

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



ANALISIS TECNICO-FINANCIERO DE ALTERNATIVAS DE UNA OBRA DE EXCEDENCIAS, PRESA " LA POLVORA " ESTADO DE JALISCO

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

JORGE LUIS ORTEGA OSORIO

MEXICO, D. F.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

CAPITULO	I	INTRODUCCION	1
CAPITULO	II	ESTUDIOS TECNICOS	5
CAPITULO	III	ANALISIS FINANCIERO	43
CAPITULO	IV	FACTIBILIDAD DE LA OBRA	53
CAPITULO	V	PRESA "LA POLVORA", ESTADO DE JALISCO.	57
CAPITULO	VI	OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA "LA POLVORA"	63
CAPITULO	VII	EVALUACION DE ALTERNATIVAS	99
CAPITULO	VIII	CONCLUSIONES	117
B I B L I O G R A F I A			119
APENDICE : PLANOS 1, 2 Y 3			121

CAPITULO I INTRODUCCION

En México, como en la mayoría de los países subdesarrollados, se observa un rápido crecimiento demográfico que implica, entre sus consecuencias, un aumento acelerado en la demanda de bienes y servicios, escasez de empleos, bajo nivel de vida, mala distribución del ingreso y muchos otros problemas que, debido a la falta de capital y preparación técnica, no pueden ser resueltos a corto plazo agravándose cada vez más esta situación.

Siendo la agricultura una de las principales bases de la economía de nuestro país, es necesario un desarrollo planificado para este sector. La construcción de obras hidráulicas, atendiendo a los requerimientos de una región y después de haber

efectuado estudios de diversa índole, constituye la posibilidad de intensificar el riego para el mejor aprovechamiento del suelo y en consecuencia aumentar los niveles de producción de alimentos. Esta situación además de favorecer al mejoramiento de los niveles de bienestar de los habitantes del campo, fortalece en buena medida al sector industrial y al de servicios.

Debido a la importancia que representan estas obras, es necesario el estudio de estructuras que les proporcionen una absoluta seguridad contra diversos factores que pueden destruirlas. Estas estructuras son las denominadas Obras de Excedencias.

El desarrollo de un proyecto para la construcción de una obra de excedencias implica una gran responsabilidad para el profesional de la ingeniería, ya que recae sobre esta estructura gran parte de la seguridad del sistema del cual forma parte; además del cálculo y del diseño de esta estructura, el ingeniero tendrá que llevar a cabo, paralelamente, un riguroso análisis financiero debido a las fuertes fluctuaciones en los costos de materiales de construcción y en las remuneraciones salariales.

El presente trabajo tiene como finalidad describir una metodología general para estudiar el funcionamiento hidráulico y el

cálculo económico de una obra de excedencias desde un enfoque de análisis comparativo.

CAPITULO II ESTUDIOS TECNICOS

II.1 ESTUDIOS PRELIMINARES

Los estudios preliminares constituyen la base fundamental para la definición inicial de un proyecto de ingeniería en el campo de las obras hidráulicas. Estos estudios, como su nombre lo indica, son los primeros que se efectúan con el objeto de determinar la factibilidad técnica y económica de una obra propuesta.

Por otra parte, también son de gran importancia: el conocimiento, las habilidades, la objetividad y el adecuado criterio de los especialistas que intervienen en estos estudios, ya que de realizarse en forma errónea, pueden influir para

que la obra no se ejecute o que se retarde la construcción con el consiguiente perjuicio para los interesados.

II.1.1 ESTUDIOS SOCIO-ECONOMICOS

Debe tenerse presente que la construcción de obras de infraestructura, donde se utilizan diversos recursos naturales y humanos, tiene como finalidad primordial el mejoramiento del nivel social y económico de la comunidad considerada.

Para determinar el grado en que la obra propuesta resolverá los problemas de carácter social y económico existentes, es necesario recopilar la información que ponga de manifiesto estos problemas.

Los aspectos principales que deberá comprender dicha información son:

- Población probable a beneficiarse con la obra.
- Número de habitantes.
- Condiciones económicas de los habitantes.
- Cooperación que ofrecen los beneficiados.
- Existencia de problemas legales. Afectaciones.
- Perspectiva de desarrollo futuro con la construcción de la obra.

- Existencia o carencia de mano de obra especializada.
- Otros datos.

Parte de esta información puede obtenerse de los censos nacionales o de estadísticas elaboradas por instituciones especializadas y se complementa realizando las encuestas necesarias en la zona en estudio.

II.1.2 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Para el levantamiento de la cuenca puede aceptarse que el área de ésta se obtenga de una carta geográfica. De ser necesario se realizarán planos topográficos que se obtendrán a través de sistemas aerofotogramétricos a diferentes niveles.

En ambos casos se requerirá contar con datos de referencia tomados en campo.

En el levantamiento del vaso se anotarán las características generales de éste y se tomará la siguiente información:

- Nombre de la corriente por aprovechar.
- Características del cauce.
- Régimen de la corriente.

- Epoca de lluvias y de estiaje.
- Avenidas máximas. Poder destructivo, tipo y tamaño de acarreos. Huellas dejadas (a la altura de la boquilla).

El levantamiento de la boquilla se realizará por medio de secciones transversales al cauce, cuando la boquilla tenga curvas de nivel rectas y paralelas bastarán 2 ó 3 secciones y se anotarán las características generales de la boquilla.

De cada uno de los levantamientos topográficos preliminares, se elaborarán los planos respectivos, a escala adecuada y con teniendo todos los datos necesarios que ayuden al propósito de estos estudios.

En algunos casos, estos levantamientos pueden tomarse como de finitivos, así que deben hacerse con cuidado para que tengan exactitud dentro de la precisión especificada.

II.1.3 ESTUDIOS GEOLOGICOS

Estos estudios deberán comprender tanto los correspondientes al vaso como a la boquilla.

Para la boquilla se requiere de información de carácter gene-

ral de aquel o aquellos sitios propuestos. Los datos a recabar deben ser de tipo geomorfológico, geológico-estructural y estratigráfico.

Es conveniente realizar algunos pozos a cielo abierto que serán necesarios para interpretar de una manera más franca la geología de la boquilla.

Asimismo se realizará un reconocimiento del vaso para determinar sus características geológicas principales, debiéndose recabar la información necesaria sobre la posición estructural y estratigráfica de aquellas zonas de clara infiltración, manantiales y de otros factores que puedan influir para no aceptar el sitio propuesto.

En caso de existir manantiales, es preciso determinar su control geológico, y obtener una muestra de agua para su análisis químico, además se aforará y se tomará su temperatura, con el fin de conocer si el agua proviene de un acuífero superficial o subterráneo, y si éste es susceptible de afectar al almacenamiento al invertirse su flujo con la carga del embalse.

II.1.4 ESTUDIOS AGROLOGICOS

Estos estudios tienen por objeto determinar si existen terre-

nos irrigables en la zona propuesta.

Los temas principales que deben desarrollarse con mayor amplitud son: necesidad de riego; calidad, cantidad y situación de los núcleos de suelos regables; climatología de la región; agricultura; coeficiente de riego y condiciones especiales del proyecto que presenten o puedan presentar problemas de importancia como:

- Que el clima de la región impida o dificulte el desarrollo de la agricultura.
- Que los suelos sean fuertemente alcalinos.
- Que los suelos no sean francamente agrícolas o regables.
- Que las plagas y enfermedades puedan ser causa constante de pérdidas de cosechas.

II.1.5 ESTUDIOS HIDROLOGICOS

Para las obras hidráulicas y en el caso particular de las presas de almacenamiento para riego, el éxito de un proyecto derivará fundamentalmente de los estudios hidrológicos que se efectúen y la bondad de éstos, a su vez, dependerá de la cantidad y veracidad de los datos disponibles.

Para llevar a cabo los estudios hidrológicos, es necesario conocer el régimen de la corriente por aprovechar durante un determinado período de tiempo.

El propósito de estos estudios consiste en obtener, en forma aproximada, datos para calcular:

- Capacidad total probable de un almacenamiento.
- Gasto de la avenida máxima probable.
- Superficie probable de riego.
- Capacidad útil.
- Capacidad de azolves.
- Volumen aprovechable.

Con los datos obtenidos de los *estudios preliminares* en sus distintos aspectos, se estará en condiciones de realizar un estudio del conjunto que permita determinar finalmente si la obra no debe realizarse, diferirse o si conviene continuar con el estudio definitivo del aprovechamiento.

II.2 DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA OBRA DE EXCEDENCIAS

La función de las obras de excedencias, en las presas de almacenamiento y en las presas reguladoras, es desalojar el volumen de agua excedente o de avenidas que no puede almacenarse

dentro de la capacidad útil del vaso. En las presas derivadas, la obra de excedencias controla el volumen de agua que no es derivado al sistema de aprovechamiento.

Estos volúmenes se conducen, desde la parte superior del embalse mediante un conducto artificial de nuevo al río o a algún canal de drenaje natural.

Para cumplir satisfactoriamente su función, las obras de excedencias deberán tener suficiente capacidad, ser hidráulica y estructuralmente adecuadas y estar localizadas de manera que las descargas no erosionen ni socaven el talud aguas abajo de la presa.

El proceso para realizar un estudio técnico de una obra de excedencias se puede subdividir en:

- a) Determinación de la avenida de diseño.
- b) Estructuras componentes de la obra.
- c) Diseño hidráulico de las estructuras.

