

300 615

15

rej.



UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

PROYECTO PRESA SOBRE EL RIO LOS SABINOS, GRO.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

José Manuel Muradas Vecoña

Director de Tesis:

Ing. Jorge Brambila Michel

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PROYECTO

" PRESA SOBRE EL RIO LOS SABINOS, GRO. "

INDICE

TEMA

PAG.

INTRODUCCION

CAPITULO I GENERALIDADES

I.A ANTECEDENTES	1
I.B OBJETIVO Y DESCRIPCION DEL PROYECTO	7
I.C LOCALIZACION Y ACCESO	8
I.D DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA	9

CAPITULO II ESTUDIOS PRELIMINARES

II.A DATOS DISPONIBLES	
A.1 TOPOGRAFICOS	11
A.2 HIDROMETRICOS	13
A.3 SEDIMENTOS	16
A.4 AGROLOGICOS	16
A.5 CLIMATOLOGICOS	17
A.6 GEOLOGICOS	19
A.7 SISMOLOGICOS	24
A.8 MATERIALES DE CONSTRUCCION	25
II.B AMPLIACION Y CALCULO DE DATOS	
B.1 ESCURRIMIENTOS	26
B.2 CAPACIDAD PARA AZOLVES	28
B.3 EVAPORACION NETA EN EL VASO	29
B.4 DEMANDAS DE RIEGO	30
II.C SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO DEL VASO	32
II.D ESTUDIO DE AVENIDAS	34
II.E TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO	42

CAPITULO III CALCULOS DEFINITIVOS	
III.A	TRANSITO DE AVENIDAS 44
III.B	CALCULOS HIDROLOGICOS 53
CAPITULO IV OBRA DE DESVIO	
IV.A	DESCRIPCION 54
IV.B	TUNEL DE DESVIO 55
CAPITULO V CORTINA	
V.A GENERALIDADES	
A.1	CLASIFICACION 61
A.2	ELECCION DEL TIPO DE CORTINA 62
A.3	PRINCIPALES CAUSAS DE FALLA EN CORTINAS DE TIERRA 63
A.4	REQUISITOS PARA UN BUEN FUNCIONAMIENTO Y MAXIMA SEGURIDAD EN CORTINAS DE TIERRA 64
V.B DISEÑO DE LA CORTINA 65	
B.1	PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION 66
B.2	ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA 70
B.3	RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES 76
B.4	TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION 77
CAPITULO VI SELECCION Y PROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	
VI.A	OBJETIVO Y TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS 80
VI.B	DESCRIPCION DEL TIPO SELECCIONADO 88
VI.C	GEOMETRIA DEL CIMACIO Y DE LA CUBETA DEFLECTORA Y CALCULO HIDRAULICO 89

CAPITULO VII SELECCION Y PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA	
VII.A OBJETIVO Y TIPOS DE OBRA DE TOMA	102
VII.B DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ELEGIDA	104
VII.C CALCULO HIDRAULICO	
C.1 DETERMINACION DEL GASTO POR LA OBRA DE TOMA PARA RIEGO	105
C.2 TUBERIA Y VALVULAS	108
CONCLUSIONES	125
BIBLIOGRAFIA	127

INTRODUCCION

La producción agrícola en la actualidad se halla estrechamente relacionada con las condiciones climáticas, el tipo de suelo, el tipo de cultivo, la clase de riego y el método de siembra entre otros factores.

Por lo que se refiere al riego, éste depende en gran medida de la disponibilidad de agua proporcionada por canales, acequias, diques y presas y en algunos casos por la lluvia que alimenta dichas obras de distribución de agua creadas por el hombre.

En el caso de la agricultura de temporal, las precipitaciones son las que aportan el agua para que los cultivos prosperen. Pero, en muchas ocasiones los cultivos de temporal sufren las consecuencias de las irregularidades climáticas y meteorológicas que se presentan año con año.

La agricultura de temporal es el método más utilizado en el mundo subdesarrollado, aunque existen excepciones, como en el caso de la Federación India que, a pesar de su atraso en otros aspectos, posee el tercer lugar mundial en infraestructura de riego.

En el caso de la República Mexicana, la agricultura de temporal se practica en más del 80% de las tierras cultivadas.

Mientras los factores climatológicos tales como las lluvias anuales y las temperaturas regulares sigan cumpliéndose, la modalidad de la agricultura por temporal seguirá siendo promisoria. Sin embargo, algunas regiones sufren enormes pérdidas económicas cuando los cultivos no rinden por falta de agua.

Muchos siglos le ha tomado al ser humano aprender a aprovechar racionalmente el agua en los usos agrícolas. El ejercicio de una irrigación planificada es resultado de las limitaciones que su medio ambiente le impone: si el agua de lluvia es poca, se ve obligado a tomarla de ríos y lagos y almacenarla en presas para su posterior utilización; si las lluvias son abundantes y regulares, necesita sembrar en la época adecuada el cultivo apropiado al volumen de agua que recibirán sus campos; si se prevee que la temporada de lluvias es irregular o insuficiente, se toman precauciones para cubrir el faltante con el auxilio de un sistema de riego.

Para poder captar y distribuir el agua proveniente de fuentes naturales son necesarias las presas.

El presente trabajo se aboca precisamente al proyecto de una obra hidraulica de éste tipo, que será utilizada para formar un almacenamiento para fines de riego y dotación de agua potable.

En los primeros capítulos hablaremos del porque de este proyecto, es decir, su necesidad y el análisis de todos los datos y estudios requeridos para ver su factibilidad técnica.

Después, abarcaremos lo que se refiere al proyecto de gabinete, es decir, en base a los datos de que disponemos, se propondrá la solución más óptima posible, tanto técnica y económica, como funcional, dando con esto la solución al problema que se nos presenta.

Siendo las presas unas de las obras de ingeniería más grandes y costosas, que requieren un sinnúmero de estudios para su proyecto y ejecución y no siendo esto tarea de una sola persona, cabe mencionar que en el presente trabajo quedan por desarrollarse muchos estudios, tanto de factibilidad, como serían todos los relacionados con el aspecto social; como estudios de gabinete o técnicos, relacionados con el funcionamiento y el cálculo estructural de los elementos que componen el proyecto, así como lo tocante a la construcción y al programa de obra.

GENERALIDADES

CAPITULO I

GENERALIDADES

I.A ANTECEDENTES

El proyecto Valle de Cocula, Gro., fue formulado por las autoridades federales en vista de la precaria situación socioeconómica que se detectó en la zona, y pretendía promover el aprovechamiento intensivo de los recursos locales, a la sazón pobremente explotados.

Los principales objetivos que se perseguían con tal iniciativa consistían en propiciar el crecimiento económico nacional y una más equitativa distribución del ingreso. Para ello, se pretendía colaborar al abastecimiento de la creciente demanda tanto regional como nacional de productos agrícolas y fomentar la creación de empleos.

Naturalmente. para formular el proyecto fue preciso llevar a cabo varios estudios básicos. El topográfico abarcó una superficie de 8 500 Has., en la cual se incluían los vasos Los Sabinos I y II, sobre el río del

mismo nombre, y San Antonio, sobre el río Ahuehuepan, así como el sitio de derivación Las Juntas, localizado inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos mencionados, sobre el río Tonalapa.

En cuanto a las posibilidades de construcción de una presa de almacenamiento, este estudio detectó que la boquilla del vaso Los Sabinos II presentaba problemas topográficos, no así las de los vasos Los Sabinos I y San Antonio.

El estudio agrológico se llevó a cabo a nivel de detalle en la totalidad del área beneficiable -4 848 Has.- delimitando geográficamente las series y clases de suelos según su aptitud para uso agrícola bajo riego. Se advirtió que predominaban los suelos de segunda clase, con limitaciones por textura en la capa arable, pedregosidad en la superficie, pendiente y drenaje superficial.

Para el estudio hidrológico, se dispuso de los registros hidrométricos de la estación Las Juntas: tales registros comprenden datos desde enero de 1958 a diciembre de 1977. Con base en dichos registros se determinaron los gastos máximos instantáneos y se estimó, para un período de retorno de 100 años, una avenida máxima probable de 500 m³/seg.

Los estudios geológicos realizados en las boquillas de los vasos San Antonio y Los Sabinos I mostraron la existencia de problemas para establecer una obra de almacenamiento, ya que en la primera se halló baja permeabilidad, pero condiciones estructurales desfavorables, y en la segunda, alta permeabilidad; por su parte, la boquilla Los Sabinos II se catalogó como geológicamente adecuada, aunque fue desechada por su inconveniencia, derivada de problemas topográficos.

El mencionado estudio examinó, a su vez, tres posibles sitios para la ubicación de una presa derivadora: se consideró más idóneo el localizado a unos 100 m. aguas abajo de la confluencia de los ríos Los Sabinos y Ahuehuepan. Asimismo se analizó, con resultados favorables, la conveniencia de construir un túnel para conducir el agua a la zona de riego, el cual se iniciaría unos 300 m. aguas arriba del sitio de derivación.

Los estudios de factibilidad técnica y económica consideraron dos alternativas de proyecto. La primera proponía regar por gravedad 3 974 Has. de tierras bajas del Valle de Cocula, y la segunda contemplaba atender, adicionalmente, 874 Has. de tierras altas del Valle del Zoquipal, mediante bombeo desde los canales.

Particularmente, el estudio de factibilidad técnica comprendió las obras de infraestructura que, para cada opción, se indican enseguida:

1) Tratándose de la variante que sugería el riego por gravedad de 3 974 Has., se planteó la erección de la presa derivadora Las Juntas, sobre el río Tonalapa, la construcción de los sistemas de conducción, distribución, drenaje y caminos, y la realización de obras complementarias así como trabajos preagrícolas.

2) A su vez, la segunda propuesta, que consideraba la irrigación de 4 848 Has., requería, además de la presa derivadora y los sistemas mencionados, las obras propias para la irrigación de las tierras del Valle del Zoquipal mediante bombeo de los canales.

En dicho estudio se efectuaron los diseños, a nivel de anteproyecto, de todas las obras recién aludidas, así como la cuantificación de los volúmenes de los trabajos, de los precios unitarios y de los respectivos presupuestos, y se previeron los programas de inversión y construcción.

En contexto aparte, el estudio de factibilidad económica analizó la problemática del sector agropecuario de la zona, así como el nivel de desarrollo de esta última; formuló previsiones sobre tales aspectos en ausencia del

proyecto; detallo las características de los programas agropecuarios y de apoyo previsibles en caso de realizarse cada alternativa; e incluso el análisis beneficio-coste de ambas. Las dos opciones resultaron económicamente atractivas, y dada su superioridad relativa, se recomendó ejecutar la que contemplaba el riego por gravedad y bombeo de 4 848 Has.

Una vez seleccionada tal alternativa, se realizó el estudio de factibilidad financiera, en el cual se determinaron los requerimientos de crédito de las unidades productivas previstas, las cuotas que podrían pagar los beneficiarios, así como sus perspectivas de índole financiera, y se desglosó además la estructura de los costos de inversión por factores y por su origen nacional o externo.

Se estima que el sobre costo que ha caracterizado a las obras, así como la inexistencia de beneficios durante su construcción, habrán de redundar negativamente en la eficiencia económica del proyecto.

Asimismo, la prácticamente nula asignación de recursos a los programas de apoyo previstos ocasionará una reducción de los beneficios obtenibles a la puesta en operación del distrito de riego.

A su vez, se hace necesario recalcar el perjudicial efecto que tendrá la falta de nivelación de tierras dada la baja eficiencia que propiciará en el uso del agua y escasez de ésta, así como su incidencia negativa en los rendimientos obtenibles de los cultivos.

Se ha propuesto construir una presa de almacenamiento para dotar con riego firme a la zona de proyecto y para fines de abastecimiento de agua potable. Desde luego, de construirse dicha presa, tendrá menor importancia el efecto negativo de la falta de nivelación de tierras en la eficiencia en el uso del agua. Sin embargo, su perjudicial impacto en los rendimientos obtenibles amerita, con mayor razón al resultar previsible una más alta intensidad de cultivo, reconsiderar la conveniencia de corregir tal falta de nivelación de tierras.

Por último, sería desde luego recomendable asegurarse mediante la realización de los estudios del caso, de la conveniencia de construir la citada presa de almacenamiento.

I.B OBJETIVO Y DESCRIPCION DEL PROYECTO

Se tiene como objetivo determinar las posibilidades de ampliar la zona de riego actual del Valle de Cocula, Gro., con extensión del orden de 3 600 Has., abastecida mediante derivación del régimen natural del río Cocula, a la máxima disponible de 5 100 Has. mediante regularización de los escurrimientos con el proyecto de almacenamiento Ahuacatlán, Gro., ubicado en la cuenca del río Los Sabinos, afluente de aquel, así como también abastecer con agua potable a la ciudad de Iguala, Gro.

El sistema de riego actual en el Valle de Cocula es abastecido por simple derivación, con aguas de los ríos Los Sabinos y Ahuehuepan, formadores del Cocula mediante la derivadora Las Juntas ubicada en la confluencia de ambos ríos.

El sistema que se plantea consiste en la construcción del vaso de almacenamiento Ahuacatlán sobre el río Los Sabinos, ubicado a unos 200 m. aguas arriba del cruce con la carretera Iguala-Teloloapan. La introducción de este vaso en el sistema permitirá almacenar los escurrimientos de la corriente a fin de complementar en el estiaje las demandas de riego y agua potable, ya que los

escurrimientos vírgenes de la corriente en esta temporada no son suficientes para abastecer las demandas planteadas. Para el efecto se han planteado dos alternativas de ubicación de la toma para abastecimiento de agua potable a la ciudad de Iguala, Gro., realizándose en la primera, directamente del vaso y la segunda, en la derivadora Las Juntas.

I.C LOCALIZACION Y ACCESO

El proyecto se encuentra ubicado en la parte norte del Edo. de Guerrero, a 13.5 km. en línea recta al SW de la ciudad de Iguala, cabecera municipal del sitio.

Sus coordenadas geográficas son:

Latitud norte ----- 18° 17'

Longitud al W de Greenwich ----- 99° 40'

El acceso al sitio se tiene partiendo de la ciudad de Iguala, por la carretera que va a Ciudad Altamirano, recorriendo 9 km. , de ahí se desvía al SW por un camino de terracería que lleva al poblado de Cocula, sobre el que se transitan 10 km. aproximadamente. de ahí se continúa al

oeste por una brecha que sale a la derecha del camino y con un desarrollo de 3 km. se llega a la boquilla.

I.D DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA

El río Cocula es afluente del río Balsas por su margen derecha, y la cuenca en estudio, que comprende los ríos Los Sabinos y Ahuehuepan, se localiza entre los paralelos $18^{\circ} 16'$ y $18^{\circ} 39'$ de longitud norte y los meridianos $99^{\circ} 30'$ y $99^{\circ} 55'$ de longitud oeste de Greenwich.

El río Los Sabinos se origina en el cerro Tentación, a una altitud de 2 700 m.s.n.m. con el nombre de arroyo Las Huertas; drena con dirección sur hasta el poblado San Pedro Guadalupe, para después cambiar su curso al suroeste tomando el nombre de arroyo San Pedro Atengo; después recibe por margen derecha al arroyo Los Sabinos que es su afluente más importante. A partir de esta afluencia la corriente sigue una dirección sureste, tomando el nombre de río Los Sabinos para después recibir las aguas del arroyo Tecoziapan por margen izquierda y aguas abajo las del arroyo Tlapacoya por margen derecha. El proyecto Ahuacatitlán se

localiza a unos 2.0 km. abajo de esta última afluencia y a 200 m. aguas arriba de la carretera Teloloapan-Iguala.

A partir del proyecto Ahuacatlán, el río Los Sabinos toma un curso este-sureste. cruza la carretera Teloloapan-Iguala, pasa por Tonalapa del Río, Gro.. cambia a curso sureste, recibe por margen izquierda al río Ahuehuepan y cambia su nombre al de río Cocula.

La estación hidrométrica Los Sabinos se encuentra a 1.5 km. aguas arriba de la afluencia anterior y la derivadora Las Juntas, ligeramente abajo de ella.

Sobre el río Ahuehuepan, en el puente de la carretera Teloloapan-Iguala, se encuentra la estación hidrométrica Ahuehuepan.

Aproximadamente a 500 m. aguas abajo de la derivadora se ubica la estación hidrométrica Las Juntas.

