo ritmo, por lo que el régimen alimenticio de sus habitantes -- tiende a disminuir cada vez más.

Si en la actualidad el régimen alimenticio del mexicano es uno de los más bajos del mundo, no solo comparándolo con los otros países, sino aún para satisfacer las demandas mínimas diarias de calorías del cuerpo humano, se comprenderá que esta situación es grave.

Las formas de aumentar la producción de alimentos -- son muchas, pero todas nos llevan a una solución: se necesita un mejor aprovechamiento del agua, tanto para abreviar los animales como para riego en la agricultura, ya que ésta en México es, mas que una ocupación del campesino, su medio de vida.

La utilización del agua en este proyecto consiste -- en captar los escurrimientos superficiales del Río Santa --

Rosa, mediante un almacenamiento que permita emplearla posteriormente para riego.

DATOS GENERALES DEL SITIO DEL PROYECTO

a).- LOCALIZACION: El sitio del proyecto está enclavado en el Municipio de El Oro, Edo. de México, a 3 Km - - aproximadamente de la cabecera municipal.

Las coordenadas geográficas del sitio son:

19°48' de Latitud Norte

100°06' de Longitud Oeste

De las tierras que se pretende beneficiar, corresponden al Ejido Santa Rosa de Lima 72-00-00 Ha, y al Ejido Santiago Oxtempan 7-00-00 Ha, lo que da una superficie total a beneficiar, de 79-00-00 Ha.

b).- CONDICIONES SOCIOECONOMICAS: La población aproximada de este sitio es de 600 habitantes, que forman 169 familias, y en su totalidad dependen de las actividades agropecuarias. La producción agrícola la consumen principalmente los propios habitantes, y si hay excedente lo comercializan en los poblados circunvecinos.

La localidad se dedica actualmente al cultivo del maíz de temporal, y en la superficie considerada para beneficiarse con el proyecto, se obtiene una producción de - - 76.0 toneladas de maíz y 142.5 toneladas de rastrojo, lo que nos da un rendimiento de 0.8 ton/ha para el maíz y - - 1.5 ton/ha para el rastrojo; esto nos da un valor por hectárea de \$ 846.00 y un valor total de \$ 64 988.00, con lo que la utilidad del agricultor es de solamente \$ 423.00 -- por hectárea.

Las condiciones socioeconómicas de la localidad se pueden sintetizar brevemente como sigue:

EDUCACION: La localidad cuenta con una escuela rural en que se imparten 1o. y 2o. años de Primaria, y alberga a 23 alumnos.

SALUBRIDAD: Dado lo reducido del ejido, no se cuenta con servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado y centros hospitalarios; los pobladores hacen uso del agua de un manantial para satisfacer sus necesidades domésticas; brigadas de la Secretaría de Salubridad y Asistencia visitan dicho ejido de una a dos veces al año.

COMUNICACIONES: Se puede llegar al sitio del proyecto por la carretera Toluca-Querétaro; en el poblado de -- Atlacomulco hay una desviación hacia El Oro, sobre esta -- desviación, en el Km 24.8, parte una brecha hacia el Sur, por la que se recorren aproximadamente 2.8 Km hasta llegar a la boquilla. La distancia entre este sitio y Toluca, es de aproximadamente 90 Km; la cabecera municipal, que se encuentra a 3 Km del lugar, cuenta con los servicios de teléfono, telégrafo y correo, además de una estación de ferrocarril.

La tierra susceptible al riego en la localidad está compuesta de tierras ejidales, no existiendo problema de -- titulación, deslinde o magnitud del parcelamiento. Los servicios de investigación, extensionismo y crédito, operan -- en la localidad estudiada por conducto de la capital del -- Estado.

El clima predominante en la localidad es de tipo -- templado, con una temperatura media anual de 24°C, y mínima media anual de 2°C. La precipitación media es de 900 mm la altura sobre el nivel del mar, de 2 600 M, la vegetación típica del lugar está formada por coníferas y pastos, los suelos de la zona de riego se clasifican como de primera y segunda, y dadas sus características, no requieren -- obras de drenaje, ya que éste se realiza en forma natural.

Tomando en consideración el panorama general que -- presenta esta localidad en los aspectos socioeconómicos, --

así como los factores del medio ecológico, utilización del suelo, del agua, etc., y haciendo notar el hecho de que la gran mayoría de la población depende en forma directa de las actividades agropecuarias, las que en la actualidad les reportan reducidos ingresos por practicar una agricultura de temporal; se buscó en las proximidades un sitio que presentara características atractivas para la construcción de un aprovechamiento para riego, habiéndose encontrado que sobre el Río Santa Rosa existe un lugar apropiado para la construcción de una presa de almacenamiento, que permitirá elevar la productividad agrícola, el ingreso per-cápita y el bienestar social de la población que directa o indirectamente beneficia.

El proyecto se llamará "PEÑA DE CRISTAL". Se localiza al Sur del ejido de Santa Rosa, al S. E. de la cabecera municipal El Oro, y a 90 Km de la capital del Estado. La zona de riego se encuentra ubicada en las inmediaciones de la boquilla, por lo que no se requiere presa derivadora cubriendo los terrenos del citado ejido. Sus coordenadas geográficas son: 19°48' Lat. Norte y 100°06' Long. Oeste.

La fuente de suministro de agua será el escurrimiento superficial del Río Santa Rosa, del cual se puede disponer de un volumen de 877 875 M³, de escurrimiento medio anual considerando un período de 11 años y que puede aplicarse al riego mediante la realización de este proyecto, con lo que se cubrirá la demanda del ejido para este fin, ya que en la actualidad poco se aprovecha de este recurso.

La obra en proyecto mejorará notablemente las condiciones sociales y económicas de la localidad, impulsando así el progreso del país.

II.- DATOS GENERALES PARA EL PROYECTO

Para el diseño de un almacenamiento son de fundamental importancia los estudios preliminares, que son todos los estudios que se efectúan con el objeto de determinar la factibilidad técnica y económica de la obra propuesta, y si procede, se ejecutarán los estudios definitivos.

En este caso los estudios preliminares fueron favorables, por lo que se pasó a los estudios definitivos, que comprenderán:

- a).- Estudios Topográficos
- b).- Estudios Geológicos
- c).- Estudios Agrológicos
- d).- Estudios Hidrológicos
- e).- Estudios de Mecánica de Suelos
- f).- Estudios Socioeconómicos

a).- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Los estudios Topográficos fueron llevados a cabo -- por Topógrafos de la Secretaría de Recursos Hídricos. -- Se levantó el vaso, la boquilla y la zona de riego. El -- área de la cuenca se tomó de la Carta Geográfica de la De-- fensa Nacional, y resultó ser de cinco kilómetros cuadra-- dos. En la margen derecha hay fuertes pendientes, con vege tación de coníferas. La forma de la boquilla es acantilada en la margen derecha, y un poco amplia en la margen iz----- quierda.

b).- ESTUDIOS GEOLOGICOS

Los estudios Geológicos son de fundamental importancia para este tipo de aprovechamientos, en vista de que ligeras filtraciones pueden originar el fracaso de la obra, ya que se trata de almacenamientos pequeños.

Los estudios para este proyecto fueron efectuados en Abril de 1970, y en base a ellos se encontró que la boquilla es asimétrica; la margen izquierda la constituyen material arcilloso verde compacto, que contiene arena de cuarzo y fragmentos de rocas ígneas, principalmente de tipo riolítico, al cual le sobreyace material arcilloso de color café que incluye fragmentos de roca.

La zona del cauce se localiza en riolita de color café claro con algunos fenocristales de cuarzo, compacta y poco fracturada.

La margen derecha la constituye la misma riolita cubierta parcialmente por suelo vegetal, maciza, poco fracturada y resistente.

El vaso lo constituyen los mismos materiales que aparecen en ambas márgenes de la boquilla: material arcilloso verde en la margen izquierda, riolita en la margen derecha, y material arcilloso y acarreos en las partes bajas; el vaso y la boquilla reúnen características satisfactorias de impermeabilidad y resistencia para el almacenamiento proyectado.

c).- ESTUDIOS AGROLOGICOS

Estos estudios tuvieron los siguientes resultados:

Los suelos predominantes en la zona de riego del proyecto "PEÑA DE CRISTAL", los constituyen texturas pesadas que van de migajones arcillosos a arcillas, color gris a gris claro. En general son suelos de profundidad media,

cuya capa limitante la constituye un tepetate de fácil intemperización de color café grisáceo localizado entre 0.70 y 1.00 M de profundidad. Estos suelos se consideran pedocales y de acuerdo a los análisis efectuados se consideran - que no son salinos.

Por su origen y modo de formación, son suelos de edad reciente, con topografía de loma, desagüe superficial eficiente precisamente por su topografía, y drenaje interior deficiente.

Estos suelos acusan pobreza en nitrógeno y en fósforo; también acusan riqueza extrema en potasio; atendiendo a su reacción de PH van de una acidez ligera a neutra, - siendo en salinidad y sodicidad normales. Por lo anterior se sugiere, para incrementar la producción, la aplicación de fórmulas abono nitrógeno-fosforadas.

Según la clasificación agrológica, los suelos de nuestra zona de riego son de segunda clase agrícola para fines de riego.

CANTIDAD DE AGUA PARA RIEGO

La cantidad disponible de agua para riego y las demandas de agua que requiere un área de terreno cultivado - son los factores limitantes que fijan la superficie de riego por beneficiar.

Para la determinación de la demanda de riego anual, deberá obtenerse información de los cultivos que se siembran en la región y en la zona de beneficio y de aquellos que pueden desarrollarse al contar con el agua para riego; deberán conocerse los porcentajes de la superficie que es probable se siembre con uno o varios cultivos, teniendo presente la demanda comercial en la región. Estos porcentajes es conveniente referirlos a una área que sirva de base para los cálculos, por ejemplo: 100 Ha

CALCULO DE LA DEMANDA ANUAL

NOMBRE DEL PROYECTO PEÑA DE CRISTAL

CULTIVO	% AREA CULTIVADA
MAIZ	10
HORTALIZAS	20
FRUTALES	50
PRADERAS	20

VOLUMEN DE AGUA POR Ha.

CULTIVO	LAMINAS DE RIEGO EN CENTIMETROS												VOLUMEN TOTAL POR Ha. DE CULTIVO (m. ³)
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
MAIZ		15		15	15								
HORTALIZAS	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
FRUTALES		20		20									
PRADERAS	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	

VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE M.³ PARA UNA SUPERFICIE DE 100 Ha.

CULTIVO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	VOLUMEN TOTAL
MAIZ		15		15	15								45
HORTALIZAS	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	240
FRUTALES		100		100									200
PRADERAS	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	240
TOTALES	40	155	40	155	55	40	40	40	40	40	40	40	725

DEMANDA ANUAL POR Ha. \cdot $\frac{\text{VOLUMEN TOTAL}}{100}$ \cdot $\frac{725\ 000}{100}$ \cdot $\frac{7\ 250}{100}$ m.³/Ha.

Con los datos anteriores se determinará la demanda de riego anual para 100 Ha, y la demanda de riego anual por 1 Ha, aplicándose este valor para la determinación de la superficie total que se puede beneficiar con el proyecto.

d).- ESTUDIOS HIDROLOGICOS

El éxito en el proyecto de las presas de almacenamiento, se derivará fundamentalmente del estudio Hidrológico que se realice, y la bondad de éste a su vez dependerá de la cantidad y veracidad de los datos disponibles.

Para llevar a cabo el estudio Hidrológico, es necesario conocer el régimen de la corriente por aprovechar, durante un determinado período de tiempo. Dentro de los procedimientos habituales que se siguen para la determinación del régimen de una corriente, se pueden enumerar el método directo y el método indirecto.

El método directo consiste en la observación directa de los escurrimientos del río a través de estaciones de aforo durante períodos de tiempo que a medida que sean más amplios permitirán obtener un mejor conocimiento de la corriente.

El método indirecto consiste en deducir los volúmenes escurridos en función de los tres factores que los producen, a saber: precipitación pluvial, área de la cuenca y coeficiente de escurrimiento.

Los estudios Hidrológicos elaborados con base a la deducción del régimen de la corriente por el método indirecto, pueden arrojar resultados aceptables si los factores que intervienen en él pueden ser determinados con precisión.

En este proyecto tendremos que usar este método debido a que no existe estación de aforo en el Río Santa Rosa.

CUENCA DE CAPTACION:

Es la superficie del terreno limitada por la línea del parteaguas, en la cual el agua escurre y es drenada por el río, desde su nacimiento hasta el sitio de la boquilla. En este proyecto, el área de la cuenca se tomó de la Carta Geográfica de la Defensa, y tiene una superficie de 5 Km².

PRECIPITACION MEDIA ANUAL:

Es el promedio de las precipitaciones medias mensuales en el período considerado, las que se obtuvieron a partir de los datos pluviométricos recopilados diariamente en las estaciones climatológicas.

La estación climatológica más cercana a la boquilla es la estación de Tultenango, cuyas coordenadas son: --- Lat. 19°52' N., y long. 100°02' WG, y las del centro de gravedad de nuestra cuenca son: Lat. 19°48' N y Long. -- 100°06' WG.

La estación climatológica de Tultenango tiene un período de observación de 11 años, de 1958 a 1968, siendo la precipitación media de 921 mm.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO:

Es la relación entre el volumen escurrido y el volumen llovido sobre el área de la cuenca.

$$C = \frac{V. \text{ esc.}}{V. \text{ llovido}}$$

Este coeficiente puede ser calculado por dos métodos:

A).- *Determinación Directa:*

De los aforos de las corrientes se obtienen los volúmenes escurridos anualmente, cuyos porcentajes respecto a los volúmenes llovidos manifiestan los coeficientes de escurrimiento anuales respectivos.

B).- *Método de Comparación:*

Se utiliza cuando en la corriente por estudiarse no se dispone de estación hidrométrica, el coeficiente de escurrimiento puede determinarse al comparar la cuenca en estudio con otras de características semejantes y de las cuales se tengan datos de aforos. El coeficiente de escurrimiento será aquel que corresponda a la cuenca que tiene mayor semejanza en extensión, topografía, geología, vegetación, etc., con la estudiada.

Como en el escurrimiento que vamos a aprovechar no tenemos estaciones de aforo, calcularemos el coeficiente de escurrimiento por el método de comparación.

Existen tres factores para definir el coeficiente de escurrimiento:

1.- *Por superficie de la cuenca:*

Hasta	10 Km ²	C
		20%
De	10 a 100 Km ²	15%
De	100 a 500 Km ²	5%

2.- *Por magnitud de la precipitación:*

Hasta	800 mm	0 a 5%
De	800 a 1 200 mm	5 a 15%
De	1 200 a 1 500 mm	15 a 35%

3.- Tomando en cuenta la vegetación:

	<i>C</i>
Terrenos cultivados, pasto	1 a 30%
Áreas boscosas	5 a 20%
Terreno de cultivo	25 a 50%

Para nuestro caso en particular, tendremos:

Por área de la cuenca (5Km ²)	20 a 20%
Por precipitación (921 mm)	5 a 15%
Por vegetación (terrenos, cultivados, pastos)	<u>1 a 30%</u>
SUMAS:	26 - 65%
PROMEDIO:	8.67 - 21.67

El coeficiente *C* estará comprendido entre 9% y 22%. Considerando que las pendientes de la cuenca son fuertes, el valor de *C* deberá ser más bien alto. Como además existen cultivos y pastos, adoptaremos $C = 18\%$

PORCENTAJE DE VARIACION DEL ESCURRIMIENTO:

Es una representación numérica aproximada de la forma en que varía el régimen de escurrimiento de una corriente, y que nos es útil para tener una idea de como prever un mejor aprovechamiento.

Para cuantificar la variación del escurrimiento, se determinan los promedios de los volúmenes anuales escurridos mayores y menores del medio anual, su diferencia se divide entre el volumen escurrido medio anual en el período considerado y se multiplica por 100, obteniéndose el porcentaje de variación.

$$\% V = \frac{\text{Prom. Vols. Mayores} - \text{Prom. Vols. Menores}}{V_m} \times 100$$

Tomando en cuenta que en la determinación de los escurrimientos intervienen los valores de las precipitaciones, área de la cuenca y coeficiente de escurrimiento, de los cuales los últimos son constantes, podemos considerar únicamente las precipitaciones, de la siguiente forma:

$$\% V = \frac{P_{may} - P_{men}}{P_m} \times 100$$

En donde:

- $\% V$ = Porcentaje de variación
- P_{may} = Promedio de precipitaciones medias anuales - mayores que la precipitación media anual
- P_{men} = Promedio de precipitaciones medias anuales - menores que la precipitación media anual
- P_m = Precipitación media en el período de estudio

Si el porcentaje de variación es mayor o igual que 40, se calcularán los escurrimientos haciendo el coeficiente de escurrimiento variable anualmente, con el fin de conocer los volúmenes escurridos y su variación en una forma más apegada a su presentación. Si el porcentaje de variación es menor que 40, podremos suponer el coeficiente de escurrimiento constante.