II.2.1 AVENIDA DE DISEÑO

La avenida de diseño o avenida máxima probable es aquella que representa los gastos que pueden esperarse de la combinación

más crítica de condiciones meteorológicas e hidrológicas que sean razonablemente posibles en la región, considerando un período de retorno (T_R), o sea la probabilidad de la ocurrencia de una avenida de esa magnitud, o mayor, en un año cualquiera.

La selección de la magnitud de la avenida de diseño implica la consideración, tanto de los daños materiales como de la pérdida de vidas humanas que pueden ocurrir como resultado de la operación o falla de estas estructuras.

Con esta avenida se realiza el tránsito de la misma a través del vaso, utilizando para este fin algún método gráfico, analítico o una combinación de ambos para obtener el gasto regularizado o de diseño para la obra de excedencias.

II.2.2 ESTRUCTURAS COMPONENTES DE UNA OBRA DE EXCEDENCIAS

Como resultado del estudio del tránsito de la avenida de diseño a través del vaso, se obtiene la carga máxima o de diseño (H_d) y el gasto máximo (Q_{\max}), para el cual deben dimensionarse las diferentes estructuras que forman la obra de excedencias. Estas estructuras son:

- A) Canal de acceso o de llamada.

- B) Estructura de control o vertedor.
- C) Conducto de descarga.
- D) Estructura terminal.
- E) Canal de salida.

A) Canal de acceso o de llamada

El canal de acceso sirve para captar agua del vaso y conducir la a la estructura de control. Dependiendo del tipo de obra de excedencias, el canal de acceso puede ser requerido o no; por ejemplo, en una cortina vertedora no se necesita mientras que en vertedores adosados a las laderas de la boquilla casi siempre es necesario.

B) Estructura de control o vertedor

Es una de las partes principales de una obra de excedencias debido a que regula y controla las descargas del vaso.

De acuerdo con su forma de control, los vertedores se clasifican como: de cresta libre y de cresta controlada.

Los vertedores de cresta libre son aquéllos en los que al llegar el agua en el vaso a un cierto nivel fijo, la estructura

vierte; los de cresta controlada, como su nombre lo indica, tienen un control para la descarga mediante compuertas.

Otra clasificación es de vertedores en túnel y vertedores a cielo abierto. Para que se clasifique como vertedor en túnel, bastará con que alguna de las partes de la estructura esté construida en túnel a través de roca, o bien en un conducto cerrado a través de la cortina; los demás se clasifican como vertedores a cielo abierto.

Además de estas clasificaciones, algunos vertedores son conocidos por un nombre, debido a alguna característica de sus partes o por su disposición.

Los más conocidos son:

Vertedores de caída libre

Vertedores de cimacio

Vertedores en abánico

Vertedores en medio abánico

Vertedores de canal lateral

Vertedores en rápida

Vertedores en embudo

Sifones vertedores

El perfil más utilizado para una estructura de control, debi-

do a su eficiencia, es el cimacio. La forma de éste depende de factores como la carga de diseño, la inclinación del paramento aguas arriba de la sección vertedora con respecto al piso del canal de llegada y de la velocidad de llegada.

C) Conducto de descarga

Es la parte por donde se conduce, hacia aguas abajo de la presa, el volumen descargado por la estructura de control o vertedor.

Los conductos de descarga más utilizados son: canales a cielo abierto, conductos colocados a través o debajo de la cortina y túneles excavados en las laderas.

Las dimensiones de esta estructura están en función de los cálculos hidráulicos, pero la forma del perfil y de su sección transversal dependerá de las características topográficas del terreno.

Esta estructura deberá construirse en material resistente o revestirse para soportar el efecto erosivo de las grandes velocidades generadas, debido a que la diferencia de niveles entre el embalse y el río aguas abajo, generalmente es grande y por consiguiente también es grande la energía potencial que

se transforma en energía cinética al fluir el agua a través del vertedor. Además deberá ser estructuralmente adecuada para soportar fuerzas de subpresión, empujes de tierra, cargas dinámicas, etc., a las que está sujeta.

D) Estructura terminal

Es la estructura que permite descargar el agua, que pasa por el vertedor y se conduce a través de la estructura de descarga, hasta el río sin producir erosiones o socavaciones en el talud de la presa y que tampoco produzca daños en las estructuras adyacentes.

Cuando en la zona de descarga exista un lecho de roca altamente resistente y se encuentre suficientemente alejado de la cortina y de otras estructuras que pudieran resultar dañadas, el agua puede descargarse a altas velocidades directamente al río empleando una cubeta de lanzamiento o salto de esquí.

En caso de ser necesario disipar la energía del agua antes de descargarla al cauce del río, se puede utilizar un tanque amortiguador o una cubeta ahogada.

El tipo de estructura terminal a usarse en cada caso, dependerá de las características hidráulicas del flujo, de la topo-

grafía y geología de los posibles sitios para ubicarla y de las condiciones económicas del proyecto.

E) Canal de salida

Es la estructura que capta el volumen de agua descargado por la estructura terminal; su función es conducir este volumen hasta un lugar en donde escurra en forma natural, generalmente al lecho de un río.

No siempre se requiere construir este canal de salida, depende de las condiciones topográficas, de la calidad de la roca y de la disposición de otras estructuras.

II.2.3 DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA DE CONTROL O VERTEDOR

a) Capacidad de descarga

La capacidad de descarga de una estructura de control está en función de sus dimensiones, de la carga real sobre la estructura y de su geometría.

Cuando la estructura de control es de cresta libre, la capacidad de descarga está dada por la ecuación general para vertedores:

$$Q = C L_e H^{3/2}.$$

donde:

Q = gasto de descarga o gasto máximo (m^3/s)

C = coeficiente de descarga ($m^{1/2}/s$)

L_e = longitud efectiva de la cresta (m)

H = carga total o de diseño sobre la cresta (m)

El coeficiente de descarga C , está en función de la profundidad de acceso, de la forma del cimacio, del talud del paramento aguas arriba y de la relación entre carga de diseño y carga de operación.

Los diferentes casos para obtener este coeficiente, se muestran en las figuras (II.1, II.2, II.3 y II.4).

