

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA  
OBRA DE DESVÍO DE LA PRESA "EL TULE"  
EN EL ESTADO DE MÉXICO, COMPARACIÓN  
EXPERIMENTAL CON LA TEÓRICA

TESIS  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERA CIVIL

PRESENTA  
PAOLA MIREILLE ARROYO LORANCA



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 esta 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.

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/164/01

ARROYO LORANCA

tud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VICTOR  
esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de

MIENTO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE DESVÍO DE LA PRESA EL TULE  
ADO DE MÉXICO, COMPARACIÓN EXPERIMENTAL CON LA TEÓRICA"

RODUCCIÓN  
RICO ACTUAL  
ECTOS TEÓRICOS  
CRIPCIÓN DEL MODELO  
ULTADOS TEÓRICOS, MEDICIONES Y COMPARACIONES DE VALORES  
IBLES MODIFICACIONES AL ECOSISTEMA  
CLUSIONES

con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que  
visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo  
como requisito para sustentar Examen Profesional.

BLARA EL ESPIRITU"  
de octubre de 2001.

  
BRANDO BRAVO

quien agradecerle... a la vida misma.

El estímulo que me dieron para realizar no sólo este trabajo sino también a alguna vez he comenzado en mi vida por su apoyo, dedicación y presencia, por ser quienes son, y no sólo compartir conmigo un vínculo de sangre sino de hermandad, que aunque en momentos no lo parece siempre estará con las palabras justas en el momento indicado.

Por quien es, por su ayuda y apoyo durante el tiempo que hemos estado

en familia por su apoyo. A papá Mauro y mamá Raquel, aunque no me

agradezco a don Franco por la oportunidad brindada al permitirme ser parte de una institución como el Instituto de Ingeniería, por su orientación para la elaboración de este trabajo y darme a seguir adelante.

Gracias a mis padres por impulsarme a tener mis propias convicciones, luchar por ellas y vivirlos propios.

A mis hermanos y Jorge Garza, quienes me ayudaron a descubrir mi gusto por las

ciencias de la Ingeniería, porque los años que estuve en ella han sido, hasta ahora, los de mayor aprendizaje en mi vida.

Gracias a mis profesores por enseñarme que los sueños se hacen realidad, por su apoyo y confianza.

Gracias a mis amigos por el agrado de su compañía pero sobre todo por su amistad.

A mis hermanas, Juanita, Silvia, Rosita Gutiérrez, al Ing. Jaramillo por su orientación y apoyo cuando apenas iba comenzando; a Eliseo por su disponibilidad y ayuda al igual que a mi tío Amín y a mi tía Lidia, quienes me apoyaron en mi decisión de estudiar Ingeniería. Gracias a mi tío Amín y a mi tía Lidia, quienes me apoyaron en mi decisión de estudiar Ingeniería.

N

UAL  
 mática del agua en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México  
 a Cutzamala

## TEÓRICOS

edentes  
 de desvío  
 2.1 Cierre del cauce  
 2.2 Etapas del desvío  
 2.3 Tipos de desvío  
 ulica de canales  
 3.1 Salto hidráulico  
 3.2 Características y clasificación de los perfiles  
 3.3 Cambios de dirección horizontal  
 3.4 Características del flujo en curvas  
 3.5 Sobreelevación  
 3.6 Flujo espiral  
 3.7 Pérdida de energía  
 tarillas  
 4.1 Hidráulica del flujo en alcantarillas  
 4.2 Formas de entrada y salida

## DEL MODELO

de referencia de la zona  
 cto Temascaltepec

## S TEÓRICOS, MEDICIONES Y COMPARACIÓN DE VALORES

## MODIFICACIONES AL ECOSISTEMA

o del impacto ambiental  
 caciones al ecosistema identificadas

## INTRODUCCIÓN

Al estar realizando el servicio social en el Instituto de Ingeniería, tuve la oportunidad de participar en varios proyectos uno de ellos fue el relacionado con el funcionamiento hidráulico de la presa "El Tule", esta actividad me permitió participar por primera vez en algo completamente nuevo, ya que nunca había construido un modelo hidráulico, el único contacto que había tenido era con el laboratorio de Hidráulica de la Facultad, que se considera es un buen acercamiento para los alumnos pero un poco alejado de la realidad; que es sin embargo, en él se representan los fenómenos hidráulicos, cumpliendo de esta manera con el objetivo de complementar la enseñanza.

En el proyecto de la presa "El Tule" se participó tanto en la etapa de diseño como en la supervisión de la construcción del modelo, para posteriormente hacer mediciones y, por último, en la elaboración del informe final. Adicionalmente, se están dando pláticas a los alumnos tanto de la Facultad de Ingeniería, UNAM así como de otras universidades que visitan las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del Instituto.

Cuando se propuso el proyecto como tema para desarrollar esta tesis, se consideró relevante hacer también los cálculos teóricos para el funcionamiento hidráulico, ya que nuestro contacto con esto eran las clases y uno se acostumbra a que le hagan preguntas y a contestar, pero en este caso se tenía que proponer el método de análisis.

Este trabajo se enfoca, principalmente hacia el funcionamiento hidráulico de la obra de desvío, y más específicamente al canal de la obra, enfocado a la forma curva del mismo. El estudio está formado por seis capítulos, en el primero se hace una referencia de la situación actual de la problemática del agua en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México y una explicación del Sistema Cutzamala, ya que como se menciona más adelante esta presa forma parte de ese sistema. En el Capítulo dos se presentan algunos aspectos teóricos que se utilizaron en la solución del problema planteado. En el capítulo tres se hace una descripción completa del modelo, de su construcción así como de las mediciones hechas, y se complementa con fotografías. El capítulo cuatro se enfoca a describir los cálculos hechos para determinar el funcionamiento hidráulico de la obra, además de que se hace la comparación teórica con la experimental y tomando en cuenta los resultados se hace un análisis de ellos. El capítulo quinto señala los posibles cambios al ecosistema que pudieran presentarse debido a la construcción y al funcionamiento de cualquier presa. Y finalmente, en el capítulo seis se presentan las conclusiones de este trabajo.

Lo que se pretende con la elaboración de este trabajo de investigación no es otro que el de dar una aplicación a la teoría y compararla con los datos experimentales que se tienen y ver cual es el error y comprobar que estos se encuentran dentro de límites razonables.

## 1. SITUACIÓN ACTUAL

La Tierra contiene, aproximadamente, 1 350 millones de m<sup>3</sup> de agua, el 72% de su superficie está cubierta por ella, el 97% es agua salada que está en los mares y océanos y el 3% restante es dulce, de la que tres cuartas partes representan las grandes masas polares. El agua dulce es la principal fuente de abastecimiento para la población pero, sólo una parte muy pequeña de toda el agua disponible en la Tierra, aproximadamente el 0.3%, se usa realmente para esa finalidad.

Ahora bien, si el suministro de agua dulce no estuviera contaminado y el líquido estuviera equitativamente distribuido, habría poca necesidad de llevar a cabo proyectos de desarrollo hidráulico.

El agua tiene un gran valor debido a la estrecha relación que tiene con las actividades humanas, tanto para su desarrollo como para su propia sobrevivencia. La ciudad de México ha venido resolviendo los problemas de suministro de agua potable, venciendo retos que incluyen la misma conformación de la cuenca del valle donde se asienta, así como el crecimiento desmedido de la población, incluyendo también el caudal de aguas residuales y

pluviales que se deben desalojar por los sistemas de drenaje. En la historia del abastecimiento de agua al valle no sólo se ha trabajado para conseguir y aprovechar el agua que le permita atender sus necesidades, mejorar su salud y producir alimentos, sino también, para evitar las inundaciones y el comportamiento no controlado de las corrientes. La cuenca del valle de México se encuentra ubicada al extremo sur del altiplano, está prácticamente rodeada por varias sierras, tiene una superficie de aproximadamente 9 600 kilómetros cuadrados y está ubicada a 2 240 metros sobre el nivel del mar. Esta cuenca como se muestra en la figura 1-1, no sólo la forma la superficie del Distrito Federal sino que además esta conformada por el Estado de México (50%), el de Hidalgo (26.46%), el de Tlaxcala (8.75%) y el de Puebla (1.04%).

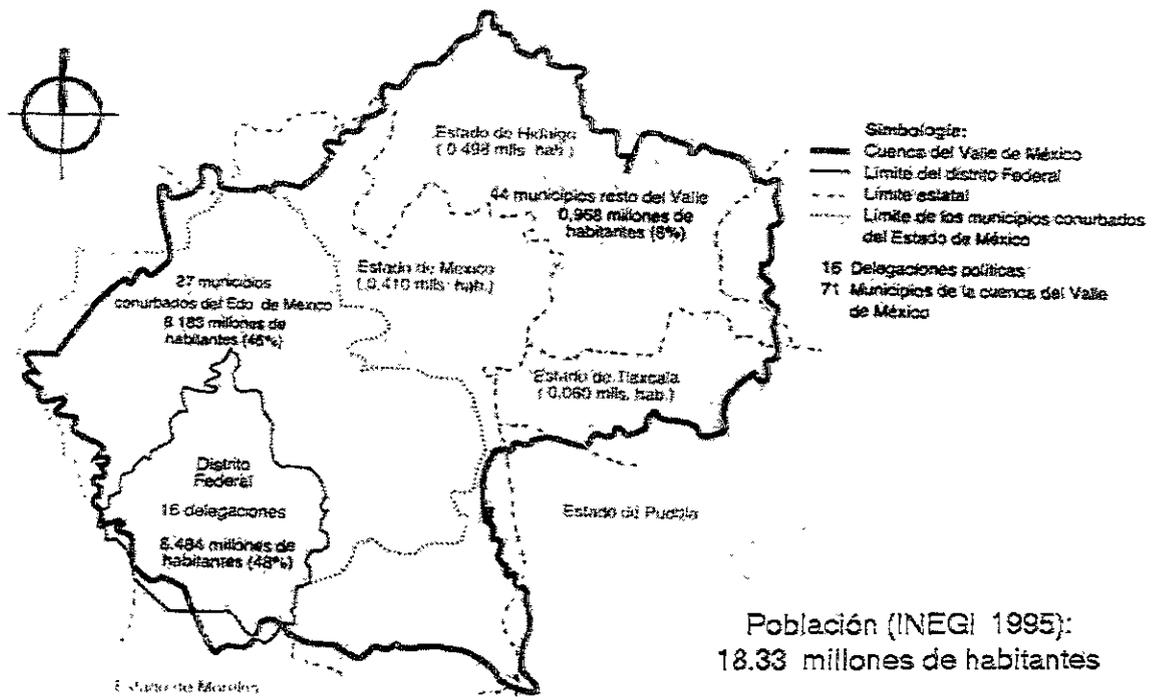


Figura 1-1 Área geográfica de la cuenca del Valle de México.

La Zona Metropolitana de la Ciudad de México es una de las concentraciones urbanas más grandes del mundo, y se encuentra localizada dentro de la cuenca del valle de México. El abastecimiento y distribución del agua para el consumo urbano e industrial, así como el desalojo de las aguas pluviales y el tratamiento de las aguas residuales, han sido verdaderos

retos para los gobiernos, por lo que para ellos una prioridad es el abastecimiento de agua potable para atender por una parte, las nuevas demandas debido al crecimiento poblacional descontrolado y por otra la reducción gradual de la sobreexplotación a la que se ha venido sometiendo al acuífero del valle de México, sin embargo, es importante mencionar que en la Zona Metropolitana no se cuenta con sitios adecuados para regular y almacenar el agua de lluvia debido a que se encuentra en la parte más baja del valle con una extensión de 1 300 kilómetros cuadrados, lo cual a su vez obstaculiza la recarga del acuífero. El agua que se distribuye a la Zona Metropolitana proviene del subsuelo del valle de México, y de fuentes externas al valle, que se conduce por medio de grandes acueductos, o de aprovechamientos superficiales.

### 1.1 Problemática del agua en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México

Como se mencionó anteriormente, dentro de la cuenca del valle de México se encuentra una de las concentraciones urbano-industrial más grande del mundo: la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM), formada por todo el Distrito Federal y 34 municipios del Estado de México que, según datos del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), ha triplicado su población en las últimas tres décadas, llegando en el conteo rápido de 1995 a 16 784 109 habitantes. Actualmente el abastecimiento de agua potable a la ZMCM es de 35 000 litros por segundo (lps), de los cuales el 30% proviene de la cuenca del Cutzamala, 3% de manantiales de la ciudad y el 67% restante de fuentes subterráneas (80% proviene del acuífero del Valle de México y 20% del Valle de Lerma), ver figura 1-2; sin embargo la demanda por este vital líquido se sigue incrementando.

Los 10 500 mil litros de agua por segundo, que provienen de Cutzamala, se transportan a una distancia de 127 kilómetros y se bombean a una altura de más de 1 000 metros para introducirla a la Zona Metropolitana.

Desde épocas antiguas la ciudad de México se ha abastecido de manantiales cercanos a ella, a mediados del siglo pasado se inició la perforación de pozos para extraer agua, este método se popularizó rápidamente lo cual trajo como consecuencia el abatimiento de los acuíferos y la desaparición de los manantiales. Para 1930 la ZMCM estaba totalmente incluida en el

Distrito Federal. Debido a la extracción de agua del subsuelo para abastecer a la población, el hundimiento del suelo se volvió un problema muy grave, y fue por eso que se consideró

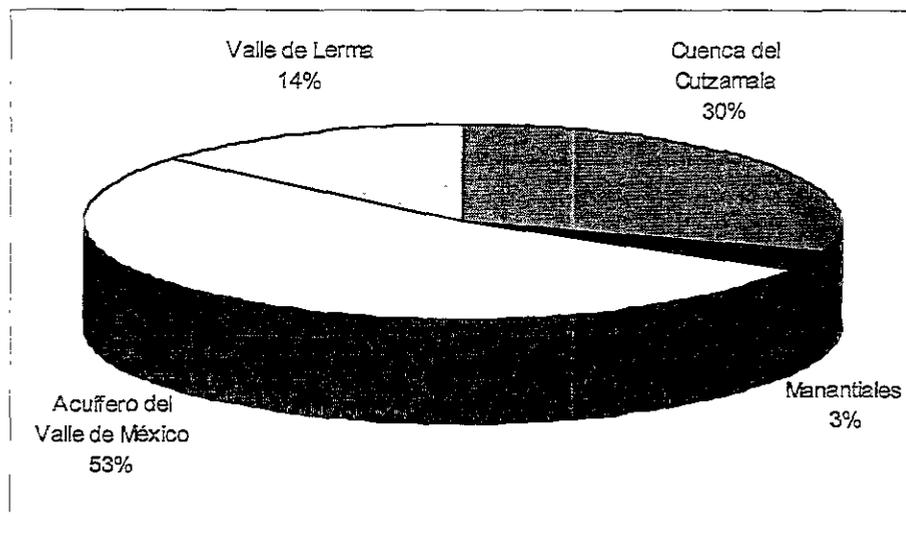


Figura 1-2 Fuentes de abastecimiento de agua a la ZMCM

por primera vez la posibilidad de traer agua de fuentes externas al valle de México, se procedió a formular diferentes alternativas una de las cuales consistió en conducir agua desde la cuenca del río Lerma, las obras de esta opción se iniciaron en 1941; el agua se extraía por medio de pozos profundos, alrededor de 300 con una capacidad total estimada en 14 m<sup>3</sup>/s, y se conducía a la Ciudad de México mediante tuberías, estas obras se terminaron e iniciaron su operación en 1951. Debido al crecimiento demográfico, el cual superó todas las expectativas, fue necesario construir más captaciones a partir de pozos dentro del valle de México, los cuales operarían de manera temporal hasta que se contara con otras fuentes de abastecimiento externas al valle. Sin embargo a principios de la década de los años setenta la ZMCM ya había sobrepasado los límites políticos, y además de ocupar el Distrito Federal también ocupaba 11 municipios del Estado de México, los cuales cubrían su demanda de agua de manera momentánea con pozos profundos. En esta zona la oferta de agua fue rebasada por la demanda. Se realizaron diversos estudios y se definió que la mejor alternativa para seguir abasteciendo al valle y que disponía de mejores condiciones tanto de calidad del agua como de caudales excedentes era la cuenca del Río Cutzamala a pesar de que su estudio, proyecto y construcción duraría de 7 a 8 años. Para solucionar el problema de abastecimiento, mientras estaba en construcción el proyecto Cutzamala, se

perforaron más pozos en la zona sur de la ciudad y otros sitios como en Cuautitlán, Chiconautla y Tizayuca.

La población en la ZMCM se estima en el año 2 000 de 17 401 791 habitantes, cifra que representa el 19.1% de la población total del país.

Debido a la escasez de agua en la ZMCM actualmente el Gobierno del Distrito Federal piensa poner en marcha algunas estrategias para el ahorro del agua, entre ellas:

- Recuperación del agua mediante la reparación de fugas en las líneas de distribución y entrega
- Reuso de aguas residuales
- Uso responsable del agua
- Mejoramiento en la infraestructura para su dotación
- Suspensión de la operación de pozos
- Mejoramiento en la operación del servicio

## 1.2 Sistema Cutzamala

El Sistema Cutzamala se considera una de las obras más importantes en el ámbito nacional, por su infraestructura y por el objetivo para el que fue construida: abastecimiento de agua potable a la ZMCM.

El río Cutzamala es uno de los principales afluentes del río Balsas, el Sistema Cutzamala como tal aprovecha las aguas de la cuenca alta del río del mismo nombre, provenientes de las presas "Tuxpan" y "El Bosque" en el Estado de Michoacán, "Colorines", "Ixtapan del Oro", "Valle de Bravo" y "Villa Victoria" en el Estado de México. La figura 1-3 muestra un croquis del Sistema Cutzamala, en donde se pueden apreciar mejor los aprovechamientos que forman este importante sistema de abastecimiento.

Mediante este sistema de presas los volúmenes de agua del Sistema Cutzamala llegan a la planta potabilizadora "Los Berros", esta planta tiene una capacidad de proyecto de 24 000 lps consolidándose actualmente como la potabilizadora más grande del país, pero actualmente sólo procesa 16 000 lps.

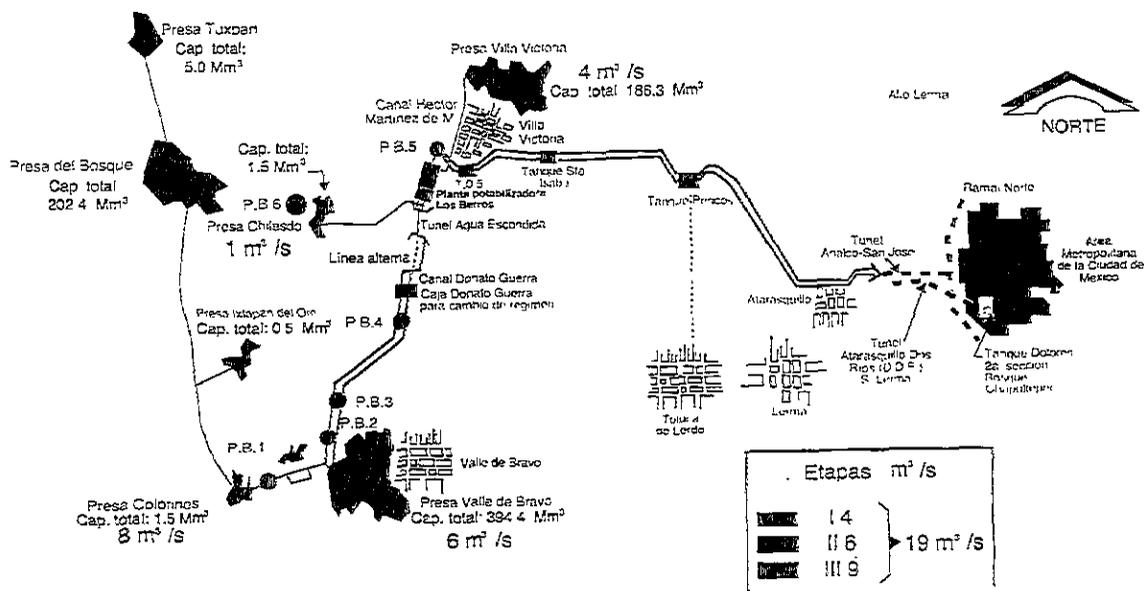


Figura 1-3 Croquis del Sistema Cutzamala

La construcción del Sistema Cutzamala se inició en 1976 por la entonces Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de la Comisión de Aguas del Valle de México, ahora Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, se consideró que este sistema constara de cuatro etapas de las cuales tres de ellas ya se encuentran en operación, la cuarta etapa aún está en proyecto.

El Sistema Cutzamala aporta un caudal promedio de 16 000 lps, de los cuales 10 500 lps son para el Distrito Federal y 5 500 para el resto de la ZMCM. Actualmente, este sistema cuenta en total con 35 bombas, 29 de ellas tienen una capacidad unitaria de 4 m<sup>3</sup>/s y el resto de 1.7 m<sup>3</sup>/s, las cuales se accionan con motores eléctricos de hasta 22 000 HP de potencia, la potencia total instalada es de 450 000 HP. La energía para accionar los motores y las instalaciones eléctricas la suministra la Comisión Federal de Electricidad por medio de sus Sistemas Infiernillo-Nopala.

La primera etapa del sistema se puso en operación en 1982, aportando 4 m<sup>3</sup>/s que son captados de la presa "Villa Victoria", mediante el canal "Héctor Martínez Meza" de 13 kilómetros de longitud que por gravedad transporta el agua a la planta potabilizadora "Los

Berros” y después se bombea 174 metros a la Ciudad de México mediante la planta de Bombeo n° 5.

La segunda etapa inició operaciones en 1985, capta  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  de la presa “Valle de Bravo”, incluye las Plantas de Bombeo 2, 3 y 4. El caudal captado se transporta a través de una línea de conducción de 29 kilómetros hasta el canal abierto “Donato Guerra”, pasando por el túnel “Agua Escondida”, llegando a la planta potabilizadora “Los Berros”. Se construyó el túnel “Analco San José” para introducir el agua de esta etapa al Valle de México, el cual tiene 16 kilómetros de longitud y una capacidad de  $34 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La tercera etapa la forman los subsistemas “Chilesdo” y “Colorines”. El primero está en operación desde enero de 1993, aporta en promedio  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  de la presa del mismo nombre, vence una carga de 275 metros con la ayuda de la Planta de Bombeo n°6. El segundo subsistema se puso en operación en 1994 aportando  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  de la presa “Colorines” que capta aguas de las presas “Tuxpan”, “El Bosque” e “Ixtapan del Oro”. Para complementar esto se construyó la Planta de Bombeo n°1, que vence una carga de 157 metros y se instaló una línea de conducción de 2 371 metros.

### Perfil del Sistema Cutzamala

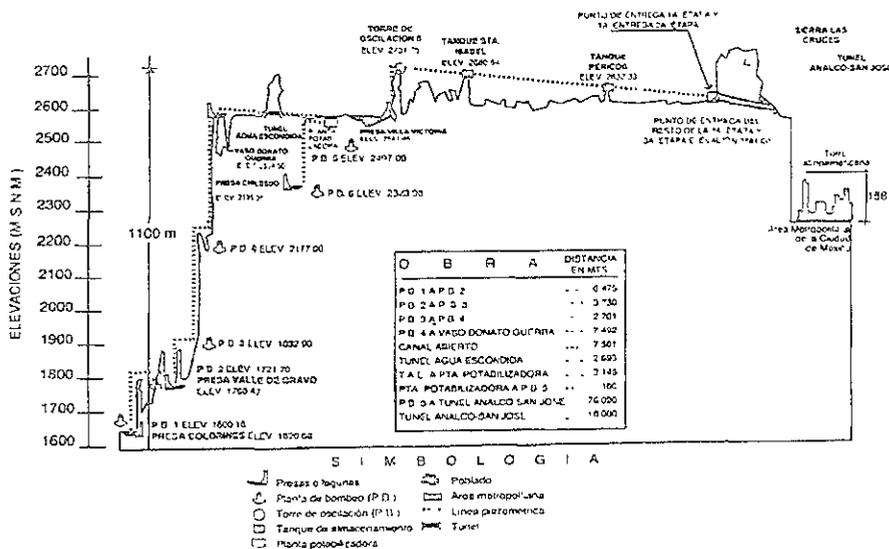


Figura 1-4 Perfil del Sistema Cutzamala. (Sistema Cutzamala, agua para millones de mexicanos. Diciembre, 1997)

En la figura 1-4 se muestra el perfil del Sistema Cutzamala, donde se puede observar la altura a la que se tiene que bombear el agua para hacerla llegar a la ZMCM.

La cuarta etapa de este sistema es el Proyecto Temascaltepec el cual prácticamente no se ha hecho nada debido a que los créditos otorgados por casi 800 millones de pesos, para la realización de esta cuarta etapa, el macrocircuito del Valle de México y la creación de algunas plantas tratadoras de aguas negras de la misma zona están suspendidos debido a problemas socio-políticos.

En el proyecto hidráulico de esta cuarta etapa está considerado que se aprovechen 5 000 lps provenientes del río del mismo nombre, sin afectar los usos actuales de la región. Con este volumen promedio captado se pretende atender las demandas de la población de los municipios mexiquenses conurbados al noreste y al oriente de la Ciudad de México, para lo cual no se piensa entubar el agua de los arroyos y los manantiales localizados en la parte alta del municipio de Temascaltepec y tampoco se piensa restringir los usos actuales del agua, entre ellos el riego que es muy importante para el desarrollo de la zona.

Se llevaron a cabo diferentes estudios que permitieron definir a la presa, la cual aprovechará los escurrimientos superficiales naturales y no mediante la extracción y explotación de los mantos acuíferos.

La presa se localizará en el municipio de Temascaltepec en el sitio conocido como El Tule, la cortina de la obra unirá los municipios de Temascaltepec y Tejupilco. El agua que se almacene será de los escurrimientos excedentes y del agua de lluvia sin modificar los usos actuales de la misma, el vaso permitirá contar con un almacenamiento permanente de tal manera que se pueda aprovechar una mayor cantidad de agua en época de lluvias y menor en tiempo de secas.

El proyecto de Temascaltepec se realizará a través de la Comisión Nacional del Agua, en coordinación con los gobiernos estatales y municipales.

## 2. ASPECTOS TEÓRICOS

### 2.1 Antecedentes

Las obras hidráulicas son un conjunto de estructuras que se construyen con el objeto de manejar el agua, ya sea para aprovecharla o para defenderse de ella. Estas obras se pueden clasificar según su finalidad en dos áreas:

#### Aprovechamiento

- a) Abastecimiento de agua a poblaciones
- b) Riego de terrenos
- c) Producción de fuerza motriz
- d) Navegación fluvial
- e) Entarquinamiento
- f) Recreación

Defensa

- g) Control de inundaciones
- h) Control de azoíves
- i) Protección marginal
- j) Corte de meandros
- k) Rectificación de ríos

Al construir una presa se crea un lago artificial o se deriva un río a una cota prefijada con el objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía o dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. Sirve también para regular el flujo de una corriente que provoca inundaciones en poblados. Una presa se proyecta para múltiples funciones coordinando los servicios de riego, electrificación y regulación de avenidas ayudando al desarrollo de una región, y es el resultado de un estudio preliminar general en el cual intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios adecuados para crear el embalse y cimentar la obra. En lo que se refiere propiamente a la presa se llevan a cabo estudios generales que comprenden la disposición de las partes integrantes de la presa: cortina, obra de toma, de excedencias, de desvío, casa de máquinas, etcétera.

Las obras hidráulicas de derivación son las que se construyen con el propósito de aprovechar las aguas superficiales de una manera controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiendo de ellas para conducir las hasta el lugar en donde se utilizarán ya sea por gravedad o con bombeo. Se piensa en construir una presa de derivación cuando el gasto que se pretende aprovechar es igual o mayor que el necesario para satisfacer alguna demanda, y en una presa de almacenamiento, cuando el gasto de la corriente es menor que el gasto requerido.

Con una presa de derivación se puede controlar el paso de la corriente, elevar el tirante del agua para encauzarla hacia la obra de toma, esta última controla el gasto de derivación.

Por otra parte, para controlar el régimen errático e irregular de los ríos de nuestro país, desde tiempos remotos, ha sido necesario construir presas de almacenamiento, que fluctúan desde pequeños bordos de unos cuantos metros de altura y de poca capacidad, hasta estructuras gigantescas de más de 90 metros de altura, de varios kilómetros de longitud,

cuyas cortinas cubican millones de metros cúbicos de tierra, roca y concreto y que forman vasos de almacenamiento de gran capacidad.

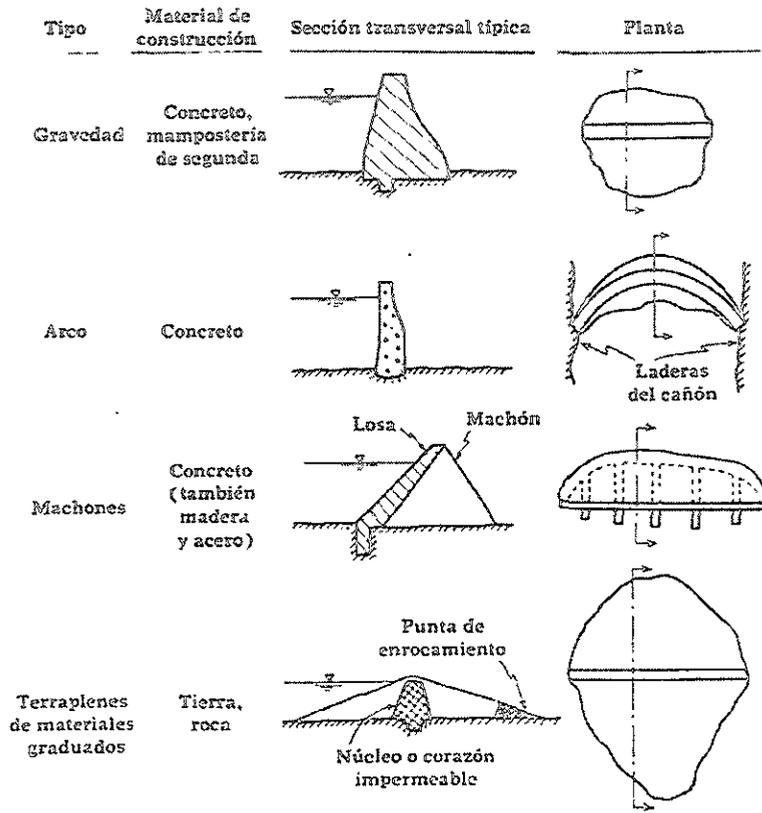


Figura 2-1 Diferentes tipos básicos de cortinas. (*Water-Resources Engineering. 1980*)

Las presas se pueden clasificar según su altura, su propósito o bien por el tipo de cortina y materiales que la constituyen, siendo esta última y su concepción estructural la clasificación más común, por lo que se presenta la siguiente clasificación:

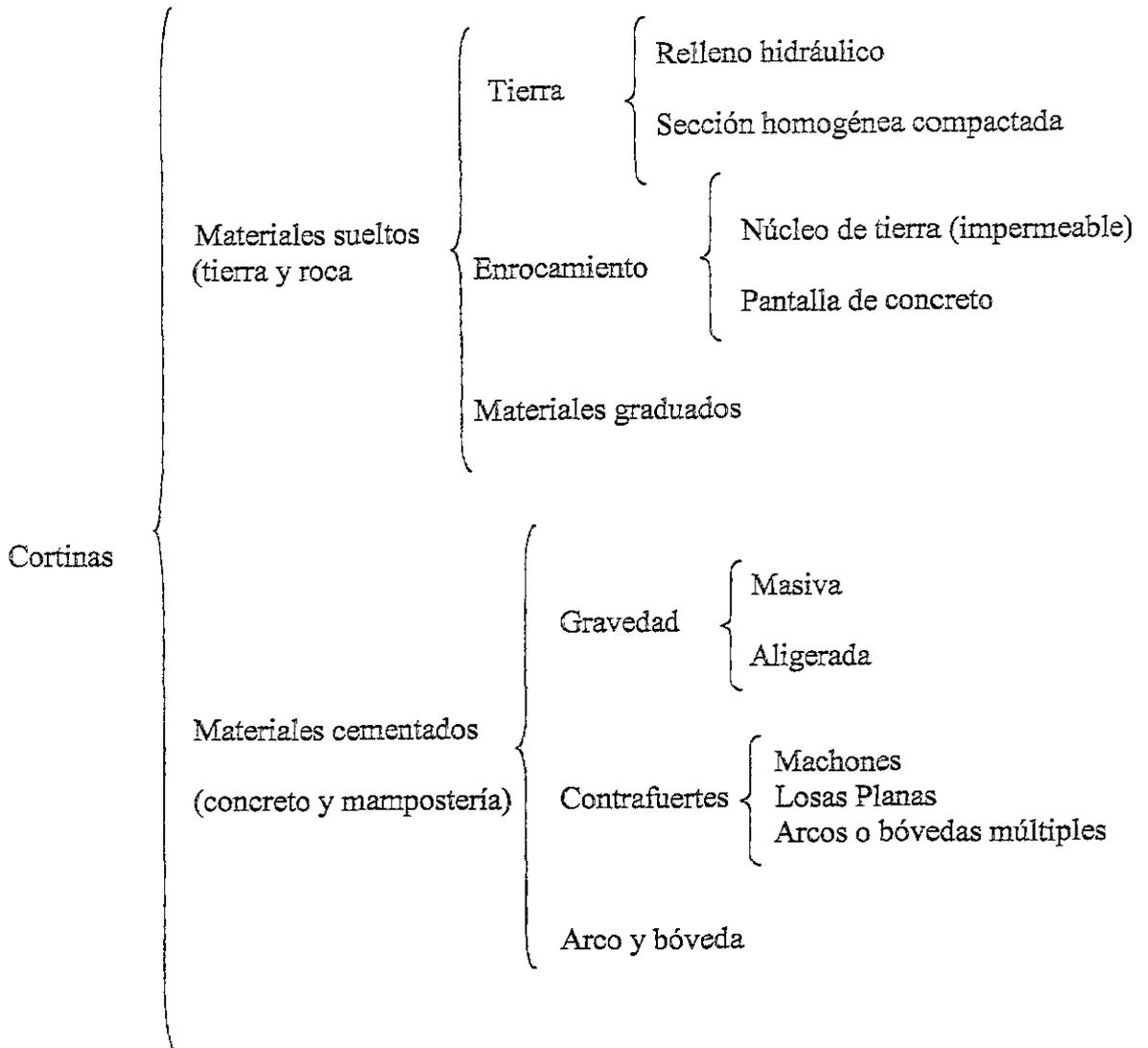


Figura 2-2 Clasificación de las cortinas. (*Presas de almacenamiento y derivación. Vega Roldán. 1992*)

Para la construcción de estas obras se hacen estudios hidrológicos, con el objeto de proporcionar los datos necesarios de proyecto, como son la capacidad: de azolves, muerta, útil, de control de avenidas, de regularización sin control o superalmacenamiento, los niveles: muerto, mínimo y máximos de operación, y gastos de diseño: de las obras de toma, de desvío, de control de avenidas y de desfogue de excedencias. Adicionalmente a todo lo anterior se llevan a cabo estudios sobre el nivel freático en la boquilla y en el vaso. Y recientemente se ha introducido realizar un estudio sobre el impacto ambiental que tendría

la construcción y operación de la obra, esto debido a la preocupación de las autoridades por continuar o tratar de implementar una cultura de desarrollo sustentable.