Para nuestro caso tenemos:

Precipitaciones mm		
Media anual observada		920.92
Mayores que la media anual		Menores que la media anual
1 530.2	528.6	901.0
1 020.3	747.8	861.8
995.9	818.9	776.5
1 104.7	844.5	
SUMA	4 651.1	5 479.1
PROMEDIO	1 162.775	782.728
DIFERENCIA		380.047

$$\% V = \frac{380.047}{920.920} \times 100 = 41.27$$

Como % V es mayor que 40, el coeficiente de escurrimiento que adoptaremos será variable.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO VARIABLE

C_m = Coeficiente de escurrimiento medio anual = 18 %

P_m = Precipitación media anual 920.92 mm

P_c = Precipitación media en la cuenca 900.00 mm

$$F = \text{Factor de corrección} = \frac{P_c}{P_m} = \frac{900.00}{920.92} = 0.977$$

$$A = \text{Area de la cuenca} = 5 \text{ Km}^2 = 5\,000\,000 \text{ M}^2$$

$$A \times F = 4\,885\,000 \text{ M}^2$$

C_n = Coeficiente de escurrimiento para el año n

P_n = Precipitación para el año n

En general:

$$\frac{C_m}{P_m} = \frac{C_n}{P_n} \quad ; \quad C_n = \frac{C_m}{P_m} P_n = K P_n$$

$$K = \frac{0.18}{0.92092} = 0.19546 \text{ (Para } P_n \text{ en metros)}$$

Año n	P_n (M)	C_n	$C_n \times A \times F$ (M ²)
1958	1.5302	0.299	1 460 615
1959	1.0203	0.199	972 115
1960	0.5286	0.103	503 155
1961	0.7478	0.146	713 210
1962	0.8189	0.160	781 600
1963	0.9959	0.194	947 690
1964	0.8445	0.165	806 025
1965	1.1047	0.216	1 055 160
1966	0.9010	0.176	859 760
1967	0.8618	0.168	820 680
1968	0.7765	0.152	742 520

FACTOR DE CORRECCION:

Es el valor por el cual debemos multiplicar las precipitaciones observadas en la estación base para obtener - las precipitaciones respectivas en la cuenca.

Este factor de corrección se obtiene dividiendo la precipitación media anual en la cuenca entre el valor de - la precipitación media anual en la estación base.

La precipitación media en nuestra cuenca se obtuvo de la carta de isoyetas de la cuenca Lerma-Chapala-Santiago, para un período de 23 años; esta precipitación resultó ser de 900 mm. Por lo tanto:

$$F = \frac{P_c}{P_m} = \frac{900.00}{920.92} = 0.977$$

El volumen total escurrido en los 11 años de observación, es de 9 535 622 M³, por lo que el volumen escurrido medio anual es de 866 875 M³.

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE AZOLVES

La capacidad de azolves de una presa de almacena--- miento, es aquella que se destina a recibir el volumen de material de acarreo que durante la vida útil de la presa - depositará la corriente en el vaso. Esta capacidad se dispone por debajo del nivel de entrada a la obra de toma.

La capacidad de azolves depende de la cantidad de - material en suspensión que continuamente transporta la corriente, y su magnitud debe cubrir el volumen necesario pa - ra proteger el libre funcionamiento de la obra de toma du - rante la vida útil de la presa.

Por estudios efectuados se ha aceptado considerar - un porcentaje promedio anual de sedimentación del 0.15% - del escurrimiento medio anual.

CALCULO DE ESCURRIMIENTOS

AREA DE LA CUENCA _____ A = 5 Km.²
 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO _____ c = VARIABLE %
 PRECIPITACION EN LA CUENCA (Isoyetas) _____ P.c. = 900.00 m.m.
 PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE _____ P.m. = 920.92 m.m.
 FACTOR DE CORRECCION _____ F = $\frac{P.c.}{P.m.}$ = 0.977
 VOLUMEN ESCURRIDO = VE = A x c x F x P'm. _____ V.E = en miles de m.³
 PRECIPITACION MEDIA MENSUAL OBSERVADA _____ P'm = en m.m.

AÑOS	MESES	P'm.		V.E		AÑOS	P'm.		V.E		AÑOS	P'm.		V.E	
		1958	1959	1960	1961		1962	1963	1964	1965		1966	1967	1968	1969
1958	E	106.2	155.12	14.4	14.00	13.3	6.69	25.2	17.97						
	F	0.0	0.00	0.0	0.00	3.2	1.61	0.6	0.43						
	M	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	1.7	1.21						
	A	1.8	2.63	87.9	85.45	0.0	0.00	14.1	10.06						
	M	47.3	69.09	15.8	15.36	42.2	21.23	43.8	31.24						
	J	239.9	350.40	163.0	158.45	56.9	28.63	208.2	148.49						
	J	260.2	380.05	215.8	209.78	114.5	57.61	119.9	85.51						
	A	248.3	362.67	191.1	185.77	135.9	68.38	157.9	112.62						
	S	404.7	591.11	137.5	133.67	95.9	48.25	116.5	83.09						
	O	118.2	172.64	193.4	188.01	61.1	30.74	58.6	41.79						
N	55.3	80.77	0.0	0.00	1.5	0.76	1.3	0.93							
D	48.3	70.55	1.4	1.36	4.1	2.06	0.0	0.00							
ANUAL		1530.2	2235.03	1020.3	991.85	528.6	295.97	747.8	533.34						
1962	E	0.0	0.00	0.0	0.00	45.5	36.67	5.5	5.78						
	F	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	5.0	5.25						
	M	13.0	10.16	9.5	9.00	5.5	4.43	4.5	4.73						
	A	19.7	15.40	17.8	16.87	23.0	18.54	63.5	66.69						
	M	70.4	55.02	32.5	30.80	82.0	66.09	53.0	55.66						
	J	131.7	102.94	204.1	193.42	158.0	127.35	162.7	170.88						
	J	85.7	66.98	321.0	304.21	143.0	115.26	189.5	199.03						
	A	181.9	142.17	231.5	219.39	153.0	123.32	322.5	338.71						
	S	199.0	155.54	105.0	99.51	175.5	141.46	233.0	244.71						
	O	95.5	74.64	66.0	62.55	12.0	9.67	63.5	66.69						
N	17.0	13.29	4.0	3.79	27.5	22.17	0.0	0.00							
D	5.0	3.91	4.5	4.26	19.5	15.72	2.0	2.10							
ANUAL		818.9	640.05	995.9	943.80	844.5	680.69	1104.7	1160.24						
1966	E	0.0	0.00	43.0	35.29	0.0	0.00								
	F	3.5	3.01	5.0	4.10	11.0	8.11								
	M	36.5	31.38	0.0	0.00	1.5	1.11								
	A	12.0	10.32	35.0	28.72	24.5	18.07								
	M	52.5	45.14	53.0	43.50	45.0	33.19								
	J	159.0	136.70	162.0	132.95	166.5	122.82								
	J	251.0	215.80	105.8	86.83	202.0	149.00								
	A	217.5	187.00	192.5	157.98	70.5	52.00								
	S	22.5	19.34	157.5	129.26	158.5	116.92								
	O	141.5	121.66	97.5	80.02	28.0	20.65								
N	0.0	0.00	9.0	7.39	9.0	6.64									
D	5.0	4.30	1.5	1.23	60.0	44.26									
ANUAL		901.0	774.64	861.8	707.26	776.5	572.77								

Por otra parte, se ha fijado para un pequeño almacenamiento una vida útil de 25 años.

Por lo tanto, el volumen de azolves para la vida útil del pequeño almacenamiento es:

$$Cax = 0.0015 \times 25 Vm = 0.037 Vm$$

En donde:

Cax = Capacidad de azolves en M^3

Vm = Volumen escurrido medio anual en M^3

En nuestro caso:

$$Cax = 0.037 \times 866\ 875 = 32\ 074\ M^3$$

Redondearemos a $Cax = 32\ 000\ M^3$

CALCULO DE LOS DERRAMES:

Conociendo los escurrimientos medios anuales y la capacidad de azolves, se disponen varias alternativas para capacidad total del vaso, calculándose los volúmenes derramados medios anuales, durante el período de estudio. Conviene anotar los porcentajes de los volúmenes derramados con respecto al escurrimiento total medio anual.

Se tiene que:

$$\begin{aligned} \sum D &= \sum (V-CT) \\ \frac{\sum D}{n} &= \frac{\sum (V-CT)}{n} = Dm \end{aligned}$$

De donde:

D = Volumen derramado anual

V = Volumen escurrido anual

CT = Capacidad total propuesta

n = Número de años del período estudiado

Dm = Volumen derramado medio anual en el período

En nuestro caso $n = 11$

CALCULO DE LA EVAPORACION NETA

La evaporación neta en un vaso de almacenamiento es la evaporación media observada en el período de estudio, - afectada por un coeficiente reductor por magnitud de evapórometro y disminuída por la precipitación pluvial deducida en el vaso. Se puede indicar mediante la siguiente expresión:

$$E. N. = E_m C_2 - P_m (1-c)$$

En donde:

- E. N.* = evaporación neta en mm
- E_m* = Evaporación media anual observada en mm
- C₂* = coeficiente de reducción que depende del -- evapórometro que se use. Para la República Mexicana es de 0.77
- P_m* = precipitación media anual observada en mm
- c* = coeficiente de escurrimiento en la cuenca
- E_m C₂* = evaporación real en mm

AÑOS	EVAPORACION ANUAL
1958	1 454.20
1959	1 578.10
1960	1 844.09
1961	2 079.09
1962	2 068.31
1963	1 729.75
1964	1 686.50
1965	1 439.50
1966	1 334.56
1967	1 381.50
1968	1 737.70
SUMA	17 983.30
PROMEDIO	1 634.84

$$\begin{aligned} E_m &= 1\ 634.84 \\ E_m \times 0.77 &= 1\ 258.82 \\ P_m (1-c) &= 755.15 \\ \\ E. N. &= 503.67\ mm \end{aligned}$$

GRAFICA DE AREAS - CAPACIDADES

Disponiendo de la configuración topográfica del vaso de almacenamiento, se procede a medir con un planímetro las áreas de embalse correspondientes a cada curva de nivel, y tomando las áreas medias se calculan los volúmenes parciales entre cada curva de nivel, y los volúmenes acumulados hasta cada elevación.

Con los datos anteriores se construye una gráfica - cuyas ordenadas son las elevaciones y cuyas abscisas son - las áreas, por un lado, y por el otro, los volúmenes acumulados abajo de cada cota.

De esta manera es posible conocer a una elevación - determinada del embalse el área expuesta a la evaporación y el almacenamiento disponible. Recíprocamente, para un almacenamiento dado se pueden conocer la elevación del embalse y el área del mismo.

Con los siguientes datos elaboraremos nuestra gráfica de áreas-capacidades:

COTA M	A Ha	$A_1 + A_2$ Ha	$\frac{h}{2}$ M	V Miles M ³	Vacum. Miles M ³
2 669					
2 670	0.04				
2 672	0.16	0.20	1	2.00	2.00
2 674	0.50	0.66	1	6.60	8.60
2 676	0.93	1.43	1	14.30	22.90
2 678	1.43	2.36	1	23.60	46.50
2 680	2.37	3.80	1	38.00	84.50
2 682	3.23	5.60	1	56.00	140.50
2 684	4.25	7.48	1	74.80	215.30
2 686	5.14	9.39	1	93.90	309.20
2 688	6.41	11.55	1	115.50	424.70
2 690	7.84	14.25	1	142.50	567.20
2 692	9.25	17.09	1	170.90	738.10

CALCULO DE LOS VOLUMENES EVAPORADOS

Para el cálculo de los volúmenes medios anuales evaporados, usaremos la siguiente expresión:

$$V. \text{ ev.} = E. \text{ n.} \times A \text{ m}$$

En donde:

$V. \text{ ev.}$ = Volumen medio anual evaporado, en M^3

$E. \text{ n.}$ = Evaporación neta en mm

$A. \text{ m.}$ = Area media en M^2 , localizada en la gráfica de áreas y capacidades, y correspondiente a una capacidad media dada por la expresión:

$$C. \text{ M.} = \frac{C. \text{ T.} + Cax.}{2}$$

En donde:

$C. \text{ M.}$ = Capacidad media en M^3

$C. \text{ T.}$ = Capacidad propuesta en M^3

$Cax.$ = Capacidad de azolves en M^3

En este caso se supone que la evaporación es constante durante todo el período de estudio, lo cual no es cierto, pero ya que el error que se comete al hacer esta consideración no es de gran magnitud, se aceptará.

CALCULO DE LOS VOLUMENES APROVECHABLES Y DE LA SUPERFICIE BENEFICIADA

Para determinar los volúmenes aprovechables correspondientes a cada una de las capacidades totales propuestas, partiremos de la igualdad:

$$\text{Vol. esc. medio anual} = \text{Vol. aprov.} + \text{Vol. derram. medio anual} + \text{Vol. evaporado medio.}$$

$$\therefore V. \text{ aprov} = Vm - (Dm + Vev.)$$

expresión que se aplicará a cada capacidad total cuyos $D. \text{ m.}$ y $V. \text{ ev.}$ son conocidos.

CALCULO DE LOS VOLUMENES EVAPORADOS

NOMBRE DEL PROYECTO: PEÑA DE CRISTAL

VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL $V_m = 866\ 875\ M^3$

CAPACIDAD DE AZOLVES $C.AZ. = 32\ 000\ M^3$

CAPACIDAD MEDIA $C.M. = \frac{C.T. + C.AZ.}{2}$

EVAPORACION NETA $E.N. = 503.67\ mm$

% DE EVAPORACION $= \frac{V.EV.}{V_m}$

C. T. MILES m^3	C. M. MILES m^3	A. m. m^2	E. N. m.	V. EV. MILES m^3	%
500	266	46 700	0.50367	23.521	2.71
550	291	49 100	"	24.730	2.85
600	316	53 000	"	26.694	3.08
650	341	56 500	"	28.457	3.28
700	366	61 000	"	30.724	3.54
750	391	62 500	"	31.479	3.63
800	416	64 000	"	32.235	3.72

CALCULO DE LOS VOLUMENES APROVECHABLES Y LA SUPERFICIE BENEFICIADA

$V_{APROV} = V_m - (D.m. + V.EV.)$

DEMANDA BRUTA DE RIEGO 7 250 $m^3/Ha.$

C. T. MILES m^3	D. m. MILES m^3	V. EV. MILES m^3	V. APROV. MILES m^3	BENEFICIO Ha. NETAS.
500	385.424	23.521	457.930	63.16
550	341.484	24.730	500.661	69.06
600	303.050	26.694	537.131	74.09
650	267.592	28.457	570.826	78.73
700	237.529	30.724	598.622	82.57
750	214.142	31.479	621.254	85.69
800	193.720	32.235	640.920	88.40

Para conocer la superficie beneficiada neta, bastará dividir el volumen aprovechable entre la demanda bruta de riego, la cual quedó definida al final de los estudios agrológicos.

Con los resultados obtenidos podemos construir una curva de "Capacidades totales-Beneficio", con la que podemos definir nuestra capacidad conveniente, atendiendo al máximo beneficio con la capacidad mínima, es decir la capacidad económica.

En nuestro caso no existe una clara definición de la capacidad económica, sin embargo, adoptaremos una capacidad total de 600 000 Km³, que es el punto del primer cambio de pendiente. Con esta capacidad, estudiaremos un funcionamiento analítico abreviado del vaso, que nos permitirá apreciar si la capacidad escogida es la conveniente, observando la magnitud y distribución de las deficiencias que se presenten en el período estudiado.

Para estudiar el funcionamiento analítico, primero estableceremos nuestra ley de demandas, que nos dará a conocer la demanda mensual. Esta ley la establecemos en base a la demanda anual por hectárea, que encontramos al final de los estudios Agrológicos. Como tenemos, según nuestros estudios preliminares 79 hectáreas susceptibles de riego, haremos la ley de demandas para esa superficie.

CALCULO DE LA LEY DE DEMANDAS

LEY DE DEMANDAS PARA 79 Ho. NETAS.