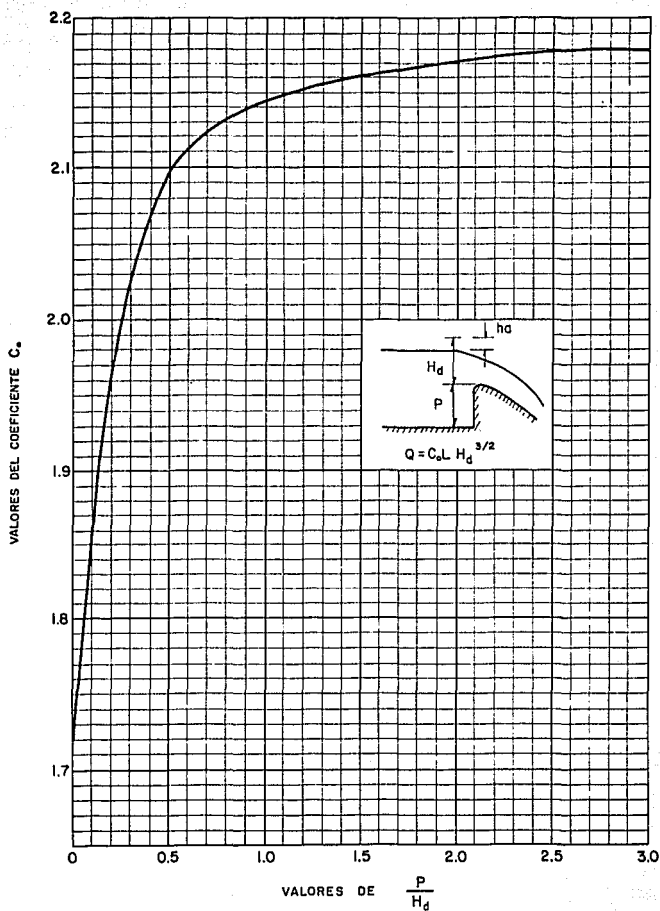


FIGURA II.1 COEFICIENTES DE DESCARGA PARA CRESTAS DE CIMACIO CON PARAMENTO VERTICAL

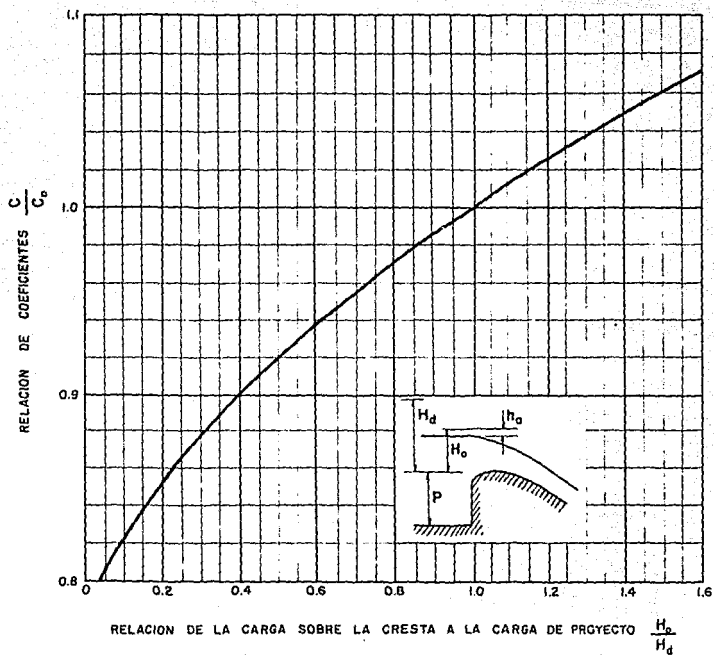


FIGURA II.2 COEFICIENTES DE DESCARGA PARA CARGAS DIFERENTES A LA DE PROYECTO

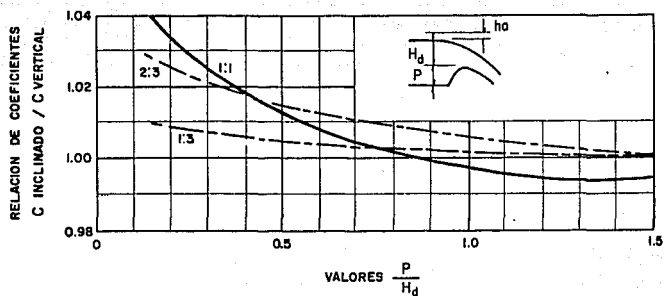


FIGURA 11.3

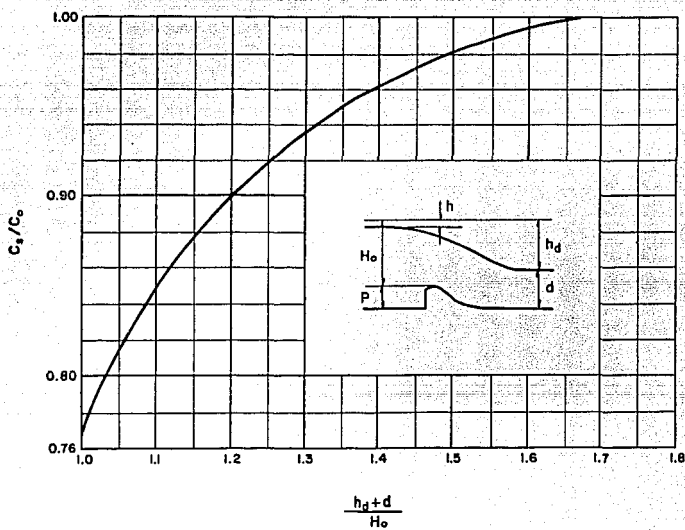


FIGURA 11.4

Para el caso de una estructura de cresta controlada por compuertas, la capacidad de descarga cuando las compuertas están parcialmente abiertas es similar al flujo que pasa por un orificio de baja carga y puede calcularse con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \quad CL(H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

donde:

- Q = gasto de descarga (m^3/s)
- g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)
- C = coeficiente de descarga ($m^{1/2}/s$)
- L = longitud de la cresta vertedora (m)
- H_1 = carga medida desde la superficie libre del agua hasta la cresta del cimacio (m)
- H_2 = carga medida desde la superficie libre del agua hasta la parte inferior de la compuerta (m)

El coeficiente C está en función del tipo de compuerta y forma de la cresta, además es afectado por las condiciones de llegada y descarga aguas abajo. La figura (11.5) muestra los valores de C para diferentes relaciones de abertura de la compuerta a la carga total.

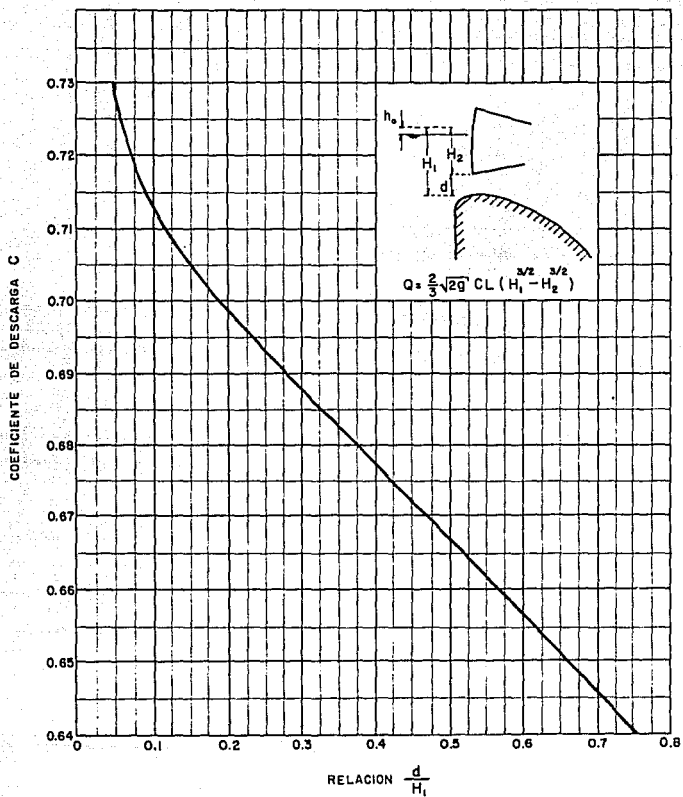


FIGURA II.5 COEFICIENTE DE DESCARGA PARA LA CIRCULACION DEL AGUA BAJO LAS COMPUERTAS

b) Perfil Geométrico del Cimacio.

La forma de un cimacio debe ajustarse al perfil que tendría la vena líquida al caer libremente. (Ver figura II.6).

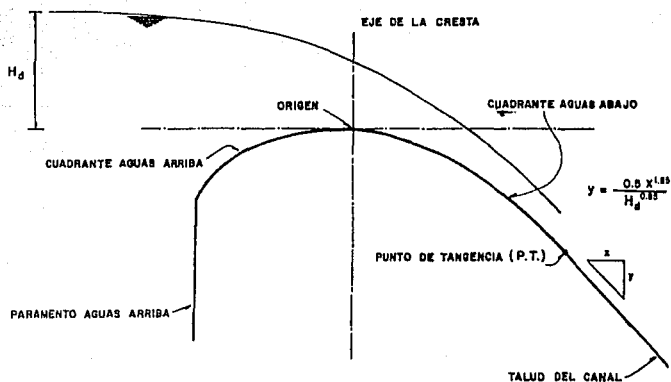


FIGURA II.6

Para determinar el perfil del cuadrante aguas abajo, utilizamos la fórmula de Scimeni (despreciando la velocidad de llegada).

$$y = \frac{0.5 x^{1.85}}{H_d^{0.85}} \quad (II.1)$$

donde:

x, y = coordenadas de un sistema cartesiano con origen en la cresta del cimacio

H_d = carga de diseño sobre el cimacio (m)

Para obtener las coordenadas del punto de tangencia (PT), entre el perfil del cimacio y la pared del canal, se deriva esta ecuación con respecto a "x", es decir:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(0.5)(1.85) x^{0.85}}{H_d^{0.85}} = \frac{0.925 x^{0.85}}{H_d^{0.85}}$$

donde:

$$\frac{dy}{dx} = \text{talud de la pared del canal}$$

H_d = carga de diseño sobre el cimacio (m)

Sustituyendo los valores conocidos, obtenemos el valor de "x" y al sustituir éste en la ecuación (II.1) obtenemos el valor de "y".

Para determinar el perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba, se recomienda realizarlo gráficamente por medio de

arcos de círculo cuyos radios estarán en función de la carga de diseño (H_d) como se indica en la figura (II.7).

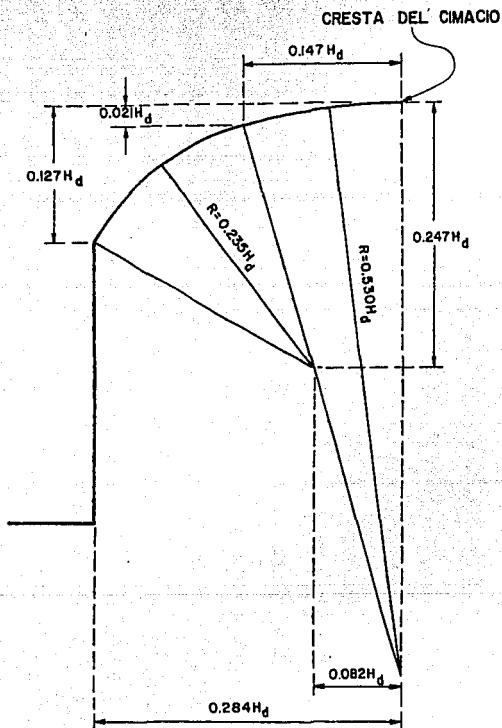


FIGURA II.7

CONDUCTO DE DESCARGA

El escurrimiento en el conducto de descarga debe mantenerse siempre a régimen rápido, es decir, la pendiente del conducto de descarga deberá ser mayor o igual que la crítica para que se produzca el cambio de régimen.

Para encontrar el valor del tirante crítico (d_c) se aplica la ecuación:

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

simplificando se tiene:

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

donde:

Q = gasto de diseño (m^3/s)

g = aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)

A = área hidráulica (m^2)

B = ancho de la superficie libre del agua en el canal (m)

Como Q y g son valores conocidos, necesitamos encontrar los valores de A y B para que la igualdad se cumpla. Para esto se suponen valores del tirante, ya que A y B están en función de éste, hasta que A^3/B sea igual a Q^2/g .

A partir de esta estación donde se presenta el tirante crítico y hacia aguas abajo, el cálculo de tirantes y velocidades en el conducto de descarga, ya sea que se trate de un túnel o de un canal a cielo abierto, deberá realizarse aplicando el teorema de Bernoulli por tramos.

Se consideran dos secciones del conducto separadas una distancia ΔL . (Ver figura II.8).