El río Cocula tiene un curso general hacia el suroeste hasta su afluencia al río Balsas al que descarga por margen derecha a la altura del poblado Balsas, Gro.

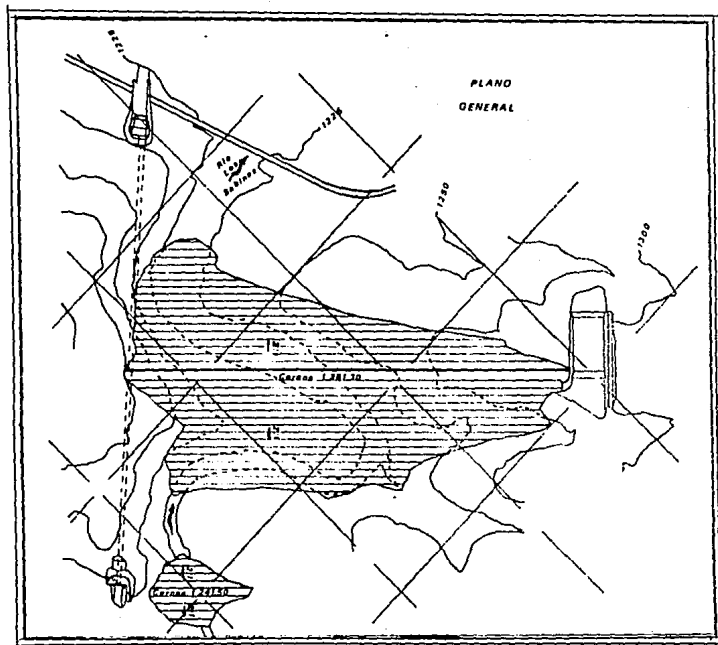


Fig. I.2

ESTUDIOS PRELIMINARES

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

II.A DATOS DISPONIBLES

A.1 TOPOGRAFICOS

Las áreas drenadas obtenidas hasta diversos sitios de interés son las siguientes:

Corriente	Sitio	Area drenada km ²
Río Los Sabinos	Desde su nacimiento hasta el proyecto Ahuacatitlán.	369.0
" " "	Entre el proyecto Ahuacatitlán y la estación hidrométrica Los Sabinos.	232.0
" " "	Desde su nacimiento hasta la estación hidrométrica Los Sabinos.	601.0
" " "	Entre la estación hidrométrica Los Sabinos y el proyecto Los Sabinos.	7.0
" " "	Desde su nacimiento hasta	

	el proyecto Los Sabinos.	608.0
" " "	Entre el proyecto Los Sabinos y la afluencia del río Ahuehuepan.	0.4
" " "	Desde su nacimiento hasta la afluencia del río Ahuehuepan. sin incluir este.	608.4
" Ahuehuepan	Desde su nacimiento hasta la estación hidrométrica Ahuehuepan.	452.0
" "	Entre la estación hidrométrica Ahuehuepan y su afluencia al río Los Sabinos.	81.4
" "	Desde su nacimiento hasta su afluencia al río Los Sabinos. sin incluir este.	533.4
" Los Sabinos	Desde su nacimiento hasta la afluencia del río Ahuehuepan. incluyendo éste (Derivadora Las Juntas).	1 141.6
" Cocula	Entre la afluencia del río Ahuehuepan al río Los Sabinos (Derivadora Las Juntas). hasta la estación hidrométrica Las Juntas.	0.2
" "	Desde su nacimiento hasta la estación hidrométrica Las Juntas.	1 142.0

Las características principales del vaso son las siguientes:

Elevación lecho del cauce ----- 1 220.00 m.s.n.m.
 Elevación máxima levantada ----- 1 325.00 m.s.n.m.

Almacenamiento a la elev. 1 325.00 m.s.n.m.--184.3 mill. m³.

Area del embalse a la elev. 1 325.00 m.s.n.m.----- 452 Has.

A.2 HIDROMETRICOS

Se cuenta con observaciones de escurrimientos de los ríos Los Sabinos, Ahuehuepan y Cocula, en las estaciones siguientes:

Corriente	Estación hidrométrica	Periodo de observación
Río Los Sabinos	Los Sabinos	1954 - 1980
Río Ahuehuepan	Ahuehuepan	1954 - 1979
Río Cocula	Las Juntas	1954 - 1980

Estación Los Sabinos:

Se ubica sobre la corriente del río Los Sabinos, 4 km. al sureste del poblado Tonalapa del Río y a 1.5 km. aguas arriba de la afluencia del río Ahuehuepan. El área drenada es de 601 km².

Estación Ahuehuepan:

Se localiza sobre el río Ahuehuepan en el puente de la carretera Teloloapan-Iguala, en las inmediaciones del poblado Ahuehuepan. Hasta el sitio de la estación se tiene un área drenada de 452 km².

Estación Las Juntas:

Esta estación se encuentra sobre el río Cocula, aproximadamente a 500 m. aguas abajo de la derivadora Las Juntas.

La estación mide los escurrimientos provenientes de los ríos Los Sabinos y Ahuehuepan más la aportación del tramo. El área total drenada hasta la estación es de 1 142 km².

Los escurrimientos anuales registrados en las estaciones hidrométricas Los Sabinos, Ahuehuepan y Las Juntas, se consignan en la siguiente tabla:

Año	Esguerrimiento anual, en millones de m ³ .		
	Los Sabinos	Ahuehupan	Las Juntas
1954	32.9 *	189.1	48.5 *
55	42.5 *	284.3	32.1 *
56	36.4 *	271.3	58.3 *
57	17.3 *	123.1	85.0 *
58	450.4 *	368.2	1 117.5
59	332.3	237.8	594.7
1960	147.9	102.6	254.3
61	246.2 *	200.6	400.4 *
62	116.2	92.1	203.1
63	210.0	172.6	392.3
64	264.1	170.9	432.2
65	209.6	150.1	370.7
66	199.0	111.2	324.6
67	207.3	144.6	367.3
68	170.0	80.7	275.7
69	196.8	167.4	386.4
1970	204.2	156.7	380.9
71	241.4	188.5	373.1
72	171.9	124.3	282.1
73	210.3	129.6	321.3
74	171.8	96.5	262.7
75	167.4	128.6	290.8
76	198.1	112.6	313.6
77	176.0	81.1	277.0
78	172.6	139.7	325.6
79	93.8	56.8	156.4
1980	182.7		332.0
Promedio	192.5	157.0	365.2
Máximo	450.4	368.2	1 117.5
	(1958) *	(1958)	(1958)
Mínimo	93.8	56.8	156.4
	(1979)	(1979)	(1979)

* Años incompletos.

A.3 SEDIMENTOS

En lo que se refiere a sedimentos en suspensión se carece de observaciones de este tipo en el río Los Sabinos; sin embargo, en la estación Ahuehuepan se tienen registros en el periodo comprendido de 1959 a 1979, durante el cual el contenido medio observado es de 1.1 partes por millar de volumen escurrido. En cuanto a los arrastres de fondo se carece totalmente de información.

A.4 AGROLOGICOS

Para este tipo de estudio se consideró el programa de cultivos elaborado por la Subdirección de Estudios de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de acuerdo con los cultivos desarrollados en la zona de riego Valle de Cocula, dándose preferencia a los cultivos de invierno.

El programa y calendario considerados son los siguientes:

Cultivos	Calendario	Area Has.
Ajonjolí	1º Jun. - 30 Sep.	90
Ajonjolí	1º Dic. - 31 Mar.	90
Arroz	1º Jun. - 31 Oct.	449
Cacahuete	1º Jun. - 30 Sep.	90
Cacahuete	1º Ene. - 30 Abr.	90
Caña de azúcar	Perenne	180
Chile	1º Nov. - 31 Mar.	44
Estropajo	Perenne	121
Frijol	1º Dic. - 15 Mar.	660
Frijol	1º Jul. - 15 Oct.	90
Jitomate	1º Nov. - 31 Mar.	157
Maíz	1º Dic. - 30 Mar.	1 479
Maíz	1º Jun. - 31 Oct.	430
Mango	Perenne	229
Melón	1º Nov. - 15 Mar.	165
Nardo flor	Perenne	99
Ocra	1º Sep. - 31 Dic.	350
Papayo	Perenne	90
Sandia	1º Ene. - 15 May.	90
Sorgo	1º Nov. - 31 Mar.	671
Sorgo forrajero		
3 cortes	Perenne	233
Soya	1º Jul. - 31 Oct.	671
Tomate de cáscara	1º Nov. - 31 Mar.	68
Suma		6 636

A.5 CLIMATOLOGICOS

Las estaciones dentro de la cuenca y cercanas a ésta, así como sus láminas de precipitación media anual son las siguientes:

Estación	Edo.	Autoridad	Periodo de observación	Precipitación media anual mm.
Teloloapan	Gro.	S.A.R.H.	A 1961-D 1980	1 106
Teloloapan	Gro.	C.F.E.	A 1958-D 1979	1 168
Eta274(Cocula)	Gro.	S.A.R.H.	O 1975-D 1980	1 036
Ixcateopan de Cuauhtémoc	Gro.	S.A.R.H.	S 1961-D 1980	1 039
Iguala	Gro.	S.A.R.H.	A 1953-D 1980	1 085
Iguala	Gro.	S.M.N.	E 1922-M 1976	1 021

El clima característico de la región según la clasificación de Wilhelm Koeppen, es tropical sub-húmedo, con escasas lluvias en invierno. El mes de mayor precipitación es agosto con 259.0 mm. y el de menor enero con 0.7 mm.

Temperatura máxima extrema ----- 43.1° C

Temperatura mínima extrema ----- 9.0° C

Temperatura media anual ----- 27.1° C

Precipitación media anual ----- 1 114.3 mm. *

* Según datos más recientes.

A.6 GEOLOGICOS

El proyecto se encuentra ubicado dentro de la provincia fisiográfica denominada " Cuenca del Balsas " (Ing. Manuel Alvarez Jr.).

El área en estudio se caracteriza por presentar montañas de mediana altura en las que predominan las rocas calcáreas afectadas por plegamientos y la erosión ocasionando pequeños valles.

El río Los Sabinos, posee un drenaje del tipo dendrítico, perteneciente a la cuenca del río Balsas.

El sitio en estudio se considera en una etapa geomorfológica de juventud avanzada.

En la región afloran cuatro formaciones sedimentarias, tres de edad cretácica, de origen marino y una de edad terciaria de origen continental:

Formación Morelos. - Cretácico Inferior, constituida por caliza de color gris claro, en estratos hasta de 2.00 m. de espesor, con intercalaciones de lentes y

módulos de pedernal de color negro y ocre. Esta formación presenta abundantes huellas de disolución en donde se observan algunas dolinas.

Formación Cuautla.- Cretácico Superior. formada por caliza arcillosa de color gris crema que intemperiza en amarillo ocre, en estratos hasta de 20 cm. de espesor, con delgadas capas de lutitas de color crema, intercaladas.

Formación Mexcala.- Cretácico Superior. constituida en el área por lutitas calcáreas, areniscas y calizas arcillosas de color gris a negro, muy fracturadas y plegadas.

Grupo Balsas.- De fines del Cretácico a principios del Terciario, representado en la zona por un conglomerado constituido por fragmentos arredondados de caliza, arenisca y basalto, empacados mediante una matriz arcillo-arenosa.

La boquilla está constituida por lutitas, calizas y areniscas de color negro, en estratos hasta de 20 cm. de espesor, (Formación Mexcala del Cretácico Superior) fracturadas, cubiertas en las partes bajas de ambas laderas por depósito de talud y tierra vegetal y en el cauce por acarreos.

El puerto de la margen derecha, lo constituyen rocas de las mismas características a las de la boquilla.

En el vaso afloran calizas, lutitas y areniscas de color gris oscuro a negro; poco fracturadas, cubiertas en las partes más bajas por tierra vegetal y acarreos; existen varias huertas de mangos que serían afectadas.

De acuerdo con las características físicas y geológicas que presentan las rocas en la superficie y subsuelo, se considera que el sitio reúne condiciones atractivas para construir una obra de almacenamiento, de materiales graduados, siendo indispensable para ello tomar en cuenta las recomendaciones siguientes:

a) Excavar una trinchera con el objeto de remover la tierra vegetal, depósito de talud, material aluvial y roca superficial más fracturada e intemperizada.

b) Programar a partir del fondo de la trinchera un tratamiento, impermeabilización a bajas presiones a una profundidad de 30.00 m.

Se debe además tomar en cuenta para el cálculo del proyecto que éste se encuentra dentro de la " Zona de Sismos Frecuentes del País ".

El túnel de la obra de toma en toda la longitud se excavará en areniscas y lutitas pertenecientes a la formación Mexcala, del Cretácico Superior, dispuesta en capas delgadas y plegadas, con un incipiente metamorfismo dinámico; estas rocas están alteradas hasta profundidades que varían de 5.00 a 25.00 m.; a mayor profundidad las rocas están sanas con calidad de buena a excelente.

Las pruebas de permeabilidad practicadas en las proximidades de la rasante del túnel resultaron impermeables, excepto en aquellas exploraciones externas donde se abrirán los tajos de entrada y salida que resultaron permeables y poco permeables.

No habiéndose encontrado el manto freático, ni aumento de agua y habiéndose comportado la formación impermeable durante la investigación, se considera que la excavación del túnel se hará en seco.

Los portales de entrada y salida se excavarán en la misma formación sedimentaria ya descrita: la alteración observada de la roca, así como su orientación, que es paralela al eje del túnel y con fuerte echado de izquierda a derecha, se tendrán que considerar para la protección de los taludes de los tajos principalmente los del tajo izquierdo.

Es conveniente señalar que la excavación del túnel requerirá el mínimo de protección y esto probablemente se reduzca a evitar la intemperización de la roca mediante la aplicación de concreto lanzado, excepto el tramo del túnel comprendido entre los cadenamientos 0+450 y 0+490 en donde el techo del túnel será de aproximadamente unos 2 diámetros, pero de roca alterada; por lo que se requerirá para su excavación, condiciones de seguridad suficientes.

Deberá tomarse en cuenta la posibilidad de remeter hacia la ladera el túnel, con el propósito de garantizar un techo formado por roca sana; considerando una zona de intemperización probable del orden de 8.00 a 10.00 m. de profundidad de calidad de roca mala.

El vertedor de excedencias, se desplantará en areniscas y lutitas pertenecientes a la Formación Mexcala del Cretácico Superior, dispuestas en estratos delgados, en general inclinados, de aguas abajo hacia aguas arriba con ángulos variables y en ocasiones verticales.

Las rocas antes descritas están intemperizadas a lo largo del eje del vertedor a profundidades de 10.00 m., 13.00 m., 11.00 m. y 7.00 m. en cada una de las exploraciones hechas, respectivamente. Las tres primeras exploraciones atravesaron la zona de intemperismo, aproximadamente a la elevación 1 292.00, entre la superficie

del terreno y esta elevación, la roca es de calidad mala a muy mala; a mayor profundidad pasa a ser excelente.

De las 21 pruebas de permeabilidad practicadas, 5 fueron del tipo Lefranc y 16 Lugeon, el 81% de estas pruebas resultaron impermeables y poco impermeables, el 19% son permeables.

De las condiciones geológicas anteriores se recomienda desplantar la estructura de control en las areniscas y lutitas sanas, las cuales se encuentran a partir de la elevación 1 292.00.

Al hacer la excavación para alojar la estructura de control, se verá la conveniencia de efectuar un tratamiento de consolidación a unos 10.00 m. de profundidad; además, se deberán proteger las superficies expuestas al intemperismo.

A.7 SISMOLOGICOS (*)

El sitio se localiza en la " Zona de Sismos Frecuentes del País ", a 75 km. al NW del Foco No. 112, a 50

km. al oeste del Foco No. 116 y a 30 km. al este del No. 335.

Foco No. 112. - Se determino el 5 de octubre de 1937, con un fuerte temblor en Chilpancingo y Tixtla, Gro., con una magnitud de 7.2 en la escala de Richter; en mayo de 1938, se movió con una magnitud de 6.5 en la escala de Richter, registrado en Iguala, Gro.

Foco No. 116. - Se ha movido cuatro veces desde 1927, con magnitudes de 5.0 en la escala de Richter.

Foco No. 335. - Se movió en 1941, con una magnitud de 5.7 y en 1950 con una magnitud de 6.2 en la escala de Richter.

(*) Datos obtenidos del Vol. No. 5 de los Anales del Instituto de Geofisica de la U.N.A.M., 1959.