NOMBRE DEL PROYECTO:
PEÑA DE CRISTAL

MES	SUPERFICIE BENEFICIADA (Ha.)	DEMANDA MENSUAL POR Ha. MILES DE m. ³	DEMANDA MENSUAL TOTAL MILES DE m. ³
E	79	0.40	31.60
F	"	1.55	122.45
M	"	0.40	31.60
A	"	1.55	122.45
M	"	0.55	43.45
J	"	0.40	31.60

MES	SUPERFICIE BENEFICIADA (Ha.)	DEMANDA MENSUAL POR Ha. MILES DE m. ³	DEMANDA MENSUAL TOTAL MILES DE m. ³
J	79	0.40	31.60
A	"	0.40	31.60
S	"	0.40	31.60
O	"	0.40	31.60
N	"	0.40	31.60
D	"	0.40	31.60
SUMAS.		7.25	572.75

CALCULO DE LAS DEFICIENCIAS

$C_T = 600\ 000\ m^3$ Evaporación mensual = $\frac{\text{Volumen evaporado}}{n} = \frac{26\ 694}{12} = 2\ 224\ m^3$

$C_U = 568\ 000\ m^3$ n = número de meses en que se reporte la evaporación; $8 \leq n \leq 12$

$C_A = 32\ 000\ m^3$

(1) (2) (3) (4) (3+4) (6) (7) (6+7) (5-8) (9-CU) (11)

AÑOS	MESES	ENTRADAS	ALM. INICIAL UTIL.	VOLUMEN DISPONIBLE	DEMANDA	VOLUMEN EVAPORADO	DEMANDA TOTAL	ALM. MINIMO UTIL.	DERRAMES	DEFICIENCIAS.
VOLUMEN EN MILES DE METROS CUBICOS										
1959	EN-MR	14.00	568.00	582.00	185.65	6.66	192.31	389.69		
1959	AB-OC	976.49	389.69	1366.18	323.90	15.54	339.44	568.00	458.74	
59-60	NV-MY	30.89	568.00	598.89	414.75	15.57	430.32	168.57		
1960	JN-OC	233.61	168.57	402.18	158.00	11.12	169.12	233.06		
60-61	NV-MY	32.49	233.06	265.55	414.75	15.57	430.32			164.77
1961	JN-OC	502.74		502.74	158.00	11.12	169.12	333.62		
61-62	NV-AB	26.49	333.62	360.11	371.30	13.34	384.64			24.53
1962	MY-OC	597.29		597.29	201.45	13.34	214.79	382.50		
62-63	NV-AB	43.07	382.50	425.57	371.30	13.34	384.64	40.93		
1963	MY-OC	909.88	40.93	950.81	201.45	13.34	214.79	568.00	168.02	
63-64	NV-AB	67.69	568.00	635.69	371.30	13.34	384.64	251.05		
1964	MY-SF	573.48	251.05	824.53	169.85	11.12	180.97	568.00	75.56	
64-65	OC-MR	63.32	568.00	631.32	280.45	13.34	293.79	337.53		
1965	AB-OC	1142.37	337.53	1479.90	323.90	15.54	339.44	568.00	572.46	
65-66	NV-FB	5.11	568.00	573.11	217.25	8.90	226.15	346.96		
1966	MR-OC	767.34	346.96	1114.30	355.50	17.79	373.29	568.00	173.01	
66-67	NV-MR	43.69	568.00	611.69	248.85	11.12	259.97	351.72		
1967	AB-OC	659.26	351.72	1010.98	323.90	15.54	339.44	568.00	103.54	
67-68	NV-AB	35.91	568.00	603.91	371.30	13.34	384.64	219.27		
1968	MY-SP	473.93	219.27	693.20	169.85	11.12	180.97	512.23		
68-68	OC-AB	229.30	512.23	741.53	402.90	15.57	418.47	323.06		
1958	MY-DC	2077.28	323.06	2400.34	264.65	15.57	280.22	568.00	1552.12	
										189.30

RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

P. A. PEÑA DE CRISTAL

Capacidad total	600 000 M ³
Capacidad útil	568 000 M ³
Capacidad de azolves	32 000 M ³
Volumen escurrido medio anual	866 875 M ³
Volumen aprovechable medio anual	555 541 M ³
% de aprovechamiento	64.09 %
Volumen evaporado medio anual	26 694 M ³
% de evaporación	3.08 %
Volumen derramado medio anual	284 640 M ³
% de derrames	32.83 %
Demanda anual por hectárea	7 250 M ³
Beneficio (Ha netas)	79 Ha
% de deficiencias	3.00 %
Eficiencia del vaso	0.978
Período de estudio	11 años

DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA

Se da el nombre de avenida a un aumento más o menos rápido de una corriente, ocasionado por una tormenta o sucesión de tormentas ocurridas en la cuenca de captación.

La magnitud de la avenida depende de muchos factores, siendo principales los siguientes:

- a) Intensidad y duración de las tormentas
- b) Localización y amplitud de las tormentas en la cuenca de captación
- c) Trayectoria de la tormenta
- d) Area y forma de la cuenca de captación
- e) Topografía de la cuenca, pendiente de ella y de las corrientes principales

- f) Geología de la cuenca
- g) Vegetación de la cuenca
- h) Estado de saturación de la cuenca

Existen varios métodos para el cálculo del gasto de avenidas máximas, de los cuales podemos citar dos: el método de sección y pendiente, y el método en el que se hace uso de la publicación "Gastos Máximos en las corrientes de la República Mexicana", Edición 1961 de la Dirección de Hidrología.

El primer método consiste en hacer un estudio del lugar, llevando a cabo una serie de levantamiento; consiste en:

- 1.- Establecimiento de puntos de control
- 2.- Levantamiento de las secciones transversales
- 3.- Levantamiento de las huellas de máximas aguas - en ambas márgenes
- 4.- Inspección del cauce para fijar los diferentes valores del coeficiente de rugosidad.

Una vez conocidos estos aspectos se usará la fórmula de Manning para conocer la velocidad en la sección propuesta:

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

En donde:

- V = Velocidad media en la sección, en M/seg
- r = Radio hidráulico en M
- A = Área en M²
- p = Perímetro mojado en M
- s = Pendiente del cauce
- n = Coeficiente de rugosidad

Conociendo la velocidad en cada una de las secciones, aplicándole el coeficiente de rugosidad "n" apropiado, se determinará el gasto en cada sección mediante la fórmula:

$$Q = A v$$

En donde:

Q = Gasto de avenida máxima en M^3/seg

A = Area de la sección en M^2

v = Velocidad media en la sección en M/seg

El valor del gasto de avenida máxima será igual al promedio de los gastos obtenidos en las secciones consideradas.

Este gasto obtenido, se puede incrementar en un porcentaje conservador del orden de 1.3 para tener el valor de la avenida máxima probable.

El segundo método requiere una descripción más detallada, ya que es el que usaremos.

En nuestro país, desde hace varios años, la Dirección de Hidrología, dependiente de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ha estado llevando estadísticas de las avenidas de las corrientes, con el fin de utilizar las experiencias derivadas de ellas, en el proyecto de las obras de excedencias y control de avenidas.

Actualmente el servicio hidrométrico de la Dirección de Hidrología cuenta con cerca de 900 estaciones hidrométricas en canales, presas y arroyos. En base a las estaciones hidrométricas señaladas se tienen los siguientes datos:

Nombre de la estación o sitio; nombre de la corriente y de la cuenca a que ésta pertenece; área de la cuenca de captación y gasto mínimo aforado o estimado; gasto unitario, o sea el gasto en $M^3/\text{seg}/\text{Km}^2$, y el período de obser-

vación en estaciones hidrométricas establecidas.

Estos datos se agrupan por regiones hidrológicas, - en las que se ha dividido el país y se determinaron curvas envolventes de gastos máximos para cada una de ellas.

Para cada región se dibujaron en papel logarítmico puntos correspondientes considerando como ordenada los gastos unitarios en $M^3/\text{seg}/\text{Km}^2$, y como abscisas las áreas de cuencas en Km^2 , teniéndose amplitudes para marcar gastos - desde 0.001 hasta 100 $M^3/\text{seg}/\text{Km}^2$, y áreas desde 1 hasta - 1 000 000 Km^2 .

Para trazar las envolventes de los puntos, se aplicaron las ecuaciones de curvas envolventes dadas por - -- William P. Creager y Robert C. Lowry.

La determinación del gasto máximo se hace del si--- guiente modo:

1.- Teniendo la localización del aprovechamiento y la región hidrológica a la que pertenece, se buscará la -- estación hidrométrica más cercana al sitio, seleccionándose aquella que por la extensión de su cuenca sea compara--- ble con la del proyecto.

2.- La clave de la estación seleccionada se localiza en su correspondiente región hidrológica y se hace pasar por ella una curva paralela a la envolvente de Creager (curva envolvente local).

3.- Entrando a la gráfica con el área de la cuenca en estudio, se referirá hasta interceptar la cuenca, determinándose fácilmente el gasto unitario correspondiente (q)

4.- Para encontrar el gasto de avenida máxima local (Q''), bastará multiplicar q por el área de la cuenca.

5.- Siguiendo el procedimiento indicado, se determinará también el gasto máximo regional (Q') tomando como - curva la envolvente de Creager (Curva envolvente regional)

Los valores de Q' y Q'' serán indispensables para el diseño de la obra de excedencias.

Nuestro aprovechamiento pertenece a la región hidrológica 5-A, que es la cuenca del río Lerma; la estación hidrológica más cercana al sitio de la boquilla es la del puente de Atlacomulco, sobre el río Lerma, le corresponde el número 29-5.

Siguiendo la secuela expuesta anteriormente, tenemos los siguientes resultados:

$$A = 5 \text{ Km}^2 = 5\,000\,000 \text{ M}^2$$

$$q = 0.95 \text{ M}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

$$Q'' = 4.75 \text{ M}^3/\text{seg}$$

$$q' = 7.6 \text{ M}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

$$Q' = 38.0 \text{ M}^3/\text{seg}$$

REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA

Al presentarse la avenida máxima, el caso más desfavorable será cuando el agua esté al nivel de embalse (NAN) sin embargo, cuando se puede disponer de una capacidad de almacenamiento relativamente grande levantando un poco la altura de la presa arriba del nivel normal, una porción del volumen de la avenida se puede retener temporalmente en el vaso hasta alcanzar el nivel de aguas máximas (N.A.M.E.), y la capacidad del vertedor se puede reducir considerablemente.

Si una presa pudiera hacerse suficientemente alta con espacio suficiente para almacenar todo el volumen de la avenida, arriba del nivel normal de almacenamiento, teóricamente no necesitaría más vertedor que uno de tipo de emergencia, siempre que la capacidad de la Obra de Toma pudiera evacuar el almacenamiento de sobrecarga en un tiempo razonable, en previsión de que se repita la avenida. En este caso, el nivel de las aguas máximas dependería completamente del volumen de la avenida y su gasto no tendría im

portancia. Sin embargo, bajo un punto de vista práctico, - existirán pocos emplazamientos que permitan almacenar por completo una avenida.

Al efecto de retener una parte de la avenida, se le llama *Efecto Regularizador del Vaso*, de donde nos interesa conocer el volumen retenido y el gasto de la avenida regularizada; esto nos dará la sobrecarga para alcanzar el nivel de aguas máximas.

Para cuantificar el efecto regularizador, existen varios métodos; en este proyecto emplearemos el *Método Gráfico de Goodridge*, para el cual se requieren los siguientes datos:

- 1.- Hidrograma de Entradas
- 2.- Curva de gastos del vertedor
- 3.- Curva de Elevaciones-Capacidades
- 4.- Constante de tiempo

1.- *Hidrograma de Entradas*.- Determinaremos el hidrograma de entradas por el método de *Levediov*. Este consiste en que al presentarse la avenida, el gasto que pasa por el vertedor aumenta gradualmente hasta llegar al máximo, y el tiempo que transcurre hasta ese momento se denomina tiempo de concentración. Después, el gasto comienza a decrecer durante el tiempo de receso.

Los tiempos de concentración y de receso los calcularemos con las siguientes expresiones:

$$t_c = \frac{L}{3.6v} \quad t_r = 2 \text{ a } 3 t_c$$

En donde:

t_c = Tiempo de concentración

t_r = Tiempo de receso

L = Longitud teórica del río, desde su nacimiento hasta el sitio de la boquilla.

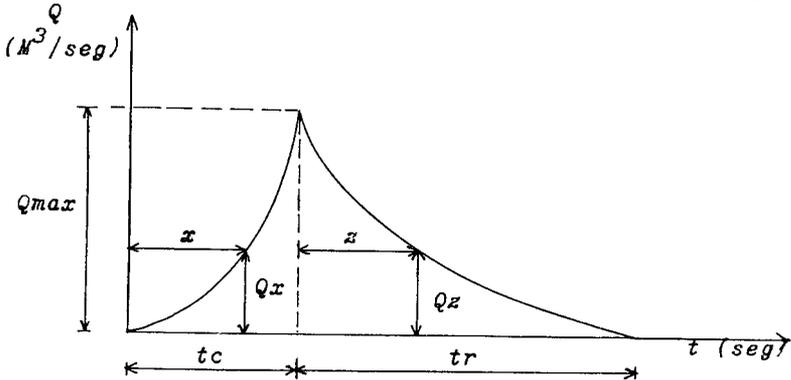
v = Velocidad del agua en el sitio de la boquilla

$t_r = 2 t_c$ para cuencas montañosas cerca de la --
desembocadura

$t_r = 3 t_c$ para cuencas alargadas

El hidrograma lo representamos en un sistema de --
ejes coordenados con los tiempos como abscisas y los gas--
tos como ordenadas; para encontrar los gastos correspon---
dientes a diferentes valores de tiempo, emplearemos las si
guientes expresiones:

$$Q_x = Q_{max} \left(\frac{x}{t_c} \right)^2 ; \quad Q_z = Q_{max} \left(\frac{t_r - z}{t_r} \right)^2$$



En este caso:

$$L = 3 \text{ Km}$$

Determinaremos la velocidad en el sitio de la boqui
lla por el método de sección y pendiente.

Datos:

$$Q = 38 \text{ M}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.0375$$

$$S^{1/2} = 0.193$$

$$n = 0.04$$

Aplicando la fórmula de Manning:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = Ar^{2/3}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{38 \times 0.04}{0.193} = 7.79$$

Elevación	A	P	r	r ^{2/3}	Ar ^{2/3}
2670.00	3.93	9.32	0.433	0.563	2.22
2670.50	8.96	11.70	0.765	0.836	7.47

$$v = \frac{0.193 \times 0.836}{0.04} = 4.03 \text{ M/seg}$$

$$tc = \frac{3}{3.6 \times 4.03} = 0.206 \text{ hrs} = 12.36 \text{ min}$$

$$tr = 2 tc = 24.72 \text{ min}$$

Cálculo de Qx y Qx

$$\text{En general } \frac{Q_{max}}{tc^2} = 0.2487$$

x (min)	x ²	Qx M ³ /seg	x (min)	$\left(\frac{tr-x}{tr}\right)^2$	Qx M ³ /seg
1	1	0.2487	2	0.8447	32.10
2	4	0.9948	4	0.7026	26.70
3	9	2.2383	6	0.5735	21.79
4	16	3.9792	8	0.4575	17.38
5	25	6.2175	10	0.3545	13.47
6	36	8.9532	12	0.2647	10.06
7	49	12.1863	14	0.1860	7.14
8	64	15.9168	16	0.1244	4.72
9	81	20.1447	18	0.0739	2.81
10	100	24.8700	20	0.0364	1.38
11	121	30.0927	22	0.0121	0.46
12	144	35.8128	24	0.0008	0.03
12.36	152.77	38.0000	24.72	0.0000	0.00

2.- *Curva de Gastos del Vertedor.*- Esta curva representa la variación del gasto que sale por el vertedor, con la carga sobre él. Podemos calcularla mediante la expresión general de descarga en vertedores:

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

- Q = Gasto de descarga
- C = Coeficiente de descarga
- L = Longitud efectiva de la cresta
- H = Carga sobre el vertedor

En nuestro caso:

$$C = 1.7 \quad ; \quad L = 6.00 \text{ M}$$

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

$$\frac{Q}{CL} = \frac{Q}{1.7 \times 6} = \frac{Q}{10.2}$$

Q M ³ /seg	Q/CL	H = (Q/CL) ^{2/3}
4	0.3922	0.546
8	0.7843	0.851
16	1.5686	1.350
20	1.9608	1.567
24	2.3529	1.769
28	2.7451	1.961
32	3.1373	2.142
36	3.5294	2.319
38	3.7255	2.400

3.- *Curva de Elevaciones-Capacidades.*- Nos permite conocer los volúmenes que se pueden almacenar a diferentes niveles del agua en el vaso.

4.- Constante de tiempo.- Esta constante depende de la escala de gastos, de volúmenes y de tiempos. Debe existir compatibilidad entre estas escalas.