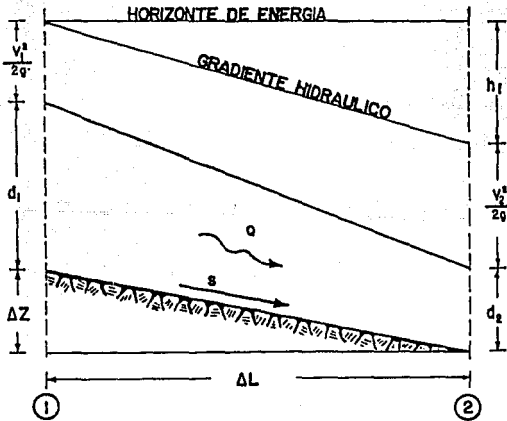


FIGURA II.8

Como la energía en la sección 1 debe de ser igual a la energía en la sección 2 más la pérdida por fricción en el tramo se tiene:

$$\Delta z + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

donde:

ΔZ = elevación₁ - elevación₂ (m)

d_1 = tirante en la sección 1 (valor conocido) (m)

V_1 = velocidad en la sección 1 (m/s)

d_2 = tirante en la sección 2 (valor supuesto) (m)

V_2 = velocidad en la sección 2 (m/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

h_f = pérdida por fricción en el tramo (m)

Para obtener las velocidades se aplica la ecuación de continuidad:

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

donde:

V = velocidad en el punto considerado (m/s)

Q = gasto de diseño (m³/s)

A = área hidráulica de la sección transversal del conducto en el punto considerado (m²)

La pérdida por fricción en el tramo considerado se obtiene con la fórmula de Manning:

$$h_f = \left(\frac{v_m n}{R_{Hm}^{2/3}} \right)^2 \Delta L$$

donde:

h_f = pérdida por fricción (m)

v_m = velocidad media en el tramo (m/s) = $\frac{V_1 + V_2}{2}$

n = coeficiente de rugosidad de la superficie de la pared del conducto

R_{Hm} = radio hidráulico medio en el tramo (m) = $\frac{R_{H1} + R_{H2}}{2}$

ΔL = longitud del tramo considerado (m)

El radio hidráulico se obtiene como:

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

donde:

R_H = radio hidráulico de la sección (m)

A = área hidráulica de la sección transversal
del conducto (m^2)

P = perímetro mojado de la sección transversal
del conducto (m)

El horizonte de energía en la estación donde se presenta el tirante crítico (d_c) es:

$$\text{HORIZONTE DE ENERGIA} = \text{ELEVACION} + d_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

y para las estaciones subsiguientes es:

$$\text{HORIZONTE DE ENERGIA} = \text{ELEVACION} + d + \frac{V^2}{2g} + h_f$$

Suponiendo tirantes para estas estaciones se obtiene el horizonte de energía que debe de ser igual o muy aproximado al horizonte de energía de la estación donde se presenta el tirante crítico. Cuando esto se cumpla, el tirante supuesto

es correcto.

a) Perfil del Conducto de Descarga

Si el conducto de descarga es un canal a cielo abierto, el perfil debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

El canal debe ubicarse de tal manera que siempre esté en excavación y sobre roca sana. De preferencia el tramo inicial se escogerá con poca pendiente hasta antes de interceptar el perfil del terreno y a partir de este punto seguir aproximadamente el perfil del terreno natural. El perfil del canal debe definirse por tramos rectos unidos entre sí por curvas verticales.

Las curvas verticales convexas deben ser bastante tendidas para mantener en la plantilla presiones positivas y evitar así la tendencia de separación. Estas curvas se definen con la ecuación:

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{2V^2} g \sec^2 \theta \quad (\text{II.2})$$

donde:

x , y = coordenadas de la curva referida a un sistema

cartesiano con origen al principio de la curva y el eje "y" dirigido hacia abajo

$\tan \theta$ = pendiente del canal al principio de la curva

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

V = velocidad al principio de la curva (m/s)

$\sec \theta$ = secante del ángulo al principio de la curva

Derivando esta ecuación con respecto a "x", se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = \tan \theta + \frac{2xg}{2V^2} \sec^2 \theta$$

donde:

$\frac{dy}{dx}$ = pendiente del canal después de la curva

Sustituyendo los valores, se obtiene el valor de "x" que corresponde al punto de tangencia de la curva con el canal.

Al sustituir este valor en la ecuación (II.2) se obtiene el valor de "y" para encontrar la elevación del punto de tangencia.

ESTRUCTURA TERMINAL

En general existen dos tipos de estructuras con las que puede terminarse el conducto de descarga de un vertedor, dependiendo de las condiciones geológicas y topográficas del terreno. Estas estructuras son: cubeta de lanzamiento y tanque amortiguador.

a) Cubeta de Lanzamiento

Una cubeta de lanzamiento o salto de esquí, es una estructura que se coloca en el extremo de una obra de excedencias, con la intención de que el agua que descarga el vertedor (y que al pasar por la cubeta tiene mucha velocidad) sea lanzada libremente al río para que disipe su energía por choque.

Se procurará que el chorro despegue de la cubeta para todo el intervalo de gastos con que se opera la estructura. Si esto no es posible para un cierto intervalo de gastos, será necesario proporcionar a la cubeta un dentellón lo suficientemente profundo para evitar el peligro de socavación.

Refiriéndose a la figura (II.9), el procedimiento de diseño es:

Suponer un ángulo α a la salida de la cubeta; se recomienda que este ángulo tenga un valor entre 8° y 30° que estará en función del radio de curvatura de la cubeta y de la altura que haya entre el labio de ésta y el punto más bajo.

El radio de la cubeta se proyecta para ser lo suficientemente grande de tal manera que las presiones desarrolladas en la plantilla, no alteren la distribución de las líneas de flujo. Este radio debe de ser mayor o igual que cinco veces el tirante a la entrada de la cubeta.

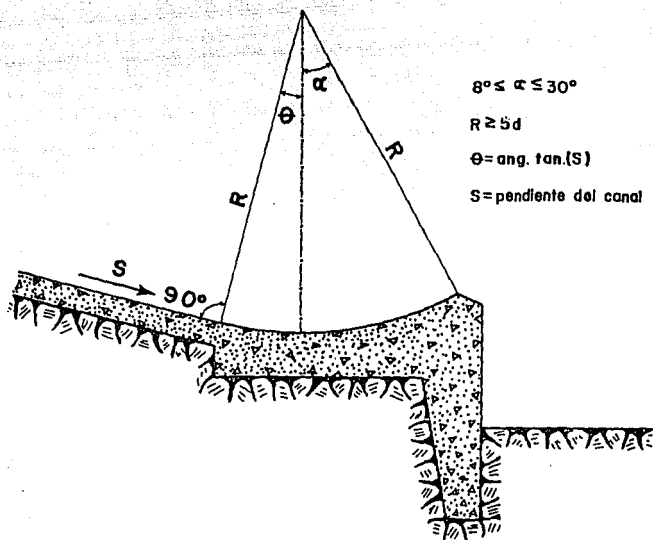


FIGURA II.9

La trayectoria del chorro de descarga puede obtenerse con la ecuación del tiro parabólico:

$$L = \frac{v^2}{g} \operatorname{sen} 2\alpha$$

donde:

L = distancia que recorre el chorro (m)

V = velocidad a la entrada de la cubeta (m/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

α = ángulo de la cubeta .

b) Tanque Amortiguador

Este tipo de estructuras, son un medio efectivo para reducir la velocidad del escurrimiento a la salida del conducto de descarga; esto se logra por la formación de un salto hidráulico que se produce debido al cambio de pendiente.

El salto hidráulico que se presenta en un tanque amortiguador tiene características especiales y forma definida que depende de la energía de la corriente que debe disiparse en relación al tirante.

En la caída, suponiendo constantes las condiciones que imperan en el canal y a partir del tirante y la energía encontrada en la estación final del conducto de descarga, se puede calcular el perfil del escurrimiento tranquilo hipotético y la línea de escurrimiento conjugado.

El salto hidráulico se formará en la sección donde la línea de energía del régimen conjugado coincida con la línea de energía del canal aguas abajo (ver figura II.10). Además, el nivel de la plantilla en esa sección nos definirá el comienzo del fondo del tanque.

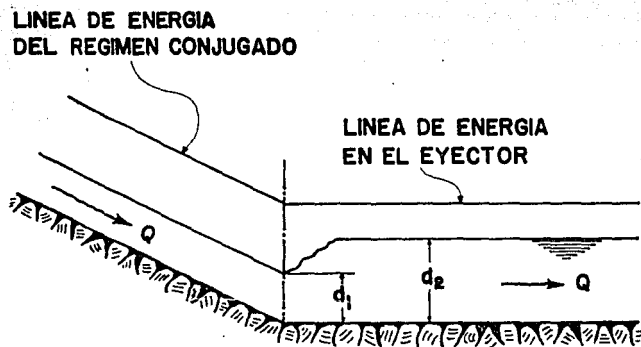


FIGURA II.10

El cálculo del tirante conjugado mayor (d_2) en tanques con

sección trapezoidal se realizará haciendo simultáneas las ecuaciones del impulso y del principio de continuidad, llegando a la expresión:

$$m^4 + Am^3 + Bm^2 + Cm + T = 0$$

donde:

$$m = \frac{d_2}{d_1}$$

A, B, C y T = coeficientes que están en función del número de Froude y de las características de la sección del tanque (Ver figura II.11)

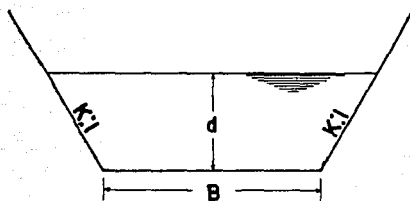


FIGURA II.11

Para tanques con sección rectangular ($K = 0$), el cálculo del tirante conjugado mayor (d_2) debe hacerse con la fórmula:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_r^2} - 1)$$

donde:

F_r = número de Froude

La utilización de un tanque amortiguador con sección trapezoidal se propone con frecuencia, cuando la economía favorece la construcción de un revestimiento inclinado con respecto a la construcción de una pared vertical. Sin embargo, las pruebas han demostrado que el salto hidráulico en un tanque con sección trapezoidal es menos completo y menos estable que el que se produce en un tanque con sección rectangular.