A.8 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Aguas abajo del eje a 1 500.00 m. aproximadamente, se encuentra caliza, buena para enrocamiento. La grava,

arena y arcilla se localizan en el Valle de Cocula a 3 km. aproximadamente aguas abajo del sitio. Por lo que se refiere al acero de refuerzo, el cemento y la madera, se pueden conseguir en la ciudad de Iguala, a 20 km. aproximadamente al NE del sitio.

II.B AMPLIACION Y CALCULO DE DATOS

B.1 ESCURRIMIENTOS

Sobre la corriente del río Los Sabinos se encuentra la estación hidrométrica del mismo nombre, con observaciones desde marzo de 1954 a 1980, los cuales sirvieron de base para deducir la entradas al vaso.

En la zona y cercanas a esta operan las estaciones hidrométricas Ahuehuepan, sobre la corriente del mismo nombre y Las Juntas, sobre el río Cocula, con datos desde enero de 1954 a 1980.

Debido a que en la estación Los Sabinos hacen falta datos en algunos meses, estos se calcularon restando a los escurrimientos en Las Juntas, los simultáneos observados en la estación Ahuehuepan y afectando el resultado por un factor de 0.87, obtenido de la relación directa de áreas.

Como las aportaciones del tramo Ahuacatitlán-Las Juntas se aprovecharán por simple derivación requiriendo este tipo de aprovechamiento un análisis decenal, para obtener cálculos posteriores, las entradas al vaso se determinaron decenalmente a partir de los registros en Los Sabinos, los cuales se afectaron por un factor de 0.61, igual a la relación de áreas entre ambos sitios.

La aportación media anual calculada es de 130.7 millones de m^3 , con un máximo de 309.0 millones de m^3 , en 1958 y un mínimo de 57.5 millones de m^3 , en 1979.

El área aportadora comprendida entre la derivadora Las Juntas y la estación hidrométrica del mismo nombre es de 0.2 km^2 , únicamente, por lo que no se consideró necesario ajustar los escurrimientos registrados en la estación hidrométrica al sitio de aquella.

Las aportaciones del tramo Ahuacatitlán-Derivadora Las Juntas se obtuvieron de restar a los escurrimientos decenales en la estación hidrométrica Las Juntas, las

entradas al vaso Ahuacatlán.

La aportación media anual calculada resultó de 256.5 millones de m³. con escurrimiento máximo en 1958 de 808.5 millones de m³. y un mínimo de 98.9 millones de m³. en 1979.

B.2 CAPACIDAD PARA AZOLVES

Para el cálculo de sedimentos en suspensión, se utilizaron los registros de la estación hidrométrica Ahuehuepan, obteniéndose un contenido medio de 1.1 partes por millar de volumen escurrido en el período 1959-1979.

Se carece de registros al respecto sobre la corriente del río Los Sabinos.

Considerando que en el río Los Sabinos se tenga un porcentaje de sólidos en suspensión igual al observado en el río Ahuehuepan y para una vida útil de vaso igual a 50 años, el volumen de sólidos en suspensión depositados será de:

$$V.S.S. = (130.7)(0.0011)(50) = 7.2 \text{ millones de m}^3.$$

No existe información acerca de los arrastres de fondo, pero tomando en cuenta que el río tiene una pendiente fuerte hasta el sitio del proyecto, es de esperarse que se tengan arrastres de fondo de cierta importancia por lo que se ha estimado un volumen por este concepto del mismo orden que los sólidos en suspensión.

Como consecuencia de esto, el volumen total entre sólidos en suspensión y arrastres de fondo será igual a:

$$V.T.S. = (7.2)(2.0) = 14.4 \text{ millones de m}^3.$$

El valor anterior se redondea a 15 millones de m³.

B.3 EVAPORACION NETA EN EL VASO

El cálculo se efectuó utilizando los datos de lluvia y evaporación de las estaciones climatológicas

Teloloapan e Iguala en los periodos de agosto de 1961 a 1980 y de enero de 1954 a julio de 1961, respectivamente. La evaporación y la lluvia anual en la estación Teloloapan de enero de 1954 a julio de 1961, se dedujeron en función de los registros de la estación Iguala, Gro., y mediante correlación entre ambas estaciones y dando a los valores obtenidos, la distribución mensual de Iguala.

La lámina neta media anual resultante es de 574 mm.

B.4 DEMANDAS DE RIEGO

Se calcularon por el método de Blaney-Criddle para el programa y calendario de cultivos consignado anteriormente y utilizando los datos climatológicos de las estaciones ETA 274 (Cocula) e Iguala, ajustándose esta última para hacerla representativa de la zona de riego.

La distribución obtenida para la demanda es la siguiente:

<i>DEMANDA</i>	
<i>Mes</i>	<i>%</i>
<i>E</i>	<i>13.7</i>
<i>F</i>	<i>14.7</i>
<i>M</i>	<i>12.9</i>
<i>A</i>	<i>7.3</i>
<i>M</i>	<i>2.5</i>
<i>J</i>	<i>4.8</i>
<i>J</i>	<i>6.9</i>
<i>A</i>	<i>8.8</i>
<i>S</i>	<i>6.6</i>
<i>O</i>	<i>5.9</i>
<i>N</i>	<i>5.6</i>
<i>D</i>	<i>10.3</i>
<i>Suma</i>	<i>100.0</i>

Partiendo de una superficie física disponible de 5 100 Has. y considerando un margen de seguridad de 10% en la superficie máxima ocupada, esta resulta de 4 636 Has. (4 636 Has. x 1.10 = 5 100 Has.) en el mes de diciembre. Sobre esta base, la superficie anual regada resulta de 6 636 Has. con una intensidad de cultivos de 1.30. La lámina neta media anual resultante es de 0.77 m. considerando una red de canales totalmente revestidos y eficiencia de conducción del 50% que incluye pérdidas de conducción en el cauce, la lámina bruta necesaria es de 1.54 m. y la demanda anual, de 78.5 millones de m³. en la derivadora.

II.C SIMULACIONES DE FUNCIONAMIENTO DEL VASO

Se consideraron dos alternativas para el suministro de agua potable a la ciudad de Iguala, Gro., comprendiendo ambas el riego de una superficie física de 5 100 Has. en el Valle de Cocula; dichas alternativas son las siguientes:

Alternativa 1:

En esta alternativa, la dotación de agua potable a la ciudad de Iguala, Gro., se surte directamente del vaso y la demanda de riego, en la derivadora Las Juntas, con los escurrimientos del tramo Vaso Ahuacatlán-Derivadora Las Juntas y los volúmenes faltantes para riego se completarán con extracciones al vaso.

La ley de demandas para riego es la indicada anteriormente, con una demanda bruta anual de 78.5 millones de m³.

La dotación de agua potable es constante todo el año y sin deficiencias.

Se analizaron capacidades de vaso (azolve mas aprovechamiento) que varían de 48 a 200 millones de m³. La demanda total anual al vaso varía de 33.1 a 115.8 millones de m³. y la dotación de agua potable de 0 a 2.6 m³/seg.

El porcentaje de los aprovechamientos en el vaso varía del 25.4 al 87.3% y los derrames del 73.9 al 11.0%.

Alternativa 2:

En esta alternativa, la dotación para agua potable y la demanda de riego para la superficie física de 5 100 Has., se surten de la derivadora Las Juntas con las aportaciones del tramo Ahuacatitlán-Derivadora Las Juntas y los volúmenes faltantes se complementan con extracciones al vaso.

Se estudiaron capacidades de conservación que varían de 48 a 161.5 millones de m³.. obteniéndose demandas totales anuales al vaso que varían de 33.1 a 95.3 millones de m³. pudiéndose garantizar dotaciones para agua potable comprendidas entre 0 y 3.5 m³/seg. además del riego de la superficie de 5 100 Has. para lo que la capacidad necesaria es de 48 millones de m³.

El porcentaje de los aprovechamientos en el vaso varia del 25.4 al 72.4% y los derrames del 73.9 al 28.1%.

Alternativa más conveniente:

Aún cuando no se ha establecido en forma definitiva la alternativa más conveniente, en principio se considera más atractiva la Alternativa 1 (uno), por tenerse un mejor control en la calidad del agua al efectuarse la captación directamente en la presa.

II.D ESTUDIO DE AVENIDAS

Crecientes máximas anuales registradas:

La estación hidrométrica más representativa de las crecientes generadas por el río Los Sabinos es la de Los Sabinos, en la que se han registrado los siguientes gastos máximos anuales:

<i>Año</i>	<i>Gasto máximo m³/seg.</i>
1958	200
59	197
1960	118
61	147
62	84
63	127
64	109
65	158
66	335
67	84
68	84
69	89
1970	63
71	165
72	94
73	108
74	270
75	75
76	162
77	103
78	83
79	94
1980	79
<i>Máximo</i>	<i>335 (1966)</i>
<i>Mínimo</i>	<i>63 (1970)</i>

Creciente máxima probable:

Magnitud del pico:

Para estimar la magnitud del pico de la avenida máxima probable se emplearon los siguientes métodos:

a) Estudio probabilístico de gastos máximos anuales observados en Los Sabinos.

La muestra de gastos máximos anuales registrados en la estación Los Sabinos se analizó probabilísticamente por varios métodos y para diferentes periodos de retorno obteniéndose los siguientes resultados:

Método empleado	Gastos máximos probables, m ³ /seg.	
	Frecuencia en años	
	1 000	10 000
Allen-Hazen	679	1 029
Foster	540	701
Fuller	616	801
Gumbel	531	675
Hershfield	484	615
Levediev	587	746
Nash	507	643
Pearson III	747	1 260
Promedio general:	586	809
Valor aceptado:	550	700

Utilizando el resultado del gasto máximo probable de la estación Los Sabinos para una frecuencia de 10 000 años y transpuesto al sitio del proyecto Ahuacatitlán por medio de la envolvente de Lowry de la Región Hidrológica 18 (parcial), cuenca del Medio y Bajo Balsas, contenida en la publicación de la Subdirección de Hidrología, S.A.R.H., con

el título " *Envolventes de Gastos Máximos y Probables en la República Mexicana* ". se obtiene un gasto máximo probable para el sitio Ahuacatitlán de 554 m³/seg.

b) Método racional.

En la aplicación de este método, primero se hizo la recopilación de los datos de máximas precipitaciones simultáneas (tormentas) en la cuenca del proyecto Ahuacatitlán, con duración de 24, 48 y 120 horas en cada año de observación en las estaciones Cacalotenango, Cirian Grande, Ixcateopan de Cuauhtémoc y Teloloapan, determinando sus áreas de influencia para cada estación mediante polígonos de Thiessen. Las láminas medias máximas obtenidas en cada año en la cuenca y para cada una de las duraciones mencionadas se representan en la Tabla No. II.1.

Las muestras de láminas medias máximas anuales obtenidas se analizaron probabilísticamente por varios métodos aceptándose para un periodo de retorno de 10 000 años, las siguientes láminas probables de lluvia:

<i>Duración en horas</i>	<i>Lámina media probable, mm.</i>
	<i>Tr = 10 000 años</i>
24	130
48	190
120	320

Estas láminas se ligaron mediante la curva teórica de lluvia obteniéndose un exponente $e = 0.45$.

Una vez determinada la lámina de lluvia máxima probable en 24 horas y su ecuación correspondiente, se aplicó el método racional utilizando los siguientes factores principales:

Area de la cuenca -----	369 km ² .
Pendiente equivalente -----	0.0207
Lámina de lluvia en 24 horas -----	130 mm.
Periodo de retorno de la lluvia --	10 000 años
Curva de tormenta -----	$e = 0.45$
Infiltración media horaria -----	1.0 mm/hora
Curva de pérdidas -----	$u = 0.50$
Gasto máximo obtenido -----	1 015 m ³ /seg.
Tiempo de concentración -----	3.7 horas

Tabla No. II.1

Láminas medias máximas observadas en la cuenca del vaso Ahuacatitlán, Gro., con duración de 24, 48 y 120 horas, en milímetros.

Año	Duración en horas		
	24	48	120
1962	52.7	75.6	113.1
63	37.2	41.1	75.4
64	42.3	52.1	93.0
65	38.8	51.7	113.4
66	56.8	60.5	66.5
67	38.2	69.1	155.9
68	38.5	54.4	80.1
69	62.9	87.3	112.8
1970	52.4	54.7	84.8
71	36.7	65.7	110.3
72	57.2	71.2	116.6
73	35.1	53.2	84.8
74	56.6	54.0	73.5
75	38.6	60.7	87.7
76	40.4	62.4	135.4
77	40.2	54.4	108.2
78	35.4	62.8	89.1
79	46.1	51.2	70.6
1980	36.4	75.0	105.5
<i>Media</i>	<i>44.3</i>	<i>60.9</i>	<i>98.8</i>
<i>Máxima</i>	<i>62.9</i>	<i>87.3</i>	<i>155.9</i>
<i>Minima</i>	<i>35.1</i>	<i>41.1</i>	<i>66.5</i>

Gasto máximo probable aceptado: (Tr = 10 000 años)

De los resultados obtenidos con los métodos aplicados, se ha considerado conveniente aceptar un gasto máximo probable de 900 m³/seg., obtenido de redondear el pico teórico que arroja el método racional.

Hidrograma de la creciente máxima probable:

Corresponde al obtenido con el método racional redondeando el pico a 900 m³/seg. El volumen de esta avenida en las primeras 24 horas es de 39 millones de m³.

Hidrograma de la creciente de diseño:

En los hidrogramas registrados en la estación Los Sabinos se ha observado que las crecientes se presentan precedidas por varios picos de ascenso, por lo que el hidrograma de diseño se ha considerado constituido por dos avenidas en secuencia: la primera con pico de 300 m³/seg. y

en seguida la máxima probable con gasto de 300 m³/seg. y picos desfasados 24 horas.

La forma de la primera avenida corresponde a la observada en la estación Los Sabinos, del 12 al 15 de septiembre de 1961 con gasto de 147 m³/seg. a la se hicieron pequeños ajustes en su forma resultando un volumen de 15 millones de m³.

Para definir el gasto a que deberá incrementarse esta avenida se estimó primeramente el volumen teórico llovido con base en la diferencia de láminas estimadas probabilísticamente para 24 y 120 horas, resultando esta de 190 mm. en 96 horas.

Deduciendo de dicha lámina las pérdidas por filtración, estimadas en 96 mm. en el mismo lapso queda una lámina neta de 94 mm. que genera un volumen de 35 millones de m³.

El gasto a que es necesario incrementar la avenida observada en 4 días es del orden de los 300 m³/seg., para obtener el volumen teórico de 35 millones de m³. El volumen total de la avenida de diseño resultante es de 74 millones de m³.

II.E TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

El análisis del tránsito de la avenida de diseño, se efectuó considerando capacidades de conservación (azolve más aprovechamiento), de 71, 125 y 161 millones de m^3 , obtenidas de la simulación de funcionamiento del vaso con la Alternativa 1, para dotaciones a Iguala, Gro., de 1.0, 2.0 y 2.4 m^3/seg .

Unicamente se consideraron vertedores libres para la obra de excedencias, ya que aguas abajo del proyecto no existen zonas importantes por proteger.

Al presentarse la avenida de diseño, se considera que el vaso se encuentra ocupado, es decir, a las capacidades de conservación de 71, 125 y 161 millones de m^3 .

La longitud de cresta de la obra de excedencias más conveniente quedará definida por el costo y capacidad de conservación más conveniente, aunque bajo el aspecto hidrológico la recomendable es del orden de los 50.00 m.

Se considera que las características de la obra quedaran definidas por las necesidades de agua de la ciudad

de Iguala. Gro. despues de cubrir la demanda de riego y por
el aspecto economico de la obra.

CALCULOS DEFINITIVOS

CAPITULO III

CALCULOS DEFINITIVOS

III.A TRANSITO DE AVENIDAS

Para el cálculo definitivo del tránsito de avenidas se considerarán los siguientes datos, obtenidos anteriormente:

Capacidad para:

Azolves ----- $15.0 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Riego ----- $33.1 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Agua Potable --- $31.5 \times 10^6 \text{ m}^3$.

 $\Sigma =$ Conservación --- $79.6 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Cabe mencionar que se deberá disponer de un gasto de $1.2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para dotación de agua potable, mediante una bifurcación en la tubería de la obra de toma para riego.