El método gráfico de Goodridge resuelve la ecuación de la continuidad:

$$(Q - q)\Delta t = \Delta V$$

En donde:

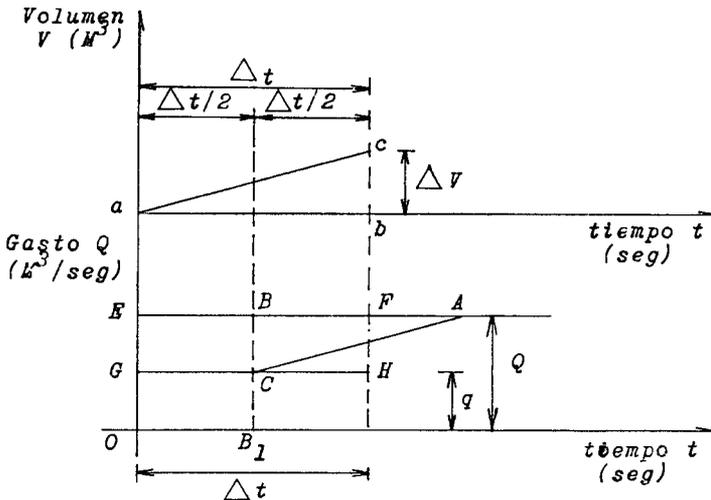
Q = Gasto de entradas

q = Gasto de salidas

Δt = Incremento de tiempo

ΔV = Incremento de volumen almacenado

Determinación de la Constante de Tiempo



En un sistema de ejes coordenados representamos, en el eje de las abscisas los tiempos, y en el eje de las ordenadas los gastos y los volúmenes almacenados, como se indica. Si suponemos que en un intervalo de tiempo Δt - -

entra al vaso un gasto Q , y por el vertedor sale un gasto q , entonces, de acuerdo con la ecuación de la continuidad, podemos construir la gráfica de los volúmenes almacenados. Esta gráfica será una recta en el intervalo de tiempo, ya que Q y q son constantes. Si representamos con una recta - ac el incremento del almacenamiento ΔV con respecto al - tiempo Δt , la línea bc representa a ΔV , y la línea ab , Δt . Por el punto medio de ab bajamos una perpendicular, que - corta a la línea EF en B , y a GH en C . Por este último punto trazaremos una recta paralela a ac , que cortará la prolongación de EF en A , de esta manera se forman dos triángulos semejantes:

$$ABC \text{ y } abc$$

$$abc \sim ABC$$

de donde:

$$\frac{\overline{BC}}{\overline{bc}} = \frac{\overline{AB}}{\overline{ab}}$$

por lo que:

$$\overline{BC} \overline{ab} = \overline{AB} \overline{bc}$$

Si escogemos las escalas como sigue:

$$\text{Escala de gastos} \quad 1 \text{ cm} = X \text{ M}^3/\text{seg}$$

$$\text{Escala de tiempos} \quad 1 \text{ cm} = Y \text{ seg}$$

$$\text{Escala de volúmenes} \quad 1 \text{ cm} = Z \text{ M}^3$$

Tendremos, de acuerdo con la gráfica:

$$Q = BB_1 X \quad ; \quad q = CB_1 X \quad ; \quad t = ab Y \quad ; \quad V = bc Z$$

$$BB_1 = \frac{Q}{X} \quad ; \quad CB_1 = \frac{q}{X} \quad ; \quad ab = \frac{t}{Y} \quad ; \quad bc = \frac{V}{Z} \quad ;$$

$$BC = BB_1 - CB_1$$

Sustituyendo valores:

$$\left(\frac{Q}{X} - \frac{q}{X}\right) \frac{t}{Y} = AB \frac{V}{Z}$$

$$\frac{(Q - q) t}{X Y} = AB \frac{V}{Z}$$

$$AB = \frac{(Q - q) t Z}{X Y V}$$

Pero, de la ecuación de continuidad:

$$(Q - q) t = V$$

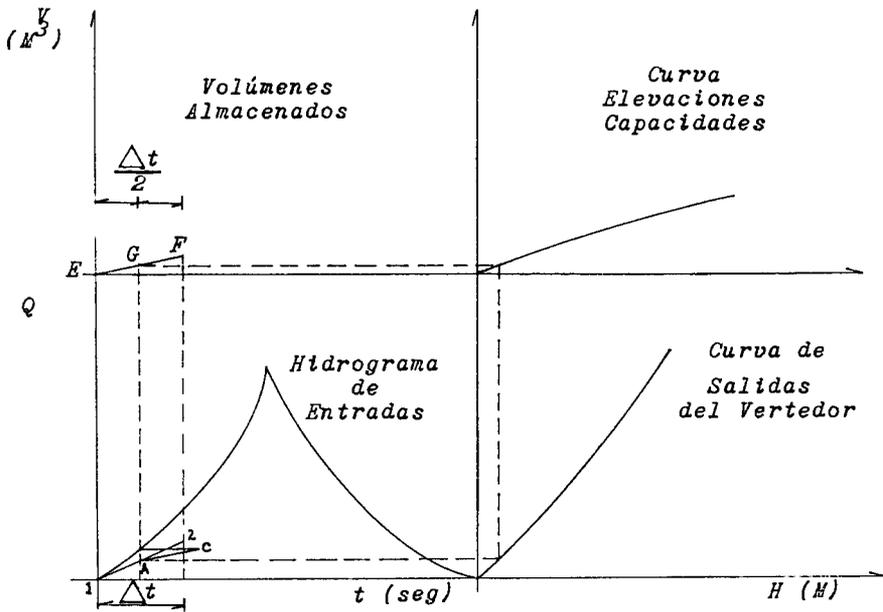
$$AB = \frac{Z}{XY}$$

a este valor $AB = \frac{Z}{XY}$ lo llamaremos K

$$K = \frac{Z}{XY}$$

K es la "Constante Gráfica de Tiempos"

Procedimiento:



Se escoge un intervalo de tiempo Δt y se supone un gasto de salida 1-2; por el punto medio de Δt se lleva una vertical hacia arriba, la cual corta al hidrograma de entradas en B y al hidrograma supuesto en A. A partir del punto B, horizontalmente hacia la derecha, se traza la - -

constante de tiempo K ; por el extremo de la constante de tiempo K (C) se lleva una recta que une A y C , la recta AC se lleva paralela hasta los ejes de volúmenes almacenados-tiempos, a partir del origen, definiendo la recta EF . Por el punto medio de esta recta (G), se lleva una referencia horizontal hasta la curva de elevaciones-capacidades; del punto donde corta a dicha curva se baja la referencia hasta la curva de gastos del vertedor, y de ahí se refiere hacia el hidrograma de salidas propuesto. Si dicha referencia coincide con el punto A , la recta 1-2 nos representará el gasto de salidas correcto. Si no hay coincidencia, se modifica el hidrograma de salidas 1-2 y se repite la secuela hasta que haya coincidencia.

Una vez conseguida la coincidencia en A , se toma otro intervalo de tiempo Δt y se supone otro gasto de salida, 2-3, y se repite el procedimiento.

Esta secuela se sigue a intervalos Δt durante el tiempo que dure la avenida, pudiéndose trabajar con valores Δt variables.

El hidrograma de salidas así obtenido tendrá un valor máximo que será precisamente la intercepción con el hidrograma de entradas, y cuyo valor, referido a la escala de gastos, nos representa el Gasto Máximo Regularizado.

Este gasto máximo regularizado, referido a la curva de salidas del vertedor, nos da la carga H sobre él.

El valor máximo (peak) de la primera curva que se obtiene con el trazo ya descrito, referido a la escala de volúmenes, nos determina el valor del volumen total almacenado.

En este proyecto se eligieron las siguientes escalas:

Escala de gastos	1 cm = 2 M ³ /seg
Escala de tiempos	1 cm = 90 seg
Escala de volúmenes	1 cm = 2000 M ³

$$K = \frac{2000}{2 \times 90} = 11.11 \text{ cm}$$

Y una vez efectuada la regularización por el Método Gráfico de Goodridge para un vertedor de 6 M de longitud, se obtuvieron los siguientes resultados:

Gasto máximo regularizado $Q_{reg} = 3 \text{ M}^3/\text{seg}$
Carga sobre el vertedor $H = 0.44 \text{ M}$

Con esto, podemos determinar el nivel de Aguas Máximas Extraordinarias:

$$NAME = NAN + H = 2\ 690.40 + 0.44 = 2\ 690.84$$

e) ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

Anteriormente las presas de tierra eran diseñadas - por métodos empíricos, determinándose los taludes en función de las alturas de cortinas y tipos de suelos, y también por comparación con las presas existentes.

Este procedimiento se ha considerado arbitrario, ya que se tenía un desconocimiento casi completo de las características de los materiales que intervienen en la construcción y de los fenómenos a que dichos materiales están sujetos.

Con la evolución de la Mecánica de Suelos, el diseño de las presas de tierra entró en la etapa en que el empirismo fue sustituido con el conocimiento de las propiedades de los suelos y con el análisis de las causas que provocaron las faltas ocurridas a presas construídas en el pasado, dando lugar a métodos modernos de diseño y construcción que permiten realizar este tipo de obras con la seguridad deseada.

Estos métodos modernos constan de estudios completos de Mecánica de Suelos, que incluyen el conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción antes de la construcción misma, el conociemien

to real de las condiciones de cimentación, análisis de estabilidad de taludes, los procedimientos de construcción que permitan dar a los materiales puestos en la obra, características semejantes a las definidas en el laboratorio y el control de ellas durante el proceso constructivo.

A continuación se describen cada uno de los estudios propuestos:

ESTUDIOS DE BANCOS DE PRESTAMO

El estudio de las zonas de donde se obtendrán los materiales para la construcción de la cortina, comprende los siguientes aspectos: Localización, Muestreo y Cubicación.

LOCALIZACION: Los bancos de materiales impermeables deberán localizarse preferentemente aguas abajo del eje, a la menor distancia posible, respetando una franja de un ancho mínimo de 5 veces la altura de la cortina, a partir de la traza del talud.

Las zonas para explotación del material impermeable podrán fijarse dentro del vaso, siempre y cuando la capa del suelo tenga espesor aceptable y que el material subyacente garantice la impermeabilidad del mismo, respetándose también, en este caso, la franja antes citada.

En el caso de este proyecto, se localizó un banco de material impermeable a 600 M aguas abajo, sobre la margen derecha. Los bancos de grava y arena se localizaron sobre el cauce del río a 100 M aguas abajo del eje de la boquilla, y finalmente, a la misma distancia se localizaron los bancos de roca sobre ambas márgenes.

MUESTREO: Material impermeable - Deberán de limitarse las áreas de los diferentes tipos de materiales impermeables, así como los volúmenes disponibles, con objeto de

hacer una selección de las muestras representativas, que servirán para efectuar los ensayos de laboratorio, para obtener los valores de las propiedades mecánicas que intervienen en el diseño.

De cada uno de los bancos de material impermeable con posibilidades de explotación, se extraerá una muestra integral por cada 20 000 M³ del volumen total preestimado para el cuerpo de la cortina.

Para la obtención de muestras integrales se cavarán pozos a cielo abierto por medio de pico y pala, con dimensiones mínimas de 1.50 X 2.00 hasta la profundidad que se considere suficiente para cubrir las necesidades de explotación o de acuerdo con el material existente. A continuación, en una de las paredes del pozo, sin tomar en cuenta la capa superficial de suelo contaminada de materia orgánica, se abre una ranura vertical de 20 cm de ancho por 15 cm de profundidad y a todo lo largo del material disponible. El producto de esa ranura se recoge en su totalidad y si resulta de gran volumen, se mezcla perfectamente para tomar una muestra representativa de 30 a 40 Kg.

Estas muestras deben empacarse en sacos de tela o lona en forma tal que no se pierdan los finos, y para remitirlas al laboratorio, se les colocan 2 etiquetas, una interior y otra exterior, con los siguientes datos:

- a) Nombre y ubicación de la obra
- b) Nombre del banco
- c) Localización del pozo
- d) Espesor de la capa vegetal
- e) Espesor del muestreo
- f) Profundidad explotable
- g) Espesor de la capa protectora impermeable que se dejará en caso de encontrarse el préstamo dentro del vaso
- h) Humedad natural

El conocer la humedad natural de los bancos, prevé la necesidad de dar riego al material que se tendrá para ser compactado; la humedad óptima de compactación podrá darse al material en el sitio mismo de su ubicación, o bien proporcionársela al banco, siendo este último procedimiento más deseable por obtenerse compactación más uniforme.

Por otra parte, si las humedades naturales del banco son muy superiores a la óptima requerida, se deben tomar providencias para disminuirlas por medio de drenes, construídos previamente a la explotación.

CUBICACION: Para la cubicación de los bancos de préstamo de material impermeable o de grava y arena, se procede a ejecutar una serie de pozos, distribuídos según una cuadrícula con espaciamientos de 100 M y en número suficiente para poder estimar la superficie y profundidad que se requieren para obtener el volumen necesario. En el caso de bancos de roca, la cubicación en general puede hacerse en forma estimativa.

ESTUDIOS DE LABORATORIO

En este inciso se describen en términos generales los estudios de bancos de laboratorio de Mecánica de Suelos, que se han considerado necesarios para determinar las características del proyecto de la cortina para la presa de almacenamiento, sobreentendiéndose que dichos estudios deberán sujetarse a las normas establecidas.

CLASIFICACION DE LOS SUELOS: Es conveniente antes de entrar en los problemas de diseño de la cortina, clasificar el tipo de suelo que se usará en su construcción, -

con objeto de estudiar los diversos factores que afectan a sus propiedades mecánicas, y ordenarlas en grupos con características semejantes, conforme a una convención establecida.

De las diversas convenciones que existen para clasificar a los suelos, se ha elegido aquí el sistema conocido como "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos", no solo por considerársele uno de los más descriptivos, sino que, además, por haber sido adoptado por varias Organizaciones interesadas en este campo de la Ingeniería.

Este sistema ofrece la doble ventaja de ser fácilmente adaptable al campo y al laboratorio, requiriéndose poca experiencia y unas cuantas pruebas sencillas para determinar el grupo al cual pertenece un suelo dado.

Por tomar en cuenta los factores de los cuales dependen principalmente las propiedades mecánicas a saber: granulometría, graduación, forma y plasticidad, describe a los suelos de tal manera que es fácil con un poco de criterio, asociar a cada grupo de suelo el orden de la magnitud de las características mecánicas más importantes, y por consiguiente, su adaptabilidad a los diversos usos de la construcción.

Por lo dicho anteriormente, será necesario efectuar para el suelo en estudio, su análisis granulométrico y determinar su plasticidad a partir de los límites de consistencia o de Atterberg.

Análisis Granulométrico

Las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionados con el tamaño y forma de las partículas que los integran, de ahí la conveniencia de llevar a cabo el análisis granulométrico, o sea la técnica que tie-

ne por objeto estudiar la distribución del suelo según los tamaños, graduación, y forma de sus partículas, a fin de juzgarlo de acuerdo con el uso que se le pretenda dar.

Límites de Atterberg

Los límites de consistencia o de Atterberg establecen las fronteras de los suelos en cuanto a su estado líquido y sólido, en función directa de su contenido de agua; indican claramente la plasticidad que a cada uno le corresponde, por diferencia del límite líquido y límite plástico definido como índice de plasticidad. En términos generales, se puede considerar que en suelos constituidos por limos o arcillas preferentemente, a mayor índice de plasticidad se tendrá mayor cohesión.

Prueba de Compactación Proctor

En general es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su comprensibilidad y hacerlo más impermeable.

El acomodo de las partículas de un suelo que se va a tratar de mejorar mediante un proceso de compactación, no solo depende de las características del dispositivo que se va a utilizar para compactarlo, sino fundamentalmente de la humedad que tenga el material. Por consiguiente, dado un proceso de compactación para cada material existirá un contenido de agua para obtener su máximo peso volumétrico.

La prueba Proctor nos determinará las condiciones óptimas de compactación de un suelo en el laboratorio para que posteriormente se correlacionen estos resultados a los

que se obtengan en el campo en el proceso constructivo y con el equipo previamente fijado.

Densidad

Con el propósito de determinar lo más realmente posible las características de los suelos en el estado que son obtenidas las propiedades mecánicas, se determina la densidad absoluta, definida como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. La densidad interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos, por lo que su conocimiento es muy necesario.

Prueba de Expansión

Es de suma importancia considerar la expansión, -- efecto que normalmente se presenta en algunos suelos cuyos componentes mineralógicos, por causas de saturación, producen incrementos en la relación de vacíos, reduciendo notablemente sus propiedades mecánicas.

Este fenómeno debe considerarse en los pequeños almacenamientos, en donde la altura del terraplén puede no ser suficiente para compensar la expansión, y el comprobarlo incluye elaboración de pruebas cuyo tiempo de operación no resulta oportuno para los requisitos que exige su construcción.

Para considerar este fenómeno, se han tomado como aceptables valores de expansión entre 0% y 50%, no así -- cuando fluctúan entre 150% y 200%, en cuyo caso la cohesión del material puede reducirse en un 20% aproximadamente para fines de proyecto.

Sin embargo, las propiedades físicas de cualquier arcilla expansiva pueden variar entre límites extensos, lo cual exige comprobar su naturaleza cuando los resultados de expansión libre son altos, requiriéndose estudios más detallados.

Propiedades Mecánicas

En la práctica de los análisis de estabilidad de taludes se ha podido observar que en general para secciones homogéneas u homogéneas modificadas constituidas por material cohesivo, el caso más crítico generalmente ocurre al final de la construcción, suponiendo el material saturado, por lo tanto se considera que la revisión de esta condición es suficiente para la selección de un talud estable en cortinas de presas de almacenamiento.

Las propiedades mecánicas necesarias para efectuar dicho análisis quedan definidas al someter una muestra del suelo a una prueba triaxial rápida no drenada.

Tratándose de suelos cohesivos, los valores obtenidos para el ángulo de fricción interna mediante la prueba mencionada, son pequeños y se ha considerado conveniente no hacerlos intervenir para el análisis de taludes, lo que asegurará una mayor estabilidad.

Los especímenes de prueba remoldeados que se usarán para la prueba, serán elaborados con suelo pasado por la malla No. 4 con una compactación comprendida entre 89 y 95% cuando se trate de arcillas francas, y no menores de 93% para materiales limosos, arenas limosas o arcillosas. En ambos casos se trataría con grados de saturación entre el 93 y el 96%, no considerándose saturaciones mayores, debido a las pocas probabilidades de que los materiales de las cortinas de una presa de almacenamiento se saturen totalmente, tanto por su impermeabilidad, como por las condiciones de funcionamiento de los vasos, los cuales permanec-

cen llenos solo una parte del año.

El límite inferior del 89% de compactación fijado - para la arcilla franca, surgió de la experiencia a través de las obras construidas con porcentaje de compactación inferior, los cuales presentan ligeros asentamientos que - - aunque sin trascendencia, eran objeto de alarma, teniéndose que recurrir a estudios post-constructivos con las consiguientes erogaciones.