Para determinar el tipo de presa que se va a construir se deben tomar en cuenta varios factores como las condiciones del sitio, que influyen en el tipo de estructura que se puede construir, abarcan aspectos de la cimentación, topografía, y de los materiales de construcción, además de factores hidráulicos que determinan las características de las obras de desvío y de toma. Se considera que la obra más importante desde el punto de vista económico es la obra de excedencias, además de que influye directamente en la selección del tipo de cortina.

El costo de una obra de esta magnitud es algo muy importante debido a los beneficios que representa, sin embargo es conveniente llevar a cabo un estudio económico de las posibles alternativas técnicamente factibles que se presenten y escoger la que tenga un costo total mínimo esperado, en la cual generalmente intervienen presupuestos de construcción y equipo, además de indemnizaciones.

Los elementos que conforman un aprovechamiento hidráulico superficial son:

1. Área de captación, cuenca hidrográfica de un río o cuenca fluvial, se define a partir del sitio de almacenamiento y es el área tributaria de una corriente hasta un punto determinado, está separada de otras cuencas adyacentes por el parteaguas.
2. Vaso de almacenamiento o embalse, es una ampliación del valle por donde escurre una corriente, se forma a partir de una presa la cual se construye en un sitio previamente escogido que es donde cambiará el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda, según el o los fines para los que se le destine.
3. Boquilla, lugar donde se construye la cortina.
4. Derivación, mediante una presa se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción el cual por conveniencia generalmente se ubica en niveles superiores a los del lecho del río.
5. Sistema de conducción, que pueden ser conductos abiertos o cerrados a través de los cuales se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.

6. Sistema de distribución, este sistema se construye según el fin específico del aprovechamiento, por ejemplo: canales para riego por gravedad o bien, tuberías a presión para la distribución de agua potable a las poblaciones.
7. Utilización directa del agua, que se hace mediante elementos específicos de acuerdo con el fin, por ejemplo: turbinas para plantas hidroeléctricas, tomas domiciliarias para abastecimiento.
8. Eliminación de volúmenes sobrantes, estructuras especiales para el desalojo del agua, como sistema de alcantarillado, drenes, estructura de desfogue.

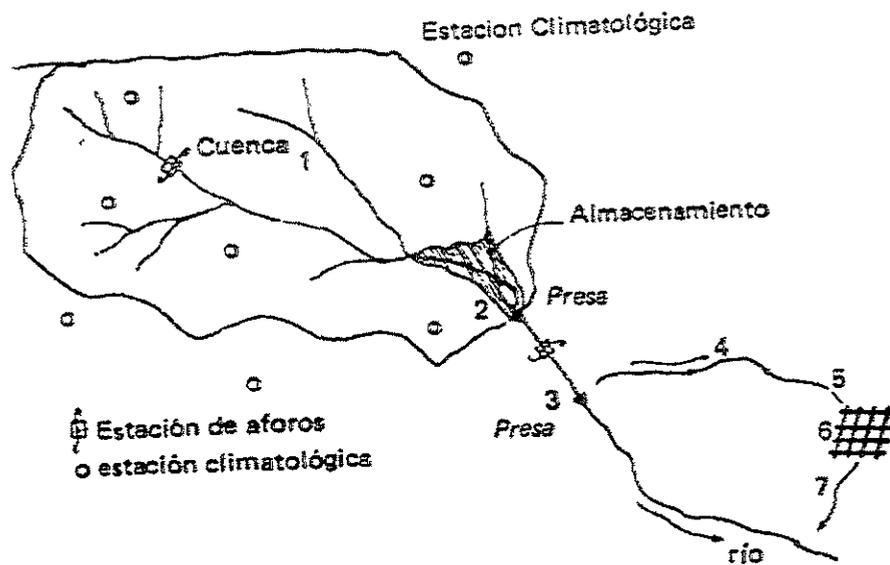


Figura 2-3 Elementos de un aprovechamiento hidráulico. (Presas de tierra y enrocamiento. Marsal Raúl. 1979)

Estos elementos son los que se construyen para poder llevar agua a alguna población o aprovechar la energía cinética del agua y convertirla en energía mecánica para proveer de luz a la población.

Como ya se mencionó anteriormente una cortina es un obstáculo que se construye al paso de una corriente, también debemos mencionar que existen una serie de obras auxiliares:

- ✓ Obra de toma, que es una estructura que permite la extracción de agua según una ley determinada, su diseño varía mucho de acuerdo con las condiciones geológicas y topográficas, los tipos y dimensiones de las cortinas y la variación de gastos por extraer. El agua extraída se puede usar para riego, abastecimiento a poblaciones y producción de fuerza electromotriz, entre otros. Los conductos de las obras de toma pueden descargar

directamente al río o a los sistemas de conducción. De manera general, una obra de toma consiste de una estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencia con su equipo de operación y dispositivos para la disipación de energía.

- ✓ Obra de excedencias, es una estructura que permite la salida de los volúmenes de agua excedentes, su capacidad la determinan la avenida de diseño, las características del vaso y el programa de operación de la propia obra. Es frecuente que los excedentes de agua se devuelvan al cauce del río. Estas estructuras se consideran válvulas de seguridad de las presas.
- ✓ Obra de control, la cual permite el manejo y control de los excedentes de agua evitando daños en zonas aguas abajo, generalmente son estructuras con algún tipo de compuerta.
- ✓ Obra de desvío, estas estructuras tienen por objeto dejar en seco el sitio donde se construirán la cortina y sus obras que ayudan a hacer el desvío temporal del escurrimiento del río. Los posibles esquemas que se estudian para tal fin serán diferentes cuando se trate de una cortina de concreto o de enrocamiento o una de materiales graduados. Para la selección de una obra de desvío influye el tamaño de la estructura que se va a construir ya que para una estructura relativamente pequeña o en la que el tiempo de construcción sea menor que el periodo de secas, el desvío será diferente que para una estructura grande en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos, en este caso se recomienda desviar el escurrimiento total de secas como de lluvias de varios periodos hidrológicos anuales o bien escoger un periodo abundante que se tome como típico valuando los gastos máximos probables.

En nuestro país los ríos del centro y sur tienen periodos de escurrimiento bien definidos en primavera y verano, diferentes a los ríos del norte y noroeste en donde hay dos periodos de escurrimiento abundante provocados por lluvias de verano y escurrimientos de invierno, producto de precipitaciones que son resultado de los frentes polares y en ocasiones del deshielo en la montaña.

En este trabajo nos referiremos solamente a la obra de desvío debido al interés que causó este tipo en su forma curva.

## 2.2 Obras de desvío

Todas las estructuras de la presa son definitivas, menos la obra de desvío que, generalmente, es provisional y se utiliza durante la construcción de la cortina.

Esta obra sirve para desviar las aguas de un río con la finalidad de propiciar la construcción de la cortina, ya sea para presas de almacenamiento o derivación o bien estructuras de control de niveles para la navegación. Sirven para aislar las corrientes de las zonas de construcción; escogiendo adecuadamente este conjunto de estructuras junto con un buen programa de construcción se puede llegar a optimizar el costo de la obra.

Existen varios parámetros que intervienen en la selección de la estructura de desvío y los de mayor influencia son los hidrológicos, topográficos, geológicos y de planeación.

- ✓ Hidrología. Se deben conocer los escurrimientos en el sitio de la presa para definir su régimen con lo cual se pueden conocer los parámetros fundamentales para manejar la estructura, como son, por ejemplo, los periodos de estiaje y de crecientes, el gasto mínimo instantáneo, el año de escurrimiento máximo y el gasto máximo para un periodo de retorno de entre 20 y 30 años. Estos parámetros son importantes para diseñar la capacidad de la obra y para la planeación de los trabajos en el tiempo y costo.
- ✓ Topografía. Este es un aspecto importante para la selección del tipo de desvío. Se recomienda que para boquillas abiertas es adecuado usar el desvío con tajo, mientras que en las boquillas cerradas obligan a usar desvío con túneles, aunque también se dice que es mejor el uso de tajos que de túneles debido a que su capacidad de descarga es mayor para niveles menores.
- ✓ Geología. Al igual que los anteriores es un aspecto importante para el acondicionamiento de la obra de desvío. Se debe garantizar que la estructura sea segura y durable, evitando la erosión, asegurando su estabilidad por sí misma y su relativa impermeabilidad.
- ✓ Planeación. La realización de cualquier obra, necesita materializarse conforme un programa constructivo previamente meditado y acorde a las características especiales de la estructura, tanto por la técnica con la cual va a ser construida, como por el tiempo en que se ha planeado su terminación. Además de contar con los estudios y planos del

proyecto, la ejecución de estas obras dentro del tiempo programado, depende de que las decisiones técnicas que vienen con este tipo de estructuras sean tomadas oportunamente.

### 2.2.1 Cierre de cauces y obras de desvío

Para que las obras permanentes se puedan construir en seco, es necesario controlar el río para tener áreas de trabajo libres de agua y de los escurrimientos del río.

El diseño y la implementación de las obras permanentes son operaciones críticas dentro del programa de construcción especialmente en ríos de descargas medias o altas con escurrimientos súbitos importantes.

Estas obras que ayudan al control de los ríos forman parte del diseño del proyecto; la solución tiene un impacto en el costo de las obras temporales y en el diseño, en el programa de construcción y el costo de las obras permanentes. El diseño de las obras de desvío se debe hacer con las mismas características hidrológicas, topográficas y geológicas del sitio de la cortina, cualquier retraso en su construcción puede tener consecuencias en el tiempo y costo de toda la obra, su construcción como la de cualquier otra estructura tiene un impacto sobre el ambiente que se debe considerar.

El costo y el tiempo que toma la construcción de cualquier tipo de obra de desvío es mayor en ríos grandes, ya que depende de la descarga de diseño, la sección transversal del tipo de obra, ya sea túnel, canal (tajo) o galería, y de los niveles de agua desviados.

En una cuenca la información hidrológica que se tiene, ya sea a través de lluvias, escurrimientos o bien por características de la propia cuenca, permite definir el régimen de escurrimiento del sitio del cauce en donde se pretende construir una presa, con este régimen se pueden determinar los parámetros principales que son necesarios para definir la o las obras de desvío que se pueden analizar y comparar, como los periodos de estiaje y de crecientes, los gastos mínimo y máximo instantáneos, el año de escurrimiento máximo y el gasto máximo, también se debe encontrar el hidrograma característico del sitio y combinarlo con el gasto máximo para obtener la avenida de diseño del desvío, ya que puede ocurrir que según las características topográficas del sitio y la avenida de diseño, al transitar el gasto máximo por el paso de la obra de desvío sea casi igual que el gasto máximo de la avenida, para el cual el vaso de la presa funciona como un canal sin almacenar gran

volumen de agua, mientras que si existe una diferencia notoria en los gastos se está regulando un volumen considerable. El diseño de la capacidad de una obra de descarga en las obras de desvío se recomienda hacerla en términos de optimización, tomando en cuenta la seguridad, la cual considera minimizar el costo de las obras y el costo de los daños ocasionados por subestimar el diseño; para hacer este estudio se debe considerar la distribución de frecuencia de picos de avenidas, que puede ser anual o para meses específicos.

Para cualquier tipo de obra de desvío los resultados de mayor interés son la elevación máxima del agua, el gasto máximo por el paso de desvío y las velocidades del agua en este paso.

En cuanto a los aspectos topográficos, se debe revisar y determinar si la boquilla del sitio es estrecha o abierta, para el primer caso se puede pensar en un desvío con túnel mientras que para el segundo caso en un desvío con tajo, sin embargo pudiera ser el caso de una boquilla intermedia para la cual habría que comparar alternativas de los dos casos.

Cuando se habla de los elementos geológicos, se hace referencia al tipo de material sobre el cual se va a construir cualquier estructura. Para llevar a cabo la selección de algún tipo de cortina se debe revisar la calidad de la roca de la boquilla, su junteo, los echados, rumbos, etcétera, los cuales son factores importantes que se deben conocer y tomar en cuenta para que la estructura sea segura durante su vida útil.

Para la planeación de la construcción de la obra se deben imponer algunas condiciones de tal manera que las restricciones vayan concretando un conjunto de diferentes alternativas que obliguen a un análisis comparativo, estas restricciones incluyen las que resulten de las condiciones o aspectos hidrológicos, topográficos y geológicos. La planeación incluye también el tiempo, costo y fechas de calendario, y debe tomar en cuenta el efecto que tienen las demás estructuras de la presa.

Aunque se puede considerar que las obras de desvío son temporales, se diseñan para estar total o parcialmente incorporadas en las obras permanentes como vertedores, descargas de fondo, canales de descarga de la casa de máquinas, irrigación u otras descargas.

El método que se utilice para la construcción y cierre de la obra de desvío tiene un fuerte impacto en el programa de construcción de toda la obra y en el costo de las obras

permanentes. Los retrasos que existan en la construcción de esta obra de desvío se reflejan en todo el proyecto, por lo que se debe tener cuidado en la programación de los tiempos.

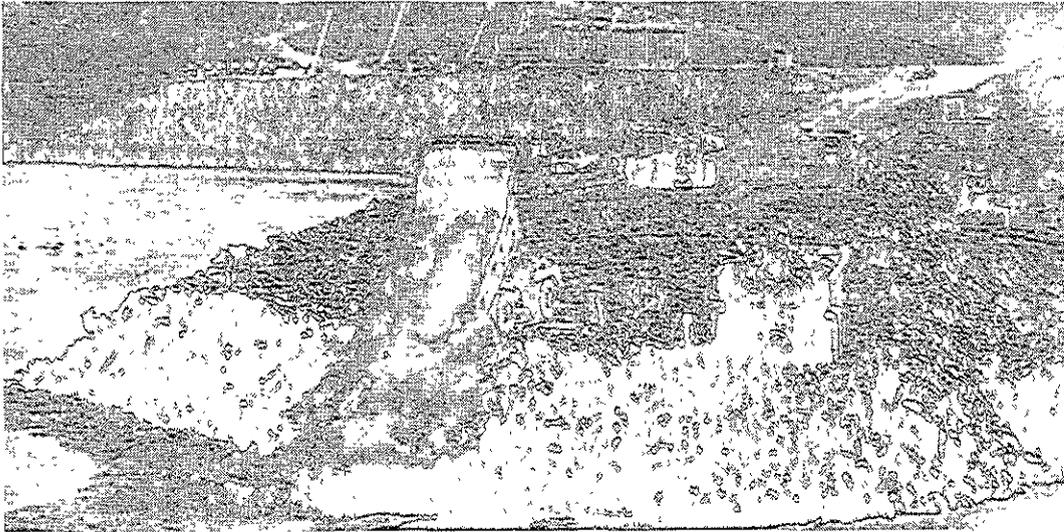


Figura 2-4 Cierre del río amarillo. (*International Water Power & Dam Construction*.  
Diciembre. 1999)

El tránsito de la avenida por el río es un factor importante, ya que no se puede obstruir su cauce con una cortina sin pensar en las consecuencias, por ejemplo que el nivel del agua suba sin un límite o control y sobrepase las obras que se usaron para cerrar provocando un desastre de consecuencias graves, como son pérdidas económicas pero sobre todo humanas. En algunas ocasiones, es necesario que la obra de desvío permita el libre tránsito de peces, por lo que se recomienda construir conductos especiales o bien un canal que permita el paso de ellos; sin embargo, este tipo de estructuras pueden resultar demasiado costosas, por lo que también se puede considerar la construcción de una escalera de peces y una cámara en el extremo de aguas abajo. La corriente no debe ser muy fuerte para permitir el paso de ellos sin ningún peligro. También se debe tener en cuenta la realización de arreglos para que los cuerpos flotantes pasen sin ninguna dificultad y no se atasquen, ya que en caso contrario se reduciría la capacidad de la obra.

### 2.2.2 Etapas de desvío

Existen tres esquemas para la construcción de las obras permanentes:

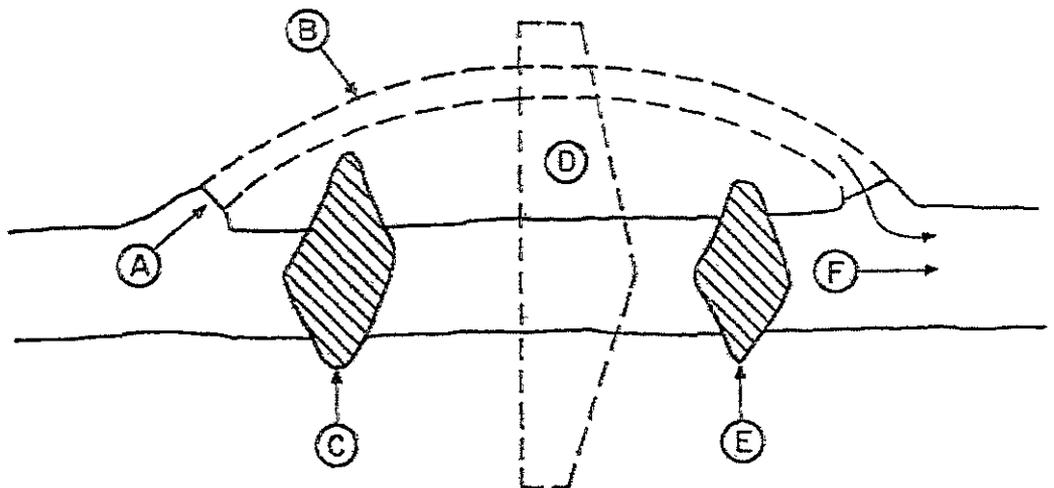
- El desvío del río y su construcción se llevan a cabo en una sola operación o en una etapa.

- Se construyen las ataguías en varias etapas, durante el proceso de construcción.

#### Desvío en una sola etapa

Este tipo de desvío se usa mucho cuando el valle es angosto. La construcción o el trabajo se lleva a cabo mediante la siguiente secuencia: se construye parcialmente una ataguía para poder construir la obra de desvío seleccionada anteriormente ya sea túnel de desvío y/o tajo (canal); se desvía el flujo por estas obras, se termina de construir la ataguía, se construyen las obras permanentes, se cierran los pasos de desvío iniciando el almacenaje del agua, ver figura 2-5.

Las actividades críticas de este tipo de desvío son el propio desvío del río por las obras provisionales y su cierre para comenzar el embalse. Se necesita un estudio cuidadoso para tener la seguridad de que no habrá consecuencias desastrosas.

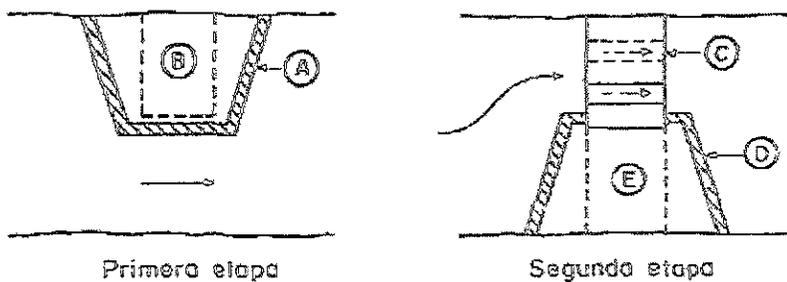


- A Entrada al túnel de desvío (canal, conducto, alcantarilla)
- B Túnel, conducto, canal o alcantarilla
- C Ataguía de aguas arriba
- D Cortina principal por construirse
- E Ataguía de aguas abajo
- F Cauce del río

Figura 2-5 Componentes principales de una obra de desvío de una sola etapa. (*Cierre de cauces y obras de desvío. Lozoya Corrales. 1998*)

### Desvío en etapas múltiples.

Para ríos anchos se hace el desvío por varias etapas. En el esquema de dos etapas, ver figura 2-6, la secuencia es: se construye la ataguía que en ocasiones se prolonga fuera del cauce del río y proporciona un área seca para construir la obra de toma y parte de la cortina principal, se construyen en seco atrás de la ataguía la obra de toma y una parte de la cortina, se demuele toda o parcialmente la ataguía para que el flujo del río pase a través de la obra de toma, se construye la ataguía de segunda etapa, el resto de las obras permanentes se construyen atrás de la ataguía de la segunda etapa. En esta etapa el cierre del río consiste en cerrar el flujo mediante la obra de toma.



- A Ataguía de primera etapa
- B Cortina y aberturas de desvío en construcción
- C Cortina y aberturas de desvío terminadas
- D Ataguía de segunda etapa
- E Obras permanentes en construcción

Figura 2-6 Desvío del río en dos etapas. (Cierre de cauces y obras de desvío. Lozoya Corrales. 1998)

### 2.2.3 Tipos de desvío

Los pasos de desvío son de tres tipos diferentes

- túneles
- canales abiertos (tajos)
- esclusas o estructuras de derrame sobre o a través de las obras permanentes.

Los túneles son adecuados en boquillas estrechas con laderas casi verticales en roca, su construcción no interfiere con la excavación en la cimentación ni con los trabajos de construcción de la cortina. Los túneles pueden llegar a ser costosos si requieren revestimiento, ya sea para consolidar la roca que tiene una calidad pobre, prevenir la

erosión de cuerpos sólidos o bien reducir pérdidas de carga. Su construcción lleva bastante tiempo. Para ríos grandes se recomienda usar dos túneles para mayor seguridad y también, por conveniencia se considera hacer uno en cada ladera. Debido a que el tamaño del túnel para avenidas depende del escurrimiento máximo esperado y no por el escurrimiento que se tiene en un cierto tiempo, algunas veces el río se deriva tan pronto como queda terminado el primer túnel, mientras que el otro, para grandes escurrimientos, se construye a una elevación mayor para que sea más sencilla su construcción. Se construyen túneles cuando se considera que la roca es de buena calidad, pero si la roca es mala y el valle es ancho se pueden usar galerías de concreto en la cimentación de la cortina, se construyen en seco detrás de las ataguías, una vez terminadas el río se desvía a través de ellas. Muchas veces los túneles de desvío se usan como descargas de fondo permanentes, túneles de fuerza o descarga de vertedores.

Estas estructuras se diseñan para flujo a presión o a superficie libre, en el último caso se recomienda no trabajar a más de 70% de ahogamiento con el gasto de diseño, o a un 80% si el gasto máximo tiene poca duración, también se diseñan para flujo supercrítico pero cuidando que los tirantes no estén cerca del tirante crítico para evitar la formación de ondas que golpeen la clave y se presenten ondas de presión, si hay el salto hidráulico éste se debe localizar algunos metros aguas abajo del portal de salida. En el extremo aguas abajo usualmente se construye un tanque amortiguador, aunque también se puede colocar algún tipo de contracción gradual para recobrar la carga de velocidad y mejorar la eficiencia del flujo.

Se debe tener en mente que en su diseño se debe considerar la longitud más corta posible. Las características de los túneles son su longitud, forma y tamaño de la sección y rugosidad del conducto. La longitud, que debe ser mínima, está en función del ancho de la cortina en su base y de si las ataguías extremas formarán parte o no de la cortina, en caso de formar parte, la entrada y salida de los túneles se debe localizar inmediatamente antes e inmediatamente después de la traza de la cortina, en caso contrario la entrada y la salida deben estar antes y después de la traza de las ataguías. La altura de las ataguías inicialmente se supone, se determina una longitud de túneles con los que se hace el análisis para determinar el nivel máximo del agua, el cual condiciona, a su vez, la altura de las ataguías.

Si se construyen varios túneles se debe considerar tener una separación entre ellos de cuando menos dos veces el diámetro, sin embargo esto se encuentra sujeto a la opinión de expertos en mecánica de suelos. La sección transversal puede ser de cualquier forma, sin embargo las más comunes son circular, herradura o medio punto (portal). La rugosidad se define dependiendo del acabado que se le quiera dar al conducto, y se recomienda que si el túnel sólo va trabajar como desvío no se revista. Una vez definidas las características del túnel, se debe calcular la elevación del agua.

Por otro lado, los desvíos con canal o tajo son más comúnmente usados en valles anchos. Hay ocasiones en las que se debe revestir todo o parte del canal para evitar erosiones, socavaciones o arrastre de material. Utilizar concreto para revestir ayuda a impermeabilizar las paredes y la plantilla del canal.

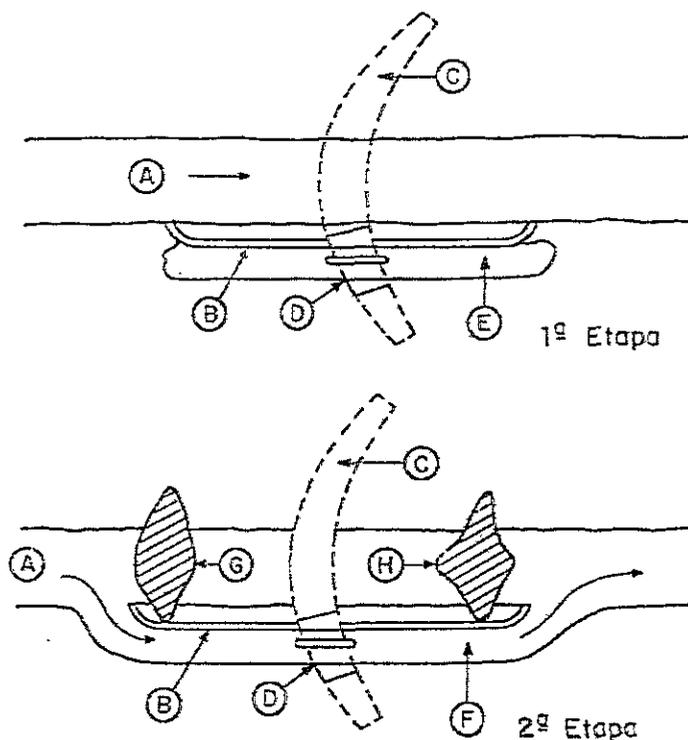
Existen dos tipos de canales para desvío: los que se dejan en la boquilla y que ocupan temporalmente parte del sitio de la cortina y que se forman con ataguías en forma de U, y los canales que se excavan en alguna ladera.

El primer tipo de canal se construye dejando que una de las laderas sea el talud del canal mientras que el otro talud se forma con la ataguía, aunque también se pueden colocar dos tramos de ataguías paralelas para formar el tajo. Los canales labrados se construyen para desviar gastos grandes en donde no conviene hacerlo por la boquilla o bien cuando la construcción de un túnel de desvío es más costosa que la de un canal.

Las características de un canal son su longitud, su pendiente y su ancho, cuando los aspectos hidrológicos, geológicos, topográficos y de planeación general de la obra han optado por un desvío que ocupe temporalmente parte del sitio de la cortina, la longitud será función del ancho de la cortina en su base y de si las ataguías formarán parte o no de la cortina, ahora, si van a formar parte, la longitud estará definida por la altura, taludes y por su posición dentro del cuerpo de la cortina, de no ocurrir así la longitud será mayor debido a que se debe dejar espacio suficiente entre las trazas de los taludes de las ataguías y la cortina para el tránsito del equipo de construcción.

En cuanto a la altura de las ataguías que intervienen en la determinación de la longitud del canal, se puede suponer inicialmente para después revisarse en los desarrollos sucesivos y corrigiéndose de ser necesario. Ahora, para determinar la longitud de un desvío excavado

en alguna ladera, puede ser que el gasto de desvío se derive a otra corriente para lo cual la longitud del canal depende de la optimización de su propio desarrollo, o bien donde el tajo descarga a la misma corriente en la cual la longitud depende de los factores que se han mencionado anteriormente para desvíos por la boquilla, además del desarrollo optimizado que se haga al labrarlo. La pendiente será, en muchos casos, la que resulte de ligar las elevaciones de la plantilla a la entrada y a la salida del tajo siguiendo su eje. Sin embargo, se pueden presentar casos excepcionales donde el tajo se labra en roca y la plantilla queda más alta que la del cauce, por lo cual la pendiente se fija según el problema, principalmente debido a que los costos de excavación en roca son mayores que los de sobreelevar las ataguías.



- A Flujo
- B Ataguía lateral
- C Cortina principal
- D Aberturas temporales (una o más)
- E Tajo (parcialmente terminado)
- F Tajo terminado
- G Ataguía de aguas arriba
- H Ataguía de aguas abajo

Figura 2-7 Desvío del río con tajo. (*Cierre de cauces y obras de desvío. Lozoya Corrales. 1998*)

El ancho del canal o tajo es una característica que para el caso de un desvío por la boquilla se lleva a cabo con la optimización de la colocación de terracerías en la cortina durante la primera etapa y pensando en que las ataguías no resulten muy altas.

Ahora bien, para definir el perfil del agua en el canal de desvío con gasto constante se pueden plantear dos posibilidades de análisis, la primera, que es la que más se usa consiste en determinar, cuando no se tiene, la curva gastos del río usando el criterio de la sección-pendiente media en algún tramo del río que comprenda la zona del tajo de desvío, con estos valores, además de suponer una rugosidad del cauce, se determina el tirante normal para ese gasto constante, con estos datos se puede llevar a cabo la determinación del perfil del agua en el tajo, la segunda posibilidad de análisis es cuando existe la curva de gastos del río. A lo largo del tajo se pueden presentar diferentes situaciones con la altura de los tirantes normal ( $y_0$ ) y crítico ( $y_c$ ) como con la pendiente que originan una serie de perfiles que pudiera tener el agua, entre los más comunes se encuentran los perfiles tipo M1 y M2.

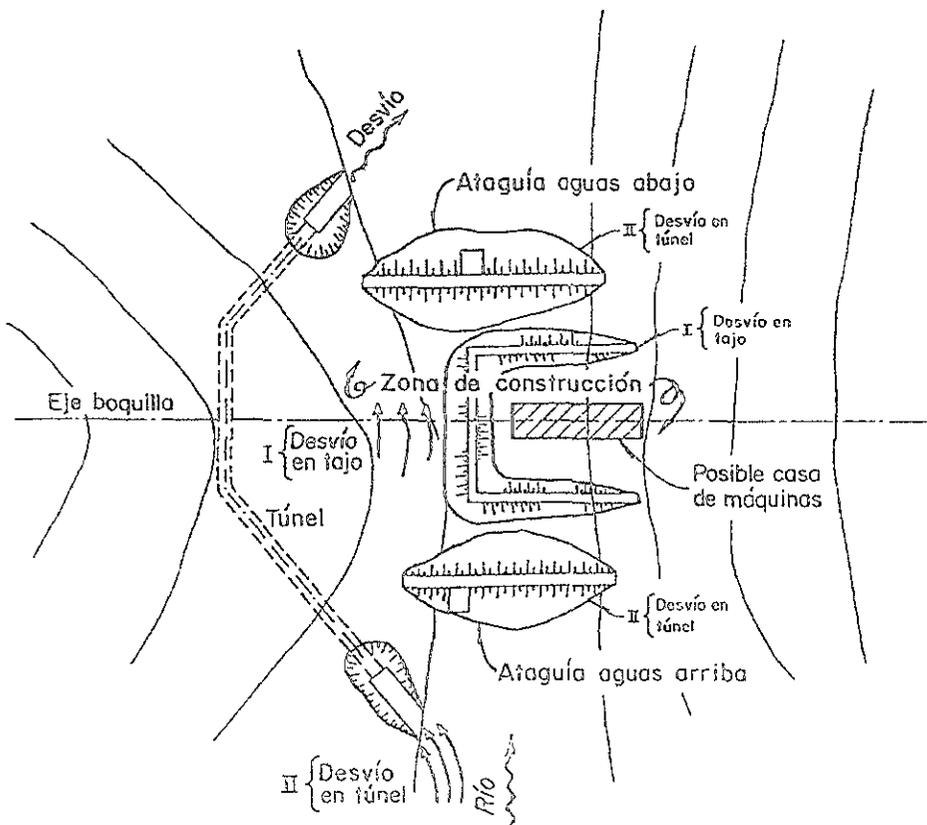


Figura 2-8 Esquema de dos posibles obras de desvío. (Cierre de cauces y obras de desvío. Lozoya Corrales. 1998)

## 2.3 Hidráulica de canales

Un canal se define como un conducto que conduce un fluido a superficie libre en contacto con la atmósfera, el fluido puede ser un gas o un líquido y el conducto abierto o cerrado, el primero se considera al aire libre como el caso de un río, o bien puede ser cerrado cuando el conducto no está completamente lleno. También puede ser natural o artificial, dentro de los primeros se consideran todos los cursos de agua que existen en forma natural sobre la tierra como arroyos y ríos; los artificiales son todos aquellos construidos por el hombre como los canales de navegación, de riego, de drenaje (cunetas o alcantarillas), obras de excedencias. Si un canal artificial se construye de sección transversal y pendiente constante se llama canal prismático, pero si no cumple las condiciones anteriores se le denomina no prismático, como es el caso de los naturales.

Existe una clasificación de los diferentes tipos de flujo, la cual se mencionará en forma breve.

- a) Flujo permanente y no permanente, esta clasificación utiliza el tiempo como criterio. Se dice que un flujo es permanente cuando el tirante permanece constante en cualquier instante o en un lapso de tiempo específico, de lo contrario se dice que es no permanente.
- b) Flujo uniforme y no uniforme, para esta clasificación se usa el espacio como criterio. El flujo es uniforme cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal, lo que en una superficie libre implica que tanto la sección transversal del canal como el tirante también permanecerán constantes; y entonces la pendiente ( $s_f$ ) de la línea de energía de fricción, la pendiente ( $s_a$ ) de la superficie libre del agua, y la pendiente geométrica ( $s_0$ ) del canal sean iguales. El decir que la velocidad media permanece constante se refiere a que el flujo tiene una velocidad constante en cada punto de la sección transversal a lo largo del canal, o sea que la distribución de velocidad en cada sección no se altera. El tirante correspondiente a este tipo de flujo es el tirante normal. Debido a las condiciones antes mencionadas se puede decir que este flujo sólo se puede presentar en canales prismáticos. Si la velocidad del flujo es mayor a 20 m/s se produce arrastre de aire y el flujo se convierte en no permanente y pulsatorio. El flujo es no uniforme o variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal por

lo que tiene características opuestas a las del uniforme. Los cambios de velocidad se pueden originar por una variación en la sección transversal del canal, por un cambio en la pendiente o por una estructura hidráulica tal como un vertedor o una compuerta interpuesta en la línea de flujo. Así mismo, el flujo variado se puede clasificar en gradual, rápido y espacialmente variado. El flujo gradualmente variado es aquel en que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal; en el flujo rápidamente variado sucede exactamente lo contrario, como es el caso de salto hidráulico; en el flujo espacialmente variado cambian además las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo del mismo.