Para determinar el volumen máximo de almacenamiento y el gasto máximo de salida deberá

transitarse, por un vertedor de cresta libre de 50.00 m. de longitud y a la elevación de la capacidad de conservación, la avenida de diseño cuyo hidrograma se consigna al final de este capítulo,

Tránsito de la avenida máxima probable, por el vertedor ($Q = 900 \text{ m}^3/\text{seg}$; $Tr = 10.000 \text{ años}$)

Los datos son los siguientes:

Longitud de cresta ----- 50.00 m.
Elevación de la cresta ----- 1 295.85 m.s.n.m.
Elevación acceso al vertedor --- 1 292.00 m.s.n.m.

La elevación de la cresta fue obtenida de la curva Elevaciones-Capacidades, que se anexa al final de este capítulo: para la capacidad de conservación de $79.6 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Como el paramento del vertedor es vertical:

$$p = 1\ 295.85 - 1\ 292.00 = 3.85$$

La elevación inicial del agua en el vaso es igual a 1 295.85 (cresta vertical).

1).- Curva de gastos del vertedor:

Fórmula: $Q = CL(h - H)^{3/2}$

donde:

H = Elevación de la cresta = 1 295.85 m.s.n.m.

h = Elevación del agua en el vaso.

L = Longitud de la cresta = 50.00 m.

C = Coeficiente de gasto que varía con $\frac{p}{h - H}$

Elev. h en m.	(h - H) m	(h - H) ^{3/2}	$\frac{p}{h - H}$	C	Q m ³ /seg.
1 295.85	0	0	0	0	0
1 296.00	0.15	0.058	25.667	2.160	6.322
1 297.00	1.15	1.233	3.348	2.176	134.150
1 298.00	2.15	3.153	1.791	2.165	341.312
1 298.85	3.00	5.196	1.283	2.1565	560.259
1 299.00	3.15	5.591	1.222	2.155	602.430
1 300.00	4.15	8.454	0.928	2.145	906.692
1 301.00	5.15	11.687	0.748	2.130	1 244.666
1 302.00	6.15	15.252	0.626	2.110	1 609.086

2).- Cálculo de la curva $\frac{2V}{\delta t} + Q$

$$\delta t \text{ escogido} = 0.1 \times 79.6 = 7.96 \approx 8.0 \text{ hr.} = 28\ 800$$

seg.

Elev. h en m.	Almacenamiento V en millones de m ³ .	2V en mill. -- de δt m ³ /seg.	Descarga Q en m ³ /seg.	2V -- + Q δt m ³ /seg.
1 290.00	64.213	4 459.2	0	4 459.2
1 291.00	66.802	4 639.0	0	4 639.0
1 292.00	69.391	4 818.8	0	4 818.8
1 293.00	79.989	4 999.2	0	4 999.2
1 294.00	74.569	5 178.4	0	5 178.4
1 295.00	77.158	5 358.2	0	5 358.2
1 295.85	79.579	5 526.3	0	5 526.3
1 296.00	80.006	5 556.0	6.3	5 619.0
1 297.00	82.854	5 753.8	134.1	5 887.9
1 298.00	85.702	5 951.5	341.3	6 292.8
1 299.00	88.550	6 149.3	602.4	6 751.7
1 300.00	91.398	6 347.1	906.7	7 253.8
1 301.00			1 244.7	
1 302.00			1 609.1	

3).- Hidrograma de salidas

1	2	3	4	5	6	7
Tiempo en hr.	i	I_i , en $m^3/seg.$	$I_{i+1} + I_i$ en $m^3/seg.$	$2V_i$ - - O_i δt	$2V_{i+1} + O_{i+1}$ - - - δt	Gasto de salida O_i
0	1	0	84.00	5 526.3	5 610.3	0
8	2	84.00	202.00	5 530.3	5 732.3	40.0
16	3	118.00	226.00	5 572.3	5 798.3	80.0
24	4	108.00	202.00	5 592.3	5 794.3	103.0
32	5	94.00	176.00	5 592.3	5 768.3	101.0
40	6	82.00	278.00	5 574.3	5 852.3	97.0
48	7	196.00	486.00	5 598.3	6 084.3	127.0
56	8	290.00	420.00	5 604.3	6 024.3	240.0
64	9	130.00	195.00	5 614.3	5 809.3	205.0
72	10	65.00	683.00	5 589.3	6 272.3	110.0
80	11	618.00	983.00	5 602.3	6 585.3	335.0
88	12	365.00	620.00	5 525.3	6 145.3	530.0
96	13	255.00	413.00	5 605.3	6 018.3	270.0
104	14	158.00	248.00	5 612.3	5 860.3	203.0
112	15	90.00	140.00	5 584.3	5 724.3	138.0
120	16	50.00				

Resultados del tránsito de la avenida máxima probable o avenida de diseño:

- 1.- Longitud de la cresta ----- 50.00 m.
- 2.- Elevación de la cresta ----- 1 295.85 m.s.n.m.
- 3.- Almacenamiento a la cresta ----- 79.6 x 10⁶ m³.
- 4.- Elev. del agua al ocurrir la avenida 1 295.85 m.s.n.m.
- 5.- Gasto máximo de entrada ----- 900.00 m³/seg.
- 6.- Gasto máximo de salida ----- 530.00 m³/seg.
- 7.- Regularización ----- 41.1 %
- 8.- Almacenamiento máximo ----- 87.0 x 10⁶ m³.

- 9.- Volumen retenido ----- $7.4 \times 10^6 \text{ m}^3$.
 10.- Elevación máxima (NAME) ----- 1 298.85 m.s.n.m.
 11.- Carga máxima ----- 3.00 m.

Coefficiente de gasto:

(Vertedor)

530

$$C = \frac{530}{50 \times 3^{3/2}} = 2.04, \text{ es correcto.}$$

$$50 \times 3^{3/2}$$

Chequemos ahora lo siguiente:

Elevación correspondiente a la capacidad de conservación (de $79.6 \times 10^6 \text{ m}^3$):

Elevación	Capacidad
1 295.85	$77.16 \times 10^6 \text{ m}^3$.
1 300.00	$91.40 \times 10^6 \text{ m}^3$.
Interpolando 1 295.85	$79.6 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Por lo tanto, se acepta para la capacidad de conservación de $79.6 \times 10^6 \text{ m}^3$. la elevación 1 295.85 m.s.n.m.

Elevación correspondiente al almacenamiento máximo de $87.0 \times 10^6 \text{ m}^3$. (NAME):

Interpolando entre los valores arriba consignados se obtiene:

Elevación 1 298.85 ; Capacidad $87 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Por lo tanto:

El NAME tendrá la elevación 1 298.85 m.s.n.m.

Determinación de la elevación de la corona de la cortina:

A = Altura de ola:

$$A = 0.032(vD)^{1/2} + 0.762 - 0.27(D)^{1/4}$$

Donde:

$$D = \text{Longitud del fetch en km.} = 3.9$$

$$v = \text{Velocidad del viento en km/hr} = 161$$

Sustituyendo:

$$A = 0.032(161 \times 3.9)^{1/2} + 0.762 - 0.27(3.9)^{1/4}$$

$$A = 1.56 - 0.38 = 1.18 \text{ m.}$$

B.L. = Bordo libre:

$$B.L. = 1.18 \times 1.5 = 1.77 \text{ m.}$$

B.L. mínimo:

$$B.L. = (1.25 + 0.01(C)^{1/3})(1 + 0.1(H)^{1/2})$$

Donde:

$C =$ Capacidad total de la presa en millones de $m^3. = 87$

$H =$ Altura máxima de la cortina en metros ≈ 80

Sustituyendo:

$$B.L. = (1.25 + 0.01(87)^{1/3})(1 + 0.1(80)^{1/2})$$

$$= 2.44 \text{ m.} > 1.77 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

$$\text{Elev. corona de la cortina} = 1\ 298.85 + 2.44$$

$$= 1\ 301.29 \text{ m.s.n.m.}$$

Se propone como elevación de la corona de la cortina la elevación 1 301.30 m.s.n.m., con lo que el B.L. mínimo queda de 2.45 m.

III.B CALCULOS HIDROLOGICOS

Con los datos de las crecientes máximas anuales registradas se desarrollaron los siguientes métodos probabilísticos para determinar los gastos de diseño, para diferentes periodos de retorno (T_r):

- a) Método de Gumbel.
- b) Método de Nash.
- c) Método de Lebediev.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Método empleado	Gastos máximos probables Frecuencia en años		
	30	1 000	10 000
Gumbel	375.21	588.04	727.79
Nash	332.71	557.19	706.17
Lebediev	351.50	584.42	703.26

De acuerdo con el Departamento de Presas de la S.A.R.H., se adopta $Q = 350 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (para un periodo de retorno de 30 años) como gasto de diseño del túnel de desvío.

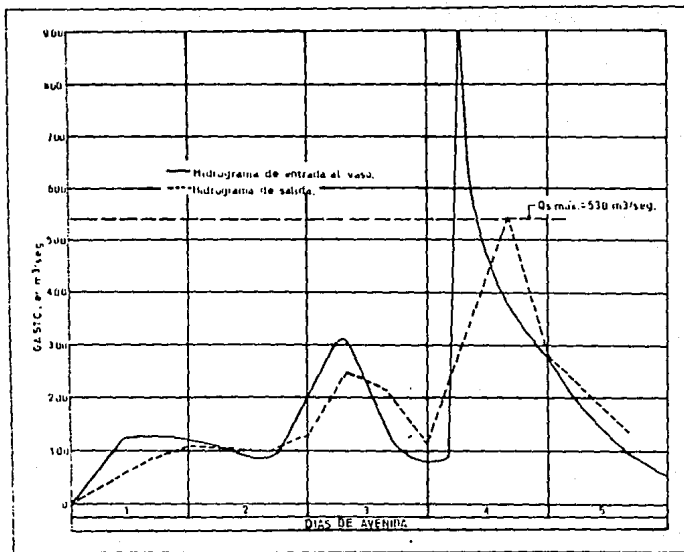


Fig.III.1

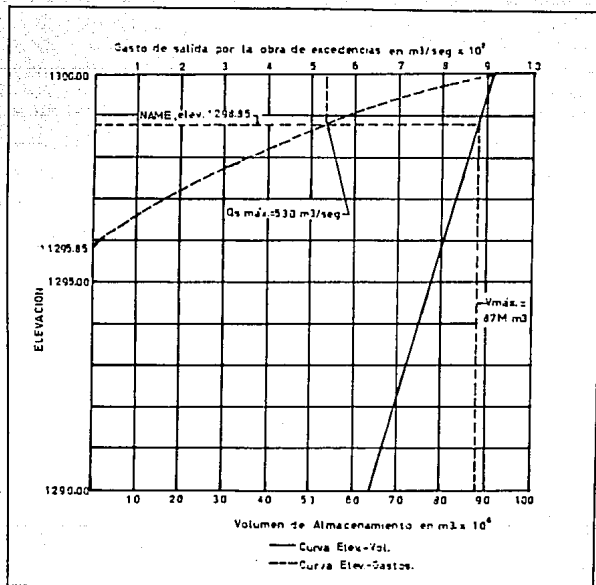


Fig. III.2

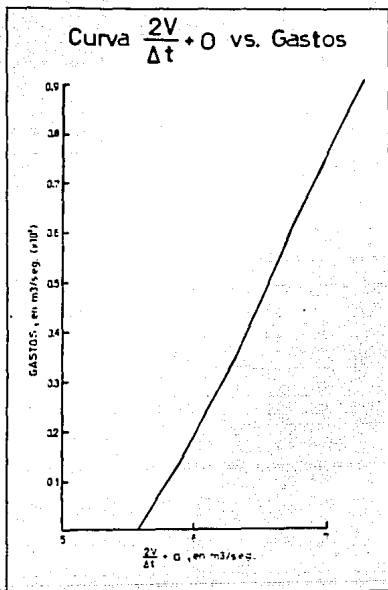


Fig. III.3

OBRA DE DESVIO

CAPITULO IV

OBRA DE DESVIO

IV.A DESCRIPCION

Las condiciones topográficas del sitio hacen difícil el desvío del río a través de un tajo, razón por la cual se optó por hacer su desvío a través de un túnel de sección circular, revestido de concreto.

Después de ser usado como obra de desvío, el túnel quedará obturado por un tapón de concreto. Para construir el tapón es necesario detener el escurrimiento en el túnel, esto se logra colocando obturadores metálicos en la entrada, para lo cual se construirá una estructura especial.

Posteriormente, se instalará la obra de toma aprovechando el túnel ya construido.

El escurrimiento del río se encauzará hacia el túnel de desvío mediante la colocación de una ataguía aguas arriba, que evitará asimismo el paso de la corriente por la

zona de construcción; aguas abajo se colocará otra atagüa para evitar el regreso del agua que salga del túnel. La primera atagüa será independiente y la segunda integrada al cuerpo de la cortina.

IV.B TUNEL DE DESVIO

Para el dimensionamiento del túnel se tomarán en consideración dos condiciones principales:

La velocidad del agua en el túnel estará comprendida entre 10 y 12 m/seg., considerando que el túnel se usará como desvío una sola ocasión.

La carga necesaria para dar el gasto máximo de desvío deberá ser tal que no conduzca a una atagüa muy alta.

Por último, la sección debe ser constructiva.

Para una sección de 6.50 m. ϕ

$$A = (6.50)^2 \times 0.7854 = 33.18 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{350}{33.18} = 10.55 \text{ m/seg.}, \text{ aceptable.}$$

El gasto de 350 m³/seg. para el desvío, ha sido determinado con anterioridad y corresponde a un periodo de retorno de 30 años.

Del anteproyecto aprobado para el desvío obtenemos los siguientes datos:

Acceso, elev. 1 227.50 (plantilla del tajo de entrada)

Plantilla del tajo de salida, elev. 1 225.00

Longitud del túnel = 600 m.

$$\text{Pendiente} = \frac{2.5}{600} = 0.004167$$

Antes de calcular una curva de gastos para el túnel, determinaremos la altura de ataguía necesaria.

Determinación de pérdidas:

Entrada. - Se consideran aristas vivas en 80% del perímetro de la entrada.

$$K = 0.80 \times 0.5 = 0.40 ; \quad h_e = 0.40 \frac{v^2}{2g}$$

Pérdida por fricción:

$$hf = f \frac{L v^2}{D 2g} ; \quad \frac{L}{D} = \frac{600}{6.5} = 92.30$$

$$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2} ; \quad N = 38, \text{ para concreto con acabado liso.}$$

$$f = \frac{19.62}{(8.86 \log 6.5 + 38)^2} = 0.0096$$

$$hf = 0.0096(92.30) \left(\frac{v^2}{2g} \right) = 0.8863 \frac{v^2}{2g}$$

Suma de pérdidas:

$$h_p = (0.4 + 0.8863) \frac{v^2}{2g} = 1.2863 \frac{v^2}{2g}$$

Aplicado Bernoulli entre la entrada y la salida:

$$H + Z = d + hv + hp$$

$$Z = 0.004167 \times 600 = 2.50 \text{ m.}$$

$$H = 6.50 + 2.2863 \frac{v^2}{2g} - 2.50 = 4.00 + 2.2863 \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Para } Q = 350 \text{ m}^3/\text{seg.}; v = 10.55 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 5.67 \text{ m.}$$

$$H = 4 + 2.2863(5.67) = 16.96 \text{ m.}$$

Altura de ataguía, con un bordo libre de 1.04 m.

$$H = 16.96 + 1.04 = 18.00 \text{ m.}$$

Elevación de la corona de la ataguía:

$$1 \ 227.50 + 18 = 1 \ 245.50$$

Continuamos ahora con la curva de gastos.