El porcentaje de compactación de los especímenes se fijará de acuerdo con la compactación (relación entre el peso volumétrico seco y el óptimo determinado en la prueba Proctor) que se puede alcanzar en el terraplén con el equipo de construcción usado, trabajando en condiciones normales y tomando en cuenta los resultados obtenidos en el laboratorio de acuerdo con la calidad del material disponible.

El resultado de los estudios de Mecánica de Suelos fue el promedio de tres muestras de material impermeable - como sigue:

Granulometría	Grava	0%
	Arena	8%
	Finos	92%
	D50	0.018'
Límites de Consistencia	Límite líquido	43.17%
	Límite plástico	23.75%
	Índice de plasticidad	19.42%
Prueba Proctor	$\gamma_o =$ Peso volumétrico óptimo = 1 511 Kg/M ³	
	$w_o =$ Humedad óptima	26.3%
Densidad		= 2.686

Con los datos anteriores podemos clasificar el suelo de nuestro caso, mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos y el cuadro del Doctor James L. Sherard "Clasificación de los Materiales para Terraplenes de Presas". Examinando los datos anteriores clasificaremos el material en el grupo V de Sherard que dice:

Resistencia de la tubificación: La más alta resistencia a la tubificación: La resistencia no disminuye severamente a pesar de una compactación pobre.

Susceptibilidad al agrietamiento cuando la compactación es pobre: Agrietamientos improbables. Grandes asentamientos posteriores a la construcción, pero alta deformabilidad.

Consecuencias del control inadecuado de la humedad: Las menores probabilidades de falla ya sea de tubificación o por agrietamiento.

f) ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS

Los estudios económicos comprenden la integración de todos los factores que intervienen en la realización de la obra, tales como el costo de los materiales, mano de obra, financiamiento, mercados de las cosechas, recuperación del capital invertido, etc., factores que influyen de manera determinante para poder dictar la conveniencia o inconveniencia de la realización de la obra.

Con esto damos por terminados los estudios definitivos y pasamos al proyecto de las estructuras.

III.- ESTUDIO Y PROYECTO DE LA CORTINA

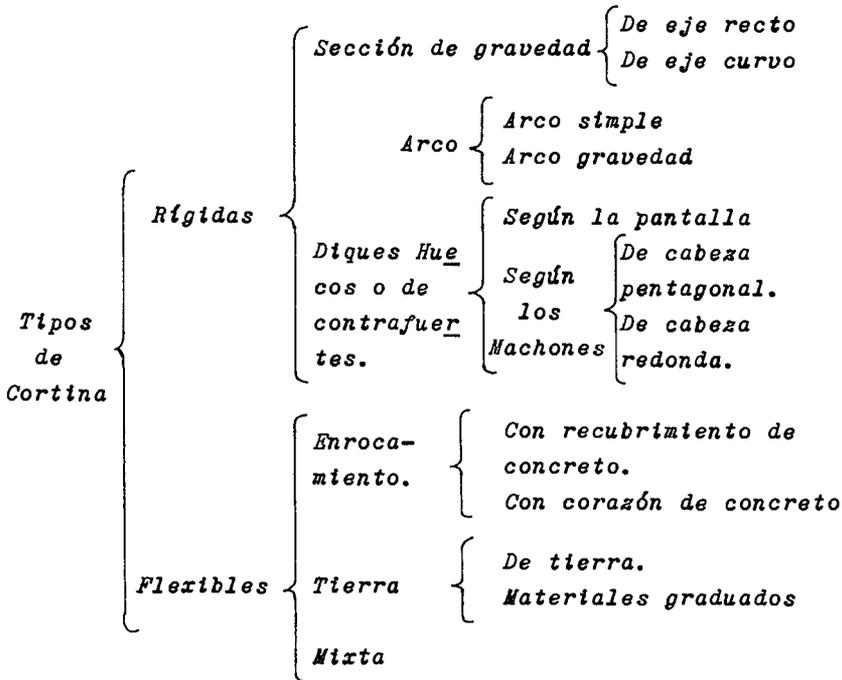
Para formar una presa de almacenamiento en la cual se guarde el agua escurrida en una corriente superficial, se busca, generalmente a lo largo de su recorrido, un lugar con suficiente amplitud que se estreche del lado de la salida en una boquilla o garganta, donde sea posible y económico construir una obra para cerrar el vaso, obra que se llama cortina. La cortina tiene por objeto formar un depósito que permite almacenar el agua de las avenidas, y después extraerla de acuerdo con las necesidades de riego.

Una cortina debe reunir dos condiciones indispensables:

1a.- Debe ser impermeable, ya que su papel es cerrar un vaso para almacenar agua. A medida que se considera mejor ésta, la obra será más efectiva.

2a.- Debe ser estable, ya que el agua que contiene es un peligro en potencia. La cortina protege vidas humanas y animales, fincas y terrenos que se localicen aguas abajo.

Las cortinas pueden dividirse en dos grandes grupos: Rígidas y Flexibles; estos grupos, a su vez, se subdividen en otros, como se indica:



CORTINAS RIGIDAS

SECCION GRAVEDAD.- Son aquellas que trabajan por su propio peso como elemento estabilizador. Suelen ser construidas de mampostería juntaada por morteros, o de concreto, siendo indispensable una buena cimentación para su seguridad. Trabajan como ménsulas y cuando la boquilla es chica, el eje de la cortina es curvo.

DE ARCO SIMPLE.- Este tipo tiene la particularidad de que las cargas que obran sobre la estructura son transmitidas por acción del arco a los apoyos de los estribos,

y por acción del cantilever a la cimentación. Requieren cimentaciones rígidas y son muy estables y ligeras. Las ventajas que ofrece este tipo de presas consiste en los volúmenes de materiales empleados, que son inferiores a los utilizados en los demás tipos. Sin embargo, su aplicación es limitada, ya que requiere boquilla estrecha y profunda, con laderas resistentes.

DE ARCO GRAVEDAD.- Este tipo de cortina es una combinación de las dos anteriores, y consiste en secciones de gravedad dispuestas en arco; por lo que la transmisión de las cargas se efectúa por su propio peso en los extremos de cada arco formado. Sus limitaciones son más flexibles que los casos anteriores, pero desde luego que su cimentación debe ser bastante resistente.

DIQUES HUECOS O DE CONTRAFUERTE Y PANTALLAS

ARCOS MULTIPLES.- Se llaman así a las constituidas por una serie de arcos apoyados sobre contrafuertes, pero en las que los primeros tienen características mecánicas perfectamente diferenciadas de los apoyos; estos constituyen meros elementos de transmisión de cargas. Su uso se encuentra indicado para valles con cerramientos muy anchos. Su principal ventaja consiste en que sus costos de construcción son muy reducidos, pero requiere una cimentación muy resistente, debiéndose efectuar la construcción con su mo cuidado, para evitar los asentamientos de los contrafuertes. Estos cuidados requieren personal especializado que obliga a subir el costo de la mano de obra.

MACHONES DE CABEZA.- Se llaman así aquellas en las cuales predominan estos elementos. En este caso la cortina

trabaja como una de gravedad con sección resistente no-continua; con este tipo de cortina se reducen cimbra, subpresiones, y se aminoran los esfuerzos técnicos, aumentando - al mismo tiempo la superficie de exposición. Los machones se unen con una losa corrida en toda su base, haciéndola - permeable para evitar la subpresión. Este tipo de cortina requiere muy buena cimentación, ya que las cargas se concentran en áreas menores, que son las áreas de cimentación de cada machón.

CORTINAS FLEXIBLES

DE ENROCAMIENTO.- Las cortinas de enrocamiento, como todas las flexibles, son de sección trapecial con taludes tendidos a ambos lados. Los enrocamientos por sí solos no ofrecen obstáculo al paso del agua, ya que la cantidad y magnitud de los huecos es muy considerable, luego hay - que proveerlos de un elemento impermeable que puede ser - una losa de recubrimiento apoyada en el talud de aguas - arriba y directamente sobre el enrocamiento, o un corazón impermeable en el centro, que puede ser flexible o rígido. Los corazones rígidos pueden construirse de mampostería o concreto, los flexibles de material arcilloso, en cuyo caso se hace necesaria una pequeña capa de grava entre el corazón y el enrocamiento, para evitar que el flujo del agua produzca arrastre del material del corazón.

DE TIERRA.- Pueden ser de materiales graduados, con un corazón de material arcilloso en el centro, en seguida una zona de transición formada de grava o rezaga cuyo tamaño aumenta hacia el exterior, para al final tener una zona de enrocamiento que en el talud de aguas arriba sirve de - protección contra el oleaje en el vaso, y en el de aguas -

abajo como protección contra la erosión de la lluvia.

Las cortinas de tierra propiamente dichas, son casi en su totalidad de material arcilloso, que generalmente - llevan en su talud de aguas arriba, o en ambos, un revestimiento de roca con los fines explicados.

ELECCION DEL TIPO DE CORTINA

Topográfica y geológicamente es factible la cons---
trucción tanto de una presa de gravedad, como una de tie---
rra; elegimos una cortina de material impermeable, ya que
cerca del sitio de la boquilla hay gran cantidad de arci---
lla y piedra.

DISEÑO DE LA CORTINA

Una vez definido el tipo de cortina, procedemos a -
analizar las distintas fuerzas que obran sobre ella, con -
base en las conclusiones del estudio hidrológico efectuado

Capacidad útil	568 000 M ³
Capacidad de azolves	32 000 M ³
Capacidad total	600 000 M ³
Nivel de aguas normales (N.A.N.)	2 690.40 M
Nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.)	2 690.84 M

BORDO LIBRE.- Es la distancia vertical entre el má-
ximo embalse y la corona de la cortina, y comprende los -
siguientes puntos:

- a).- Altura de la ola
- b).- Bordo libre adicional

La altura de la ola se refiere a la distancia vertical entre la superficie normal estática del agua tranquila y la cresta de la ola, obteniéndose en función de la velocidad del viento y la distancia máxima medida sobre la superficie del agua a presa llena, a partir de la cortina (Fetch).

Aplicando la fórmula de Wolf:

$$H = (0.005V - 0.068)\sqrt{F}$$

En donde:

H = Altura de la ola en metros

V = Velocidad del viento en Km/hora

F = Fetch en kilómetros

En nuestro caso tenemos:

$$V = 130 \text{ Km/hr}$$

$$F = 570 \text{ M} = 0.57 \text{ Km}$$

$$H = (0.005 \times 130 - 0.068)\sqrt{0.57} = 0.439 \text{ M} = 0.44 \text{ M}$$

$$H_0 = 2/3 H = 0.29 \text{ M}$$

Y para presas de tierra:

$$BL = 3.5 H_0 = 1.01$$

Con lo que tenemos:

$$\text{Elev. corona} = \text{Elev. NAME} + BL = 2 \text{ 691.85}$$

ANCHO DE CORONA.- El ancho de corona de una cortina de tierra por regla general se determina mediante la aplicación de fórmulas empíricas, en función de su altura, recomendándose que el valor mínimo sea de 4.00 M para facilitar la construcción con equipo pesado.

La corona debe llevar una protección contra la lluvia, el viento o el desgaste por tránsito cuando la corona se use como camino. La protección usual consiste en colocar una capa de 25 cm de espesor, de roca pequeña seleccionada, de grava y arena, de tezontle o de cualquier mate-

rial friccionante existente en la región. Se debe proveer drenaje a la corona mediante un bombeo del 2% hacia aguas arriba.

Si la corona de la cortina va a formar parte de un camino, se deberán colocar a lo largo de ella las protecciones usuales. Si no se espera un tránsito de carretera, la corona se delinearán mediante la colocación de postes pintados de blanco de 50 cm de altura, de 15 a 20 cm de diámetro y espaciados a cada 10 M.

En nuestro caso dejaremos un ancho de corona de 4.00 M, la protección contra el intemperismo se la dará una capa de 30 cm de tepetate compacto, cubierta con 20 cm de grava y arena. Para delimitar la corona se pondrán fantasma de concreto simple de 1 M de altura por 20 cm de diámetro, hincados de manera que sobresalgan 50 cm, y espaciados a cada 10 M c.a.c.

ESTUDIO DE CIMENTACION

Tipos de cimentaciones:

El tipo de cimentación puede agruparse en 3 clases:

- A).- Cimentación en roca*
- B).- Cimentación en materiales de grano grueso*
- C).- Cimentación en materiales de grano fino*

Existen cimentaciones compuestas de varios tipos de suelos que provienen de distintos orígenes y que se encuentran estratificados en capas de arcilla, limo, arena fina y grava o que pueden constar de formaciones lenticulares de un mismo material sin regularidad de secuencia y de variación de extensión y espesor. A pesar de lo anterior, las características de la cimentación de acuerdo con las -

exploraciones llevadas a cabo, pueden ser generalizadas para que queden dentro de algunos de los tipos de cimentación mencionados.

En el sitio del proyecto se tiene dos tipos de cimentación de los anteriormente citados: cimentación en roca, en la margen derecha y el cauce, y cimentación en materiales de grano fino en la margen izquierda.

Del material de grano fino se hicieron 4 calas con los resultados que se exponen:

CALA O MUESTRA	PROCTOR		CIMENTACION			
	No.	γ_o	ω_o	γ_c	ω_c	$\frac{\gamma_c}{\gamma_o}$ % comp
1	1 530	21.3	1 400	22.6	91.5	- 1.3
2	1 350	28.4	1 230	29.3	91.2	- 0.9
3	1 460	24.2	1 360	25.3	93.0	- 1.1
4	1 620	20.0	1 415	20.2	87.2	- 0.2

En donde:

γ_o = Peso volumétrico óptimo (Prueba Proctor)

ω_o = Humedad óptima (Proctor)

γ_c = Peso volumétrico de la cala

$\frac{\gamma_c}{\gamma_o}$ = % de la compactación del terreno

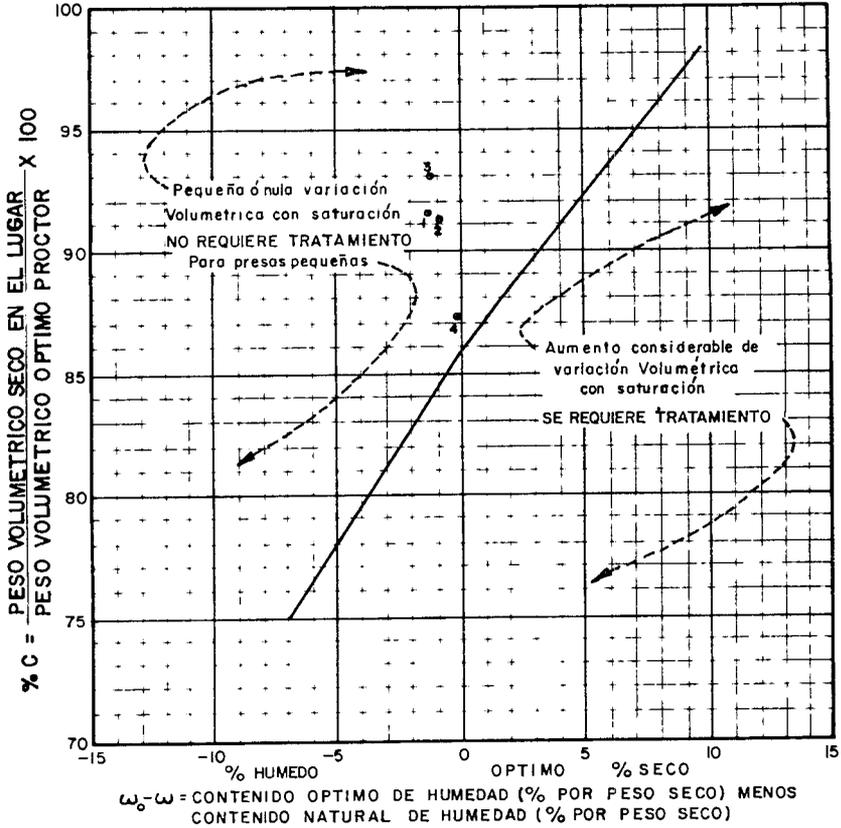
ω_c = Humedad de la cala

Observando la colocación de estas calas en el ábaco anexo, vemos que no necesita ningún tratamiento. Se hicieron también las pruebas de permeabilidad a la cimentación, con resultados satisfactorios.

ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Los taludes de una cortina deben ser estables en las condiciones más desfavorables de esfuerzos que puedan

ESTUDIO DE LA CIMENTACION



presentarse en la vida de la presa. Estas condiciones implican que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la cortina y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por consiguiente, el método de análisis de la estabilidad de taludes obliga a investigar la magnitud de los esfuerzos cortantes que actúan en el cuerpo de la cortina y el valor de la resistencia al corte de los materiales que la constituyen.

En la actualidad el método desarrollado por W. Fellenius constituye la base para el análisis de estabilidad de taludes. En este método se supone que las superficies de falla son de forma cilíndrica y aparecen en cortes transversales como arcos de círculo.

En virtud de que una estricta aplicación de este método implica una experiencia en su manejo y cálculos laboriosos, ya que en una sección transversal pueden pasar un número infinito de arcos de círculo y la localización del crítico es determinado por métodos de juicio, hemos optado por no usar este método, y sí el que se funda en la aplicación del ábaco de D. W. Taylor, que prevé la presencia de pequeños ángulos de fricción interna (ϕ).