- c) Flujo laminar y turbulento. El comportamiento del flujo en un canal está gobernado por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad con relación a las de inercia internas del flujo. Con relación al efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento, la importancia de este efecto en el flujo se mide a través del número de Reynolds,

$$Re = \frac{V \cdot Rh}{\nu} \quad (2-1)$$

donde

Rh	radio hidráulico de la sección, en m
V	velocidad media de la sección, en m/s
$\nu$	viscosidad cinemática del agua, en $m^2/s$

Utilizando al número de Reynolds, se tiene que:

si	$Re < 500$ a $600$	corresponde a flujo laminar
si	$500 < Re < 2\ 000$	corresponde a flujo en transición
si	$Re > 2\ 000$	corresponde a flujo turbulento

- d) Flujo subcrítico y supercrítico. Existe un tirante llamado crítico para el cual corresponde una velocidad también considerada como crítica, la condición en que se desarrolla este tirante, recibe el nombre de estado o régimen crítico. Cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica para el gasto dado y el flujo se dice que se encuentra en estado o régimen subcrítico; pero cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la crítica, se dice que ahora el flujo está en un

estado o régimen supercrítico. Se utiliza el número de Froude como parámetro para definir si un flujo es subcrítico o supercrítico, el cual se define como:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (2-2)$$

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

donde

V	velocidad del flujo, en m/s
Y	tirante hidráulico, en m
A	área hidráulica, en m <sup>2</sup>
B	ancho de superficie libre, en m
g	aceleración de la gravedad, en m/s <sup>2</sup>

Entonces

si	$Fr = 1$	es flujo es crítico
si	$Fr < 1$	es flujo es subcrítico
si	$Fr > 1$	es flujo es supercrítico

Dentro de las características geométricas importantes a mencionar de un canal están B, “y” el tirante de agua, A, y P el perímetro mojado. En un canal artificial existen varios tipos de secciones.

#### Sección rectangular

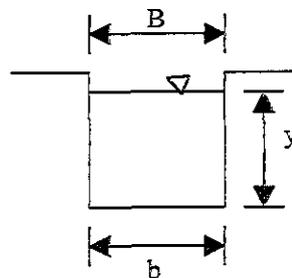
$$A = by$$

$$B = b$$

$$P = b + 2y$$

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

$$Y = \frac{A}{B} = \frac{by}{b} = y$$



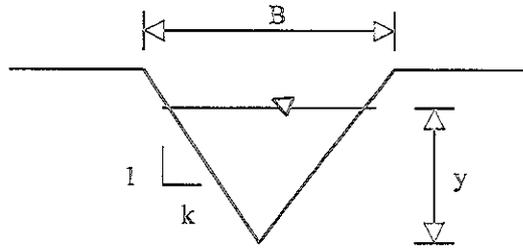
## Sección triangular

$$A = ky^2$$

$$B = 2ky$$

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

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{ky}{2\sqrt{k^2 + 1}}$$



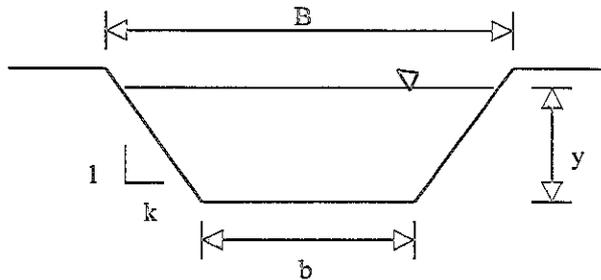
## Sección trapecial

$$A = by + ky^2$$

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

$$B = b + 2ky$$

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



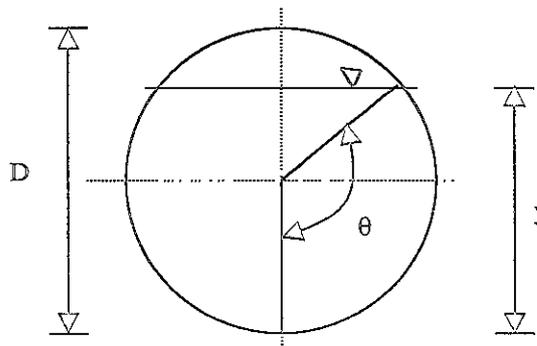
## Sección circular

$$\theta = \text{ang} \cos\left(1 - \frac{2y}{D}\right)$$

$$A = \frac{D^2}{4}(\theta - \text{sen}\theta \cos\theta)$$

$$P = D\theta$$

$$B = D \text{sen}\theta$$



El tirante normal es el que se presenta cuando el flujo es uniforme o bien, el que cumple con la siguiente expresión,  $A Rh^{2/3} = \frac{nQ}{s^{1/2}}$ , siempre que el módulo de sección sea función continua y creciente del tirante  $y$ . También existe una condición recíproca para la cual se establece que dados  $y_n$ ,  $n$  y  $S$  hay un gasto único  $Q$  con el cual se establece el flujo uniforme y que se conoce como gasto normal.

Ahora bien, por otra parte, la ecuación de la energía propuesta entre dos secciones extremas de cualquier problema donde se conoce el tirante del tramo en donde se aplica, ayuda a la solución de problemas a superficie libre.

La energía específica en la sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal, y está dada por la ecuación 2-3,

$$E = y \cos^2 \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2-3)$$

que equivale a la suma del tirante y la carga de velocidad, aceptando que el incremento de presión con la profundidad sigue la ley hidrostática. Para un  $\theta$  pequeño, su coseno tiende a uno, y para un canal de cualquier forma y área hidráulica  $A$ , con  $V = Q / A$ , la energía específica vale,

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} = y + \alpha \frac{Q^2}{2g A^2}$$

Suponiendo que el gasto es constante y que el área es función del tirante, la energía específica también es función del tirante.

La curva de la energía específica muestra que para una determinada energía específica existen dos valores del tirante,  $y_1, y_2$ , que reciben el nombre de tirantes alternados, mayor y menor, respectivamente. En el foco de la curva la energía específica es la mínima con la cual puede pasar el gasto  $Q$  a través de la sección y para la cual existe un solo valor del tirante,  $y_c$ , que recibe el nombre de tirante crítico y al cual corresponde, a su vez, una velocidad llamada crítica. El estado de flujo que se desarrolla con el tirante crítico recibe el nombre de estado o régimen crítico. Ahora, cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica para el gasto dado y el flujo se encuentra en estado o régimen subcrítico. Pero cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la crítica y el flujo se encuentra en estado o régimen supercrítico.

### 2.3.1 Salto hidráulico

Si se considera el comportamiento del flujo en un canal de sección uniforme con pendiente  $S_0$  en la plantilla que aumenta gradualmente de subcrítica a supercrítica y con gasto constante, la línea de tirante crítico resulta paralela a la plantilla y, en la parte superior del descenso, el perfil de la superficie libre queda por encima de la línea del tirante crítico y la energía específica es mayor que la mínima (ver figura 2-9).

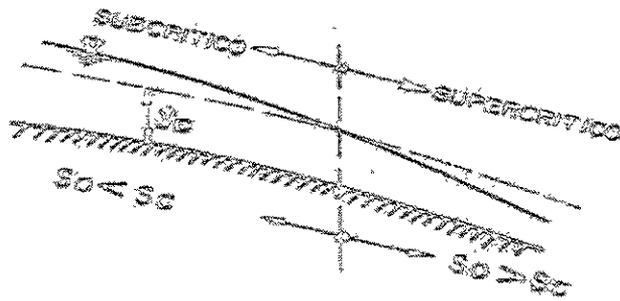


Figura 2-9 Incremento gradual de la pendiente. Transición de régimen subcrítico a supercrítico. (Sotelo. Hidráulica II. 1997)

Cuando una pendiente subcrítica se interseca bruscamente con una supercrítica el tirante aguas arriba de la intersección teóricamente no puede ser menor que el crítico, pues se necesitaría introducir energía desde el exterior, lo que no es posible mientras no se alcance la pendiente pronunciada (ver figura 2-10). Entonces el cambio de régimen subcrítico a supercrítico es gradual, acompañado de poca turbulencia y pérdida de energía debida a la fricción en el movimiento.

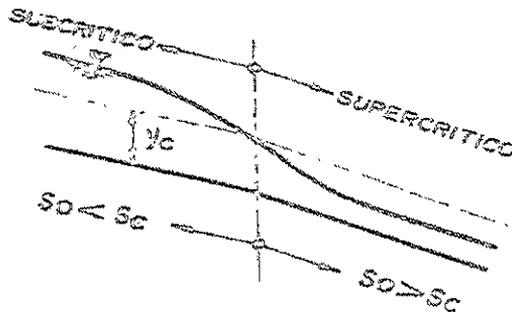


Figura 2-10 Intersección brusca de dos pendientes. Transición de régimen subcrítico a supercrítico. (Sotelo. Hidráulica II. 1997)

Estudiando ahora el cambio de régimen supercrítico a subcrítico, podemos decir que éste sucede cuando hay un estrechamiento en el ancho de la plantilla del canal o bien, cuando hay un cambio en la pendiente de supercrítica a subcrítica. Aguas arriba de la intersección el régimen es supercrítico mientras que aguas abajo la pendiente impone un tirante normal en régimen subcrítico (ver figura 2-11).

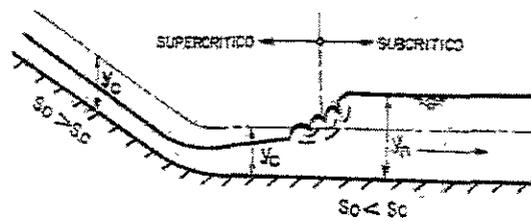


Figura 2-11 Transición de régimen supercrítico a subcrítico. (Sotelo. *Hidráulica II*. 1997)

Para este análisis, el flujo que inicialmente está en régimen supercrítico se frena por el efecto de la fricción y de la reducción de la pendiente, haciendo que el agua aumente gradualmente su tirante y que disminuya su energía específica hasta que alcance la condición crítica. Cuando aguas abajo existe un régimen subcrítico, la energía específica del flujo debe ser mayor que la mínima, sin embargo una vez que alcanza el tirante crítico la energía específica no puede crecer por arriba de la mínima, esto se debe a la que la poca pendiente del canal no abastece al flujo de energía adicional.

La transferencia de régimen supercrítico a subcrítico es violenta y se acompaña de mucha turbulencia y gran pérdida de energía. Cuando el agua entra en la zona de menor pendiente, reduce su velocidad por efecto de la fricción produciéndose un incremento brusco del tirante que rompe el perfil de flujo produciendo un estado de gran turbulencia y una fuerte pérdida de energía. El salto ocurre con fuertes pulsaciones, después de un crecimiento irregular y brusco de la superficie del agua hasta alcanzar un tirante igual aproximadamente al normal  $y_n$  en un tramo relativamente corto, el frente turbulento se regulariza de manera casi inmediata y continúa libremente en régimen subcrítico.

El fenómeno descrito se conoce como “salto hidráulico u onda estacionaria” y es la única manera en que se puede dar un cambio de régimen supercrítico a subcrítico. Este fenómeno se presenta frecuentemente al pie de la descarga de una compuerta reguladora en función de la condición aguas abajo de la misma o de un cimacio, o bien en un cambio de pendiente de supercrítica a subcrítica, como el que se mencionó anteriormente.

Además de servir como disipador de energía, el salto hidráulico también tiene otros usos, sirve como prevención o confinamiento de la socavación aguas abajo de las estructuras hidráulicas donde es necesario disipar energía, ayuda a un mezclado eficiente de fluidos o

sustancias químicas que se usan en la purificación de agua y en la inclusión de aire en el agua destinada al abastecimiento.

Con la ecuación de la energía no se puede conocer la pérdida de energía asociada al salto hidráulico, ya que no es un buen medio de análisis aplicarla antes y después del salto debido a la gran variación de velocidad media entre los dos extremos del salto y al hecho de que no se necesita conocer los cambios de energía interna, por lo que resulta más adecuado el uso del principio de la cantidad de movimiento para el análisis de este fenómeno. Entonces para ello se utiliza la llamada función "momentum" dada por

$$M = \frac{Q^2}{gA} + z_G A \quad (2-4)$$

Esta ecuación se compone de dos términos, el primero representa la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal en la unidad de tiempo y por unidad de peso del agua, el segundo representa el empuje hidrostático por unidad de peso y también el momento estático del área respecto de la superficie libre. Para un gasto dado la función momentum es únicamente función del tirante, su representación geométrica en un plano M - y consiste en una curva similar a la de E - y, como la que se muestra en la figura 2-12.

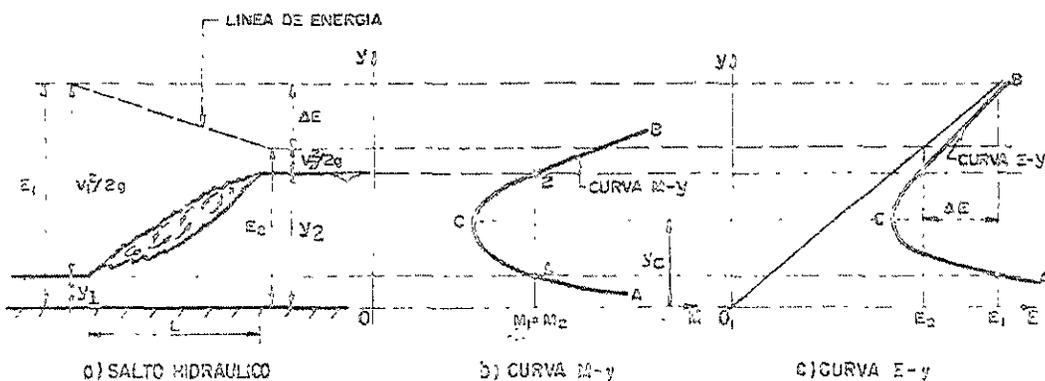


Figura 2-12 Curvas de momentum y energía específica para un salto hidráulico. (Sotelo, *Hidráulica II*, 1997)

Para un valor dado de la función  $M$  la curva tiene dos posibles tirantes  $y_1$  y  $y_2$  que reciben el nombre de conjugados y que corresponden a los tirantes antes y después del salto hidráulico.

La ecuación 2-5 representa la condición de estado crítico, es decir, para un gasto dado el momentum mínimo corresponde también al tirante crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{g} \quad (2-5)$$

Entonces el tirante conjugado menor debe corresponder a régimen supercrítico y el mayor a subcrítico. Cuando se refieren los tirantes conjugados  $y_1$  y  $y_2$  a la curva de energía específica, de la figura 2-12, se puede ver que corresponden a energías específicas  $E_1$  y  $E_2$  distintas cuya diferencia  $\Delta E$  es la pérdida de energía interna debida a las turbulencias propias del salto.

### 2.3.2 Características y clasificación de los perfiles de flujo

El flujo gradualmente variado se refiere principalmente a uno en el cual el tirante varía gradualmente en la dirección del escurrimiento, de tal manera que las líneas de corriente se considera que son rectas y paralelas, por lo que la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección. Dado que en este tipo de flujo se refiere a cambios pequeños de tirantes, se involucran grandes longitudes para los canales.

Para poder analizar este tipo de flujo se plantean algunas hipótesis, las cuales son: la pendiente de la plantilla en el canal es uniforme y pequeña, confundiendo el tirante normal con el tirante vertical del canal; la curva de distribución de velocidades tiene la misma forma en cualquier sección del canal, por lo que el coeficiente de energía  $\alpha$  es constante; la pérdida de energía más importante es la de fricción; para calcular el valor de la pendiente de la línea de energía en una sección se utilizan las mismas fórmulas que para un flujo uniforme, a pesar de que nunca se han comprobado estas aproximaciones, Sotelo (1997) deduce que los errores inducidos por tal consideración son pequeños.

Para estudiar los problemas relacionados con este tipo de flujo es necesario establecer una clasificación de los perfiles, que fue hecha por Bakhmeteff la cual se basa en la pendiente del canal y en la "zona" en la que el perfil se aloja.

A partir de la ecuación diferencial de la energía y haciendo algunas consideraciones se llega finalmente a la ecuación 2-6 que es la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado y que representa la pendiente  $S_a$  de la superficie libre del agua referida al eje  $x$ , coincidente con la plantilla del canal. En esta ecuación para un valor dado de  $Q$  y sección transversal cualquiera, tanto la pendiente de fricción como el número de Froude no son funciones sencillas del tirante, por lo que no importa que esta ecuación tenga una solución numérica, sino que se utiliza para saber la variación de  $y$  con respecto a  $x$  en diferentes circunstancias, es decir, para determinar la forma que adopta el perfil de la superficie libre del agua, para lo cual es necesario considerar los signos del numerador y denominador de la misma ecuación.

$$\frac{dx}{dy} = \frac{s_0 - s_f}{1 - F_r^2} = s_0 \frac{1 - s_f/s_0}{1 - F_r^2} \quad (2-6)$$

La forma que adopta el perfil depende de la pendiente de la plantilla  $s_0$ , y de los valores de la pendiente de fricción y el número de Froude, para simplificar este análisis se acepta que los canales sean prismáticos.

Por lo que respecta a la pendiente de la plantilla,  $S_0$ , es positiva cuando el fondo descende en la dirección del flujo, negativa si asciende y cero si es horizontal. Cuando la pendiente es positiva se establece un flujo uniforme de tirante  $y_n$  por lo que esta pendiente podría ser también:

Suave	si $y_n > y_c$ , perfiles tipo "M"
Crítica	si $y_n = y_c$ , perfiles tipo "C"
Pronunciada	si $y_n < y_c$ , perfiles tipo "S"
Adversa	si $S_0 < 0$ , perfiles tipo "A"
Horizontal	si $S_0 = 0$ , perfiles tipo "H"

Esta clasificación de la pendiente depende de la magnitud de la rugosidad y en menor grado del gasto.

Cualquiera que sea la pendiente, para un gasto determinado y la sección del canal, las líneas referidas a la plantilla que indicarían la altura del tirante normal y del crítico, dividen el espacio en que se podría desarrollar el perfil del flujo en tres zonas:

Zona 1. El espacio arriba de la línea superior

Zona 2. El espacio entre las dos líneas

Zona 3. El espacio abajo de la línea inferior.

Es dentro de estas tres zonas que queda alojado cualquier tipo de perfil de tirante y.

También se dice que, según la ecuación (2-6), si:

$\frac{dy}{dx} > 0$  el perfil de la superficie libre diverge de la plantilla

$\frac{dy}{dx} = 0$  el perfil es paralelo a la plantilla del canal

$\frac{dy}{dx} < 0$  el perfil de la superficie libre del agua converge con respecto a la plantilla.

Entonces para cada tipo de pendiente y tirante normal y crítico existe un tipo de perfil para el cual se presenta la figura 2-13, en donde se resumen todos los tipos de perfiles que se pueden presentar. La forma del perfil depende de las condiciones particulares en el canal.

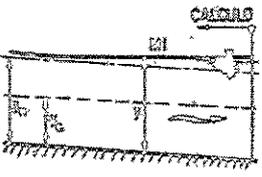
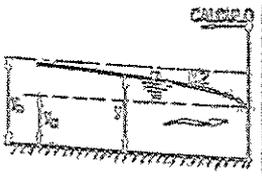
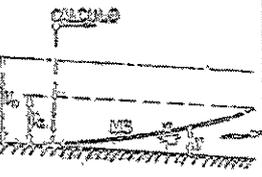
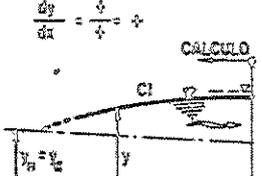
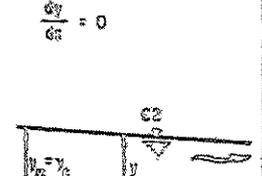
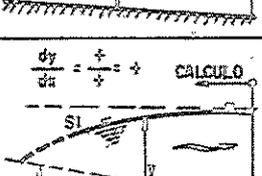
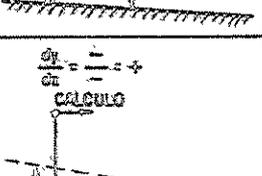
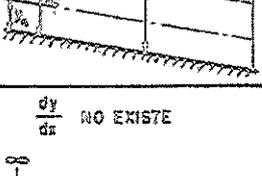
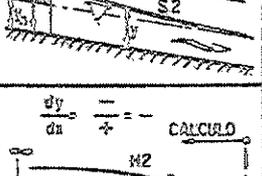
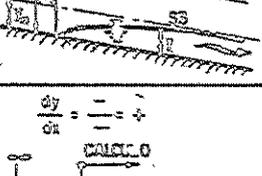
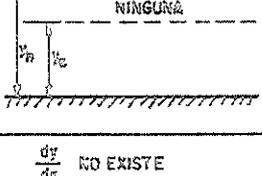
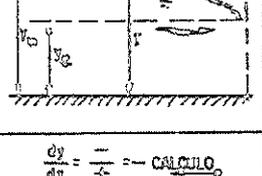
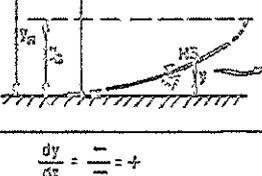
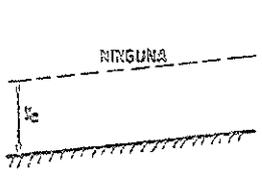
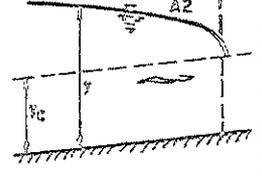
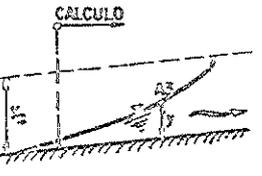
	PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_c : S_0 > S_c$ $y < y_c : S_0 < S_c$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y > y_c : S_0 > S_c ; P > 1$ $y < y_c : S_0 > S_c ; P < 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_c : S_0 < S_c$ $y < y_c : P > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRÍTICA: $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	SUBCRÍTICA: $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	SUBCRÍTICA: $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
	CRÍTICA: $y_n = y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	CRÍTICA: $y_n = y_c$ $\frac{dy}{dx} = 0$ CALCULO 	CRÍTICA: $y_n = y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$ CALCULO 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
	NINGUNA $S_0 = 0$ $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE 	CRÍTICA: $y_n = y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 	
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$ $\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	SUPERCRÍTICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$ CALCULO 	

Figura 2-13 Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado. (Sotelo. Hidráulica II, 1997).

### 2.3.3 Cambios de dirección horizontal

Generalmente, los cambios de dirección que existen en un canal o río producen cambios importantes en el flujo, el diseño de canales abiertos con un alineamiento no lineal puede ser complicado debido a que el flujo a lo largo de una trayectoria curva resulta complejo.

Esta complejidad del flujo se debe a que las líneas de corriente son curvilíneas y se entrecruzan generando corrientes espirales y ondas cruzadas, la fuerza centrífuga que actúa sobre el flujo a lo largo de una curva produce una elevación en la superficie de agua en el lado exterior de la curva y una disminución en el lado interior, a esta diferencia de niveles se le llama “sobreelevación”, la distribución de velocidades en las secciones transversales de la curva es muy irregular por lo que se considera que los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  son mayores que uno. Cuando las curvas son muy forzadas las pérdidas de energía pueden ser muy grandes provocando la alteración del perfil de la superficie libre del agua.

En una curva horizontal el agua se comporta de diferente manera de acuerdo al estado de flujo que permanece en ella, ya sea régimen subcrítico o supercrítico. De manera general, el flujo subcrítico muestra una superficie de agua suave y una ligera sobreelevación, mientras que el flujo supercrítico muestra perturbaciones de ondas cruzadas en la superficie debido al efecto del cambio en la alineación de las paredes que incrementan notablemente la sobreelevación.

#### 2.3.4 Características del flujo en curvas

Existen condiciones de equilibrio en un campo de flujo con líneas de corriente a lo largo de circunferencias concéntricas las cuales son iguales para flujo subcrítico y supercrítico.

Debido a la influencia de la fuerza centrífuga, la superficie libre del agua se eleva poco a poco hacia la pared exterior de la curva, que en cada punto se encuentra en ángulo recto con la resultante de la fuerza centrífuga y la fuerza de la gravedad.

De acuerdo a lo mencionado en la figura 2-14, se tiene que

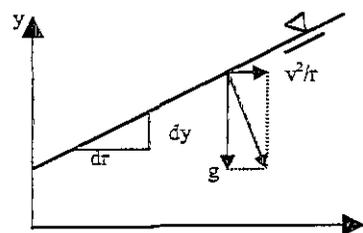


Figura 2-14

la pendiente transversal de la superficie libre del agua se determina como:

$$\frac{dy}{dr} = \frac{v^2/r}{g} \quad (2-7)$$

Para un flujo sin pérdidas se considera la ecuación de la energía como:

$$H = y + \frac{v^2}{2g} = cte \quad (2-8)$$

Del análisis de la figura 2-15, se concluye que la velocidad disminuye desde el lado interior de la curva hacia el lado exterior, ya que la profundidad 'y' del agua aumenta en esa dirección, provocando que la pendiente de la superficie libre del agua calculada con la ecuación (2-7) no sea constante.

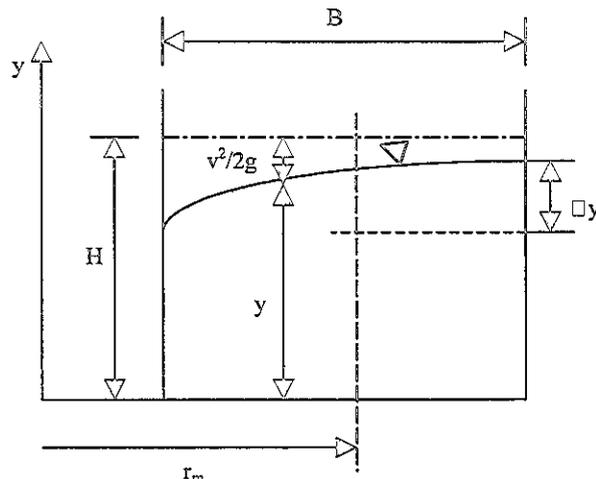


Figura 2-15

Se puede conocer de manera aproximada la velocidad en la curva conociendo la velocidad  $v_0$  promedio que corresponde al canal recto de aproximación.

Por otro lado, para conocer la diferencia de los niveles de la superficie tanto interior como exterior o la sobre elevación se puede utilizar la ecuación 2-9:

$$\Delta y = \frac{2B V_0^2}{r_m 2g} \quad (2-9)$$

Cuando el flujo es subcrítico las condiciones de equilibrio ocurren de manera gradual, es decir que las líneas de corriente entran a la curva del canal con una alineación rectilínea y comienzan poco a poco a desviarse hacia aguas abajo de la línea de perturbación. Es así, como se presenta una superficie libre que aumenta junto a la pared exterior en dirección del flujo principal y que disminuye junto a la pared interior.

Al considerar el flujo supercrítico en un canal curvo de ancho constante  $b$  y radio constante  $r_c$ , se presentan ondas cruzadas, como las que se muestran en la figura 2-16.

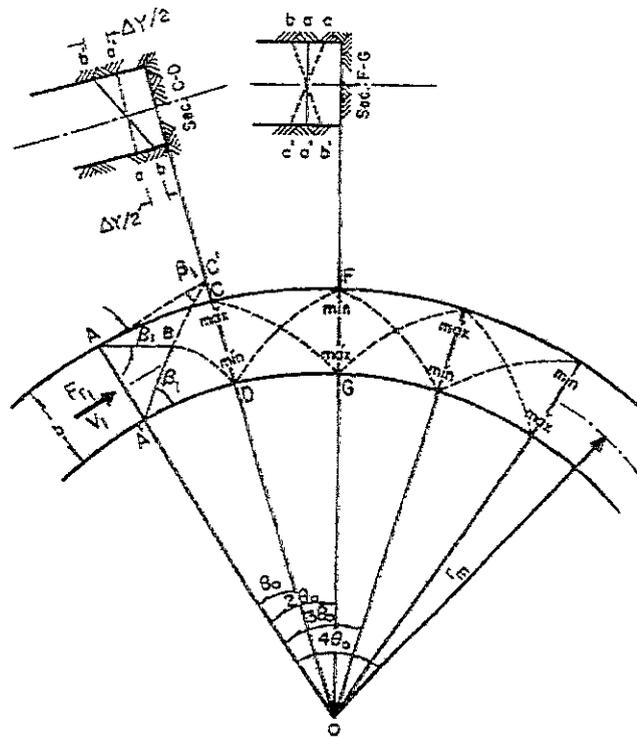


Figura 2-16 Origen y evolución de las ondas oblicuas para flujo supercrítico en una curva horizontal. (*Hidráulica de canales. Camargo, Franco. 1999*)

Las perturbaciones en la pared exterior comienzan en el punto A y se propagan a lo largo de AB. Las perturbaciones desde la pared interior se propagan a lo largo de la línea A'B, y no afectan la zona aguas arriba de ABA', aguas abajo de BC y de BD, las líneas de perturbación se desplazan con alineación curva y dejan de ser rectas debido a que se sobreponen las perturbaciones. Dado que aparecen ondas de reflexión en los puntos C y D, se tendrá la máxima profundidad de agua en el lado exterior del punto C y la mínima en el lado interior del punto D. Los valores máximos siguientes aparecerán en todos los puntos de reflexión a lo largo de una prolongación de la línea A'BC; los valores mínimos siguientes se localizarán en los puntos de reflexión a lo largo de la continuación de la línea ABD. También en la transición hacia un tramo recto de una curva de un canal se propagan estas ondas cruzadas hacia aguas abajo, a menos que en la conexión se disponga de una sección transversal tal que se produzca en ella una superficie libre horizontal de agua, como efecto de la superposición de perturbaciones positivas y negativas.

El valor máximo del ángulo de perturbación  $\theta_0$  entre las tangentes en los puntos A y C, que es importante para estimar el valor máximo de la profundidad de agua en el punto C, se puede calcular con ayuda de la ecuación (2-10), suponiendo que AC sea aproximadamente igual a  $AC' = B/\tan\beta_1$ .

$$\tan\theta_0 = \frac{B}{(r_m + B/2)\tan\beta_1} \quad (2-10)$$

En el corte CD de la figura 2-16 se sobreponen los efectos de la fuerza centrífuga y de las ondas cruzadas, produciéndose con ello la pendiente máxima en la superficie libre del agua, mientras que en el corte FG, resultado de la fuerza centrífuga, la pendiente del espejo del agua tiene sentido contrario al de la resultante de las ondas cruzadas por lo que la superficie libre alcanza en ese lugar la posición horizontal original.

La distancia  $L'$  entre dos valores máximos o mínimos consecutivos a lo largo de la pared exterior o de la interior es igual a:

$$L' = \frac{B}{\tan\beta_1} \quad (2-11)$$

En el estudio del flujo subcrítico las corrientes espirales son de mucho interés, y debido a que es un fenómeno resultado de la fricción, para su análisis se requiere al número de Reynolds como parámetro; mientras que para el estudio del supercrítico, la formación de ondas transversales es muy importante ya que representan el efecto gravitacional de la superficie libre sobre el flujo, por lo que para su análisis se basa en el uso del número de Froude como parámetro.

### 2.3.5 Sobreelevación

A partir de los resultados experimentales que obtuvo Shukry, mostrados en la figura 2-17, se puede ver que la trayectoria de la línea de máxima velocidad en un canal curvo se empieza a desviar de su curso normal en una sección aguas arriba de la curva. En el punto d la trayectoria casi toca la pared interna del canal y la superficie del agua alcanza su nivel mínimo. Después de este punto, la trayectoria se mueve gradualmente hacia fuera hasta que cruza la línea central en la sección que pasa por el punto de separación s.

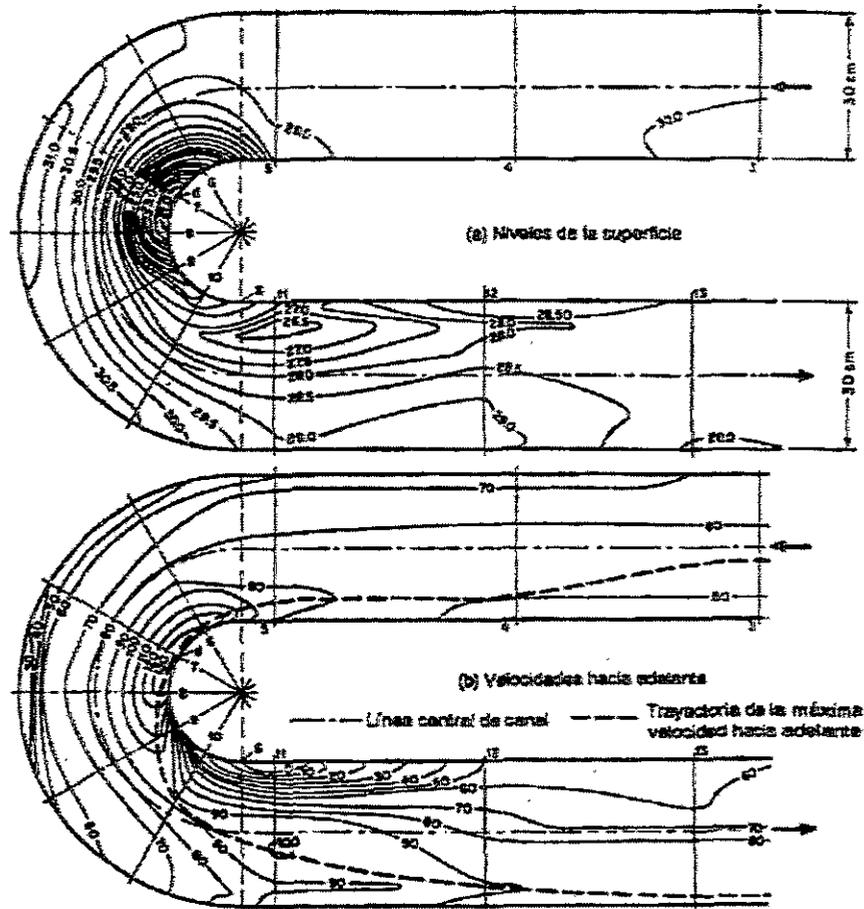


Figura 2-17 Líneas de contorno para niveles iguales y para velocidades hacia adelante en el flujo a lo largo de una curva de 180°, según Shukry. (*Hidráulica de canales. Chow. 1998*)

La distribución de velocidades hacia adelante y el perfil de la superficie del agua en la sección de máxima depresión superficial se pueden estimar suponiendo que esa distribución sigue la ley de velocidades teórica del tipo de vórtice libre, esta suposición es válida cuando el flujo es subcrítico.

