



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

"ANTEPROYECTO DE LAS PRESAS DERIVADORAS
SAN JUAN DE DIOS Y ATEMAJAC, DEL P.H.
AGUA PRIETA, JAL."



T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
JOSE HUMBERTO HERNANDEZ FLORES
MARGARITA OLVERA RAMIREZ



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**ANTEPROYECTO DE LAS PRESAS DERIVADORAS SAN JUAN
DE DIOS Y ATEMAJAC, DEL P. H. AGUA PRIETA, JALISCO**

PAG.

PROLOGO 4

CAPITULO I.- ANTECEDENTES

I.1.- Introducción 9

I.2.- Estudios Básicos 10

I.2.1.- Geológicos

I.2.2.- Hidrológicos

I.2.3.- Topográficos

I.3.- Alternativas de aprovechamiento 17

I.3.1.- Localización y vías de acceso

I.3.2.- Descripción general de las obras

a) Captación

b) Conducción

c) Tanque de regulación

d) Tubería a presión

e) Casa de máquinas

CAPITULO II.- CUENCAS DE CAPTACION

II.1.- Descripción y características generales .. 30

II.2.- Análisis de población 33

II.3.- Análisis hidrológico 40

II.3.1.- Análisis pluvial

II.3.2.- Dotación de agua potable

II.3.3.- Gastos medios de aguas negras

II.4.- Etapas de aprovechamiento	51
II.4.1.- Gastos de diseño	
a) 1a. etapa	
b) 2a. etapa	
c) 3a. etapa	

CAPITULO III.- OBRAS DE DESVIO

III.1.- Obra de desvío Atemajac	56
III.2.- Obra de desvío San Juan de Dios	82

CAPITULO IV.- PRESA DERIVADORA SAN JUAN DE DIOS

IV.1.- Consideraciones hidráulicas en 1a.,2a. y 3a.etapas	103
IV.2.- Vertedor	105
IV.3.- Desarenador	121
IV.4.- Obra de toma	140
IV.5.- Canal conector A	144

CAPITULO V.- PRESA DERIVADORA ATEMAJAC

V.1.- Consideraciones hidráulicas en 1a.,2a. y 3a. etapas	163
V.2.- Vertedor	165
V.3.- Desarenador	180
V.4.- Obra de descarga del canal conector A	198
V.5.- Obra de toma a la conducción principal ...	208

CAPITULO VI.- ANALISIS ECONOMICO	PAG.
VI.1.- Presupuesto	216
VI.1.1.- Cantidades de obra y costo	
VI.2.- Evaluación	244
VI.2.1.- Energía generada	
VI.3.- Inversiones y costos	247
VI.3.1.- Relación Beneficio-Costo	
RESUMEN.....	254
CONCLUSION.....	257
BIBLIOGRAFIA.....	259

P R O L O G O

Por el aumento en la demanda de energía eléctrica debida al crecimiento demográfico e industrial de la Ciudad de Guadalajara, la Comisión Federal de Electricidad se ha dado a la tarea de buscar y estudiar posibles fuentes hidroeléctricas, que permitan satisfacer las necesidades de energía eléctrica. Dentro de las obras contempladas, está el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, Jalisco, el cual aprovechará los escurrimientos de agua residual de la zona metropolitana y el desnivel topográfico aproximado de 500 m., que existe entre la zona de almacenamiento y el Río Santiago.

Parte de las aguas residuales se captarán por el lado oriente de la ciudad, desde los arroyos Osorio y San Andrés, hasta la confluencia del Río San Juan de Dios y el Arroyo Atemajac, lugar donde se captará la totalidad de las aguas.

El Proyecto Hidroeléctrico se construirá en tres etapas, dentro de las cuales se tiene contemplado el desarrollo urbano e industrial que aportará cada vez mayores volúmenes de escurrimiento susceptibles de aprovechar en la generación de energía.

En el presente trabajo se desarrollan los estudios y análisis hidráulicos necesarios de las obras de captación de los volúmenes escurridos en la zona de confluencia de los arroyos mencionados.

C A P I T U L O I

ANTECEDENTES

Para aprovechar las descargas del agua residual de la zona metropolitana de la Ciudad de Guadalajara, la Comisión Federal de Electricidad lleva a cabo el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, ubicado en la zona norte de la ciudad.

Este proyecto ayudará a satisfacer la demanda de energía eléctrica en horas pico ocasionado por el crecimiento urbano e industrial de la zona metropolitana.

Parte de las aguas residuales se captarán por el lado oriente de la ciudad, desde los Arroyos Osorio y San Andrés mediante presas derivadoras, siendo dirigidas por medio de una conducción a lo largo de 8 km. aproximadamente, hasta ser descargadas en el Río San Juan de Dios.

En la confluencia del Río San Juan de Dios y el Arroyo Atemajac se captará la totalidad de las aguas residuales mediante presas derivadoras interconectadas entre sí; estas aguas se transportarán por medio de conductos cerrados en una longitud de 6 km. aproximadamente.

Los conductos serán construídos en zanja y túnel y dos sifones invertidos, hasta un tanque artificial donde se

regularán las aguas para ser extraídas diariamente en un tiempo aproximado de 5 horas, a través de un túnel a presión que posteriormente se bifurcará en la proximidad de casa de máquinas, para suministrar su flujo a cuatro turbinas tipo Pelton.

I.1.- INTRODUCCION

En el desarrollo del proyecto se recopiló información disponible, para realizar varios estudios básicos que nos proporcionaron los datos necesarios en el análisis del trabajo aquí presentado.

La información utilizada fue la siguiente:

- Planos esquemáticos del uso del suelo para la zona metropolitana de Guadalajara esc. 1:75,000
- Planos de DETENAL esc. 1:50,000
- Planos Topográficos esc. 1:50,000
- Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable

Los estudios que se realizaron son:

- Estudios Geológicos
- Estudios Hidrológicos
- Estudios Topográficos

Así como también estudios complementarios como son:

- Estudios de Población
- Estudios Socioeconómicos

I.2.- ESTUDIOS BASICOS

Estos estudios se llevaron a cabo con la finalidad de conocer todas las características generales de la región en la cuál se ubicará el proyecto, además dichos estudios se utilizaron en la selección de posibles alternativas del proyecto.

Estudios Geológicos.- Estos estudios contribuyeron a conocer los perfiles estratigráficos, los tipos de suelo que existen, los tipos de fallas, etc., a lo largo de la zona del proyecto, sirviendo para garantizar la estabilidad de las estructuras del proyecto y obtener materiales de construcción.

Estudios Hidrológicos.- Estos se realizaron con el objeto de proporcionar datos, como son: volúmenes escurridos, niveles, capacidades, gastos, y su distribución en el tiempo para dimensionar adecuadamente las estructuras hidráulicas.

Estudios Topográficos.- Nos indican como se encuentra la morfología del lugar, es decir, conocer los lugares donde se encuentran, valles, mesetas, desniveles, planicies, etc.

Estudios de población.- Debido a que en el proyecto se trabajará con aguas residuales, estos estudios nos permitirán conocer la población actual y futura para cada cuenca y poder determinar los gastos de saturación.

Asi mismo, los estudios de población, se obtuvieron en base a los tipos de zonas, densidades y uso del suelo.

I.2.1.- Estudios Geológicos

El área de estudio se localiza en la provincia fisiográfica del eje neovolcánico, la cuál tiene una altitud promedio de 2200 metros, y se caracteriza por la presencia de llanuras, lomeríos y gran cantidad de volcanes.

Los eventos tectónicos de esta región (fracturas y fallas) y el volcanismo modificaron la fisiografía previa, dando lugar a la formación de grandes lagos: Chapala, Pátzcuaro, Cuitzeo, Zirahuén, etc.

Prácticamente el Estado de Jalisco se localiza entre dos provincias fisiográficas; la del eje neovolcánico y la porción comprendida dentro de la zona montañosa de la costa del sureste que junto con la de Guerrero-Oaxaca, constituye la Sierra Madre del Sur.

La andesita y andesita basáltica, constituyen la base de la columna estratigráfica observada en el área.

La andesita y andesita basáltica, es una roca masiva, algunas veces pseudoestratificada cuyo color por intemperismo es gris oscuro, negro o pardo violáceo; se encuentra ampliamente distribuida en la región, aflora en la margen izquierda del vaso y parcialmente en la margen derecha y en la margen izquierda del Río Santiago.

Las rocas que se encuentran cubriéndola resultan ser: toba riolítica lacustre, riolita y basalto, siempre con contactos discordantes.

La toba andesítica se presenta encima de la andesita y andesita basáltica y suele estar cubierta por riolita, como sucede en la parte central de la margen derecha del vaso y en ocasiones ocurre cubierta por la toba riolítica lacustre.

En las proximidades al cañon del Río Santiago y en otros cortes que conducen a este, puede observarse como la toba arenosa-arcillosa se encuentra graduando hacia su cima a depósitos lacustres, este material presenta estratificación graduada y en algunos casos una ligera estratificación cruzada.

I.2.2.- Estudios Hidrológicos

El objetivo de este estudio, es obtener los gastos de diseño actuales y futuros, derivados de las descargas del sistema de alcantarillado constituido en forma combinada de drenaje sanitario y de aguas pluviales.

Para efectuar los estudios hidrológicos se tuvieron que determinar las cuencas naturales, lo cuál fue difícil, ya que delimitar el parteaguas en zona urbana es problemático, pero los resultados globales aproximados dieron valores adecuados.

Posteriormente se definieron las cuencas artificiales, las cuales se realizaron mediante el trazo de los parteaguas artificiales que se obtienen con base en el sistema de colectores del drenaje urbano.

Los estudios hidrológicos se basaron en las mediciones efectuadas en las estaciones hidrométricas que se enlistan a continuación:

Estación	Corriente
La Experiencia	Canal de la Experiencia
La Experiencia	Río San Juan de Dios
Atemajac	Arroyo Atemajac
San Andrés	Arroyo San Andrés

Debido a que las mediciones con limnigrafos y mediante fijación de escalas, se realizan de manera esporádica e

irregular, se tuvo que complementar con aforos en el Arroyo Atemajac, San Andrés, Osorio, Arroyo Hondo, Río Blanco y Río San Juan de Dios.

Con ayuda de boletines climatológicos se encontraron las estaciones pluviométricas para la zona en estudio.

Las estaciones consideradas son:

Estación	Años de registro
El Salto	32
Guadalajara (FCSP)	19
Guadalajara (Obs)	15
Guadalajara (Rayón)	40
I. del Río	10
La Soledad	8
Tlaquepaque	19
Zapopan	28

I.2.3.- Estudios Topográficos

Localmente el área estudiada presenta rasgos morfológicos de grandes planicies y pronunciados escarpes en el cauce disecado de el Río Santiago.

La topografía también se caracteriza por la presencia de pequeñas mesetas, lomas de erosión suave, planicies aluviales, así como altos escarpes (de 125 a 200 m); con un drenaje que tiende a ser dendrítico y subsecuente.

Los levantamientos y cartografía de la zona que fueron recopilados, son los siguientes:

- 1.- Cartografía esc. 1:50,000
- 2.- Levantamientos topográficos esc. 1:50,000
- 3.- Bancos de nivel esc. 1:10,000
- 4.- Vértices de posición esc. 1:10,000
- 5.- Poligonal base de triangulación esc. 1:5,000

I.3.- ALTERNATIVA DE APROVECHAMIENTO

En base a la información disponible y a los estudios desarrollados de topografía, geología e hidrología y en los reconocimientos efectuados en la zona de estudio, se procedió a formular los planteamientos alternativos de las obras.

La planeación general se llevó a cabo contemplando la totalidad de las alternativas factibles con sus correspondientes variantes para que posteriormente y en base a los resultados de la evaluación se seleccione la o las alternativas más favorables.

Los trabajos ejecutados para llevar a cabo la planeación general son los siguientes:

- a) Localización de los sitios más adecuados para la instalación de la Planta Hidroeléctrica.
- b) Determinación de los vasos de regulación y almacenaje
- c) Obras de Captación, Derivación y Conducción de las aguas negras del área metropolitana de Guadalajara desde la obra de toma, hasta el vaso de almacenamiento.
- d) Localización de las conducciones desde los vasos de almacenamiento, en los cuales se iniciarán las rampas a presión, hasta la casa de máquinas.

- e) Determinación y localización de los sitios en donde se alojan las estructuras complementarias de la Planta Hidroeléctrica tales como, obras de toma, válvulas, rampas, casa de máquinas, desfuegos, etc.
- f) Determinación preliminar de las características hidráulicas de las diferentes obras que integran la Planta Hidroeléctrica.
- g) Determinación de la capacidad instalada.
- h) Determinación de la generación que proporcionará el desarrollo hidroeléctrico.
- i) Determinación preliminar de las diversas etapas en que deberán entrar en operación cada una de las obras.

Una vez realizada la planeación general, se llegó a las siguientes alternativas:

- ALTERNATIVA I.- El Caballito
- ALTERNATIVA II.- Río Blanco
- ALTERNATIVA III.- Agua Prieta
- ALTERNATIVA IV.- Agua Zarca
- ALTERNATIVA V.- Milpillás
- ALTERNATIVA VI.- Santa Rosa

Posteriormente se analizó la factibilidad y facilidad de construcción de cada una de las alternativas, así como un análisis económico de ellas.

Además del análisis económico se toman en consideración, los problemas de carácter social y políticos que podrán presentarse al pretender construir alguno de los proyectos. Así mismo se toman en cuenta los problemas de carácter ecológico que acarrea el hecho de almacenar aguas negras.

Una vez considerados todos los aspectos antes mencionados se llegó a la conclusión de que la alternativa de aprovechamiento más conveniente, es la alternativa No. III llamada " Agua Prieta", la cuál recibe ese nombre porque el tanque regulador se encuentra cerca del Arroyo Agua Prieta.

I.3.1.- Localización y vías de acceso

La zona del proyecto se localiza en las inmediaciones de la Ciudad de Guadalajara, Jalisco, entre los meridianos $103^{\circ}15'$ y $103^{\circ}21'$ de longitud oeste y los paralelos $20^{\circ}42'$ y $20^{\circ}48'$ de latitud norte, en los municipios de Zapopan y Guadalajara.

El límite entre los municipios de Guadalajara y el de Zapopan es el Arroyo Atemajac; dentro de este último quedarán ubicadas las obras correspondientes a las captaciones del Río San Juan de Dios, la del Arroyo Atemajac y parte de la captación principal correspondiente a este río. El resto de las obras del proyecto están ubicadas dentro del municipio de Guadalajara.

El acceso a la zona se realiza por la carretera Guadalajara-Zacatecas-Salttillo, hasta el cruce con el Río Santiago por el paso de Guadalupe, por la margen izquierda del Río Santiago se tiene una brecha que es transitable todo el tiempo.

A la parte central de la zona en estudio se tiene acceso por el camino empedrado que sale de la carretera Guadalajara-Zacatecas-Salttillo y llega a Copala, pasando por San Esteban y San Miguel Tatepozco.

A la parte oeste y norte del área en estudio, se tiene acceso por la carretera Zapopan-Tesistán y siguiendo por el

camino que va a San Cristóbal de la Barranca (en la margen derecha del Río Santiago), pasando por la Magdalena, la Colorada, el Pedregal, Milpillias y Mesa de San Juan.

I.3.2.-Descripción general de las obras

a) Obras de captación

La captación principal se localiza en la confluencia del Arroyo Atemajac y el Río San Juan de Dios, aguas abajo del puente Canal de la Experiencia en el Arroyo Atemajac y aguas abajo de la estación hidrométrica en el Río San Juan de Dios.

Las obras de captación consisten en: La construcción de una presa derivadora en el Río San Juan de Dios, un canal desarenador lateral, con el fin de retener las salidas de las aguas residuales y aprovechando las de lluvia en limpiar esta zona continuando su flujo hasta el Río Santiago; un conducto de comunicación hacia el Arroyo Atemajac, conteniendo en su toma, rejillas y equipo de limpieza. La entrada de este tubo está ubicada estratégicamente con el fin de provocar que la mayor cantidad de los sólidos se depositen, para que en su oportunidad sean desalojados por el desarenador; y una presa derivadora de iguales características a la mencionada antes, para mantener la carga necesaria en la obra de toma de la conducción en el Arroyo Atemajac.

Dentro del proyecto se ha considerado el captar las aguas residuales provenientes de las cuencas de los Arroyos San Andrés y Osorio, ubicados en las cercanías de la barranca de Oblatos. Cada una de las captaciones de estos arroyos

consistirá de una presa derivadora con desarenador lateral y obra de toma con rejillas equipadas con dispositivo de limpieza y compuerta deslizante.

La conducción partirá desde unos 2 kms. aguas abajo de la presa Osorio, pasando por el fraccionamiento Santa Cecilia recogiendo las aguas del Arroyo San Andrés y descargándolas aguas arriba en la confluencia del Río San Juan de Dios y el Arroyo Atemajac.

b) Conducción

Esta obra conduce las aguas desde la presa derivadora Atemajac, hasta el tanque regulador.

La bocatoma, se encuentra ubicada en la margen izquierda del arroyo Atemajac siendo de sección rectangular, con una caja previa de mayores dimensiones donde van alojadas las rejillas.

Existen dos compuertas, una de servicio y una auxiliar con una lumbrera de ventilación circular, con tapa de rejilla metálica.

En el sentido del flujo existe una transición de rectangular a herradura, en una longitud de 10 m., continuando con sección de herradura, pasando por dos sifones localizados, uno en el Arroyo Hondo y otro en el Arroyo El Caballito, hasta llegar a descargar el agua en el tanque regulador.

c) Tanque de Regulación

El tanque de regulación se construirá en dos etapas, la primera tendrá una capacidad útil de 1'280,000 m³ y funcionará hasta el año 2000 en que se terminará la segunda etapa, ampliándose su capacidad hasta 1'900,000 m³. En esta obra se buscó aprovechar la topografía para minimizar las excavaciones, sin que resultaran muros muy altos en las zonas bajas.

En la zona noroeste del tanque, se alojará un vertedor de cresta libre que funcionará cuando se encuentre fuera de operación la planta.

En el noroeste del tanque, irá la toma de la tubería a presión aprovechando una depresión natural para dar la sumergencia necesaria.

En la toma se alojarán compuertas de servicio y auxiliares para cada tubo, con su respectivo tubo de ventilación.

Geológicamente, el tanque estará alojado en riolita fluidal de buena calidad, sin embargo, el fondo y las paredes del tanque estarán expuestas a filtraciones, siendo necesario recubrirlos.

d) Tubería a presión

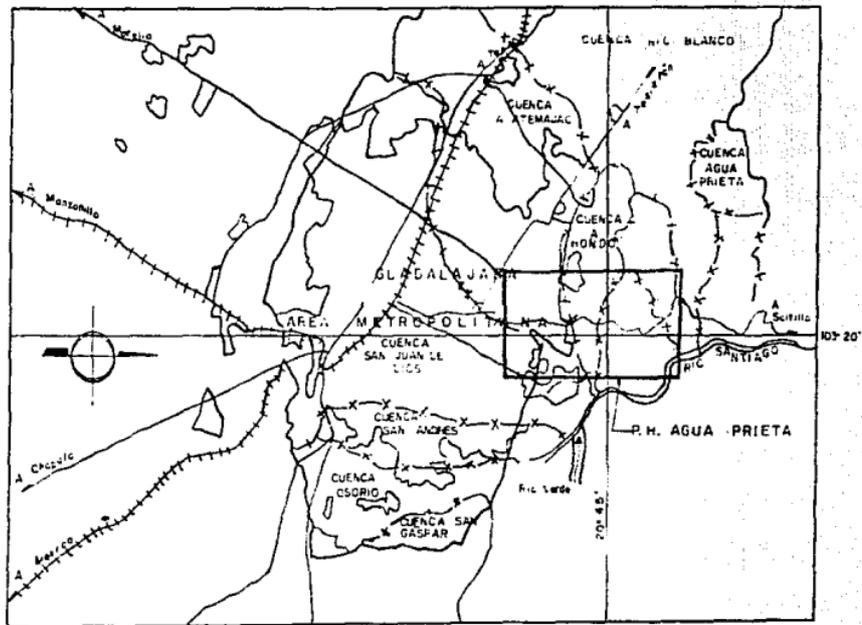
A partir de la obra de toma, saldrá un túnel de 5 m. de diámetro que se bifurca a dos tuberías de acero de 3.40 m. de diámetro, irán alojadas en una rampa superficial hasta la plataforma de transformadores en casa de máquinas. En la primera etapa, sólo se construirá una de las tuberías interrumpiéndose la otra a la salida del túnel inicial.

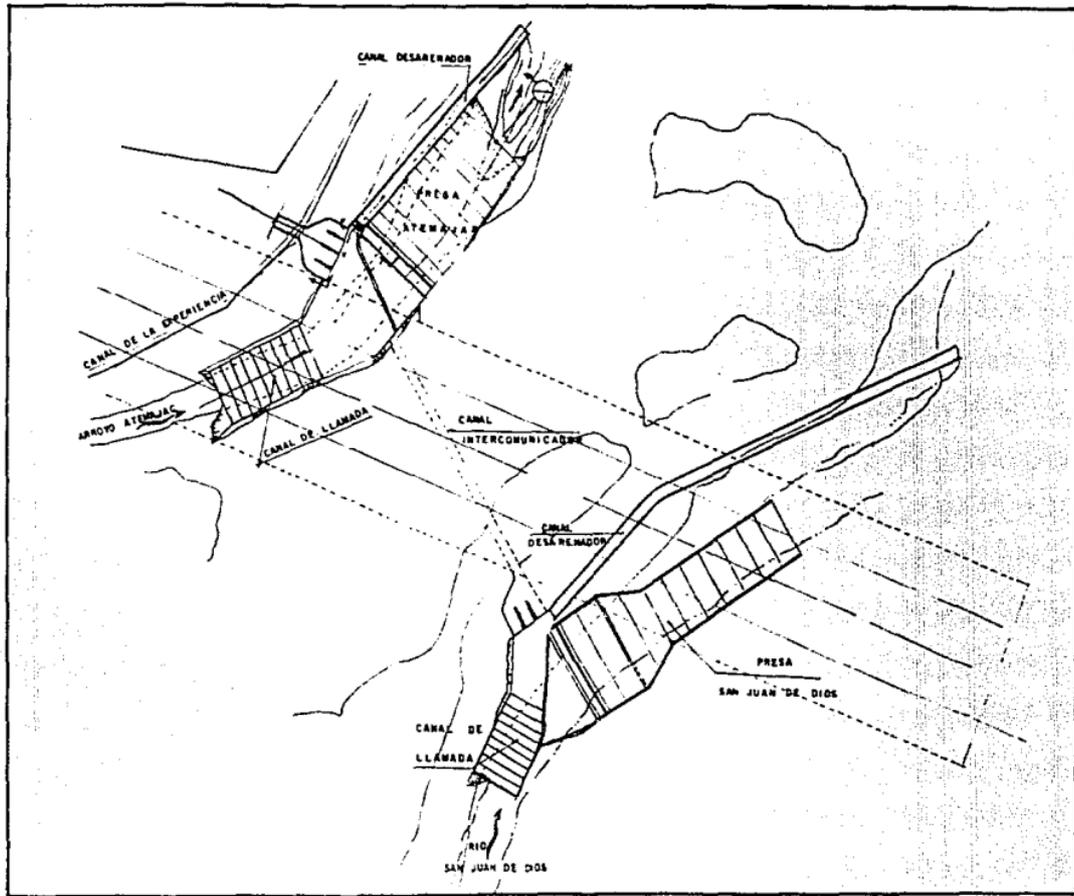
El ramal de la primera etapa bajará por la rampa hasta la vecindad del poblado El Tempisque, donde se bifurca en dos tubos de 2.40 m. de diámetro, continuando hasta la plataforma de transformadores donde sufre cambios de dirección en un plano horizontal para dar la separación entre las dos unidades.

En una segunda etapa (año 2000), será construido el correspondiente tramo de tubería de 3.40 m. hasta la vecindad del poblado y la bifurcación, a partir de allí sólo se construirá un ramal de 2.40 m., quedando interrumpido el otro hasta una tercera etapa que podrá ser en el año 2005.

e) Casa de Máquinas

La casa de máquinas será de tipo exterior y se construirá en tres etapas: Alojara dos unidades de 120 MW, en una primera etapa con un edificio desplantado en una superficie de 25 x 46 m. a nivel de piso de excitadores, creciendo en módulos de 19 x 25 m. para cada unidad posterior, para fines prácticos de construcción es conveniente llevar a cabo en un sólo paso la excavación hasta el fin de la segunda etapa, siendo necesario decidir para entonces, si conviene hacer la de la tercera etapa.





C A P I T U L O II

CUENCAS DE CAPTACION

II.1.- DESCRIPCION Y CARACTERISTICAS GENERALES

En primer lugar se consideró un razonamiento a posteriori, para evaluar los volúmenes globales de aguas negras en las cuencas naturales de aportación y estimar los volúmenes pluviales y su ocurrencia.

Esto permite en primera instancia, identificar aquellas cuencas de escaso potencial hidráulico o cuya lejanía de aportación no se consideran rentables para el tipo de aprovechamiento que se va a desarrollar. En cuanto al agua pluvial, se determinará si por su ocurrencia temporal y volumen es adecuado planear obras para su aprovechamiento o evacuación.

En el estudio de las cuencas naturales, se tuvo que determinar el parteaguas, siendo esto difícil por tratarse de zonas urbanas; aunque los resultados globales dieron valores adecuados (ver figura II.a).

Cuenca Natural Osorio	32.20 km ²
Cuenca Natural San Andrés	22.28 km ²
Cuenca Natural San Juan de Dios	141.46 km ²
Cuenca Natural Atemajac	74.41 km ²

Después de establecer el potencial hidráulico de las cuencas tributarias, ahora se pretende afinar las características de las cuencas de aportación elegidas, partiendo de que por estar en zonas urbanas, los colectores modifican los parteaguas y crean cuencas artificiales, además de poder verificar su comportamiento al presente y al futuro.

Se parte de un análisis por cuenca y después se agrupan los resultados.

Las áreas de las cuencas estudiadas son las que se indican a continuación:

Cuenca Artificial Osorio	33.40 km ²
Cuenca Artificial San Andrés	22.28 km ²
Cuenca Artificial San Juan de Dios	73.00 km ²
Cuenca Artificial Atemajac	141.60 km ²

Cuenca San Juan de Dios

La descarga troncal de la parte central de la Ciudad de Guadalajara la constituye el Río San Juan de Dios que se encuentra entubado actualmente, hasta el vaso de la Presa Rancho Nuevo.

La cuenca tributaria de las estaciones, San Juan de Dios y canal la Experiencia, ha quedado reducida a una superficie de 7300 ha., por la segregación que han conseguido los nuevos colectores.

Cuenca Arroyo Atemajac

Este arroyo es afluente al Río San Juan de Dios, pero su confluencia tiene lugar dentro de la barranca que ambos forman, por lo que en la altiplanicie del valle constituye una corriente independiente.

La superficie total de la cuenca tributaria de estiaje de esta corriente es de 14,160 ha. de las cuales 7,939 ha. se encuentran habitadas y/o urbanizadas.

A continuación se anotan las áreas de las cuencas naturales y artificiales.

	Osorio	Sn. Andrés	S.J. de Dios	Atemajac
Cuenca Natural Km ²	32.20	22.28	141.60	74.41
Cuenca Artificial km ²	33.40	22.28	73.00	141.60

Comparando los valores se observa que las cuencas naturales y artificiales Osorio y San Andrés, son casi iguales, la cuenca natural San Juan de Dios es mayor que su cuenca artificial, contrariamente a la cuenca Atemajac, que es mayor la artificial que la natural.

II.2.- ANALISIS DE POBLACION

Según los tipos de zonas, las densidades y uso de suelo, se determinaron las poblaciones respectivas para cada cuenca; a ésta se le denominó población de saturación.

En base al plan de desarrollo para la Ciudad de Guadalajara, se obtuvieron los valores de las áreas totales de los tipos de zonas para cada una de las cuencas, asignándose la densidad de población correspondiente.

A continuación se presentan los datos para cada tipo de zona y sus densidades.

Tipos de zona	C A P T A C I O N E S			
	Osorio	San Andrés	San Juan de Dios	Atemajac
Zona Urbana	18.09km ²	14.85km ²	20.80km ²	25.30km ²
Zona semiurbana	11.01km ²	7.27km ²	35.00km ²	83.22km ²
Zona suburbana	-----	-----	1.90km ²	5.60km ²
Zona industrial	0.89km ²	-----	8.81km ²	12.40km ²
Zona natural	3.45km ²	0.16km ²	6.49km ²	15.08km ²
Cuenca Artificial	33.44km ²	22.28km ²	73.00km ²	141.60km ²

Densidades de saturación de población

De acuerdo a datos proporcionados por el Ayuntamiento de la Ciudad de Guadalajara, Jalisco, las densidades de población según el tipo de zona, son:

Densidad	Zona	Hab/ha
Alta	Urbana	450
Media	Semiurbana	360
Baja	Suburbana	250
Mínima	Industrial	90

Obtención de la población de saturación en relación a las áreas de las zonas y las densidades.