En el tanque con sección trapezoidal, el agua de las zonas triangulares que quedan a los lados del salto no se oponen al chorro que llega con alta velocidad, o sea que el salto hidráulico que tiende a producirse verticalmente, no se puede extender lo suficiente para ocupar las áreas laterales. En consecuencia, el salto se formará solamente en la sección central del tanque, mientras que las zonas laterales estarán ocupadas por corrientes que corren hacia arriba, que deforman el salto o que vienen del extremo inferior del tanque.

Por lo tanto, para el buen funcionamiento hidráulico, las pa

redes de un tanque amortiguador deben ser verticales o tan verticales como se pueda.

CAPITULO III ANALISIS FINANCIERO

En todo proyecto de ingeniería existe una fase financiera que está íntimamente ligada a la fase técnica. Esto implica que a cada alternativa técnicamente aceptable, se le deberá realizar un análisis financiero.

Para que una obra obtenga beneficios a largo plazo, se deberá:

- a) **Seleccionar las fuentes de financiamiento adecuadas.**
- b) **Distribuir la asignación de capital obtenida entre las diferentes propuestas de inversión disponibles.**

El problema de seleccionar la fuente de financiamiento adecuada, debe ser resuelto independientemente de la utilización que se le dé a los fondos obtenidos y basarse en los méritos de cada fuente, esto es, la fuente de financiamiento seleccionada debe ser aquélla de menor costo y al mismo tiempo que represente el menor riesgo para la obra.

Para este tipo de obra, el financiamiento se obtiene a través del *Gobierno Federal* y un aspecto muy importante es cuidar de que exista un plan financiero que permita obtener los fondos suficientes para llevar a cabo la obra en el plazo previsto.

De hecho, no hay una secuencia natural para las cuestiones técnicas y económicas de un estudio, más bien es necesario ir las considerando simultáneamente. Sin embargo establecidos los parámetros básicos de uno y otro aspecto del problema, el proyecto constará de una fase económico-financiera explícita en todo el análisis de la evaluación del proyecto, en la que necesariamente estarán implícitos los elementos técnicos de juicio.

Así, de esta manera, el grado de precisión alcanzado en el estudio de la etapa económico-financiera deberá de guardar estrecha relación con el grado de detalle de la fase técnica.

El procedimiento lógico de selección de propuestas de inversión, debe estar basado en la medición de los méritos financieros de cada propuesta, de acuerdo con alguna base de comparación. Esto es, para determinar la factibilidad económico-financiera de un proyecto, comúnmente el analista se apoya en los denominados *coeficientes de evaluación*, como pueden ser:

- a) Valor presente neto (VPN)
- b) Tasa interna de rendimiento (TIR)
- c) Período de recuperación
- d) Relación beneficio-costos (R)

A continuación se describe en qué consiste cada uno de estos conceptos:

a) Valor presente neto (VPN)

Consiste en convertir los beneficios futuros a su valor presente; considerando una tasa de actualización determinada que representa el valor del dinero en el tiempo. Cuando esta técnica arroja un resultado negativo, indica que la inversión no producirá el rendimiento mínimo aceptable.

Es uno de los indicadores más ampliamente utilizados en la evaluación de proyectos y para que un proyecto sea aceptado, el mínimo valor presente neto debe ser igual a cero.

$$VPN = S_0 + \sum_{t=1}^n \frac{S_t}{(1+i)^t}$$

S_0 = inversión inicial

S_t = flujo de efectivo neto en el período t

n = número de períodos

i = tasa de interés

b) Tasa interna de rendimiento (TIR)

Es la tasa de interés que hace igual a cero el valor presente de los beneficios y costos esperados durante el horizonte de la obra.

En términos económicos, representa el porcentaje o tasa de interés que se gana sobre el saldo no recuperado de una inversión, de tal modo que el saldo al final de la vida de la propuesta es cero.

Para que el proyecto sea aceptado, la tasa interna de rendimiento debe ser, por lo menos, igual a la *Tasa de rendimiento mínima aceptable* (TREMA).

$$\sum_{t=0}^n \frac{S_t}{(1+i^*)^t}$$

S_t = flujo de efectivo neto del período t

n = vida de la propuesta de inversión

i^* = TIR

c) Período de recuperación

Es una de las técnicas más sencillas y no incluye el valor del dinero a través del tiempo.

Se puede definir como el tiempo que transcurre para que se produzca una cantidad igual al importe de la inversión, o sea que determina el tiempo en que se recuperará la inversión y hay que evaluar si este tiempo es favorable.

d) Relación beneficio-costos (R)

En el análisis de factibilidad económico-financiera de los

grandes proyectos, principalmente aquellos que se han estimado para un período de vida ampliamente larga y que, tendrá una sustancial gama de beneficios indirectos difícilmente determinables, es altamente recomendable seguir el criterio conocido como *beneficio-costo*.

Este criterio, contempla una comparación cuantitativa (generalmente sobre la base anual), entre todos los beneficios económicos netos atribuibles a un proyecto y los costos reales que involucra la realización física, los gastos de operación y mantenimiento del proyecto.

El primer paso es calcular los costos del proyecto teniendo en cuenta un período de amortización relacionado con la vida de la obra. La apreciación de la factibilidad económico-financiera que resulta de la aplicación de este criterio, puede expresarse de la siguiente forma: Si los beneficios anuales netos de los proyectos exceden los costos del capital, los proyectos deben ser considerados como económicamente justificables. La relación entre los beneficios y los costos debe ser mayor a la unidad; entre mayor sea esta relación de determinada alternativa, de las que están sometidas a un análisis comparativo, mayor será la prioridad de ésta para constituirse en la que marque la pauta que permita elaborar el proyecto definitivo.

La relación beneficio-costo permite obtener la utilidad neta para cada peso invertido durante la construcción y funcionamiento del proyecto. El cálculo de este coeficiente de evaluación se basa en los beneficios y costos, pero actualizados o en el valor presente neto (inciso a).

Esto equivale a descontar, con intereses compuestos una suma que tendrá vigencia en años.

$$R = \frac{\text{Beneficios actualizados}}{\text{Costos actualizados}}$$

Es de esperarse, si ha existido la posibilidad de idear un proyecto con talento y creatividad para aprovechar los recursos físicos, humanos y financieros de una región, que esta relación beneficio-costo tiene que ser mayor a la unidad, pues de otra forma lo que se obtendría del proyecto serían pérdidas.

Así, en una etapa posterior, cuando se haya logrado justificar la propuesta (la mejor alternativa) esto es, después de comprobar que dicha propuesta tiene una *tasa interna de retorno* mayor que la *tasa de rendimiento mínima aceptable* o un *valor presente neto* mayor que cero y, además un período de *recuperación* aceptable, o del análisis entre beneficios y costos una relación entre éstos mayor que la unidad, se debe seleccionar la fuente de financiamiento más adecuada, o sea aquella

que represente el menor costo y el menor riesgo.

Independientemente de cuál puede ser la fuente de financiamiento, éstas exigirán un riguroso análisis de costos, que garanticen la rentabilidad del proyecto y por ende la recuperación, en el menor tiempo posible, de los recursos financieros destinados a la implantación de la obra.

El análisis se integra principalmente, con la formulación de un presupuesto considerando los costos de los diversos factores que intervienen en la construcción de una obra. Entre éstos podemos enlistar:

a) Costos de los estudios preliminares

Se derivan de los estudios que se realizan con anticipación al inicio de la obra y que servirán de base para elaborar el proyecto definitivo.

b) Costos por indemnizaciones

Son los pagos por afectaciones motivadas por la ejecución de la obra dentro del área del proyecto, por el derecho de vía y por aquellas áreas que ocupen los bancos de préstamo.

c) Costos de construcción

Son todos los derivados de los diferentes conceptos de obra necesarios para la construcción. Para cuantificar estos costos es necesario elaborar precios unitarios, que son la remuneración pecuniaria al contratista por unidad de obra ejecutada, considerando gastos indirectos y utilidad.

d) Costos por operación y mantenimiento

Estos son la consecuencia de la construcción de la obra, o sea lo que va a costar el mantenimiento de ésta para que opere eficientemente y rinda los beneficios para los que fue proyectada.

En la medida que se incluyan todos los posibles conceptos que puedan influir para la construcción de la obra, el presupuesto será más real y confiable, considerando desde luego los im previstos que puedan surgir durante la construcción.

Una vez determinado este presupuesto, se recomienda elaborar un programa de obra que muestre, en el tiempo, la forma en que se realizará la inversión.

CAPITULO IV FACTIBILIDAD DE LA OBRA

La ejecución de un proyecto de inversión pública en un país, significa una repercusión en su sistema. La etapa de estudio del proyecto es una investigación superficial de los aspectos que lo integran; normalmente se manejan cifras estimadas y globales con objeto de medir las posibilidades y perspectivas del mismo.

Después de esta etapa se realiza una investigación formal que permite conocer el potencial real del proyecto, dando como resultado el considerarlo o no viable de construir.