Este ábaco contiene una síntesis de los resultados obtenidos al respecto por medio de investigaciones teóricas, y está elaborado en función del ángulo que el talud forma con la horizontal y el coeficiente de estabilidad para diferentes valores de un factor de profundidad.

DESCRIPCION Y USO DEL ABACO:

FACTOR DE PROFUNDIDAD n_d - El factor de profundidad (n_d) es la relación que existe entre la altura de la - - -

corona de la cortina sobre el terreno firme de la cimentación (ndH) y su altura sobre el desplanto (H).

$$nd = \frac{ndH}{H}$$

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD.- Está dado mediante la expresión:

$$N_s = \frac{\gamma Hc}{c}, \text{ en donde}$$

γ = Peso volumétrico húmedo en ton/M^3

Hc = Altura crítica en M

c = Cohesión en ton/M^2

Con el ábaco se deduce que el tipo y la posición - del círculo de falla dependen del ángulo del talud (B) y - del factor de profundidad, concluyéndose lo siguiente:

La falla de todos los taludes con ángulo mayor de - 53° se produce según un círculo de pie.

Si el ángulo es menor de 53° , el tipo de falla depende del valor del factor de profundidad (nd).

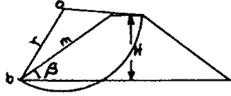
Para valores bajos de nd , el tipo de falla depende del ángulo del talud:

$nd = 1$, se produce según un círculo de talud

$nd > 4$, se produce por un círculo de punto medio; para cualquier valor del ángulo:

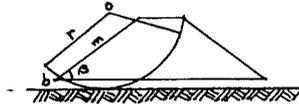
$1 < nd < 4$, se produce por un círculo de talud si el punto que representa los valores de nd y del ángulo del talud se halla por encima del área sombreada del ábaco. Si el punto se halla dentro del área sombreada, el círculo crítico es un círculo de pie. Y si el punto se encuentra por debajo de dicha área, el círculo de falla es un círculo de punto medio.

Círculo de pie.— Cuando en una cortina se produce una rotura por el talud, el círculo de falla se denomina *Círculo de Pie*, el cual generalmente pasa por el pie del talud.



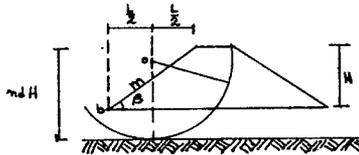
BASE FIRME

Círculo de Talud.— Cuando en una cortina se produce una rotura por el talud y si la base firme está situada muy cerca del pie *b* del talud, el círculo de falla se denomina *Círculo de Talud* y es tangente a la base firme e intercepta el talud por encima de *b*.



BASE FIRME

Círculo de Punto Medio.— Cuando en una cortina se producen roturas por la base, el círculo crítico se denomina *Círculo de Punto Medio*, debido a que su centro está situado sobre una recta vertical que pasa por el punto medio del talud.



BASE FIRME

El ábaco de Taylor se puede aplicar de dos formas:

a).- Por tanteos. Suponiendo valores de taludes y - mediante el factor nd , se encuentra el coeficiente de estabilidad Ns . La altura crítica se obtiene a partir de la - expresión:

$$H_c = \frac{Ns \cdot c}{\gamma}$$

Y el factor de seguridad lo encontraremos al aplicar la ecuación siguiente:

$$Fs = \frac{H_c}{H}$$

b).- Directamente. Se determina Ns :

$$Ns = \frac{Fs \cdot H \cdot \gamma}{c}$$

donde se ha fijado previamente Fs

Conocido Ns y nd , se entrará a la gráfica determinándose el talud correspondiente.

Aplicaremos el primer método:

De las pruebas efectuadas por el laboratorio de Mecánica de Suelos, resultaron los siguientes datos:

Cohesión	$c = 8$	ton/M ²
Fricción interna	$\phi = 10$	grados
Peso vol. húmedo	$\gamma = 1.86$	ton/M ³
Compactación	$\% = 96\%$	
% Saturación	$G = 97\%$	

Además:

Profundidad de la base firme $ndH = 20.50 \text{ M}$

Factor de profundidad $nd = \frac{ndH}{H} = 1$

Con talud 2 : 1 :

Para $nd = 1$, $Ns = 7.9$ (con $\phi = 0^\circ$)

$$\text{Altura crítica } H_c = \frac{7.9 \times 8}{1.86} = 34 \text{ M}$$

$$\text{Factor de seguridad } F_s = \frac{34}{20.50} = 1.66$$

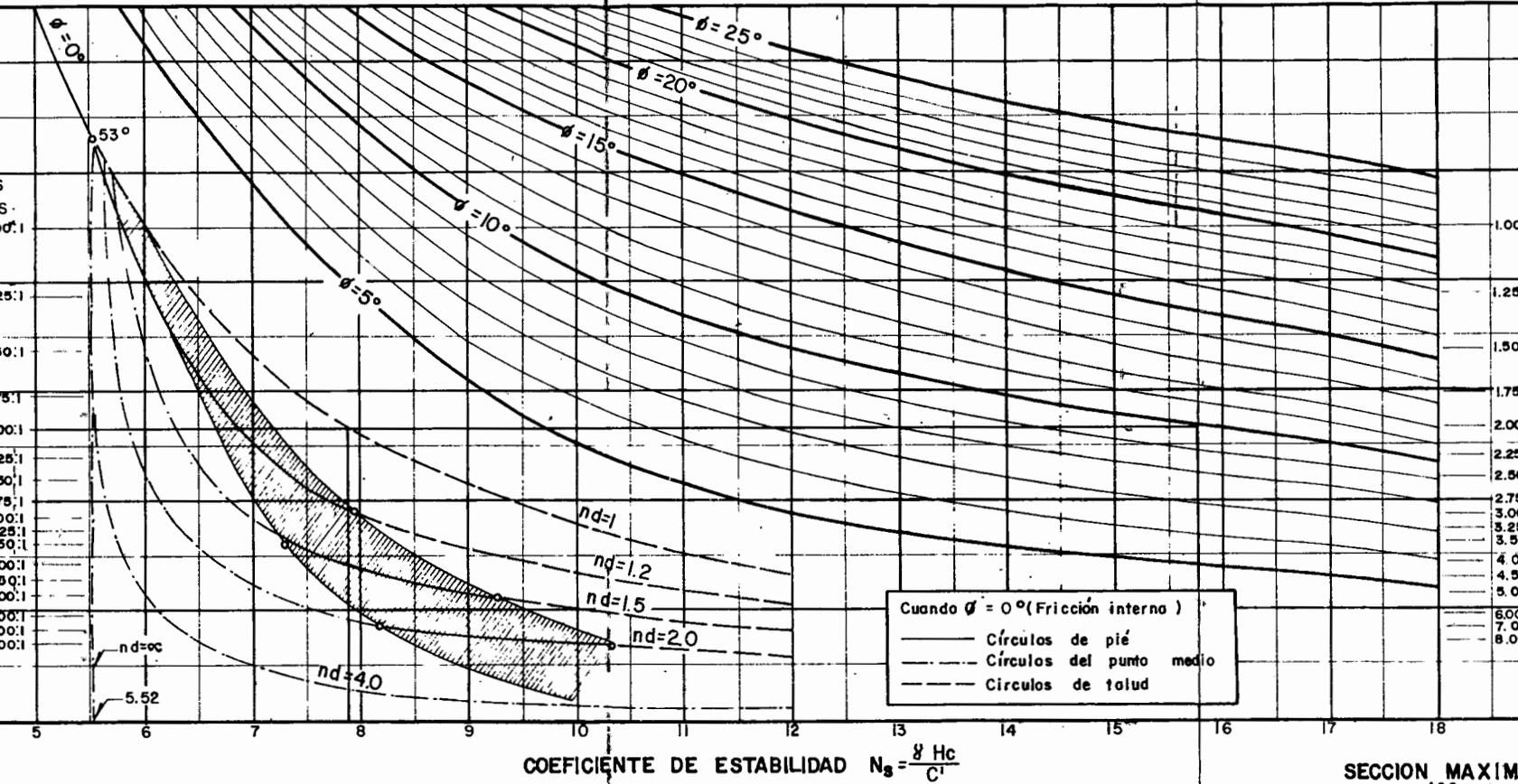
(Buena estabilidad)

Por lo tanto se acepta el talud 2 : 1

Las características de la cortina serán las siguientes:

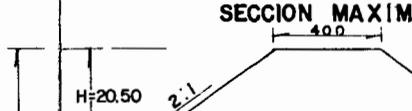
Material impermeable compactado al 95% como mínimo, con taludes 2 : 1 en ambos lados, cubierto con una chapa de enrocamiento de 60 cm de espesor. Del lado de aguas abajo, para aprovechar el material de excavación, se hará una banqueta hasta la elevación 1 875.85, protegida también con enrocamiento.

ABACO DE D.W. TAYLOR



Cuando $\phi = 0^\circ$ (Fricción interna)

- Círculos de pié
- - - Círculos del punto medio
- ... Círculos de tolud



IV.- ESTUDIO Y PROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

La función de la obra de excedencias, o vertedor de demasías en las presas de almacenamiento, es dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento, protegiendo de esta forma - la cortina y estructuras de la presa.

Los vertedores de demasías se clasifican en:

A).- En cuanto a su operación

1.- Vertedores de cresta libre o escurrimiento libre.

2.- Vertedores de cresta móvil.

Los vertedores de cresta libre dan paso al agua - - cuando la superficie de ésta supera el nivel de la cresta.

Los vertedores de cresta móvil permiten obtener un almacenamiento adicional por arriba de la cresta del vertedor, ya que se puede regular en ellos la descarga mediante compuertas que pueden ser deslizantes o radiales. Este tipo de vertedor no es recomendable para presas de tierra, - ya que una falla operativa en las compuertas puede ocasionar que el agua derrame sobre la corona de la cortina.

B).- En cuanto a su localización:

1.- Vertedores centrales

2.- Vertedores de ladera

Los vertedores centrales se pueden construir cuando las condiciones del terreno aguas abajo sean favorables. -

Este tipo de vertedor se emplea principalmente en las presas de mampostería y concreto; en cortina de tierra, el vertedor debe ser de ladera.

C).- En cuanto a la dirección del flujo:

- 1.- Vertedores de descarga directa*
- 2.- Vertedores de descarga lateral*

Un vertedor de descarga directa es aquel en el que el agua fluye al canal de descarga en la misma dirección de llegada. En los canales de descarga lateral, este flujo es sensiblemente normal a la dirección de llegada.

D).- Según la planta de la cresta:

- 1.- Vertedores de cresta recta*
- 2.- Vertedores de cresta curva*
- 3.- Vertedores de cresta circular*

Los vertedores de cresta recta pueden ser paralelos, normales o formar cualquier ángulo con el eje de la cortina. La cresta curva es formada casi siempre por una serie de arcos de círculos. Los vertedores de cresta circular más usados son los de pozo o embudo; este tipo de vertedor trabaja como tal cuando la carga es pequeña, y como orificio si la carga lo llega a ahogar.

E).- Según la sección transversal de la cresta:

- 1.- Vertedor de cresta ancha*
- 2.- Vertedor de cresta delgada*
- 3.- Vertedor con perfil de cimacio*
- 4.- Vertedor de sección irregular*

Existen también los vertedores de sifón, que son sistemas de conductos cerrados en forma de una U invertida.

PARTES QUE INTEGRAN UN VERTEDOR

CANAL DE ACCESO.- Sirve para captar el agua del vaso y conducirla a la cresta. La dirección de llegada del agua debe ser normal a la cresta para evitar turbulencias y pérdidas de carga que reducen la eficiencia del vertedor. La velocidad de llegada y la profundidad que haya abajo del nivel de la cresta tienen una influencia importante en la descarga, ya que a mayor profundidad de llegada se reduce la velocidad del agua, y el coeficiente de descarga es mayor. La profundidad máxima de la plantilla del canal de acceso será de 2.00 a 2.50 M, pues el profundizarla más es efectuar excavaciones innecesarias que encarecen la obra.

CRESTA VERTEDORA.- Es la parte sobre la cual escurre la vena líquida. Sobre la cresta se forma el tirante crítico, pues limita el escurrimiento lento del canal de acceso, y el rápido del canal de descarga.

TRANSICION.- Es la parte inicial del canal de descarga que tiene un ancho que va disminuyendo desde la sección de control hasta el sitio donde el ancho del canal es uniforme, es decir, donde sus lados son paralelos. La pendiente en la transición debe ser muy superior a la crítica para desalojar rápidamente el agua, evitando que aumente la carga sobre la cresta.

CANAL DE DESCARGA.- Su función es descargar el agua al río llevándola lejos de la presa para evitar el peligro de erosión en la cortina. Las pendientes deben ser mayores que la crítica.

DISIPADORES DE ENERGIA.- Cuando el agua escurre por

el canal de descarga, adquiere grandes velocidades que si se trata de disminuirlas producen grandes presiones. Por lo tanto, debe disponerse de medios que permitan descargar el agua en el río sin erosiones peligrosas en el talón de la presa. En algunos casos, la descarga se puede hacer directamente en la corriente, en la que se absorbe la energía a lo largo del cauce por impacto, turbulencia o rozamientos. Este método es satisfactorio cuando existe roca firme con tirante de poca profundidad en el canal y a lo largo de las laderas, o donde la salida está suficientemente alejada de la presa, para evitar daños por erosión o arrastre. Cuando el material del cauce a la salida del canal de descarga es muy erosionable, son necesarios los disipadores de energía que, como su nombre lo indica, son las estructuras que disipan en gran parte la energía del agua y disminuyen el poder erosivo de la corriente. Algunos disipadores de energía son los siguientes:

a).- COLCHON AMORTIGUADOR.- Es un método muy efectivo para reducir la velocidad de salida a un régimen tranquilo. Consiste en un plano horizontal cuyo fin es obligar a la corriente a formar un salto hidráulico. (El salto hidráulico es el cambio en la forma de energía de la corriente, de cinética a potencial, pues marca el cambio de régimen, de rápido a lento). La forma del salto hidráulico y las características de su régimen dependen del Número de Froude.

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

F = Número de Froude

v = Velocidad del agua en la descarga

g = Aceleración de la gravedad

d = Tirante del agua en la descarga

Si $F < 1$, el agua escurre con régimen lento
 $F > 1$, régimen rápido
 $F < 4$, no se forma salto hidráulico

Cuando el valor de F se encuentra entre 4 y 9, se produce un salto oscilante.

Para $F > 9$, ocurre un salto estable y bien equilibrado, pero al aumentar el número de Froude, se produce un resalto efectivo pero con una superficie muy irregular - - aguas abajo.

b).- **DISIPADORES DE TRAMPOLIN SUMERGIDO.**- Cuando el tirante del agua de descarga es demasiado grande para la formación del salto hidráulico, la disipación de la elevada energía de la corriente se puede efectuar con el uso de un trampolín sumergido. El funcionamiento hidráulico se manifiesta principalmente por la formación de dos remolinos; uno en la superficie moviéndose en el sentido contrario de las manecillas del reloj, situado dentro de la región que queda arriba del trampolín, y el otro es un remolino sobre el piso que se mueve en el sentido de las manecillas del reloj y está situado aguas abajo del trampolín. Los movimientos de los remolinos, en combinación con la mezcla de agua de llegada, disipan efectivamente la elevada energía del agua y evitan la erosión excesiva aguas abajo del trampolín. Una desventaja de este tipo de disipadores es el desgaste que produce en las superficies de concreto, causado por el material que se regresa debido al remolino del fondo.

c).- **DISIPADORES DE ENERGIA DEL TIPO DE IMPACTO.**- - En este tipo, la disipación de la energía se obtiene haciendo chocar el chorro de llegada sobre una pantalla vertical de concreto suspendida, y por los remolinos que se -

forman por el cambio de dirección de la corriente. Para que su funcionamiento sea correcto, el borde inferior de la pantalla debe colocarse al mismo nivel que el del fondo del canal de llegada. Este tipo de dissipador está sujeto a grandes fuerzas dinámicas y turbulencias. La estructura debe ser lo suficientemente estable para no deslizarse con el empuje de la carga de impacto en la pantalla.

En las presas del tipo de gravedad con vertedor central, se puede además colocar dados de concreto en el cuerpo o al pie del cimacio. Cuando la descarga de este tipo de vertedor puede hacerse directamente al río sin necesidad de una estructura para disipar energía, se emplean los deflectores para enviar el chorro lejos de la estructura.

PROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Para el proyecto de la obra de excedencias intervienen diferentes factores que influyen en su tamaño, tipo y localización, tales son topografía, geología, economía y funcionamiento.

La localización de la obra de excedencias se hizo en la margen derecha a fin de desplantarla sobre la riolita compacta y sana, con lo que no habrá problemas con la cimentación. El desarrollo del canal de descarga es menor en esta margen, y como en su totalidad estará desplantado en roca, no habrá necesidad de revestirlo.

La obra de excedencias consistirá en:

- A).- Canal de acceso
- B).- Estructura de control
- C).- Transición y canal de descarga

A).- CANAL DE ACCESO.- La función la explicamos an-

teriormente, la profundidad de su plantilla influye en el coeficiente de descarga.