Captación San Juan de Dios

Zonas	Areas (ha)	Densidad (hab/ha)	Población (hab)
Urbana	2080	450	936,000
Semiurbana	3500	360	1'260,000
Suburbana	190	250	47,500
Industrial	881	90	79,290
Población total de saturación			2'322,790

Captación Atemajac

Zona	Areas (ha)	Densidades (hab/ha)	Población (hab)
Urbana	2530	450	1'138,500
Semiurbana	8322	360	2'995,920
Suburbana	560	250	140,000
Industrial	1240	90	111,600
Población total de Saturación			4'386,020

Captación Osorio

Zona	Areas (ha)	Densidades (ha/hab)	Población (hab)
Urbana	1809	450	814,050
Semiurbana	1101	360	396,360
Suburbana	----	250	---
Industrial	89	90	8,010
Población total de Saturación			1'218,420

Captación San Andrés

Zona	Areas (ha)	Densidades (hab/ha)	Población (hab)
Urbana	1485	450	668,250
Semiurbana	727	360	261,720
Suburbana	---	250	-----
Industrial	---	90	-----
Población total de Saturación			929,970

Población de Saturación

Captación San Juan de Dios	2'322,790
Captación Atemajac	4'386,020
Captación Osorio	1'218,420
Captación San Andrés	929,970
Total Habitantes	8'857,200

Para comprobar esta población de saturación, utilizaremos uno de los métodos analíticos para conocer la población a futuro.

El método utilizado, es el geométrico.

De acuerdo a los últimos censos de población, de la Ciudad de Guadalajara, tenemos:

AÑO	POBLACION (hab)
1930	309,962
1940	396,718
1950	637,661
1960	1'241,686
1970	2'011,451
1980	2'727,153

Para conocer el porcentaje anual teórico de población, se divide la población de "n" años, entre la población de (n-1) años.

$$\% = \frac{P_n}{P(n-1)}$$

$$1.- \frac{396,718}{309,962} = 1.28 \quad 28\%$$

$$2.- \frac{637,661}{396,718} = 1.61 \quad 61\%$$

$$3.- \frac{1'241,686}{637,661} = 1.95 \quad 95\%$$

4.-	$\frac{2'011,45}{1'241,686} = 1.62$	62%
5.-	$\frac{2'727,153}{2'011,451} = 1.35$	35%
		<u>281%</u>

281% / 50 años = 5.62% anual promedio

Para conocer la población a futuro, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Pf = Pa + n \% Pa$$

donde:

n = No. de años

Pa = Población actual

Pf = Población a futuro

% = Porcentaje anual teórico

$$Pf_{1990} = 2'727,153 + (10(0.0562)2'727,153)$$

$$Pf_{1990} = 4'259,813 \text{ habitantes}$$

$$Pf_{2000} = 4'259,813 + (10(0.0562)4'259,813)$$

$$Pf_{2000} = 6'653,828 \text{ habitantes}$$

$$Pf_{2006} = 6'653,828 + (6(0.0562)6'653,828)$$

$$Pf_{2006} = 8'897,499 \text{ habitantes}$$

- Población de saturación 8'857,200 habitantes

- Población mediante el método analítico 8'897,499 habitantes

Comparando los resultados podemos concluir que la población de saturación se presentará aproximadamente para el año 2006.

II.3 ANALISIS HIDROLOGICO

El análisis hidrológico comprende conocer la dotación de agua potable, lámina de lluvia media anual y seguidamente, gastos medios de aguas negras.

II.3.1.- Análisis Pluvial

El análisis pluvial se realizó mediante boletines climatológicos de las estaciones pluviométricas que se encuentran en las cuencas San Juan de Dios y Atemajac.

Para la cuenca San Juan de Dios, las estaciones pluviométricas son:

- Guadalajara
- Guadalajara (FCSP)
- Guadalajara (Obs)
- Guadalajara (Rayón)

Para la cuenca Atemajac, las estaciones pluviométricas son:

- Zapopan
- Tlaquepaque

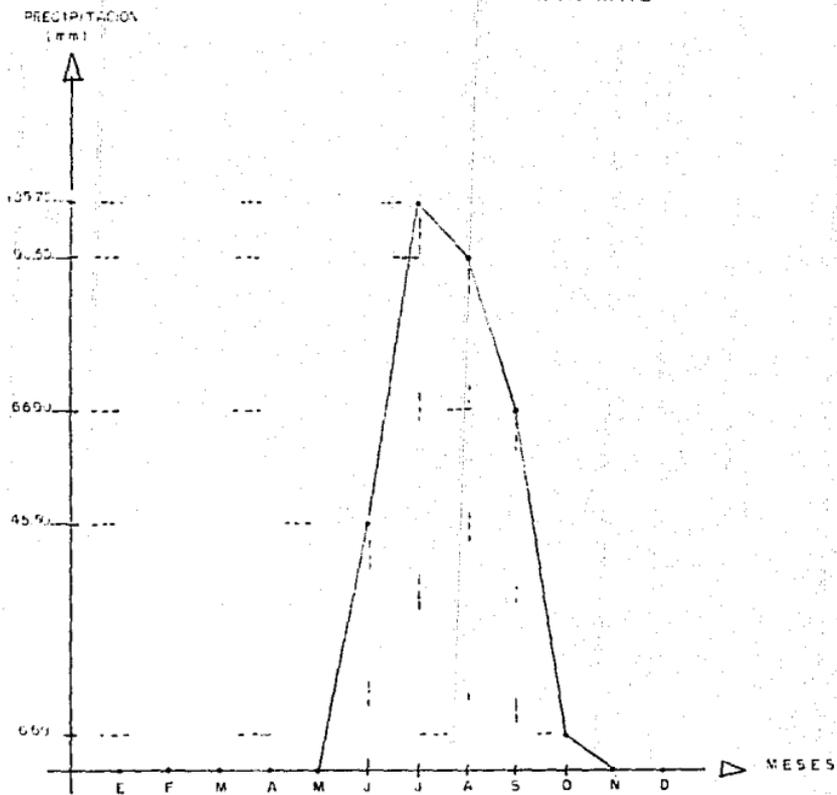
LLUVIA MENSUAL

(mm)

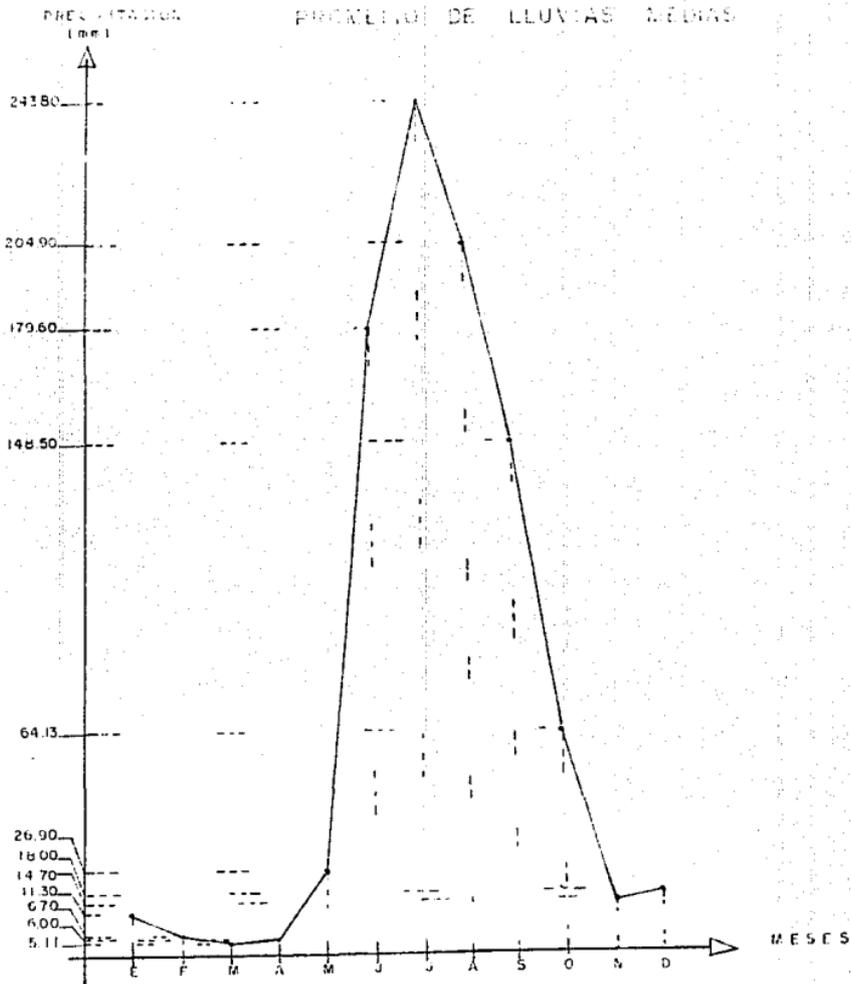
ESTACION		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
GUADALAJARA	MEDIA	12.40	7.10	8.30	8.90	32.90	179.40	256.70	219.00	156.70	68.10	14.20	16.10
	MAXIMA	80.90	39.90	115.50	71.20	130.30	298.00	458.60	351.90	242.60	150.90	48.00	86.30
	MINIMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.50	119.90	113.90	80.40	16.00	0.00	0.00
GUADALAJARA (FCSP)	MEDIA	10.90	3.40	5.30	2.40	31.60	197.90	252.90	192.30	167.10	67.60	6.80	6.50
	MAXIMA	50.00	29.00	28.00	26.00	110.00	424.00	386.00	285.00	258.00	134.00	25.00	51.00
	MINIMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00	131.00	116.00	86.00	3.00	0.00	0.00
GUADALAJARA (OBS)	MEDIA	12.10	3.60	3.50	4.50	23.20	168.90	259.00	193.40	155.40	48.70	16.10	11.90
	MAXIMA	113.50	42.40	29.00	63.40	120.30	368.30	415.90	284.60	317.00	163.00	95.60	163.30
	MINIMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.80	102.40	0.00	49.30	1.10	0.00	0.00
GUADALAJARA (RAYON)	MEDIA	10.10	4.50	0.90	1.50	14.80	187.60	242.90	229.80	153.60	68.80	14.10	10.00
	MAXIMA	40.70	34.80	6.50	11.60	40.00	280.60	329.90	366.70	218.20	131.90	44.50	28.90
	MINIMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	99.20	141.00	130.30	68.20	13.40	0.00	0.00
ZAPOPAN	MEDIA	12.30	10.80	6.90	4.50	23.80	181.70	232.00	217.40	147.10	68.90	11.80	17.10
	MAXIMA	79.90	93.90	125.20	2.20	98.00	371.60	355.50	378.40	226.70	249.60	59.80	104.30
	MINIMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.70	94.20	88.70	50.00	4.00	0.00	0.00
TLAQUEPAQUE	MEDIA	10.00	10.80	5.90	14.40	35.30	162.30	219.10	177.50	111.10	62.70	19.20	46.50
	MAXIMA	52.40	93.90	68.00	69.50	158.00	328.70	308.00	277.30	195.80	162.40	72.00	255.00
	MINIMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.90	46.00	94.00	68.00	2.50	0.00	0.00

FRONTERA DE LOS ANDES

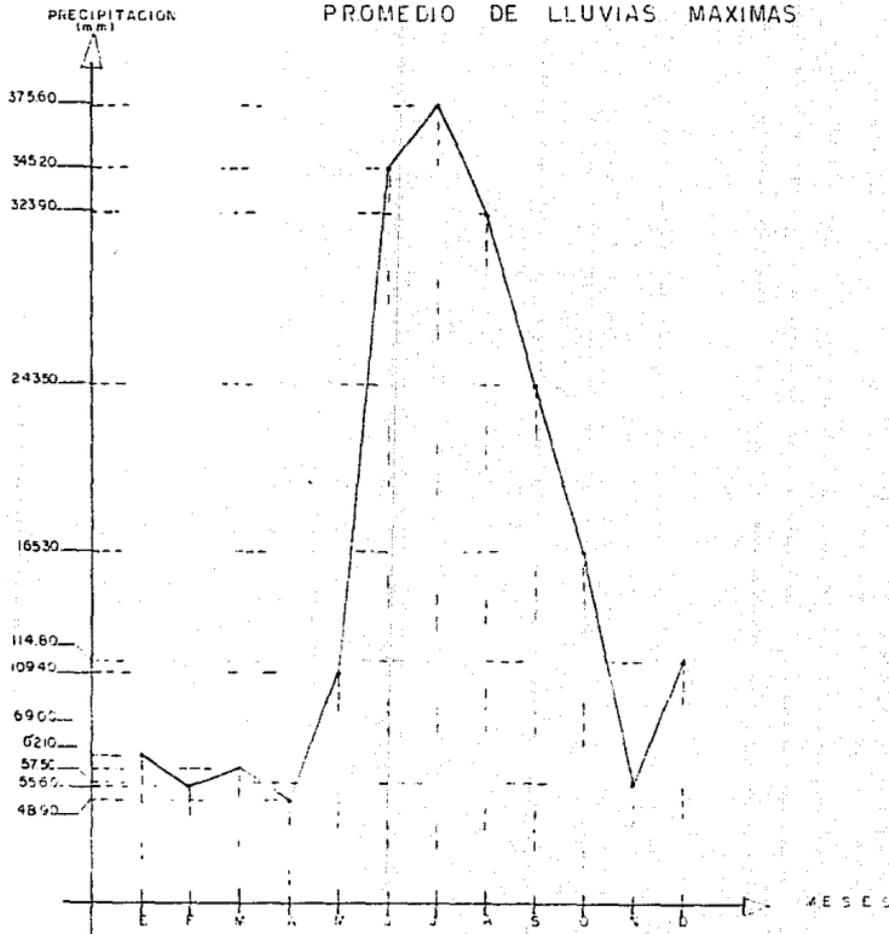
MIN-MAS



PROYECTO DE LLUVIAS MEDIAS



PROMEDIO DE LLUVIAS MAXIMAS



Se observa en forma clara, la diferencia entre época de avenida (J,J,A,S) y la época de estiaje (resto del año), por lo que se enfocó el estudio sólo a la época de avenidas.

En general, los valores son muy similares; la desviación más alta ocurre en el segundo mes más lluvioso, lo que no resulta relevante y en cambio para diciembre la dispersión es muy alta, lo que significa que las lluvias invernales aparte de no ser abundantes, son muy variables.

Considerando la ubicación de las estaciones climatológicas y sus valores medios, se tiene que:

- Dada la uniformidad en los promedios de las cuatro estaciones de Guadalajara en la cuenca San Juan de Dios, estas pueden indicar la lluvia media para dicha cuenca.

- Para la cuenca Atemajac, se consideraron los valores de las estaciones Tlaquepaque y Zapopan como representativos.

Mes	Junio		Julio		Agosto		Septiembre		Vol m ³
	hp	vol	hp	vol	hp	vol	hp	vol	
	mm	m ³	mm	m ³	mm	m ³	mm	m ³	
S.J. de Dios	183.5	16.63	252.9	22.92	208.6	18.91	158.2	14.34	72.8
Ate- ma- jac	172.0	5.644	225.8	7.218	197.5	6.752	129.1	4.569	24.1

Vol. = millones de m³

Si consideramos un promedio para cada cuenca natural, los gastos medios oscilarán entre 2.30 y 6.89 m³/s.

Sin embargo, al estudiar las lluvias se observan estas características:

- Ocurren en la tarde y noche
- Corta duración
- En la época de avenidas, casi a diario llueve

Con base en esto, se estimó que el coeficiente de aprovechamiento resulta muy bajo, por lo cual, para la etapa de proyecto, mediante un funcionamiento, de vaso se determinará el volumen real de aprovechamiento pluvial, sin incrementar las obras por este concepto, además de dimensionar las obras para evacuar los excedentes y prevenir los daños.

II.3.2.- Dotación de agua potable

El consumo varía según el clima, costumbres, actividades socioeconómicas, etc.

Dado que el consumo de agua se destinará en la gran mayoría de los casos únicamente para satisfacer necesidades de carácter doméstico, las Normas de Proyecto para Obras de Agua Potable, recomiendan los siguientes valores para la dotación:

Tipo de Clima

Población	Cálido	Templado	Frío
2,500-15,000	150	125	100
15,000-30,000	200	150	125
30,000-70,000	250	200	175
70,000-150,000	300	250	200
150,000 a más	350	300	250

Dado que la Ciudad de Guadalajara cuenta con un clima templado y la población es de más de 150,000 habitantes, la dotación considerada es de 300 lts/hab/día.

De acuerdo a la Normas de Proyecto para obras de Alcantarillado Sanitario, la Aportación de aguas negras es del 75% al 80% de la Dotación de agua potable, considerando que el 25% o el 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos, por lo que se considera un 80% de la dotación para la aportación de aguas negras, siendo el coeficiente de retorno igual a 0.8

II.3.3.- Gastos medios de aguas negras

Con objeto de predecir temporalmente la ocurrencia de los gastos de aguas negras para las épocas de estiaje y avenidas se estudiaron los datos reportados en forma mensual para cada una de las cuencas.

Primero se recopilaron y evaluaron los datos medios mensuales reportados (la época de avenida incluye las aguas negras y las pluviales). Después en los meses pluviales se determinó en forma aproximada, sólo la aportación de aguas negras bajo las siguientes hipótesis:

- a) Existe una marcada diferencia entre las épocas de avenidas y estiaje.
- b) En la época de avenidas, en general se sufre un incremento en todos los aspectos: niveles freáticos, gastos medios de abastecimiento y drenaje, esto es, al disponerse de más agua se reparte un poco más y en consecuencia las aportaciones de aguas negras también se incrementan.
- c) La media anual de aguas negras, será la media real para nuestros intereses, sin considerar el efecto aleatorio de la lluvia en los últimos meses respectivos.

II.4.- ETAPAS DE APROVECHAMIENTO

Se tendrán tres etapas de aprovechamiento, para las cuales se calcularán los diferentes gastos de diseño de cada una de ellas.

La primera etapa será en el año 1990, la segunda en el año 2000 y la tercera etapa en el año 2006.

II.4.1.- Gastos de diseño

a) 1a. etapa

Cuenca San Juan de Dios

Población (hab)	Dotación (lt/hab/día)	Coef. de retorno	Qan (lt/día)	Qan (m ³ /s)
2'300,000	300	0.8	552'000,000	6.39

Cuenca Atemajac

Población (hab)	Dotación (lt/hab/día)	Coef. de retorno	Qan (lt/día)	Qan (m ³ /s)
2'005,210	300	0.8	481'250,400	5.57

Cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Cuenca Atemajac	5.57 m ³ /s
Cuencas Osorio y San Andrés	2.93 m ³ /s
Gasto de diseño 1a. etapa	<u>14.89 m³/s</u>

b) 2a. etapa

Cuenca San Juan de Dios

Población (hab)	Dotación (lt/hab/día)	Coef. de retorno	Qan (lt/día)	Qan (m ³ /s)
2'300,000	300	0.8	552'000,000	6.39

Cuenca Atemajac

Población (hab)	Dotación (lt/hab/día)	Coef. de retorno	Qan (lt/día)	Qan (m ³ /s)
3'391,220	300	0.8	813'892,000	9.42

Cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Cuenca Atemajac	9.42 m ³ /s
Cuenca Osorio y San Andrés	4.46 m ³ /s
Gasto de diseño 2a. etapa	<u>20.27 m³/s</u>

c) 3a. etapa

Cuenca San Juan de Dios

Población (hab)	Dotación (lt/hab/día)	Coef. de retorno	Qan (lt/día)	Qan (m ³ /s)
2'300,000	300	0.8	552'000,000	6.39

Cuenca Atemajac

Población (hab)	Dotación (lt/hab/día)	Coef. de retorno	Qan (lt/día)	Qan (m ³ /s)
4'190,000	300	0.8	1008'000,000	11.64

Cuenca San Juan de Dios

6.39 m³/s

Cuenca Atemajac

11.64 m³/s

Cuencas Osorio y San Andrés

5.97 m³/s

Gasto de diseño 3a. etapa

24.00 m³/s

La cuenca del Río San Juan de Dios, presenta actualmente un alto grado de desarrollo en su urbanización por lo que, casi llega teóricamente a su nivel máximo de población, entre el bienio de 1988 a 1990. Esto significa que posterior a esta fecha no aumentará el gasto permaneciendo constante.

El gasto total se preve que se presentará durante el lustro 2005 a 2010, no pudiendo precisar un año en especial.

Los gastos de diseño para las diferentes etapas son:

1a. etapa	14.89 m ³ /s
2a. etapa	20.27 m ³ /s
3a. etapa	24.00 m ³ /s

CAPITULO III
OBRAS DE DESVIO

Una obra de desvío es una estructura provisional que se utiliza durante la construcción de una estructura alojada en una corriente.

Su finalidad es desviar las aguas del río que escurren por el sitio de acuerdo con un ciclo hidrológico anual. Los escurrimientos extraordinarios de diseño para estas obras se determinan con periodos de retorno pequeños.

III.1.- OBRA DE DESVIO ATEMAJAC

Obtención del gasto de diseño, para un periodo de retorno de 5 años, por el método de Gumbell, (Elegido de entre los tres métodos estadísticos).

El método de Gumbell recomienda formar una tabla de cálculo, donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos.

Años de Observación	Gasto máximo anual (Qi) (m ³ /s)	Qi ²	
1980	13.40	179.56	
1981	15.20	231.04	
1982	19.50	380.25	
S U M A	48.10	790.85	56

Se toman tres años de observación, porque anterior a 1980, los estudios que se realizaron fueron hechos con poca precisión haciéndolos no muy confiables.

Ecuación para calcular el gasto máximo

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sqrt{n}} (Y_n - \log n - Tr)$$

siendo: n = número de años

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \text{ (gasto medio m}^3\text{/s)}$$

Q_i = gastos máximos anuales

$Q_{m\acute{a}x}$ = Gasto máximo para un periodo de retorno determinado (m^3/s)

Tr = Periodo de retorno

σ_n, Y_n = Constantes en función de n

σ_Q = Desviación estándar de los gastos

a).- Cálculo del gasto medio.

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$$

sustituyendo: $Q_m = \frac{48.10}{3}$

$$Q_m = 16.03 \text{ m}^3\text{/s}$$

b).- Cálculo de los coeficientes de σ_n , Y_n de la tabla III.1

Para $n=3$

$$\bar{Y}_n = 0.4843$$

$$\sigma_n = 0.9043$$

c).- Cálculo para la desviación estándar

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{Q_i^2 - N(Q_{med})}{2}}$$

sustituyendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{790.85 - 3(16.03)}{2}}$$

$$\sigma_Q = 19.27$$

d).- Obtención del gasto máximo

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_n} (\bar{Y}_n - \log n Tr)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 16.03 - \frac{19.27}{0.9043} (0.4843 - \log n 5)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 40.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 38.75 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Método de Levediev})$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 41.05 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Método de Nash})$$

Nota: Se cuenta con pocos datos de años de observación, pero como la obra es para un periodo de retorno de 5 años,

N	Yn	n		N	Yn	n
03	0.48430	0.90430		49	0.54810	1.15900
09	0.49020	0.92880		50	0.54854	1.16066
10	0.49520	0.94970		51	0.54890	1.16230
11	0.49960	0.96760		52	0.54930	1.16380
12	0.50350	0.98330		53	0.54970	1.16530
13	0.50700	0.99720		54	0.55010	1.16670
14	0.51000	1.00950		55	0.55040	1.16810
15	0.51280	1.02057		56	0.55080	1.16960
16	0.51570	1.03160		57	0.55110	1.17080
17	0.51810	1.04110		58	0.55150	1.17210
18	0.52020	1.04930		59	0.55180	1.17340
19	0.52200	1.05660		60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283		62	0.55270	1.17700
21	0.52520	1.06960		64	0.55330	1.17930
22	0.52680	1.07540		66	0.55380	1.18140
23	0.52830	1.08110		68	0.55430	1.18340
24	0.52960	1.08640		70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145		72	0.55520	1.18730
26	0.53200	1.09610		74	0.55570	1.18900
27	0.53320	1.10040		76	0.55610	1.19060
28	0.53430	1.10470		78	0.55650	1.19230
29	0.53530	1.10860		80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238		82	0.55720	1.19530
31	0.53710	1.11590		84	0.55760	1.19670
32	0.53800	1.11930		86	0.55800	1.19800
33	0.53880	1.12260		88	0.55830	1.19940
34	0.53960	1.12550		90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847		92	0.55890	1.20200
36	0.54100	1.13130		94	0.55920	1.20320
37	0.54180	1.13390		96	0.55950	1.20440
38	0.54240	1.13630		98	0.55980	1.20550
39	0.54300	1.13880		100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132		150	0.56461	1.22534
41	0.54420	1.14360		200	0.56715	1.23598
42	0.54480	1.14580		250	0.56878	1.24292
43	0.54530	1.14800		300	0.56993	1.24786
44	0.54580	1.14990		400	0.57144	1.25450
45	0.54630	1.15185		500	0.57240	1.25880
46	0.54680	1.15380		750	0.57377	1.26506
47	0.54730	1.15570		1000	0.57450	1.26851
48	0.54770	1.15740				

TABLA III.1

los datos obtenidos se toman como válidos. Se toma el gasto máximo, como el promedio de los tres métodos.

Una vez obtenido el gasto máximo, se procede al análisis hidráulico de la obra de desvío a fin de obtener la altura de ataguías en función de las geometrías propuestas para el canal de desvío.

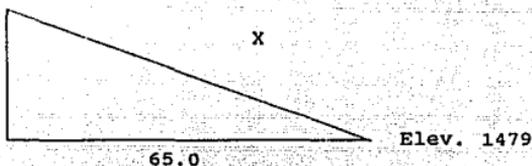
CONDICIONES HIDRAULICAS AGUAS ARRIBA

Datos generales del desvío

1.- Elevación inicial del canal de desvío.	1480 MSNM
2.- Elevación final del canal de desvío.	1475 MSNM
3.- Longitud del canal hasta el cambio de pendiente	65 m
4.- Longitud total del canal de desvío	201.14 m
5.- Elevación de desplante de la ataguía aguas arriba.	1479 MSNM
6.- Elevación de desplante de la ataguía aguas abajo	1476 MSNM
7.- Sección del canal	Trapezial

Cálculo de la pendiente

Elev. 1480



$$X = \frac{1}{65} = 0.01538$$

$$S_o = 0.01538$$

Cálculo del tirante crítico

Para conocer el tirante crítico del canal trapecial se debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{Q k^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \left[k \frac{Y_c}{b} \right]^{3/2} \left[\frac{(1 + k \frac{Y_c}{b})^3}{1 + 2k \frac{Y_c}{b}} \right]^{1/2}$$

Para simplificar los cálculos se presenta la curva (Fig.III.1) que relaciona los términos de dicha ecuación. Esta figura permite hacer una determinación suficientemente precisa del tirante crítico, cuando se conoce el gasto y la geometría de la sección.