Con la ayuda de la ley del movimiento de vórtice libre se puede escribir la ecuación 2-12,

$$v_z = \frac{C}{r} \quad (2-12)$$

donde

- $v_z$  velocidad de un filamento hacia adelante en la curva a una distancia radial  $r$  desde el centro de curvatura
- $C$  constante de circulación en un movimiento de vórtice libre.

Sea  $E$  la energía específica en cualquier sección y 'y' el tirante a una distancia  $r$  desde el centro de curvatura, entonces:

$$y = E - \frac{v_z^2}{2g} \quad (2-13)$$

La velocidad promedio hacia adelante es

$$V_z = \frac{C}{r_0 - r_i} \ln \frac{r_0}{r_i} \quad (2-14)$$

y el tirante de flujo es

$$y_m = E - \frac{C^2}{2gr_0r_i} \quad (2-15)$$

donde

$r_0$ ,  $r_i$  radios externo e interno de la curva, respectivamente

El gasto se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = C \left( E - \frac{C^2}{2gr_0r_i} \right) \ln \frac{r_0}{r_i} \quad (2-16)$$

Sí en la ecuación anterior se conocen los valores de  $Q$ ,  $E$ ,  $r_0$  y  $r_i$  se puede determinar el valor de la constante  $C$ , luego con las ecuaciones (2-12) y (2-13) para cualquier radio se obtienen la velocidad y la profundidad y con ellas se puede calcular la sobreelevación con la ecuación 2-17

$$\Delta h = \frac{C^2}{2gr_0^2r_i^2} (r_0^2 - r_i^2) \quad (2-17)$$

Como se mencionó anteriormente, el flujo en un canal curvo incrementa su profundidad a lo largo de la pared exterior mientras que el tirante disminuye a lo largo de la pared interior. El US Army Corps of Engineers dedicado a la investigación de varios fenómenos ha realizado varios experimentos y propuesto algunas ecuaciones para la solución de los mismos, las que se ven sustentadas por sus experimentaciones, en la figura 2-18 se presenta un gráfico para estimar la sobreelevación para varias combinaciones de velocidades, anchos y radios de curvatura.

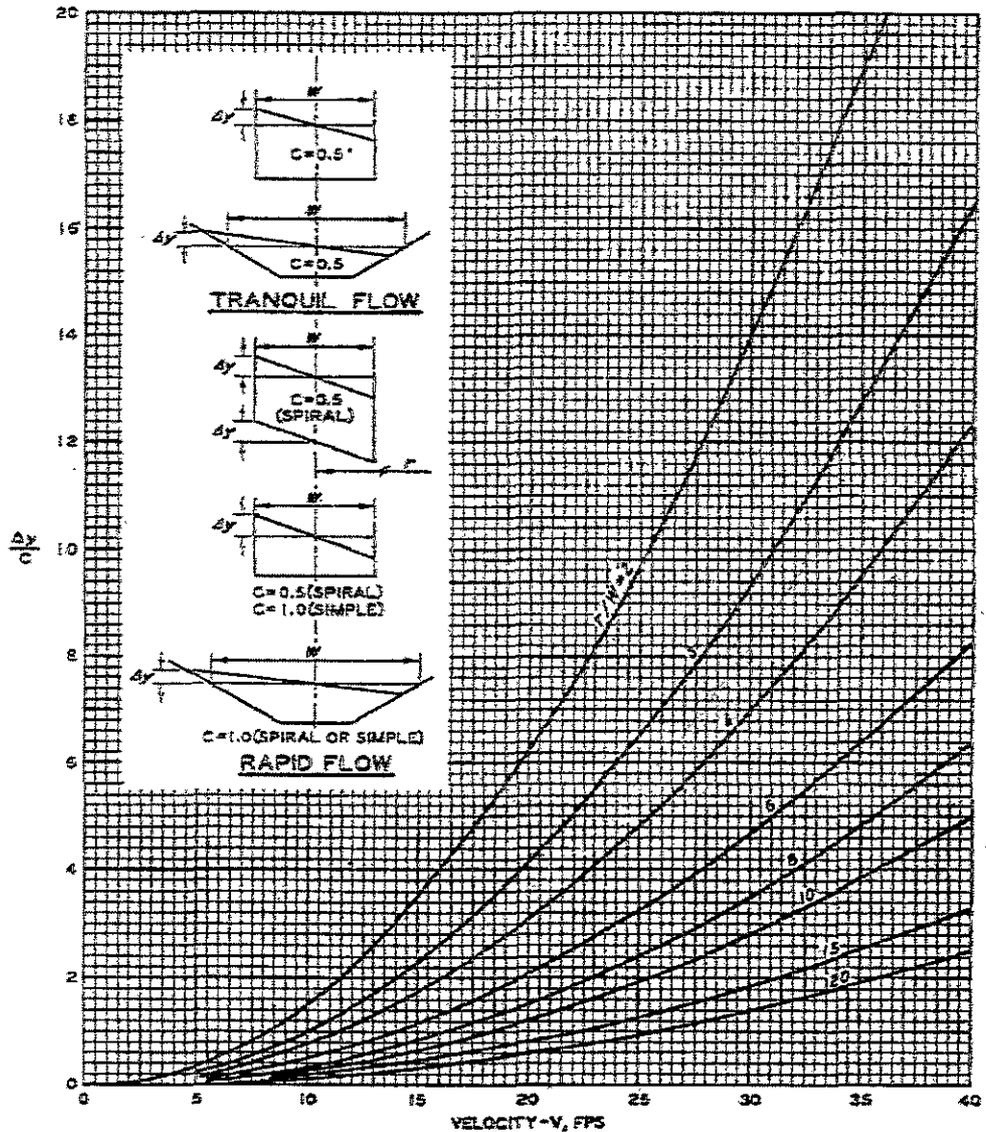


Figura 2-18 Gráfica de sobreelevación en canales curvos. (US Army Corps of Engineers).

El ascenso transversal de la superficie del agua en un canal curvo se puede describir con la ecuación siguiente para el flujo rápido y tranquilo, la deducción de ella se basa en una adaptación de las expresiones de la fuerza centrífuga.

$$\Delta y = C \frac{V^2 W}{gr}$$

donde

$\Delta y$  ascenso de la superficie libre del agua entre la línea central del canal y las paredes exterior e interior, en m

$C$	coeficiente que depende del número de Froude, la forma del canal y la geometría de la curva, adimensional
$V$	velocidad media del canal, en m/s
$W$	ancho de superficie libre del canal, en m
$g$	aceleración de la gravedad, en m/seg <sup>2</sup>
$r$	radio de curvatura, en m

Para un flujo rápido en un canal trapecial con curvatura simple, se recomienda que el valor de  $C$  sea igual a uno. En la figura 2-18 se puede observar el valor que puede tomar esta constante, en función del tipo de flujo y de la geometría del canal que se esté estudiando.

Al aplicar la segunda ley del movimiento de Newton a cada una de las líneas de corriente y después de integrarla a través de toda la sección del canal, Grashof<sup>1</sup> demostró que el perfil de la superficie transversal sigue una curva logarítmica y calculó la sobreelevación como:

$$\Delta h = 2.30 \frac{V^2}{g} \log \frac{r_0}{r_i} \quad (2-18)$$

### 2.3.6 Flujo espiral

Este tipo de flujo es tridimensional y se refiere al movimiento de partículas a lo largo de una trayectoria helicoidal en la dirección del flujo (ver figura 2-19), se presenta en canales rectos y curvos; sin embargo, en estos últimos en donde se produce con mayor intensidad y de manera irregular debido a la combinación e interferencia entre el flujo espiral que se genera antes de la curva y en ella. El primero en estudiar este tipo de flujo fue James Thompson en 1876, a partir de entonces se han realizado diversos estudios sobre sus causas y se cree que su aparición se debe principalmente a:

1. La fricción en las paredes del canal, la cual causa velocidades mayores de los filamentos cerca del centro del canal que en las paredes.
2. La fuerza centrífuga, la cual desvía las partículas de agua de su movimiento rectilíneo provocando la sobreelevación.

<sup>1</sup> F. Grashof, Hydraulic Structures, Vol. 1, traducción del alemán por Samuel Shultz, American Society of Mechanical Engineers, New York, 1937, 151 p.

3. La distribución no uniforme de las velocidades sobre la vertical en las secciones del canal de aproximación y de la propia curva, en donde se inicia el movimiento en espiral del flujo.

Por otro lado, se ha encontrado que hacia aguas abajo de un canal curvo, hacia la derecha se presenta un movimiento en espiral en sentido contrario al de las manecillas del reloj, mientras que en un canal curvo hacia la izquierda se observa una espiral en el sentido de las manecillas del reloj.

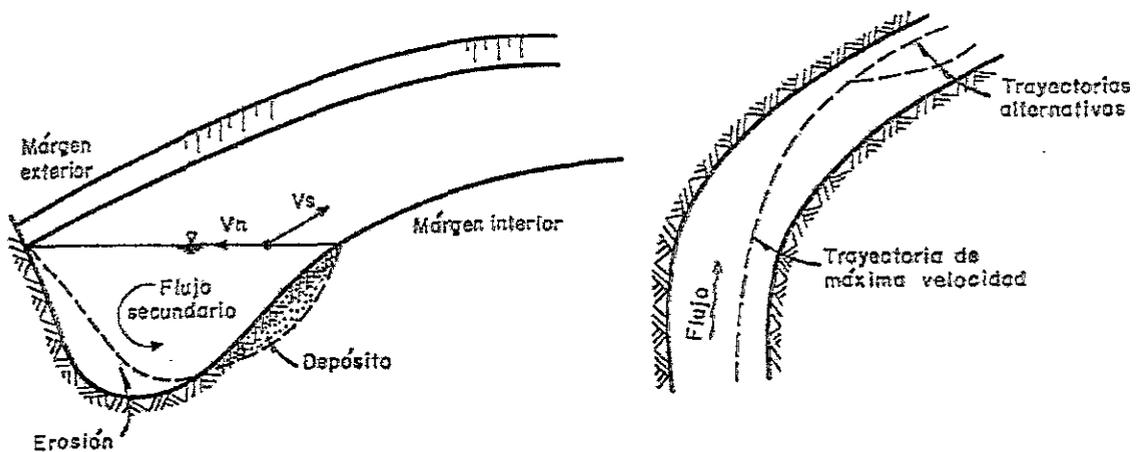


Figura 2-19 Corriente secundaria y flujo helicoidal en curvas horizontales. (Sotelo. *Hidráulica II*. 1997)

En canales curvos, el flujo en espiral inducido por la fuerza centrífuga es muy pronunciado e irregular a lo largo de la curva, este patrón generado en la misma curva interfiere con el flujo espiral que se tiene en el tramo de aproximación recto. Las corrientes laterales más fuertes, aparecen cerca de la pared exterior de la sección media de la curva donde éstas tienen una dirección, generalmente hacia el lado exterior de la curva. Su dirección y posición van cambiando gradualmente a lo largo de la segunda mitad de la curva hasta que alcanzan la salida en donde se aproximan a la pared interna con una inclinación hacia arriba.

### 2.3.7 Pérdida de energía

De acuerdo a Müller, tanto la línea de energía como el perfil de flujo en un canal curvo uniforme se muestra en la figura 2-20.

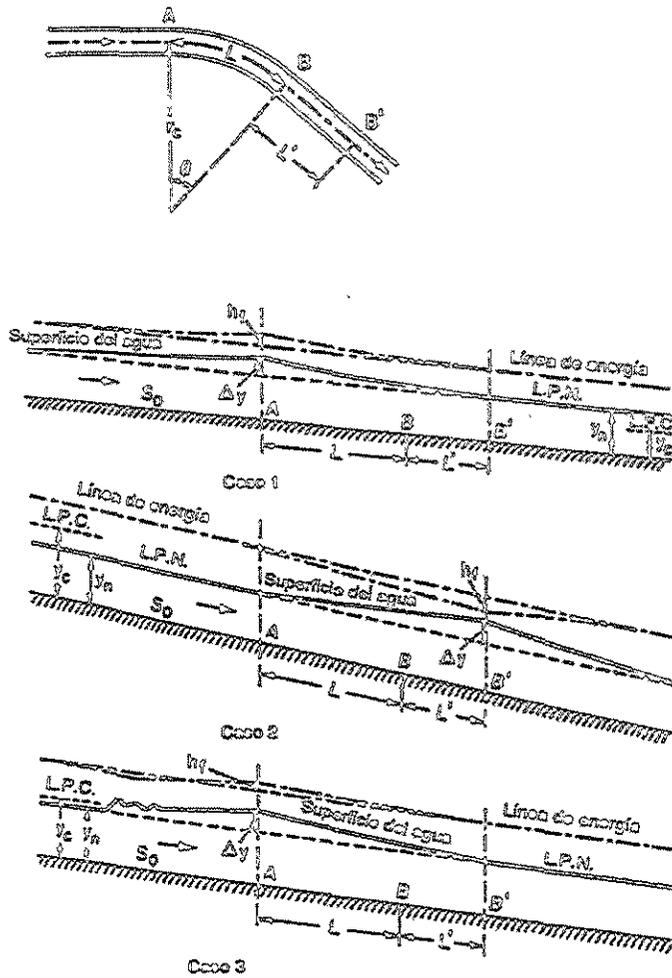


Figura 2-20 Línea de energía y perfil de flujo a lo largo de una curva, según Müller. (Hidráulica de canales. Chow. 1998)

El caso 1 muestra el flujo subcrítico que existe en una curva entre dos canales tangentes. Sin la curva, el flujo seguiría con un tirante normal ( $y_n$ ) que corresponde al caudal particular, pero con la curva, la línea de energía en el punto de inicio A de la misma sube una cantidad  $h_f$ , la mayor parte de esta energía se disipa a lo largo de su longitud, mientras que la energía remanente se mueve a una distancia  $L'$  en el canal de aguas abajo BB' permitiendo que el flujo regrese a su estado normal. La pendiente de la línea de energía entre A y B' es mayor que la de la plantilla  $s_0$ .

Para que la línea de energía se eleve por encima de la normal en el punto A, el agua se debe remansar en el canal aguas arriba del punto A. Partiendo de la curva de energía específica para el flujo en el canal, se puede demostrar que el aumento de  $h_f$  en la línea de energía

necesita de un aumento en la superficie del agua igual a una cantidad  $\Delta y$ , que es mayor que  $h_f$ .

Para calcular el perfil del remanso el punto inicial se debe fijar en A que es el punto de inicio de la curva, con una profundidad igual a  $y_n + \Delta y$ , este perfil es del tipo M1 extendiéndose hacia aguas arriba desde A, pero volviéndose asintótico a la línea del tirante normal.

El caso 2 muestra el flujo supercrítico en un canal curvo. La línea de energía cae una cantidad  $h_f$  en el punto B', la cual corresponde a la cantidad de energía que se disipa en la curva y en el canal de aguas abajo BB'. El nivel de la superficie del agua aumenta desde el tirante normal, empezando en A', incrementándose hasta  $\Delta y$  en el punto B' y regresando después al nivel normal. Si la superficie del agua sube por encima de la línea del nivel crítico se producirá un salto hidráulico.

El caso 3 muestra el flujo supercrítico cuando el nivel normal está ligeramente por abajo del crítico. La superficie ondulatoria en el canal de aguas arriba se debe a que la superficie del agua asciende por encima del nivel crítico, de manera que se produce un salto ondulatorio.

El cambio en la dirección de la velocidad necesita una fuerza normal dirigida hacia el centro de la curvatura la cual se origina debido a la sobreelevación de la superficie libre del agua en la margen exterior y el descenso en la orilla interior. Junto con este cambio en el nivel de la superficie libre, la velocidad disminuye en la parte exterior y se incrementa en la interior coincidiendo con la ecuación de la energía.

$$y + \frac{V^2}{2g} = H \cong cte \quad (2-19)$$

La diferencia de niveles o sobreelevación para flujo subcrítico se obtiene con una buena aproximación mediante la siguiente expresión, en la cual se ha supuesto que todas las velocidades de los filamentos en la curva son iguales a la velocidad media  $V$  y que todas las líneas de corriente tienen un radio medio de curvatura  $r_m$

$$\Delta(z_0 + y) = \frac{2B}{r_m} \frac{V^2}{2g} \quad (2-20)$$

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

donde

B	ancho del canal
$r_m$	radio medio de la curvatura del canal
V	velocidad media calculada como
$z_0$	profundidad del canal

El efecto de la viscosidad hace que la velocidad tanto en las paredes exteriores como en el fondo del canal se anulen, provocando la aparición de corrientes secundarias y separaciones del flujo.

Con la ayuda de la siguiente figura Naudascher explica el origen de los flujos secundarios.

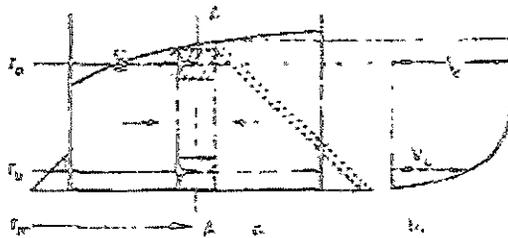


Figura 2-21 Distribución de a) presiones y b) velocidades en la vertical A-A de una curva en un canal, para flujo subcrítico. (*Hidráulica de canales. Naudascher. 2000*).

A causa de la distribución aproximadamente hidrostática de presiones a lo largo de la vertical, la misma fuerza centrípeta actúa sobre cada partícula de agua en la sección A-A. Entonces la aceleración centrípeta debe ser exactamente igual para una partícula cerca de la superficie del agua  $v_0^2/r_0$  y para una partícula cerca del fondo  $v_u^2/r_u$ , pero debido a que la velocidad en la superficie es mayor que la del fondo es decir, que  $v_0 > v_u$ , el radio de curvatura de las líneas de corriente en la parte superior  $r_0$  debe ser mayor que en la parte inferior  $r_u$ . Por esto las líneas de corriente tienen tendencia a acercarse hacia la orilla exterior en la superficie libre del agua y hacia la interior en la zona cercana al fondo del canal. El resultado es un flujo en forma espiral a lo largo de la curva.

La tendencia a la separación del flujo y las corrientes o flujos secundarios conducen a mayores pérdidas de energía. Representando la pérdida de energía debida al cambio de dirección, sin tomar en cuenta la pérdida por fricción, mediante un coeficiente de pérdida, se tiene que:

$$\xi = \frac{\Delta H}{\left( \frac{V^2}{2g} \right)} \quad (2-21)$$

Este coeficiente  $\xi$  depende de una serie de características del flujo en la curva, principalmente de características geométricas del propio canal y de la rugosidad del contorno, de condiciones del flujo de aproximación, del número de Reynolds y de Froude. Sin embargo, no existe mucha información acerca de esta relación, al menos en lo que se refiere a cambio de dirección en canales, aunque existe una investigación a cargo de Shukry (1949) que ha sido muy citada, la cual se refiere a canales rectangulares lisos; sus resultados se resumen en una serie de gráficas, a partir de las cuales se puede obtener el coeficiente de pérdida total de carga  $\Delta H_k$  para una curva en un canal.

$$\Delta H_k = \xi_k \frac{V^2}{2g} \quad (2-22)$$

En donde  $V$  es la velocidad media del flujo aguas arriba del cambio de dirección. Los valores de  $\xi_k$  varían con los parámetros  $Re = \frac{VR}{\nu}$ ,  $\frac{r_m}{B}$ ,  $\frac{y}{B}$  y  $\frac{\theta^\circ}{180^\circ}$ . Para determinar de manera aproximada  $\xi_k$  en el caso de canales rectangulares lisos, se comienza por determinar, con la ayuda de las gráficas de Shukry, el valor de  $\xi_k$  en función de dos parámetros dados y luego se ajusta este valor considerando los otros dos parámetros.

### 2.3.7 Pilas de puentes

Una pila de puente o una rejilla producen una obstrucción al flujo cuyo comportamiento hidráulico es el resultado de la combinación de los efectos de una contracción del área de la sección transversal, seguida por una de una ampliación de la misma.

El flujo orinal puede ser subcrítico o supercrítico, el efecto de las pilas consiste en dividir el escurrimiento produciendo una estela de disturbios hacia aguas abajo, sin transmitir más efectos hacia aguas arriba que los locales en el entorno de la nariz de la pila, los cuales dependen de la forma de la pila.

La figura 2-19 muestra el comportamiento de un flujo uniforme originalmente subcrítico que genera hacia aguas arriba un remanso con perfil del tipo M1. Entre las pilas el flujo se

acelera y disminuye el tirante hasta casi el tirante crítico o valores incluso menores, para después expandirse hacia aguas abajo de la pila.

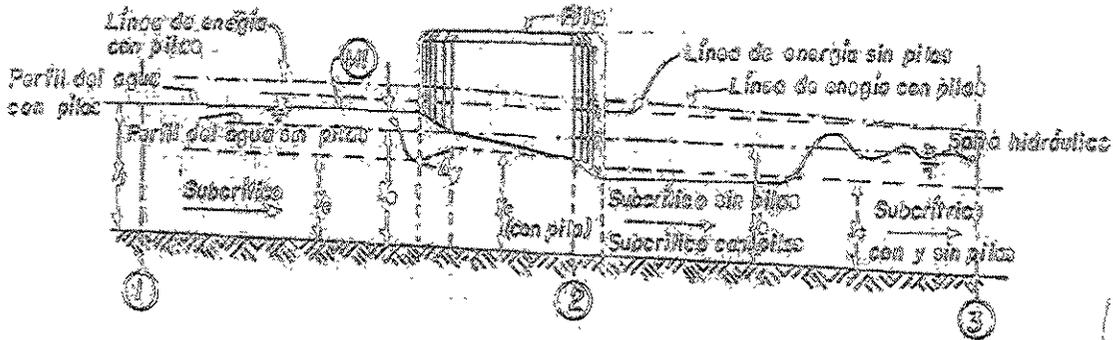


Figura 2-22 Elevación de pilas para flujo originalmente subcrítico con cambio a supercrítico. Tipo II. (Sotelo. Hidráulica II. 1997)

La sobreelevación del tirante se da por la presencia de diferentes pérdidas de energía por el paso del agua a lo largo de la estructura, las que se consideran son la pérdida al pasar de la sección 1 a la zona entre las pilas, debida al efecto de las separaciones; la pérdida por fricción entre las pilas, por el aumento en la velocidad; la pérdida por ampliación al pasar de la sección 2 a la 3.

La relación de contracción se calcula como

$$\sigma = \frac{b_2}{b_1} \quad (2-23)$$

Sin embargo esta relación puede fallar debido que no es uniforme la distribución de la velocidad a través del espacio entre las pilas y a la fricción entre las caras de las mismas, se considera que para fines teóricos esta estimación del grado de estrangulamiento y tipo de flujo entre las pilas es aceptable.

Ahora, aceptando que el flujo es crítico en la sección 2, se tiene

$$\sigma = \frac{(2 + 1/\sigma)^3 Fr_3^4 L}{(2Fr_3^2 L + 1)^3} \quad (2-24)$$

La ecuación anterior nos permite conocer el tipo de régimen que hay entre las pilas. Th. Rehbock propuso una serie de ecuaciones para calcular las pérdidas que existen entre las pilas, propuso calcular la relación entre el tirante de entrada y el de salida como

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + \alpha [\delta - \alpha(\delta - 1)] [0.4 + \alpha + 9\alpha^3] \frac{Fr_3^2}{(1 + Fr_3^2)^2} \quad (2-25)$$

donde

- $\alpha$  se calcula como  $\alpha = 1 - \sigma$
- $\delta$  es el coeficiente de la pila según su geometría
- $Fr_3$  es el número de Froude en la sección 3

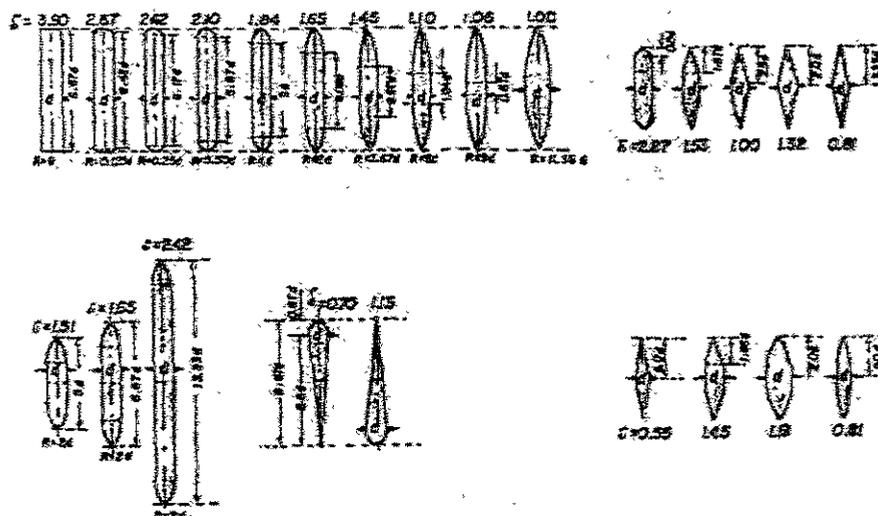


Figura 2-23 Coeficientes  $\delta$  para la ecuación 2-25. (Sotelo. Hidráulica II. 1997).

Para calcular la pérdida debida a la pila propuso

$$\frac{h_{pila}}{y_3} = \frac{y_1}{y_3} - \frac{1}{2} Fr_3^2 \frac{(y_1/y_3)^2 - 1}{(y_1/y_3)^2} \quad (2-26)$$

## 2.4 Alcantarillas

Comúnmente la práctica considera como alcantarillas los conductos que pasan bajo el terraplén de una carretera, con la finalidad de permitir el paso del agua de un río o un arroyo modificado lo menos posible a las condiciones originales del escurrimiento. Tienen cualquier forma o tamaño.

Las alcantarillas son conductos cerrados que se construyen transversales a un terraplén y por abajo de este, para conducir el agua de lluvia y eliminar el peligro de daños e interrupciones del tránsito.

La diferencia entre una alcantarilla y un puente es que la parte superior de una alcantarilla generalmente no forma parte del pavimento de la carretera, mientras que un puente eslabona una carretera sobre un cauce natural.

Existen varios métodos para calcular el gasto de diseño de una alcantarilla, los cuales van desde el uso de fórmulas empíricas hasta métodos más elaborados, dentro de las primeras una de las más sencillas es la conocida como la de Talbot, la cual permite establecer directamente el área hidráulica necesaria en la alcantarilla o en el cauce en función del área por drenar y de un coeficiente de escurrimiento que depende de las características de la cuenca.

Se puede hacer un diseño exagerado considerando el área de la sección de la alcantarilla mayor que la necesaria para el gasto máximo probable correspondiente a un periodo de retorno específico, por lo que se pudiera pensar que en su construcción se tendrían gastos innecesarios; sin embargo, si las alcantarillas son deficientes pueden ocasionar la destrucción de las obras que debe proteger.

La presencia de la alcantarilla se reduce el área del cauce de la corriente natural provocando un embalse a la entrada y un aumento en la velocidad dentro del barril y en su salida. El nivel del embalse a la entrada depende del diseño de la alcantarilla, en cambio la salida en ocasiones llega a necesitar protección contra la socavación y la erosión.

Las características principales de una alcantarilla son el conducto que pasa por abajo del terraplén, los muros de cabeza y los aleros a la entrada, los muros de los extremos o demás dispositivos a la salida para mejorar las condiciones del escurrimiento y evitar la erosión del terraplén. Según la forma de la sección del conducto, las alcantarillas pueden ser circulares, de cajón o de bóveda. Y se construyen de diferentes materiales. Las alcantarillas pequeñas se pueden construir de concreto precolado, barro vitrificado, hierro colado o tubería de acero corrugada, para alcantarillas más grandes se usan arcos de acero corrugado o de concreto reforzado o también mampostería de piedra y madera tratada. El diámetro mínimo debe ser aproximadamente de 0.45 a 0.60 metros.

Generalmente, se procura que el conducto de la alcantarilla siga el alineamiento y la pendiente del cauce natural en línea recta. Cualquier cambio brusco de dirección en uno u otro extremo retarda la corriente obligando a usar un conducto de mayor sección. Existen diferentes disposiciones para las alcantarillas como se muestra en las figuras 2.24 a 2-27.

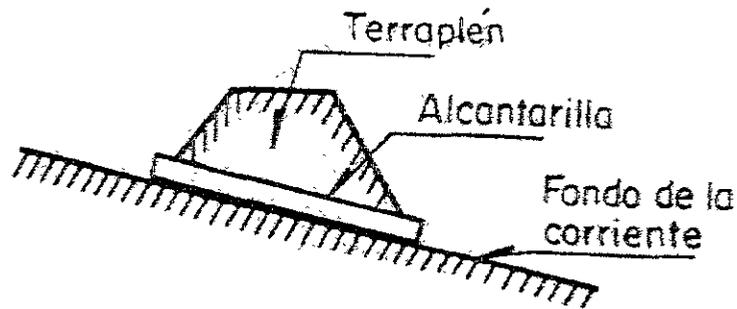


Figura 2-24 Se muestra el barril de la alcantarilla que sigue el alineamiento y la pendiente natural del cauce. (*Drenaje en carreteras y puertos. Sotelo. 1986*)

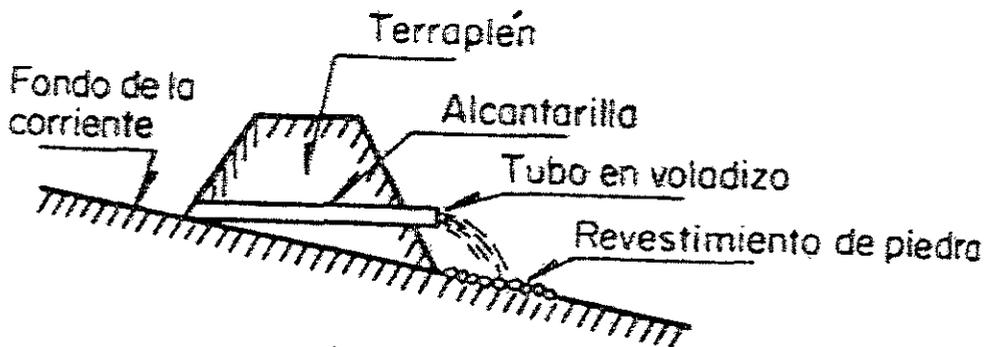


Figura 2-25 La longitud del conducto se puede acortar elevando la salida arriba del fondo natural del cauce. (*Drenaje en carreteras y puertos. Sotelo. 1986*)

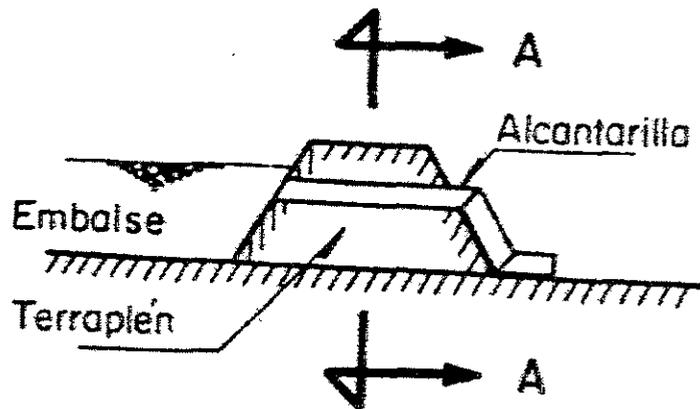


Figura 2-26 Si la elevación de la entrada se aumenta por usar alguna localización en la ladera, se puede acortar la alcantarilla pero el terraplén debe funcionar como una presa ya que se formará un pequeño embalse del lado de aguas arriba, se puede prolongar la longitud del conducto como se muestra en esta figura o bien, (*Drenaje en carreteras y puertos. Sotelo. 1986*)

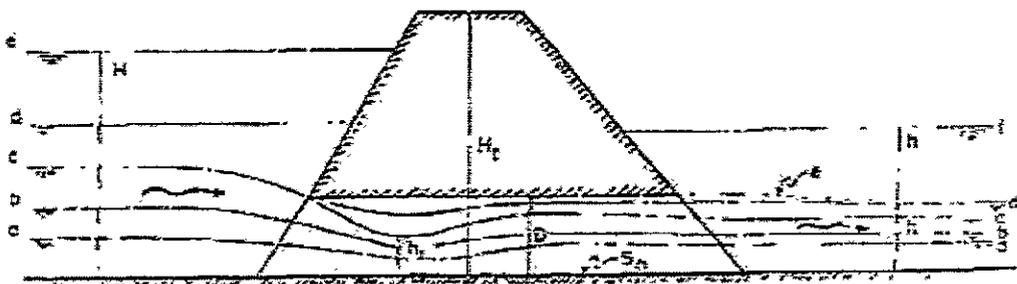


Se puede decir que una alcantarilla se considera corta si no ocurre el llenado y larga si ello ocurre, aunque ésta consideración no sólo depende de su longitud, sino también, entre otras, de su pendiente, tamaño, geometría a la entrada, nivel aguas arriba, condiciones de entrada y de salida, entre otras.

Para diseñar una alcantarilla se necesita conocer el tipo de flujo que se presentará en la misma, para lo cual se tiene la siguiente clasificación.

- |  |        |
|--|--------|
| 1. Salida sumergida                                    | TIPO A |
| 2. Salida no sumergida                                 |        |
| b) Carga a la entrada mayor que el valor crítico $H^*$ |        |
| a.1) Alcantarilla hidráulicamente larga                | TIPO B |
| a.2) Alcantarilla hidráulicamente corta                | TIPO C |
| b) Carga a la entrada menor que el valor crítico $H^*$ |        |
| b.1) Carga a la salida por arriba del tirante crítico  | TIPO D |
| b.2) Carga a la salida por abajo del tirante crítico   |        |
| b.2.1) Pendiente subcrítica                            | TIPO E |
| b.2.2) Pendiente supercrítica                          | TIPO F |

En la figura 2-28 se muestra una alcantarilla que funciona bajo diferentes valores de carga  $H$ . En general, se puede observar que existe un descenso en el nivel del agua a la entrada de la alcantarilla debido a la contracción que se provoca por el cambio brusco de sección. Las posiciones a, b y c muestran a la alcantarilla trabajando como un canal. La posición c muestra la máxima carga  $H$  posible para la cual la alcantarilla aún no se ahoga, para este nivel hay zonas todavía en las cuales la alcantarilla sigue sin trabajar a presión, como en la posición d. Para valores mayores de la carga  $H$  la alcantarilla comienza a trabajar a presión y si en la descarga el tirante no alcanza a ahogar la alcantarilla, la descarga será libre como lo muestran las curvas a la salida.