Conducto trabajando como canal:

Aplicando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}; s = 0.004167$$

$$s^{1/2} = 0.06455$$

$$n = 0.014, \text{ concreto liso.}$$

$$v = \frac{0.06455}{0.014} r^{2/3} = 4.611 r^{2/3}$$

Proponiendo tirantes se obtendrá r y de ese valor,

v .

d	d/D	r/D	r	$r^{2/3}$	v	hv	A
0.5	0.0769	0.0499	0.3244	0.4721	2.177	0.242	1.174
1.0	0.1538	0.0951	0.6182	0.7257	3.346	0.571	3.2379
1.5	0.2308	0.1368	0.8892	0.9247	4.264	0.927	5.7955
2.0	0.3077	0.1744	1.1336	1.0872	5.013	1.281	8.6732
2.5	0.3846	0.2088	1.3520	1.2227	5.638	1.620	11.7600
3.0	0.4615	0.2371	1.5412	1.3342	6.152	1.929	14.9650
4.0	0.6154	0.2608	1.8252	1.4935	6.887	2.417	21.4224
5.0	0.7692	0.3031	1.9702	1.5716	7.247	2.676	27.3873
6.0	0.9231	0.2937	1.9091	1.5389	7.096	2.566	23.0484

Q

2.56
10.83
24.71
43.48
66.30
92.06
147.54
198.48
227.42

La pérdida por entrada la valuaremos con la expresión:

$$h_e = 0.4 \frac{v^2}{2g}$$

$$H = d + hv + h_e$$

Q	h _e	elev.
0	0	1 227.50
2.56	0.10	1 228.34
10.83	0.23	1 229.30
24.71	0.37	1 230.30
43.48	0.51	1 231.29
66.30	0.65	1 232.13
92.06	0.77	1 233.20
147.54	0.97	1 234.89
198.98	1.07	1 236.25
227.42	1.03	1 237.10

De la expresión:

$$H = 4.00 + 2.2863 \frac{v^2}{2g}$$

Q	v	$\frac{v^2}{2g}$	2.2863 $\frac{v^2}{2g}$	H	elev.
60	1.8081	0.1666	0.3810	4.3810	1 231.88
80	2.4109	0.2962	0.6770	4.6770	1 232.18
100	3.0136	0.4629	1.0580	5.0580	1 232.56
150	4.5204	1.0415	2.3811	6.3810	1 233.88
200	6.0272	1.8515	4.2332	8.2330	1 235.73
250	7.5339	2.8930	6.6142	10.6142	1 238.11
300	9.0407	4.1659	9.5245	13.5245	1 241.02
350	10.5475	5.6702	12.9638	16.9340	1 244.43

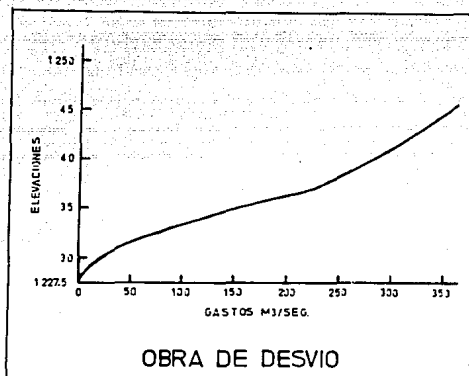


Fig. IV.1

CORTINA

CAPITULO V

CORTINA

V.A GENERALIDADES

Se conoce con el nombre de cortina a la estructura que se construye atravesada en el lecho de un río, obstaculizando así el flujo del mismo. con el objeto de provocar una elevación en el tirante del agua y, por consiguiente, formar un almacenamiento o una derivación.

Dicha estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

A.1 CLASIFICACION

Las cortinas pueden clasificarse según su altura, su propósito y según el tipo de construcción así como los materiales que las constituyen.

Comunmente se les conoce por el tipo de materiales de que están compuestas así como por su funcionamiento estructural. De esta forma las podemos clasificar en:

1.- Rigidas: Construidas de concreto o mampostería.

a) Gravedad.

b) Arco.

c) Machones o contrafuertes.

2.- Flexibles: Construidas con tierra, roca o ambas.

a) Enrocamiento.

b) Sección homogénea.

c) Materiales graduados.

3.- Mixtas: Combinación de las anteriores.

A.2 ELECCION DEL TIPO DE CORTINA

La elección de un determinado tipo de cortina depende de varios factores, siendo los principales:

1.- Aspectos geológicos: Debemos considerar la resistencia del suelo, es decir, sus propiedades mecánicas, así como las condiciones de permeabilidad.

2.- Disponibilidad de los materiales:
Potencialidad de los bancos de materiales, distancias de acarreo, accesos y afectaciones, así como las propiedades físicas y mecánicas de los materiales.

3.- Condiciones topográficas: Deben hacerse estudios para ver la factibilidad técnica y económica del proyecto.

4.- Fenómenos naturales: Es importante saber si se trata de regiones sísmicas o si hay la posibilidad de que pudiera presentarse algún otro fenómeno natural que nos afecte el proyecto.

A.3 PRINCIPALES CAUSAS DE FALLA EN CORTINAS DE TIERRA

La distribución de los materiales en la sección de la cortina de una presa, debe ser tal, que pueda soportar los efectos exteriores a que estará sometida, es decir, debe ser estable e impermeable.

Las fallas más comunes que pueden presentarse en presas de tierra, son las siguientes:

- 1.- Insuficiencia del vertedor.
- 2.- Tubificación.
- 3.- Deslizamiento de taludes.
- 4.- Agrietamiento.
- 5.- Licuación.
- 6.- Falla en la cimentación.

La falla por deslizamiento de taludes es la que ocurre en un mayor porcentaje de ocasiones en presas de este tipo, por lo tanto, será la que analizaremos en el presente proyecto.

A.4 REQUISITOS PARA UN BUEN FUNCIONAMIENTO Y MAXIMA SEGURIDAD EN CORTINAS DE TIERRA

1.- No debe existir posibilidad alguna de que el agua vierta sobre la corona de la cortina.

2.- Las pérdidas por filtración a través de la cortina y cimentación de la misma deben ser de tal magnitud que no afecten la capacidad del vaso.

3.- Las subpresiones no deben poner en peligro la estabilidad de la cortina.

4.- Los taludes deben proyectarse para las condiciones más desfavorables de trabajo.

5.- No debe producirse el fenómeno de tubificación.

6.- Ninguno de los materiales utilizados en la construcción debe ser soluble al agua.

7.- El agua que logre filtrarse, al salir a la superficie deberá hacerlo con una velocidad muy pequeña para evitar así arrastres de material del cuerpo de la cortina así como de su cimentación.

V.B DISEÑO DE LA CORTINA

El diseño de las cortinas de tierra se hace por medio de tanteos, suponiendo una sección y revisándola para las condiciones más desfavorables de trabajo.

Para el presente proyecto se propuso la siguiente sección:

- 1) Arcilla compactada (material impermeable).
- 2) Arena y grava (filtro).

- 3) Enrocamiento y resaga de roca.
- 4) Suelo
- 5) Formación Mexcala (lutitas y areniscas).

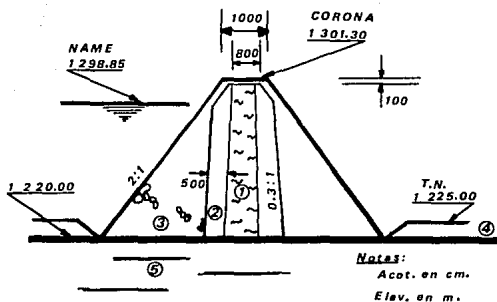


Fig. V.1

El diseño de la cortina podemos dividirlo en dos partes:

- B.1 Propiedades mecánicas de los materiales de construcción.
 - B.2 Estudio de la estabilidad de la cortina.
- B.1 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION**

Zona 1

Arcilla Compactada

Densidad ----- 2.75

Prueba Proctor:

Peso volumétrico seco (ton/m³.) ----- 1.58

Contenido de agua (%) ----- 30.00

Prueba Triaxial Rápida:

Peso volumétrico seco (ton/m³.) ----- 1.51

Contenido de agua (%) ----- 30.00

Peso volumétrico húmedo (ton/m³.) ----- 1.96

Peso volumétrico saturado (ton/m³.) ----- 1.96

Relación de vacíos ----- 0.82

Compactación (%) ----- 95.60

Grado de saturación (%) ----- 100.00

Angulo de fricción interna ----- 0°

Cohesión (ton/m².) ----- 5

Prueba Triaxial Rápida Consolidada:

Peso volumétrico seco (ton/m ³ .)	-----	1.49
Contenido de agua (%)	-----	31.00
Peso volumétrico húmedo (ton/m ³ .)	-----	1.95
Peso volumetrico saturado (ton/m ³ .)	-----	1.95
Relación de vacíos	-----	0.84
Compactación (%)	-----	94.30
Grado de saturación (%)	-----	100.00
Angulo de fricción interna	-----	10°
Cohesión (ton/m ² .)	-----	7

Zona_2

Grava y Arena (filtro)

Prueba Triaxial Rápida:

Peso volumétrico seco (ton/m ³ .)	-----	1.80
Peso volumétrico húmedo (ton/m ³ .)	-----	2.00
Peso volumétrico saturado (ton/m ³ .)	-----	2.00
Angulo de fricción interna	-----	35°
Cohesión (ton/m ² .)	-----	0

Prueba Triaxial Rápida Consolidada:

Peso volumétrico seco (ton/m ³ .)	-----	1.80
Peso volumétrico húmedo (ton/m ³ .)	-----	2.00
Peso volumétrico saturado (ton/m ³ .)	-----	2.00
Angulo de fricción interna	-----	35°
Cohesión (ton/m ² .)	-----	0

Zona 3

Rezaga de Roca y Roca (*)

Pruba_Triaxial_Rápida:

	<u>Rezaga de Roca</u>	<u>Roca</u>
Peso vol. seco (ton/m ³ .)	----- 1.60	----- 1.55
Peso vol. húmedo (ton/m ³ .)	----- 1.95	----- 1.90
Peso vol. saturado (ton/m ³ .)	----- 1.95	----- 1.90
Angulo de fricción interna	----- 45°	----- 45°
Cohesión (ton/m ² .)	----- 0	----- 0

Prueba Triaxial Rápida Consolidada:

	<i>Rezaga de Roca</i>	<i>Roca</i>
<i>Peso vol. seco (ton/m³.)</i>	<i>1.60</i>	<i>1.55</i>
<i>Peso vol. húmedo (ton/m³.)</i>	<i>1.95</i>	<i>1.90</i>
<i>Peso vol. saturado (ton/m³.)</i>	<i>1.95</i>	<i>1.90</i>
<i>Angulo de fricción interna</i>	<i>45°</i>	<i>45°</i>
<i>Cohesión (ton/m².)</i>	<i>0</i>	<i>0</i>

() Propiedades supuestas.*

B.2 ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA

Quando en una o más superficies continuas de un terraplén y/o de su cimentación, el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala a la resistencia media de que se dispone, ocurre lo que se conoce como deslizamiento o falla por cortante. Exteriormente puede manifestarse desde una distorsión más o menos notoria de los taludes hasta un desplazamiento masivo de la cortina o de una porción importante de ella.

El estudio de la estabilidad consiste en una revisión de la sección propuesta, comparando los esfuerzos

admisibles de los materiales, con los que se presentan para las condiciones más desfavorables de trabajo.

El análisis de estabilidad puede hacerse, en principio, por dos métodos:

a.- Cálculo de esfuerzos y deformaciones en todo el terraplén y su cimentación mediante solución numérica de las ecuaciones de la mecánica de medios continuos, que, generalmente, se basa en la técnica de elementos finitos, cuya dificultad, radica, actualmente, en definir la relación esfuerzo-deformación de los materiales involucrados.

b.- Determinación, por análisis límite, de la relación entre esfuerzo cortante y resistencia a lo largo de superficies que definan un mecanismo potencial de falla. En esencia, estos métodos consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud y aplicarle los criterios de resistencia del material, de tal manera que se pueda ver si con tal resistencia hay o no posibilidad de que el mecanismo llegue a presentarse.

En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla supuesta.

Para nuestro caso, el análisis de estabilidad, considerando la falla debida al deslizamiento de taludes, se hará por el Método Sueco, desarrollado por W. Fellenius (1927), siendo éste del tipo de métodos de análisis límite, y basado en las siguientes hipótesis simplificatorias:

1.- La superficie de falla es cilíndrica, cuya traza con el plano del papel es un arco de circunferencia.

2.- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.

3.- Cada dovela actúa en forma independiente de la demás.

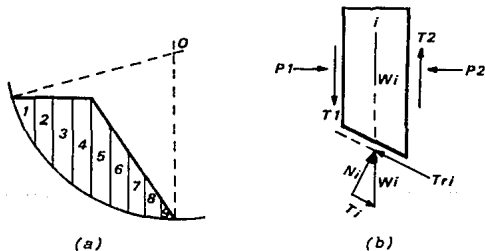


Fig. V.2

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en secciones verticales imaginarias o "dovelas" (Fig. V.2 a).

El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección; pero debemos considerar un número suficiente, ya que de ello dependen resultados más confiables.

El equilibrio de cada dovela, según la hipótesis tres, puede analizarse como cuerpo libre (Fig. V.2 b), donde W_i es su peso. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo. Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre esta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta, es decir, P_1 y P_2 son iguales, colineales y contrarias. El momento producido por T_1 y T_2 , se considera de igual magnitud, siendo despreciable, con lo cual cada dovela actúa en forma independiente de las demás y N_i y T_i equilibran a W_i .

Existe además la fuerza tangencial resistente (T_{ri}) que es una función de la presión efectiva normal a la superficie de falla: dicha fuerza es igual al área de la base de la dovela, multiplicada por el valor medio de la resistencia al esfuerzo cortante (s), el cual para los

suelos con cohesión y fricción ($C \neq 0$; $\phi \neq 0$) está dado por la siguiente expresión:

$$s = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

s = Valor medio de la resistencia al esfuerzo cortante.

C = Cohesión del material.

σ = Presiones normales efectivas a lo largo del círculo de falla considerado, y es igual a N_i/L_i .

ϕ = Angulo de fricción interna del material.

De lo anterior:

$Tri = (C + \sigma \tan \phi) \times \text{Long. efectiva del círculo de falla en el material.}$

Entonces:

$$Tri = CL + N_i \tan \phi$$

Tomando momentos alrededor del punto O, se anula la componente normal y queda:

$$M_i = T_i \times R$$

$$M_{Ri} = T_{Ri} \times R$$

El factor de seguridad de cada dovela será:

$$F.S. = \frac{T_{Ri}}{T_i}$$

Sustituyendo el valor de las fuerzas tangenciales resistentes, el factor de seguridad de toda la masa queda expresado por :

$$F.S. = \frac{\sum N_i \tan \phi + CL}{\sum T_i} > 1.00$$

Si el talud está sujeto a fuerzas de filtración:

$$s = (\sigma - u) \tan \phi + C$$

Donde:

u = presión ejercida por el agua
(presión de poro)

Por lo tanto:

$$F.S. = \frac{\sum (N_i - u) \tan \phi + CL}{\sum T_i} > 1.00$$

B.3 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Aplicando el método explicado con anterioridad y con ayuda de un programa de computadora, de la Dirección de Proyectos de la S.A.R.H., que nos facilita el poder hacer un número suficiente de tanteos, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla de factores de seguridad:

Talud aguas arriba:

Circulo	Condiciones	F.S.
I	Iniciales	1.71
	Iniciales c/sismo	1.24
	Finales	1.80
	Finales c/sismo	1.30
II	Iniciales	1.68
	Iniciales c/sismo	1.19
	Finales	1.68
	Finales c/sismo	1.19
III	Iniciales	1.82
	Iniciales c/sismo	1.32
	Finales	1.82
	Finales c/sismo	1.32

IV	Iniciales	1.86
	Iniciales c/sismo	1.30
	Finales	2.01
	Finales c/sismo	1.40

Talud aguas abajo:

Circulo	Condiciones	F.S.
I	Iniciales	1.83
	Iniciales c/sismo	1.28
	Finales	1.83
	Finales c/sismo	1.28
II	Iniciales	2.00
	Iniciales c/sismo	1.45
	Finales	2.06
	Finales c/sismo	1.49
III	Iniciales	2.16
	Iniciales c/sismo	1.54
	Finales	2.16
	Finales c/sismo	1.54
IV	Iniciales	2.16
	Iniciales c/sismo	1.58
	Finales	2.19
	Finales c/sismo	1.59

Nota:

C.S. = Coef. sísmico utilizado = 0.15 g.

B.4 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

Con el objeto de disminuir las filtraciones que pudieran aparecer a través de la cimentación y mejorar las características de la roca de desplante bajo el corazón

impermeable de la cortina, se ha programado ejecutar el siguiente trabajo:

Tratamiento parcial de inyectado en forma de tapete de consolidación por medio de perforaciones inyectadas con mezclas agua-cemento-bentonita, desde la estación 0+200 a la estación 0+450.

El tratamiento se efectuará en primer término, como tramo de prueba, de la estación 0+350 a la estación 0+450, con un ancho correspondiente al desplante del núcleo impermeable de la cortina.

El tapete de consolidación consistirá en perforar en forma de cuadrícula de 10.0 m. de separación para inyectarse en primera etapa.