Datos:

$n = 0.035$ (Por tratarse de canal con plantilla de concreto y taludes de mampostería seca)

$L = 65.00$ m (Longitud del canal hasta el cambio de pendiente)

$Q = 40.00$ m³/s (Obtenido por el promedio de los métodos)

Proponiendo:

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$k = 0.25$$

De acuerdo con los datos anteriores, se obtiene:

$$\frac{Q k^{3/2}}{\sqrt{g} b^{5/2}} = \frac{40 (0.25)^{3/2}}{\sqrt{9.81} (3.0)^{5/2}} = 0.10$$

Con este valor entramos a la figura III.1, obteniendo:

$$k \frac{Y_c}{b} = 0.205$$

$$Y_c = \frac{0.205 b}{k}$$

$$Y_c = \frac{0.205 (3.0)}{0.25}$$

$$\underline{Y_c = 2.46 \text{ m}}$$

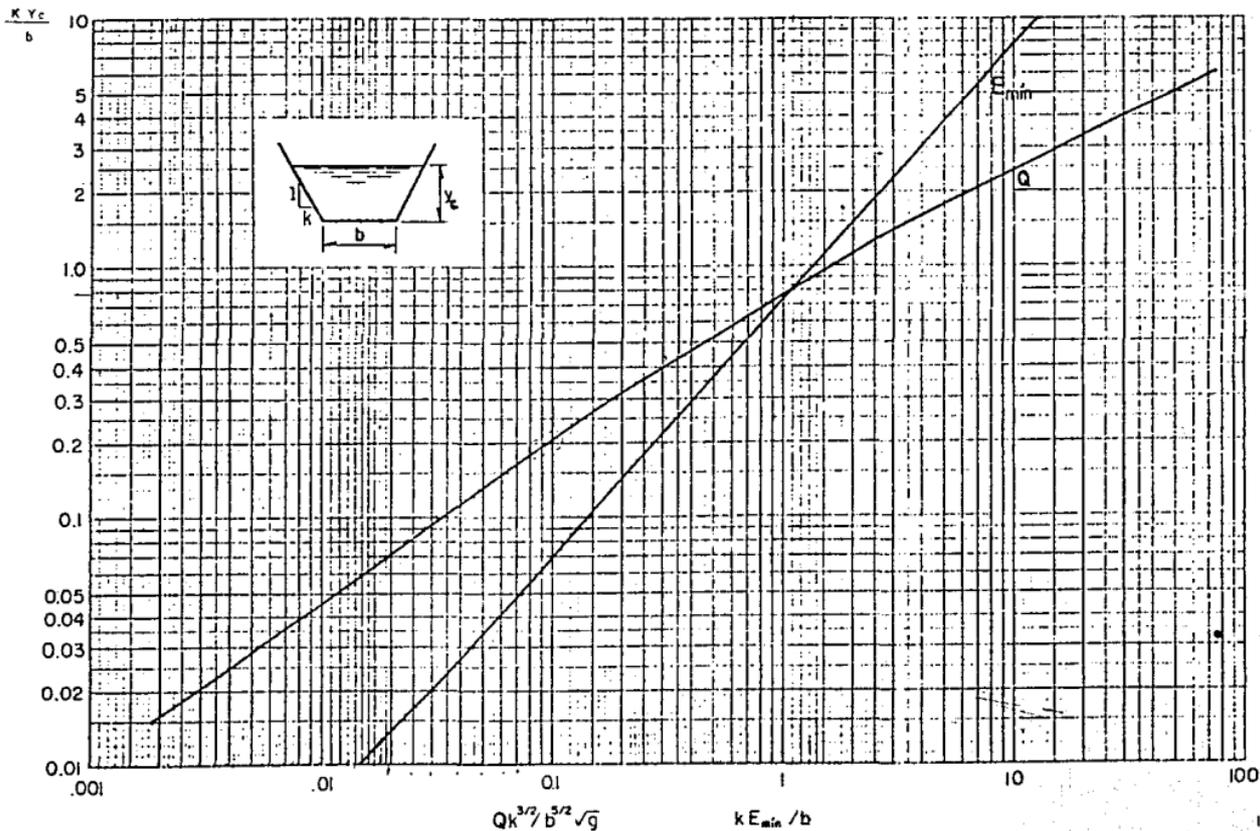


Fig. III.1. Curvas para determinar el tirante crítico y energía específica-mínima en secciones trapezoidales.

Para obtener un valor más preciso de Y_c , es necesario resolver la siguiente ecuación, por aproximaciones sucesivas.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(40 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2} = 163.09$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

Siendo el área hidráulica crítica:

$$A_c = (b + kY_c)Y_c$$

$$A_c = (3 + 0.25Y_c)Y_c$$

y el ancho crítico de la superficie libre:

$$B_c = b + 2kY_c$$

$$B_c = 3 + 2(0.25)Y_c$$

Por lo cuál se debe cumplir que:

$$\frac{A_c^3}{B_c} = \frac{[(3 + 0.25Y_c)Y_c]^3}{3 + 2(0.25)Y_c} = 163.23$$

Utilizando la siguiente tabla:

Y_c	A_c	A_c^3	B_c	A_c^3/B_c
2.460	8.89	703.28	4.23	166.26
2.450	8.85	693.30	4.22	164.09
2.446	8.83	689.33	4.22	163.23 = 163.09

Por lo tanto

$$\underline{Y_c = 2.446 = 2.45 \text{ m}}$$

Cálculo del tirante normal:

Por Manning

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

donde: $A = (b + kY)Y$

$$P = b + 2Y\sqrt{k^2 + 1^2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{40 (0.035)}{(0.01538)^{1/2}} = 11.289$$

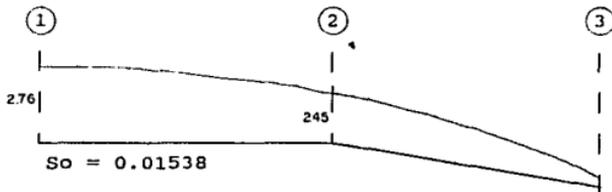
Procediendo por iteraciones se obtuvo:

$$Y_n = 2.755 \text{ m}$$

Por lo tanto el tirante normal es:

$$Y_n = 2.755 = 2.76 \text{ m}$$

Perfil hidráulico del canal de la sección 1-2



En el punto 2 existe una sección de control, debido a que hay un cambio de pendiente, por lo tanto, en este punto se presenta el tirante crítico.

- Cálculo del perfil hidráulico utilizando el método gráfico

Graficamos valores para $f(y)$ comprendidos entre el tirante crítico (2.45 m) y el tirante normal (2.76 m). Ver tabla III.2.

Y	A	P	R	Rh2/3	B	T	V	V2	Fr2	Sf	1-Fr2	So-Sf	f(Y)
2.40	8.85	8.05	1.10	1.05	4.42	2.09	4.52	20.42	0.99	0.022	0.01	-0.0066	-1.51
2.50	9.06	8.15	1.11	1.07	4.25	2.13	4.41	19.48	0.93	0.020	0.07	-0.0050	-14.00
2.60	9.49	8.36	1.13	1.09	4.30	2.21	4.21	17.76	0.018	0.18	0.18	-0.0030	-60.00
2.70	9.92	8.57	1.16	1.10	4.35	2.78	4.03	16.25	0.73	0.016	0.27	-0.000985	-274.11
2.75	10.14	8.67	1.17	1.11	4.37	2.32	3.94	15.56	0.68	0.015	0.32	-0.000085	-3764.70

TABLA III.2

En donde

$$A = (b + kY)Y$$

$$B = b + 2kY$$

$$Fr^2 = \frac{v^2}{g T}$$

$$f(Y) = \frac{1 - Fr^2}{S_o - S_f}$$

$$P = b + 2Y \sqrt{k^2 + 1^2}$$

$$T = \frac{A}{B}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$S_f = \frac{v n^2}{Rh^{2/3}}$$

Cálculo de Δx

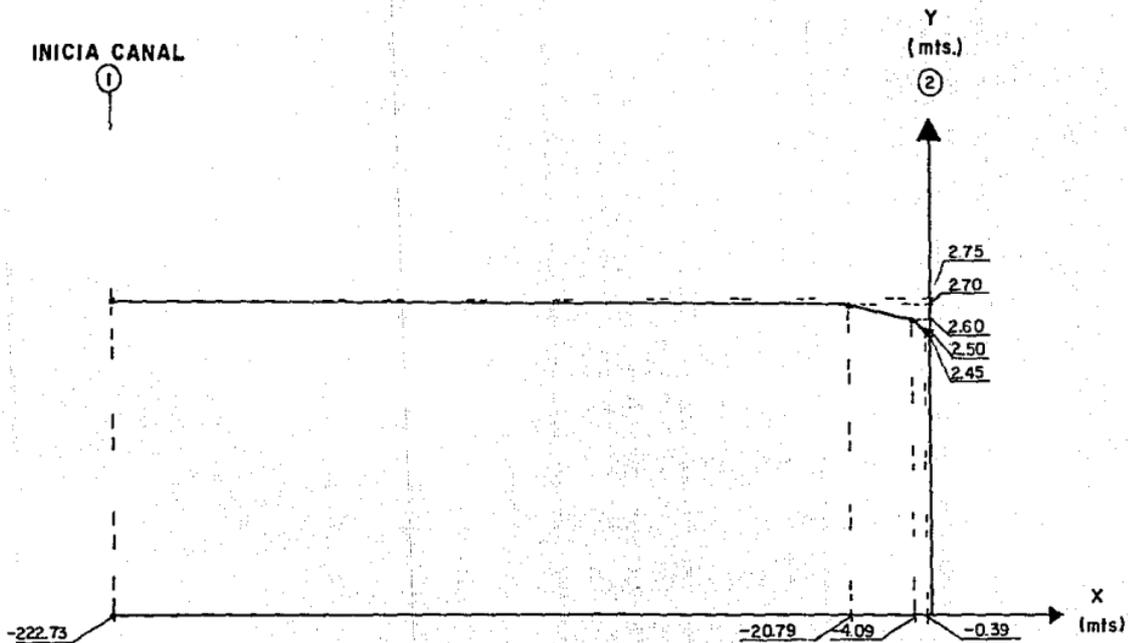
$$\left[\frac{-1.51 - 14.00}{2} \right] (0.05) = -0.39$$

$$\left[\frac{-14.00 - 60.00}{2} \right] (0.10) = -3.70$$

$$\left[\frac{-60.00 - 274.11}{2} \right] (0.10) = -16.70$$

$$\left[\frac{-274.11 - 3764.70}{2} \right] (0.10) = -201.94$$

$$\Sigma -222.73 \text{ m}$$



TIRANTES A LO LARGO DEL TRAMO 1-2

- Cálculo del régimen

$$Q = 40.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 10.17 \text{ m}^2$$

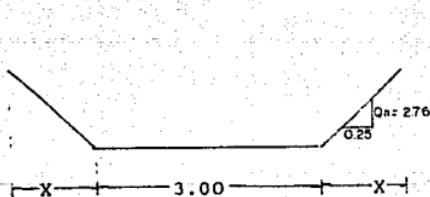
$$K = 0.25$$

$$Q = V A \quad V = \frac{Q}{A} = \frac{40.00}{10.17} = 3.94 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g T}} ; T = \frac{A}{B}$$

de donde

B = ancho de la superficie
libre del agua



$$1:0.25$$

$$2.76: X$$

$$X = 0.69$$

$$B = 3.00 + 2(0.69)$$

$$B = 4.38 \text{ m}$$

$$F = \frac{3.94 \text{ m/s}}{\sqrt{(9.81 \text{ m/s}^2)(2.32 \text{ m})}} = 0.83$$

$F < 1$. . se presenta un régimen subcrítico

De acuerdo a los resultados anteriores y a la clasificación de los perfiles de flujo gradualmente variado (fig. III.2), se presenta un perfil M2 con un régimen subcrítico.

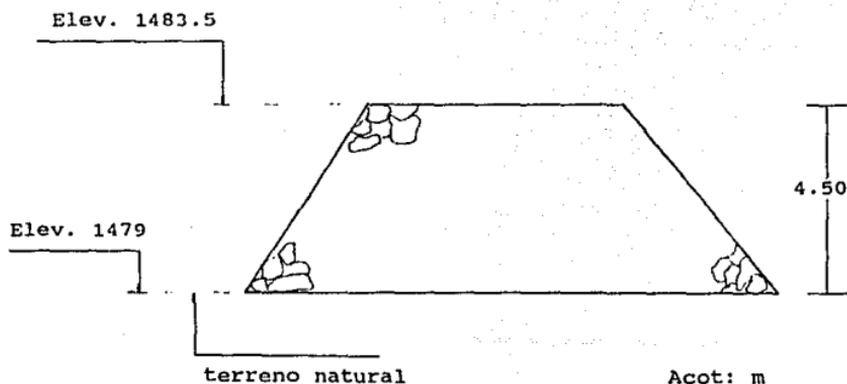
- Cálculo de la altura de atagüa aguas arriba.

El desplante de la atagüa aguas arriba se encuentra en el nivel de terreno 1479 MSNM y el río se encuentra en la elevación 1480, por lo tanto:

$$A = Y_n + \text{diferencia de niveles} + \text{bordo libre}$$

$$A = 2.76 + 1.00 + 0.74$$

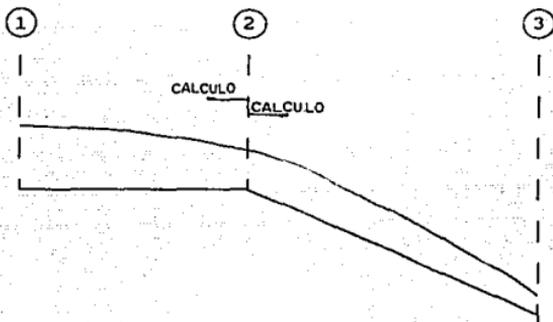
$$A = 4.50 \text{ m}$$



		PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_n$; $S_0 > S_1$ $y > y_c$; $Ff < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y_n \geq y > y_c$; $S_0 = S_1$; $Ff_2 = 1$ $y_c \geq y > y_n$; $S_0 > S_1$; $Ff \geq 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_n$; $S_0 < S_1$ $y < y_c$; $Ff > 1$
PENDIENTE POSITIVA	$S_0 > 0$ SUBCRITICA: $y_n > y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO M1 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO M2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO M3
	$S_0 = y_c$ CRITICA: $y_n = y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO C1 	$\frac{1y}{dx} = 0$ CALCULO C2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO C3
	$S_0 < y_c$ SUPERCRTICA: $y_n < y_c$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO S1 	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ CALCULO S2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO S3
FENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $y_n > y_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO H2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO H3 	
FENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO A2 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO A3 	

Fig. III.2 Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado.

CONDICIONES HIDRAULICAS AGUAS ABAJO



En la sección 2 se presenta un cambio de pendiente.

Datos

$$Q = 40.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.035$$

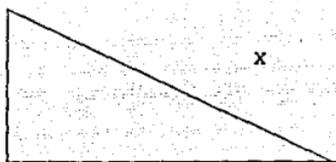
$$k = 0.25$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$L = 136.14 \text{ m}$$

Cálculo de la pendiente

Elev. 1479



Elev. 1475

136.14

$$X = \frac{4}{136.14} = 0.02938$$

$$S_0 = 0.02938$$

- Cálculo del tirante crítico

El tirante crítico es constante a lo largo del canal, por lo tanto es el mismo calculado aguas arriba.

$$Y_c = 2.45 \text{ m}$$

- Cálculo del tirante normal

Por Manning

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

donde: $A = (b + kY)Y$

$$P = b + 2Y \sqrt{k^2 + 1^2}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$\frac{Q_n}{s^{1/2}} = \frac{40 (0.035)}{(0.02938)^{1/2}} = 8.17$$

Procediendo por iteraciones se llega:

$$y_n = 2.23 \text{ m}$$

- Cálculo del perfil hidráulico aguas abajo, tramo (2-3)

Graficamos valores para $f(y)$ comprendidos entre el tirante crítico (2.45 m) y el tirante normal (2.23 m).

Ver tabla III.3.

En donde:

$$A = (b + kY)Y$$

$$B = b + 2kY$$

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g T}$$

$$f(y) = \frac{1 - Fr^2}{So - Sf}$$

$$P = b + 2Y \sqrt{k^2 + 1^2}$$

$$T = \frac{A}{B}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$Sf = \frac{V n^2}{Rh^{2/3}}$$

Cálculo de Δx

$$\left[\frac{155.38 + 0.00}{2} \right] (0.05) = 2.88$$

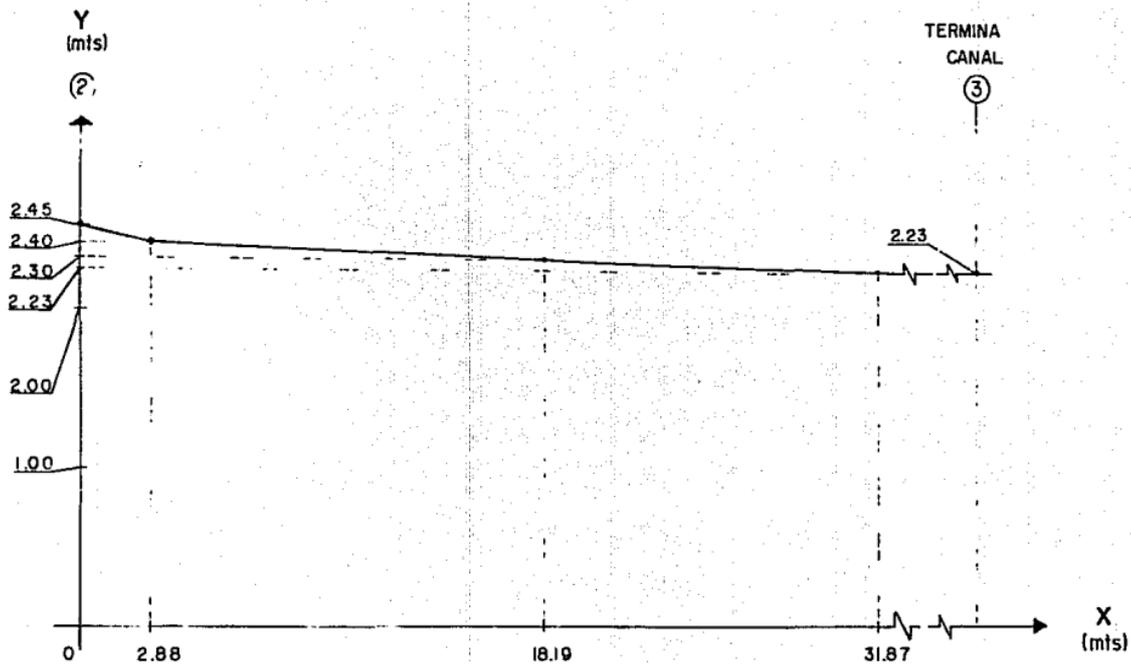
$$\left[\frac{190.91 + 115.38}{2} \right] (0.10) = 15.31$$

$$\left[\frac{200.00 + 190.91}{2} \right] (0.07) = 13.68$$

$$\Sigma 31.87 \text{ m}$$

Y	A	P	R	Rh2/3	B	T	V	V2	Fr2	Sf	1-Fr2	So-Sf	f(Y)
2.45	8.85	8.05	1.10	1.06	4.42	2.09	4.52	20.42	1.00	0.0220	0.00	0.0073	0.00
2.40	8.64	7.95	1.09	1.06	4.20	2.06	4.63	21.43	1.06	0.0290	-0.06	-0.00052	115.30
2.30	8.22	7.74	1.06	1.04	4.15	1.98	4.86	23.66	1.21	0.0305	-0.21	-0.0011	190.00
2.23	7.93	7.59	1.04	1.03	4.11	1.93	5.04	25.42	1.34	0.0311	-0.34	-0.0017	200.00

TABLE III.3



TIRANTES A LO LARGO DEL TRAMO 2-3

- Cálculo del régimen

Pendiente crítica

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = A Rh^{2/3}$$

$$S_c = \left[\frac{Q_n}{A_c Rh^{2/3}} \right]^2$$

$$S_c = 0.02218 \quad ; \quad S_o = 0.02938$$

Como $S_c < S_o$ se presenta un régimen supercrítico.

De acuerdo a los resultados anteriores y a la clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado (figura III.2) se presenta un perfil S2 con régimen supercrítico.

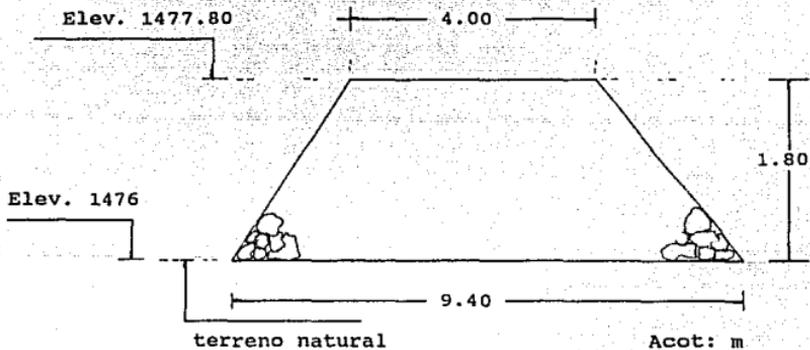
- Cálculo de la altura de atagüía aguas abajo.

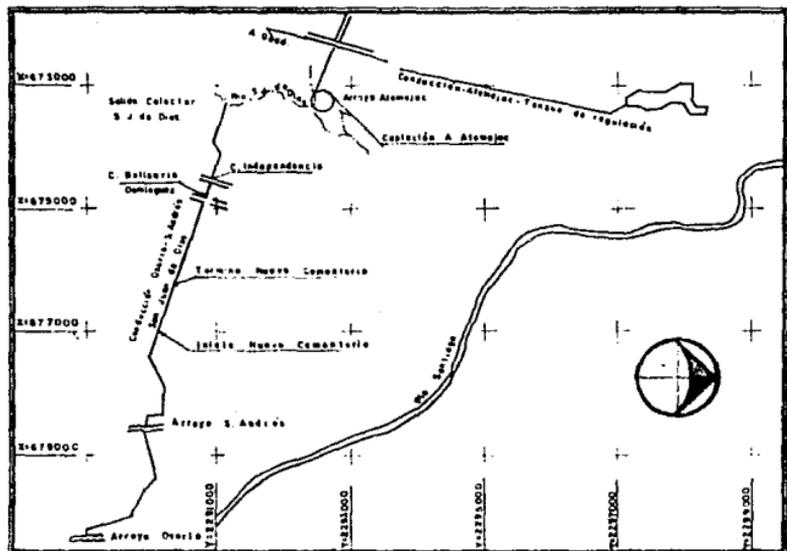
El desplante de la atagüía aguas abajo se encuentra en el nivel de terreno 1476 MSNM y la salida del canal se encuentra en la elevación 1475, por lo tanto:

$$A = Y_n - \text{diferencia de niveles} + \text{bordo libre}$$

$$A = 2.23 - 1.00 + 0.57$$

$$A = 1.80 \text{ m}$$





CROQUIS DE LOCALIZACION



OBRA DE DESVIO

ATEMAJAC

TESIS
PROFESIONAL

III.2.- OBRA DE DESVIO SAN JUAN DE DIOS

Siguiendo el mismo procedimiento del método de Gumbell para el cálculo del gasto de diseño de atagüía, se llegó al siguiente resultado, para la obra de desvío San Juan de Dios.

$$Q \text{ diseño} = 75.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

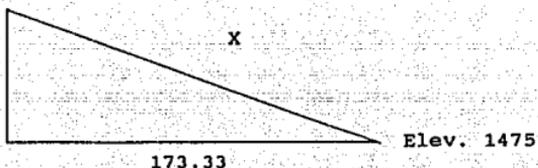
CONDICIONES HIDRAULICAS AGUAS ARRIBA

Datos generales del desvío

1.- Elevación inicial del canal de desvío	1480 MSNM
2.- Elevación final canal de desvío	1475 MSNM
3.- Longitud del canal	173.33 m
4.- Elevación de desplante de la atagüía aguas arriba	1480 MSNM
5.- Elevación de desplante de la atagüía aguas abajo	1476 MSNM
6.- Sección del canal	Trapezial

Cálculo de la pendiente

Elev. 1480



$$X = \frac{5}{173.33} = 0.02885$$

$$S_o = 0.02885$$

Cálculo del tirante crítico

Para conocer el tirante crítico del canal trapezoidal se debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{Q k^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \left[k \frac{y_c}{b} \right]^{3/2} \left[\frac{(1 + k \frac{y_c^3}{b})}{1 + 2k \frac{y_c}{b}} \right]^{1/2}$$

Para simplificar los cálculos se presenta la curva (Fig.III.1) que relaciona los términos de dicha ecuación. Esta figura permite hacer una determinación suficientemente precisa del tirante crítico, cuando se conoce el gasto y la geometría de la sección.

Datos:

$n = 0.035$ (Por tratarse de canal con plantilla de concreto y taludes de mampostería seca)

$L = 173.33$ m (Longitud del canal)

$Q = 75.00$ m³/s (Promedio de métodos estadísticos)

Proponiendo:

$b = 4.00$ m

$k = 0.25$

De acuerdo con los datos anteriores, se obtiene:

$$\frac{Q k^{3/2}}{\sqrt{g} b^{5/2}} = \frac{75 (0.25)^{3/2}}{\sqrt{9.81} (4.0)^{5/2}} = 0.094$$

Con este valor entramos a la figura III.1, obteniendo:

$$k \frac{Y_c}{b} = 0.19$$

$$Y_c = \frac{0.19 b}{k}$$

$$Y_c = \frac{0.19 (4.0)}{0.25}$$

$$\underline{Y_c = 3.04 \text{ m}}$$

Para obtener un valor más preciso de Y_c , es necesario resolver la siguiente ecuación, por aproximaciones sucesivas.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(75 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \text{ m}/\text{s}^2} = 573.39$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

Siendo el área hidráulica crítica:

$$A_c = (b + kY_c)Y_c$$

$$A_c = (4 + 0.25Y_c)Y_c$$

y el ancho crítico de la superficie libre:

$$B_c = b + 2kY_c$$

$$B_c = 4 + 2(0.25)Y_c$$

Por lo cuál se debe cumplir que:

$$\frac{A_c^3}{B_c} = \frac{[(4 + 0.25Y_c)Y_c]^3}{4 + 2(0.25)Y_c} = 573.39$$

Efectuando iteraciones, el tirante crítico es:

$$\underline{Y_c = 3.082 \text{ m}}$$

cálculo del tirante normal:

Por Manning

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = A Rh^{2/3}$$

donde: $A = (b + kY)Y$

$$P = b + 2Y\sqrt{k^2 + 1^2}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{75 (0.035)}{(0.02885)^{1/2}} = 15.45$$

Procediendo por iteraciones se obtuvo:

$$Y_n = 2.73 \text{ m}$$

$$\therefore Y_n < Y_c$$

- Cálculo de la pendiente crítica

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = A Rh^{2/3}$$

$$S_c = \left[\frac{Q_n}{A_c Rh^{2/3}} \right]^2$$

$$S_c = 0.01998$$

Como $S_c < S_o$ se presenta un régimen supercrítico.

Como la pendiente no varía y existe un régimen rápido, lo más desfavorable que se presenta es el tirante crítico, ya que el tirante normal es menor, por lo cual el diseño de la atagüa aguas arriba, se realiza con el tirante crítico.

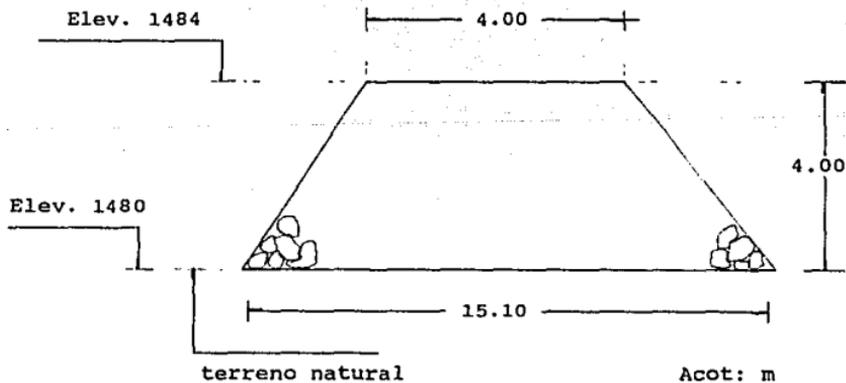
- Cálculo de la altura de atagüía aguas arriba

La atagüía será desplantada en la misma curva de nivel donde se encuentra la obra de toma (elev. 1480), por lo tanto:

$$A = Y_c + \text{bordo libre}$$

$$A = 3.082 + 0.918$$

$$A = 4.00 \text{ m}$$



CONDICIONES HIDRAULICAS AGUAS ABAJO

Realizando un perfil hidráulico, se obtienen los diferentes tirantes a lo largo del canal, para conocer el tirante a la salida del mismo. Y ya con este dato procedemos a conocer la altura de ataguía finalmente.

- Cálculo del perfil hidráulico utilizando el método gráfico

Graficamos valores para $f(y)$ comprendidos entre el tirante crítico (3.082 m) y el tirante normal (2.73 m). Ver tabla III.4.