Finalmente, se efectúa una investigación con alto grado de detalle para conocer con mayor precisión el potencial del pro-

yecto y obtener un resultado para tomar la decisión de llevarlo a cabo o no. A este proceso de análisis de las ventajas y desventajas se le denomina factibilidad.

Al final de cada etapa, es posible evaluar el proyecto y decidir entre suspender o continuar con el proceso de acuerdo con los resultados que se vayan obteniendo. Es cierto que a medida que avanza el proceso, el costo de éste se hace mayor, pero también es cierto que los riesgos de una inadecuada decisión se reducen notablemente.

Los resultados del análisis se pueden obtener calificando y comparando con otras alternativas del mismo proyecto de acuerdo con una escala de valores, a fin de establecer un orden de prioridad de cada proyecto que se evalúe.

La mejor solución para un proyecto, será aquella alternativa que considere un mayor número de aspectos del problema. Puede suceder que la solución más adecuada de un proyecto, desde el punto de vista técnico, no sea la mejor si no se ha considerado lo concerniente a operación, mantenimiento, administración y financiamiento; de igual manera no es posible recomendar o dar una solución de carácter financiero si no se consideran los aspectos técnicos, operativos y administrativos. Por consiguiente, para tratar de obtener la optimización, los estudios de un proyecto deben de tomar en cuenta las variables y

parámetros que determinen y definan al sistema en estudio.

Así, la trascendencia de un proyecto dependerá del grado de análisis al que haya sido sometido en una fase previa a su construcción.

Por otra parte, un estudio de factibilidad abarca todos los datos e informaciones importantes para un proyecto, este material se procesa y se presenta en forma sistemática, suficientemente detallada y de tal manera que facilite una decisión en cuanto a la implementación técnica y económica del proyecto.

Asimismo, su propósito es constituir en instrumento para la toma de decisiones. Por lo tanto, la recolección y la investigación de datos tiene que realizarse de acuerdo con este propósito, lo que significa que todos los datos e informaciones que no tienen relevancia para el proyecto y para el propósito señalado, no deben incluirse en el estudio. Sin embargo, en muchos casos es casi imposible determinar la importancia de ciertos datos, sólo durante la investigación puede detectarse si una información es buena o no.

CAPITULO V PRESA "LA POLVORA", ESTADO DE JALISCO

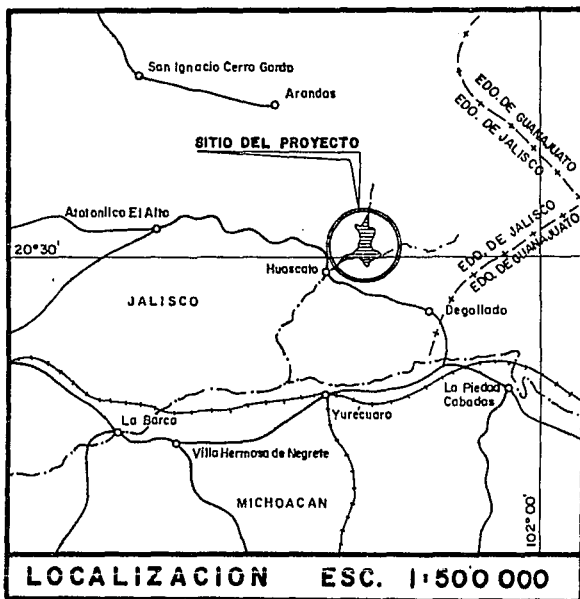
El sitio del proyecto LA POLVORA, se localiza aproximadamente a 118 Km al Este de la Ciudad de Guadalajara, Jal., y a 4 Km de la Hacienda "El Huáscato", Jal.

Sus coordenadas geográficas son:

Latitud Norte	20° 30'
Longitud al Oeste de Greenwich	102° 13'

Partiendo de la Ciudad de Guadalajara, Jal., con rumbo hacia La Piedad, Mich., y mediante un recorrido de 134 Km se llega al poblado de Huáscato, Mpio. de Degollado, Jal., y continúan

do por camino de terracería hacia el Suroeste, aproximadamente 3 Km se llega al río Huáscato. El sitio del proyecto se localiza a 500.00 m hacia aguas arriba. (Ver figura).



El proyecto consiste en una presa de almacenamiento y el objetivo principal es aprovechar la corriente del río Huáscato y utilizarla para riego de los cultivos principales en esta zona, como son:

Maíz	26 %
Trigo	15 %
Garbanzo	15 %
Alfalfa	11 %
Frutales	11 %
Sorgo	7 %
Cebada	7 %
Hortalizas	4 %
Jitomate	4 %

El área estudiada queda comprendida dentro de la Provincia Fisiográfica denominada *Zona de fosas tectónicas y vulcanismo reciente*.

La región está cubierta por riolitas y en menor proporción por tobas de la misma composición. Geomorfológicamente la región presenta una etapa de madurez temprana. El sistema de drenaje es de patrón dendrítico perteneciente a la cuenca del río Lerma.

El sitio del proyecto está ubicado cerca de los límites de la

zona sísmica del país. El foco más cercano se localiza aproximadamente a 250 Km al Noreste. Desde 1927 ha registrado siete movimientos de cinco grados en la escala de Richter.

Desde el punto de vista geológico y topográfico, la boquilla es sensiblemente simétrica de perfil en forma de V y laderas de fuerte pendiente. Está labrada en riolita fluidal sana pseudoestratificada y plegada con algunas diaclasas de estructura cerrada.

La porción correspondiente al cauce, está formada por aluviones arcillosos y escasas gravas y arenas.

El vaso, casi en su totalidad, está constituido por riolita porfirítica fluidal en ambas márgenes. La porción central está cubierta por tierra vegetal.

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los estudios hidrológicos efectuados para determinar la factibilidad de construir la presa de almacenamiento LA POLVORA y aprovechar los escurrimientos del río Huáscato.

Area de la cuenca	232.00 Km ²
Precipitación media anual en la cuenca	882.00 mm
Coefficiente de escurrimiento medio	18.05 %
Escurrimiento medio anual (1965-1980)	49'682,000.00 m ³

Aprovechamiento medio anual (65.8 %)	32'690,756.00 m ³
Capacidad total	51'765,000.00 m ³
Superficie de riego	4,530.00 Ha
Capacidad de azolves	3'000,000.00 m ³
Demanda anual bruta por hectárea	7,498.30 m ³
Gasto de la toma (25 días x 12 hrs/día)	4,200.00 Lt/s
Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO)	1,663.46 m
Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)	1,666.73 m
Elevación de la capacidad de azolves	1,629.80 m
Superficie correspondiente al NAME	310.00 Ha
Avenida máxima probable ($T_x = 10,000$ años)	1,385.00 m ³ /s
Gasto regularizado	1,004.00 m ³ /s

Con base en los estudios hidrológicos los especialistas en Me
cnica de suelos propusieron:

Cortina de materiales graduados

Elevación de la corona	1,669.10 m
Longitud de la corona	236.00 m
Ancho de la corona	6.00 m
Altura máxima de la corona	
(a partir del cauce)	61.00 m

También con base en los estudios hidrológicos se determinaron los datos de diseño para el vertedor:

Longitud de la cresta vertedora

85.00 m

Carga sobre el vertedor

3.27 m

CAPITULO VI OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA "LA POLVORA"

Para construir la obra de excedencias de la Presa LA POLVORA y después de considerar los estudios técnicos efectuados en este proyecto, se presentan dos alternativas como las más viables de realizarse. Estas son:

ALTERNATIVA I

Obra de excedencias localizada en la margen izquierda del río Huáscato, con un vertedor de cresta libre y cimacio Creager; canal lateral de 10.00 m de ancho y pendiente del 2 %.

La descarga se realizará por un canal, a cielo abierto, trapecoidal con 10.00 m de ancho de plantilla y taludes 0.5:1; es-

te canal principia en la estación 0 + 095 con una pendiente del 6 % hasta la estación 0 + 138.25; en este cadenamiento comienza una curva vertical para continuar el canal de descarga con 40% de pendiente hasta la estación 0 + 250. Continúa una transición hasta la estación 0 + 275 en donde se tiene un ancho de plantilla igual a 20.00 m y paredes verticales.

La estructura terminal, a partir de la estación 0 + 275, consiste en un tanque amortiguador con bloques disipadores de energía, ancho de plantilla igual a 20.00 m y sección rectangular. (Ver plano No. 2).

ALTERNATIVA II

Obra de excedencias localizada en la margen izquierda del río Huáscato, con un vertedor de cresta libre y cimacio Creager; canal lateral de 10.00 m de ancho y pendiente del 2 %.

La descarga se realizará por un canal, a cielo abierto, trapecoidal con 10.00 m de ancho de plantilla y taludes 0.5:1; este canal principia en la estación 0 + 095 con una pendiente del 6 % hasta la estación 0 + 138.25; en este cadenamiento comienza una curva vertical para continuar el canal de descarga con 25.32 % de pendiente hasta la estación 0 + 276.

La estructura terminal, a partir de la estación 0 + 276, consiste en una cubeta de lanzamiento o salto de esquí. (Ver plano No. 3).

Antes de realizar el diseño hidráulico de cada una de las estructuras que integran las alternativas para la construcción de la obra de excedencias, se obtendrá el tirante que se presenta en el río cuando se descarga el gasto máximo o de diseño.