B).- SECCION DE CONTROL.- Será una cresta de concreto que comunicará inmediatamente con la transición y el canal de descarga, para disminuir la excavación que resultaría de darle un perfil de cimacio, además, con esta solución hay economía de tiempo y dinero, pues por su sencillez y bajo consumo de materiales aventaja a los demás tipos de vertedores. La cresta será redondeada para una mejor distribución del gasto y evitar la presión negativa y la cavitación que resultarían de la tendencia del agua a separarse del piso si las aristas son vivas.

Para el cálculo de las características de la sección de control emplearemos la fórmula de J. B. Francis:

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

Donde:

Q = Gasto máximo regularizado en M³/seg

C = Coeficiente de descarga

H = Carga sobre la cresta en metros

L = Longitud de la cresta en metros

En este caso:

$$Q = 3 \text{ M}^3/\text{seg}$$

$$C = 1.7$$

$$L = 6.00 \text{ M (por consideraciones económicas)}$$

Entonces:

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

$$H = \left(\frac{3}{1.7 \times 6} \right)^{2/3} = 0.44 \text{ M}$$

La profundidad de la plantilla del canal de acceso la fijamos en 0.40 M. Para esta profundidad y la carga de 0.44 M, el coeficiente de descarga adquiere valores mayores que 1.7

La carga H se produce a una distancia de 5 H a 10 H de la cresta. Al acercarse el agua a ésta, sufre un abatimiento hasta formar un tirante crítico sobre ella.

El tirante crítico lo calcularemos a continuación:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

d_c = Tirante crítico en metros

q = Gasto unitario en $M^3/\text{seg}/M$

g = Aceleración de la gravedad en M/seg^2

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{3}{6} = 0.5$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{(0.5)^2}{9.81}} = 0.294 \text{ M}$$

Y la carga de velocidad será:

$$h_{vc} = \frac{1}{2} d_c = 0.147 \text{ M}$$

C).- TRANSICION Y CANAL DE DESCARGA.- Las dimensiones del canal de descarga dependen de los requisitos hidrológicos, pero su forma, longitud y pendiente, de las características topográficas y geológicas. Los canales excavados en ladera generalmente deben seguir el perfil del terreno; deben excavarse en material resistente, o recurrirse con uno que lo sea al efecto erosivo de las grandes velocidades.

En este proyecto se eligió para la descarga una - -

sección trapecial con 4.00 M de plantilla y taludes de -- 0.25:1; la transición se formará haciendo convergir el lado derecho gradualmente. Los perfiles y la planta del canal de descarga siguen la topografía del terreno a fin de disminuir la excavación. Tanto la transición como el canal de descarga irán alojados en roca sana y resistente a la erosión, por lo que no requieren revestimiento; únicamente deberán rellenarse las irregularidades con concreto simple, como precaución contra la posible cavitación causada por el agua al chocar con ellas.

A fin de asegurar el rápido desalojo del agua, encontraremos la pendiente crítica, que es el valor particular de la pendiente de un canal que conduce un gasto dado, en que el agua circula con el tirante crítico.

Para el escurrimiento con régimen crítico debe cumplirse la igualdad:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

En donde:

Q = Gasto en M^3/seg

g = Aceleración de la gravedad en M/seg^2

A = Area hidráulica en metros

T = Ancho de la lámina de agua en la superficie

La velocidad crítica será:

$$v_c = \frac{Q}{A_c}$$

Y la pendiente crítica la encontramos con la fórmula de Manning:

$$v_c = \frac{1}{n} r_c^{2/3} S_c^{1/2}$$

$$S_c = \left(\frac{v_c n}{r_c^{2/3}} \right)^2$$

Para canales trapeciales, el área hidráulica y el ancho del espejo del agua se encuentran utilizando las expresiones siguientes:

$$A = (b + td)d \quad ; \quad T = b + 2 td$$

En donde:

b = Ancho de la plantilla del canal

t = Talud de las paredes del canal

d = Tirante del agua en el canal

En nuestro caso, el primer miembro de la ecuación:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{vale:} \quad \frac{3^2}{9.81} = \frac{9}{9.81} = 0.9174$$

Al principio de la transición $b = 6.00$ M, y en el canal de descarga $b = 4.00$ M

b	d	A	A^3	T	A^3/T
6.00	0.30	1.822	6.049	6.150	0.9836
6.00	0.29	1.761	5.461	6.145	0.8887

4.00	0.38	1.556	3.767	4.190	0.8991
4.00	0.39	1.598	4.073	4.195	0.9709

Para $b = 6.00$ M

$$V_c = 3.00/1.761 = 1.70 \text{ M/seg}$$

Para $b = 4.00$ M

$$V_c = 3.00/1.556 = 1.93$$

Para encontrar nuestros valores de pendiente crítica, necesitamos conocer los valores del coeficiente de rugosidad n , y del radio hidráulico r .

En nuestro caso $n = 0.033$

$$r = \frac{A}{p}$$

p = Perímetro mojado en metros

$$p = b + 2d \sqrt{1 + t^2} = b + kd$$

$$k = 2.0614 \quad \text{para } t = 0.25:1$$

b	d	A	p	r	$r^{2/3}$
6.00	0.29	1.761	6.598	0.2669	0.413
4.00	0.38	1.556	4.783	0.3253	0.463

Para $b = 6.00$ M

$$S_c = \left(\frac{1.70 \times 0.033}{0.413} \right)^2 = (0.135)^2 = 0.019$$

Para $b = 4.00$ M

$$S_c = \left(\frac{1.93 \times 0.033}{0.463} \right)^2 = (0.139)^2 = 0.019$$

Con esto vemos que las pendientes de la transición y canal de descarga son mucho mayores que la pendiente crítica, por lo que se asegura que el régimen será rápido y la estructura funcionará eficientemente.

Calcularemos enseguida los tirantes y las velocidades en la descarga, a fin de saber si habrá necesidad de construir un muro guía en la margen izquierda, y para conocer las condiciones del escurrimiento a la salida del río.

Emplearemos para ello la ecuación de Bernoulli, -- aplicándola donde haya cambios de pendiente y en toda la longitud de la descarga.

La ecuación de Bernoulli, considerando las pérdidas la podemos escribir así:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_1}{w} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{P_2}{w} + H_f$$

h = Carga de altura o posición

$\frac{v^2}{2g}$ = Carga de velocidad

$\frac{P}{w}$ = Carga de presión

H_f = Pérdidas por frotamiento.

En el caso de canales abiertos, la presión es la misma para dos puntos dados, por lo que el término P/w lo podemos suprimir.

Las pérdidas de carga las valuaremos mediante la fórmula de Manning:

$$S = \frac{H_f}{\Delta L}$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} r^{2/3} \left(\frac{H_f}{\Delta L} \right)^{1/2}$$

$$H_f = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 \Delta L$$

Los valores v y r deben ser valores medios para el tramo considerado, ΔL es la longitud de dicho tramo.

$h_1 = d_1 + \Delta z$, Δz es el desnivel entre la plantilla de las dos secciones consideradas.

Procederemos por tanteos. El primer cambio de pendiente lo tenemos en la estación 0 + 029.50, la pendiente entre la sección de control y este punto, es de 0.132 .

SECCION III

Estación 0 + 059.89

$S_3 = 0.19$

$$\begin{aligned}\Delta L &= 59.89 - 47.09 = 12.80 \text{ M} \\ \Delta z_3 &= 12.80 \times 0.19 = 2.432 \text{ M} \\ d_2 + hv_2 + \Delta z_3 &= 0.191 + 0.767 + 2.432 = 3.390 \text{ M} \\ d_3 &= 0.180 \text{ M} & vm &= 4.00 \text{ M/seg} \\ A_3 &= 0.728 \text{ M}^2 & rm &= 0.1715 \text{ M/seg} \\ P_3 &= 4.371 \text{ M} & rm^{2/3} &= 0.3084 \\ r_3 &= 0.167 \text{ M} \\ v_3 &= 4.12 \text{ M/seg} \\ hv_3 &= 0.865 \text{ M} & Hf_3 &= 2.345 \text{ M} \\ d_3 + hv_3 + Hf_3 &= 0.180 + 0.865 + 2.345 = 3.390 \text{ M}\end{aligned}$$

SECCION IV

Estación 0 + 075.90

$S_4 = 0.224$

$$\begin{aligned}\Delta L &= 16.01 & \Delta z_4 &= 3.586 \text{ M} \\ d_3 + hv_3 + \Delta z_4 &= 0.180 + 0.865 + 3.586 = 4.631 \text{ M} \\ d_4 &= 0.171 \text{ M} & vm &= 4.23 \text{ M/seg} \\ A_4 &= 0.691 \text{ M}^2 & rm &= 0.1627 \text{ M} \\ P_4 &= 4.352 \text{ M} & rm^{2/3} &= 0.2982 \\ r_4 &= 0.159 \text{ M} \\ v_4 &= 4.34 \text{ M/seg} \\ hv_4 &= 0.960 \text{ M} & Hf_4 &= 3.508 \text{ M} \\ d_4 + hv_4 + Hf_4 &= 0.171 + 0.960 + 3.508 = 4.639 \text{ M}\end{aligned}$$

SECCION V

Estación 0 + 102.00

$S_5 = 0.252$

$$\begin{aligned}\Delta L &= 26.10 \text{ M} & \Delta z_5 &= 6.557 \\ d_4 + hv_4 + \Delta z_5 &= 0.171 + 0.960 + 6.577 = 7.708 \text{ M} \\ d_5 &= 0.166 \text{ M} & vm &= 4.405 \text{ M/seg} \\ A_5 &= 0.671 \text{ M}^2 & rm &= 0.157 \text{ M} \\ P_5 &= 4.342 \text{ M} & rm^{2/3} &= 0.2906 \\ r_5 &= 0.154 \text{ M} \\ v_5 &= 4.47 \text{ M/seg} \\ hv_5 &= 0.996 \text{ M} & Hf_5 &= 6.530 \text{ M} \\ d_5 + hv_5 + Hf_5 &= 0.166 + 0.996 + 6.530 = 7.692 \text{ M}\end{aligned}$$

SECCION VI

Estación 0 + 112

$$S_6 = 0.102$$

$$\Delta L = 10 \text{ M} \quad \Delta z_6 = 1.020 \text{ M}$$

$$d_5 + hv_5 + \Delta z_6 = 0.166 + 0.996 + 1.020 = 2.182 \text{ M}$$

$$d_6 = 0.240 \text{ M} \quad vm = 3.775 \text{ M/seg}$$

$$A_6 = 0.974 \text{ M}^2 \quad rm = 0.186 \text{ M}$$

$$P_6 = 4.495 \text{ M} \quad rm^{2/3} = 0.3257$$

$$r_6 = 0.217 \text{ M}$$

$$v_6 = 3.08 \text{ M/seg}$$

$$hv_6 = 0.484 \text{ M} \quad Hf_6 = 1.463 \text{ M}$$

$$d_6 + hv_6 + Hf_6 = 0.240 + 0.484 + 1.463 = 2.187 \text{ M}$$

La sección VI es la de salida del canal de descarga al cauce del río, y es también donde el agua alcanza el mayor tirante, de 24 cm; observando el perfil por la margen izquierda de la descarga, vemos que no es necesaria la construcción de un muro guía, sin embargo, si la roca en dicha margen resulta fracturada, se recomienda construir un muro guía de mampostería desplantado donde se encuentre roca sana, y que tenga 60 cm de altura.

Por último, calcularemos el régimen aguas abajo de la descarga, para lo cual emplearemos el Número de Froude

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

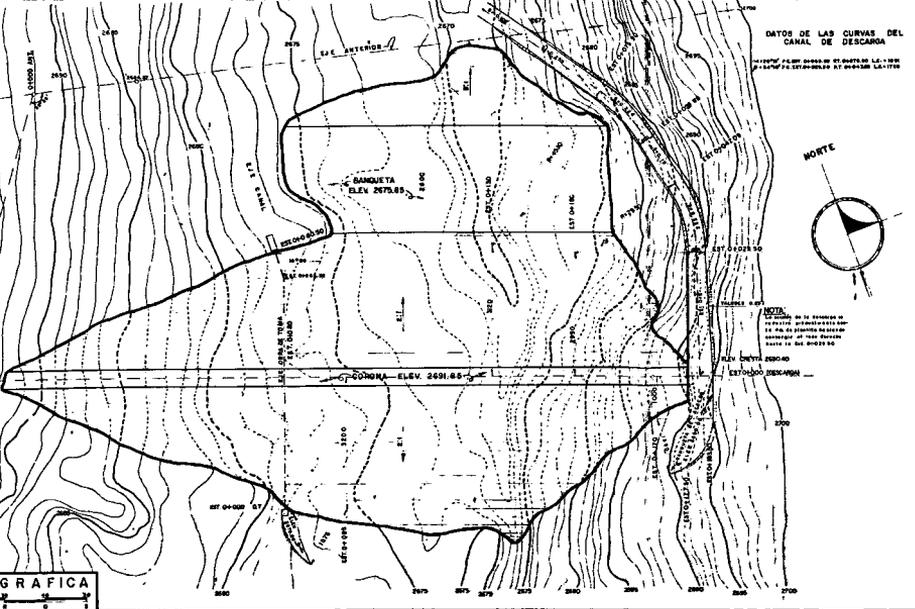
Tenemos en la salida:

$$v = 3.08 \text{ M/seg} \quad d = 0.24 \text{ M} \quad g = 9.81 \text{ M/seg}^2$$

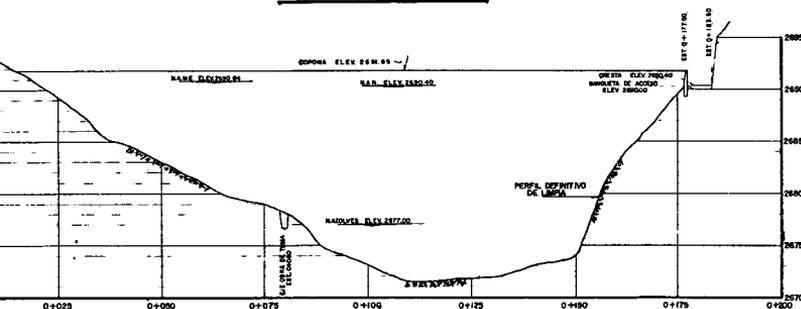
$$F = \frac{3.08}{\sqrt{9.81 \times 0.24}} = 2.01$$

Este valor nos indica que la circulación del agua tiene un régimen ligeramente superior al crítico y no se formará salto hidráulico al cambiar a régimen lento.

Para valores del Número de Froude menores que 4, no se necesitan estructuras amortiguadoras ni disipadores de energía.

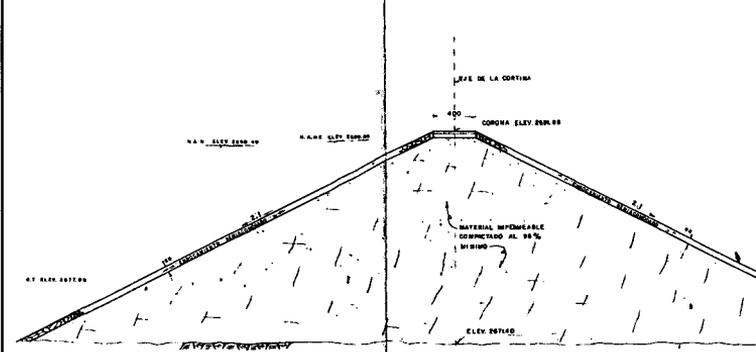
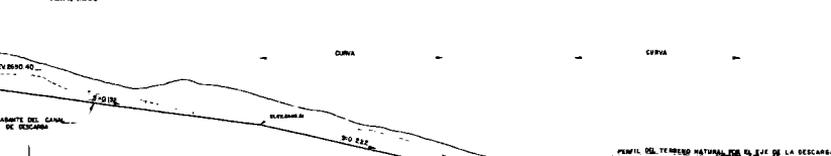


PLANTA GENERAL



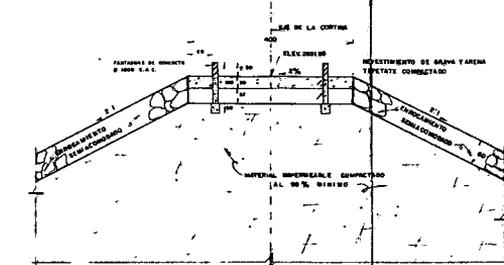
PERFIL POR EL EJE DE LA BOQUILLA

HOR. 1:500
VERT. 1:200



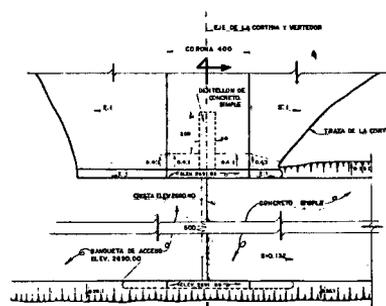
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

EST. 0+110



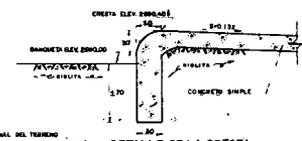
DETALLE DE LA CORONA

ESC. 1:50



PLANTA DEL VERTEDERO

ESC. 1:100



DETALLE DE LA CRESTA

ESC. 1:25



SECCION CANAL DE DESCARGA

PERFIL ORIGINAL DEL TERRENO

V.- ESTUDIO Y PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA

Se llama Obra de Toma al conjunto de estructuras - construídas en una presa con el objeto de extraer el agua en forma controlada y poder utilizarla con el fin para el cual ha sido proyectado su almacenamiento.