En donde

$$A = (b + kY)Y$$

$$B = b + 2kY$$

$$Fr^2 = \frac{v^2}{g T}$$

$$f(y) = \frac{1 - Fr^2}{S_o - S_f}$$

$$P = b + 2Y \sqrt{k^2 + 1^2}$$

$$T = \frac{A}{B}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$S_f = \frac{V n^2}{Rh^{2/3}}$$

Y	A	P	R	Rh2/3	B	T	V	V2	Fr2	Sf	1-Fr2	So-Sf	f(Y)
3.082	11.62	9.35	1.24	1.15	4.54	2.56	6.45	41.65	1.66	0.038	-0.66	-0.009	70.46
3.000	11.25	9.18	1.22	1.14	4.50	2.50	6.67	44.44	1.81	0.040	-0.81	-0.013	63.98
2.900	10.80	8.98	1.20	1.13	4.45	2.43	6.94	48.20	2.02	0.046	-1.02	-0.017	59.28
2.800	10.36	8.77	1.18	1.12	4.40	2.35	7.24	52.41	2.27	0.051	-1.27	-0.022	56.20
2.730	10.05	8.63	1.16	1.11	4.36	2.30	7.46	55.65	2.46	0.050	-1.46	-0.027	54.69

TABLE III.4

cálculo de Δx

$$\left[\frac{63.98 + 70.46}{2} \right] (0.082) = 5.51$$

$$\left[\frac{59.22 + 63.98}{2} \right] (0.10) = 6.16$$

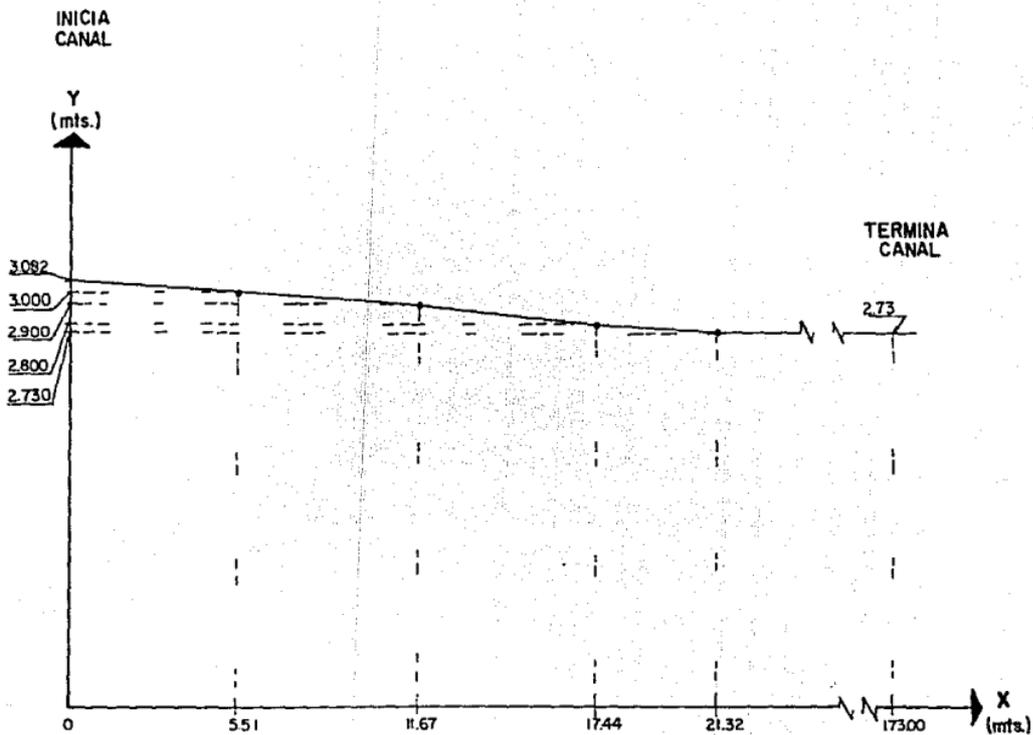
$$\left[\frac{56.20 + 59.22}{2} \right] (0.10) = 5.77$$

$$\left[\frac{54.69 + 56.20}{2} \right] (0.10) = 3.88$$

$$\Sigma 21.32 \text{ m}$$

Ya que partimos con el tirante crítico, y de acuerdo al cálculo anterior se observa que el tirante a la salida del canal aguas abajo es igual a 2.73 m, coincidiendo con el tirante normal.

De esta manera, graficando obtenemos.



TIRANTES A LO LARGO DEL CANAL

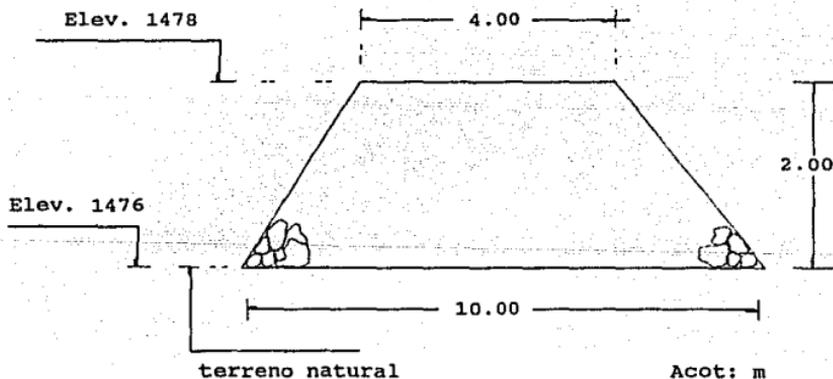
- Cálculo de la altura de ataguía aguas abajo.

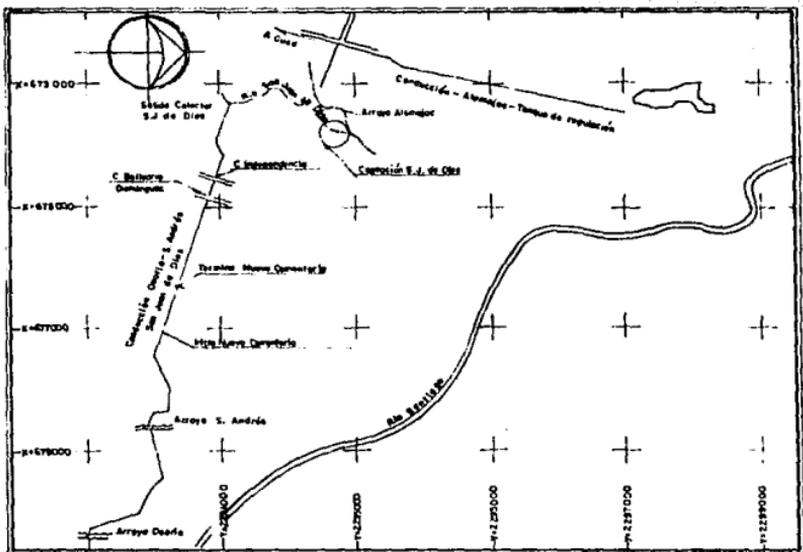
El desplante de la ataguía aguas abajo se encuentra en el nivel de terreno 1476 MSNM y la salida del canal se encuentra en la elevación 1475, por lo tanto:

$$A = Y_n - \text{diferencia de niveles} + \text{bordo libre}$$

$$A = 2.73 - 1.00 + 0.27$$

$$A = 2.00 \text{ m}$$





CROQUIS DE LOCALIZACION



OBRA DE DESVIO
 SAN JUAN DE DIOS
 TESIS
 PROFESIONAL

CAPITULO IV

PRESA DERIVADORA SAN JUAN DE DIOS

CONSIDERACIONES GENERALES

Una presa derivadora es un obstáculo que se opone al paso de la corriente para elevar el nivel del agua en relación con alguna de las márgenes, de tal modo que se facilite su derivación y su conducción hacia otros sitios donde será aprovechada.

En una presa derivadora son notables tres partes que se consideran como esenciales para cumplir con sus fines. En ocasiones también se tienen otras que se pueden considerar como complementarias que dependen de las características o usos de la corriente.

Partes que integran una presa derivadora:

- a).- Cortina
- b).- Bocatoma u obra de toma
- c).- Estructura de limpia

a).- Cortina

Con la cortina se represa el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto por la bocatoma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella ya sea parcial o totalmente en su longitud; por lo que siempre se tienen cortinas vertedoras.

Generalmente las presas derivadoras no son construidas con el fin de aprovechar el agua retenida con la cortina, pero pudiera suceder que dadas las características físicas de la derivación , se propiciara un almacenamiento que convenga aprovechar aumentándola además con la instalación de compuertas o agujas en la cresta; estos dispositivos permiten controlar el almacenamiento y el paso de los excedentes de agua, teniendo entonces lo que se llama cortina con cresta móvil.

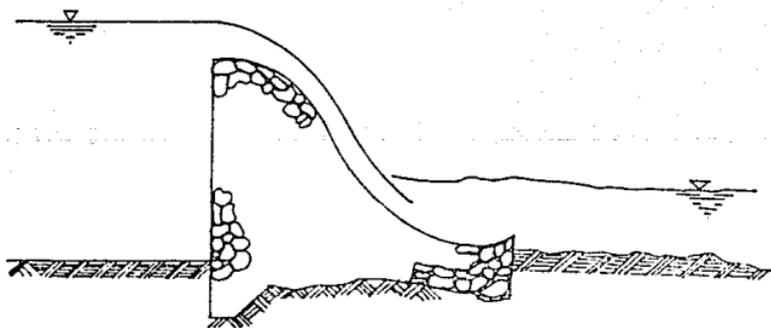


Fig.IV.1 Presa derivadora de materiales cementados

La sección típica de las cortinas rígidas es de forma trapecial con cimacio en la corona.

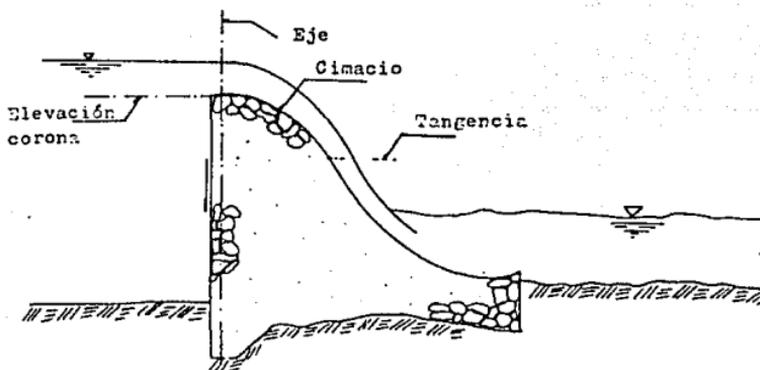


Fig. IV.2. Presa derivadora de materiales cementados

La geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre. El objeto de diseñar así los vertedores en general, es no propiciar presiones bajas entre la lámina vertiente y el paramento de aguas abajo, con lo cuál se evitan fenómenos de cavitación o corrosión y además ciertos tipos de esfuerzos en la cortina.

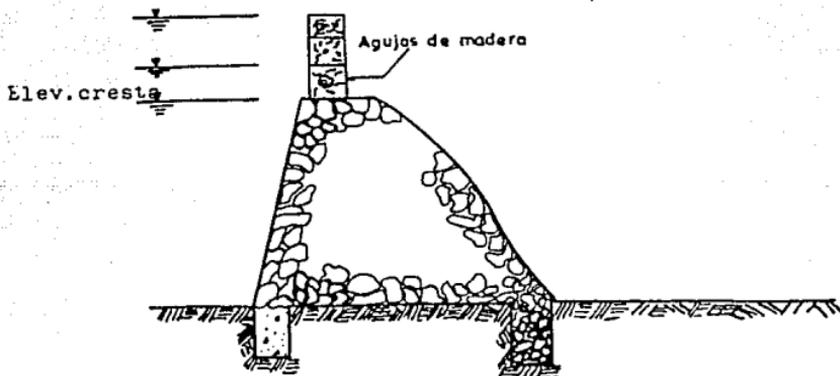


Fig. IV.3. Presa de cresta móvil

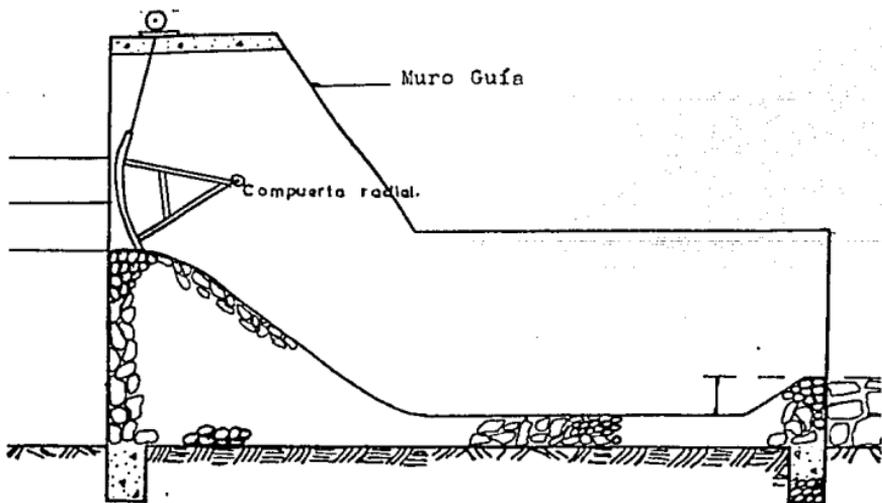


Fig. IV.4. Presa de cresta móvil

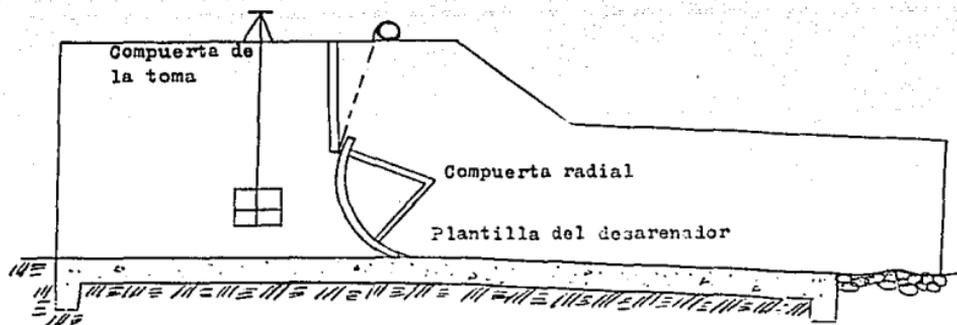


Fig. IV.6. Perfil longitudinal de un canal desarenador

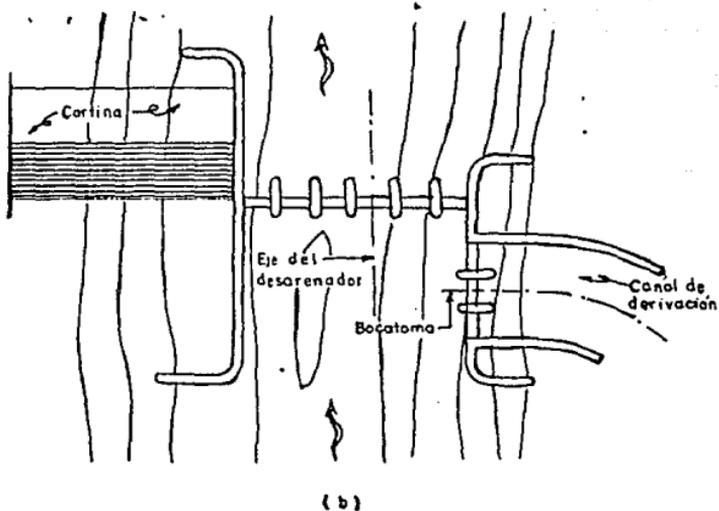
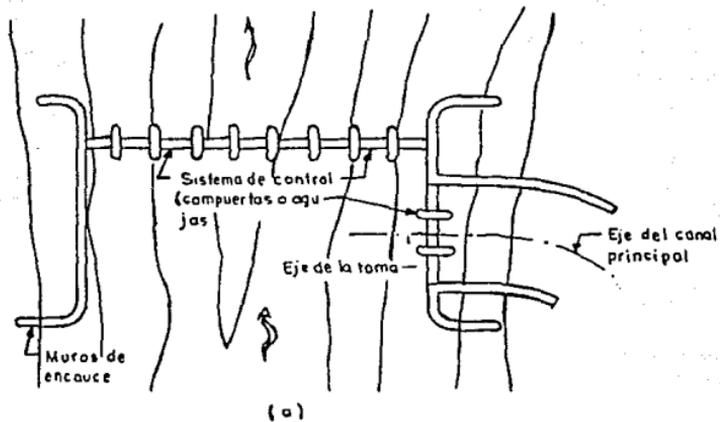


Fig. IV.7. Desarenadores muy amplios

c).- Estructura de limpia

Para tener un adecuado control de la captación y derivación, son recomendables bajas velocidades del agua, esto origina que los materiales acarreados en suspensión por la corriente se sedimenten, ocasionando el azolvamiento en la obra de toma.

En las presas de derivación, se construyen estructuras con el objeto de proveer una limpieza periódica a la obra de toma.

Es recomendable que el desarenador sea paralelo al eje del río y la obra de toma perpendicular al mismo para evitar el paso del azolve hacia los canales de conducción.

El funcionamiento del canal desarenador es el siguiente: si se cierran las compuertas del desarenador, se impide el paso del agua hacia abajo, entonces abriendo las compuertas de la obra de toma el agua se encauza hacia el canal de derivación (en nuestro caso, canal intercomunicador), esto traerá como consecuencia que los materiales se decanten aguas arriba del sistema de control del desarenador y dentro del canal de acceso, debido a la baja velocidad del agua. Para desalojar el azolve, se cierran las compuertas de la obra de toma, se abren las del desarenador y se produce el flujo del agua de manera que su velocidad sea suficiente para arrastrar el azolve y depositarlo en el río aguas abajo de la derivación.

PRESA DERIVADORA SAN JUAN DE DIOS

La presa derivadora San Juan de Dios, es del tipo descrito anteriormente y se encuentra ubicada a la salida del colector del mismo nombre, el cuál atravieza la ciudad de Guadalajara, Jalisco aproximadamente por el centro. Esta presa almacenará las aguas provenientes de las cuencas Osorio y San Andrés, así como las aguas del mismo colector, para posteriormente derivarlas hasta la obra de captación Atemajac.

IV.1.- CONSIDERACIONES HIDRAULICAS EN 1a., 2a., Y 3a. ETAPAS

De acuerdo a los estudios realizados en el capítulo II, (Cuencas de captación), tenemos que los gastos acumulados con los que se analizarán las tres etapas son:

1a. Etapa

Gasto cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Gasto cuencas Osorio y San Andrés	2.93 m ³ /s
	<hr/>
Gasto acumulado	9.32 m ³ /s

2a. Etapa

Gasto cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Gasto cuencas Osorio y San Andrés	4.46 m ³ /s
	<hr/>
Gasto acumulado	10.85 m ³ /s

3a.- Etapa

Gasto cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Gasto cuencas Osorio y San Andrés	5.97 m ³ /s
	<hr/>
Gasto acumulado	12.36 m ³ /s

El gasto máximo acumulado que se presenta en la cuenca San Juan de Dios es de 12.36 m³/s.

En base a estos datos se procede al diseño hidráulico de las distintas estructuras que componen la derivadora San Juan de Dios para las tres etapas.

IV.2.- VERTEDOR

Puesto que la función de la presa derivadora será aumentar el tirante de agua de la fuente de aprovechamiento para derivar un determinado gasto, la elevación de la cresta vertedora dependerá de las necesidades de carga hidráulica que se requieren para operar la bocatoma.

En la fig.IV.8 se observa el caso típico de la disposición de la cortina, bocatoma y canal principal de conducción.

De esta figura se puede deducir que la elevación de la cresta "C" es igual a la elevación de la plantilla del canal "P", más el tirante "d", más la carga hidráulica del orificio de la toma "h", esto es :

$$\text{Elev. C} = \text{Elev. P} + d + h$$

La elevación de la plantilla del canal principal generalmente estará determinada por la topografía del lugar.

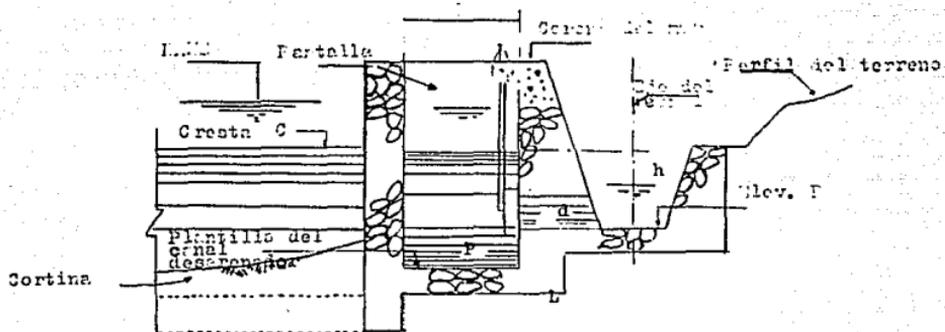


Fig. IV.8 Disposición típica de una derivación

Análisis hidráulico del vertedor de la 1a. Etapa

Del plano general de la derivadora San Juan de Dios, anexo al final, se tienen los datos que se citan enseguida:

Elevación P = 1477.00 (Desplante de la presa)

- Cálculo de "y"

El tirante normal de un canal se calcula, mediante la expresión de continuidad y la fórmula de Manning.

La fórmula de continuidad es:

$$Q = V A \quad - 1$$

Y la fórmula de la velocidad, según Manning:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3} \quad - 2$$

siendo:

V = Velocidad del agua en el canal (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad

Rh= Radio hidráulico (m)

S = Pendiente hidráulica

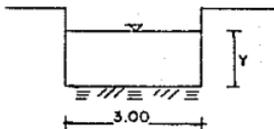
Sustituyendo (2) en (1), tenemos :

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3}$$

Agrupando términos conocidos:

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

La sección del canal analizado es:



Para la 1a. etapa los datos son:

$$Q = 9.32 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Gastos cuencas SJD, Osorio y Sn.A})$$

$$n = 0.015 \quad (\text{Para concreto bien acabado})$$

$$S = 0.015 \quad (\text{Canal intercomunicador})$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{(9.32) (0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.14$$

mediante iteraciones se obtiene:

$$\underline{y = 0.614 \text{ m}}$$

- Obtención de "H"

La carga hidráulica sobre el orificio de la toma es:

$$H = 0.27 \text{ m}$$

La elevación de la corona será:

$$\text{Elev.} = 1477.00 + 0.61 + 0.27$$

$$\underline{\text{Elev.} = 1477.88 \text{ MSNM}}$$

Análisis hidráulico de la 2a. etapa

Elevación P = 1477.00

-Cálculo de "y"

$$Q = 10.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.015$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{(10.85) (0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.329$$

mediante iteraciones tenemos:

$$y = 0.680 \text{ m}$$

- Obtención de "H"

$$H = 0.27 \text{ m}$$

- Elevación de corona

$$\text{Elev.} = 1477.00 + 0.68 + 0.27$$

$$\underline{\text{Elev.} = 1477.95}$$

Análisis hidráulico de la 3a. etapa

Elevación P = 1477.00

-Cálculo de "y"

$$Q = 12.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.015$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{(12.36) (0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.51$$

mediante iteraciones tenemos:

$$y = 0.73 \text{ m}$$

- Obtención de "H"

$$H = 0.27 \text{ m}$$

- Elevación de corona

$$\text{Elev.} = 1477.00 + 0.73 + 0.27$$

$$\underline{\text{Elev.} = 1478.00}$$

Punto de tangencia para $K = 2$

fórmula: $x^{1.85} = 2 H_d^{0.85} y$

para $X = 1.20$; $Y = 0.766$

DATOS

$$P = 1.00 \text{ m}$$

$$Hd = 0.90 \text{ m (dato)}$$

Cálculo del perfil aguas arriba

sustituyendo valores:

$$Xc = 0.255 \text{ m}$$

$$Yc = 0.113 \text{ m}$$

$$R1 = 0.477 \text{ m}$$

$$R2 = 0.211 \text{ m}$$

$$R1 - R2 = 0.266 \text{ m}$$

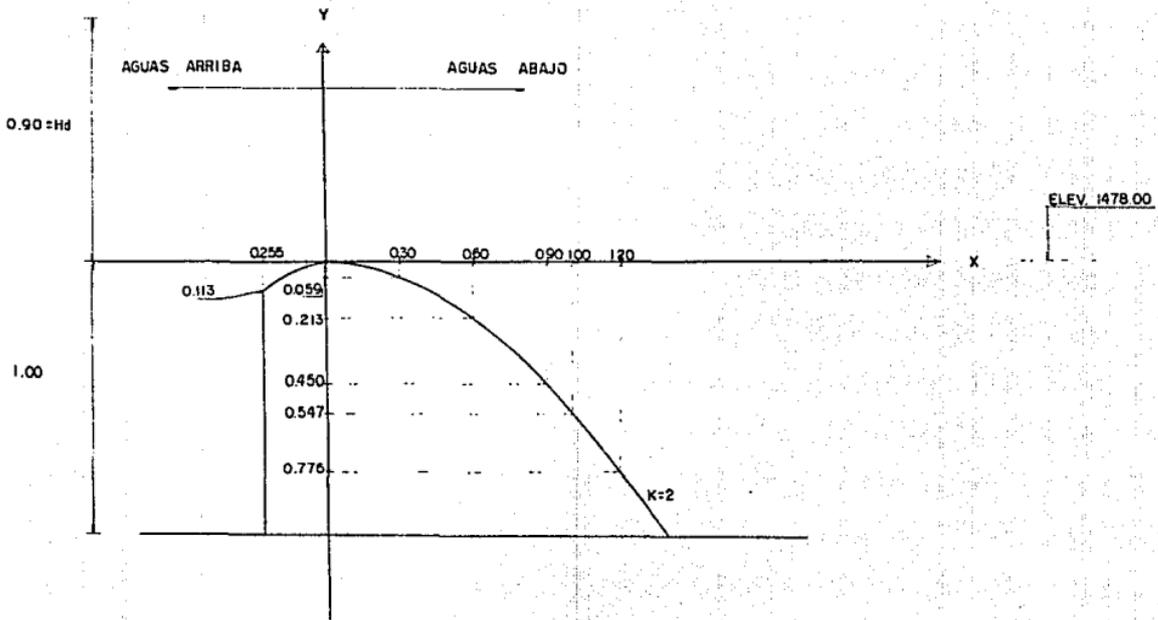
Cálculo del perfil aguas abajo

Fórmula de Sciememi

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{Hd^{0.85}} ; Hd = \text{carga de diseño}$$

tabulando

X	Y
0.30	0.059
0.60	0.213
0.90	0.450
1.00	0.547
1.20	0.766
1.50	1.158



Análisis del salto hidráulico

Datos:

Ancho del canal = 42.00 m

Long. de la cresta = 42.00 m

n = 0.015 (concreto bien acabado)

Hd = 0.90 m (Carga Hidráulica)

K = 2

Obtención del gasto de diseño

Para conocer el gasto que pasa por el vertedor utilizamos la siguiente fórmula:

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

para conocer C usamos la figura IV.11

$$\frac{P}{H} = \frac{1.00}{0.90} = 1.11 \text{ de la figura IV.11} \quad C = 2.15$$

sustituyendo en la fórmula

$$Q = (2.15) (42.00) (0.90)^{2/3}$$

$$Q = 77.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo del tirante crítico

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{(77.10)^2}{(9.81)(42)^2}}$$

$$Y_c = 0.70 \text{ m}$$

Obtención de la velocidad crítica

$$V_c = Q/A$$

$$V_c = (77.10) / (42.00)(0.70)$$

$$V_c = 2.62 \text{ m/s}$$

Realizando Bernoulli entre la sección (0) y (1), tenemos:

$$Z_0 + Y_c + h_{vc} = Z_1 + Y_1 + h_{v1}$$

sustituyendo:

$$1.00 + 0.70 + (2.62^2/2g) = Y_1 + 0.17/2g$$

$$2.07 = Y_1 + 0.17/2g$$

Mediante iteraciones obtenemos:

$$\underline{Y_1 = 0.30 \text{ m}}$$

Obtención del tirante conjugado Y2

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g Y_1}}$$

$$V = Q/A = (77.10) / (42.00)(0.30)$$

$$V = 6.12 \text{ m/s}$$

sustituyendo:

$$Fr_1 = \frac{6.12}{\sqrt{(9.81)(0.30)}}$$

$$Fr_1 = 3.57 > 1 \text{ Régimen supercrítico}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 4.07$$

$$Y_2 = 1.37 \text{ m}$$

Para que el salto se presente normal se tiene que cumplir:

$$Y_2 = Y_n$$

despejando la pendiente de la fórmula de Manning

$$S_o = \left[\frac{Q n}{A R_h^{2/3}} \right]^2$$

$$A = 42.00 (1.37)$$

$$A = 57.54 \text{ m}^2$$

$$P = 2(1.37) + 42.00$$

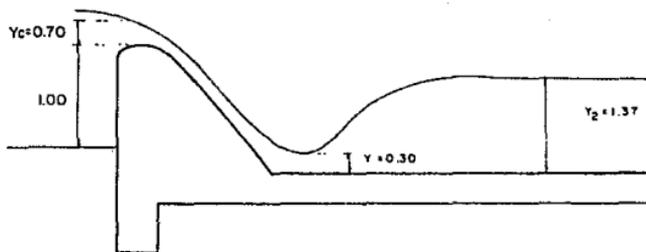
$$P = 44.74 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{57.54}{44.74}$$

$$Rh = 1.29$$

$$S_o = \left[\frac{(77.10)(0.015)}{(57.54)(1.29)^{2/3}} \right]^2$$

$$\underline{S_o = 0.0003}$$



Longitud de revestimiento

Esta longitud corresponde al salto, usando el criterio de Scieñchin.