Para esto se consideró un tramo de 1 Km y se obtuvo una pendiente $S = 0.000613$; con una sección transversal representativa del río y considerando $Q = 1,004.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y $n = 0.035$, se aplica la ecuación:

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

Sustituyendo valores se tiene:

$$\frac{(1,004.00)(0.035)}{(0.000613)^{1/2}} = 1,419.29$$

Ahora, efectuando aproximaciones sucesivas, hasta encontrar el valor de $A R_H^{2/3}$ que sea igual o muy aproximado a 1,419.29 y tomando en cuenta que la elevación del lecho del río es

igual a 1,605.00 m, se tiene:

d	ELEVACION	A	P	R_H	$R_H^{2/3}$	$A R_H^{2/3}$
1.00	1,606.00	21.50	21.05	1.021	1.014	21.80
2.00	1,607.00	48.75	23.25	2.096	1.637	79.80
3.00	1,608.00	81.25	25.35	3.205	2.173	176.55
5.00	1,610.00	162.50	29.45	5.517	3.122	507.33
6.00	1,611.00	211.00	31.50	6.698	3.553	749.68
7.00	1,612.00	265.50	33.45	7.937	3.978	1,056.16
8.00	1,613.00	324.75	35.55	9.135	4.370	1,419.15

Por lo anterior se puede considerar que cuando se descarga el gasto de diseño, el río adquiere un tirante de 8.00 m, es decir, que llega hasta la elevación 1,613.00 m.

VI.1 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ALTERNATIVA I

Datos de proyecto:

Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO)	1,663.46 m
Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)	1,666.73 m
Elevación de la cresta del vertedor	1,663.46 m
Gasto máximo de diseño	1,004.00 m ³ /s

Carga máxima de diseño

3.27 m

a) Coordenadas del punto de tangencia

Para obtener estas coordenadas, que indicarán el punto de liga entre el perfil del cimacio y el canal colector; se deriva con respecto a "x" la ecuación de Scimemi:

$$y = \frac{0.5 x^{1.85}}{H_d^{0.85}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(0.5)(1.85) x^{0.85}}{H_d^{0.85}}$$

como el talud del canal colector es 0.5:1 y la carga de diseño es 3.27 m, se tiene:

$$\frac{1}{0.5} = \frac{0.925 x^{0.85}}{(3.27)^{0.85}}$$

$$2 = \frac{0.925 x^{0.85}}{2.7375}$$

despejando "x" se obtiene:

$$x = 0.85 \sqrt{\frac{(2)(2.7375)}{0.925}} = 0.85 \sqrt{5.92}$$

$$x = 8.10 \text{ m}$$

sustituyendo este valor en la ecuación de Scimeni, se tiene:

$$y = \frac{0.5 (8.10)^{1.85}}{(3.27)^{0.85}}$$

$$y = 8.756 \text{ m}$$

b) Perfil del cuadrante aguas arriba

Para calcular los arcos de círculo, se tiene:

$$H_d = 3.27 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.235 H_d = 0.77 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.530 H_d = 1.73 \text{ m}$$

$$0.147 H_d = 0.48 \text{ m}$$

$$0.247 H_d = 0.81 \text{ m}$$

$$0.082 H_d = 0.27 \text{ m}$$

$$0.284 H_d = 0.93 \text{ m}$$

$$0.021 H_d = 0.07 \text{ m}$$

$$0.127 H_d = 0.41 \text{ m}$$

En la siguiente figura se representan estas dimensiones.

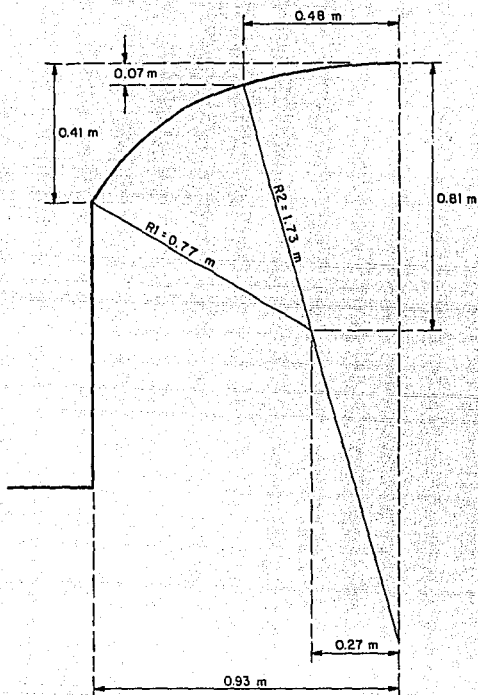


FIGURA VI.1

c) Perfil del cuadrante aguas abajo

Se aplica la fórmula de Scimeni tomando como origen la cresta del cimacio.

$$y = \frac{0.5 x^{1.85}}{H_d^{0.85}}$$

$$y = \frac{0.5 x^{1.85}}{(3.27)^{0.85}} = \frac{0.5 x^{1.85}}{2.7375}$$

$$y = 0.1826 x^{1.85}$$

Tabulando esta ecuación para diferentes valores de "x", hasta el punto de tangencia, se obtiene:

PUNTO	x	y	ELEVACION
1	0.000	0.000	1,663.460
2	0.500	0.051	1,663.409
3	1.000	0.183	1,663.277
4	1.500	0.387	1,663.073
5	2.000	0.658	1,662.802
6	2.500	0.995	1,662.465
7	3.000	1.394	1,662.066
8	3.500	1.854	1,661.606
9	4.000	2.374	1,661.086
10	4.500	2.952	1,660.508
11	5.000	3.587	1,659.873
12	5.500	4.278	1,659.182
13	6.000	5.026	1,658.434
14	6.500	5.828	1,657.632
15	7.000	6.684	1,656.776
16	7.500	7.594	1,655.866
17	8.000	8.557	1,654.903
18	8.100	8.756	1,654.704

Punto de
tangencia

d) Cálculo de la longitud del vertedor.

$$Q = C L H_d^{3/2} \quad (\text{fórmula de Francis})$$

Con $Q = 1,004.00 \text{ m}^3/\text{s}$, $C = 2.0$, $H_d = 3.27 \text{ m}$ y despejando L , se obtiene:

$$L = \frac{Q}{C H_d^{3/2}}$$

$$L = \frac{1,004.00}{(2)(3.27)^{3/2}}$$

$$L = 84.89 \text{ m}$$

por lo tanto, se tomará un valor de $L = 85.00 \text{ m}$

e) Cálculo del tirante crítico (d_c) en la sección de control.

El canal colector tendrá una sección trapezoidal con taludes laterales 0.5:1, un ancho de plantilla de 10.00 m y una pendiente longitudinal del 2 %.

La sección de control se determinó en la estación 0 + 095, aguas abajo del canal colector, y consiste en una rampa desde la estación 0 + 085 hasta la estación 0 + 095 con una pendiente del 15 %. Conservando sección y taludes del canal colector.

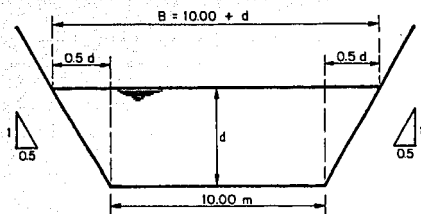


FIGURA VI.2

Area hidráulica (A):

$$A = \left[(10.00 + d) + 10.00 \right] \frac{d}{2}$$

$$A = (d + 20.00) \frac{d}{2}$$

Perímetro mojado (P):

$$P = 10.00 + 2 \sqrt{(d)^2 + (0.5d)^2}$$

$$P = 10.00 + 2 \sqrt{d^2 + 0.25 d^2}$$

$$P = 10.00 + 2 \sqrt{1.25 d^2}$$

$$P = 10.00 + 2.236 d$$

Aplicando la ecuación del escurrimiento crítico, se tiene:

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

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(1,004.00)^2}{9.81} = 102,753.92$$

Suponiendo valores del tirante para igualar los dos miembros de esta ecuación se tiene:

d_c	A_c	A_c^3	B	A_c^3/B	OBSERVACIONES
8.670	124.284	1'919,754.38	18.670	102,825.62	ALTO
8.665	124.191	1'915,448.03	18.665	102,622.45	BAJO
8.668	124.247	1'918,040.33	18.668	102,744.82	CORRECTO

De aquí se obtiene:

$$d_c = 8.668 \text{ m}$$

$$A_c = 124.247 \text{ m}^2$$

$$P_c = 10.00 + 2.236 (8.668) = 29.381 \text{ m}$$

$$R_{H_c} = 124.247/29.381 = 4.229 \text{ m}$$

$$(R_{H_c})^{2/3} = (4.229)^{2/3} = 2.614 \text{ m}$$

$$V_c = Q/A_c = 1,004.00/124.247 = 8.081 \text{ m/s}$$

$$hV_c = V_c^2/2g = (8.081)^2/2(9.81) = 3.328 \text{ m}$$

f) Cálculo hidráulico del canal colector o canal lateral.