Existen varios tipos de Obra de Toma, de los cuales los principales son los siguientes:

- a) Tubería trabajando a presión
- b) Galería con tubería trabajando a presión
- c) Torre y galería trabajando como canal
- d) Mixto, un tramo de galería trabajando a presión que se continúa con tubería a presión alojada en el interior de la galería.

Nosotros adoptaremos el primero, que es el de tubería trabajando a presión, ya que es el que se adapta mejor al proyecto, pues tenemos un gasto muy pequeño, y además - es el tipo más económico.

Partes que integran una Obra de Toma:

- 1.- Rejilla
- 2.- Tubería ahogada en concreto
- 3.- Tanque amortiguador
- 4.- Tanque de reposo
- 5.- Vertedor de control
- 6.- Canal de descarga

La rejilla es la estructura que tiene por objeto impedir el paso de cuerpos flotantes a través del conducto.

Determinación del gasto en la Obra de Toma:

En nuestro estudio de la ley de demandas, tenemos - el volumen de agua necesario en el mes de máxima demanda:

$$\text{Demanda máxima mensual} = 122\ 450\ M^3$$

Suponiendo que se riega durante 10 hs al día y 25 días al mes:

$$T = 25 \times 10 \times 60 \times 60 = 900\ 000\ \text{seg}$$

$$Q = \frac{122\ 450}{900\ 000} = 0.136\ M^3/\text{seg}$$

Incrementando un 30% debido a las pérdidas por conducción y operación, obtenemos el gasto de diseño:

$$Q_T = 0.136 \times 1.3 = 0.177\ M^3/\text{seg}$$

La toma deberá tener capacidad para proporcionar el gasto normal con la carga correspondiente al almacenamiento mínimo, determinado mediante la siguiente expresión:

$$A_m = C_a + 0.1\ C_u$$

A_m = Almacenamiento mínimo

C_a = Capacidad de azolves

C_u = Capacidad útil

$$A_m = 32\ 000 + 56\ 800 = 88\ 800\ M^3$$

De la curva Areas-Capacidades, obtenemos la elevación correspondiente a esta capacidad:

$$\text{Elev. N. A. min.} = 2\ 680.30$$

De la diferencia entre esta elevación y la de azolves, obtendremos la carga mínima:

$$N. A. \text{ min.} = 2\ 680.30$$

$$N. \text{Azolves} = 2\ 677.00$$

$$H. \text{ min.} = 3.30\ M$$

Con esto tenemos ya los datos necesarios para calcular el diámetro de la tubería. Para esto, calcularemos las pérdidas de carga que hay en las estructuras y que son:

h_r = Pérdida por rejilla

h_e = Pérdida por entrada

h_f = Pérdida por fricción en la tubería

h_v = Pérdida por válvula

h_c = Pérdida por codo

h_s = Pérdida por salida

h_d = Pérdida por cambio de dirección

En lo que respecta a las pérdidas de carga por el paso del agua por la válvula y por el codo, se pueden transformar en su equivalente en longitud de tubería.

Pérdida por rejilla: Para nuestro caso, calcularemos las pérdidas para una rejilla de 1.30 M por lado:

$$A = 1.3 \times 1.3 = 1.69 \text{ M}^2$$

Esta es el área de la rejilla, que se recomienda sea un 25% mayor que el área neta, por lo que el área en función de la cual calcularemos las pérdidas es:

$$A_n = \frac{1.69}{1.25} = 1.352 \text{ M}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.177}{1.352} = 0.131 \text{ M/seg}$$

Para esta velocidad, obtenemos la pérdida de carga, del Tratado de Hidráulica Aplicada de C. V. Davis.

$$v = 0.131 \text{ M/seg} \quad h = 0.013 \text{ M}$$

Para calcular las demás pérdidas, supondremos un diámetro de tubería de 12" (30.48 cm). Con esta tubería tendremos una velocidad de:

$$a = \frac{D^2}{4} = 0.7854 \times 0.3054^2 = 0.07325 \text{ M}$$

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{0.177}{0.07325} = 2.42 \text{ M/seg}$$

Pérdidas por entrada: Esta pérdida nos la da la siguiente fórmula:

$$h_e = k_e \frac{v^2}{2g}$$

en la que k_e es el coeficiente de abocinamiento de la entrada; King da el valor de $k_e = 0.04$ para entradas abocinadas.

$$h_e = 0.04 \times \frac{(2.42)^2}{19.62} = 0.012 \text{ M}$$

*Pérdidas de fricción en la tubería, por válvula y -
por codo.*

<i>Longitud de tubería de acero de 12" ϕ</i>	<i>60.50 M</i>
<i>Longitud equivalente válvula de 12" ϕ</i>	<i>2.04 M</i>
<i>Longitud equivalente codo de 90° de 12" ϕ</i>	<i>6.10 M</i>
<i>Longitud total de tubería</i>	<i>68.64 M</i>

$$\text{Para } L = 68.64 \text{ M y } D = 12", \quad C = 0.44$$

$$\text{Para } C = 0.44 \text{ y } v = 2.42/\text{seg}, \quad h_f = 1.580 \text{ M}$$

Pérdida por salida: Las pérdidas por salida se calculan mediante la fórmula:

$$h_s = \frac{0.2 (v_1^2 - v_2^2)}{2g}$$

En donde:

v_1 = Velocidad del agua en la tubería

v_2 = Velocidad del agua fuera del tubo

En este caso de una Obra de Toma, a la salida del tubo está el tanque amortiguador, en el que la velocidad se reduce a cero, por lo tanto:

$$v_2 = 0$$

$$v_1 = 2.42 \text{ M/seg}$$

$$h_s = 0.2 \left(\frac{2.42^2 - 0}{19.62} \right) = 0.060 \text{ M}$$

Pérdida por cambio de dirección: A fin de evitar mayor excavación para alojar la tubería, en la estación - - 0 + 055.38 del eje de la Obra de Toma, hubo necesidad de hacer un cambio de dirección horizontal, de manera que forma un ángulo de 18°08' con respecto a la dirección ante---

rior. Para calcular las pérdidas, aplicamos la siguiente fórmula:

$$hd = C \sqrt{\frac{A}{90}} \frac{v^2}{2g}$$

En donde:

C = Coeficiente cuyo valor comunmente aceptado es de 0.25

A = Angulo de deflexión en grados

$$hd = 0.25 \sqrt{\frac{18.133}{90}} \frac{(2.42)^2}{19.62} = 0.033$$

Las pérdidas en la Obra de Toma, son:

$$H = h = h_r + h_e + h_f + h_v + h_c + h_s + h_d$$

$$H = 0.013 + 0.012 + 1.580 + 0.060 + 0.033$$

$$H = 1.698 \text{ M}$$

Este valor es mucho menor que la carga mínima disponible. Al calcular las pérdidas para una tubería de 10", - las pérdidas son mayores que la carga mínima, por lo que - escogemos la tubería de 12" de diámetro.

Con estas pérdidas resultantes, la Obra de Toma tra bajará eficientemente aún con una elevación menor a la del embalse mínimo.

Cálculo de la estructura aforadora:

La estructura aforadora en este proyecto consiste - en un vertedor de cresta delgada y de una escala de gastos

El canal de llegada del vertedor será de sección - rectangular, con plantilla de 1.50 M. Calcularemos el ti-- rante crítico para dar la elevación de la cresta.

$$dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \qquad q = \frac{Q}{L} = \frac{0.177}{1.50} = 0.118 \text{ M}$$

$$dc = \sqrt[3]{\frac{0.014}{9.81}} = 0.112 \text{ M} \qquad q^2 = 0.014$$

$$H = 0.168 \text{ M}$$

Con la elevación del agua a la salida de la tubería igual a 2 677.00

$$\text{Elev. cresta} = 2\ 677.00 - 0.17 = 2\ 676.83$$

Dándole una altura de 0.40 M, tendremos:

$$\text{Elev. piso canal} = 2\ 676.83 - 0.40 = 2\ 676.43$$

Calcularemos el tirante aguas abajo de la estructura, para verificar que no se forme remanso que impida el libre flujo del agua.

Canal rectangular de concreto, plantilla de 1.50 M.

Calcularemos las características hidráulicas con la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}, \text{ donde}$$

v = Velocidad en M/seg

n = Coeficiente de rugosidad, depende del material

r = Radio hidráulico en metros

s = Pendiente del canal

A fin de simplificar los cálculos, relacionaremos esta fórmula con el gasto

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$Qn / s^{1/2} = A r^{2/3}$$

Para este proyecto, tenemos los siguientes datos:

$$Q = 0.177 \text{ M}^3/\text{seg}$$

$n = 0.017$ coeficiente de rugosidad del concreto

$$s = 0.0005 \quad s^{1/2} = 0.02236$$

$$Qn/s^{1/2} = \frac{0.177 \times 0.017}{0.02236} = 0.1346$$

El canal será de sección rectangular, con plantilla de 1.50 M.

b	d	A	P	r	$r^{2/3}$	$Ar^{2/3}$
1.50	0.25	0.375	2.000	0.1875	0.3280	0.1230
1.50	0.26	0.390	2.020	0.1931	0.3344	0.1304
1.50	0.27	0.475	2.040	0.1985	0.3403	0.1378

En tirante aguas abajo, será de 0.27 M, que es mucho menor que 0.40, con lo que no hay riesgo de que se forme remanso.

A continuación calcularemos los gastos que pasan al canal de salida, considerando diferentes cargas sobre el vertedor; para ello, emplearemos la fórmula de Theodor - Rehbock mencionada en la Hidráulica de Samuel Trueba Coronel, y que en el sistema métrico decimal es:

$$Q = 2/3 Lh^{3/2} \left(0.605 + \frac{1}{1050 h - 3} + 0.08 \frac{h}{p} \right) \sqrt{2g}$$

Q = Gasto del vertedor, en metros cúbicos por segundo

L = Longitud del vertedor, en metros

h = Carga sobre el vertedor, en metros

p = Altura del vertedor, en metros, a partir del fondo del canal de conducción en la llegada

$$\frac{2}{3} L \sqrt{2g} = 4.4294$$

h	$h^{3/2}$	$\frac{2}{3} L \sqrt{2g} h^{3/2}$	$\frac{1}{1050h-3}$	$0.08 \frac{h}{p}$	$(\frac{0.008 + \frac{1}{1050h-3} + 0.008}{p})$	Q
0.02	0.0028	0.0125	0.056	0.004	0.665	0.008
0.04	0.0080	0.0354	0.026	0.008	0.639	0.023
0.06	0.0147	0.0651	0.017	0.012	0.634	0.041
0.08	0.0226	0.1001	0.012	0.016	0.633	0.063
0.10	0.0316	0.1400	0.010	0.020	0.635	0.089
0.12	0.0415	0.1838	0.008	0.024	0.637	0.117
0.14	0.0524	0.2321	0.007	0.028	0.640	0.148
0.16	0.0640	0.2835	0.006	0.032	0.643	0.182
0.18	0.0764	0.3384	0.005	0.036	0.646	0.219

Con los datos de esta tabla, trazamos la curva Elevaciones-Gastos, que nos sirve para construir la escala de gastos.

VI.- PRESUPUESTO

CORTINA Y VERTEDOR

CONCEPTO	U	P U	CANT	COSTO
Desmonte y desenraice	Ha	\$350.00	1	\$ 350.00
Despalme bancos de préstamo				
a) Para obtener material impermeable	M ³	2.50	81190	202 975.00
b) Para obtener roca	M ³	4.70	6970	32 759.00
Excavación para desplante de cortina y vertedor				
a) En tierra	M ³	4.20	200	840.00
b) En roca suelta	M ³	7.60	270	2 052.00
c) En roca fija	M ³	22.00	1443	31 746.00
Colocación de material impermeable	M ³	9.00	81190	730 710.00
Formación de enrocamiento semiacomodado	M ³	30.00	6970	209 100.00
Formación corona cortina	M ³	24.00	480	11 520.00
Fabricación y colocación de concreto simple	M ³	180.00	22	3 960.00
Fabricación de Mampostería	M ³	120.00	10	1 200.00
Suministro de cemento	Ton	280.00	7.5	2 100.00
Acarreo de cemento ler. Km	Ton	9.00	7.5	67.50
Acarreo de cemento Kms subsecuentes	T-Km	1.10	22.5	24.75
Acarreo de arena	M ³	9.00	112	1 008.00
Acarreo de grava	M ³	9.00	122	1 098.00
Acarreo de mat. imp.	M ³	9.00	81190	730 710.00
Acarreo de roca	M ³	9.00	6970	62 730.00
Acarreo de agua	M ³	7.00	20000	140 000.00

TOTAL CORTINA Y VERTEDOR \$2 164 950.25

OBRA DE TOMA

CONCEPTO	U	P U	CANT	COSTO
Excavación en roca fija	M ³	\$ 22.00	120	\$ 2 640.00
Fabricación y colocación de concreto simple	M ³	180.00	40	7 200.00
Fabricación y colocación de concreto reforzado	M ³	350.00	25	8 750.00
Suministro de cemento	Ton	280.00	20	5 600.00
Suministro de acero de refuerzo	Ton	3000.00	0.42	1 260.00
Suministro de acero estructural	Ton	6000.00	0.52	3 120.00
Suministro, maquilado y colocación:				
a) Tubo de acero de 12" Ø	M.L.	245.00	65	15 925.00
b) Válvula compuerta 12"Ø	Pza.	6400.00	1	6 400.00
c) Codo de 90° de 12" Ø	Pza.	1500.00	1	1 500.00
d) Bridas de 12" Ø	Pza.	655.00	4	3 220.00
Acarreo de cemento ler. Km	Ton	9.00	20	180.00
Acarreo de cemento Kms <u>sub</u> secuentes	T-Km	1.10	60	66.00
Acarreo de arena	M ³	9.00	32	288.00
Acarreo de grava	M ³	9.00	45	405.00
Acarreo de agua	M ³	7.00	7	49.00
Acarreo de acero ler. Km	Ton	12.00	4.30	51.60
Acarreo de acero Kms <u>sub</u> secuentes	T-Km	1.20	13	15.60
TOTAL OBRA DE TOMA				\$ 56 670.20

CORTINA Y VERTEDOR	\$	2 164 950.25
OBRA DE TOMA		<u>56 670.20</u>
SUMA	\$	2 321 620.45
CAMINO DE ACCESO (2.8 Km)		<u>56 000.00</u>
SUMA	\$	2 377 620.45
IMPREVISTOS 10%		<u>237 762.04</u>
SUMA	\$	2 615 382.49
ADMINISTRACION 15%		<u>392 307.37</u>
COSTO TOTAL DE LA OBRA	\$	<u><u>3 007 689.86</u></u>

VII.- CONCLUSIONES

Se recomienda la construcción de esta obra a pesar de su alto costo, ya que elevará considerablemente el nivel de vida de los habitantes del poblado de Santa Rosa, - que en la actualidad se dedican al cultivo de temporal, - pues al diversificar los cultivos e incrementar los rendimientos, permitirá obtener excedente de la producción agrícola que podrán comercializar en El Oro, Atlacomulco, Toluca y Querétaro.

Además, esta obra protegerá los terrenos situados - aguas abajo de los peligros de las inundaciones, pues debido al efecto regularizador de su vaso, el gasto máximo de salida se reduce de 38 a 3 M^3 /seg. Otra ventaja es que el camino de acceso a la obra que se construye permitirá la comunicación de Santa Rosa con la carretera Atlacomulco - El Oro.

VIII.- BIBLIOGRAFIA

- | | |
|---|-------------------------------------|
| <i>Hidráulica</i> | <i>Ing Samuel Trueba Coronel</i> |
| <i>Hidráulica</i> | <i>Ph. Forchheimer</i> |
| <i>Ingeniería de los</i> | |
| <i>Recursos Hidráulicos</i> | <i>Ray K. Linsley</i> |
| | <i>Joseph B. Franzini</i> |
| <i>Diseño de Presas Pequeñas</i> | <i>U.S. Department of the</i> |
| | <i>Interior</i> |
| | <i>Bureau of Reclamation</i> |
| <i>Instructivo para Proyectos</i> | <i>Dirección General de</i> |
| <i>de Pequeños Almacenamientos</i> | <i>Pequeña Irrigación</i> |
| | <i>S. R. H.</i> |
| <i>Gastos Máximos en las Corrientes</i> | <i>Comisión Nacional de</i> |
| <i>de la República Mexicana</i> | <i>Irrigación y Control</i> |
| | <i>de Ríos</i> |
| | <i>S. R. H.</i> |
| <i>Apuntes de Obras Hidráulicas</i> | <i>Ing Mario Alvarez Olmedo</i> |
| <i>Tesis Profesional</i> | <i>Ing Armando Rendón Mendiivil</i> |
| <i>Boletines de Agrología</i> | <i>Secretaría de Recursos</i> |
| | <i>Hidráulicos</i> |