Talud K	0	0.5	0.75	1.00	1.25	1.50
A	5	7.9	9.20	10.60	12.60	15.00

Para K = 0 Canal rectangular

tenemos

$$A = 5$$

$$L = A (Y_2 - Y_1)$$

$$L = 5 (1.37 - 0.30)$$

$$L = 5.35 \text{ m}$$

Esta longitud es también la longitud del tanque amortiguador.

IV.3.- DESARENADOR

Para determinar las características geométricas del desarenador, de tal manera que se tenga un funcionamiento hidráulico eficiente se consideran fundamentalmente, dos formas de operación.

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

2a.- Condición.- Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada

1a. Condición de funcionamiento.

Para esta primera condición, el tramo del desarenador, frente a las compuertas de la bocatoma, funciona como tanque de sedimentación, por lo que su geometría deberá permitir velocidades bajas del agua para dar oportunidad, a que los acarreo se depositen en ese sitio.

La sección del canal adquiere la forma rectangular, porque se aprovechan las paredes de los muros laterales y porque dicha sección facilita instalar los controles de apertura y cierre.

La elevación de la plantilla del canal, frente a la toma es inferior a la del umbral de las compuertas de la misma,

con el propósito de contar con un espacio para el depósito de los sedimentos, evitando así, su paso al canal de conducción.

De acuerdo con lo anterior el diseño del canal, se reduce a determinar su ancho, una vez que se haya elegido la velocidad del agua dentro de él y considerando que la superficie libre del agua corresponde con la elevación de la cresta de la cortina vertedora.

2a. Condición de Funcionamiento

Cuando los azolves se hallan acumulado frente a la toma, las compuertas de ésta, deberán cerrarse y abrirse las del desarenador para establecer un escurrimiento cuyo principal fin es desalojar los materiales acumulados en ese sitio, es decir, efectuar la operación de limpieza. Para lograr lo anterior es fundamental que el flujo que se establezca, sea con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre.

Por otro lado, la velocidad no debe ser tan alta, para no ocasionar erosión a lo largo del canal o socavaciones al pie de la descarga que pudieran dañar seriamente la estructura.

Para fijar la pendiente que garantice la velocidad de arrastre suficiente se pueden considerar dos casos para esta condición de funcionamiento.

a) Como primera tentativa puede considerarse como gasto mínimo, el gasto de derivación y este caso, en cierto modo, es el más desfavorable para el análisis de esta condición de funcionamiento, ya que para gastos mayores el escurrimiento será más favorable para lograr el desazolve.

b) Se tiene un gasto mayor que el normal de derivación o que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador.

En ambos casos, el análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y en verificar las velocidades de escurrimiento, para lo cuál se deberá contar con los siguientes datos:

Q = Gasto normal de derivación

b = Ancho de la plantilla

V = Velocidad adoptada para producir el arrastre

Para el primer caso (a) se tiene:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego $Q = V b d$

de donde:

$$d = \frac{Q}{V b}$$

$$\text{y también } Rh = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d}$$

Aplicando la fórmula de Manning para el cálculo de la pendiente, se tiene:

$$v = \frac{1}{n} s^{1/2} Rh^{2/3}$$

de donde:

$$s = \left[\frac{v n}{Rh^{2/3}} \right]^2$$

Para el segundo caso (b) tenemos:

$A = b d$, siendo "d" la altura del orificio en el canal desarenador

$$P = b + 2d$$

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d}$$

y la velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} s^{1/2} Rh^{2/3}$$

La pendiente calculada en el caso anterior será la correcta, cuando esta velocidad quede entre los valores límites de las velocidades que se adopten como máximas y mínimas del flujo en un desarenador.

VELOCIDADES RECOMENDADAS

Los valores límites de velocidad que se han encontrado para arrastrar los azolves depositados y no producir erosión en los materiales que forman el canal desarenador revestido de mampostería o concreto oscilan entre 2.5 m/s y 4.0 m/s

Cuando los gastos de derivación normales son relativamente pequeños, los tirantes en el canal desarenador, para esta segunda condición, resultan ser también pequeños y es probable que no se efectúe con eficiencia la limpieza o arrastre de materiales, y por lo tanto la operación de desazolve deberá efectuarse en época de lluvias. Se puede calcular en forma aproximada el gasto a partir del cuál es aconsejable operar el canal desarenador, a fin de obtener un funcionamiento adecuado.

Esto se hace considerando una pendiente para el canal, alrededor de 0.01 a 0.02, u otro valor al que se adapte el perfil del terreno y un ancho de plantilla conveniente.

Para obturar el canal desarenador se emplean preferentemente las compuertas radiales (fig. IV.9), por ser éstas de mayores dimensiones que las de otro tipo; además de que se facilita la abertura y cierre.

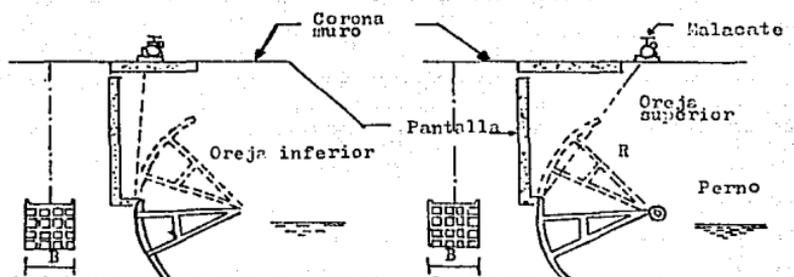


Fig. IV.9 Instalación de la compuerta radial

Una vez expuesto lo anterior, se procede al diseño hidráulico.

Análisis Hidráulico 1a. Etapa

1a. Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Datos:

- Gasto normal de derivación = $9.32 \text{ m}^3/\text{s}$
- Elev. plantilla desarenador = 1473.50 MSNM
- Elev. umbral toma = 1475.50 MSNM
- Elev. cresta del vertedor = 1478.73 MSNM
- Vel. máxima adoptada = 1.0 m/s

de acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = V A$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{9.32 \text{ m}^3/\text{s}}{1.00 \text{ m/s}} = 9.32 \text{ m}^2$$

pero

$$A = b d$$

$$b = \frac{A}{d} = \frac{9.32 \text{ m}^2}{3.23 \text{ m}} = 2.89 \text{ m}$$

$$d = \text{elev. } 1478.73 - \text{elev. } 1475.50$$

$$d = 3.23 \text{ m}$$

b = ancho de compuerta

d = diferencia de niveles

Ajustando el ancho "b" a 4.00 m. para instalar una compuerta tipo de 4.00 X 4.30 (ver tabla IV.1)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{9.32}{4(3.23)} = \underline{0.72 \text{ m/s}}$$

Por lo tanto

0.72 < 1.00 (velocidad máxima adoptada)

2a. Condición: Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

Datos:

$$Q = 9.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$V = \text{entre } 2.44 \text{ y } 4.07 \text{ m/s}$$

Caso a) Se tiene gasto normal en la derivación.

Suponiendo una velocidad de 2.5 m/s., tenemos:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego:

$$Q = V b d$$

de donde

$$d = \frac{Q}{V b} \quad \text{sustituyendo:}$$

$$d = \frac{9.32}{2.5 (4.0)} = 0.932 \text{ m}$$

Y también

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{4.0 (0.932)}{4.0 + 2(0.932)} = 0.64$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente se tiene:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

de donde

$$S = \left[\frac{v n}{R_h^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo

$$S = \left[\frac{2.5 (0.035)}{0.64^{2/3}} \right]^2$$

$$\underline{S = 0.01}$$

Caso b) Gasto mayor que el normal de derivación.

En este caso, se presentan:

d = Altura de entrada del canal desarenador

A = b d

A = 4(4.50)

$$A = 18 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d$$

$$P = 4.0 + 2(4.50)$$

$$P = 13.00 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{18.00}{13.00} = 1.38$$

La velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

$$v = \frac{1}{0.035} (0.01)^{1/2} (1.38)^{2/3}$$

$$\underline{v = 3.54 \text{ m/s}}$$

La velocidad se encuentra dentro de las velocidades recomendadas para el material que se tiene en el canal desarenador (ver tabla IV.2), por lo tanto, la pendiente de 0.01 nos asegura el arrastre de sólidos.

Aunque hemos indicado que la operación óptima del desarenador es para el gasto mínimo se efectuarán revisiones hidráulicas para las demás condiciones.

Análisis Hidráulico 2a. Etapa

1a. Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Datos:

- Gasto normal de derivación = $10.85 \text{ m}^3/\text{s}$
- Elev. plantilla desarenador = 1473.50 MSNM
- Elev. umbral toma = 1475.50 MSNM
- Elev. cresta del vertedor = 1478.73 MSNM
- Vel. máxima adoptada = 1.0 m/s

de acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = V A$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{10.85 \text{ m}^3/\text{s}}{1.00 \text{ m/s}} = 10.85 \text{ m}^2$$

pero

$$A = b d$$

$$b = \frac{A}{d} = \frac{10.85 \text{ m}^2}{3.23 \text{ m}} = 3.36 \text{ m}$$

d = elev. 1478.73 - elev. 1475.50

d = 3.23 m

b = ancho de compuerta

d = diferencia de niveles

Ajustando el ancho "b" a 4.00 m. para instalar una compuerta tipo de 4.00 X 4.30 (ver tabla IV.1)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10.85}{4(3.23)} = 0.84 \text{ m/s}$$

Por lo tanto

0.84 < 1.00 (velocidad máxima adoptada)

2a. Condición: Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

Datos:

$$Q = 10.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$V = \text{entre } 2.44 \text{ y } 4.07 \text{ m/s}$$

Caso a) Se tiene gasto normal en la derivación.

Suponiendo una velocidad de 2.5 m/s., tenemos:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego:

$$Q = V b d$$

de donde

$$d = \frac{Q}{V b} \quad \text{sustituyendo:}$$

$$d = \frac{10.85}{2.5 (4.0)} = 1.085 \text{ m}$$

Y también

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{4.0 (1.085)}{4.0 + 2(1.085)} = 0.703$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente se tiene:

$$v = \frac{1}{n} s^{1/2} R_h^{2/3}$$

de donde

$$S = \left[\frac{V n}{R_h^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo

$$S = \left[\frac{2.5(0.035)}{0.703^{2/3}} \right]^2$$

$$\underline{S = 0.01}$$

Caso b) Gasto mayor que el normal de derivación.

En este caso, se presentan:

d = Altura de entrada del canal desarenador

$$A = b d$$

$$A = 4(4.50)$$

$$A = 18 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d$$

$$P = 4.0 + 2(4.50)$$

$$P = 13.00 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{18.00}{13.00} = 1.38$$

La velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} s^{1/2} Rh^{2/3}$$

$$v = \frac{1}{0.035} (0.01)^{1/2} (1.38)^{2/3}$$

$$\underline{v = 3.54 \text{ m/s}}$$

La pendiente de esta segunda etapa, es igual que la obtenida en la primera, por lo que también nos asegura el arrastre de sólidos ya que las velocidades de 2.5 y 3.54 m/s se encuentran entre las permisibles.

Análisis Hidráulico 3a. Etapa

1a. Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Datos:

- Gasto normal de derivación = 12.36 m³/s
- Elev. plantilla desarenador = 1473.50 MSNM
- Elev. umbral toma = 1475.50 MSNM
- Elev. cresta del vertedor = 1478.73 MSNM
- Vel. máxima adoptada = 1.0 m/s

de acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = V A$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{12.36 \text{ m}^3/\text{s}}{1.00 \text{ m/s}} = 12.36 \text{ m}^2$$

pero

$$A = b d$$

$$b = \frac{A}{d} = \frac{12.36 \text{ m}^2}{3.23 \text{ m}} = 3.83 \text{ m}$$

d = elev. 1478.73 - elev. 1475.50

d = 3.23 m

b = ancho de compuerta

d = diferencia de niveles

Ajustando el ancho "b" a 4.00 m. para instalar una compuerta tipo de 4.00 X 4.30 (ver tabla IV.1)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{12.36}{4(3.23)} = 0.96 \text{ m/s}$$

Por lo tanto

0.96 < 1.00 (velocidad máxima adoptada)

2a. Condición: Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

Datos:

$$Q = 12.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$V = \text{entre } 2.44 \text{ y } 4.07 \text{ m/s}$$

Caso a) Se tiene gasto normal en la derivación.

Suponiendo una velocidad de 2.5 m/s., tenemos:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego:

$$Q = V b d$$

de donde

$$d = \frac{Q}{V b}$$

sustituyendo:

$$d = \frac{12.36}{2.5 (4.0)} = 1.24 \text{ m}$$

Y también

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{4.0 (1.24)}{4.0 + 2(1.24)} = 0.765$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente se tiene:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

de donde

$$S = \left[\frac{V n}{R h^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo

$$S = \left[\frac{2.5(0.035)}{0.765^{2/3}} \right]^2$$

$$\underline{S = 0.01}$$

Caso b) Gasto mayor que el normal de derivación.

En este caso, se presentan las mismas condiciones que para el de las etapas anteriores, por lo que la velocidad es igual a 3.54 m/s.

Por lo tanto la pendiente obtenida en esta etapa se considera como óptima, ya que nos asegura un arrastre de sólidos para cada uno de los gastos que se presentan en las diferentes etapas de aprovechamiento.

IV.4.- OBRA DE TOMA

La obra de toma de la captación San Juan de Dios, se encuentra ubicada en la margen izquierda del río del mismo nombre, desplantada en la elevación 1475.50 m.s.n.m. y consiste en:

- a) Canal de acceso
- b) Bocatoma
- c) Agujas
- d) Rejillas

El canal de acceso conduce las aguas residuales hasta la bocatoma.

La bocatoma está dividida en tres claros por dos pilas entre las cuales se encuentran colocadas ranuras para las agujas, con el fin de facilitar la limpieza de las rejillas.

Al final de la bocatoma se encuentra una transición que reduce la entrada para conectarse con el canal intercomunicador.

Análisis hidráulico de la obra de toma

1a. Etapa

Datos

$$Q = 9.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 17.00 \text{ m (ancho de la bocatoma)}$$

Teniendo una velocidad de: 1.00 m/s

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$A = \frac{9.32}{1.00}$$

$$A = 9.32 \text{ m}^2$$

Y como:

$$A = b Y \quad \text{entonces} \quad Y = A / b$$

Por lo tanto, el tirante que se presenta es de:

$$Y = 0.54 \text{ m}$$

2a. Etapa

Datos

$$Q = 10.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 17.00 \text{ m}$$

Teniendo una velocidad de: 1.00 m/s

$$A = \frac{Q}{v}$$

$$A = \frac{10.85}{1.00}$$

$$A = 10.85 \text{ m}^2$$

Y como:

$$A = b Y \quad \text{entonces} \quad Y = A / b$$

Por lo tanto, el tirante que se presenta es de:

$$\underline{Y = 0.63 \text{ m}}$$

3a. Etapa

Datos

$$Q = 12.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 17.00 \text{ m}$$

Teniendo una velocidad de: 1.00 m/s

$$A = \frac{Q}{v}$$

$$A = \frac{12.36}{1.00}$$

$$A = 12.36 \text{ m}^2$$

Y como:

$$A = b Y \quad \text{entonces} \quad Y = A / b$$

Por lo tanto, el tirante que se presenta es de:

$$Y = 0.71 \text{ m}$$

IV.5.- CANAL CONECTOR

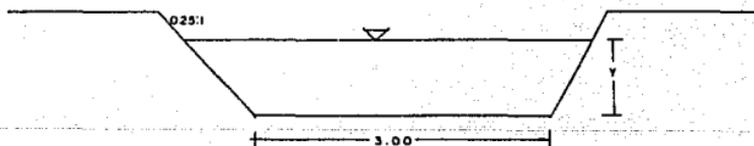
El canal conector que conduce las aguas de la presa San Juan de Dios a la presa Atemajac, tiene una sección trapecial con las siguientes características:

base = 3.0 m

talud = 0.25:1

$n = 0.015$ para concreto bien acabado

$L = 135$ m



A continuación y de acuerdo a la sección hidráulica se obtendrán los diferentes perfiles hidráulicos que se presentan a lo largo del canal conector para las diferentes etapas de aprovechamiento.

Análisis hidráulico 1a. etapa

Datos:

$$Q = 9.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 135 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$K = 0.25$$

$$S = 0.015$$

$$b = 3.0 \text{ m}$$

De acuerdo con Manning:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

Sustituyendo

$$\frac{9.32 (0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.14$$

Mediante iteraciones obtenemos el tirante normal:

$$Y = 0.614 \text{ m}$$

Obtención del tirante crítico

Siguiendo el procedimiento, se obtiene el valor del parámetro:

$$\frac{Q K^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{9.32 (0.25)^{3/2}}{3^{5/2} \sqrt{9.81}} = 0.024$$

De la figura IV.13, resulta:

$$\frac{K Y_c}{b} = 0.08$$

$$Y_c = \frac{0.08 \text{ b}}{K}$$

$$Y_c = \frac{0.08 (3)}{0.25}$$

$$Y_c = 0.96 \text{ m}$$

Para obtener un valor más preciso de Y_c se resuelve la siguiente ecuación, por aproximaciones sucesivas:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

$$\frac{9.32^2}{9.81} = 8.85$$

$$A_c = (b + K Y_c) Y_c$$

$$A_c = (3 + 0.25 Y_c) Y_c$$

$$B_c = b + 2 K Y_c$$

$$B_c = 3 + 2(0.25) Y_c$$

$$\frac{A_c^3}{B_c} = \frac{((3 + 0.25 Y_c) Y_c)^3}{3 + 2(0.25) Y_c}$$

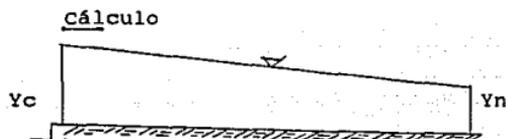
Utilizando la siguiente tabla:

Y_c	A_c	B_c	A_c^3/B_c
1.0	3.25	3.50	9.80
0.9	2.90	3.45	7.07
0.95	3.08	3.48	8.39
0.965	3.13	3.48	8.81 = 8.85

$$Y_c = 0.965 \text{ m}$$

$$Y_n < Y_c$$

Obtención del perfil hidráulico



Cálculo de tirantes-distancias, por el método de incrementos finitos (ver cuadro IV.1).

De donde

$$L = \sum \Delta x = 98.5 \text{ m} \quad y,$$

$$E_i = Y_i + \frac{v_i^2}{2g}$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

$$S_0 = 0.015$$

$$S_f = \frac{S_{f_i} + S_{f_{i+1}}}{2}$$

Como la longitud para que se normalice el flujo, es menor a la longitud total del canal, se presenta el tirante normal a la salida.

METODO DE INCREMENTOS FINITOS

Yi	Ai	Pi	Rhi	Rhi 2/3	Vi	Vi2/2g	Ei	Sfi	Sf	Δx
0.96	3.11	4.97	0.62	0.73	2.99	0.46	1.42	0.0038		
0.90	2.90	4.86	0.60	0.71	3.21	0.53	1.43	0.0046	0.0042	0.93
0.85	2.73	4.75	0.57	0.69	3.41	0.59	1.44	0.0055	0.0051	1.01
0.80	2.56	4.65	0.55	0.67	3.64	0.67	1.47	0.0066	0.0061	3.37
0.75	2.39	4.55	0.53	0.65	3.89	0.77	1.52	0.0081	0.0074	6.56
0.70	2.22	4.44	0.50	0.63	4.19	0.89	1.59	0.0099	0.0090	11.67
0.65	2.05	4.34	0.47	0.61	4.53	1.04	1.69	0.0120	0.0110	25.00
0.614	1.39	4.26	0.45	0.59	4.81	1.18	1.79	0.0149	0.0130	50.00
									$L = \sum \Delta x =$	98.56 m

CUADRO IV.1

Obtención de la pendiente crítica

De la fórmula de Manning:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

despejando la pendiente tenemos:

$$S_c = \left[\frac{Q n}{A R_h^{2/3}} \right]^2$$

sustituyendo

$$S_c = \left[\frac{(9.36)(0.015)}{(4.896)(1.014)^{2/3}} \right]^2$$

$$S_c = 0.0008 \quad \therefore S_n > S_c$$

por lo que se presenta un perfil "S2"

Análisis hidráulico 2a. etapa

Datos:

$$Q = 10.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.015$$

$$L = 135 \text{ m}$$

$$K = 0.25$$

$$b = 3.0 \text{ m}$$

De acuerdo con Manning:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

Sustituyendo

$$\frac{10.85 (0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.329$$

Iterando, tenemos que el tirante normal que se presentará en la segunda etapa será:

$$Y = 0.680 \text{ m}$$

Obtención del tirante crítico

Siguiendo el procedimiento, se obtiene el valor del parámetro:

$$\frac{Q K^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{10.85 (0.25)^{3/2}}{3^{5/2} \sqrt{9.81}} = 0.0277$$

De la figura IV.13, resulta:

$$\frac{K Y_c}{b} = 0.09$$

$$Y_c = \frac{0.09 b}{K}$$

$$Y_c = \frac{0.09 (3)}{0.25}$$

$$Y_c = 1.08 \text{ m}$$

Para un valor más exacto de Y_c se resuelve la siguiente ecuación, por aproximaciones sucesivas:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc}$$

$$\frac{10.85^2}{9.81} = 12.00$$

$$Ac = (b + K Y_c) Y_c$$

$$Ac = (3 + 0.25 Y_c) Y_c$$

$$Bc = b + 2 K Y_c$$

$$Bc = 3 + 2(0.25) Y_c$$

$$\frac{Ac^3}{Bc} = \frac{((3 + 0.25 Y_c) Y_c)^3}{3 + 2(0.25) Y_c}$$

Utilizando la siguiente tabla:

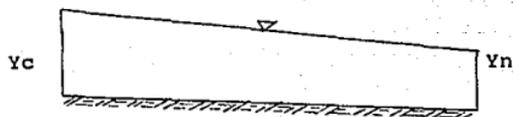
Y_c	Ac	Bc	Ac^3/Bc
1.0	3.25	3.50	9.80
1.2	3.96	3.60	17.25
1.10	3.60	3.55	13.14
1.08	3.53	3.54	12.42 = 12.00

$$Y_c = 1.08 \text{ m}$$

$$Y_n < Y_c$$

Obtención del perfil hidráulico

Cálculo



Cálculo de tirantes-distancias, por el método de incrementos finitos (ver cuadro IV.2).

De donde

$$L = \sum \Delta x = 127.4 \text{ m} \quad \text{y,}$$

$$E_i = Y_i + \frac{V_i^2}{2g}$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

$$S_0 = 0.015$$

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f1+1}}{2}$$

Como la longitud para que se normalice el flujo, es menor a la longitud total del canal, se presenta el tirante normal a la salida.

METODO DE INCREMENTOS FINITOS

Yi	Ai	Pi	Rhi	Rhi 2/3	Vi	Vi ² /2g	Ei	Sfi	Sf	Δx
1.08	3.53	5.23	0.68	0.77	3.07	0.48	1.56	0.0036		
1.00	3.25	5.06	0.64	0.74	3.34	0.57	1.57	0.0045	0.0041	0.92
0.95	3.07	4.95	0.62	0.72	3.53	0.63	1.58	0.0053	0.0049	0.99
0.90	2.90	4.86	0.60	0.71	3.74	0.71	1.61	0.0062	0.0058	3.26
0.85	2.73	4.75	0.57	0.69	3.97	0.80	1.65	0.0074	0.0068	4.88
0.80	2.56	4.65	0.55	0.67	4.24	0.91	1.71	0.0089	0.0082	8.82
0.75	2.39	4.55	0.53	0.65	4.54	1.05	1.79	0.0109	0.0099	15.67
0.70	2.22	4.44	0.50	0.63	4.88	1.21	1.91	0.0135	0.0122	42.86
0.68	2.15	4.40	0.49	0.62	5.03	1.29	1.97	0.014	0.0138	50.00
									$L = \sum \Delta x =$	127.40

CUADRO IV.2

Obtención de la pendiente crítica

De la fórmula de Manning:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A Rh^{2/3}$$

despejando la pendiente tenemos:

$$S_c = \left[\frac{Q n}{A Rh^{2/3}} \right]^2$$

sustituyendo

$$S_c = \left[\frac{(10.85)(0.015)}{(3.53)(0.75)^{2/3}} \right]^2$$

$$S_c = 0.0037 < 0.015 \quad \therefore S_n > S_c$$

por lo que se presenta un perfil "S2"

Análisis hidráulico 3a. etapa

Datos:

$$Q = 12.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 135 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$K = 0.25$$

$$S = 0.015$$

$$b = 3.0 \text{ m}$$

De acuerdo con Manning:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$

Sustituyendo

$$\frac{12.36 (0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.514$$

Mediante iteraciones, obtenemos el tirante normal que se presentará en la tercera etapa:

$$Y = 0.730 \text{ m}$$

Obtención del tirante crítico

Siguiendo el procedimiento, se obtiene el valor del parámetro:

$$\frac{Q K^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{12.36 (0.25)^{3/2}}{3^{5/2} \sqrt{9.81}} = 0.0316$$

De la figura IV.13, obtenemos:

$$\frac{K Y_c}{b} = 0.095$$

$$Y_c = \frac{0.095 b}{K}$$

$$Y_c = \frac{0.095 (3)}{0.25}$$

$$Y_c = 1.14 \text{ m}$$

Para un valor más exacto de Y_c se resuelve la siguiente ecuación, por aproximaciones sucesivas:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc}$$

$$\frac{12.36^2}{9.81} = 15.57$$

$$Ac = (b + K Y_c) Y_c$$

$$Ac = (3 + 0.25 Y_c) Y_c$$

$$Bc = b + 2 K Y_c$$

$$Bc = 3 + 2(0.25) Y_c$$

$$\frac{Ac^3}{Bc} = \frac{((3 + 0.25 Y_c) Y_c)^3}{3 + 2(0.25) Y_c}$$

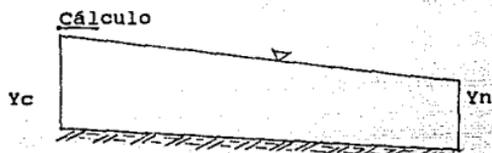
Utilizando la siguiente tabla:

Y_c	Ac	Bc	Ac^3/Bc
1.0	3.25	3.50	9.80
1.10	3.60	3.55	13.14
1.15	3.78	3.58	15.09 = 15.57

$$Y_c = 1.15 \text{ m}$$

$$Y_n < Y_c$$

Obtención del perfil hidráulico



Cálculo de tirantes-distancias, por el método de incrementos finitos (ver cuadro IV.3).

De donde

$$L = \sum \Delta x = 223.73 \text{ m} \quad y,$$

$$E_i = Y_i + \frac{v_i^2}{2g}$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

$$S_0 = 0.015$$

$$S_f = \frac{S_{f_i} + S_{f_{i+1}}}{2}$$

Como la longitud obtenida para normalizar el flujo, es mayor a la longitud total del canal, se presenta un tirante mayor a el tirante normal a la salida del canal.