2-28 Diferentes tirantes en la alcantarilla. (*Hidráulica de canales. Gardea. 1999*)

## Flujo tipo A.

Este tipo de flujo se presenta cuando el nivel de desfogue ahoga totalmente la salida, por lo que el conducto se llena en la forma que se muestra en la figura 2-29

Solida sumergida  
 $K > D$   
 $y_t > 0$   
 Flujo lleno

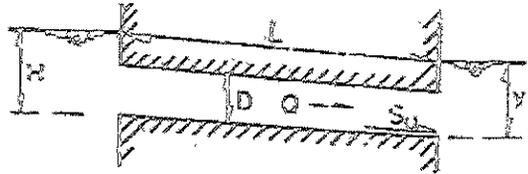


Figura 2-29 Flujo tipo A. (Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo.1986).

En condiciones estables la relación carga-gasto se determina a partir de la ecuación de continuidad y la ecuación de la energía, obteniendo:

$$H = y_t + \frac{Q^2}{2gA^2} + h_e + h_f - S_0L \quad (2-27)$$

donde:

- A área de la sección del conducto, en  $m^2$
- g aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$
- H altura del nivel aguas arriba respecto del punto más bajo en la sección de entrada, en m
- L longitud del conducto, en m
- Q gasto del conducto, en  $m^3/s$
- $S_0$  pendiente del conducto, adimensional
- $y_t$  altura del nivel del agua en la salida respecto del punto más bajo de la sección de salida, en m

La pérdida de energía a la entrada ( $h_e$ ) se determina con la ecuación,

$$h_e = K_c \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2-28)$$

donde

- $K_c$  coeficiente de pérdida por entrada,  $K_c=0.08$  para entradas redondeadas y  $0.50$  para entradas afiladas.

La pérdida por fricción ( $h_f$ ), se puede calcular mediante la ecuación de Manning

$$h_f = \left( \frac{Vn}{R_h^{2/3}} \right)^2 L \quad (2-29)$$

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

donde

- n      coeficiente de fricción, según Manning
- $R_h$     radio hidráulico de la sección, en m
- A      área hidráulica, en  $m^2$
- P      perímetro mojado, en m
- V      velocidad media en el conducto, en m/s
- L      longitud del conducto, en m

Sotelo encuentra que de la ecuación 2-29, se puede inferir que el gasto depende de la diferencia de niveles entre las superficies libres aguas arriba y aguas abajo y propone la siguiente ecuación para calcular el desnivel

$$H = H + S_0 L - y_t = \frac{Q^2}{2gA^2} + h_e + h_f \quad (2-30)$$

Flujo tipo B

Salida no sumergida  
 $H > H^*$   
 $y_t < D$   
 Flujo lleno

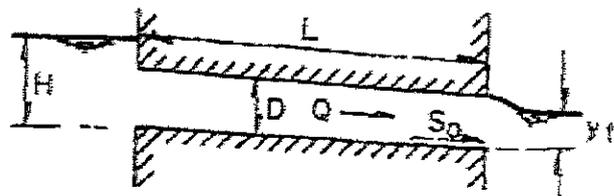


Figura 2-30 Flujo tipo B. (Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo.1986).

Para salidas no sumergidas se considera  $y_t < D$ , la carga a la salida puede ser cualquiera inclusive cero, este tipo de flujo es igual al anterior si  $y_t > D/2$ , en la que se pueden usar las mismas ecuaciones para ambos tipos de flujo. Para calcular el desnivel entre las cargas se puede usar la ecuación 2-30, si  $y_t \leq D/2$ , pero con la diferencia de que este desnivel es entre la superficie libre aguas arriba y el centro de gravedad de la sección final del conducto.

Para este tipo de flujo la pendiente es importante ya que al aumentar ésta se incrementa el desnivel  $\Delta H$  y con ello su capacidad de conducción.

### Flujo tipo C.

En este tipo de flujo se considera  $H > H^*$  y la carga de salida es  $y_t < D$ . En este caso, se produce una contracción del flujo a la entrada a partir de valores  $H/D \geq 1.2$  como si se tratara de una compuerta. El gasto descargado depende del nivel de la sección de entrada y del grado de redondeamiento de sus aristas.

Solida no sumergida

$$H > H^*$$

$$y_t < D$$

Flujo parcialmente lleno

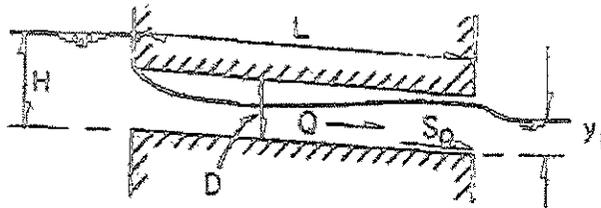


Figura 2-31 Flujo tipo C. (*Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo.1986*)

Para  $1.2 < H/D < 1.5$  aparece un flujo mezclado que arrastra el aire hacia adentro de la alcantarilla reduciendo su eficiencia, el gasto se puede calcular con la ecuación de un orificio:

$$Q = C_h B D \sqrt{2g(H - C_h D)} \quad (2-31)$$

donde

B ancho de la alcantarilla, en m

$C_h$  coeficiente de contracción, para bordes redondeados  $C_h = 0.8$  y para afilados  $C_h = 0.6$

Para alcantarillas circulares, el gasto se calcula como

$$Q = C_c C_v \frac{\pi}{4} D^2 \sqrt{2g \left( H - \frac{D}{2} \right)} \quad (2-32)$$

donde

$C_c$  coeficiente de contracción,  $C_c = 0.60$  en bordes afilados y  $C_c = 0.61$  para bordes redondeados

$C_v$  coeficiente de velocidad y se calcula como

$$C_v = 1 - \frac{1}{128((H/D) - 1/2)^2}$$

D diámetro del conducto a la entrada de la alcantarilla en m

Flujo tipo D.

Este flujo se presenta si la carga  $y_t$  a la salida se encuentra entre la altura D del conducto y el tirante crítico en el mismo y si la carga H a la entrada es menor que la crítica  $H^*$ , el flujo es parcialmente lleno, lo cual ocurre generalmente en alcantarillas de poca pendiente y cargas H pequeñas, la pendiente  $S_0$  es menor que la crítica y la entrada actúa como un vertedor con la misma sección transversal del conducto.

Salida no sumergida  
 $H < H^*$   
 $y_t > y_c$   
 Flujo subcrítico

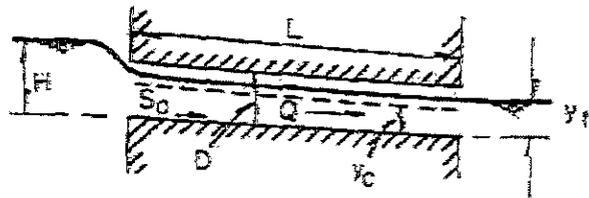


Figura 2-32 Flujo tipo D. (Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo. 1986)

El tirante crítico en una alcantarilla rectangular o circular depende exclusivamente del gasto, por ejemplo, para el caso de una sección rectangular vale:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad (2-33)$$

Para cualquier otra forma de sección las condiciones de régimen crítico deben satisfacer la siguiente ecuación

$$\frac{A_c^3}{B_c} = \frac{Q^2}{g} \quad (2-34)$$

donde

- $A_c$  área hidráulica de la sección, que corresponde al tirante crítico, en  $m^2$
- $B_c$  ancho de la superficie libre de la sección, que corresponde al tirante crítico, en m

Probando con diferentes valores de tirantes en la ecuación anterior se encuentra el tirante crítico, que es el que satisface la ecuación.

La pendiente crítica en la alcantarilla se obtiene con la ecuación de Manning

$$S_c = \left( \frac{V_c n}{R_{hc}^{2/3}} \right)^2 \quad (2-35)$$

Este tipo de flujo se presenta si se cumple que  $s_0 \leq s_c$ . Debido a que  $y_c \leq y_t < D$  la sección crítica o de control no ocurre en ningún punto del conducto, siendo a lo largo de ella el flujo supercrítico.

#### Flujo tipo E

Este tipo de flujo se presenta si  $y_t$  es menor que el tirante crítico,  $H < H^*$ , además la sección de control se presenta cerca de la sección final del conducto, para el cual el régimen es subcrítico. El procedimiento de análisis es el mismo que para el tipo de flujo anterior, pero con la diferencia de que la condición de frontera a la salida no corresponde al tirante  $y_t$  sino al tirante crítico.

Salida no sumergida  
 $H < H^*$   
 $y_t < y_c$   
 Flujo subcrítico.  
 Control a la salida

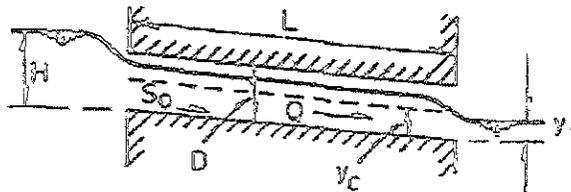


Figura 2-33 Flujo tipo E. (*Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo.1986*)

#### Flujo tipo F

Esta condición se presenta cuando  $y_t < y_c$ ,  $H < H^*$  y la pendiente es fuerte  $s_0 \geq s_c$ . La sección de control ocurre un poco antes de la entrada y para el resto del conducto el flujo es supercrítico, el hecho de que la pendiente aumente no influye, el gasto no aumenta pero sí la velocidad. La alcantarilla funciona en este caso como un vertedor de cresta ancha cuya carga es  $H$ .

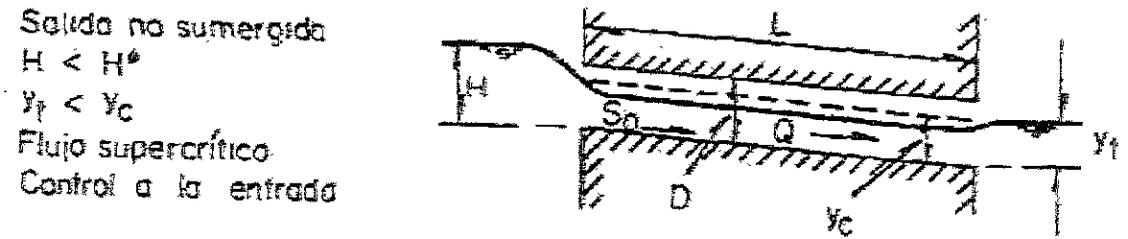


Figura 2-34 Flujo tipo F. (Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo.1986)

2.4.2 Formas de entrada y salida

Sotelo (1997) recomienda que la alcantarilla trabaje a presión con lo cual se aprovecha el máximo de su área. Se han hecho varios estudios de la posible influencia que tienen sobre la descarga los bordes afilados o redondeados, recomiendan construir muros de cabeza a la entrada para aumentar la eficiencia, estos pueden ser rectos, en forma de L, de U, o con aleros, además de que sirven para encauzar el agua hacia la alcantarilla, ver figura 2-35.

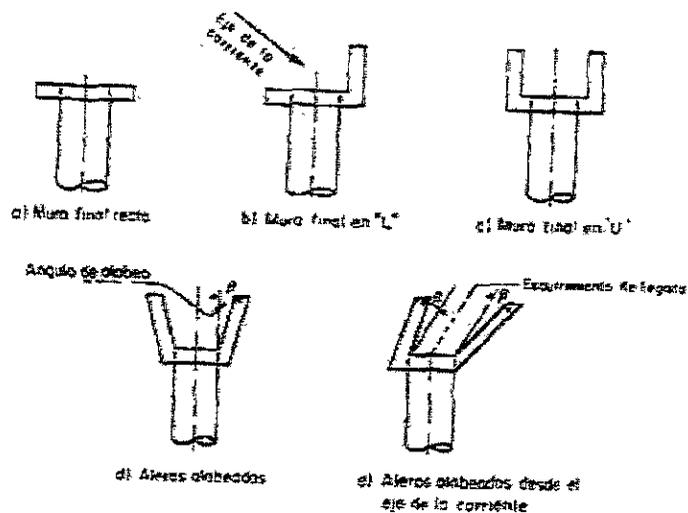


Figura 2-35 Diferentes formas de entrada a la alcantarilla. (Drenaje en carreteras y aeropuertos. Sotelo.1986)

Al alabear la entrada se aumenta la capacidad del conducto permitiendo que éste funcione para un gasto dado con una carga menor. A la salida se procura proteger el talud de aguas abajo del terraplén de la erosión o la posible socavación en el conducto, lo ideal sería que la velocidad en el cauce aguas abajo fuese la misma que se tenía antes de construir la alcantarilla.

Cuando la descarga es sumergida, existe poca probabilidad de que exista un desgaste excesivo en la estructura, pero aunque esto sea reducido se recomienda construir un muro de cabecera para ayudar a retener el terraplén. Para velocidades bajas en la descarga ello puede ser suficiente con construir un muro final recto o en forma de U, sin embargo, con velocidades de descarga grandes aumenta la tendencia a producirse remolinos en los extremos de los muros, especialmente cuando la alcantarilla es mucho más angosta que el cauce de salida. Con velocidades moderadas a la salida se pueden construir aleros que son una mejor transición y que ayudan a sostener mejor el terraplén. Sin embargo, para cuando la velocidad de descarga es muy alta (mayor a 5.5 m/s) o bien el material del canal es susceptible a la erosión puede ser necesaria alguna estructura o tomar alguna medida para disipar la energía del escurrimiento a la salida, esta estructura puede ser, por ejemplo, un delantal inclinado para inducir la formación de un salto hidráulico, o bien una salida en forma de cucharón que arroje el chorro lo bastante lejos aguas abajo para evitar los posibles daños al terraplén del camino, aunque también puede usarse un tanque amortiguador para lograr la disipación de la energía de la descarga.

La pendiente ideal para una alcantarilla es aquella que no cause sedimentación ni velocidad excesiva y que evite la erosión, por lo que Sotelo recomienda escoger una pendiente entre 1 al 2% para que sea igual o mayor que la crítica, esto siempre y cuando la velocidad no sea perjudicial. Para que no exista sedimentación se sugiere usar una pendiente de 0.5%, mientras que las velocidades de más de 3 m/s causan una erosión destructiva aguas abajo.

Una alcantarilla debe ser lo suficientemente larga para que sus extremos no puedan obstruirse por sedimento, de ocurrir esto, la eficiencia de la alcantarilla disminuiría.



### 3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Algunos autores consideran la modelación como “un arte que sólo se puede dominar con la práctica”.

Muchos de los problemas hidráulicos como son, por ejemplo, alcantarillas, sifones, cruces, túneles y obras hidráulicas se pueden resolver con ayuda de pequeños modelos físicos, en los cuales se hacen diferentes diseños que evitan el empleo de “hipótesis aventuradas”, que en ocasiones se utilizan en los modelos numéricos.

La modelación física es parte importante de cualquier estudio, en nuestro país actualmente existen diversas instituciones en donde se construyen estos modelos de proyectos hidráulicos.

Los modelos hidráulicos son una herramienta útil para validar los métodos analíticos o numéricos. Estos modelos ayudan a la representación del comportamiento real del agua, en cualquier estructura pudiéndose plantear para diferentes condiciones de operación, por ejemplo, cual sería la abertura de las compuertas de la estructura de control de una obra de excedencias cuando el nivel del agua se encuentra en el NAMO (Nivel de Aguas Máximo

de Operación), para que el gasto que salga a través de ella no afecte a poblaciones ubicadas aguas abajo de la obra.

Actualmente, todas las grandes obras hidráulicas como las presas, puertos y obras marítimas, necesitan de estudios en modelo y análisis que permitan al diseñador probar su funcionamiento, detectar posibles problemas o anomalías y hacer los cambios necesarios antes de iniciar las obras.

También, se debe mencionar que los modelos hidráulicos son útiles para controlar y llevar a cabo modificaciones en los diseños analíticos de las estructuras hidráulicas, además de que permiten experimentar diferentes alternativas a un costo relativamente bajo, comparado con la construcción misma del prototipo, hasta obtener un diseño con resultados óptimos. Sin embargo, también se debe reconocer que es erróneo suponer que de una serie de datos obtenidos de la experimentación pudieran remplazar a los de un método analítico detallado. Está comprobado que la combinación, tanto del análisis matemático como el de la verificación experimental, son una buena mezcla que ha hecho evidente la importancia de los resultados para la determinación de las características principales de los fenómenos.

La técnica que se utiliza para encontrar las posibles combinaciones en que se pueden presentar los resultados se apoya en el empleo de parámetros adimensionales, los que se forman de diferentes variables del problema o bien ellos son una ayuda que permiten transformar los datos de un modelo físico a la estructura real. La teoría de similitud que satisface lo anterior fue establecida por Kline que dice: “si dos sistemas obedecen al mismo grupo de ecuaciones y condiciones gobernantes, y si los valores de todos los parámetros y las condiciones se hacen idénticas, los dos sistemas deben de exhibir comportamientos similares con tal de que exista una solución única para el grupo de ecuaciones y condiciones”.

La experimentación se basa en el diseño, construcción y operación de un modelo reducido a escala, cuyo tamaño depende de factores como el espacio y el gasto disponible en las instalaciones del laboratorio, el costo del modelo y los efectos de la escala.

Es importante remarcar que “la similitud rara vez es perfecta debido a que comúnmente es imposible satisfacer todas las condiciones requeridas para lograrla”<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Sotelo. Hidráulica General. Fundamentos. Limusa. México, 1997.

### 3.1 Marco de referencia de la zona

Con el propósito de situarnos en un marco geográfico y poder identificar y conocer un poco la zona en donde se pretende construir la cuarta etapa del sistema Cutzamala, se comenta que el río sobre el cual se quiere llevar a cabo esta etapa se llama Temascaltepec y así se ha nombrado al proyecto mismo; sin embargo, no es precisamente que vaya a construirse en ese pueblo, aunque sí en el municipio del mismo nombre, la cortina de la presa se construirá entre los pueblos Temascaltepec y San Pedro Tenayac, el lugar es una zona boscosa con clima semihúmedo, esta estructura unirá los municipios de Temascaltepec y Tejupilco.

Hay que mencionar que dentro del proceso de planeación que está llevando a cabo la CNA, como primera etapa se realizó la formación de las regiones administrativas y sus respectivos Consejos de Cuenca, después se llevaron a cabo diagnósticos para cada una de las 13 regiones, con base en estos se desarrollaron los lineamientos estratégicos para el Desarrollo Hidráulico de las Regiones Hidrológicas. Estas regiones están definidas por los límites hidrológicos considerando a la cuenca como unidad básica. De acuerdo con lo previsto por la Ley de Agua Nacionales, se contempla formar para cada región, cuando menos un Consejo de Cuenca, el cual tendrá funciones de coordinación y concertación entre autoridades y usuarios.

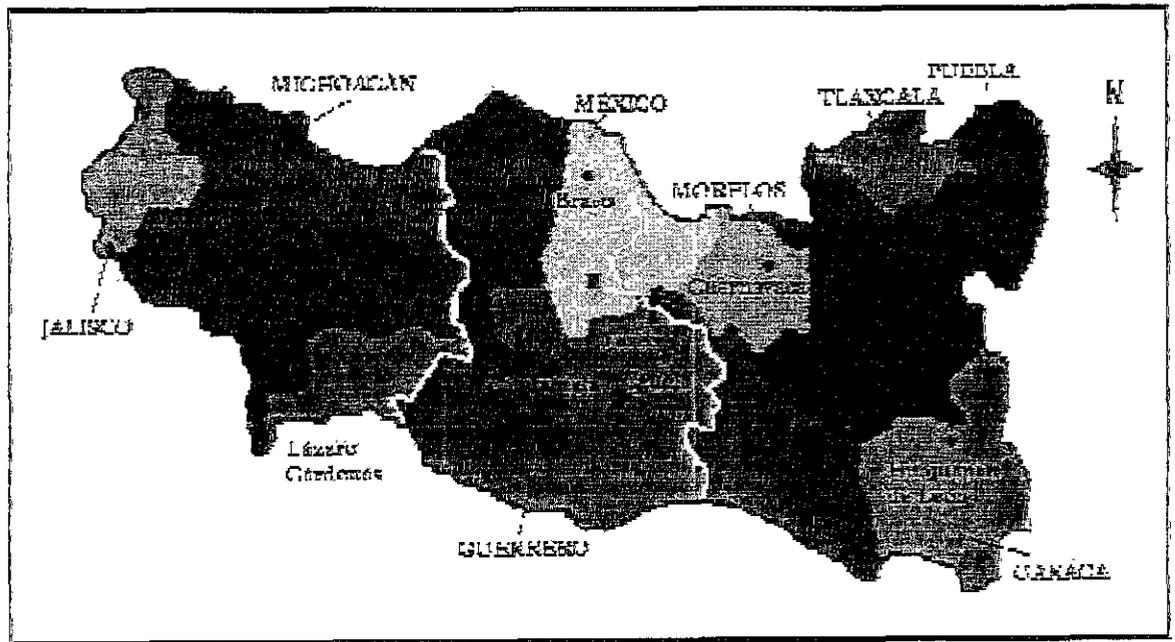


Figura 3-1 Delimitación Subregional y Estatal de la región IV Balsas.

El municipio de Temascaltepec forma parte de la región administrativa IV llamada la del Balsas que tiene una cuenca hidrológica de 117 405 km<sup>2</sup>, distribuida en tres subcuencas: Alto Balsas 50 409 km<sup>2</sup> con 332 municipios, Medio Balsas 31 951 km<sup>2</sup> con 51 municipios y Bajo Balsas 35 045 km<sup>2</sup> con 38 municipios. Como se muestra en la figura 3-1 y en la tabla 3-1, la región está formada por varios estados de la República Mexicana. El área total de la región es de 123 486 km<sup>2</sup>, que representa el 6% del resto del territorio nacional, la población según el Censo del INEGI de 1995 fue de 9 247 855 habitantes, en la tabla 3-1 se resumen los datos básicos de la región.

Subregión	Estado	Nº de Municipios	Superficie (km <sup>2</sup> )		Población (habitantes)
			Hidrológica	Municipal	
Alto Balsas	Veracruz	-	430.0	-	-
	D.F.	-	218.0	-	-
	Puebla	127	19,819.1	18,799	3,042,973
	Tlaxcala	56	3,552.5	3,049	825,170
	Morelos	33	4,941.0	4,941	1,442,662
	Oaxaca	78	8,681.1	8,726	253,515
	México	17	2,800.4	2,777	364,961
	Guerrero	21	9,966.9	10,313	328,853
	Subtotal	332	50,409.0	48,606	6,258,134
Medio Balsas	México	15	5,578.0	5,007	416,908
	Guerrero	23	18,725.0	23,238	871,845
	Michoacán	13	7,648.0	8,657	386,347
	Subtotal	51	31,951.0	36,902	1,675,100
Bajo Balsas	Guerrero	3	5,492.7	7,269	65,121
	Michoacán	32	25,776.6	27,704	1,224,083
	Jalisco	3	3,776.0	3,005	25,417
	Subtotal	38	35,045.3	37,978	1,314,621
	Total	421	117,405.3	123,486	9,247,855

Tabla 3-1 Estados, municipios, superficie y población de las Subregiones. (Comisión Nacional del Agua. Consejo de cuencas).

La Región IV Balsas hidrológicamente está formada por doce subcuencas: Alto Atoyac, Bajo Atoyac, Nexapa, Mixteco, Tlapaneco, Amacuzac, Cutzamala, Medio Balsas, Tacámbaro, Tepalcatepec, Cupatitzio y Bajo Balsas, y tres subcuencas cerradas: Libres-Oriental, Paracho-Nahuatzén y Zirahuén.

El río Temascaltepec pertenece a la subcuenca Cutzamala, es un afluente del río Cutzamala que se genera en la propia cuenca, que a su vez es un afluente del río Balsas, uno de los ríos con mayor afluente del país, tiene un escurrimiento total de 24 788 Mm<sup>3</sup> anuales. La figura 3-2 nos muestra las diferentes subcuencas que tiene la región.

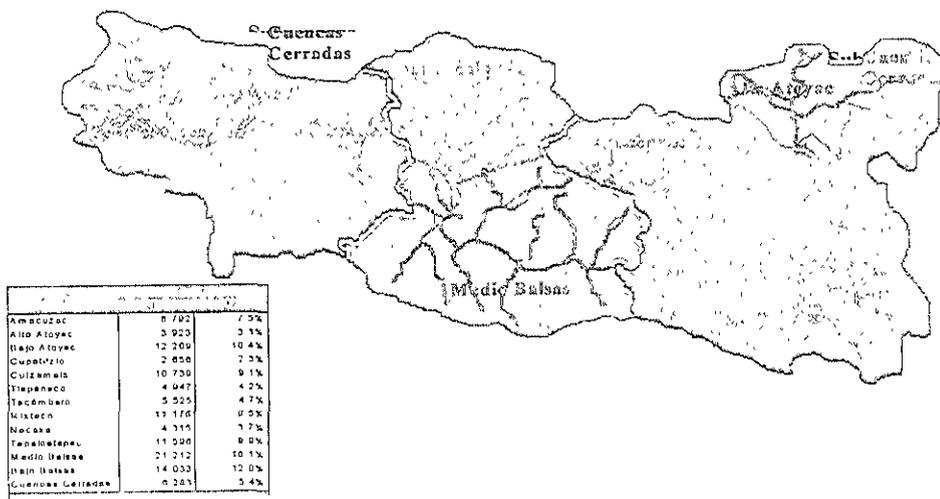


Figura 3-2 Subcuencas de la Región IV Balsas.

### 3.2 Proyecto Temascaltepec

Con la finalidad de aumentar en  $4.5 \text{ m}^3/\text{s}$  el abastecimiento de agua potable al Valle de México, la Comisión Nacional del Agua (CNA) está estudiando la posibilidad de conducir el agua del río Temascaltepec, localizado en el Estado de México, a la presa Valle de Bravo. Para lo cual se necesita construir sobre este río la presa derivadora "El Tule", una planta de bombeo para llevar el agua a la presa Colorines, para de esta planta rebombear el agua y entregarla finalmente a la presa Valle de Bravo. Los bombeos se realizarán por conducciones a presión con una longitud total de 49.7 kilómetros. La construcción de esta obra forma parte de la cuarta etapa del Sistema Cutzamala.

Debido a lo anterior la CNA encargó a la Universidad Nacional Autónoma de México, a través del Instituto de Ingeniería, llevar a cabo los estudios del funcionamiento hidráulico de las obras que componen el arreglo general propuesto para la presa "El Tule", es decir, las obras de excedencias, tanto la libre como la controlada, de toma y de desvío, esto se haría con la ayuda de un modelo hidráulico.

La CNA proporcionó al Instituto los planos y datos del arreglo general, tomando en cuenta el gasto de diseño para cada una de las obras que componen el arreglo, el espacio y el gasto disponible en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto, se escogió una escala de líneas de 1:40 para el modelo, esta escala permite tener una representación adecuada tanto de las estructuras como de la topografía y con ello se tendrá una reproducción confiable del funcionamiento hidráulico del prototipo en el modelo.

Para cumplir con el objetivo mencionado y como lo que se solicitó es analizar el funcionamiento hidráulico de las diferentes obras que forman parte de la presa "El Tule" y, de ser el caso, proponer las modificaciones necesarias a las condiciones propuestas por la CNA, el diseño del modelo se hizo usando la condición de Froude, aplicable a estudios de escurrimientos a superficie libre. Este parámetro tiene importancia debido a que en flujos con velocidades grandes que ocurren por la acción de la gravedad, los efectos de la viscosidad son despreciables. En este caso se debe cumplir con que este parámetro sea igual en modelo y prototipo.

En los flujos a superficie libre, como canales, vertedores, salto hidráulico, compuertas, modelos marítimos, etcétera, los efectos viscosos carecen de importancia y el efecto de fricción provoca solo pequeños cambios en el aspecto dinámico del flujo.

El número de Froude,  $Fr$ , se define como

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{\frac{gY}{\alpha}}} \quad (3-1)$$

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

donde

- V      velocidad del flujo, en m/s
- g      aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$
- $\alpha$     coeficiente de Coriolis, que se considera igual a 1.0, adimensional
- Y      tirante hidráulico, en m
- A      área hidráulica, en  $m^2$
- B      ancho de superficie libre, en m

La condición de Froude, que es la que se usa como herramienta, propone que tanto para el prototipo como para el modelo se debe cumplir que, en puntos equivalentes en ambos sistemas, los números de Froude respectivos deben ser iguales, es decir, se tiene que

$$Fr_p = Fr_m \quad (3-2)$$

donde los subíndices  $p$  y  $m$  se refieren a prototipo y modelo, respectivamente.

Ahora bien, utilizando la ecuación 3-1, tenemos que:

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p Y_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m Y_m}} \quad (3-3)$$

Acomodando los términos de la ecuación anterior, se tiene la siguiente:

$$\frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\frac{g_p Y_p}{g_m Y_m}} = \sqrt{\frac{g_p}{g_m} \frac{Y_p}{Y_m}} \quad (3-4)$$

De manera general, el término escala se define como el cociente de la magnitud real entre la dibujada, por lo que la ecuación 3-4 se simplifica a:

$$V_e = \sqrt{g_e Y_e} \quad (3-5)$$

donde el subíndice  $e$  se relaciona con la escala, es decir  $V_e$ ,  $g_e$ ,  $Y_e$  serían las escalas de velocidad, gravedad y tirante hidráulico, respectivamente.

Como el tirante hidráulico es una variable geométrica, es decir tiene asignada la dimensión de longitud, de acuerdo con la ley de semejanza geométrica, que se debe cumplir entre el prototipo y modelo, se puede expresar usando la escala de líneas, y como el modelo que se propone construir es no distorsionado, es decir que la escala de línea horizontal y vertical son iguales, se define que

$$Y_e = \frac{Y_p}{Y_m} = L_e \quad (3-6)$$

Por otra parte, considerando que la  $g_p$  es igual a la  $g_m$ , se tiene que  $g_e = 1$ .

Tomando en cuenta lo anterior, la ecuación 3-5 se transforma en

$$V_e = \sqrt{L_e} \quad (3-7)$$

Entonces la ecuación 3-7 es la que rige el estudio de los modelos a superficie libre.

Con base en lo mencionado y utilizando algunas definiciones de tipo general, se pueden obtener otras escalas que son útiles para diseñar un modelo hidráulico, a continuación se citan las más importantes.

$$\text{área} = (\text{longitud})^2$$

$$A_e = (L_e)^2 \quad (3-8)$$

$$\text{volúmenes} = (\text{longitud})^3$$

$$V_e = (L_e)^3 \quad (3-9)$$

$$\text{velocidad} = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}}$$

$$V_e = \frac{L_e}{t_e} \quad t_e = \frac{L_e}{V_e} = \sqrt{L_e} \quad (3-10)$$

$$a = \frac{\text{velocidad}}{\text{tiempo}}$$

$$a_e = \frac{V_e}{t_e} \quad a_e = \frac{\sqrt{L_e}}{\sqrt{L_e}} = 1 \quad (3-11)$$

$$\text{gasto} = \frac{\text{volumen}}{\text{tiempo}} = \text{velocidad} (\text{área})$$

$$Q_e = \frac{V_e}{t_e} \quad Q_e = \frac{L_e^3}{\sqrt{L_e}} = L_e^{5/2} \quad (3-12)$$

$$Q_e = V_e (L_e)^2 \quad Q_e = \sqrt{L_e} (L_e)^2 = L_e^{5/2} \quad (3-13)$$

donde

- $A_e$  escala de áreas
- $V_e$  escala de volúmenes
- $t_e$  escala de tiempo
- $g_e$  escala de aceleraciones
- $Q_e$  escala de gastos

El modelo fue construido con yeso cemento como material de construcción, mientras que las compuertas del canal de la obra de desvío, el vertedor de cresta controlada y parte de la obra de toma se usó acrílico, para poder observar con mayor claridad su funcionamiento.

El método constructivo que se siguió fue partiendo de los planos que proporcionó la CNA, se dibujaron en la escala del modelo unas tarrajas en papel milimétrico, que después se convirtieron en madera, ellas sirvieron de molde para poder construir el modelo. Las tarrajas se colocaron perpendicularmente a la losa, el espacio que iba quedando entre ellas se relleno con un material llamado tepemejil, el cual tiene una porosidad parecida a la del tezontle, pero es más pequeño y capaz de penetrar en los resquicios y con ello se logra tener

una relación de vacíos mínima, sobre esto se colocó una capa de yeso cemento y el acabado se dio con una llana metálica, esto se hace para representar la rugosidad. Para modelar la topografía, se usaron varillas de tres cuartos de pulgada de diámetro que se colocaron de manera perpendicular e introduciéndolas diez centímetros en la losa sobre la que se desplanta el modelo, todas las varillas se cortaron a una longitud equivalente, o bien la escalada, a la curva de nivel que estaban representando, como nivel de referencia se tomó el más bajo que corresponde a la curva 1505, después se utilizó grava para relleno y finalmente se colocó una capa de concreto, a la cual se le dio un terminado con llana de madera. Se decidió representar la topografía porque era la forma más fiel de representar el comportamiento hidráulico.

El modelo físico del sistema Temascaltepec, cuenta con cuatro obras fundamentales: la obra de toma, obra de desvío, obra de excedencias de cresta libre y cresta controlada, para cada una de éstas y con su respectivo gasto de diseño, se llevaron a cabo algunas pruebas que sirvieron para analizar el funcionamiento hidráulico y los niveles esperados a alcanzar en la planta general. Cabe mencionar, sin embargo que específicamente para este trabajo de investigación se tomó más atención en el funcionamiento del canal de la obra de desvío, el cual consistió en observar y tomar mediciones experimentales de los perfiles que tomaría la superficie libre del agua en cada margen del canal, para cada uno de los gastos de diseño de dicha obra, poniendo más atención en el diseño de la obra de desvío.

Lo que se presenta a continuación, son los gastos de diseño para cada estructura que forma el arreglo general de la presa.

	PROTOTIPO Gasto, en m <sup>3</sup> /s	MODELO Gasto, en l/s
Obra de Toma	18	1.78
Obra de Desvío	400	39.53
Obra de Cresta Controlada	595	58.79
Obra de Cresta Libre	655	64.73

Tabla 3-2 Gastos de diseño para cada obra, del prototipo y del modelo.

Cabe mencionar que para obtener los gastos del modelo, se tomó en cuenta la escala de líneas,  $l_e$ , en este caso de 40, y el gasto de diseño del prototipo,  $Q_p$ , para cada una de las estructuras, por ejemplo, para la obra de desvío sabemos que:

$$l_e = 40$$

$$Q_p = 400 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Utilizando la ecuación 3-13, para obtener la escala del gasto, se tiene,

$$Q_e = L_e^{5/2} = (40)^{5/2} = 10119.2885$$

ahora sabiendo que:

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} \quad (3-14)$$

despejando la variable  $Q_m$  y sustituyendo valores en la ecuación 3-14, se llega a

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{400}{10119.2885} = 0.03953 \text{ m}^3 / \text{s} = 39.53 \text{ l/s}$$

Análogamente se obtuvieron los demás gastos del modelo para cada una de las estructuras, los cuales se muestran en la tabla 3-2.