En segunda etapa se inyectarán los barrenos localizados en los centros de los cuadros primarios, previamente inyectados.

Después de concluidas estas dos etapas, se inyectarán barrenos adicionales con un consumo de 50 kg. de cemento por metro lineal de perforación alrededor de aquellos que registren consumos iguales o superiores.

La profundidad de los barrenos será de 10.0 m. a partir de la superficie de desplante.

Después de realizar los trabajos de limpieza superficial (remoción de los materiales aluviales de la zona del cauce y los materiales alterados en la zona de tratamiento) deberá ejecutarse un cuidadoso amacice y un calafateo con mortero, en las fracturas del terreno, para que el inyectado del tapete se realice sin que se presenten fugas superficiales de lechada.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

**SELECCION Y PROYECTO DE LA
OBRA DE EXCEDENCIAS**

CAPITULO VI

SELECCION Y PROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

VI.A OBJETIVO Y TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS

CONSIDERACIONES GENERALES

La obra de excedencias es una estructura de primordial importancia que actúa como válvula de seguridad para la cortina. Sin lugar a dudas, puede decirse que la seguridad de una presa depende en gran medida del buen proyecto de dicha obra.

El objetivo de esta obra es el de dar salida a los volúmenes de agua que no pueden almacenarse dentro de la capacidad útil del vaso.

Debe tener una capacidad tal que permita descargar la avenida máxima de diseño, que según los estudios realizados, puede presentarse, encontrándose el almacenamiento a su nivel normal.

Debe de encontrarse localizada de manera tal que el agua que va a descargar no erosione el talud aguas abajo

de la cortina, ni altere las condiciones de trabajo del desfogue de la casa de maquinas, en el caso de que exista esta, ni provoque daños en cualquier estructura adyacente.

Los materiales que formen el revestimiento de la estructura de descarga deben ser resistentes a la erosión y tener un acabado liso, con el fin de resistir las altas velocidades que frecuentemente se presentan en ellos, así como para evitar fenómenos de cavitación y presiones diferenciales en las caras del revestimiento.

PARTES QUE CONSTITUYEN UNA OBRA DE EXCEDENCIAS

Generalmente, una obra de excedencias consta de las siguientes partes:

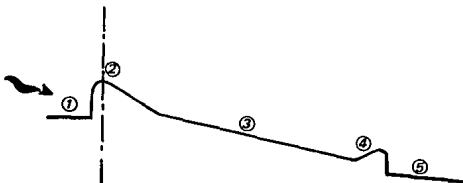


Fig. VI.1

1.- Canal de acceso o de llamada:

Su finalidad es conducir el agua del vaso hasta donde se localiza la estructura de control. La velocidad de llegada, la curvatura del canal y las transiciones deben ser graduales.

La velocidad en este canal debe ser uniforme y con un máximo de 6m/seg. La velocidad de llegada y la profundidad del canal de acceso respecto a la cresta vertedora tienen influencia importante en la descarga de un vertedor.

2.- Estructura vertedora o de control:

Es la encargada de descargar los gastos o derrames del vaso, y es el componente principal de las obras de excedencias. Puede ser de descarga libre o estar controlada por compuertas.

3.- Canal de descarga:

Es la estructura que se encarga de conducir al río o aguas abajo de la presa los volúmenes liberados por la estructura vertedora.

Los conductos pueden ser canales a cielo abierto o túneles.

4.- Estructura disipadora:

Sirve para alejar el agua, evitando así que se produzcan erosiones o socavaciones en las estructuras o al pie de ellas. Para este fin se puede emplear una cubeta de lanzamiento o salto de sky, si existe la posibilidad de que la obra de excedencias descargue al río en forma directa. Si es necesario disipar la energía del escurrimiento antes de efectuar su descarga al río, se empleará como estructura disipadora un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía.

5.- Canal de salida o de desfogue:

Este canal conduce el agua desde la estructura terminal (disipadora) hasta el cauce del río aguas abajo de la cortina. En ocasiones es sólo un canal piloto bajo la hipótesis de que la acción erosiva del agua durante la avenida lo ampliará hasta darle su capacidad necesaria, siempre que el material sea erosionable.

PRINCIPALES FACTORES QUE INFLOYEN EN SU DISEÑO

1.- Capacidad de descarga: Muchas de las fallas en la cortina se deben al diseño de vertedores de capacidad insuficiente. No existe mucha diferencia en cuanto a costo entre un vertedor de gran capacidad y uno de menor, por lo tanto, deben proyectarse vertedores con amplia capacidad de descarga.

2.- Cresta: Puede ser controlada mediante compuertas o no llevar controles (descarga libre). Su longitud influye en la determinación de la elevación de la misma así como en el tipo de control que requiera.

3.- Aparatos de control: Los óptimos son aquellos que satisfacen, para un mínimo costo, las condiciones impuestas por la carga en la cresta, la altura de la cortina y el funcionamiento hidráulico de la compuerta.

4.- Estabilidad de la estructura.

5.- Disipación adecuada de la energía al pie del vertedor.

6.- Topografía del sitio: Es un factor primordial, ya que en primera instancia proporciona al proyectista una idea del tipo idóneo de estructura.

7.- Geología del sitio: Es conclusión del punto anterior, ya que debe asegurarse que la localización de la obra de excedencias sea favorable desde el punto de vista de las condiciones del suelo, pues no puede correrse el riesgo del colapso total de la estructura.

8.- Tipo de cortina: Dependiendo de si la cortina es rígida o flexible, la obra de excedencias puede o no localizarse en ella, respectivamente, lo cual significa un ahorro en el costo de la obra.

9.- Régimen de la corriente: Según este, puede decidirse la conveniencia de un vertedor de servicio para avenidas de bajo periodo de retorno y otra estructura vertedora para avenidas con mayor periodo de retorno.

10.- Economía: Es la optimización de todos los puntos anteriores, llegando con esto a definirse la obra de control más idónea, no siendo esta siempre la más económica, pero debiendo ser siempre la más segura y eficiente hidráulica y estructuralmente hablando.

TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS

Existen diversas clasificaciones para las obras de excedencias. Entre las más conocidas están:

Por su forma de control:

a) De cresta libre.

b) De cresta controlada.

Los de cresta libre son aquellos en los cuales el agua almacenada en el vaso, al llegar a un cierto nivel fijo, la estructura vierte. En los de cresta controlada se ejerce un control de la descarga mediante compuertas de todo tipo.

Otra clasificación las agrupa en: vertedores en túnel y vertedores a cielo abierto. Los primeros son aquellos en los que alguna de sus partes componentes se encuentra construida en túnel o conducto cerrado a través de la cortina; los demás tipos serán a cielo abierto.

Además de estas clasificaciones, las obras de excedencias son conocidas por el nombre de alguna de las partes que la componen. Algunas de las más conocidas son:

Vertedores de caída libre.

Vertedores de cimacio.

Vertedores en abanico.

Vertedores en medio abanico.

Vertedores de canal lateral.

Vertedores en rápida.

Vertedores en embudo.

Sifones vertedores.

VI.B DESCRIPCION DEL TIPO SELECCIONADO

La obra de excedencias se localiza en el extremo de la cortina en la margen derecha de la boquilla y consta de un acceso, un cimacio de perfil Creager adaptado a arcos de circunferencia, de 50.00 m. de longitud, canal de descarga con pendiente $s = 0.04$ y una estructura terminal constituida por una cubeta deflectora. En la margen izquierda se tendra una estructura de liga entre la cortina y el vertedor.

Datos de proyecto:

Elevación de la corona de la cortina ----- 1 301.30 m.s.n.m.

Elevación del NAME ----- 1 298.85 m.s.n.m.

Elevación de la cresta vertedora ----- 1 295.85 m.s.n.m.

Carga sobre el vertedor ----- 3.00 m.

Longitud de la cresta ----- 50.00 m.

Gasto de diseño del vertedor ----- 530.00 m³/seg.

Verificación del coeficiente de descarga:

$$C = \frac{Q}{LH^{3/2}} = \frac{530}{50 \times 3^{3/2}} = 2.04, \text{ se acepta.}$$

VI.C GEOMETRIA DEL CIMACIO Y DE LA CUBETA DEFLECTORA Y CALCULO HIDRAULICO

GENERALIDADES

El perfil de cimacio tiene una forma que obliga a la lámina de agua a adoptar una sola trayectoria para cualquier descarga, con lo cual el vertedor resultaría adecuado para aforos. Su perfil de la cresta sigue muy de cerca al perfil de la superficie inferior de una lámina ventilada que circule sobre un vertedor de cresta aguda.

La forma de esta lámina y, por tanto, de la cresta del vertedor cimacio, dependen de la carga que produzca la descarga. En consecuencia, se requiere de una cresta de cimacio diseñada para una sola carga total, llamada carga *H* de diseño. Cuando un vertedor cimacio descarga a la carga de diseño, el flujo se desliza sobre la cresta sin ninguna interferencia de la superficie de límite y alcanza una eficiencia de descarga casi máxima.

Para flujo con cargas menores que la de diseño, la lámina está soportada por la cresta y se desarrolla presión

en la cresta, la cual es superior a la atmosférica, pero menor que la hidrostática. Esta presión en la cresta reduce la descarga a menos de la de flujo ideal. (El flujo ideal es el flujo sobre un vertedor de cresta aguda, totalmente ventilado, bajo la misma carga H).

Cuando el vertedor descarga con cargas mayores que la de diseño, la presión sobre la cresta es menor que la atmosférica y la descarga aumenta a más del flujo ideal. La presión puede volverse tan baja que ocurrirá separación en el flujo; no obstante, de acuerdo con Ven T. Chow (Hidráulica de los canales abiertos, Mc. Graw Hill Book Company, Nueva York.), puede excederse la carga en un 50% antes de que se desarrolle cavitación perjudicial.

La carga H medida en un vertedor cimacio se toma como la distancia desde el punto más alto de la cresta hasta el nivel de la superficie del agua a una distancia de $2.5H$ aguas arriba. Este tirante coincide con el tirante medido entre el nivel del agua corriente arriba y el fondo de la lámina, en el punto de máxima contracción para un vertedor de cresta aguda. Esta relación se ilustra en la figura siguiente:

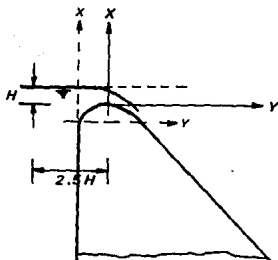


Fig. VI.2

GEOMETRIA DE LA SECCION DEL CIMACIO

Comunmente se suele usar para los perfiles de los cimacios una adaptación al perfil determinado por Creager, que consiste en uno equivalente adaptado a arcos circulares.

Los datos geométricos de la sección del cimacio se obtendrán a partir de los coeficientes propuestos por la Dirección de Estudios y Proyectos de la S.R.H., que para una carga $H = 3.00$ m. quedan:

Coordenadas:

Punto	X(m)	Y(m)
1	$0.00000 \times 3.00 = 0.000$	$0.12600 \times 3.00 = 0.378$
2	$0.19993 \times 3.00 = 0.600$	$0.00857 \times 3.00 = 0.020$
3	$0.30000 \times 3.00 = 0.900$	$0.00000 \times 3.00 = 0.000$
4	$0.60096 \times 3.00 = 1.803$	$0.06196 \times 3.00 = 0.185$
5	$1.69983 \times 3.00 = 5.099$	$0.81457 \times 3.00 = 2.744$
6	5.324	3.040

7'	8.763	4.846
O1	0.715	0.894
O2	0.900	2.295
O3	-1.443	7.770
O4	-20.356	22.300
O's	8.944	0.325

El perfil obtenido hasta el punto 5. debe unirse por medio de un arco de circunferencia con el plano horizontal que pasa a la elevación del pie del cimacio. Esto se hace con el fin de evitar socavaciones que podrian destruirlo.

El punto de tangencia de dicho arco de circunferencia se obtiene multiplicando la carga sobre el cimacio por el coeficiente respectivo de acuerdo al talud elegido.

Para un talud $m = 0.75$, sus coordenadas son:

$$X = 1.77473 \times 3.00 = 5.324 \text{ m.}$$

$$Y = 1.01323 \times 3.00 = 3.040 \text{ m.}$$

que corresponden al punto 6' en la tabla anterior.

Los demás puntos se obtienen geometricamente.

Radio: (m)

$$\begin{aligned} R_1 &= 0.29395 \times 3.00 = 0.882 \\ R_2 &= 0.76500 \times 3.00 = 2.295 \\ R_3 &= 2.75000 \times 3.00 = 8.250 \\ R_4 &= 10.70000 \times 3.00 = 32.100 \\ R's &= 4.525 \end{aligned}$$

Angulos:

Son constantes para cualquier carga.

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 46^\circ 40' 18'' \\ \alpha_2 &= 7^\circ 31' 00'' \\ \alpha_3 &= 23^\circ 10' 00'' \\ \alpha_4 &= 29^\circ 18' 00'' \end{aligned}$$

Geomericamente se obtienen:

$$\begin{aligned} \alpha's &= 0^\circ 39' 48'' \\ \alpha's &= 50^\circ 50' 22'' \end{aligned}$$

DETERMINACION DEL PERFIL DEL AGUA EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Para el diseño de un vertedor se supone que la avenida máxima probable se puede presentar cuando esté llena la presa.

Los datos del proyecto obtenidos como resultado del tránsito de la avenida máxima probable son los siguientes:

Elev. máx. extraordinaria del agua (NAME) 1 298.85 m.s.n.m.
Elev. cresta vertedora ----- 1 295.85 m.s.n.m.
Longitud de la cresta vertedora ----- 50.00 m.
Gasto máximo de descarga ----- 530.00 m³/seg.

Cálculo de la sección crítica:

Cálculo del tirante crítico:

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

Donde:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(530)^2}{9.81} = 28\ 634.05$$

$$A_c = b d_c + m d_c^2 = 45.15 d_c + 0.5 d_c^2$$

$$B = b + d_c$$

Por medio de tanteos:

Considerando:

$d_c = 2.39135 \text{ m.}$ y sustituyendo:

$A_c = 110.8287 \text{ m}^2.$

$B = 47.5414 \text{ m.}$

$$\frac{A_c^3}{B} = \frac{(110.8287)^3}{47.5414} = 28\ 634.18$$

Por lo tanto:

$d_c = 2.39135 \text{ m.}$ se acepta.

Velocidad crítica:

De la ecuación de continuidad:

$Q = Av$, despejando:

$$v_c = \frac{Q}{A} = \frac{530}{110.8287}$$

$v_c = 4.7822 \text{ m/seg.}$

Perímetro mojado:

$p_c = b + 2(1 + m^2)^{1/2}d_c$

$p_c = 50.4972 \text{ m.}$

Radio hidráulico:

$$R_c = \frac{A_c}{p_c} = \frac{110.8287}{50.4972} = 2.1947 \text{ m.}$$

Pendiente crítica:

De la fórmula de Manning:

$$v_c = \frac{1}{n} R_c^{2/3} S^{1/2} ; \text{ donde } n = 0.015$$

Despejando:

$$S_c = ((v_c n) / R_c^{2/3})^2$$

$$S_c = 0.0018$$

Para evitar que el vertedor trabaje ahogado, se dará al canal de descarga una pendiente mayor a la calculada ($S_c = 0.0018$), la cual será $S = 0.04$. Con esto se dará a la transición del cimacio con el canal de descarga, una curva suave para evitar problemas en el funcionamiento del vertedor y asegurar que el régimen sea rápido, es decir, que los tirantes en el canal sean todos inferiores al tirante crítico.

Cálculo hidráulico de la rápida:

Ahora determinaremos los tirantes con régimen rápido del canal, en el cual se inicia el escurrimiento gradualmente variado a partir de la sección de control.

Para determinar los tirantes aplicaremos el Teorema de Bernoulli.