El tirante que se presenta es:

$$y = 0.74$$

METODO DE INCREMENTOS FINITOS

y_i	A_i	P_i	R_{hi}	$R_{hi} \ 2/3$	V_i	$v_i/2g$	E_i	S_{fi}	S_f	Δx
1.15	3.78	5.37	0.70	0.79	3.27	0.54	1.69	0.0038		
1.10	3.60	5.27	0.68	0.78	3.43	0.60	1.70	0.0043	0.00405	0.91
1.05	3.42	5.16	0.66	0.76	3.61	0.66	1.71	0.0050	0.00460	0.96
1.00	3.25	5.06	0.64	0.74	3.80	0.03	1.73	0.0058	0.00540	2.08
0.95	3.07	4.95	0.62	0.72	4.01	0.82	1.77	0.0068	0.00630	4.60
0.90	2.90	4.85	0.60	0.71	4.25	0.92	1.82	0.0081	0.00745	6.62
0.85	2.73	4.75	0.57	0.69	4.53	1.04	1.89	0.0096	0.00880	11.29
0.80	2.56	4.65	0.55	0.67	4.83	1.19	1.99	0.0116	0.01060	22.73
0.75	2.39	4.55	0.53	0.65	5.17	1.36	2.11	0.0140	0.01280	54.54
0.73	2.32	4.50	0.51	0.64	5.32	1.44	2.17	0.0149	0.01450	120.00
									$L = \sum \Delta x =$	223.73

CUADRO IV.3

Obtención de la pendiente crítica

De la fórmula de Manning:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$

despejando la pendiente tenemos:

$$S_c = \left[\frac{Q n}{A R h^{2/3}} \right]^2$$

sustituyendo

$$S_c = \left[\frac{(12.36)(0.015)}{(3.78)(0.75)^{2/3}} \right]^2$$

$$S_c = 0.0043 < 0.015 \quad \therefore S_n > S_c$$

por lo que se presenta un perfil "S2"

C O M P U E R T A						
CARGA (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	CLASIFICACION	RADIO (cm)	PESO (kgs)	ALTURA DEL PERNO= Y (m)
1.50	1.50	1.50	TM-C-344	180	410	1.125
4.00	2.00	1.50	TM-C-437	240	720	1.800
3.20	2.00	2.00	1100-C-703	288	905	1.304
4.00	2.15	2.00	2201-C-14	240	1068	2.000
6.60	2.50	2.50	TM-C-348	380	1258	2.500
4.25	1.45	3.00	TM-C-241	180	698	1.250
4.25	1.45	3.00	TM-C-436	180	948	1.250
4.20	1.50	3.00	TM-C-329	180	930	1.125
4.00	2.00	3.00	TM-C-438	240	2751	1.800
4.00	2.15	3.00	2201-C-13	240	1419	2.000
4.17	2.50	3.00	1513-C-23	300	1535	2.500
6.50	2.75	3.00	2230-C-10	300	2350	2.500
5.00	3.55	3.00	1000-C-296	420	2590	1.185
3.00	1.90	3.50	TM-C-274	222	1021	1.500
4.47	2.00	4.00	TM-C-322	240	1634	2.000
9.40	2.25	4.00	TM-C-368	270	2750	2.000
4.00	4.00	4.00	TM-C-39	480	2900	3.000
9.00	4.12	4.00	TM-C-264	417	5011	4.000
5.00	4.20	4.00	TM-C-266	600	3660	4.000
9.00	4.30	4.00	2205-C-899	600	5650	4.000
5.00	2.15	4.50	TM-C-242	300	1970	2.000
5.00	3.50	4.50	1000-C-271	420	3865	2.630
6.60	4.40	4.50	2205-C-900	623	5400	4.150
8.50	1.70	5.00	2104-C-142	399	2745	4.700
8.60	4.80	6.00	TM-C-289	650	9425	4.500

TABLA IV.1 .- ALGUNAS COMPUERTAS RADIALES CON PANTALLA

	VELOCIDAD m/s
TIERRA ARENOSA MUY FINA O LIMO SUELTO	0.61
ARENA	0.30
TIERRA ARENOSA LIGERA, 15% DE ARCILLA	0.37
BARRO ARENOSO LIGERO, 40% ARCILLA	0.55 a 0.61
ARENA GRUESA	0.46 a 0.61
TIERRA SUELTA CON GRAVA	0.76
BARRO	0.76
TIERRA O BARRO COMPACTOS, 65% DE ARCILLA	0.92
BARRO ARCILLOSO ESTABLE	1.22
ARCILLA CON GRAVA, COMPACTAS	1.52 a 2.14
ARCILLA COMPACTA, JABONCILLO	1.83
CONGLOMERADOS, ESQUISTOS, PIZARRAS	1.98
ROCA ESTRATIFICADA	2.44
GUIJARROS, CANTOS RODADOS CHICOS	2.44 a 4.07
ROCA DURA	4.07
CONCRETO	4.57 a 6.10

**TABLA IV.2.- VELOCIDADES MEDIAS MAXIMAS QUE NO EROSIONAN
 A LOS MATERIALES QUE SE INDICAN**

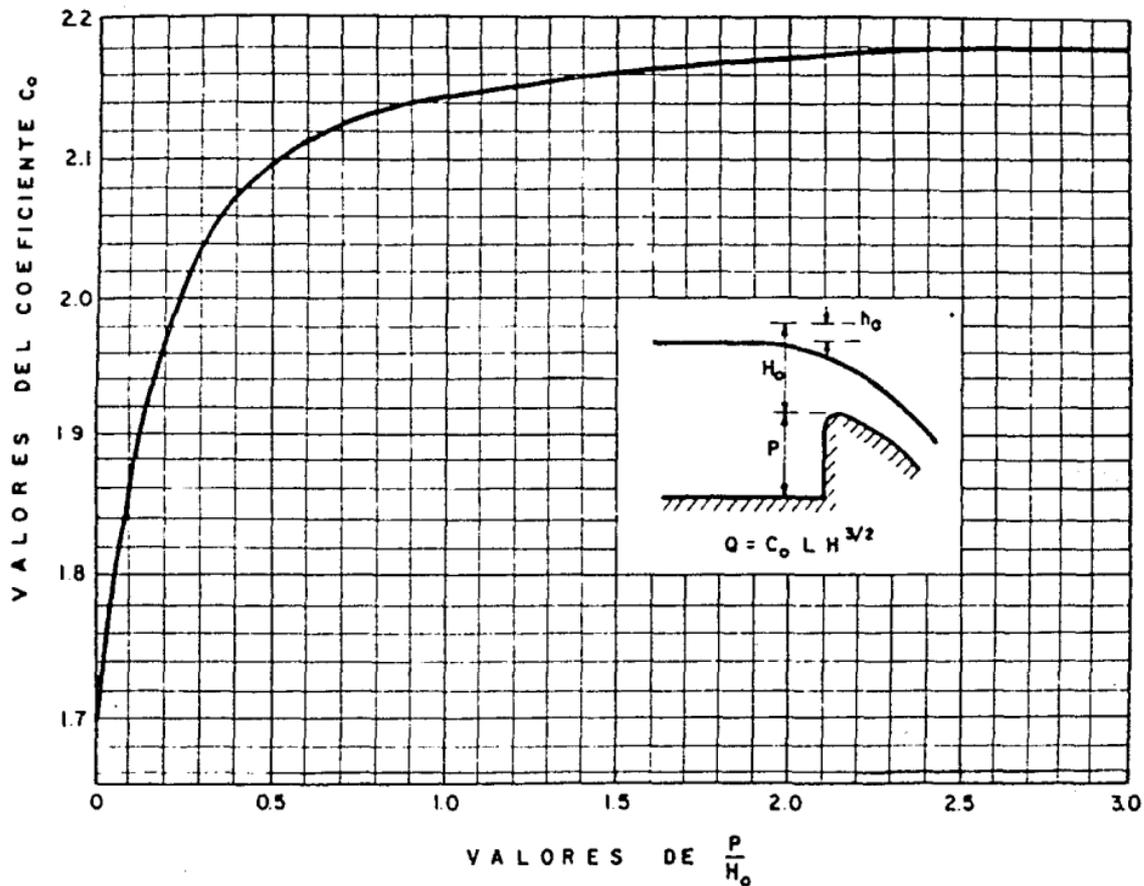


FIG. IV.11.- Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

CAPITULO V

PRESA DERIVADORA ATEMAJAC

La presa derivadora Atemajac, es del tipo descrito en el capítulo IV, que almacenará las aguas provenientes de las captaciones San Juan de Dios, Osorio y San Andrés, así como las aguas residuales de la misma.

Tiene igualmente a la anterior como fin, sobreelevar los niveles del cauce natural y así extraer los gastos correspondientes que se conducirán para su aprovechamiento; y una vez que se rebase la capacidad de conducción, derramará hacia el cauce natural en el que se encuentra alojada.

V.1.- CONSIDERACIONES HIDRAULICAS EN 1a., 2a., Y 3a. ETAPAS

De acuerdo a los estudios realizados en el capítulo II, (Cuencas de captación), tenemos que los gastos acumulados con los que se analizarán las tres etapas son:

1a. Etapa

Gasto cuencas Osorio y San Andrés	2.93 m ³ /s
Gasto cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Gasto cuenca Atemajac	5.57 m ³ /s

Gasto acumulado	14.89 m ³ /s
-----------------	-------------------------

 163

2a. Etapa

Gasto cuencas Osorio y San Andrés	5.97 m ³ /s
Gasto cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Gasto cuenca Atemajac	9.42 m ³ /s
	<hr/>
Gasto acumulado	20.27 m ³ /s

3a.- Etapa

Gasto cuencas Osorio y San Andrés	5.97 m ³ /s
Gasto cuenca San Juan de Dios	6.39 m ³ /s
Gasto cuenca Atemajac	11.64 m ³ /s
	<hr/>
Gasto acumulado	24.00 m ³ /s

El gasto máximo acumulado que se presenta en la cuenca Atemajac es de: 24.00 m³/s.

En base a estos datos se procede al diseño hidráulico de las distintas estructuras que componen la derivadora Atemajac para las tres etapas.

V.2.- VERTEDEDOR

Como ya se había indicado, para derivar un gasto determinado es necesario sobre elevar el nivel del agua para aumentar la carga hidráulica, entonces la elevación de la cresta vertedora dependerá de la carga hidráulica necesaria para operar la obra de toma. (Fig. V.1)

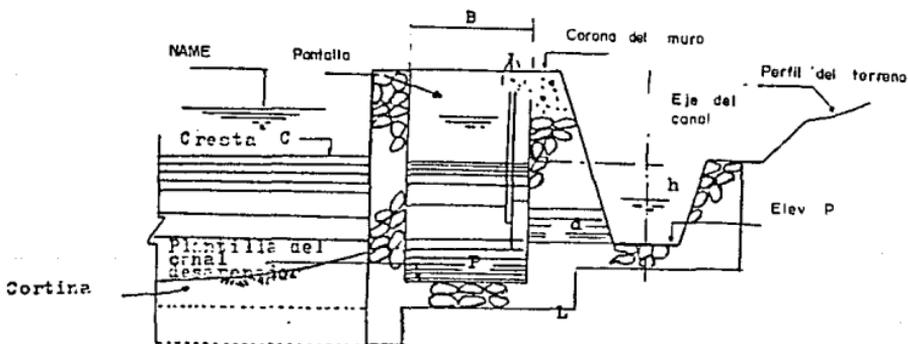


FIG. V.1.

Análisis hidráulico del vertedor de la 1a. Etapa

Del plano general de la derivadora Atemajac, anexo al final, se tienen los datos que se citan enseguida:

Elevación P = 1477.00 (Desplante de la presa)

- Cálculo de "y"

El tirante normal que se presenta en el canal de acceso, entre la bocatoma y la zona de transición, se obtiene mediante la expresión de continuidad y la fórmula de Manning:

$$Q = V A \quad - 1$$

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3} \quad - 2$$

siendo:

V = Velocidad del agua en el canal (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad

Rh = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente hidráulica

Sustituyendo (2) en (1), tenemos :

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3}$$

Agrupando términos conocidos:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$

La sección del canal analizado es:



Para la 1a. etapa los datos son:

$$Q = 14.89 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Gasto total 1a. Etapa})$$

$$n = 0.015 \quad (\text{Para concreto bien acabado})$$

$$S = 0.010 \quad (\text{Canal de acceso})$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{(14.89) (0.015)}{(0.010)^{1/2}} = 2.23$$

mediante iteraciones se obtiene:

$$y = 1.10 \text{ m}$$

- Obtención de "H"

La carga hidráulica en el orificio de la toma es:

$$H = 0.23 \text{ m}$$

La elevación de la corona será:

$$\text{Elev.} = 1477.00 + 1.10 + 0.23$$

$$\underline{\text{Elev.} = 1478.33 \text{ MSNM}}$$

Análisis hidráulico de la 2a. etapa

Elevación P = 1477.00

-Cálculo de "y"

$$Q = 20.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.010$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{(20.27) (0.015)}{(0.010)^{1/2}} = 3.04$$

mediante iteraciones tenemos:

$$y = 1.30 \text{ m}$$

- Obtención de "H"

$$H = 0.23 \text{ m}$$

- Elevación de corona

$$\text{Elev.} = 1477.00 + 1.30 + 0.23$$

$$\underline{\text{Elev.} = 1478.53}$$

Análisis hidráulico de la 3a. etapa

Elevación P = 1477.00

-Cálculo de "y"

$$Q = 24.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.010$$

sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{(24.00) (0.015)}{(0.010)^{1/2}} = 3.60$$

mediante iteraciones tenemos:

$$y = 1.50 \text{ m}$$

- Obtención de "H"

$$H = 0.23 \text{ m}$$

- Elevación de corona

$$\text{Elev.} = 1477.00 + 1.50 + 0.23$$

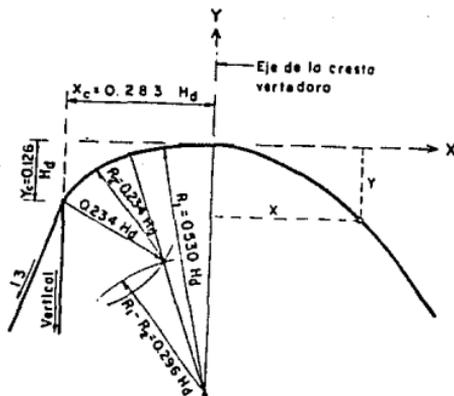
$$\underline{\text{Elev.} = 1478.73}$$

Cálculo del perfil del Cimacio

Como se mencionó antes, el perfil del cimacio debe apegarse lo más posible al labio inferior del flujo de agua, por lo que el procedimiento es el siguiente:

Se obtiene el perfil Creager, mediante la fórmula de Sciememi.

Cálculo del perfil aguas arriba



Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedero para un paramento vertical a contadud 1:3

DATOS

$$P = 1.73 \text{ m}$$

$$Hd = 1.50 \text{ m (dato)}$$

Cálculo del perfil aguas arriba

sustituyendo valores:

$$Xc = 0.425 \text{ m}$$

$$Yc = 0.189 \text{ m}$$

$$R1 = 0.795 \text{ m}$$

$$R2 = 0.351 \text{ m}$$

$$R1 - R2 = 0.444 \text{ m}$$

Cálculo del perfil aguas abajo

Fórmula de Sciememi

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{Hd^{0.85}} ; Hd = \text{carga de diseño}$$

tabulando:

X	Y
0.30	0.038
0.60	0.014
0.90	0.292
1.50	0.750
2.00	1.280
3.00	2.703

Punto de tangencia para $K = 2$

fórmula: $X^{1.85} = 2 H_d^{0.85} Y$

para $X = 2$; $Y = 1.280$

Hd=1.50

AGUAS ARRIBA

AGUAS ABAJO

ELEV. 1478.73

1.73

0.189

0.038

0.138

0.292

0.496

0.750

1.280

0.425

0.30

0.80

0.90

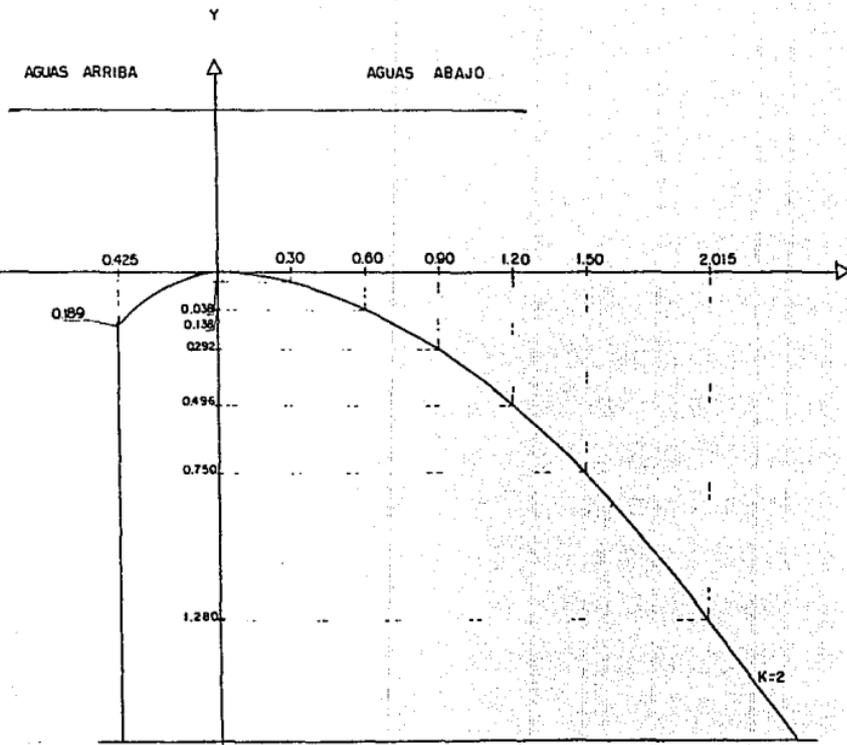
1.20

1.50

2.015

K=2

ESC. 1:20



Análisis del salto hidráulico

DATOS

L = 42.00 m (Longitud de la cresta vertedora)

Hd = 1.50 m (Carga hidráulica)

C = 2.15 (Ver figura v.3)

K = 2

n = 0.015 (Canal de concreto bien acabado)

Obtención del gasto de diseño

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

de la relación P/Ho obtenemos el valor de 1.11 y de la figura V.3 obtenemos el valor de C = 2.15

sustituyendo

$$Q = (2.15)(42.00)(1.50)^{3/2}$$

$$Q = 165.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo del tirante crítico

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g T^2}}$$

sustituyendo

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{(165.89)^2}{(9.81)(42)^2}}$$

$$Y_c = 1.17 \text{ m}$$

Obtención de la velocidad crítica

$$V_c = Q/A$$

$$V_c = 165.89/(42 \cdot 1.17)$$

$$V_c = 2.48 \text{ m/s}$$

Realizando Bernoulli entre la sección (0) y (1), tenemos:

$$Z_0 + Y_c + h_{vc} = Z_1 + Y_1 + h_{v1}$$

sustituyendo:

$$1.73 + 1.17 + (3.37^2 / 2g) = Y_1 + 0.79/Y_1^2$$

$$3.47 = Y_1 + 0.79/Y_1^2$$

Mediante iteraciones obtenemos:

$$Y_1 = 0.50 \text{ m}$$

Obtención del tirante conjugado Y2

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g Y_1}}$$

$$V = Q/A = 165.89/42(0.50) = 7.90 \text{ m/s}$$

Sustituyendo :

$$Fr_1 = \frac{7.90}{\sqrt{(9.81)(0.50)}}$$

$$Fr_1 = 3.57 > 1 \quad \text{Régimen Supercrítico}$$

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

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 4.57$$

$$Y_2 = 2.29 \text{ m}$$

Cálculo de la pendiente

Para que el salto sea normal, se debe cumplir que:

$$Y_2 = Y_n$$

Mediante Manning

$$S_o = \left[\frac{Q n}{A Rh^{2/3}} \right]^2$$

$$A = 42.00(2.29)$$

$$A = 96.18 \text{ m}^2$$

$$P = 2(2.29) + 42.00$$

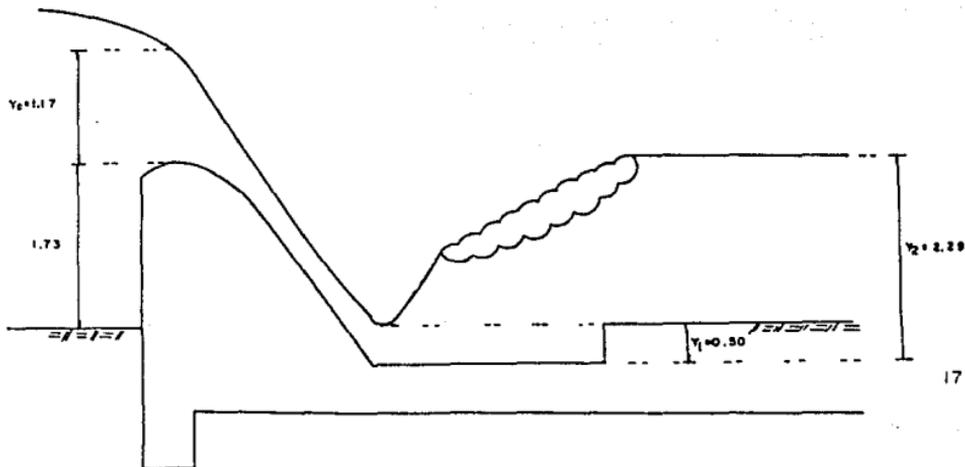
$$P = 46.58 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{96.18}{46.38}$$

$$R_h = 2.065$$

$$S_o = \left[\frac{(165.89) 0.015}{96.18 (2.065)^{2/3}} \right]^2$$

$$S_o = 0.0003$$



Longitud de revestimiento

Esta longitud corresponde al salto, usando el criterio de Scieñchin.

Talud K	0	0.5	0.75	1.00	1.25	1.50
A	5	7.9	9.20	10.60	12.60	15.00

Para K =0 Canal rectangular

tenemos:

$$A = 5$$

$$L = A (Y_2 - Y_1)$$

$$L = 5 (2.29 - 0.50)$$

$$L = 8.95 \text{ m}$$

La longitud de revestimiento es igual a la longitud del tanque amortiguador.

V.3.- DESARENADOR

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de funcionamiento hidráulico considerando fundamentalmente, dos formas de operación.

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

Para esta primera condición, el tramo del desarenador frente a las compuertas de la bocatoma, funciona como tanque de sedimentación, por lo que su geometría deberá permitir velocidades bajas del agua, para dar oportunidad a que los acarreo se depositen en ese sitio.

2a.- Condición.- Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada

Cuando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, las compuertas de esta deberán cerrarse y abrirse las del desarenador para establecer un escurrimiento, cuyo principal fin es desalojar los materiales acumulados en este sitio, es decir, efectuar la operación de limpieza.

Para fijar la pendiente que garantice la velocidad de arrastre suficiente se pueden considerar dos casos para esta condición de funcionamiento.

a) Como primera tentativa puede considerarse como gasto mínimo, el gasto de derivación y este caso, en cierto modo, es el más desfavorable para el análisis de esta condición de funcionamiento, ya que para gastos mayores el escurrimiento será más favorable para lograr el desazolve.

b) Se tiene un gasto mayor que el normal de derivación o que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador.

En ambos casos, el análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y en verificar las velocidades de escurrimiento, para lo cuál se deberá contar con los siguientes datos:

Q = Gasto normal de derivación

b = Ancho de la plantilla

V = Velocidad adoptada para producir el arrastre

Para el primer caso (a) se tiene:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego $Q = V b d$

de donde:

$$d = \frac{Q}{v b}$$

$$\text{y también } Rh = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d}$$

Aplicando la fórmula de Manning para el cálculo de la pendiente, se tiene:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3}$$

de donde:

$$S = \left[\frac{v n}{Rh^{2/3}} \right]^2$$

Para el segundo caso (b) tenemos:

$A = b d$, siendo "d" la altura del orificio en el canal desarenador

$$P = b + 2d$$

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d}$$

y la velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} Rh^{2/3}$$

La pendiente calculada en el caso anterior será la correcta, cuando esta velocidad quede entre los valores límites de las velocidades que se adopten como máximas y mínimas del flujo en un desarenador.

VELOCIDADES RECOMENDADAS

Los valores límites de velocidad que se han encontrado para arrastrar los azolves depositados y no producir erosión en los materiales que forman el canal desarenador revestido de mampostería o concreto oscilan entre 2.5 m/s y 4.0 m/s

Cuando los gastos de derivación normales son relativamente pequeños, los tirantes en el canal desarenador, para esta segunda condición, resultan ser también pequeños y es probable que no se efectúe con eficiencia la limpieza o arrastre de materiales, y por lo tanto la operación de desazolve deberá efectuarse en época de lluvias. Se puede calcular en forma aproximada el gasto a partir del cuál es aconsejable operar el canal desarenador, a fin de obtener un funcionamiento adecuado.

Esto se hace considerando una pendiente para el canal, alrededor de 0.01 a 0.02, u otro valor al que se adapte el perfil del terreno y un ancho de plantilla conveniente.

Análisis Hidráulico 1a. Etapa

1a. Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Datos:

- Gasto normal de derivación = 14.89 m³/s
- Elev. plantilla desarenador = 1473.50 MSNM
- Elev. umbral toma = 1474.73 MSNM
- Elev. cresta del vertedor = 1478.73 MSNM
- Vel. máxima adoptada = 1.5 m/s

de acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = V A$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{14.89 \text{ m}^3/\text{s}}{1.50 \text{ m/s}} = 9.93 \text{ m}^2$$

pero

$$A = b d$$

$$b = \frac{A}{d} = \frac{9.93 \text{ m}^2}{4.00 \text{ m}} = 2.48 \text{ m}$$

$$d = \text{elev. } 1478.73 - \text{elev. } 1474.73$$

$$d = 4.00 \text{ m}$$

b = ancho de compuerta

d = diferencia de niveles

Ajustando el ancho "b" a 4.00 m. para instalar una compuerta tipo de 4.00 X 4.30 (ver tabla V.1)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{14.89}{2.84(4.00)} = \underline{1.50 \text{ m/s}}$$

Por lo tanto

1.50 = 1.50 (velocidad máxima adoptada)

2a. Condición: Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

Datos:

$$Q = 14.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$V = \text{entre } 2.44 \text{ y } 4.07 \text{ m/s}$$

Caso a) Se tiene gasto normal en la derivación.

Suponiendo una velocidad de 2.5 m/s., tenemos:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego:

$$Q = V b d$$

de donde

$$d = \frac{Q}{V b}$$

sustituyendo:

$$d = \frac{14.89}{2.5 (4.0)} = 1.489 \text{ m}$$

Y también

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{4.0 (1.489)}{4.0 + 2(1.489)} = 0.85$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente se tiene:

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

de donde

$$S = \left[\frac{V n}{R_h^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo

$$S = \left[\frac{2.5 (0.035)}{0.85^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.009 = 0.01$$

Caso b) Gasto mayor que el normal de derivación.

En este caso, se presentan:

$d =$ Altura de entrada del canal desarenador

$$A = b d$$

$$A = 4(4.50)$$

$$A = 18 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d$$

$$P = 4.0 + 2(4.50)$$

$$P = 13.00 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{18.00}{13.00} = 1.38$$

La velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} s^{1/2} R_h^{2/3}$$

$$v = \frac{1}{0.035} (0.01)^{1/2} (1.38)^{2/3}$$

$$\underline{v = 3.54 \text{ m/s}}$$

La velocidad se encuentra dentro de las velocidades recomendadas para el material que se tiene en el canal desarenador (ver tabla V.2), por lo tanto, la pendiente de 0.01 nos asegura el arrastre de sólidos.

Aunque hemos indicado que la operación óptima del desarenador es para el gasto mínimo se efectuarán revisiones hidráulicas para las demás condiciones.

Análisis Hidráulico 2a. Etapa

1a. Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Datos:

- Gasto normal de derivación = 20.27 m³/s
- Elev. plantilla desarenador = 1473.50 MSNM
- Elev. umbral toma = 1474.73 MSNM
- Elev. cresta del vertedor = 1478.73 MSNM
- Vel. máxima adoptada = 1.5 m/s

de acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = V A$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{20.27 \text{ m}^3/\text{s}}{1.50 \text{ m/s}} = 13.51 \text{ m}^2$$

pero

$$A = b d$$

$$b = \frac{A}{d} = \frac{13.51 \text{ m}^2}{4.00 \text{ m}} = 3.38 \text{ m}$$

d = elev. 1478.73 - elev. 1474.73

d = 4.00 m

b = ancho de compuerta

d = diferencia de niveles

Ajustando el ancho "b" a 4.00 m. para instalar una compuerta tipo de 4.00 X 4.30 (ver tabla V.1)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{20.27}{4(4.00)} = 1.27 \text{ m/s}$$

Por lo tanto

1.27 < 1.50 (velocidad máxima adoptada)

2a. Condición: Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

Datos:

$$Q = 20.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$V = \text{entre } 2.44 \text{ y } 4.07 \text{ m/s}$$

Caso a) Se tiene gasto normal en la derivación.

Suponiendo una velocidad de 2.5 m/s., tenemos:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego:

$$Q = V b d$$

de donde

$$d = \frac{Q}{V b} \quad \text{sustituyendo:}$$

$$d = \frac{20.27}{2.5 (4.0)} = 2.027 \text{ m}$$

Y también

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{4.0 (2.027)}{4.0 + 2(2.027)} = 1.00$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente se tiene:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

de donde

$$S = \left[\frac{V n}{Rh^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo

$$S = \left[\frac{2.5(0.035)}{1.00^{2/3}} \right]^2$$

$$\underline{S = 0.007 = 0.01}$$

Caso b) Gasto mayor que el normal de derivación.

En este caso, se presentan:

d = Altura de entrada del canal desarenador

$$A = b d$$

$$A = 4(4.50)$$

$$A = 18 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d$$

$$P = 4.0 + 2(4.50)$$

$$P = 13.00 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{18.00}{13.00} = 1.38$$

La velocidad valdrá:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

$$v = \frac{1}{0.035} (0.01)^{1/2} (1.38)^{2/3}$$

$$\underline{v = 3.54 \text{ m/s}}$$

La pendiente de esta segunda etapa, es igual que la obtenida en la primera, por lo que también nos asegura el arrastre de sólidos ya que las velocidades de 2.5 y 3.54 m/s se encuentran entre las permisibles.