La figura 3-3 muestra el canal de desvío con sus dimensiones y también la dirección del flujo.

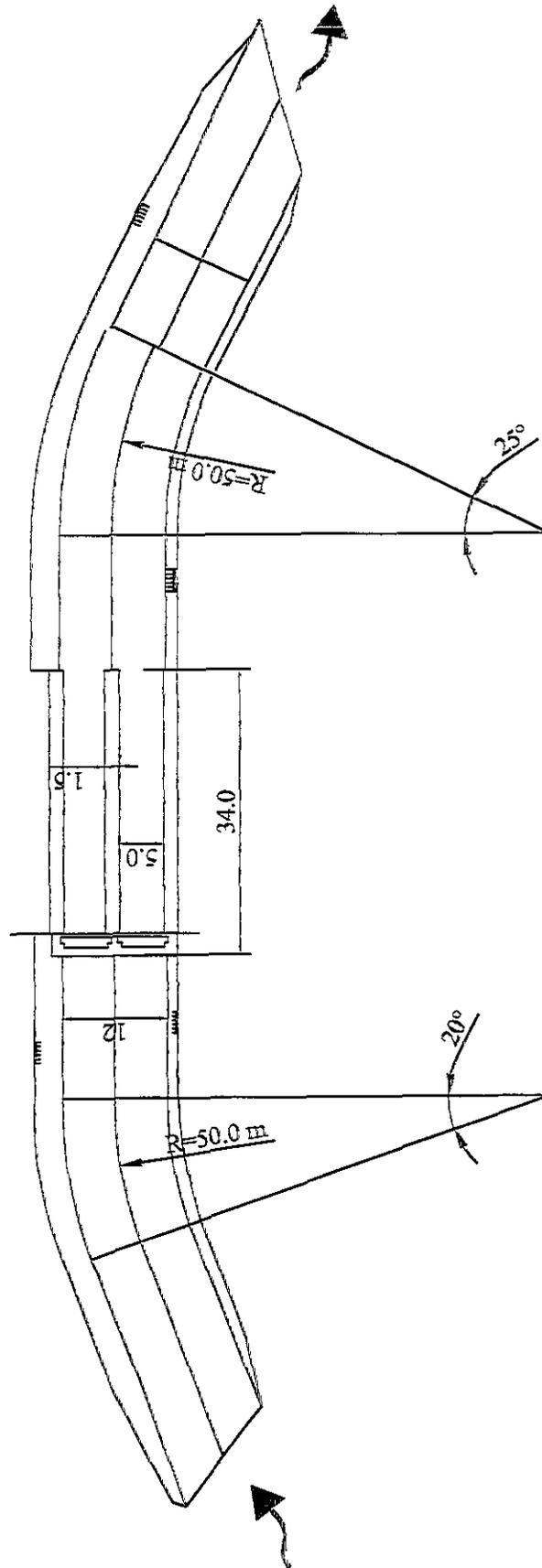


Figura 3-3 Planta del canal de la obra de desvío. Las acotaciones están en metros.

#### 4. RESULTADOS TEÓRICOS, MEDICIONES Y COMPARACIÓN DE VALORES

En el modelo se llevaron a cabo mediciones del perfil del agua sobre la plantilla del canal a cada 15 centímetros a partir de la curvatura del mismo tanto hacia aguas arriba de la cortina de la presa como hacia aguas abajo, por lo que aguas abajo se tienen doce secciones de lectura, mientras que aguas arriba se tienen sólo diez, el número de secciones de lectura dependió exclusivamente de la longitud del canal, por lo que el canal aguas abajo de la cortina es más largo que el de aguas arriba.

Debido a la geometría que presenta la obra de desvío de este proyecto, la sección de control se ubicó en el cambio de pendiente que se presenta a la salida del conducto y donde también se presenta una transición por cambio de sección. A partir de ésta dividimos la zona de análisis en dos: aguas arriba de la sección de control y aguas abajo de ella. En la figura 4-1 se presentan las secciones de medición que se definieron, la sección de control es la que se marca con una "c", de las secciones 1 a la 12 son las que se definieron como las de aguas abajo y de la 13 a la 28 como las de aguas arriba. Es conveniente decir que a partir

de las secciones c a la 18, existe una pila que divide en dos el conducto formado por la cortina tipo gravedad de la presa que descansa sobre éstas. La figura 4-2 es el perfil longitudinal de la obra de desvío con las secciones.

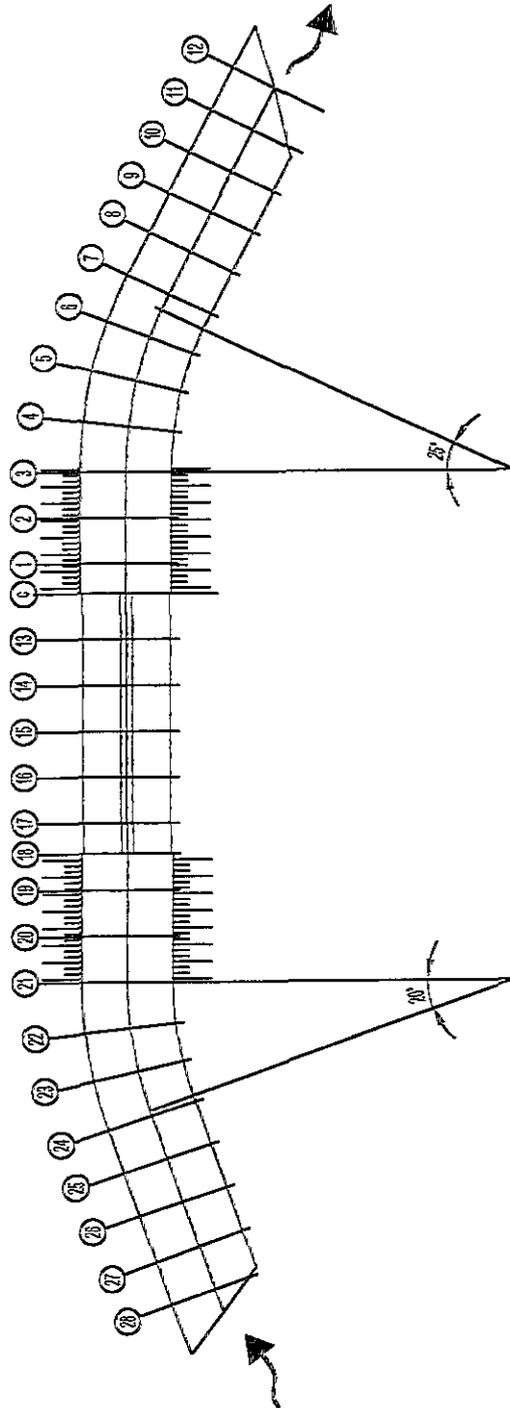


Figura 4-1 Planta del canal de la obra de desvío, con las secciones de medición.

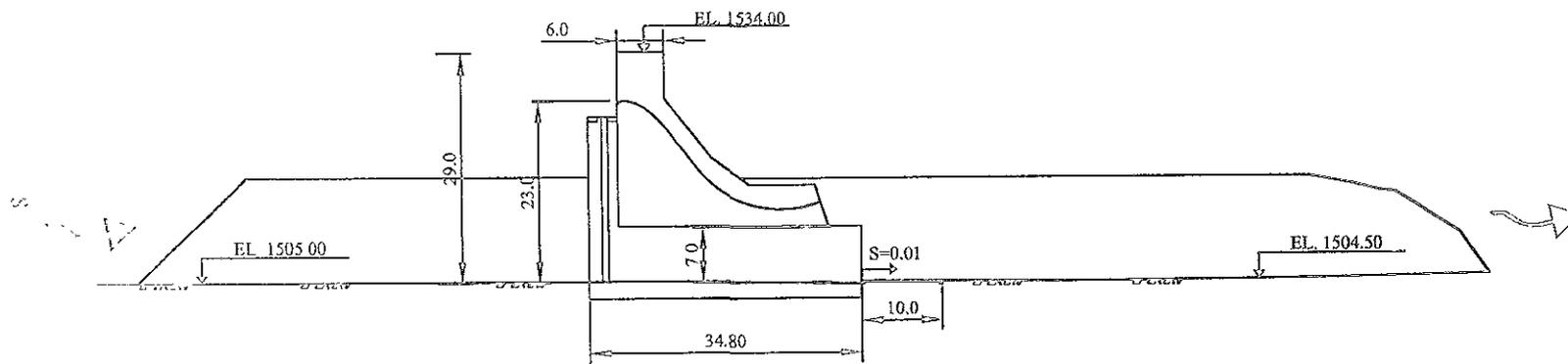


Figura 4-2 Perfil longitudinal del canal de la obra de desvío, acotaciones en metros.

En las tablas 4-1 a 4-4, que se presentan como parte de los resultados, la distancia de las secciones es la equivalente a tomar el eje de la cortina como cero o como punto de referencia, entonces la primera sección de lectura hacia aguas abajo del canal de la obra de desvío se encuentra a una distancia medida desde el eje de la cortina hasta la sección que llamamos número uno.

En las tablas 4-1 y 4-2 se presentan las mediciones realizadas en el modelo tanto aguas arriba como aguas abajo de la cortina respectivamente, ya en las tablas 4-3 y 4-4 se muestran las mediciones escaladas, es decir las que corresponden al prototipo. En estas tablas están anotados todos los tirantes de las secciones propuestas para los gastos que se ensayaron en el modelo.

Sección	Distancia	Obra de toma		Obra de desvío		Cresta controlada		Cresta libre		Avenida de diseño	
		Gasto 1.78 l/s		Gasto 39.53 l/s		Gasto 58.79 l/s		Gasto 64.73 l/s		Gasto 98.82 l/s	
		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante	
#	m	Margen derecho cm	Margen izquierdo cm								
18	0.09			21.50	20.50						
19	0.21		51.70	21.20	20.30		62.10		68.00		65.30
20	0.36		51.70	19.60	19.30		61.40		67.50		64.80
21	0.51		51.50	19.50	19.90		61.30		68.00		64.80
22	0.66		51.60	19.00	19.20		61.90		68.30		64.90
23	0.81		51.70	19.80	19.00		61.80		67.60		64.80
24	0.96		51.70		19.80		61.40		69.00		64.70
25	1.11		51.20		19.90		61.80				
26	1.26		51.60		19.60						
27	1.41		51.30		19.70						
28	1.56										

Tabla 4-1 Resultado de las mediciones en el modelo de los tirantes en el canal de la obra de desvío aguas arriba.

Sección	Distancia	Obra de toma		Obra de desvío		Cresta controlada		Cresta libre		Avenida de diseño	
		Gasto 1.78 l/s		Gasto 39.53 l/s		Gasto 58.79 l/s		Gasto 64.73 l/s		Gasto 98.82 l/s	
		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante	
#	m	Margen derecho cm	Margen izquierdo cm								
c	0.57			12.00	11.50						
1	0.67			12.30	11.50		14.70				23.30
2	0.82			11.10	10.70		15.20				23.00
3	0.97			9.00	11.20		16.20				22.10
4	1.12			7.90	11.50		15.00		18.20		23.30
5	1.27			5.40	14.00		15.60		17.70		22.80
6	1.42			5.80	13.70		14.40		21.90		32.40
7	1.57			9.20	11.80		14.50		22.10		33.20
8	1.72		1.00	13.20	8.50		13.90		22.00		
9	1.87	1.25	1.10	12.90	7.90		14.00		25.50		
10	2.02	1.10	1.20	10.30	8.00		13.70		23.40		
11	2.17	1.00	1.20	9.00	11.20		13.20		21.30		
12	2.32		1.50		13.50		14.80		24.00		

Tabla 4-2 Resultado de las mediciones en el modelo de los tirantes en el canal de la obra de desvío aguas abajo.

Sección	Distancia	Obra de toma		Obra de desvío		Cresta controlada		Cresta libre		Avenida de diseño	
		Gasto 18 m³/s		Gasto 400 m³/s		Gasto 595 m³/s		Gasto 655 m³/s		Gasto 1000 m³/s	
		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante	
		Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo
#	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
18	3.4			8.6	8.2						
19	8.2		20.68	8.48	8.12		24.84		27.20		26.12
20	14.2		20.68	7.84	7.72		24.56		27.00		25.92
21	20.2		20.60	7.80	7.96		24.52		27.20		25.92
22	26.2		20.64	7.60	7.68		24.76		27.32		25.96
23	32.2		20.68	7.92	7.60		24.72		27.04		25.92
24	38.2		20.68		7.92		24.56		27.60		25.88
25	44.2		20.48		7.96		24.72				
26	50.2		20.64		7.84						
27	56.2		20.52		7.88						
28	62.2										

Tabla 4-3 Resultado de las mediciones escaladas de los tirantes en el canal de la obra de desvío aguas arriba.

Sección	Distancia	Obra de toma		Obra de desvío		Cresta controlada		Cresta libre		Avenida de diseño	
		Gasto 18 m³/s		Gasto 400 m³/s		Gasto 595 m³/s		Gasto 655 m³/s		Gasto 1000 m³/s	
		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante		Tirante	
		Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo	Margen derecho	Margen izquierdo
#	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
c	30.6			4.8	4.6						
1	34.5			4.92	4.60		5.88				9.32
2	40.5			4.44	4.28		6.08				9.20
3	46.5			3.60	4.48		6.48				8.84
4	52.5			3.16	4.60		6.00		7.28		9.32
5	58.5			2.16	5.60		6.24		7.08		9.12
6	64.5			2.32	5.48		5.76		8.76		12.96
7	70.5			3.68	4.72		5.80		8.84		13.28
8	76.5		0.40	5.28	3.40		5.56		8.80		
9	82.5	0.50	0.44	5.16	3.16		5.60		10.20		
10	88.5	0.44	0.48	4.12	3.20		5.48		9.36		
11	94.5	0.40	0.48	3.60	4.48		5.28		8.52		
12	100		0.60		5.40		5.92		9.60		

Tabla 4-4 Resultado de las mediciones escaladas de los tirantes en el canal de la obra de desvío aguas abajo.

En la tabla 4-5 se presentan los tirantes medios de las mediciones, los cuales se obtuvieron haciendo el promedio de los tirantes a cada sección registrados tanto en la margen derecha como en la izquierda, la sección que aparece sombreada en la tabla 4-5 no tiene registro de tirante en la margen derecha, por lo que no es muy representativa; sin embargo, se quiso mostrar esta situación para tener concordancia con las secciones propuestas mostradas en la figura 4-1. Se puso mayor énfasis en el gasto de la obra de desvío, y el objetivo siguiente consistió en obtener el perfil teórico, para lo cual se presentan los cálculos siguientes.

Sección	Distancia	Tirante margen derecho	Tirante margen izquierdo	Tirante medio	Elevación
#	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m.s.n.m.</i>
27	56.2		7.86	3.24	1502.24
26	50.2		7.81	3.22	1503.22
25	42.2		7.96	3.08	1508.23
24	38.2		7.92	3.26	1508.26
23	32.2	7.92	7.60	7.76	1512.76
22	26.2	7.60	7.68	7.64	1512.64
21	20.2	7.80	7.96	7.88	1512.88
20	14.2	7.84	7.72	7.78	1512.78
19	8.2	8.48	8.12	8.3	1513.3
18	3.4	8.60	8.20	8.4	1513.4
c	30.6	4.40	4.80	4.60	1509.6
1	34.5	4.92	4.60	4.76	1509.76
2	40.5	4.44	4.28	4.36	1509.36
3	46.5	3.6	4.48	4.04	1509.04
4	52.5	3.16	4.60	3.88	1508.88
5	58.5	2.16	5.60	3.88	1508.88
6	64.5	2.32	5.48	3.90	1508.9
7	70.5	3.68	4.72	4.20	1509.2
8	76.5	5.28	3.40	4.34	1509.34
9	82.5	5.16	3.16	4.16	1509.16
10	88.5	4.12	3.20	3.66	1508.66
11	94.5	3.6	4.48	4.04	1509.04
12	100		5.40	2.70	1507.7

Tabla 4-5 Tirantes medios de los datos experimentales.

Cálculos para obtener el perfil del agua en el canal

Utilizando la curva Gastos-Elevaciones del río se tiene que, para un gasto de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ , que es el de diseño para la obra de desvío, le corresponde una elevación de  $1512.6 \text{ m.s.n.m.}$  y como la cota de la plantilla a la salida del canal es  $1504.5$ , entonces:

$$1512.6 - 1504.5 = 8.1 \text{ m}$$

Este valor es el tirante que corresponde a la salida del canal.

Para saber cual es el régimen que tiene este tirante, se calcula el número de Froude ( $Fr$ ), y recordando que el canal es de sección trapecial.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}}, \quad Y = \frac{A}{B}$$

Entonces

$$A = by + ky^2 = 12(8.1) + 0.25(8.1)^2 = 113.6025 \text{ m}^2$$

$$B = b + 2ky = 12 + 2(0.25)(8.1) = 16.05 \text{ m}$$

Por lo que

$$Y = \frac{113.6025}{16.05} = 7.078 \text{ m}$$

La velocidad vale

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{400}{113.6025} = 3.521 \text{ m/s}$$

Por tanto el número de Froude es igual

$$Fr = \frac{3.521}{\sqrt{9.81(7.078)}} = 0.4226$$

Como  $Fr < 1$ , entonces el escurrimiento es **subcrítico**.

Enseguida se obtienen los tirantes crítico y normal; considerando un factor de fricción según Manning ( $n$ ) de  $0.015$  para una superficie de concreto acabado con llana metálica, el tirante normal, utilizando la ecuación de Manning, se obtiene con

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

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

donde  $n$  coeficiente de rugosidad de Manning  
 $A$  área de la sección, en  $m^2$   
 $R_h$  radio hidráulico de la sección, en m  
 $S$  pendiente de la plantilla del canal, adimensional

dado que la incógnita es el tirante normal  $y_n$ , y tanto el área como el radio hidráulico dependen de él, entonces se escribe la ecuación anterior de la manera siguiente

$$AR_h^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{400(0.015)}{(0.01)^{1/2}} = 60$$

Por tanto  $AR_h^{2/3} = 60$

Resolviendo la ecuación por medio de un método numérico, se encuentra que el tirante normal es igual a 2.91 m

Para obtener el tirante crítico, se parte de la condición general para régimen crítico, dada por

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

Sustituyendo los datos conocidos se obtiene que

$$\frac{A_c}{B_c} = \frac{(400)^2}{9.81} = 16\,309.89$$

Resolviendo la ecuación con un método numérico, se calcula el valor del tirante crítico  $y_c$  que es igual a 4.678 m

De acuerdo con estos resultados como el tirante crítico es mayor al normal, se tiene un régimen supercrítico para este tramo del canal.

Los dos valores de tirante calculados se pueden verificar mediante el empleo de las figuras 4-3 y 4-4; en donde para el tirante normal

$$\frac{ARh^{2/3}}{h^{8/3}} = \frac{60}{(12)^{8/3}} = 0.0795$$

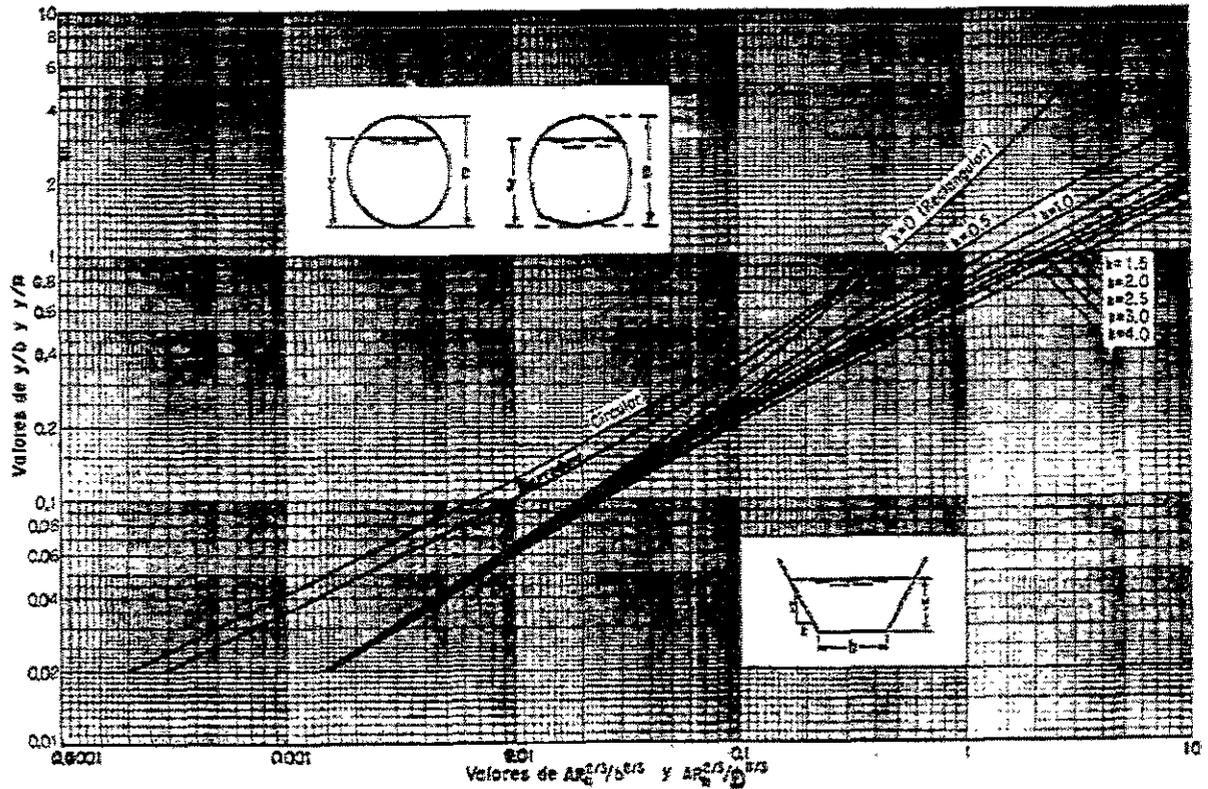


Figura 4-3 Curvas para determinar el tirante normal. (Sotelo. Hidráulica II, 1997)

Con este valor y con la ayuda de la figura 4-3 se encuentra que  $\frac{y_n}{b} = 0.24$

entonces  $y_n = 0.24(12) = 2.88 \text{ m}$

Para el tirante crítico se tiene que:

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{400}{\sqrt{9.81}} = 127.71$$

$$\frac{Z}{b^{2.5}} = \frac{127.71}{(12)^{2.5}} = 0.26$$

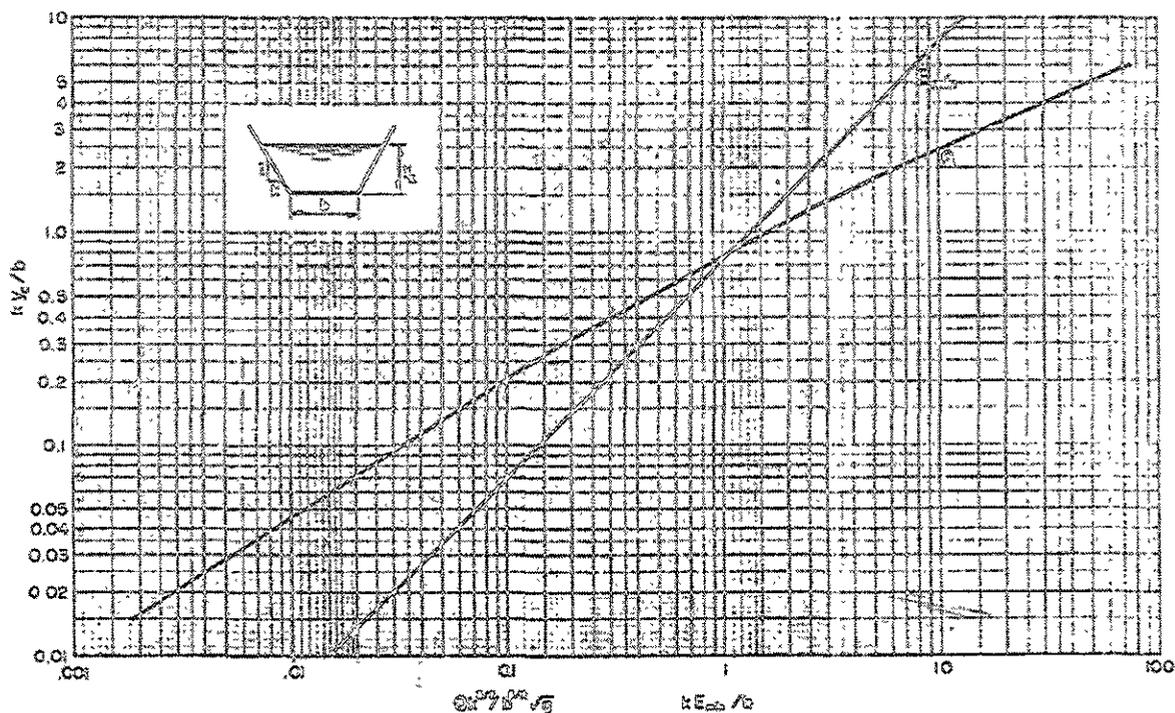


Figura 4-4 Curvas para determinar el tirante crítico en secciones trapeciales. (Sotelo. Hidráulica II, 1997)

Con este valor y auxiliándose de la figura 4-2, se determina que  $\frac{y_c}{b} = 0.4$

entonces  $y_c = 0.4(12) = 4.8 \text{ m}$

El error que se tiene en la diferencia de los resultados es menor del 6 por ciento, por lo que se puede utilizar cualquiera de los datos obtenidos en los procedimientos descritos, en este caso se consideró correcto tomar los valores que proporcionan los métodos numéricos por ser más precisos.

Ahora haciendo el cálculo para conocer la pendiente crítica,

$$S_c = \left( \frac{Qn}{A_c R_h^{2/3}} \right)^2$$

Obteniendo las características geométricas del canal con el tirante crítico, se tiene que

$$A_c = 12 (4.678) + 0.25 (4.678)^2 = 61.6109 \text{ m}^2$$

$$P_c = b + 2y\sqrt{k^2 + 1} = 12 + 2 (4.678)\sqrt{(0.25)^2 + 1} = 21.644 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{61.6109}{21.644} = 2.8466 \text{ m}$$

entonces,

$$S_c = \left( \frac{400 (0.013)}{61.6109 (2.8466)^{2/3}} \right)^2 = 0.00176$$

Entonces, según los resultados obtenidos tenemos que,  $s_0 > s_c$ , y que  $y_c > y_n$ , por lo que en el canal se presenta un perfil **tipo S2** (ver figura 2-13)

Conociendo el tipo de perfil que se presenta en el canal, para determinar los tirantes en cada una de las secciones propuestas, se utiliza el método de incrementos finitos, este cálculo se hizo partiendo del tirante crítico que se localiza en la sección de salida de la alcantarilla, sección que se considera como de control, debido a que se presenta el cambio de pendiente subcrítica a supercrítica hacia aguas abajo. Lo mencionado se programó en una hoja de Excel donde las variables geométricas se conservaron como tales, es decir que para cualquier sección se puede volver a utilizar la misma hoja teniendo en cuenta que los intervalos  $\Delta y$  a los que se proponen los tirantes cambian, según sea el caso.

El cálculo del perfil se hizo considerando únicamente las pérdidas por fricción que son las que considera el método de incrementos finitos, éste no considera otro tipo de pérdidas, pero se quiso realizar de esta manera el cálculo, para ver qué es lo que pasaba al hacer la comparación entre los datos experimentales con los teóricos. En la tabla 4-6 se muestran los resultados obtenidos con el método de incrementos finitos para cada una de las secciones del canal aguas abajo de la cortina, en el anexo se presentan los resultados completos del método de cálculo. La figura 4-3 muestra la gráfica comparativa entre los datos de los tirantes medios y los resultados teóricos obtenidos.

Sección	Tirante medio teórico	Tirante medio experimental	% de error
#	<i>m</i>	<i>m</i>	
c	4.678	4.60	1.673
1	4.396	4.76	8.280
2	4.246	4.36	2.685
3	4.146	4.04	2.557
4	4.067	3.88	4.598
5	4.002	3.88	3.048
6	3.946	3.90	1.166
7	3.897	4.20	7.775
8	3.853	4.34	12.640
9	3.813	4.16	9.100
10	3.776	3.66	3.072
11	3.742	4.04	7.964
12	3.714	4.50	21.294

Tabla 4-6 Comparación de los resultados teóricos con los experimentales para cada sección aguas abajo de la cortina

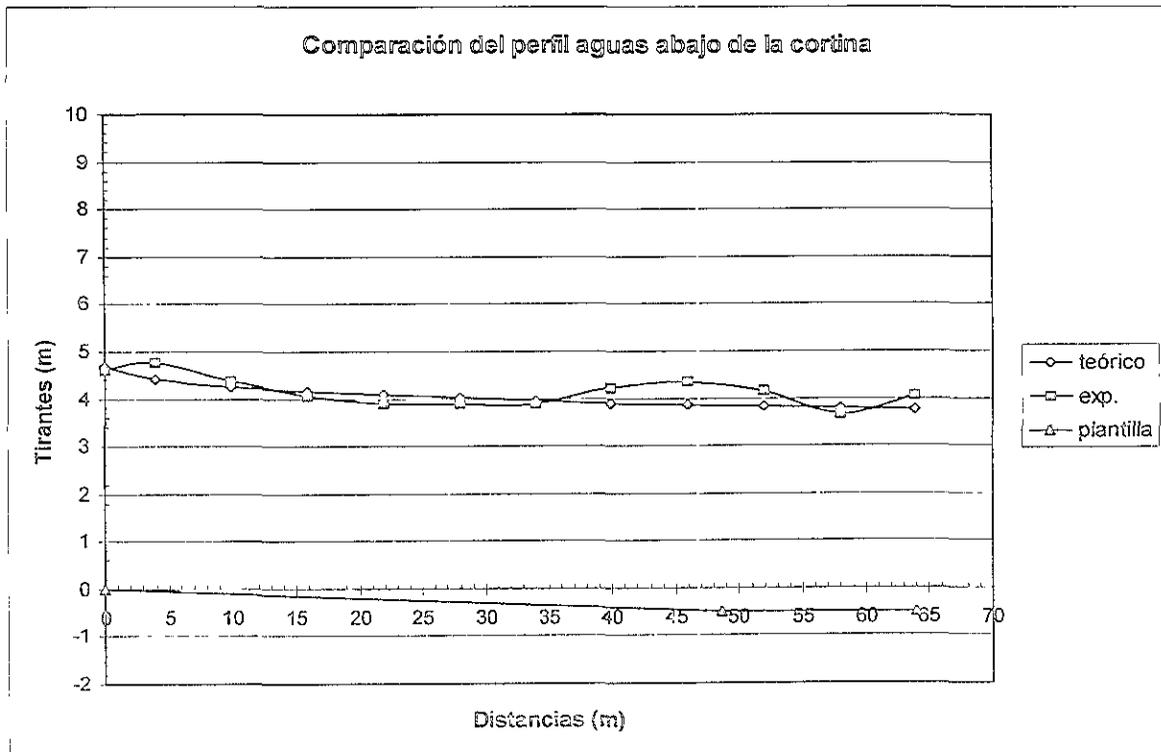


Figura 4-5 Comparación teórica con experimental en el tramo aguas abajo de la cortina, sin tomar en cuenta el efecto de la curvatura horizontal del canal.

Para conocer la sobreelevación que se produce en la superficie libre del agua por la presencia de la curva, se tiene que calcular para cada tirante de esta zona su correspondiente sobreelevación y compararla con los tirantes en los márgenes del canal, para ello se usa la ecuación propuesta por el US Army Corps of Engineers.

$$\Delta y = C \frac{V^2 W}{g r} \quad (4-1)$$

Calculando la sobreelevación del tirante en la sección 4 donde

$y_4 = 4.067 \text{ m}$  (método de incrementos finitos), se tiene que la velocidad para esta sección es igual a  $V_4 = 7.556 \text{ m/s} = 24.783 \text{ pies/s}$

Se calcula primero

$$W = b + 2ky = 12 + 2(0.25)(4.067) = 14.034 \text{ m}$$

luego la relación

$$\frac{r}{W} = \frac{50}{14.034} = 3.56$$

Con el valor de la velocidad y de la relación radio-ancho de superficie, y utilizando la gráfica de la figura 2-18, se obtiene

$$\frac{\Delta y}{C} = 5.5$$

Como se tiene una sección trapecial y el flujo es supercrítico, se considera que  $C = 1.0$

Entonces

$$\Delta y = 1.0 (5.5) = 5.5 \text{ pies} = 1.676 \text{ m}$$

El valor de la sobreelevación se suma al el tirante  $y_4$  para obtener el correspondiente a la margen izquierda, y restar ese valor para obtener el tirante correspondiente a la margen derecha.

$$y_{MD4} = y_4 - \Delta y_4 = 4.067 - 1.676 = 2.391 \text{ m}$$

$$y_{MI4} = y_4 + \Delta y_4 = 4.067 + 1.676 = 5.743 \text{ m}$$

Si el cálculo de la sobreelevación no se desea hacer con ayuda de la figura 2-18, se puede utilizar la ecuación 4-1, cuidando las unidades de cada uno de los términos.

Repitiendo lo anterior para la sección 5, se tiene que,  $y_5 = 4.0 \text{ m}$  y velocidad

$$V_5 = 7.688 \text{ m/s}$$

$$W = 12 + 2 (0.25) (4.002) = 14.0 \text{ m}$$

$$\Delta y = 1.0 \frac{(7.6882)^2}{9.81} \frac{14.0}{50} = 1.69 \text{ m}$$

$$y_{MD5} = y_5 - \Delta y_5 = 4.002 - 1.69 = 2.312 \text{ m}$$

$$y_{MI5} = y_5 + \Delta y_5 = 4.002 + 1.69 = 5.692 \text{ m}$$

Ahora para la sección 6,  $y_6 = 3.946 \text{ m}$  y velocidad  $V_6 = 7.806 \text{ m/s}$

$$W = 12 + 2 (0.25) (3.946) = 13.973 \text{ m}$$

$$\Delta y = 1.0 \frac{(7.8057)^2}{9.81} \frac{13.973}{50} = 1.74 \text{ m}$$

$$y_{MD6} = y_6 - \Delta y_6 = 3.946 - 1.74 = 2.206 \text{ m}$$

$$y_{MI6} = y_6 + \Delta y_6 = 3.946 + 1.74 = 5.686 \text{ m}$$

Para poder hacer la comparación respectiva, en las tablas 4-7 y 4-8 en donde se muestran los valores obtenidos junto con los porcentajes de error.