Datos:

Elev. al pie del cimacio ----- 1 291.00 m.s.n.m.
Pendiente del canal de descarga ----- 0.04
Elev. de la cresta vertedora ----- 1 295.85 m.s.n.m.
Gasto máximo de diseño ----- 530.00 m³/seg.
Ancho del canal de descarga ----- 45.15 m.
Coeficiente de rugosidad (n) ----- 0.015

Cálculo del tirante al pie del cimacio:

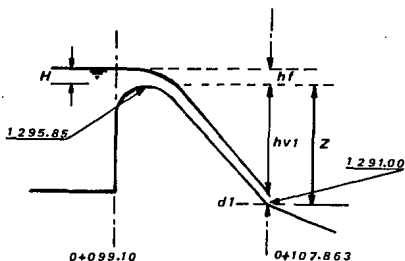


Fig. VI.3

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la cresta del cimacio y el punto de unión con el canal de descarga, tenemos:

$$E = Z + H = d_1 + h_{v1} + h_f$$

Considerando que el perfil del cimacio se pega a la parte inferior de la lámina del agua, las pérdidas por fricción en este tramo pueden considerarse nulas, por lo tanto:

$$E = Z + H = d_1 + h_{v1}$$

$$E = Z + H = 4.85 + 3.00 = 7.85 \text{ m.}$$

$$7.85 = d_1 + h_{v1} = d_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$A_1 = bd_1 + md_1^2$$

$$v_1 = \frac{Q}{A_1}$$

Por tanteos:

Considerando $d_1 = 1.01$ m.

$$A_1 = 46.1116 \text{ m}^2.$$

$$v_1 = 11.4939 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = 6.7334$$

$$E = d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 7.7434$$

$$p = b + 2(1 + m^2)^{1/2}d_1 = 62.4647 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A_1}{p} = 0.7382 \text{ m.}$$

Por lo tanto, se acepta: $d_1 = 1.01$ m.

Con los datos anteriores, aplicamos el Teorema de Bernoulli en toda la longitud del canal:

Est. (m)	d(m)	v(m/seg)	hv(m)	R(m)	A(m ²)	p(m)
0+120.00	0.91	12.771	8.313	0.88	41.501	47.185
0+140.00	0.87	13.364	9.103	0.842	39.659	47.095
0+160.00	0.833	13.963	9.937	0.807	37.957	47.013
0+180.863	0.80	14.544	10.782	0.776	36.440	46.939

GEOMETRIA DE LA CUBETA DEFLECTORA

El tipo de estructura elegida descarga directamente al río, sin necesidad de que se construya antes una estructura para disipar o amortiguar la energía del agua.

La finalidad de este tipo de deflector es la de que el agua salga como un chorro libre y caiga a una cierta distancia del extremo del vertedor, y del deflector mismo, evitando así una posible destrucción de este.

Debe tenerse muy en cuenta la socavación que ocasionará el agua, ya que esta puede dañar la estructura. Para evitar este daño se construirá un dentellón de concreto en el deflector.

El radio del deflector debe ser lo suficientemente largo para que el agua tenga una buena salida.

Según el U.S.B.R. (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation), en ningún caso debe ser el radio menor que $10d$. Por lo tanto:

$$10d = 10(0.80) = 8.00 \text{ m.}$$

Donde:

$d = 0.80 \text{ m.}$ = tirante a la entrada de la cubeta.

El ángulo de salida, ordinariamente, está limitado a no más de 30° .

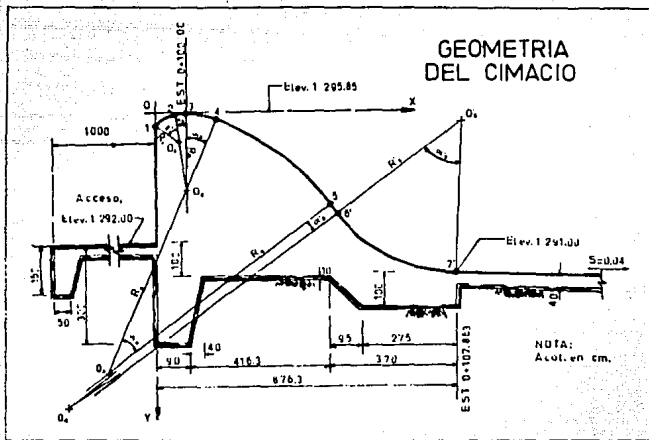


Fig VI.4

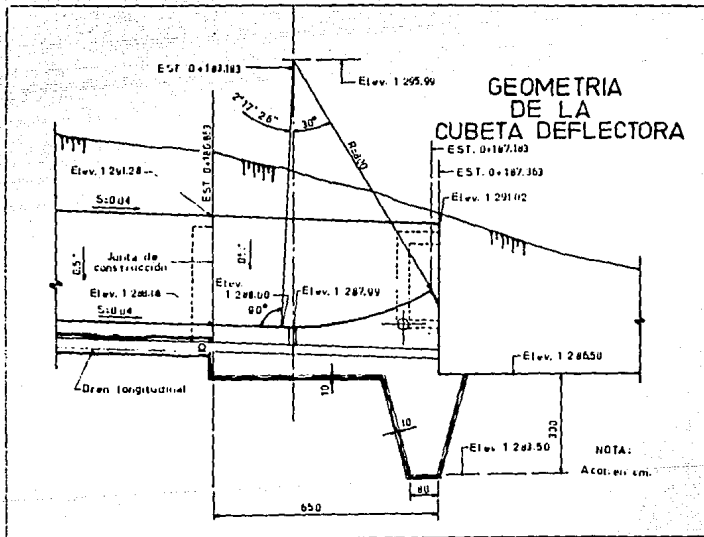


Fig. VI.5

**SELECCION Y PROYECTO DE LA
OBRA DE TOMA**

CAPITULO VII

SELECCION Y PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA

VII.A OBJETIVO Y TIPOS DE OBRA DE TOMA

El objetivo principal de las obras de toma es el de regular o dar salida al agua almacenada en una presa, dependiendo de las necesidades aguas abajo de ella, siendo estas de riego, abastecimiento de agua a poblaciones, generación de fuerza motriz y conservación de niveles bajos para control de avenidas, principalmente, y algunos otros de diversa índole según el uso a que esté destinada la presa.

Los elementos que componen una obra de toma son, principalmente: estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencia con su equipo de operación, dispositivos para disipación de energía y, en algunos casos, puente de acceso.

El tipo de obra de toma depende principalmente del tipo de cortina que se vaya a tener.

En presas de sección gravedad, generalmente, el conducto pasa a través de la cortina y trabaja a presión aguas arriba y libre del lado de aguas abajo.

En presas de materiales graduados pueden instalarse diversos tipos de obra de toma. generalmente, el de conducto que trabaja como canal y queda alojado en zanja es el más usual.

Algunos de los principales tipos de obra de toma son:

- Con tubería a presión a través de una cortina de concreto.
- Con torre y túnel a presión.
- Con tiro vertical, túnel a presión, galería vertical para compuertas deslizantes y conducto abierto.
- Con tiro vertical, túnel en un primer tramo, continuado por una tubería a presión y canal de salida.

VII.B DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ELEGIDA

La obra de toma se alojará en el túnel de desvío, después de haber sido utilizado este para tal fin.

El acceso al umbral de la toma, se hará en un tajo en el que se construirá una estructura de concreto, para alojar las rejas de protección a los vanos de entrada, esta estructura estará conectada al túnel por medio de una lumbrera de sección circular de 3.00 m. ø.

Una vez que el túnel haya sido utilizado para hacer el desvío, se colocará un tapón ciego de concreto aguas arriba de la estructura de rejas.

Aguas abajo de la estructura de rejas, a la altura del eje de la cortina, se colocará un tubo-tapón de concreto para pasar de la sección del túnel a la tubería a presión.

Para el control y mantenimiento se instalarán diferentes tipos de válvulas: una válvula de mariposa inmediatamente aguas abajo del tubo-tapón, continuando con la tubería a presión, hasta la bifurcación para el ramal de agua potable, y de ahí hasta la bifurcación para riego, después de esta se tendrán dos válvulas de mariposa y dos válvulas de chorro divergente.

El acceso a la válvula de mariposa de la tubería principal será a través del túnel por medio de una pasarela.

Las válvulas de mariposa y chorro divergente, colocadas después de la bifurcación, se operarán desde una caseta que se construirá sobre el atraque.

VII.C CALCULO HIDRAULICO

C.1 DETERMINACION DEL GASTO POR LA OBRA DE TOMA PARA RIEGO

Superficie por regar ----- 5 100 Has.

Lámina neta de riego ----- 0.77 m.

Eficiencia global del sistema ----- 50%.

Lámina bruta = $\frac{0.77}{0.50}$ = ----- 1.54 m.

Demanda anual = $5\ 100 \times 10\ 000 \times 1.54$
= 78.54 millones de m³.

Mes de máxima demanda: febrero con 14.7% de la anual.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{Demanda máxima mensual} &= 0.147 \times 78.54 \\ &= 11.55 \text{ mill. de m}^3. \end{aligned}$$

$$\text{Coeficiente de variación diaria} = 1.5$$

$$\text{Coeficiente de variación horaria} = 1.2$$

Por lo tanto:

$$\text{Gasto obra de toma} = \frac{11\ 550\ 000 \times 1.5 \times 1.2}{30 \times 86\ 400}$$

$$Q_r = 8.02 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se propone como gasto de diseño de la obra de toma para riego:

$$Q = 10.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Como debe disponerse de 1.2 m³/seg. adicionales para agua potable, el gasto total de diseño de la obra de toma será de 11.2 m³/seg.

Elevación del umbral de la obra de toma para riego:

1.- Capacidad de azolves = 15 mill. de m³.

Considerando el umbral a la elevación correspondiente al 75% de la capacidad de azolves se obtiene:

$$0.75 \times 15 = 11.25 \text{ mill. de m}^3.$$

Para esta capacidad se obtiene de la curva Elevaciones-Capacidades, la elevación: 1 257.75

2.- Considerando el umbral a la elevación correspondiente a los 2/3 de la altura correspondiente al nivel de azolves:

Elevación de azolves = 1 262.00

Elevación del cauce = 1 220.00

Altura azolves = 42.00 m.

$$H = \frac{2 \times 42.00}{3} = 28.00 \text{ m.}$$

28 + Elev. cauce = 28 + 1 220.00 = 1 248.00 m.s.n.m

1 248.00 < 1 257.75

Se opta por la primera condición, proponiéndose colocar el umbral de la toma para riego a la elevación:

1 257.50 m.s.n.m.

C.2 TUBERIA Y VALVULAS

Se contará con una válvula de mariposa para emergencia, colocada inmediatamente después del tubo-tapón y su diámetro será el que corresponda a la tubería.

Para servicio se tendrán dos válvulas de chorro divergente con sus respectivas válvulas de mariposa.

Al momento de realizarse estos cálculos, se desconocen las características definitivas de las válvulas que se usarán, sin embargo, las dimensionaremos basándonos en publicaciones y catálogos de los fabricantes.

El gasto de diseño de la obra de toma es de 11.2 m³/seg. y deberá proporcionarse por la tubería principal, hasta la primera bifurcación, en esta se divide el gasto en 1.2 m³/seg. por el ramal y 10 m³/seg. por la tubería principal, para fines de riego.

El gasto para riego se dará a través de dos válvulas de chorro divergente: para preveer el caso de que alguna de las válvulas requiera reparación o servicio y para no interrumpir el suministro de agua. El Departamento de Presas de la S.A.R.H. establece que por una de las válvulas deberá pasar como mínimo el 70% del gasto de diseño.

De acuerdo con lo establecido por la S.A.R.H. el gasto de diseño deberá proporcionarse con un nivel de agua correspondiente al 10% de la capacidad útil, como mínimo.

Capacidad de azolves = $15.00 \times 10^6 \text{ m}^3$.

10% Capacidad útil = $6.46 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Capacidad al nivel

mínimo de operación = $21.46 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Elevación del nivel

mínimo de operación = 1 267.04 m.s.n.m.

Elevación del eje

de las válvulas a

la salida = 1 227.00 m.s.n.m.

Carga disponible para dar el gasto de diseño y absorber las pérdidas en la conducción, con el agua a la elevación del N. mín.

$$H = 1\ 267.04 - 1\ 227.00 = 40.04\ m.$$

Según el catálogo de válvulas Howell-Bunger, el gasto se obtiene con la expresión:

$$Q = 5.354 D^2(H)^{1/2}, \text{ en sistema inglés.}$$

ó

$$Q = 2.9559 D^2(H)^{1/2}, \text{ en sistema métrico.}$$

Gasto por una válvula:

$$Q = 0.7 \times 10 = 7\ m^3/\text{seg.}$$

De la fórmula:

$$(H)^{1/2} = \frac{Q}{2.9559 D^2} = \frac{7}{2.9559 D^2} = \frac{2.36815}{D^2}$$

Para $D = 30'' = 76.20\ cm.$

$$(H)^{1/2} = \frac{2.36815}{(0.7620)^2} = 4.0785 ; H = 16.63\ m.$$

Ahora determinaremos la elevación necesaria para dar el 70% del gasto de diseño por una válvula.

arriba: Pérdidas de carga de la válvula hacia aguas

- * Válvula de mariposa totalmente abierta.
- * Reducción y cambio de dirección (una rama de la bifurcación).
- * Fricción en la tubería de acero.
- * Entrada abocinada en el tubo-tapón.
- * Fricción en el túnel.
- * Ampliación en la unión de lumbrera y túnel.
- * Cambio de dirección a 90° (lumbrera-túnel).
- * Fricción en la lumbrera.
- * Reducción brusca de las rejillas a la lumbrera.
- * Ampliación brusca de las rejillas a los vanos de entrada.
- * Cambio de dirección a 90°.
- * Rejillas.

Todas las pérdidas se valorarán en función de la velocidad en la tubería de acero.

Para un área cualquiera, A:

$$v^2 = \frac{(A_{\text{tubo}})^2}{A^2} (v_{\text{tubo}})^2$$

Tubería de acero. - La tubería de acero se dimensionará partiendo de que la velocidad para el gasto de diseño se encuentre comprendida entre 7 y 9 m/seg.

Para $\phi = 1.30 \text{ m.}$: $A = 1.327 \text{ m}^2.$

$$v = \frac{11.2}{1.327} = 8.44 \text{ m/seg.}$$

Para $\phi = 1.40 \text{ m.}$: $A = 1.539 \text{ m}^2.$

$$v = \frac{11.2}{1.539} = 7.28 \text{ m/seg.}$$

Se usará $\phi = 1.40 \text{ m.}$

Expresiones para valuar las pérdidas:

* Válvula de mariposa totalmente abierta:

$$K = 0.10$$

$$\text{(Estimado, realmente } K = \frac{\text{Espesor de la lenteja}}{\text{Diámetro}} \text{)}$$

* Reducción y cambio de dirección:

Para relaciones r/D de 1 a 10, r varía de 0.07 a 0.14. Como no se ha fijado dicha relación, tomaremos un valor medio de 0.10.

$$K = 2 \times 0.10 = 0.20$$

Reducción gradual

(Suponiendo $\theta = \text{ang. tan. } ((g*(D/v))^{1/2})$)

$$K = 0.1$$

* Fricción en la tubería de acero:

$$hf = f \frac{L v^2}{D 2g} ; \quad \frac{L}{D} = \frac{315}{1.40} = 225$$

$$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$$

$N = 36$ para acero sin costura, usado.

$$f = \frac{2(9.81)}{(8.86 \log 1.40 + 36)^2} = 0.0141$$

$$hf = (0.0141)(225) \frac{v^2}{2g} = 3.174 \frac{v^2}{2g}$$

* Entrada abocinada en el tubo-tapón:

$$K = 0.07 \text{ (Promedio para entrada elíptica)}$$

* Fricción en el túnel:

$$\frac{L}{D} = \frac{250}{6.50} = 38.46 ; A = 35.18 \text{ m}^2.$$

$$A^2 = 1\,101.12$$

$$f = \frac{2(9.81)}{(8.86 \log 6.5 + 38)^2} = 0.0096$$

$$hf = (0.0096)(38.46) \frac{v^2}{2g} = 0.3693 \frac{v^2}{2g}$$

(Según área del túnel)

* Ampliación brusca en la unión lumbrera-túnel:

$$K = ((A_2/A_1) - 1)^2 ; A_2 = 33.180 \text{ m}^2.$$

$$A_1 = 7.069 \text{ m}^2.$$

$$K = ((33.180/7.069) - 1)^2 = 13.65$$

* Codo a 90° ó cambio de dirección a 90°:

$$K_e = 0.1$$

* Fricción en la lumbrera:

$$L = 23.50 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{D} = \frac{23.5}{3} = 7.533 ; f = \frac{2(9.81)}{(8.86 \log 3 + 38)^2} = 0.011$$

$$hf = (0.011)(7.833) \frac{v^2}{2g} = 0.0862 \frac{v^2}{2g}$$

*** Reducción brusca rejas-lumbrera:**

$$A_{reareas} = \pm 20 \text{ m}^2.$$

$$\text{Diámetro equivalente} = 5.05 \text{ m.}$$

$$\frac{3.00}{5.05} = 0.5941 ; K = 0.32, \text{ según Kisieliev.}$$

$$hr = 0.32 \frac{v^2}{2g}$$

*** Ampliación brusca rejas-vanos:**

$$ha = K_a \frac{v^2}{2g} ; K_a = ((A_2/A_1) - 1)^2$$

$$K_a = ((20/16.67) - 1)^2 = 0.0399$$

$$ha = 0.0399 \frac{v^2}{2g}$$

*** Rejas:**

Una de las fórmulas más aceptadas es:

$$hr = \beta(s/b)^{1/3} \operatorname{sen} \tau \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

s = grueso de las rejas.

b = separación entre paños interiores de las mismas.