Análisis Hidráulico 3a. Etapa

1a. Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Datos:

- Gasto normal de derivación = 24.00 m³/s
- Elev. plantilla desarenador = 1473.50 MSNM
- Elev. umbral toma = 1474.73 MSNM
- Elev. cresta del vertedor = 1478.73 MSNM
- Vel. máxima adoptada = 1.5 m/s

de acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = V A$$

de donde

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{24.00 \text{ m}^3/\text{s}}{1.50 \text{ m/s}} = 16.00 \text{ m}^2$$

pero

$$A = b d$$

$$b = \frac{A}{d} = \frac{16.00 \text{ m}^2}{4.00 \text{ m}} = 4.00 \text{ m}$$

d = elev. 1478.73 - elev. 1474.73

d = 4.00 m

b = ancho de compuerta

d = diferencia de niveles

Ajustando el ancho "b" a 4.00 m. para instalar una compuerta tipo de 4.00 X 4.30 (ver tabla V.1)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{24.00}{4(4.00)} = 1.50 \text{ m/s}$$

Por lo tanto

1.50 = 1.50 (velocidad máxima adoptada)

2a. Condición: Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

Datos:

$$Q = 24.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 4.00 \text{ m}$$

$$V = \text{entre } 2.44 \text{ y } 4.07 \text{ m/s}$$

Caso a) Se tiene gasto normal en la derivación.

Suponiendo una velocidad de 2.5 m/s., tenemos:

$$Q = V A$$

y para sección rectangular $A = b d$

luego:

$$Q = V b d$$

de donde

$$d = \frac{Q}{V b}$$

sustituyendo:

$$d = \frac{24.00}{2.5 (4.0)} = 2.40 \text{ m}$$

Y también

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{b d}{b + 2d} = \frac{4.0 (2.40)}{4.0 + 2(2.40)} = 1.09$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente se tiene:

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

de donde

$$S = \left[\frac{V n}{Rh^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo

$$S = \left[\frac{2.5(0.035)}{1.09^{2/3}} \right]^2$$

$$\underline{S = 0.007 = 0.01}$$

Caso b) Gasto mayor que el normal de derivación.

En este caso, se presentan las mismas condiciones que para el de las etapas anteriores, por lo que la velocidad es igual a 3.54 m/s.

Por lo tanto la pendiente obtenida en esta etapa se considera como óptima, ya que nos asegura un arrastre de sólidos para cada uno de los gastos que se presentan en las diferentes etapas de aprovechamiento.

V.4.- OBRA DE DESCARGA DEL CANAL CONECTOR A

La obra de descarga conserva la misma geometría del canal conector. La plantilla de salida se encuentra en la elevación 1473.50.

Como a la salida se encuentra un cambio de pendiente, se presenta la posibilidad de un salto hidráulico, por lo que se analizará este caso.

Cálculo del salto hidráulico

En el capítulo IV se obtuvo el perfil que se presenta en el canal de intercomunicación, así como los tirantes que se obtienen a lo largo del canal y a la salida del mismo.

Para forzar a un salto hidráulico que se inicie en la sección donde se efectúa el cambio de pendiente, el conjugado mayor debe ser igual al tirante normal en el canal.

Cálculo del salto hidráulico

Datos:

$$Y_1 = 0.614 \text{ m}$$

$$Q = 9.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = 0.25$$

Fórmula para calcular el tirante conjugado mayor

$$Fm_1 = \frac{Q}{\sqrt{g} K Y^{5/2}} \quad ; \quad t = \frac{b}{K Y}$$

sustituyendo:

$$Fm_1 = \frac{9.32}{\sqrt{9.81} (0.25) (0.614)^{5/2}}$$

$$Fm_1 = 40.29$$

$$t = \frac{3.00}{(0.25) (0.614)}$$

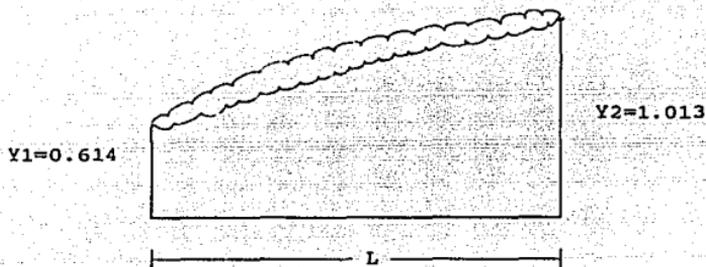
$$t = 19.54$$

Con estos valores entramos a la figura V.2. y obtenemos el valor de Y_2/Y_1

$$Y_2/Y_1 = 1.65$$

$$Y_2 = (1.65) (0.614)$$

$$Y_2 = 1.013 \text{ m} \quad \text{CONJUGADO MAYOR}$$



Longitud del salto

La longitud "L" del revestimiento debe ser, como mínimo la del salto hidráulico que, de acuerdo con la fórmula de Sieñchin y la siguiente tabla vale:

$$L = A(Y_2 - Y_1)$$

K	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50
A	5	7.9	9.20	10.6	12.60	15.00

Interpolando para $K = 0.25$, obtenemos:

$$A = 6.45$$

Sustituyendo en la fórmula de Sieñchin:

$$L = 6.45 (1.013 - 0.614)$$

$$L = 2.57 \text{ m}$$

Posición del salto con la pendiente S = 0.015

Cálculo de Y'

Por Manning tenemos:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$

$$\frac{(9.32)(0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.14$$

$$A R h^{2/3} = 1.14$$

sustituyendo

$$(3 + 0.25Y)Y \left[\frac{(3 + 0.25Y)Y}{3 + 2Y \sqrt{K^2 + 1^2}} \right]^{2/3} = 1.14$$

mediante iteraciones

Y' = 0.610

Yn = 0.614

Y' = Yn . . el salto es normal

2a. Etapa

Datos:

$$Y_1 = 0.680 \text{ m}$$

$$Q = 10.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = 0.25$$

Fórmula para calcular el tirante conjugado mayor

$$Fm_1 = \frac{Q}{\sqrt{g} K Y^{5/2}} \quad ; \quad t = \frac{b}{K Y}$$

sustituyendo:

$$Fm_1 = \frac{10.85}{\sqrt{9.81} (0.25) (0.680)^{5/2}}$$

$$Fm_1 = 36.34$$

$$t = \frac{3.00}{(0.25) (0.680)}$$

$$t = 17.65$$

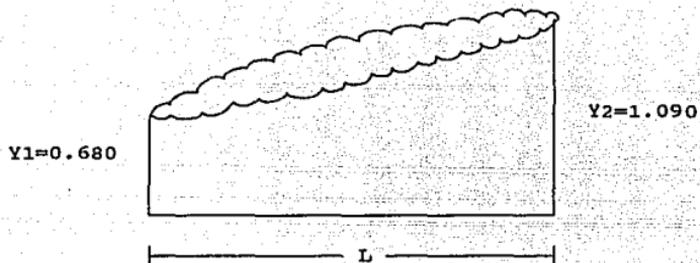
Con estos valores entramos a la figura V.2. y obtenemos el valor de Y_2/Y_1

$$Y_2/Y_1 = 1.60$$

$$Y_2 = (1.60) (0.680)$$

$$Y_2 = 1.09 \text{ m}$$

CONJUGADO MAYOR



Longitud del salto

La longitud "L" del revestimiento debe ser, como mínimo la del salto hidráulico que, de acuerdo con la fórmula de Sieñchin y la siguiente tabla vale:

$$L = A(Y_2 - Y_1)$$

K	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50
A	5	7.9	9.20	10.6	12.60	15.00

Interpolando para $K = 0.25$, obtenemos:

$$A = 6.45$$

Sustituyendo en la fórmula de Sieñchin:

$$L = 6.45 (1.090 - 0.680)$$

$$L = 2.640 \text{ m}$$

Posición del salto con la pendiente S = 0.015

Cálculo de Y'

Por Manning tenemos:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A Rh^{2/3}$$

$$\frac{(10.85)(0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.33$$

$$A Rh^{2/3} = 1.33$$

sustituyendo

$$(3 + 0.25Y)Y \left[\frac{(3 + 0.25Y)Y}{3 + 2Y \sqrt{K^2 + 1}} \right]^{2/3} = 1.33$$

mediante iteraciones

$$\underline{Y' = 0.680}$$

$$\underline{Y = 0.680}$$

Y' = Yn . . el salto es normal

3a. Etapa

Datos:

$$Y_1 = 0.740 \text{ m}$$

$$Q = 12.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = 0.25$$

Fórmula para calcular el tirante conjugado mayor

$$Fm_1 = \frac{Q}{\sqrt{g K Y^{5/2}}} \quad ; \quad t = \frac{b}{K Y}$$

sustituyendo:

$$Fm_1 = \frac{12.36}{\sqrt{9.81 (0.25) (0.740)^{5/2}}}$$

$$Fm_1 = 33.51$$

$$t = \frac{3.00}{(0.25) (0.740)}$$

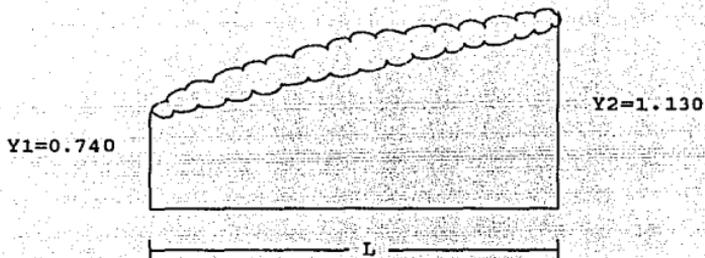
$$t = 16.22$$

Con estos valores entramos a la figura V.2. y obtenemos el valor de Y_2/Y_1

$$Y_2/Y_1 = 1.53$$

$$Y_2 = (1.53) (0.740)$$

$$Y_2 = 1.13 \text{ m} \quad \text{CONJUGADO MAYOR}$$



Longitud del salto

La longitud "L" del revestimiento debe ser, como mínimo la del salto hidráulico que, de acuerdo con la fórmula de Sieñchin y la siguiente tabla vale:

$$L = A(Y_2 - Y_1)$$

K	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50
A	5	7.9	9.20	10.6	12.60	15.00

Interpolando para $K = 0.25$, obtenemos:

$$A = 6.45$$

Sustituyendo en la fórmula de Sieñchin:

$$L = 6.45 (1.13 - 0.740)$$

$$L = 2.520 \text{ m}$$

Posición del salto con la pendiente S = 0.015

Cálculo de Y'

Por Manning tenemos:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$

$$\frac{(12.36)(0.015)}{(0.015)^{1/2}} = 1.51$$

$$A R h^{2/3} = 1.51$$

sustituyendo

$$(3 + 0.25Y)Y \left[\frac{(3 + 0.25Y)Y}{3 + 2Y \sqrt{K^2 + 1^2}} \right]^{2/3} = 1.51$$

mediante iteraciones

$$\underline{Y' = 0.740}$$

$$\underline{Y_n = 0.740}$$

Y' = Y_n . . el salto es normal

V.5.- OBRA DE TOMA A LA CONDUCCION PRINCIPAL

La obra de toma de la captación Atemajac, está ubicada en la margen izquierda de este arroyo, la cuál capta las aguas en su totalidad y las conduce hasta un tanque sedimentador.

Las partes que la componen son:

- a) Canal de acceso
- b) Bocatoma
- c) Agujas
- d) Rejillas

El canal de acceso es para conducir el flujo hasta la bocatoma.

La bocatoma se encuentra dividida en cuatro claros por tres pilas, las cuales están ranuradas para la colocación de agujas con el fin de facilitar la limpieza de las rejillas.

En la parte posterior de la bocatoma, existe una transición para reducir la salida y conectar a la línea de conducción.

Análisis hidráulico de la obra de toma

1a. Etapa

Datos

$$Q = 14.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 23.50 \text{ m (ancho de la bocatoma)}$$

Teniendo una velocidad de 1.00 m/s.

$$A = \frac{Q}{V}$$

sustituyendo:

$$A = \frac{14.89}{1.00}$$

$$A = 14.89 \text{ m}^2$$

$$Y \text{ como: } A = b Y$$

$$Y = \frac{A}{b}$$

$$Y = \frac{14.89}{23.50}$$

Por lo que el tirante que se presenta es:

$$\underline{Y = 0.63 \text{ m}}$$

Análisis hidráulico de la obra de toma

2a. Etapa

Datos

$$Q = 20.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 23.50 \text{ m (ancho de la bocatoma)}$$

Teniendo una velocidad de 1.00 m/s

$$A = \frac{Q}{v}$$

sustituyendo:

$$A = \frac{20.27}{1.00}$$

$$A = 20.27 \text{ m}^2$$

$$\text{Y como: } A = b Y$$

$$Y = \frac{A}{b}$$

$$Y = \frac{20.27}{23.50}$$

Por lo que el tirante que se presenta es:

$$\underline{Y = 0.86 \text{ m}}$$

Análisis hidráulico de la obra de toma

3a. Etapa

Datos

$$Q = 24.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 23.50 \text{ m (ancho de la bocatoma)}$$

Teniendo una velocidad de 1.00 m/s

$$A = \frac{Q}{v}$$

sustituyendo:

$$A = \frac{24.00}{1.00}$$

$$A = 24.00 \text{ m}^2$$

Y como: $A = b Y$

$$Y = \frac{A}{b}$$

$$Y = \frac{24.00}{23.50}$$

Por lo que el tirante que se presenta es:

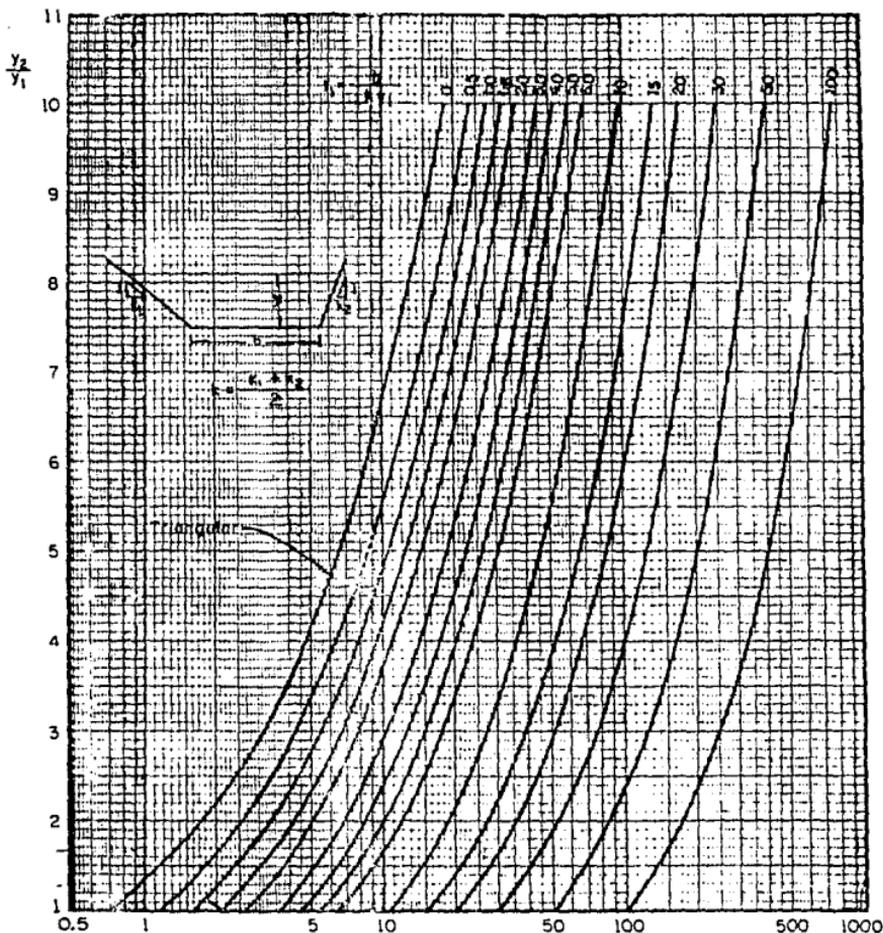
$$\underline{Y = 1.02 \text{ m}}$$

COMPUERTA						
CARGA (m)	ALTURA (m)	ANCHO (m)	CLASIFICACION	RADIO (cm)	PESO (kgs)	ALTURA DEL PERNO= Y (m)
1.50	1.50	1.50	TM-C-344	180	410	1.125
4.00	2.00	1.50	TM-C-437	240	720	1.800
3.20	2.00	2.00	1100-C-703	288	905	1.304
4.00	2.15	2.00	2201-C-14	240	1068	2.000
6.60	2.50	2.50	TM-C-348	380	1258	2.500
4.25	1.45	3.00	TM-C-241	180	698	1.250
4.25	1.45	3.00	TM-C-436	180	948	1.250
4.20	1.50	3.00	TM-C-329	180	930	1.125
4.00	2.00	3.00	TM-C-438	240	2751	1.800
4.00	2.15	3.00	2201-C-13	240	1419	2.000
4.17	2.50	3.00	1513-C-23	300	1535	2.500
6.50	2.75	3.00	2230-C-10	300	2350	2.500
5.00	3.55	3.00	1000-C-296	420	2590	1.185
3.00	1.90	3.50	TM-C-274	222	1021	1.500
4.47	2.00	4.00	TM-C-322	240	1634	2.000
9.40	2.25	4.00	TM-C-368	270	2750	2.000
4.00	4.00	4.00	TM-C-39	480	2900	3.000
9.00	4.12	4.00	TM-C-264	417	5011	4.000
5.00	4.20	4.00	TM-C-266	600	3660	4.000
9.00	4.30	4.00	2205-C-899	600	5650	4.000
5.00	2.15	4.50	TM-C-242	300	1970	2.000
5.00	3.50	4.50	1000-C-271	420	3865	2.630
6.60	4.40	4.50	2205-C-900	623	5400	4.150
8.50	1.70	5.00	2104-C-142	399	2745	4.700
8.60	4.80	6.00	TM-C-289	650	9425	4.500

TABLA V.1 .- ALGUNAS COMPUERTAS RADIALES CON PANTALLA

	VELOCIDAD m/s
TIERRA ARENOSA MUY FINA O LIMO SUELTO	0.61
ARENA	0.30
TIERRA ARENOSA LIGERA, 15% DE ARCILLA	0.37
BARRO ARENOSO LIGERO, 40% ARCILLA	0.55 a 0.61
ARENA GRUESA	0.46 a 0.61
TIERRA SUELTA CON GRAVA	0.76
BARRO	0.76
TIERRA O BARRO COMPACTOS, 65% DE ARCILLA	0.92
BARRO ARCILLOSO ESTABLE	1.22
ARCILLA CON GRAVA, COMPACTAS	1.52 a 2.14
ARCILLA COMPACTA, JABONCILLO	1.83
CONGLOMERADOS, ESQUJISTOS, PIZARRAS	1.98
ROCA ESTRATIFICADA	2.44
GUJARROS, CANTOS RODADOS CHICOS	2.44 a 4.07
ROCA DURA	4.07
CONCRETO	4.57 a 6.10

**TABLA V.2.- VELOCIDADES MEDIAS MAXIMAS QUE NO EROSIONAN
 A LOS MATERIALES QUE SE INDICAN**



$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k y_1^{3/2}}$$

$$F_{1M} = (1_1 + 1) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 2.-Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico

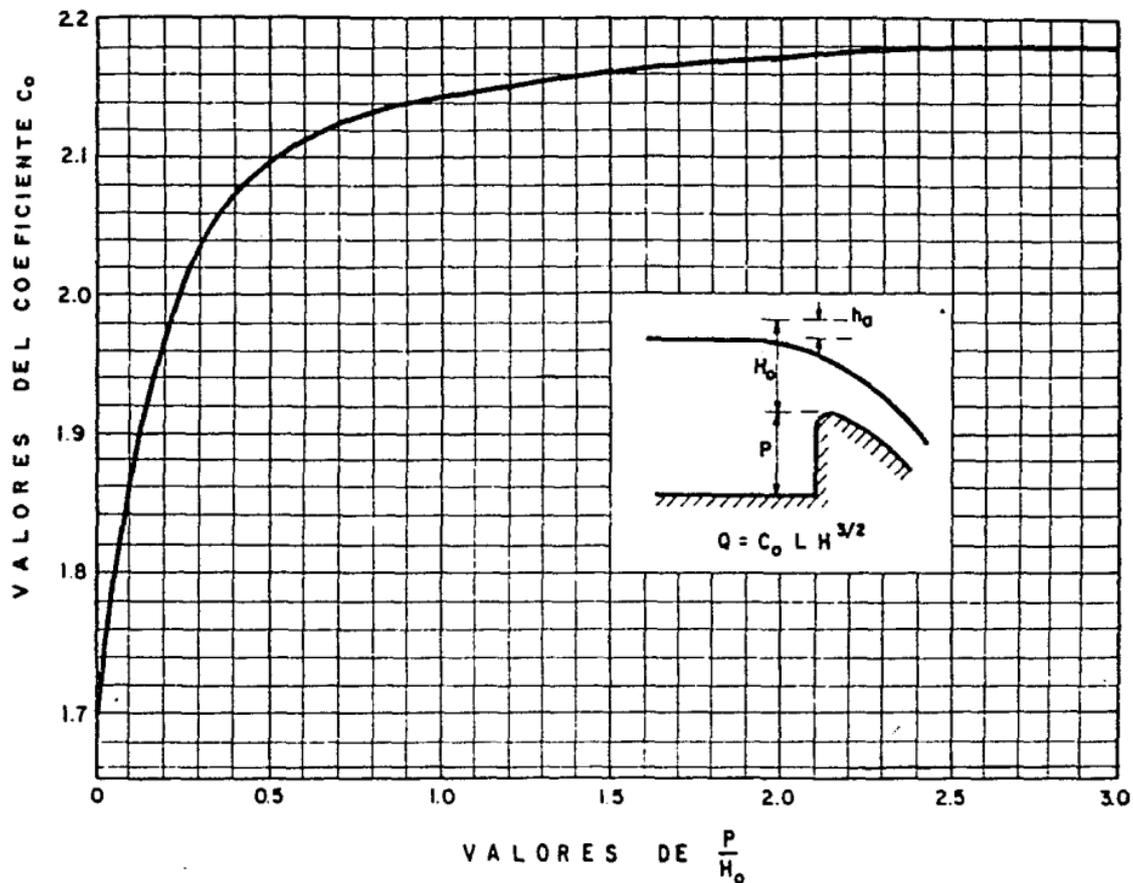


FIG.V.3.-Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

C A P I T U L O VI

ANALISIS ECONOMICO

VI.1.- PRESUPUESTO

El objetivo de este capítulo es presentar una síntesis del análisis económico desarrollado en el estudio de factibilidad, elaborado en el año de 1986, para el aprovechamiento del potencial hidroeléctrico de las aguas negras de la Ciudad de Guadalajara.

Dadas las características del proyecto para poder aprovechar al máximo posible el potencial hidroeléctrico, hubo necesidad de ajustar los programas de construcción al desarrollo urbano, planeado para la Ciudad de Guadalajara, dando origen (como ya se ha mencionado en otros capítulos), a tres etapas de construcción y por consecuencia a un análisis económico que contemple dichos periodos de construcción y operación.

PRESUPUESTOS

1a. ETAPA

2a. ETAPA

3a. ETAPA

CUADRO RESUMEN

P. H. AGUA PRIETA, JAL.
 PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION
 R E S U M E N
 PRIMERA ETAPA

C O N C E P T O	IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE INFRAESTRUCTURA	257 218
OBRAS DE CAPTACION	559 794
OBRAS DE CONDUCCION	1 576 900
OBRAS DE REGULACION	1 788 611
TUBERIA A PRESION	1 876 610
PLANTA HIDROELECTRICA	358 490
SUBESTACION	152 940
EQUIPO MECANICO	1 036 000
EQUIPO ELECTRICO	2 073 803
INDEMNIZACIONES	157 326
S U B T O T A L	10 107 692
DIRECCION Y ADMINISTRACION	606 461
PRUEBAS Y OPERACION PRELIMINAR	6 700
T O T A L	10 720 853

P. H. AGUA PRIETA, JAL.
 PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION
 R E S U M E N
 SEGUNDA ETAPA

C O N C E P T O	IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE CONDUCCION	126 925
OBRAS DE REGULACION	763 612
TUBERIA A PRESION	1 052 418
PLANTA HIDROELECTRICA	76 847
EQUIPO MECANICO	523 000
EQUIPO ELECTRICO	819 728
S U B T O T A L	3 362 530
DIRECCION Y ADMINISTRACION	201 751
PRUEBAS Y OPERACION PRELIMINAR	3 300
T O T A L	3 567 581

P. H. AGUA PRIETA, JAL.
 PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION
 RESUMEN
 TERCERA ETAPA

C O N C E P T O	IMPORTE EN MILES DE PESOS
3a. ETAPA 480 MW (4 UNIDADES DE 120 MW) SE INCLUYE UNICAMENTE EL EQUIPO COMPLEMENTARIO	
TUBERIA A PRESION	315 126
PLANTA HIDROELECTRICA	144 949
EQUIPO MECANICO	488 000
EQUIPO ELECTRICO	764 940
S U B T O T A L	1 713 015
DIRECCION Y ADMINISTRACION	102 780
PRUEBAS Y OPERACION PRELIMINAR	5 000
T O T A L	1 820 795

RESUMEN DE PRESUPUESTO PRELIMINAR

CONCEPTO	1a. ETAPA IMPORTE EN MILES DE PESOS	2a. ETAPA IMPORTE EN MILES DE PESOS	3a. ETAPA IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE INFRAESTRUCTURA	257 218		
OBRAS DE CAPTACION	559 794		
OBRAS DE CONDUCCION	1 576 900	126 925	
OBRAS DE REGULACION	1 788 611	763 612	
TUBERIA A PRESION	1 876 610	1 052 418	315 126
PLANTA HIDROELECTRICA	358 490	76 847	144 949
SUBESTACION	152 940		
EQUIPO MECANICO	1 036 000	523 000	488 000
EQUIPO ELECTRICO	2 073 803	819 728	764 940
S U B T O T A L	10 107 692	3 362 530	1 713 015
DIRECCION Y ADMINISTRACION	606 461	201 751	102 780
PRUEBAS DE OPERACION PRELIMINAR	6 700	3 300	5 000
T O T A L	10 720 853	3 567 581	1 820 795
SUMA ACUMULADA	10 720 853	14 288 434	16 109 229

VI.1.1.- Cantidades de obra y costo

Para fines de evaluación y comparación económica en el estudio de factibilidad, las inversiones pueden ser determinadas a partir de la lista de precios unitarios que se da a continuación. Dichos precios representan valores promedio derivados de adjudicaciones recientes y licitaciones internacionales de obras hidroeléctricas y constituyen una base uniforme para una evaluación.

En el cálculo del costo directo total, se han incluido los gastos para expropiaciones y reubicación, vialidad y campamentos y además ingeniería, supervisión, estudios e investigaciones.

Las cantidades de obra han sido estimadas de conformidad con las mediciones efectuadas sobre planos y sobre la base de experiencias en obras similares.