Sección	Tirante teórico margen derecho	Tirante experimental margen derecho	% de error
4	2.391	3.16	32.1622752
5	2.312	2.16	6.574394464
6	2.206	2.32	5.167724388

Tabla 4-7 Comparación de los resultados obtenidos para los tirantes del margen derecho de las secciones dentro de la curva.

Sección	Tirante teórico margen izquierdo	Tirante experimental margen izquierdo	% de error
4	5.743	4.60	19.902
5	5.692	5.60	1.616
6	5.686	5.48	3.623

Tabla 4-8 Comparación de los resultados obtenidos para los tirantes del margen izquierdo de las secciones dentro de la curva.

Ahora bien, para calcular el perfil dentro del conducto y saber cual es el tirante a la entrada del mismo, se tomará el tirante de la sección de control y se comenzará a realizar el cálculo del perfil, usando el método de incrementos finitos, pero en este caso será hacia aguas arriba y como la alcantarilla no tiene pendiente entonces se presenta un perfil tipo H2 (ver figura 2-13) y de acuerdo con este perfil los tirantes no pueden ir bajando y tomando en cuenta las observaciones realizadas en el modelo la alcantarilla se ahoga a la entrada. Además de considerar el tirante de la sección de control, también existe un cambio de geometría en la sección transversal de rectangular a trapecial, entonces al establecer la ecuación de la energía se deben tomar en cuenta la pérdida local por expansión, que en este caso es brusca.

De manera esquemática en la figura 4-6 se muestran de manera simplificada los cambios de sección que se presentan en el canal, las secciones 1 y 3 son trapeciales mientras que la 2 es rectangular con una pila al centro paralela al flujo.

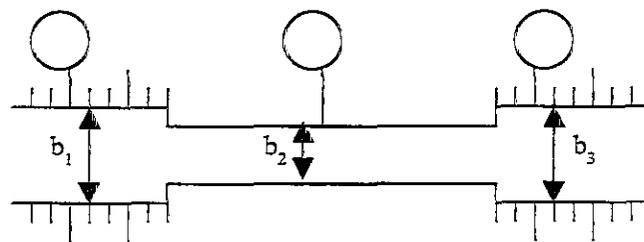


Figura 4-6 Esquema de los cambios de sección

Tomando en cuenta la figura 4-6, para determinar el tirante en la sección 2, considerando únicamente la expansión, se tienen los datos siguientes:

$$Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sección 3 trapecial

Sección 2 rectangular

$$b_3=12.0 \text{ m} \quad k=0.25$$

$$b_2=10.0 \text{ m}$$

$$y_3=4.678 \text{ m}$$

Además, del cálculo hecho anteriormente con el método de incrementos finitos, se conoce el área y la velocidad en la sección 3 que son  $61.61 \text{ m}^2$  y  $6.492 \text{ m/s}$ , respectivamente.

De acuerdo con la ecuación de la energía entre las secciones 2 y 3 y tomando en cuenta la pérdida comentada, se escribe como

$$E_2 = E_3 + h_{\text{exp}}$$

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + C \left[ \left( \frac{A_3}{A_2} \right)^2 - 1 \right] \frac{V_3^2}{2g}$$

donde

$E_2, y_2, V_2, A_2$	energía, tirante, velocidad y área en la sección 2, respectivamente
$E_3, y_3, V_3, A_3$	energía, tirante, velocidad y área en la sección 3, respectivamente
$h_{\text{exp}}$	pérdida debida a la expansión entre las secciones 2 y 3
$C$	coeficiente de expansión, que se considera de 0.75 para expansiones bruscas

sustituyendo los valores en la ecuación anterior,

$$y_2 + \frac{(400)^2}{2(9.81)(10y_2)^2} = 4.678 + \frac{(6.4924)^2}{2(9.81)} + 0.75 \left[ \left( \frac{61.61}{10y_2} \right)^2 - 1 \right] \frac{(6.4924)^2}{2(9.81)}$$

Ordenando los términos, se obtiene un polinomio de tercer grado, igual a

$$y_2^3 - 5.22y_2^2 + 20.38 = 0$$

Al resolver esta ecuación las raíces que son solución del mismo, tienen el valor siguiente:

$$y_\alpha = -1.71$$

$$y_\beta = 3.10 \text{ m}$$

$$y_\gamma = 3.83 \text{ m}$$

Como el perfil es del tipo H2 y se presenta en régimen subcrítico, es decir, se tienen tirantes mayores al crítico, entonces hay que calcular el tirante crítico correspondiente a la sección rectangular, para asegurarse de tomar el valor del tirante que cumpla con el régimen mencionado.

El tirante crítico de la sección 2, para una sección rectangular, utilizando la ecuación de régimen crítico vale,

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{(400)^2}{9.81(10)^2}} = 5.461 \text{ m}$$

Haciendo la comparación entre los tirantes obtenidos de la solución del polinomio y el crítico en la sección 2, se concluye que ningún tirante es el apropiado, ya que ambos están en régimen supercrítico, pues ambos son menores al tirante crítico.

Entonces se calculará el perfil comenzando con el tirante crítico pero el de la sección rectangular hacia aguas arriba con lo cual se asegura tener un régimen subcrítico. En la tabla 4-9 se presentan los resultados de los tirantes obtenidos con el método de incrementos finitos para esta sección, y en la figura 4-7 se muestra el perfil H2 que se desarrolla a lo largo de la alcantarilla o conducto. Para este tramo no hay comparación de los datos experimentales con los resultados teóricos debido a que no hubo mediciones experimentales de ningún tipo.

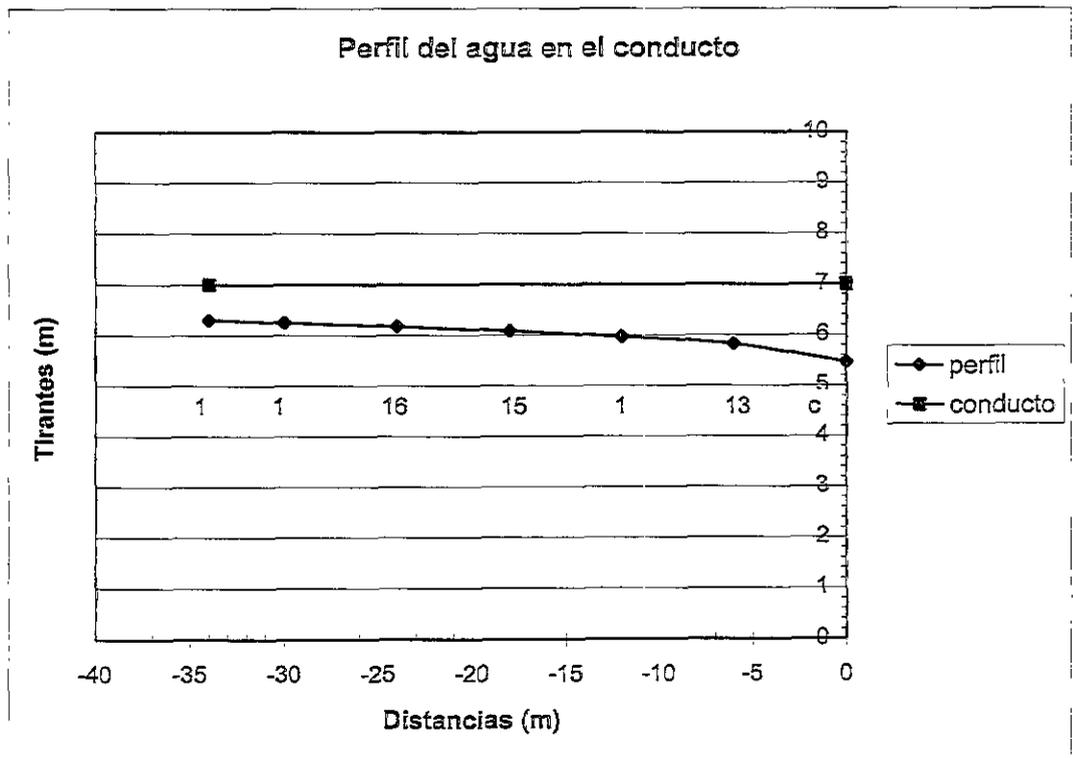


Figura 4-7 Perfil del agua que se presenta en el conducto

Sección	Distancia original entre las secciones	Tirante medio teórico
#	<i>m</i>	<i>m</i>
c	0	5.461
13	6	5.819
14	12	5.964
15	18	6.075
16	24	6.168
17	30	6.249
18	34	6.299

Tabla 4-9 Tirantes en las secciones del conducto, obtenidas con el método de incrementos finitos.

En el resultado de los cálculos hechos para el perfil H2, se obtuvo un tirante de 6.299 m para la longitud total de la alcantarilla, la cual tiene una altura de 7 metros, por lo que aparentemente se puede decir que no se llena; sin embargo, es necesario calcular el tirante aguas arriba del conducto tomando en cuenta las pérdidas locales, provocadas por la pila, cambio de sección y entrada. Por diseño el conducto tiene una pila de forma rectangular colocada de manera paralela al flujo de 1.5 metros de ancho, y divide al conducto en dos partes iguales y por cada una de ellas pasa la mitad del gasto total, es decir 200 m<sup>3</sup>/s. Para calcular esta pérdida de carga se toma el tirante crítico de la sección trapezoidal aguas abajo como el tirante medio de la misma, entonces  $y_3 = 4.678$  m, y su correspondiente  $V_3 = 6.4924$  m/s y como este tirante es el crítico entonces el número de Froude es igual a uno.

Para conocer el régimen entre las pilas, se utiliza la ecuación que recomienda Sotelo

$$\sigma = \frac{b_2}{b_1} = \frac{11.5 - 1.5}{12} = 0.83$$

Donde

$\sigma$  relación de contracción

$b_2$  ancho de la plantilla de la sección 2, ver figura 4-6

$b_1$  ancho de la plantilla de la sección 1, ver figura 4-6

utilizando la siguiente ecuación, se podría determinar el régimen del agua entre las pilas

$$\sigma = \frac{(2 + 1/\sigma)^3 F_{r_3}^4 L}{(2.5 F_{r_3}^2 L + 1)^3}$$

donde  $Fr_3$  número de Froude en la sección 3, adimensional, ver figura 4-6  
 $L$  longitud de la pila, en m

Sustituyendo valores en la ecuación anterior, se tiene que

$$0.83 = \frac{(2+1/0.83)^3 Fr_3^4 (34.8)}{(2Fr_3^2(34.8)+1)^3}$$

Resolviendo la ecuación, se obtiene que  $Fr_3=0.226$ , este valor es menor a uno, por lo que entonces el régimen del flujo entre las pilas es subcrítico.

La pila propuesta en este estudio es de nariz redondeada y cola de aristas rectas; sin embargo, se utilizará el coeficiente para pila de nariz y forma redondeada tratando de compensar la geometría de la pila, que según la figura 2-22 , vale  $\delta=2.87$ .

Utilizando la siguiente ecuación experimental

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + \alpha[\delta - \alpha(\delta - 1)] [0.4 + \alpha + 9\alpha^3] \left(1 + Fr_3^2\right) \frac{Fr_3^2}{2}$$

donde

$$\alpha = 1 - \sigma = 1 - 0.83 = 0.17$$

Sustituyendo valores, tenemos

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + 0.17 [2.87 - 0.17(2.87 - 1)] [0.4 + 0.17 + 9(0.17)^3] (1 + 1) \frac{1}{2}$$

$$\frac{y_1}{y_3} = 1.133$$

Finalmente, para calcular la pérdida por la pila

$$\frac{h_{pila}}{y_3} = \frac{y_1}{y_3} - \frac{1}{2} Fr_3^2 \frac{(y_1/y_3)^2 - 1}{(y_1/y_3)^2} - 1$$

Sustituyendo valores

$$\frac{h_{pila}}{y_3} = 1.133 - \frac{1}{2} (1)^2 \frac{(1.133)^2 - 1}{(1.133)^2} - 1 = 0.0226$$

Entonces

$$h_{pila} = 4.678 (0.0226) = 0.1057 \text{ m}$$

Una vez conocida la pérdida debida a la pila, se plantea la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 de la figura 4-6, considerando la pérdida por contracción, debida al cambio de sección rectangular a trapecial, y la de entrada, se establece que

$$E_1 = E_2 + h_{pila} + h_{entr} + h_{cont}$$

Recordando que el tirante obtenido al final del conducto fue de 6.299 m, para el cual el área es de 62.99 m<sup>2</sup> y la velocidad de 6.35 m/s.

La ecuación de la energía se escribe de la manera siguiente,

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_p + k \frac{V_2^2}{2g} + C \left[ 1 - \left( \frac{A_2}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_2^2}{2g}$$

donde

$h_{cont}$  pérdida por contracción

$h_{ent}$  pérdida por entrada

$k$  coeficiente de pérdida por entrada se considera igual a 0.5

$C$  coeficiente por pérdida debida a la contracción, que es igual a 0.1 para contracciones bruscas

Factorizando el valor de la carga de velocidad y sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$y_1 + \frac{8154.944}{(12y_1 + 0.25y_1^2)^2} = 6.299 + 2.06 \left\{ 1 + 0.5 + 0.1 \left[ 1 - \left( \frac{62.99}{12y_1 + 0.25y_1^2} \right)^2 \right] \right\} + 0.1057$$

$$y_1 + \frac{9786.43}{(12y_1 + 0.25y_1^2)^2} = 9.70$$

Resolviendo esta ecuación, se encuentra que el tirante en la sección 1 es de 9.12 m.

Dado que la pendiente en el canal aguas arriba de la cortina es cero entonces se formará un perfil tipo H2, usando el método de incrementos finitos se calcula el perfil para conocer los tirantes del agua en cada una de las secciones que se seleccionaron: en la tabla 4-10 se

muestran los resultados obtenidos y en la figura 4-8 la comparación de ellos con los medidos.

Sección	Distancia original entre las secciones	Tirante medio teórico	Tirante medio experimental	% de error
#	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	
18	0	9.12	8.40	8.397
19	4.8	9.121	8.30	9.497
20	10.8	9.123	7.78	15.186
21	16.8	9.125	7.88	14.114
22	22.8	9.127	7.64	16.748
23	28.8	9.129	7.76	15.459
24	34.8	9.131	3.96	13.735
25	40.8	9.133	3.98	
26	46.8	9.135	3.92	
27	52.8	9.137	3.94	
28	58.8	9.14		

Tabla 4-10 Resultados de los tirantes en la sección aguas arriba de la cortina, obtenidos con el método de incrementos finitos.

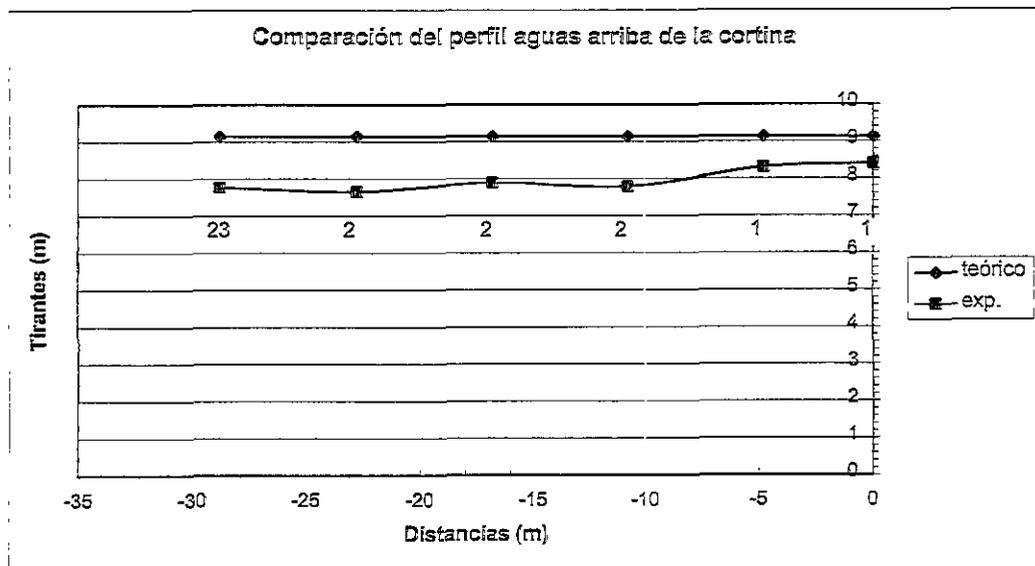


Figura 4-8 Comparación del perfil teórico con experimental aguas arriba de la cortina.

Finalmente, en la figura 4-9 se muestra el perfil del agua completo a lo largo de la obra de desvío, comparando los datos experimentales con los teóricos y en la tabla 4-11 se presentan los datos de todas las secciones, con las distancias referidas al eje de la cortina, los cuadros sombreados son las secciones para las cuales no se tienen mediciones debido a que por las características de la estructura no se pudo llevar a cabo ninguna medición.

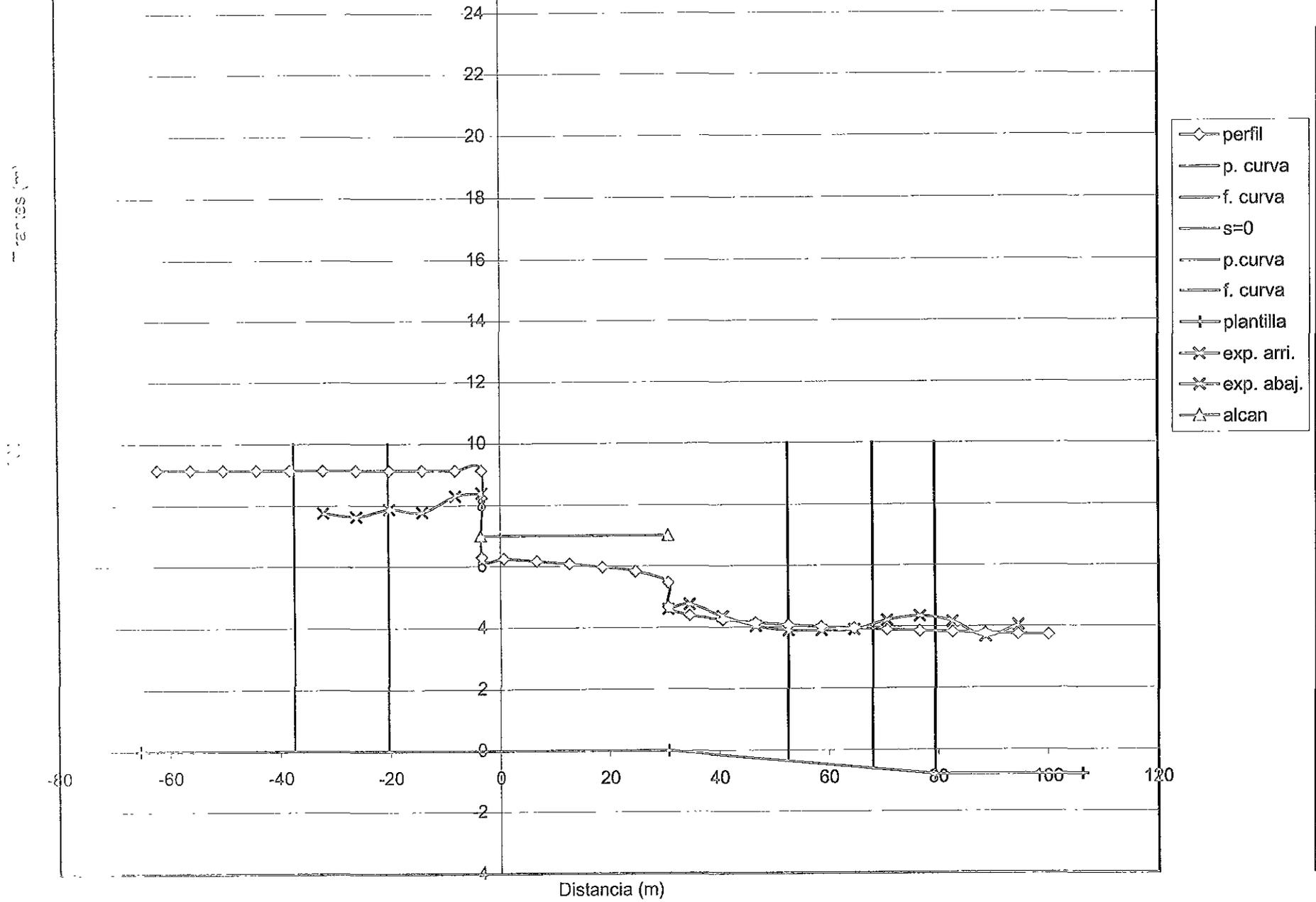


Figura 4-9 Comparación del perfil completo de la superficie libre del agua en el canal de la obra de desvío

Sección	Distancia al eje de la cortina	Distancia original entre las secciones	Tirante medio teórico	Tirante medio experimental	% de error entre los tirantes
#	m	m	m	m	m
28	-62.2	58.8	9.180		
27	-56.2	52.8	9.187	8.94	
26	-50.2	46.8	9.185	8.92	
25	-44.2	40.8	9.183	8.90	
24	-38.2	34.8	9.181	8.86	
23	-32.2	28.8	9.179	7.76	15.46
22	-26.2	22.8	9.177	7.64	16.75
21	-20.2	16.8	9.175	7.88	14.11
20	-14.2	10.8	9.173	7.78	15.19
19	-8.2	4.8	9.171	8.30	9.50
18	-3.4	0	9.170	8.40	8.40
18	-3.4	34	6.30	sin registro	sin registro
17	0.6	30	6.25	sin registro	sin registro
16	6.6	24	6.17	sin registro	sin registro
15	12.6	18	6.08	sin registro	sin registro
14	18.6	12	5.96	sin registro	sin registro
13	24.6	6	5.82	sin registro	sin registro
c	30.6	0	5.46	sin registro	sin registro
c	30.6	0	4.678	4.60	1.67
1	34.5	3.9	4.396	4.76	8.28
2	40.5	9.9	4.246	4.36	2.68
3	46.5	15.9	4.146	4.04	2.56
4	52.5	21.9	4.067	3.88	4.60
5	58.5	27.9	4.002	3.88	3.05
6	64.5	33.9	3.946	3.90	1.17
7	70.5	39.9	3.897	4.20	7.78
8	76.5	45.9	3.853	4.34	12.64
9	82.5	51.9	3.813	4.16	9.10
10	88.5	57.9	3.776	3.66	3.07
11	94.5	63.9	3.742	4.04	7.96
12	100	69.9	3.710		

Tabla 4-11 Resultados completos de los tirantes del perfil del canal de la obra de desvío.

Al principio de todos estos cálculos del perfil, se determinó que el tirante a la salida del canal que, además, estaba en régimen subcrítico, recordando que el canal hacia aguas abajo tiene un cambio de pendiente a los 48.6 metros de la salida del conducto, entonces existe un cambio de régimen supercrítico a subcrítico por lo que se presenta un salto hidráulico en esta sección, este salto se debería determinar como oblicuo debido a la presencia de la curva; sin embargo, a este cambio de dirección se le puede considerar como suave, ya que

la deflexión es de  $25^\circ$ , por lo que las características del salto se obtendrán como si no fuera oblicuo.

Si se utiliza el tirante que se presenta en el cambio de pendientes y se considera como el conjugado menor del salto hidráulico, que vale  $y_{cm} = 3.834 \text{ m}$ , y calculando la función momentum para este tirante se tiene que para una sección trapezoidal, considerando que  $y = 3.834 \text{ m}$ :

$$A = b y + k y^2 = 12(3.834) + 0.25(3.834)^2 = 49.683 \text{ m}^2$$

$$B = b + 2 k y = 12 + 2(0.25)(3.834) = 13.917 \text{ m}$$

$$z_G = \frac{y}{3} \left[ \frac{2b + B}{B + b} \right]$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de momentum

$$M = z_G A + \frac{Q^2}{g A} \quad M = z_G A + \frac{Q^2}{g A}$$

$$M = \frac{3.834}{3} \left[ \frac{2(12) + 13.917}{13.917 + 12} \right] (49.383) + \frac{(400)^2}{9.81(49.383)}$$

$$M = 421.174 \text{ m}^4$$

Para obtener el tirante conjugado mayor, se proponen tirantes mayores al crítico para determinar el conjugado mayor, que corresponde al régimen subcrítico; conocidos los dos tirantes se localiza la posición del salto hidráulico. Los resultados de estos cálculos se presentan en el anexo, y como tirante conjugado mayor se obtuvo un valor de  $5.631 \text{ m}$ , para comprobar que los momentos son iguales, se obtendrá la función momentum para este tirante.

Considerando  $y_{CM} = 5.631 \text{ m}$ , se tiene que

$$B = b + 2 k y = 12 + 2(0.25)(5.631) = 14.816 \text{ m}$$

$$A = b y + k y^2 = 12(5.631) + 0.25(5.631)^2 = 75.499 \text{ m}^2$$

$$Z_G = \frac{y}{3} \left[ \frac{2b + B}{B + b} \right] = \frac{5.631}{3} \left[ \frac{2(12) + 14.816}{14.816 + 12} \right] = 2.7169 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación momentum

$$M = 2.7169 (75.499) + \frac{(400)^2}{9.81(75.499)}$$

$$M = 421.16 \text{ m}^4$$

Al comparar ambos momentos se considera que son iguales, por lo que se tienen que determinar los tirantes conjugados del salto hidráulico; para determinar la longitud del salto se utiliza la siguiente ecuación empírica siguiente

$$L = 5(y_2 - y_1)$$

donde

$y_1$  tirante conjugado menor o tirante antes del salto

$y_2$  tirante conjugado mayor o tirante después del salto

Sustituyendo los valores correspondientes, se obtiene que

$$L = 5(5.631 - 3.834)$$

$$L = 8.98 \text{ m}$$

Dado que el tirante conjugado mayor del salto hidráulico  $y_{CM} = 5.631 \text{ m}$  es menor que el tirante a la salida del canal  $y = 8.1 \text{ m}$ , se concluye que el salto hidráulico es barrido.

En las fotos 4-1 a 4-8 se muestra el funcionamiento hidráulico del canal de la obra de desvío par un gasto de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Foto 4-1 Canal aguas arriba de la obra de desvío, para  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

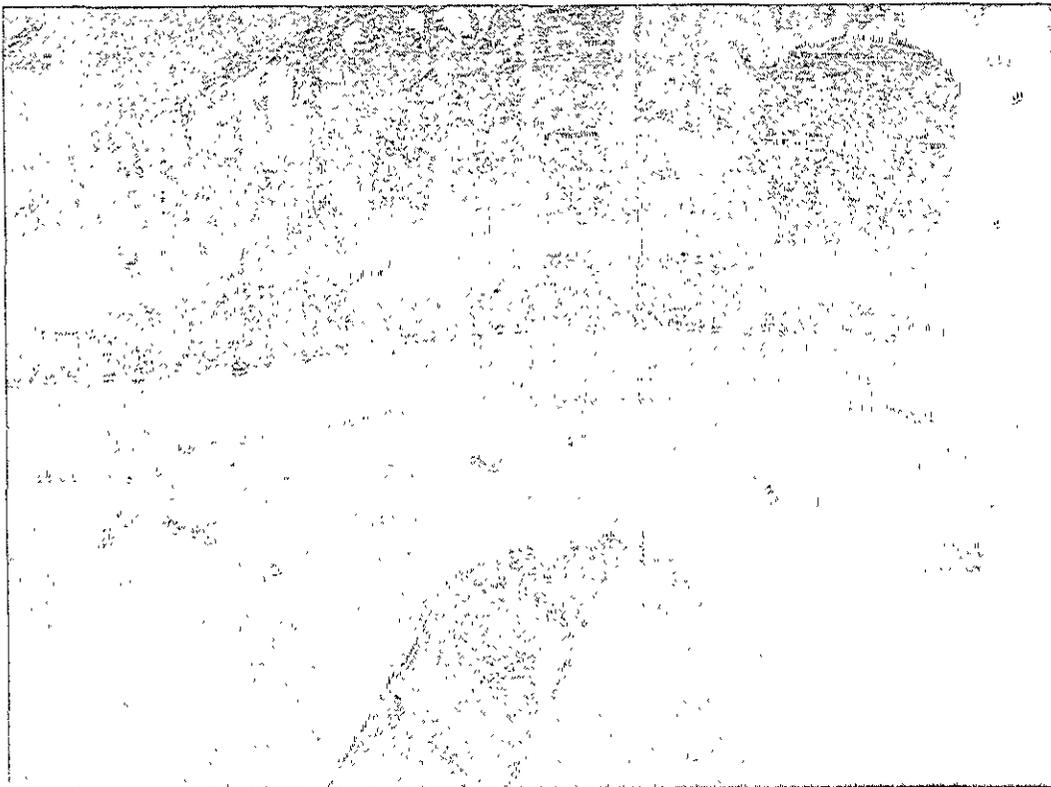


Foto 4-2 Perfil del canal de la obra de desvío aguas arriba de la cortina, para  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

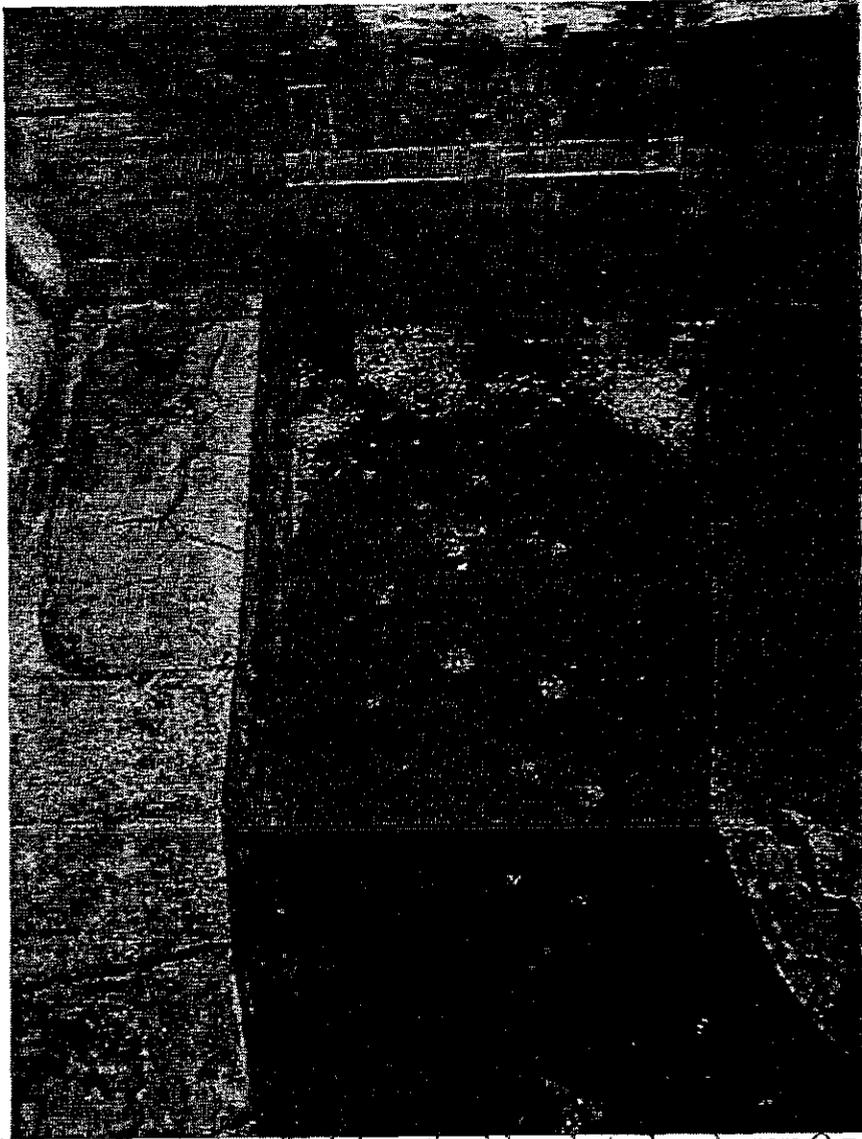


Foto 4-3 Vista aguas arriba de la cortina del conducto ahogado, para  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$



Foto 4-4 Vista aguas abajo del conducto, para  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$



Foto 4-5 Perfil del agua a la salida del conducto, para  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$



Foto 4-6 Vista en planta de las ondas que se producen a la salida del conducto, para  $Q = 400$   
 $m^3/s$

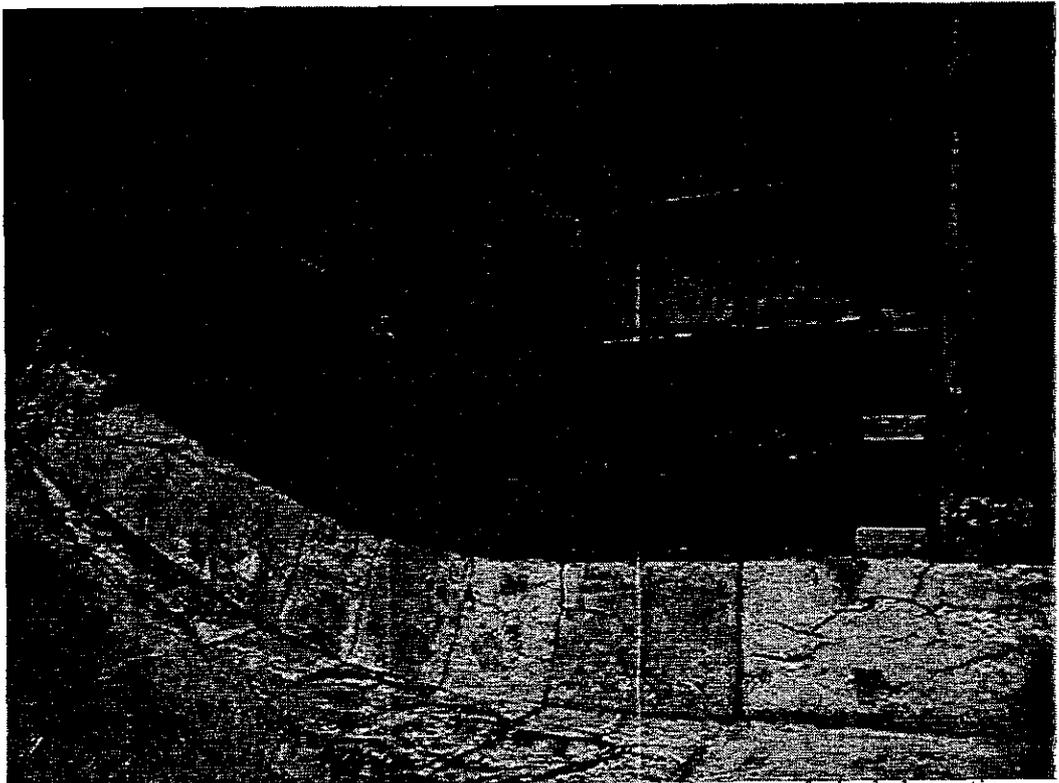


Foto 4-7 Vista en planta del canal de la obra de desvío aguas abajo de la cortina, para  
 $Q = 400 m^3/s$

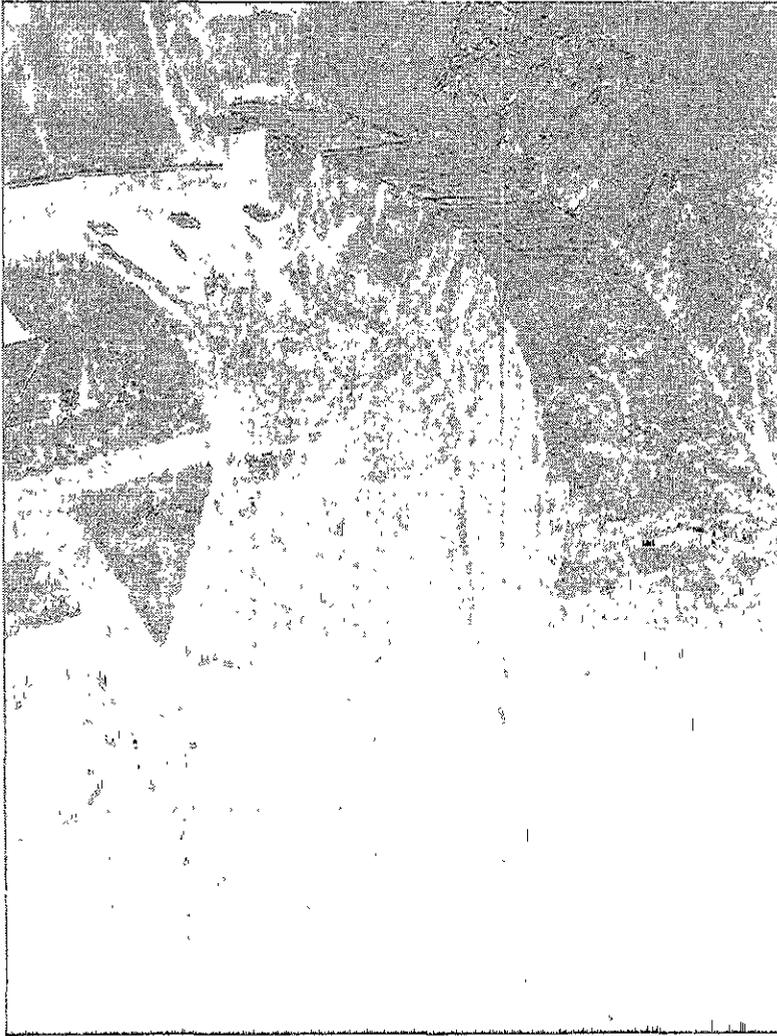


Foto 4-8

Vista del canal aguas abajo de la cortina, se observa la formación de ondas cruzadas, para  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

## 5. POSIBLES MODIFICACIONES AL ECOSISTEMA

Actualmente, con el objetivo de igualar la oferta y la demanda del agua superficial es necesario llevar a cabo estudios de impacto ambiental, mismos que deben tomarse en cuenta en la planeación de los proyectos hidráulicos, ya que al definir la disponibilidad y uso del agua se pueden prever daños que puedan ocasionar que las obras se construyan así como las modificaciones a los ecosistemas.