τ = ángulo que forma el plano de las rejas con la horizontal.

v = velocidad del líquido inmediatamente antes de las rejas.

β = coeficiente que varía con la forma de la reja.

$\beta = 2.42$ rejas secc. rectangular.

1.83 aristas redondeadas.

1.63 si se adelgazan hacia el extremo final.

1.79 rejas de secc. circular.

$$\frac{s}{b} = \frac{1.59}{8.41} ; \operatorname{sen} \tau = 1$$

$$hr = 2.42 (1.59/8.41)^{1/3} \frac{v^2}{2g}$$

$$hr = 0.2626 \frac{v^2}{2g}$$

acero: Pérdidas en función del diámetro de la tubería de

* Válvulas de mariposa de 36" ø (91.44 cm.)

$$A = 0.6567 \text{ m}^2. ; A^2 = 0.4312$$

$$A_{\text{tubo}} = 1.539 \text{ m}^2. ; A^2 = 2.3697$$

$$hm = 0.1(2.3697/0.4312) \frac{v^2}{2g} = 0.5496 \frac{v^2}{2g}$$

$$(Q = 7 \text{ m}^3/\text{seg.})$$

* Reducción y cambio de dirección:

$$K = 0.3$$

$$h_{re} = 0.3(2.3697/0.4312) \frac{v^2}{2g} = 1.6487 \frac{v^2}{2g}$$

$$(Q = 7 \text{ m}^3/\text{seg.})$$

* Fricción en la tubería:

$$(Q = 8.2 \text{ m}^3/\text{seg.})$$

$$h_f = 3.174 \frac{v^2}{2g}$$

*** Entrada abocinada:**

$$0.07 \frac{v^2}{2g} : \text{válvula de emergencia}$$

$$h_p = 0.1 \frac{v^2}{2g}$$

*** Fricción en el túnel:**

$$A_{\text{túnel}} = 33.183 \text{ m}^2. ; A^2_{\text{túnel}} = 1101.12$$

$$h_f = 0.3693(2.3697/1101.12) \frac{v^2}{2g} = 0.0008 \frac{v^2}{2g}$$

*** Ampliación y cambio de dirección en la unión:**

$$h_a = 13.65(2.3697/1101.12) \frac{v^2}{2g}$$

$$h_a = 0.0294 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_c = 0.1(2.3697/49.965) \frac{v^2}{2g} = 0.0047 \frac{v^2}{2g}$$

*** Ericción en la lumbrera:**

$$A_L = 7.0686 \text{ m}^2. ; A_L^2 = 49.965$$

$$h_f = 0.0862(2.3697/49.965) \frac{v^2}{2g} = 0.0041 \frac{v^2}{2g}$$

*** Reducción brusca:**

$$h_r = 0.24(2.3697/49.965) \frac{v^2}{2g} = 0.0114 \frac{v^2}{2g}$$

*** Ampliación brusca:**

$$h_a = 0.0399(2.3697/400) \frac{v^2}{2g} = 0.0002 \frac{v^2}{2g}$$

*** Godo a 90°: (Cambio de dirección rejas-lumbrera)**

$$h_c = 0.1(2.3697/400) \frac{v^2}{2g} = 0.0006 \frac{v^2}{2g}$$

*** Rejas:**

$$h_r = 0.2626(2.3697/400) \frac{v^2}{2g} = 0.0016 \frac{v^2}{2g}$$

Total de pérdidas para una válvula abierta:

$$2.1972 \frac{v_1^2}{2g} + 3.3968 \frac{v_2^2}{2g}$$

Aplicando Bernoulli entre la entrada y la salida:

$$Z + d + h - B = hp + \frac{v^2}{2g} + 16.63 ; H = d + h$$

$$H = B - Z + hp + \frac{v^2}{2g} + 16.63$$

H = altura del agua a la entrada del túnel.

B = distancia de la plantilla al eje de
válvulas.

Z = desnivel = $LS = 2.50$ m.

$$H = 2.00 - 2.50 + 16.63 + hp + \frac{v^2}{2g}$$

$$H = 16.13 + hp + \frac{v^2}{2g}$$

Para:

$$Q_1 = 7 \text{ m}^3/\text{seg.} ; v = \frac{7 + 1.2}{1.539} = 5.328 \text{ m/seg.}$$

$$Q_2 = 1.2 \text{ m}^3/\text{seg.} ; \frac{v^2}{2g} = \frac{(5.328)^2}{2(9.81)} = 1.447 \text{ m/seg.}$$

Para:

$$Q = 7 \text{ m}^3/\text{seg.} ; v = \frac{7}{1.539} = 4.546 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{(4.548)^2}{2(9.81)} = 1.054 \text{ m/seg.}$$

$$h_p = 2.1972 \times 1.054 + 3.3968 \times 1.447 = 7.231 \text{ m.}$$

$$H = 16.13 + 7.231 + 1.447 = 24.81 \text{ m.}$$

$$\text{Elev.} = 1\ 227.50 + 24.81 = 1\ 252.31 < 1\ 267.04$$

Para $Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$, para riego:

$Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ por cada válvula de chorro divergente.

$$(H)^{1/2} = \frac{5}{2.9559(0.762)^2} = 2.9132 ; H = 8.49 \text{ m.}$$

* Pérdidas por válvula de mariposa:

$$h_m = 0.2000 \frac{v^2}{2g} ; Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg.} ; A = 0.6567 \text{ m}^2.$$

* Reducción y cambios de dirección:

$$h_{re} = 0.3 \times 2 \frac{v^2}{2g} ; Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg.} ; A = 0.6567 \text{ m}^2.$$

$$h_m + h_{re} = (0.3 \times 2 + 0.2) \frac{v^2}{2g} = 0.8 \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \frac{5}{0.6567} = 7.614 \text{ m/seg. ; } \frac{v^2}{2g} = \frac{(7.614)^2}{2(9.81)}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 2.955$$

$$h_m + h_{re} = 2.955 \text{ m.}$$

Las otras pérdidas valen:

$$h_p = 3.3968 \frac{v^2}{2g}$$

$$Q = 11.2 \text{ m}^3/\text{seg. ; } v = \frac{11.2}{1.539} = 7.277 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{(7.277)^2}{2(9.81)} = 2.699 \text{ m.}$$

$$h_p = 3.3968 \times 2.699 = 9.169 \text{ m.}$$

$$H = 8.49 + 2.955 + 9.169 + 2.669 = 23.29 \text{ m.}$$

$$\text{Elev.} = 1\ 227.50 + 23.29 = 1\ 250.79 < 1\ 267.04$$

En resumen:

Tubería de acero de ----- 140.00 cm. ø.
Válvula de mariposa
para emergencia (60" ø.) ----- 152.40 cm. ø.
Válvulas de servicio ----- 91.44 cm. ø.
Válvula de chorro divergente ----- 76.20 cm. ø.

Una vez realizados estos cálculos se hicieron ajustes de las dimensiones anteriores, de acuerdo con los cálculos electromecánicos, y las dimensiones finales son:

Tubería principal de acero de ----- 118.00 cm. ø.
Válvula de mariposa para
emergencia (54" ø.) ----- 137.16 cm. ø.
Tubo tapón (54" ø.) ----- 137.16 cm. ø.

Válvulas de servicio para riego:

Válvula de mariposa (36" ø.) ----- 91.44 cm. ø.
Válvula de chorro
divergente (36" ø.) ----- 91.44 cm. ø.

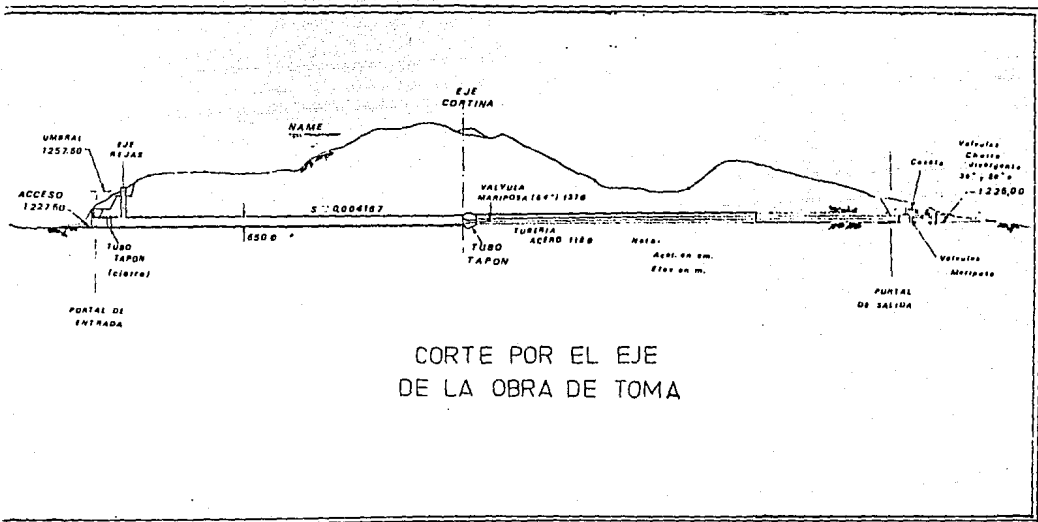
Valvulas de servicio para agua potable:

Válvula de chorro

divergente (20" ø.) ----- 50.80 cm. ø.

Válvula de mariposa (20" ø.) ----- 50.80 cm. ø.

Tubería de acero de ----- 50.80 cm. ø.



CORTE POR EL EJE
DE LA OBRA DE TOMA

Fig. VII.1

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

El proyecto analizado es, técnica y constructivamente hablando, adecuado para solucionar el problema que se nos presenta.

La construcción de una presa de esta magnitud, desde el punto de vista económico, tal vez no sea la mejor solución, o mejor dicho, el costo de la presa puede ser aparentemente muy elevado, siendo poca la cantidad de hectáreas beneficiables. Por supuesto, para afirmar todo esto, se requiere de los estudios necesarios del caso, tal como sería el análisis beneficio-costos del proyecto.

El concepto más representativo dentro del costo del proyecto, será el material necesario para la formación de la cortina, ya que, debido a la gran altura de esta, se requiere darle una base de gran magnitud para garantizar su estabilidad.

Posiblemente, en lo que se refiere al abastecimiento de agua a la ciudad de Iguala, Gro., esta podría satisfacerse de otra fuente. Tal sería el caso de la exploración de pozos profundos en la misma ciudad o cercanos a ella, como una posible solución, que de resultar positiva, nos daría un ahorro considerable al no tener que realizar

las obras de conducción del agua desde el vaso de la presa hasta la ciudad, además de que la capacidad que se requeriría en la presa sería menor.

En lo que se refiere a la obra de excedencias, aunque está comprobado el buen funcionamiento hidráulico de este tipo de vertedores, es recomendable realizar el modelo hidráulico, con el cual se comprobará lo anterior, ó en su caso, se harán las correcciones necesarias para asegurar que funcione adecuadamente, ya que de esta obra depende en gran medida la seguridad de la presa.

Por su parte, el tipo de cortina y de obra de toma son perfectamente conocidas. Las cortinas de materiales graduados son el tipo de cortina que más se ha construido en México hasta la fecha, demostrando un buen comportamiento durante su vida económica, así como siendo aún hoy en día uno de los tipos de más bajo costo y mayor facilidad constructiva.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

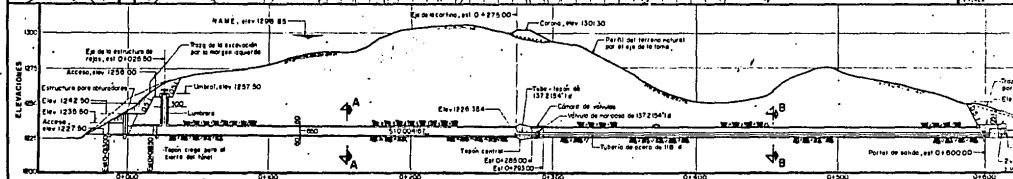
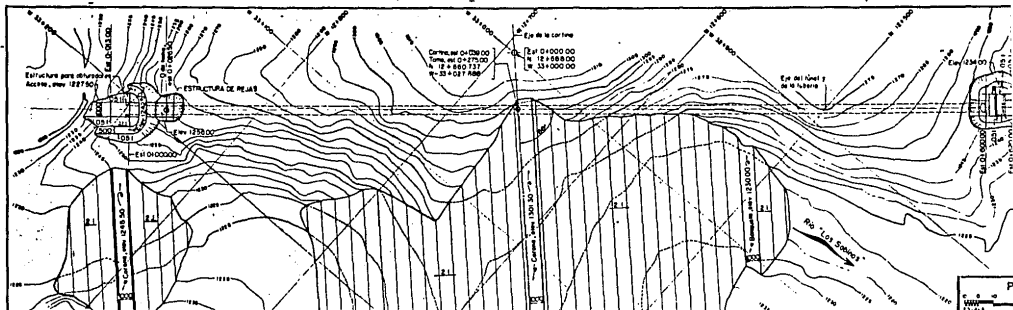
- 1.- Lepe, José Luis. Diseño de Presas Pequeñas. S.R.H. México. D.F.: Cía. Editorial Continental. S.A. de C.V., 1983. (Titulo original: Design of Small Dams. United States Department Bureau of Reclamation. Washington. D.C. EE.UU.)

- 2.- Torres Herrera, Francisco. Obras Hidráulicas. 2a. ed. México. D.F.: Editorial Limusa. S.A. de C.V., 1987.

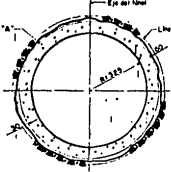
- 3.- Lozoya C., Julio. Manual de Diseño de Obras Cíviles. Hidrotécnia. A.2.10. Obras de Excedencia. C.F.E. México. D.F., 1981.

- 4.- Marsal, Raúl J. Reséndiz Nuñez, Daniel. Presas de Tierra y Enrocamiento. 1a. ed. México. D.F.: Editorial Limusa. S.A., 1983.

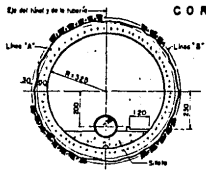
- 5.- Juarez Badillo, Eulalio. Rico Rodriguez, Alfonso. Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. 2a. ed. México. D.F.: Editorial Limusa. S.A. de C.V., 1987.



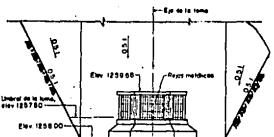
ESTACIONES
CORTE POR EL EJE DE LA TOMA



SECCION DEL TUNEL POR A-A



SECCION DEL TUNEL POR B-B



CORTE C-C

LISTA DE PLANOS	
TITULO	CLASIFICACION
Obra de Toma - Plano general	028-C-00
Vista de Toma - Estructura de rejas - Plano estructural	028-C-01
Vista de Toma - Rejas	028-C-02
Vista de Toma - Linterna y tubo de escape	028-C-03
Obra de Toma - Tapa central y capa metálica	028-C-04
Obra de Toma - Sifones y piletas	028-C-05
Vista de Toma - Estructura de sifones - Plano general	028-C-06
Vista de Toma - Estructura de sifones - Plano estructural	028-C-07
Obra de Toma - Estructura de sifones - Plano estructural	028-C-08
Obra de Toma - Sifones - Plano estructural	028-C-09
Obra de Toma - Cámara de sifones	028-C-10

DATOS DE PROYECTO	
Elev. del nivel de aguas normales	1237.85 m
Elev. del nivel mínimo de operación	1237.06 m
Cota del umbral	1237.50 m
Cota de diseño	10 m
Espesor de la tapa	1.2 m

OBRA DE TOMA-PLANO GENERAL