P R E S U P U E S T O P R E L I M I N A R

1a. ETAPA : 240 MW

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE INFRAESTRUCTURA				
Caminos de acceso, locales y mantenimiento	km	5	11,500,000	57,500
Instalaciones provisionales , servicios y almacenes	lote	1	199,718	199,718
	SUBTOTAL	OBRAS DE	INFRAESTRUCTURA	257,218

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE CAPTACION				
Captaciones de Osorio y Sn. Andrés				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m ³	800	750	600
Relleno compactado	m ³	400	400	160
Sobreacarreos en km. subsecuentes	m ³ /km	100	150	15
Concreto reforzado en captaciones	m ³	178	15,600	2 776
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	8	115,600	924
Rejillas metálicas	ton	5	200,000	920
Equipo electromecánico	lote	1	7,500,000	7 500
Colector Osorio, Sn Andrés y San Juan de Dios				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m ³	68,714	750	51 535
Excavación en túnel en cualquier clase de material	m ³	37,229	5,000	186 145
Relleno compactado	m ³	59,783	400	23 913
Sobreacarreos en km. subsecuentes	m ³ /km	92,320	150	13 848
Concreto en toda la conducción incluye túnel y zanja	m ³	2,866	15,600	44 709
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	130	115,600	15 028

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
Presas confluencia Sn. Juan de Dios-Atenajac				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m3	73,240	750	54 930
Relleno con producto de excavación	m3	8,277	400	3 310
Concreto reforzado	m3	6,635	15,600	103 506
Acero de refuerzo cualquier diámetro	ton	218	115,600	25 200
Tubo de concreto reforzado Ø 2.44	m	135	65,000	8 775
Equipo electromecánico (incluye equipo en presas derivadoras)	lote	1	16,000,000	16 000
	SUBTOTAL	OBRAS DE	CAPTACION	559 794

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE CONDUCCION				
Excavación a cielo abierto conducción en tajo	m ³	52,600	750	39 450
Excavación en túnel cualquier material 0 int. = 5.35 m	m ³	103,200	5,000	516 000
Excavación a cielo abierto en sifón	m ³	42,800	750	32 100
Sobrecarreos en kilómetros subsecuentes	m ³ /km	100,000	150	15 000
Relleno compactado en tajo	m ³	23,700	400	9 480
Relleno compactado en sifón	m ³	32,500	450	14 625
Concreto en conducción a cielo abierto ,(incluye toma)	m ³	12,600	15,600	196 560
Concreto en túnel	m ³	19,800	15,600	308 880
Acero de refuerzo en cualquier diámetro en toda la conducción salvo sifón	ton	1,292	115,600	149 355
Tubería de acero en sifón 0 3.50	ton	1,053	250,000	263 250
Equipo electronecánico (incluye obra de toma y sifón)	lote	1	28,000,000	28 000
Rejillas en obra de toma	ton	21	200,000	4 200
	SUBTOTAL	OBRAS DE	CONDUCCION	1 576 900

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
TANQUE REGULADOR 1a. ETAPA				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m3	1,519,000	750	1 139 250
Muro de mampostería	m3	51,100	3,800	194 180
Concreto en piso y muros contra la excavación en roca	m3	20,900	15,600	326 040
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	836	115,600	96 641
Sobrecarreos en km. subsecuentes	m3/km	150,000	150	22 500
Equipo electromecánico	lote	1	10,000,000	10 000
SUBTOTAL	TANQUE		REGULADOR	1 788 611
TUBERIA A PRESION 1a. ETAPA				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m3	664,000	750	498 000
Concreto reforzado en silletas, machones y losa	m3	10,909	15,600	170 180
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	300	115,600	34 680
Tubería de acero (1 tubo 0 = 3.40)	ton	4,695	250,000	1 173 750
SUBTOTAL	TUBERIA		A PRESION	1 876 610

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
PLANTA HIDROELECTRICA				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m ³	240,000	750	180 000
Sobreacarreo en km. subsecuentes	m ³ /km.	60,000	150	9 000
Concreto para estructuras	m ³	2,700	15,600	42 120
Concreto masivo para estructuras	m ³	3,350	15,600	52 260
Concreto en desfuegos	m ³	1,000	15,600	15 600
Concreto lanzado con e = 7.5 cm.	m ²	10,000	650	6 500
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	301	115,600	34 795
Malla de alambre soldada de 10x10x1/8"	m ²	10,000	600	6 000
Bombeo				
0 = 2"	hr	300	250	75
0 = 4"	hr	300	360	108
0 = 6"	hr	200	540	108
0 = 8"	hr	200	720	144
Acabados	lote	1	11,780,000	11 780
	SUBTOTAL	PLANTA	HIDROELECTRICA	358 490

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
SUBESTACION				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m3	140,000	750	105 000
Sobreacarreos en km. subsecuentes	m3/km.	70,000	150	10 500
Relleno compactado	m3	28,000	400	11 200
Concreto para cimentaciones, estructuras y bases de equipo	m3	400	15,600	6 240
Suministro de perfiles, fabricación y montaje de estructura metálica	ton	100	200,000	20 000
		SUBTOTAL	SUBESTACION	152 940

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
EQUIPO MECANICO				
Turbinas hidráulicas P = 120000kw, Hn = 510m Q = 27.3 m ³ /s	pza.	2	420,000,000	840 000
Válvula de admisión, Hn =510m ,Q =27.3 m ³ /s D = 1.80m	pza.	2	63,000,000	126 000
Grúa viajera Cap. 120/25 ton.con claro =18m	pza.	2	100,000,000	200 000
Compuertas obra de toma, H =28m, peso =16 T HxL = 4.5x4.5m (Se considera una compuerta auxiliar)	pza.	3	10,000,000	30 000
Servomotores Cap. =25 ton.	pza.	2	25,000,000	50 000
Grúa pórtico obra de toma, Cap. =17 ton	pza.	1	20,000,000	20 000
Compuertas desfogue H =18m, peso =8 ton, HxL = 4.25x3.60m	pza.	2	5,000,000	10 000
Grúa pórtico desfogue Cap.=17 ton	pza.	1	20,000,000	20 000
Sistema aire acondicionado, Cap =30 ton refrigeración	lote	1	10,000,000	10 000
	SUBTOTAL	EQUIPO	MECANICO	1 306 000
EQUIPO ELECTRICO				
	lote	1	2,073,803,000	2 073 803
	SUBTOTAL	EQUIPO	ELECTRICO	2 073 803

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
INDENIZACIONES	lote	1	157,326,000	157 326
DIRECCION, ADMINISTRACION Y GASTOS DE RESIDENCIA	lote	1	606,461,000	606 461
PRUEBAS Y OPERACION PRELIMINAR	lote	1	6,700,000	6 700

P R E S U P U E S T O P R E L I M I N A R

2a. ETAPA : 360 MW

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
OBRAS DE CONDUCCION				
Excavación a cielo abierto en sifón	m3	27,600	750	20 700
Relleno compactado en sifón	m3	25,500	450	11 475
Tubería de acero en sifón 0 = 2.20	ton	379	250,000	94 750
	SUBTOTAL	OBRAS DE	CONDUCCIÓN	126 925

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
TANQUE REGULADOR 2a. ETAPA				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m ³	661,500	750	496 125
Muro de mampostería	m ³	13,600	3,800	51 680
Concreto en piso y muros contra excavación en roca	m ³	10,300	15,600	160 680
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	412	115,600	47 627
Sobrecarreos en km subsecuentes	m ³ /km	50,000	150	7 500
	SUBTOTAL	TANQUE	REGULADOR	763 612
TUBERIA A PRESION 2a. ETAPA				
Concreto reforzado en silleas, machones y losa	m ³	8,363	15,600	130 462
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	244	115,600	28 206
Tubería de acero	ton	3,575	250,000	893 750
	SUBTOTAL	TUBERIA A	PRESION	1 052 418

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
PLANTA HIDROELECTRICA				
Concreto para estructuras	m ³	1,300	15,600	20 280
Concreto masivo para estructuras	m ³	1,650	15,600	25 740
Concreto en desfuegos	m ³	500	15,600	7 800
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	149	115,600	17 225
Acabados	lote	1	5,802,000	5 802
	SUBTOTAL	PLANTA	HIDROELECTRICA	76 847

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
EQUIPO MECANICO				
Turbinas hidráulicas P = 120,000 MW, Hn = 510 m, Q = 27.3 m ³ /s.	pza	1	420,000,000	420 000
Válvula de admisión Hn = 510 m, Q = 27.3 m ³ /s D = 1.80 m.	pza	1	63,000,000	63 000
Compuertas obra de tona, H = 18 m. peso = 16 ton, HxL = 4.5x4.5 (se considera también la compuerta auxiliar)	pza	1	10,000,000	10 000
Servomotores Cap = 25 ton	pza	1	25,000,000	25 000
Compuertas desfogue H = 18 m, peso= 8 ton HxL = 4.25x3.6	pza	1	5,000,000	5 000
	SUBTOTAL	EQUIPO	MECANICO	523 000
EQUIPO ELECTRICO	Lote	1	819,728	819 728
	SUBTOTAL	EQUIPO	ELECTRICO	819 728

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
DIRECCION, ADMINISTRACION Y GASTOS DE RESIDENCIA	Lote	1	201,751,000	201 751
PRUEBAS Y OPERACION PRELIMINAR	Lote	1	3,300,000	3 300

P R E S U P U E S T O P R E L I M I N A R

3a. ETAPA : 480 MW

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
TUBERIA A PRESION 3a. ETAPA				
Concreto reforzado en silitas, machones y losa	m ³	1,859	15,600	29 000
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	53	115,600	6 126
Tubería de acero	ton	1,120	250,000	280 000
	SUBTOTAL	TUBERIA A	PRESION	315 126

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
PLANTA HIDROELECTRICA				
Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material	m3	80,000	750	60 000
Sobreacarreo en km. subsecuentes	m3/km	20,000	150	3 000
Concreto para estructuras	m3	1,330	15,600	20 748
Concreto masivo para estructuras	m3	1,660	15,600	25 896
Concreto en desfogues	m3	500	15,600	7 800
Concreto lanzado con espesor de 7,5 cm	m2	3,330	650	2 164
Acero de refuerzo en cualquier diámetro	ton	150	115,600	17 340
Malla de alambre soldada de 10x10x1/8"	m2	3,330	600	1 998
Bombeo				
0 = 2"	hr	100	250	25
0 = 4"	hr	100	360	36
0 = 6"	hr	65	540	35
0 = 8"	hr	65	720	47
Acabados	lote	1	5,860,000	5860
	SUBTOTAL	PLANTA	HIDROELECTRICA	144 949

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
EQUIPO MECANICO				
Turbina hidráulica P = 120,000 KW, Hn = 510 m Q = 27.3 m ³ /s.	pza	1	420,000,000	420 000
Válvula de admisión Hn = 510 m Q = 27.3 m ³ /s D = 1.80 m.	pza	1	63,000,000	63 000
Coopertera desfogue H = 18 m peso = 8 ton HxL = 4.25x3.6	pza	1	5,000,000	5 000
	SUBTOTAL	EQUIPO	MECANICO	488 000
EQUIPO ELECTRICO				
	lote	1	764,940,000	764 940
	SUBTOTAL	EQUIPO	ELECTRICO	764 940

PRESUPUESTO PRELIMINAR DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES DE PESOS
DIRECCION, ADMINISTRACION Y GASTOS DE RESIDENCIA	lote	1	102,780,000	102 780
PRUEBAS Y OPERACION PRELIMINAR	lote	1	5,000,000	5 000

VI.2.- EVALUACION

En base a estudios previos técnicos-económicos efectuados por Comisión Federal de Electricidad, en donde se tomó en cuenta el posible papel de la planta en la red interconectada, se ha llegado a establecer, un factor de planta de 0.210 en primer etapa y de 0.228 en segunda y tercera etapas con las correspondientes potencias instaladas de 240, 360 y 480 MW respectivamente. En el cuadro VI.1 se presentan estas consideraciones.

POTENCIA Y GENERACION

E T A P A	PRIMERA 1 9 8 9	SEGUNDA 2 0 0 0	TERCERA 2 0 0 5
Potencia instalada MW	240.000	360.000	480.000
Factor de planta	0.210	0.228	0.228
Generación media anual	438.600	716.600	914.500

*Ver inciso VI.2.1

CUADRO VI.1

Los presupuestos y cantidades de obra del inciso anterior, proporciona el flujo de inversiones a lo largo del periodo constructivo de las tres etapas como se muestra enseguida.(Ver gráfica VI.a)

VI.2.1.- Energía generada

Para el proyecto se tiene una casa de máquinas del tipo exterior ya descrita en capítulos precedentes, la cuál esta equipada con turbinas tipo Pelton con las siguientes características. (CUADRO VI.2)

TURBINAS TIPO PELTON

E T A P A	PRIMERA 1 9 8 9	SEGUNDA 2 0 0 0	TERCERA 2 0 0 5
Número de unidades	2.00	3.00	4.00
Gasto de diseño total m ³ /s	54.60	81.90	109.20
Carga neta de diseño m	510.00	510.00	510.00
Potencia nominal por unidadMW	120.00	120.00	120.00

CUADRO VI.2

Con los datos indicados es posible calcular la potencia de las máquinas para los caudales indicados, según conocida expresión:

$$P = n \gamma^1 Q Hn g$$

de donde:

P = potencia total en (KW)

n = rendimiento por unidad

Q = caudal de diseño (m³/s)

Hn= carga neta (m)

γ^1 = peso específico del agua (tn/m³)

Sustituyendo en la fórmula los valores calculados antes y suponiendo el rendimiento igual a 88%, resultan los valores.

$$P_1 = 0.88 * 54.60 * 510 * 9.81 = 240\ 000 \text{ kw (1a. etapa)}$$

$$P_2 = 0.88 * 81.90 * 510 * 9.81 = 360\ 000 \text{ kw (2a. etapa)}$$

$$P_3 = 0.88 * 109.20 * 510 * 9.81 = 480\ 000 \text{ kw (3a. etapa)}$$

Del cuadro VI.1 es fácil observar que:

$$\text{Energía Generada} = \frac{P * N * F_p}{1000} \text{ (en GWH)}$$

donde

N = Número de horas al año

P = Potencia instalada en (MW)

F_p = Factor de planta

Sustituyendo valores en la ecuación de energía se tiene:

$$E_1 = \frac{240 * 8760 * 0.210}{1000} = 438 \text{ GWH}$$

$$E_2 = \frac{360 * 8760 * 0.228}{1000} = 716 \text{ GWH}$$

$$E_3 = \frac{480 * 8760 * 0.228}{1000} = 914 \text{ GWH}$$

La generación media anual (GW/año) a lo largo de los años de construcción y operación esta dado como se indica.

(CUADRO VI.3)

A Ñ O S	1a. Etapa	2a. Etapa	3a. Etapa
1988-1989	438.60	438.60	438.60
1989-2000	438.60	438.60	438.60
2000-2005	716.60	716.60	716.60
2005-2037	914.50	914.50	914.50

CUADRO VI.3

VI.3.- INVERSIONES Y COSTOS

Dentro del análisis de evaluación económica para el proyecto hidroeléctrico, está el aspecto de la inversión total requerida para la construcción de la obra. Dicha inversión es función de los gastos anuales efectuados durante la construcción de acuerdo a un programa constructivo de la obra, este programa contempla actividades que representan erogaciones mensuales o anuales que vienen a conformar el flujo de inversión total a tiempo presente necesario para la erección de la obra, según una tasa de interés compatible con este tipo de obras. (del orden del 10%)

Para el caso que nos ocupa se cuenta con el siguiente esquema de inversiones. (Ver gráfica VI.b)

Los costos indicados en las gráficas anteriores, son precios sin considerar las tasas de inflación y por tanto es necesario contar con inversiones a valor presente según la siguiente expresión ya conocida:

$$K_n = K_0 (1+i)^n$$

Si deseamos tener el costo a valor presente de las erogaciones indicadas, se procede como se muestra.

*Costos actualizados 1a. Etapa

$K_5 = 1531.70(1+0.10)^4 = 2242.56$ Mill (Costo año 5 a precio actual)

$K_4 = 2934.20(1+0.10)^3 = 3905.42$ Mill (Costo año 4 a precio actual)

$K_3 = 3202.00(1+0.10)^2 = 3874.42$ Mill (Costo año 3 a precio actual)

$K_2 = 2351.00(1+0.10)^1 = 2586.10$ Mill (Costo año 2 a precio actual) 247

$K_1 = 702.00(1+0.10)^0 = 702.00$ Mill(Costo año 1 a precio actual)

INVERSION TOTAL ACTUALIZADA = $K_5 + K_4 + K_3 + K_2 + K_1$

I T A = 13 310.50 Millones de pesos

Lo anterior indica que la inversión requerida con una tasa de interés del 10% para construir las obras de 1a. etapa sería de 13 310.50 Mill. (Trece mil trescientos diez 50/100 millones de pesos).

Procediendo en forma similar para la 2a. y 3a. etapas se obtiene un costo total de obra igual a:

I T A = 38 845.75 Millones de pesos

En conclusión, tomando en cuenta la instalación de 480 MW con factor de planta 0.228 y la generación anual de 914.50 GWH se ha llegado a los valores siguientes:

* Costo capital del KW instalado = 80 930 pesos

* Costo del KWH producido = $ITA / (914.50 * 20 \text{ años}) = 2.12$ pesos

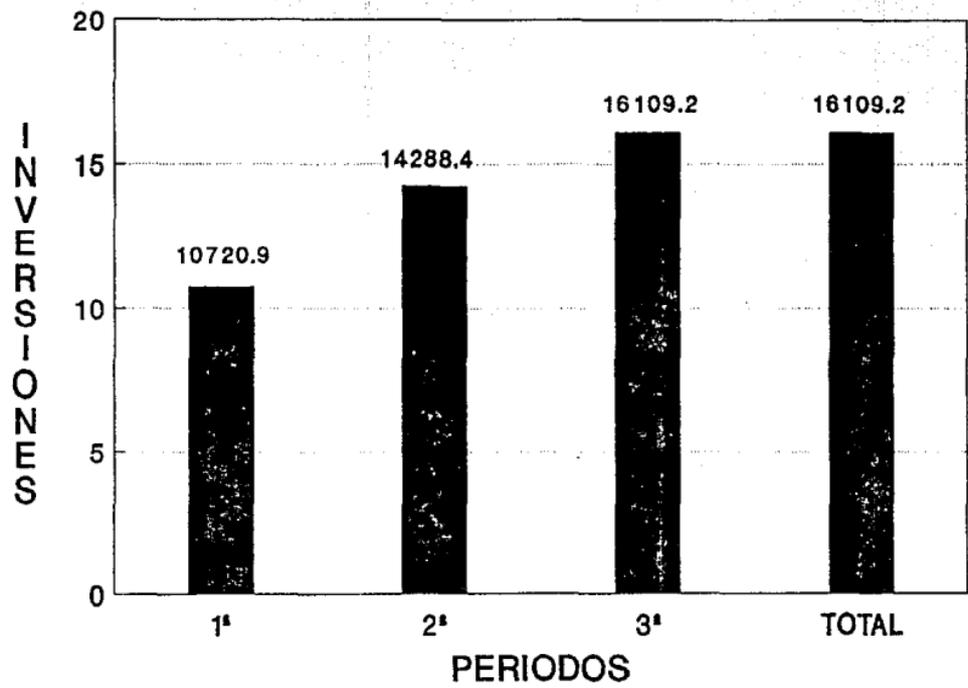
Amortización.- En base a la inversión requerida en la construcción de la obra, la anualidad de amortización a 20 años (periodo de construcción) será según la expresión:

$$r = \frac{K_0(1+i)^n * i}{(1+i)^n - 1} \quad \text{anualidad}$$

entonces

$$r = \frac{16109.20(1+0.10)^{20} * 0.10}{(1+0.10)^{20} - 1} = 1942.3 \text{ mill anualidad}$$

En la expresión anterior $K_0 = 16,109.2$ Mill. (Costo total de obra sin tasa de interés (ver gráfica VI.a).



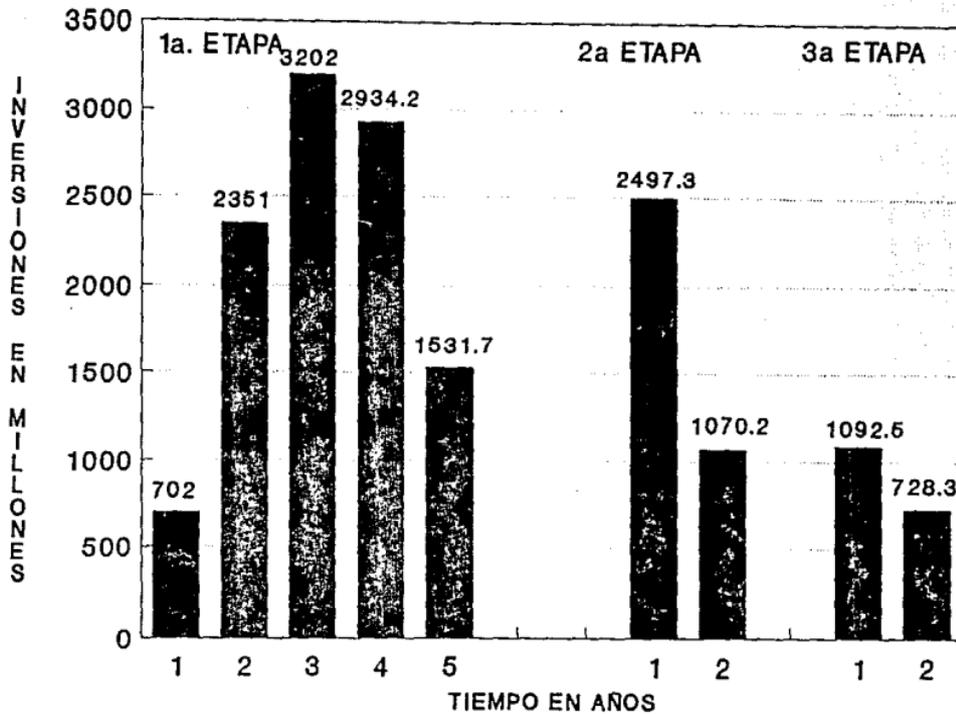
GRAFICA VI.a

Periodo 1984-1988	inversión en millones de pesos	10,720.9
Periodo 1998-1999	inversión en millones de pesos	3,567.5
Periodo 2003-2004	inversión en millones de pesos	1,820.8

T O T A L

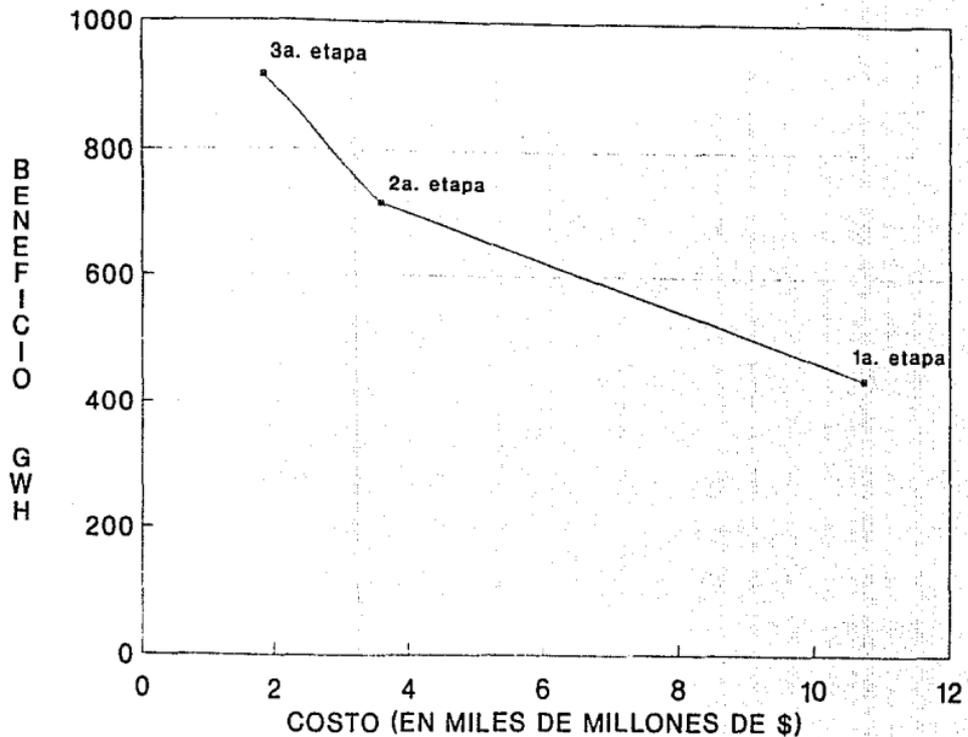
16,109.2

INVERSIONES



GRAFICA VI.b

RELACION BENEFICIO-COSTO



VI.3.1

RESUMEN

En base a una serie de estudios básicos se procedió a plantear las alternativas factibles con sus variantes, para que de entre ellas se elija la más favorable. Las alternativas que se presentaron fueron varias, siendo elegida la alternativa de "Agua Prieta", por ser el aprovechamiento que mejor planeación general presenta.

El Proyecto hidroeléctrico Agua Prieta, lo conforman las siguientes estructuras: Obras de captación, Línea de conducción, Tanque de sedimentación, Tubería a presión y Casa de máquinas.

Las cuencas de captación que se manejan en el proyecto son artificiales, ya que se trata de zonas urbanas y el parteaguas lo delimitan los colectores principales de la ciudad.

En base a los tipos de zona, densidades de población, y uso de suelo, se obtuvo la población de saturación de cada cuenca, esto es para obtener el gasto máximo de aportación de cada cuenca.

Para la obtención del gasto de diseño de las obras de desvío se utilizaron los métodos estadísticos (Gumbell, Nash y Levediev), mostrando el método de Gumbell, y para el gasto de diseño se tomo el promedio de los tres.

Obtenido el gasto, se calculan las alturas de las ataguías aguas arriba y aguas abajo, así como los perfiles hidráulicos del canal de desvío.

En la presa derivadora San Juan de Dios, se realizó un diseño hidráulico de las diferentes estructuras que la componen para las tres etapas de aprovechamiento.

Se calculó la elevación de la cresta vertedora, el perfil del cimacio, las condiciones del salto hidráulico al pie del cimacio, el canal desarenador, la obra de toma y el perfil hidráulico del canal conector.

En la presa derivadora Atemajac, se realizó un diseño hidráulico de las diferentes estructuras que la componen para las tres etapas de aprovechamiento.

Se calculó la elevación de la cresta vertedora, el perfil del cimacio, las condiciones del salto hidráulico al pie del cimacio, el canal desarenador, la obra de toma y se analizó el salto hidráulico del canal de intercomunicación.

En el último capítulo se realizó el presupuesto de obra, análisis económico y relación beneficio-costos.

CONCLUSIONES

En el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, se tienen tres etapas de aprovechamiento, esto es por la adecuación del mismo al plan de desarrollo urbano de la Ciudad de Guadalajara. La primera etapa entrará en funcionamiento en el año de 1990, la segunda etapa en el año 2000 y la tercera en el año 2006.

Como los colectores se encuentran en zonas urbanas crean cuencas artificiales, considerándose éstas, como las cuencas de aportación.

El método teórico utilizado para la obtención de la población a futuro, nos permite conocer un año aproximado en el se presentará la población de saturación.

Se estima que la población de saturación se presentará entre el decenio de 2000 a 2010, sin llegar a precisar un año exacto.

Se considera que la cuenca San Juan de Dios en el año de 1990 llegó a su población de saturación, por lo que su gasto de aportación no se incrementa para las tres etapas de estudio.

Los gastos de diseño para las diferentes etapas son:

1a. Etapa = 14.89 m³/s

2a. Etapa = 20.27 m³/s

3a. Etapa = 24.00 m³/s

En la realización de los cálculos para la obra de desvío Atemajac se propuso una base de tres metros, y en San Juan de Dios, de cuatro metros, debido a que el gasto en San Juan de Dios es mayor que el de Atemajac.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Herning, Fritz.
Transporte de fluidos por tuberías
Editorial Labor, S.A.
Traducción: Estébanez Estébanez J. Ramón
1ª edición
Alemania, 1975
180 p.p.
- 2.- Torres Herrera, Francisco.
Obras Hidráulicas
Editorial Limusa.
2ª edición
1987
294 p.p.
- 3.- U.S., Bureau of Reclamación
Editorial C.E.C.S.A.
Traductor: Lepe, J. Luis Ing. Civil
1ª edición en español, 1966
633 p.p.
- 4.- Vega Roldán, Oscar y Arreguín Cortés, Felipe I.
Presas de almacenamiento y derivación
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
U.N.A.M.
1987
284 p.p.
- 5.- Anuario Estadístico del estado de Jalisco.TOMO I
Instituto Nacional de Estadística, Geografía e
Informática
Gobierno del Estado de Jalisco.
1986
804 p.p.
- 6.- Anuario Estadístico del estado de Jalisco.TOMO II
Instituto Nacional de Estadística, Geografía e
Informática
Gobierno del Estado de Jalisco.
1986
1460 p.p.
- 7.- Precipitación y probabilidad de la lluvia.Edo de Jalisco
Instituto de Geografía, UNAM.
CETENAL
1980

- 8.- Quinto Censo General de Población
6 de Junio de 1930
Secretaría de Economía
Dirección General de Estadística
Estado de Jalisco
México, D.F. 1932
- 9.- Sexto Censo General de Población
4 de Junio de 1940
Secretaría de Economía
Dirección General de Estadística
Estado de Jalisco
México, D.F. 1941
- 10.- Séptimo Censo General de Población
6 de Junio de 1950
Secretaría de Economía
Dirección General de Estadística
Estado de Jalisco
México, D.F. 1952
- 11.- Estados Unidos Mexicanos
Secretaría de Industria y Comercio
Dirección General de Estadística
VIII Censo General de Población. 1960
8 de Junio de 1960
Estado de Jalisco
México, D.F. 1963
- 12.- Estados Unidos Mexicanos
Secretaría de Industria y Comercio
Dirección General de Estadística
IX Censo General de Población. 1970
28 de Enero de 1970
Estado de Jalisco
México, D.F. 1971
- 13.- X Censo General de Población y Vivienda, 1980
Estado de Jalisco
Volumen I
Tomo 14. México, 1984
- 14.- Estimación de los costos de construcción
R.L.Peurifoy
Traductor: Ing. Jaime F. Sandoval
Ed. Diana, S.A.
1a. edición
1967
494 p.p.
- 15.- Apuntes de presas de almacenamiento y derivación
Ing. Alejandro Gómez Niño
E.N.E.P. Acatlán

- 16.- Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la Republica Mexicana
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Publicas
87 p.p.
- 17.- Normas de proyecto para obras de agua potable en localidades urbanas de la Republica Mexicana
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Publicas
87 p.p.
- 18.- F. Sokolov, P. Usov
Mécánica Industrial
Traducción: Puig Torres José
Editorial Mir
1971
533 p.p.