En nuestro país los centros urbanos e industriales, que necesitan grandes cantidades de agua para su desarrollo, poco a poco se han ido asentando donde los recursos hídricos son escasos, lo cual ha afectado a las cuencas vecinas, ocasionando con ello severos costos económicos. México está dividido en 320 cuencas hidrológicas, con un escurrimiento medio anual de 410 mil millones de m<sup>3</sup>, pero a pesar de que se cuenta con suficientes recursos en esta materia para satisfacer la demanda de abastecimiento de todos los sectores, la distribución geográfica de este recurso no es uniforme y como consecuencia de esto en casi la mitad del territorio resulta un inconveniente.

A través de los años se ha reconocido la importancia que tiene la elaboración de estudios de impacto ambiental cuando se van a construir diferentes proyectos y el resultado de ellos consiste en dar recomendaciones para que la afectación al ambiente sea lo menor posible y así continuar con el aprovechamiento de nuestros recursos de manera racional y ordenada. Por lo mencionado en este capítulo se describirá la importancia de estos estudios, así como las etapas que lo forman, y el análisis que al respecto se tiene que hacer durante la construcción y operación de una presa. Sin embargo, es necesario aclarar que no se trata de presentar un análisis exhaustivo sobre el estudio de impacto ambiental de manera cuantitativa sobre el Proyecto Temascaltepec, sino sólo mencionar los daños que pudieran tener sobre el ecosistema y que se encuentran documentados durante las etapas de planeación, construcción y operación de una presa, además de incluir las etapas de análisis para llegar a completar una manifestación de impacto ambiental para el proyecto.

La Ingeniería Civil es una actividad que realiza el hombre para satisfacer las necesidades humanas usando y aprovechando los recursos naturales, pero que también puede y debe dar solución a problemas sociales referidos con la infraestructura de un país para llevarlo a su desarrollo, sin embargo en esta actividad también se producen efectos adversos sobre el ambiente. Entonces es necesario cuantificar los daños ambientales y evaluarlos para conocer los impactos que se tendrán sobre el ambiente.

Las obras civiles que, por ejemplo, son para la generación de energía o protección contra inundaciones, utilizando las presas, que a pesar de que tienen como objetivo principal la utilización y el manejo del agua para la protección del hombre y la continuidad de sus actividades, ocasionan impactos adversos en el ambiente como son la deforestación, el cambio en el régimen hidráulico de las corrientes y la desaparición de ecosistemas enteros y cambios en la estructura social de las comunidades, por mencionar sólo algunos.

### 5.1 Estudio del impacto ambiental

Para la realización de cualquier proyecto es necesario que el proyectista presente una manifestación de impacto ambiental, la cual es un documento en donde con resultados de estudios previos se dan a conocer los o el impacto ambiental que generaría cualquier obra o

actividad, también debe incluir la manera de evitarlo o atenuarlo en caso de que sea negativo. Los estudios deben contemplar la identificación, predicción, evaluación y presentación de los impactos en el ambiente y proponer medidas de mitigación a los mismos, todos estos estudios se deben realizar durante la etapa de planeación del proyecto.

La primera etapa del estudio consiste en presentar la descripción de las características del proyecto y de las obras y actividades que se involucran en las fases de selección y preparación del sitio, construcción, operación y mantenimiento de la obra y abandono del sitio. Después se debe hacer una caracterización de la situación ambiental actual de la zona de influencia del proyecto considerando los posibles niveles de alteración. Esta descripción debe contener aspectos generales tanto físicos como biológicos así como socioeconómicos. Para finalizar con esta primera etapa se hace una predicción de las condiciones ambientales del sitio.

La segunda etapa considerada la más importante del estudio, consiste en la identificación, predicción y evaluación de los efectos que tendrá la construcción o la ejecución del proyecto. Se deben *identificar* las actividades del proyecto que pudieran ocasionar impactos en el ambiente, así como los factores ambientales y sus atributos que serían afectados. Se *predice* la naturaleza y extensión de los impactos ambientales de las actividades que han sido identificadas de las cuales se deben cuantificar sus impactos. Finalmente, se hace la *evaluación* de forma y cantidad de estos impactos al ambiente, con ella se pueden tomar decisiones, como, por ejemplo, diseñar algunas medidas de prevención o mitigación o bien, la de determinar alternativas del proyecto que generen impactos de menor magnitud e importancia. Dentro de esta etapa hay varias técnicas para evaluar el impacto ambiental, las cuales se resumen en el tabla 5-1. Las técnicas del cuadro que aunque difieren en su objetivo, enfoque y en la información que necesitan, son de valiosa ayuda, pero se debe tener cuidado en seleccionar adecuadamente la técnica a utilizar considerando el tipo de proyecto a realizar, la información disponible y las características del ambiente en el sitio.

TECNICA	OBSERVACIONES
Procedimientos pragmáticos	Integración de un comité interdisciplinario de especialistas que busca cumplir con los requisitos de la legislación ambiental vigente en el sitio de estudio.
Listados	Lista estandarizada de impactos asociados con el tipo de proyecto para identificar acciones del proyecto causantes de impactos significativos o no.
Matrices	Listas generalizadas de las posibles actividades de un proyecto y de los factores ambientales afectados por más de una acción. Se utiliza una escala que facilita al evaluador registrar niveles de intensidad.
Redes	Trazado de ligas causales, permiten identificar impactos acumulativos o indirectos.
Modelos	Conceptual.- Describe las relaciones entre las partes del sistema. Matemático.- Modelo conceptual cuantitativo. Simulación en computadora.- Representación dinámica del sistema.
Sobreposiciones	Evaluación visual de la capacidad ecológica anterior y posterior al proyecto.
Procedimiento adaptativo	Combinación de técnicas.

Tabla 5-1 Técnicas para identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales (*Impacto Ambiental. Vázquez y Valdez, 1994*)

En la tercera etapa del estudio se toman en cuenta los impactos ya evaluados y se proponen medidas de prevención y mitigación de los efectos negativos sobre el medio ambiente.

Por último, en la cuarta etapa se lleva a cabo la manifestación del impacto ambiental en la cual se comunica por escrito los resultados del estudio.

## 5.2 Modificaciones al ecosistema identificadas

Antes de comentar sobre los posibles cambios al ecosistema, conviene decir que éste es una comunidad de organismos de diferentes formas de vida, población animal y vegetal, que

son interdependientes en mayor o menor grado unos de otros, lo cual es básicamente nutricional, también se le describe como una relación trófica y se puede ejemplificar como un ciclo de productividad orgánica.

Una comunidad biológica y el ambiente en el que se encuentren forman un ecosistema y la ciencia que la estudia se conoce como *Ecología*. La *Ecología* es el estudio de las relaciones e interacciones de todo lo que nos rodea, ya sean partes vivas: plantas, animales, organismos unicelulares; o no vivas: el estado atmosférico, el suelo, las rocas, la energía, la topografía, el agua; todos estos factores están interrelacionados y es imposible alterar una parte de nuestro medio ambiente sin que se produzcan cambios en algunos otros componentes. El medio ambiente natural es un término que se usa para describir sistemas que durante millones de años han evolucionado para alcanzar un equilibrio armónico. En los sistemas naturales, los ciclos hídricos, la fertilidad del suelo y las relaciones planta-animal tienden a ser estables y predecibles, aunque a menudo son perturbadas por catástrofes naturales como terremotos, inundaciones, incendios y erupciones volcánicas. El hombre, quien tiene la capacidad de alterar partes importantes de un sistema, produce ambientes artificiales como las ciudades, fincas agrícolas y embalses. Si bien es cierto que estos nuevos ambientes pueden crear beneficios, también pueden crear condiciones desfavorables, como enfermedades, suministros de agua contaminada, deforestación y suelos erosionados. Los especialistas en *Ecología* han aprendido que si un ambiente artificial puede funcionar más como un natural, y tendrá la tendencia a ser más estable y predecible.

Se dice que los ecosistemas naturales son más ricos en variedad de especies y más estables que aquellos que se desarrollan artificialmente, debido a su interdependencia e interrelación.

A continuación se mencionan de manera resumida algunas de las modificaciones que pudiera tener un ecosistema, ocasionadas por la construcción de una presa, y posteriormente en este capítulo, darle un poco más de atención a aquellas que se consideraron más importantes, destacando sus consecuencias y posibles mitigaciones.

En el lugar donde se construye una presa se origina un ambiente dentro del embalse que es significativamente diferente al de la corriente natural. Existen diferentes tipos de modificaciones que se identifican de acuerdo con la etapa en la que se encuentre el proyecto, por ejemplo, durante la etapa de planeación existen modificaciones de tipo socioeconómico provocadas por la especulación de la tierra, ya que el valor de ella cambia, lo que origina protestas por parte de la comunidad que debe modificar sus patrones sociales debido al cambio de residencia. Durante la etapa de construcción el ambiente se ve trastornado o alborotado por el uso de maquinaria pesada, los movimientos de tierra, campamentos y la construcción de caminos de acceso temporales, también hay modificaciones por la reubicación de la población que queda dentro del área de inundación, se instalan líneas de transmisión de energía eléctrica. Durante la construcción de la cortina o incluso de cualquier obra hay acumulación de desperdicios de diferentes acciones, los cuales no se deponen adecuadamente. Estos aspectos pueden afectar y generar transformaciones fisicoquímicas del agua, ecológicas en cuanto a los hábitats terrestres y acuáticos, estéticas relacionadas con el paisaje y socioeconómicas, que pueden llegar a durar mucho tiempo. En la construcción de una obra de desvío se pueden generar descargas de aguas turbias aguas abajo de la corriente debido al proceso constructivo, y como ello se hace sin ningún tipo de tratamiento se puede contaminar alguna fuente de abastecimiento municipal localizada aguas abajo, o bien crear perturbaciones en las actividades de riego, o afectar la fauna del lugar. A este respecto se pueden utilizar técnicas de tratamiento del agua como son, por ejemplo, la sedimentación, floculación o filtración.

Para la construcción de una presa se deben tomar en cuenta los aspectos contaminantes tanto aguas abajo como los de aguas arriba de la estructura, de lo contrario se podrían tener efectos adversos durante la operación o incluso durante la construcción de la presa. De no controlarse la contaminación aguas arriba se llegan a causar problemas ecológicos en los embalses que se manifiestan en la aparición de maleza acuática, muerte de peces o inclusive su desaparición, además de disminución en la calidad de los productos acuícolas comestibles y acumulación de materiales tóxicos que a largo plazo pueden producir daños ecológicos en el embalse y que pudieran tener consecuencias hacia aguas abajo. La

presencia de la cortina ocasiona que se interrumpa el paso de material sólido y de los nutrientes.

Los efectos directos en el embalse son totales pues se da un cambio radical, ya que de ser un hábitat terrestre se convierte poco a poco en uno acuático, además del incremento en la profundidad del agua, en el tiempo de retención y en la estratificación termal; los cuales afectan en gran medida la calidad del agua aguas abajo de la corriente; se presenta un aumento en el nivel freático de los alrededores del embalse dependiendo de la naturaleza geológica de la zona.

Aguas abajo de la presa se presentan la mayoría de las modificaciones que sufre el ambiente, la entrada de agua es diferente en cantidad y calidad a la anterior al proyecto, esta disminución en los gastos de salida tiene repercusiones sobre la vegetación natural, en algunos casos puede ocasionar su desaparición, aunque en otros la vegetación puede invadir el lecho del río, la disminución de vegetación puede ocasionar migraciones o desapariciones de los peces así como favorecer la intrusión salina en las áreas cercanas al mar. Las variaciones en el caudal junto con los cambios en la calidad del agua afectan la productividad biótica en pantanos, manglares y lagunas litorales que también modifican la producción pesquera.

Existe una estrecha relación entre los efectos ambientales y las necesidades humanas, sin embargo, dentro de los efectos que se consideran benéficos para la sociedad con la puesta en operación de alguna presa, se pueden mencionar los siguientes: mejoramiento de la tierra para la producción agrícola con el riego de zonas, protección contra avenidas o crecientes, mejoramiento en el abasto de agua para usos domésticos y municipales, abastecimiento de energía sin el consumo de combustible y mejoramiento en la calidad del agua, los cuales se consideran los objetivos principales en el desarrollo de un proyecto o en la dirección y ejecución de algún Plan Maestro de Agua Potable, y se dice que son parcialmente cuantificables en términos económicos.

La construcción y operación de presas y embalses pueden ocasionar varias modificaciones ambientales, las cuales se pueden reflejar a largo o corto plazo, pueden ser benéficas o adversas dependiendo de las condiciones ambientales del sitio. A continuación se identifican algunos efectos ambientales, teniendo en cuenta que, principalmente, existen efectos en el cambio de uso de suelo, una alteración en el flujo de la corriente, interferencia o inclusive bloqueo de rutas migratorias de especies tanto terrestres como acuáticas, y estéticas que tienen que ver con el paisaje.

Dentro de los efectos que tienen que ver con el cambio de uso de suelo, se observa que existe un cambio radical y total en el hábitat que existía tanto en la corriente como en la zona del embalse, ya que de ser un hábitat terrestre cambia completamente por uno acuático, este último incluye las áreas de desove para peces, e incluso cambia las redes tróficas de todas las especies que habitan esa zona. Con la inundación del valle los árboles, arbustos, pastos y toda la vegetación a lo largo y cerca de la corriente que se considera fuente de alimentación para varios animales silvestres muere, y mucha de la que anteriormente se encontraba en las orillas estaba adaptada para sobrevivir periodos cortos de inundación como una avenida, pero no periodos largos de inundación o inclusive una inundación permanente. Esta vegetación de las orillas se usa, generalmente, para el pastoreo pero con la inundación del embalse se pierde, sin embargo se puede prever esta situación y acondicionar otras zonas para el pastoreo de los animales.

Uno de los objetivos en la protección del ambiente es la conservación de recursos para futuras generaciones. A la fecha con algunas excepciones, los descubrimientos arqueológicos más importantes están situados en lugares muy altos, lo que indica la preferencia de los antiguos por construir sus monumentos de poder en sitios altos. Sin embargo, muchas civilizaciones antiguas se localizaban en valles y a lo largo de ríos viéndose afectadas cuando se planeaba construir una presa en esa zona debido al embalse, para lo cual los monumentos importantes que se encuentran dentro del área de inundación se pueden reubicar a una cota más alta por arriba de la línea de la superficie de agua del nivel máximo del embalse, lo cual representa un gran costo económico ya que en algunos casos se ha transportado piedra por piedra de los sitios sagrados a un lugar seguro. La

inundación de sitios históricos debido al embalse representa una pérdida no sólo ambiental sino histórica y de tradiciones. Con la inundación también se pueden ver afectadas algunas formaciones o características geológicas como cascadas, manantiales y cuevas.

Ahora bien, al desviar el agua de una corriente natural para servicios o demandas sociales se reduce la cantidad de agua que pasa por la corriente y que mantiene la vida acuática. El caso extremo es cuando toda el agua se desvía durante un periodo de tiempo específico provocando que durante el año la corriente natural se seque. En condiciones naturales, ocasionalmente, la corriente puede ser muy baja e incluso desaparece en periodos de sequía con las consecuencias naturales de la pérdida del hábitat acuático como un evento natural. Cualquier proyecto se debe planear y operar para mantener viva la corriente o para proveer y dejar pasar el agua suficiente para mantener la vida dentro de la corriente, cuando esto se hace, el agua aguas abajo es una compensación o mitigación de los efectos adversos de la reducción de caudal.

Cuando se dejan salir grandes cantidades de agua almacenada hacia aguas abajo de la corriente se ocasionan cambios en el hábitat acuático de sus condiciones naturales.

La reducción del hábitat acuático en una corriente aguas abajo de una presa derivadora varía según la cantidad de agua regulada en el almacenamiento y la cantidad mínima de agua aguas abajo en la corriente para mantener la vida. En embalses grandes puede aparecer vegetación que invada las orillas que anteriormente no existía.

Por otro lado, las corrientes transportan grandes cantidades de sedimentos, las cuales dependen de las condiciones de erosión de la cuenca y de las velocidades de flujo de la corriente. Eventualmente, los sedimentos se depositan en el mar o lago al cual desemboca la corriente, o en los remansos que se forman cerca de la boca de la misma. Durante las avenidas la corriente suele llevar o transportar grandes cantidades de sedimentos, sin embargo, la velocidad de transporte de la corriente disminuye gradualmente hasta el punto de no seguir transportando los sedimentos hacia el río principal o hacia mares o lagos, de tal manera que estos sedimentos tienden a llenar y ocupar las corrientes, cambiando el hábitat de las especies acuáticas. En raras ocasiones una gran avenida puede transportar estos sedimentos hacia aguas abajo.

Las características o parámetros importantes de las condiciones ambientales del agua que se ven afectados con las presas y embalses son: la temperatura, la turbiedad, el contenido de oxígeno disuelto, el contenido de sólidos disueltos y la materia orgánica presente. Con respecto a los valores ambientales, algunos biólogos creen que la calidad de un río en condiciones naturales es la óptima para un ambiente acuático, esto porque en periodos largos de tiempo las especies acuáticas se adaptan gradualmente a las condiciones naturales, de aquí que cualquier variación de ellas ocasiona un cambio adverso al ambiente, pero se debe tener en cuenta que tanto la calidad como la cantidad del agua no son constantes debido a las épocas del año y a los cambios del clima. Las especies acuáticas sobreviven porque tienen cierta tolerancia o adaptación a las nuevas condiciones. El cambio en el ambiente puede favorecer la prosperidad de alguna especie, por ejemplo al bajar algunos grados la temperatura del agua se puede incrementar el número de especies de peces de agua fría, pero este cambio en la temperatura puede resultar adverso para algún otro tipo de especie.

Los cambios usuales en la calidad del agua provocada por la presencia de un embalse son:

- ✓ *La temperatura* es una característica del agua muy importante debido a su efecto en otras propiedades ya que puede acelerar las reacciones químicas o puede reducir la solubilidad de los gases. La temperatura en un embalse está estratificada, excepto cuando ocurre una corriente en ese volumen de agua, esta estratificación se refiere a que el agua es tibia cerca de la superficie y más fría conforme aumenta la profundidad. En el diseño usual o común de presas, el agua que sale de la estructura es generalmente más fría que el agua de la corriente aguas abajo. Este fenómeno se puede mitigar construyendo niveles selectivos en las descargas.
- ✓ Generalmente, en corrientes naturales cuando la corriente es alta también es *turbia* pero cuando la corriente es baja es clara. Cuando el agua se almacena en un embalse los sedimentos suspendidos poco a poco se van sedimentando en el fondo del embalse y lentamente lo hacen los sedimentos más finos, el agua que sale de un embalse tiene poca turbiedad aunque hay excepciones. Durante una gran avenida el embalse se puede llenar con agua totalmente turbia. Debido a que la velocidad de sedimentación de las partículas puede ser muy pequeña, el agua cerca del fondo puede seguir turbia por algún

tiempo. La acumulación de sedimento en los vasos se puede reducir si se proporcionan medios para que se descargue parte del sedimento. Las compuertas desarenadoras en varios niveles, algunas veces permitirán la descarga de los sedimentos más finos antes de que tengan tiempo de depositarse en el fondo. En muchos vasos, un escurrimiento de entrada o aportación cargada de azolve se puede mover a través del almacenamiento en forma de una corriente de densidad o capa de agua con una densidad ligeramente diferente a la del cuerpo principal de agua en el vaso. La diferencia de densidades se puede producir por el sedimento, por los materiales disueltos o por la temperatura. Debido a la diferencia de densidades, el agua de la corriente de densidad se mezcla fácilmente con el agua del vaso y mantiene su identidad durante un periodo considerable.

- ✓ En sí el oxígeno es un elemento muy importante para el control de la calidad del agua, su presencia es importante para mantener las formas superiores de vida biológica, por otro lado el efecto de una descarga de desechos en un río se determina por el balance de oxígeno del sistema. Sin embargo, el oxígeno es poco soluble en el agua. *El oxígeno disuelto* en el embalse se puede acabar debido a la descomposición de materia orgánica que pudiera haber en el área de inundación, agotándose en las zonas más profundas del embalse donde no hay oportunidad para una reaereación u oxigenación del agua. El que el oxígeno disuelto se agote depende de la cantidad de materia orgánica a descomponer que contenga el embalse. Los peces de pesca deportiva necesitan cuando menos de 5 mg/l de oxígeno disuelto, mientras que los ordinarios no sobreviven por debajo de los 2 mg/l.
- ✓ La cantidad de *sólidos disueltos* es grande cuando la corriente es mínima y todo el flujo es de fuentes superficiales, y es mínima cuando la corriente es grande y cuando proviene de escurrimientos superficiales directos de lluvias o de deshielo. En un vaso de almacenamiento se mezclan los altos y mínimos contenidos de sólidos disueltos y a la salida de la estructura la variación no es mucha a este respecto. Los embalses poco profundos pero con gran superficie en contacto con la atmósfera pueden tener grandes pérdidas por la evaporación, la cual incrementa los sólidos disueltos totales en el agua

almacenada. Este efecto se puede incrementar cuando el agua permanece retenida por periodos largos para abastecimiento de agua potable.

- ✓ *La descomposición de materia orgánica* agrega nutrientes al agua, la descomposición produce gases que algunas veces se concentran en el agua del embalse y cuando ésta sale se crean puntos o zonas de contaminación.

En algunos ríos la presencia de varias especies de peces es muy importante. La migración de peces ocurre para buscar sitios adecuados para desovar, estas migraciones, generalmente, cubren grandes distancias para encontrar estas zonas, las cuales la mayoría de las veces son en los nacimientos de los ríos. La trayectoria migratoria de los peces está en corrientes en donde en muchas ocasiones se encuentra una presa o un embalse, las cuales siempre son un obstáculo en la migración de los peces que buscan otras aguas para desovar, sin embargo las presas derivadoras son un obstáculo de menor grado ya que muchas de ellas pueden tener escaleras que facilitan y ayudan en cierto grado el paso de los peces hacia aguas arriba, en cambio en una de almacenamiento crea una barrera que se vuelve un obstáculo casi imposible de superar.

En algunas situaciones las rutas migratorias cruzan algunas corrientes o afluentes que forman parte del embalse. Aunque los animales silvestres puedan nadar para atravesar la corriente, un embalse grande es un inconveniente para las condiciones ambientales de las migraciones de los animales si atraviesa rutas migratorias naturales.

Se considera una gran ventaja que todos los materiales necesarios para la construcción de la presa se puedan obtener cerca o dentro del área del embalse. Generalmente, este no es el caso y los materiales se toman prestados de otras áreas. En la construcción de cualquier presa y de sus obras auxiliares se amontonan los desperdicios de material dentro de la zona del embalse, estos montones de desperdicio son mal vistos dentro del entorno y se pueden aplastar y cubrir de vegetación disponiendo de ellos de una manera adecuada.

Los campamentos y talleres de trabajo que se construyen durante la construcción de la presa y que son abandonados pueden llegar a crear condiciones de deterioro al paisaje ambiental. Es razonable que algún porcentaje del costo total de la construcción se use para limpieza al término de la construcción.

La construcción de caminos temporales se hace sin tener en consideración los efectos al ambiente y cuando termina la construcción de la presa son abandonados en condiciones de deterioro. Una consecuencia a estos caminos es la erosión que ocurre debido a que no se prevé ni se cuida el drenaje del agua de escurrimiento con lo que se pueden formar nuevos barrancos o inclusive nuevos arroyos. Esto se puede evitar construyendo o instalando estructuras adecuadas para el drenaje que podrían ser permanentes o temporales según el fin del camino. En algunas ocasiones el o los efectos al ambiente por la construcción de caminos no se pueden evitar.

La tabla 5-2 muestra un ejemplo de los impactos bióticos que resultan de los proyectos de presas y sus correspondientes embalses.

Las modificaciones al ambiente varían en su intensidad y duración, dependiendo tanto de la naturaleza de la acción como de la comunidad biótica. Todo ambiente tiene cierto potencial de recuperación, el cual depende de su localización, de la vida que exista en él y del tiempo y grado del impacto que sufra.

La complejidad y variación de los ecosistemas y su capacidad de recuperación hacen imposible llevar a cabo predicciones cuantitativas. Sin embargo, la repetición de modificaciones en el ambiente se ha intensificado en años recientes por lo que las predicciones se han vuelto más seguras y confiables.

Factores	Impacto de los factores	Impactos bióticos
Aguas arriba de la presa		
A. Objetivo del embalse B. Diseño del embalse	Inundación	Destrucción de plantas y lugares habitables de la vida silvestre
C. Topografía de la región	Esgurrimientos e inundaciones por temporadas del año	Eliminación de microorganismos
D. Captación del agua	Incremento en la temperatura, disminución en las concentraciones de oxígeno, sedimentos y nutrientes atrapados	Cambios en la composición de especies, reducción en su diversidad
E. Cambios en la altura del agua	Creación de una zona sin vegetación a la orilla del embalse	Induce la proliferación de especies débiles
Aguas abajo de la presa		
A. Características de la corriente	Altera la Ecología (temperatura, oxígeno, nutrientes, contenido de materia orgánica)	Cambio en la composición de las especies, reduce su diversidad
B. Cambios en el régimen del flujo	Fluctuaciones en la temperatura, el oxígeno y nutrientes	

Tabla 5-2 Resultados de los impactos bióticos de las presas y sus vasos de almacenamiento  
(Impacto Ambiental. Vázquez y Valdez.1994)

## CONCLUSIONES

Para el canal aguas abajo de la cortina se puede ver que el hecho de que una parte del canal fuera curvo no influyó en el cálculo del perfil, ya que los resultados teóricos son muy parecidos y tienen un error aceptable al compararlos con los experimentales. Cabe mencionar que las secciones 12, 24 a 28 estarían fuera del análisis, pues no hay registro en la margen derecha, por lo que no se tienen un registro del tirante medio.

En la figura 4-5 se observan 3 líneas que corresponden al perfil calculado teóricamente, al experimental y la tercera representa la plantilla del canal. La sección que presenta un mayor porcentaje de error es la ocho, probablemente ésta diferencia se deba a la formación de las ondas cruzadas que se presentan en el canal.

Al hacer los cálculos de la sobreelevación el tirante experimental en la sección 4 queda por abajo del teórico y los errores calculados para la sobreelevación de esta misma sección son muy grandes debido a la formación de las mismas ondas cruzadas, sin embargo en las secciones 5 y 6, se tiene muy poco margen de error con respecto a los teóricos.

---

Para las secciones aguas arriba de la cortina el error es mayor ya que las pérdidas locales son muy importantes, pues si sólo consideramos las pérdidas por contracción y pila, el tirante de la sección 18 es muy parecido al experimental, pero al hacer esto no estamos considerando todas las pérdidas locales por lo que no es válido y sólo se podría decir que las pérdidas locales son representativas para estudiar el funcionamiento hidráulico.

Con los resultados obtenidos y lo que se muestra en las fotos 4-1 a 4-8, y haciendo la comparación correspondiente, se concluye que probablemente no se tomó en cuenta la curva Gastos-Elevaciones del río para el diseño del canal, y que además, se recomienda que después de una transición o de algún cambio de sección no debe existir ningún cambio de régimen. Sin embargo, con la ayuda de la figura 4-9, en donde se hace la comparación entre lo teórico y lo medido, en la parte aguas abajo hay una buena concordancia, lo cual no ocurre aguas arriba, esto último puede deberse a que no se pudieron valorar adecuadamente las pérdidas locales.

- 1 BAUTISTA, VÉLEZ HÉCTOR. Construcción de pequeños almacenamientos. Simposio sobre almacenamientos pequeños. Sociedad Mexicana de suelos, A. C.. (México) 174. 1975
- 2 CAMARGO, HERNÁNDEZ y FRANCO V. Hidráulica de canales; Capítulo 5 del Manual de Ingeniería de Ríos. México, Instituto de Ingeniería UNAM, 1999. N° 614.
- 3 COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. Sistema Cutzamala: agua para millones de mexicanos. México, Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, Diciembre 1997.
- 4 COMITÉ DE ACADEMIAS PARA EL ESTUDIO DE SUMINISTRO DE AGUA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. El suministro de agua de la Ciudad de México: mejorando la sustentabilidad. Washington, D.C. National Academy Press. 1995.
- 5 ECHAVEZ, ALDAPE GABRIEL. Introducción a los Modelos Hidráulicos de fondo fijo y a la experimentación. México, UNAM, 1996. 204 p.
- 6 GARDEA VILLEGAS, HUMBERTO. Hidráulica de canales. México, Fundación ICA, 1995. 217 p.
- 7 GUIDO AGUILAR, JANINA. Abasto de Agua para el Valle de México. Revista Ingeniería Civil. México. No. 376: 28-32. Agosto 2000
- 8 LAMB C, JAMES. Water quality and its control. E. U. A., John Wiley & Sons, 1985.
- 9 LINSLEY, RAY K., FRANZINI J.. Water-resources engineering. E.U.A., McGraw-Hill, 1992.
- 10 LOZOYA CORRALES J. y MAZA ALVAREZ J. A.. Manual de diseño de obras civiles; Hidrotecnia. A.2.12. Obras de desvío. México, Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Estéticas, 1983.
- 11 LOZOYA CORRALES, JULIO. Cierre de cauces y obras de desvío: Capítulo 16 del Manual de Ingeniería de Ríos. México, Instituto de Ingeniería UNAM, 1998. N° 608.
- 12 MARSAL, CÓRDOBA RAÚL J.. Presas de tierra y enrocamiento. México, Limusa, 1979.
- 13 Memorias del XV Congreso Nacional de Hidráulica. Avances en Hidráulica. Oaxaca, México. 1998.
- 14 NAUDASHER, EDUARD. Hidráulica de canales. México, Limusa, 2000.
- 15 Presas de almacenamiento en México, construídas desde 1926-1956. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Irrigación y control de ríos. México, 1958. 119p.
- 16 Presas de derivación. Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. Secretaría de Recursos Hidráulicos. México, 1975. 245 p.
- 17 PETERSEN, MARGARET. Water resource planning and development. Estados Unidos, Prentice-Hall, 1984.
- 18 RAU, JOHN y WOOTEN DAVID C. Environmental Impact Analysis Handbook. E.U.A., McGraw-Hill, 1980.
- 19 SOTELO, ÁVILA GILBERTO. Drenaje en carreteras y aeropuertos. México, Instituto de Ingeniería UNAM, 1973. N° 315.
- 20 TEBBUTT, T. H. Y.. Fundamentos de control de la calidad del agua. México, Limusa Noriega, 1995.
- 21 TILMAN, GUS. Proyectos hídricos de pequeña escala ambientalmente seguros: Guías para su planificación. Lima, Perú, Coordinación del desarrollo/Voluntarios, para la asistencia técnica, 1983.
- 22 VAZQUEZ GONZALEZ, ALBA y VALDEZ ENRIQUE CÉSAR. Impacto Ambiental. México, Facultad de Ingeniería UNAM, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1994.

- 
- 23 VEGA ROLDAN, OSCAR y ARREGUIN CORTES, FELIPE. Presas de almacenamiento y derivación. México, Facultad de Ingeniería División de Estudios de Posgrado UNAM, 1985. D32. 1992.
  - 24 ZIPARRO VINCENT, J. y HASEN HANS. Davis' Handbook of applied hydraulics. E.U.A., McGraw-Hill, 1993.