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre la estación 0 + 095 (sección de control) y la estación 0 + 085 y suponiendo una pérdida, en la transición, igual a 0.2 veces la diferencia entre las cargas de velocidad, se tiene:

$$\frac{\text{ELEVACION} + d + hV}{\text{ESTACION } 0 + 085} = \text{ELEVACION} + d_c + hV_c + 0.2 [hV_c - hV_{(0+085)}]$$

sustituyendo los valores conocidos, se tiene:

$$1,649.63 + d + hV = 1,651.13 + 8.668 + 3.328 + 0.2 [3.328 - hV_{(0 + 085)}]$$

$$1,649.63 + d + hV = 1,663.126 + 0.2 [3.328 - hV_{(0 + 085)}]$$

Suponiendo tirantes para igualar los dos miembros de esta ecuación, se obtiene:

ESTACION (0 + 085)				0.2 [3.328 - hV ₍₀₊₀₈₅₎]	ECUACION
d	A	V	hV		
13.00	214.50	4.680	1.116	0.4424	1,663.746 ≠ 1,663.568
12.85	211.06	4.757	1.153	0.4350	1,663.533 ≠ 1,663.561
12.75	208.78	4.808	1.178	0.4300	1,663.558 = 1,663.556

Para definir completamente el funcionamiento del canal colector, se aplica la fórmula recomendada por el U.S. Bureau of Reclamation, considerando estaciones hacia aguas arriba de la estación (0 + 085).

$$\Delta y = \frac{Q_1 (V_1 + V_2)}{g (Q_1 + Q_2)} \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2 (Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right]$$

Con los valores obtenidos para la estación (0 + 085), se tiene:

$$\text{ELEV. DE LA PLANTILLA} = 1,649.63 \text{ m}$$

$$d = 12.75 \text{ m}$$

$$Q = 1,004.00 \text{ m}^3/\text{s} = Q_2$$

$$V = 4.808 \text{ m/s} = V_2$$

La elevación de la superficie del agua, en la estación (0 + 085), se obtiene al sumar la elevación de la plantilla más el tirante (d):

$$\text{ELEV. DE LA SUP. DEL AGUA} = 1,649.63 + 12.75 = 1,662.38 \text{ m}$$

Para obtener la elevación de la plantilla en la estación (0 + 075), se tiene:

$$\Delta x = 10.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{ELEV. DE LA PLANTILLA} &= 1,649.63 + S \Delta x \\ &= 1,649.63 + (0.02)(10.00) \end{aligned}$$

$$\text{ELEV. DE LA PLANTILLA} = 1,649.83 \text{ m}$$

El gasto que pasará por la estación (0 + 075) será:

$$\begin{aligned} Q &= 1,004.00 - q \Delta x \\ Q &= 1,004.00 - \frac{1,004.00}{85} (10.00) \\ Q &= 885.88 \text{ m}^3/\text{s} = Q_1 \end{aligned}$$

Se supone un valor para Δy que al sumarlo a la elevación de la superficie del agua de la estación (0 + 085), se obtiene la elevación de la superficie del agua de la estación (0 + 075).

El tirante se obtiene como:

$$d = \text{ELEV. SUP. DEL AGUA} - \text{ELEV. DE LA PLANTILLA}$$

Con este tirante se obtiene el área de la sección y dividiendo el gasto que pasa entre el área, también se obtiene la velocidad, que para esta estación será V_1 .

Se sustituyen los valores en la fórmula y el resultado debe de ser igual o muy aproximado al Δy supuesto; en caso con-

trario se suponen otros valores para Δy hasta que se cumpla lo dicho anteriormente.

El cálculo completo de las características hidráulicas del canal colector o canal lateral, realizando aproximaciones sucesivas se encuentra en la tabla VI.1.

ESTACION	ΔX	ELEV. DE PLANTILLA	ΔY	ELEV. SUP. DEL AGUA	d	A	Q	V	$Q_1 + Q_2$	$\frac{Q_1}{9(Q_1+Q_2)}$	$V_1 + V_2$	$V_2 - V_1$	$Q_2 - Q_1$	$\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$	$V_2(Q_2 - Q_1)$	13-16	$\frac{\Delta Y}{11 \times 12 \times 17}$	CRITERIO VACIOS
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0+085		1.649.65		1.662.38	12.75	208.78	1.004.00	4.808										
0+075	10.00	1.649.85	1.00	1.665.38	13.55	227.39	885.88	3.897	1.889.88	0.048	8.705	0.911	118.12	0.133	0.641	1.552	0.648	BAJO
			0.60	1.662.98	13.15	217.96		4.064			8.872	0.744				1.385	0.589	BAJO
			0.59	1.662.97	13.14	217.75		4.068			8.876	0.740				1.381	0.588	O.K.
0+065	10.00	1.650.05	0.50	1.665.47	13.44	224.72	767.76	3.405	1.653.64	0.047	7.464	0.652	118.12	0.154	0.626	1.278	0.449	BAJO
			0.44	1.665.41	13.38	223.31		3.438			7.506	0.630				1.256	0.443	O.K.
0+055	10.00	1.650.23	0.40	1.665.81	13.58	228.00	649.64	2.849	1.407.40	0.046	6.267	0.589	118.12	0.182	0.625	1.214	0.351	BAJO
			0.34	1.665.75	13.52	226.60		2.867			6.305	0.571				1.196	0.346	O.K.
0+045	10.00	1.650.43	0.25	1.669.00	13.57	227.77	531.52	2.333	1.181.16	0.045	5.200	0.534	118.12	0.222	0.636	1.170	0.273	ALTO
			0.27	1.669.02	13.59	228.24		2.328			5.195	0.539				1.175	0.274	O.K.
0+035.917	9.083	1.650.61	0.20	1.669.22	13.79	232.98	424.23	1.820	955.75	0.046	4.148	0.508	107.29	0.263	0.589	1.087	0.204	O.K.

TABLA VI.1 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL CANAL COLECTOR O CANAL LATERAL

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA 79

g) Cálculo hidráulico de la estructura de descarga

Para calcular las características hidráulicas de la estructura de descarga, consideraremos $n = 0.015$ debido a que las paredes del canal son de concreto.

Para la estación $0 + 095$, que es donde principia el canal de descarga, se tiene:

$$\text{ELEVACION} = 1,651.13 \text{ m}$$

$$d = 8.668 \text{ m}$$

$$V = 8.081 \text{ m/s}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 3.328 \text{ m}$$

Como en esta estación $h_f = 0$, se tiene:

$$\text{HORIZONTE DE ENERGIA} = 1,651.13 + 8.668 + 3.328$$

$$\text{HORIZONTE DE ENERGIA} = 1,663.126 \text{ m}$$

Al suponer un tirante para la siguiente estación hacia aguas abajo y efectuar las operaciones indicadas en el Capítulo II, el valor del HORIZONTE DE ENERGIA en esta estación debe de ser igual o muy aproximado a $1,663.126 \text{ m}$; en caso contrario se supone otro valor para el tirante hasta igualar el HORIZONTE DE ENERGIA.

Para obtener las coordenadas del punto de tangencia (P.T.) de la curva con el canal de descarga y para una pendiente de éste igual al 40 % después de la curva, se deriva con respecto a "x" la ecuación:

$$y = x \operatorname{tang} \theta + \frac{x^2}{2V^2} \sec^2 \theta$$

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tang} \theta + \frac{2x}{2V^2} \sec^2 \theta$$

sustituyendo los valores encontrados para la estación

0 + 138.25 (ver tabla VI.2), que es donde principia la curva, se tiene:

$$0.40 = 0.06 + \frac{2x}{2(12.872)^2} (1)$$

$$x = \frac{(0.40 - 0.06)(2)(12.872)^2}{2(9.81)}$$

$$x = 5.75 \text{ m}$$

Por lo tanto, la curva terminará en la estación 0 + 144 .

Tabulando para $0 \leq x \leq 5.75$ se obtienen los puntos para poder trazar la curva.

PTO	x	y
0	0.00	0.000
1	0.50	0.037
2	1.00	0.089
3	1.50	0.156
4	2.00	0.238
5	2.50	0.335
6	3.00	0.446
7	3.50	0.572
8	4.00	0.713
9	4.50	0.869
10	5.00	1.040
11	5.50	1.225
12	5.75	1.320

La elevación de la estación 0 + 144 será:

$$\text{ELEVACION}_{(0 + 144)} = \text{ELEVACION}_{(0 + 138.25)} - y$$

$$\text{ELEVACION}_{(0 + 144)} = 1,648.54 - 1.32$$

$$\text{ELEVACION}_{(0 + 144)} = 1,647.22 \text{ m}$$

El cálculo completo de las características hidráulicas del canal de descarga se encuentra en la tabla VI.2, en la cual únicamente se consignan los valores correctos encontrados después de realizar aproximaciones sucesivas.

A partir de la estación 0 + 250 se considera una transición hasta la estación 0 + 275 , donde el ancho de plantilla será de 20.00 m. En esta estación comienza la estructura terminal que consiste en un tanque amortiguador con paredes verticales.

ESTACION	ΔL	ELEVACION	d	A	P	R_H	R_{H_m}	$R_{H_m}^{2/3}$	V	hV	V_m	h_f	ENERGIA	ENERGIA + h_f	HORIZONTE DE ENERGIA
0 + 095		1,651.13	8,668	124,247	29,382	4,229			8,081	3,328			11,996		1,663,126
0 + 115	20,00	1,649,93	6,700	89,445	24,981	3,580	3,905	2,480	11,225	6,422	9,653	0,068	13,122	13,190	1,663,120
0 + 138,25	23,25	1,648,54	6,000	78,000	23,416	3,331	3,456	2,286	12,872	8,445	12,048	0,145	14,445	14,590	1,663,130
0 + 144	5,75	1,647,22	5,520	70,435	22,343	3,152	3,242	2,190	14,254	10,356	13,563	0,050	15,876	15,926	1,663,146
0 + 150	6,00	1,644,82	4,985	62,275	21,146	2,945	3,049	2,103	16,122	13,248	15,188	0,070	18,233	18,303	1,663,123
0 + 170	20,00	1,636,82	4,033	48,463	19,018	2,548	2,747	1,961	20,717	21,875	18,420	0,397	25,908	26,305	1,663,125
0 + 190	20,00	1,628,82	3,514	41,314	17,857	2,314	2,431	1,808	24,302	30,100	22,579	0,698	33,614	34,312	1,663,132
0 + 210	20,00	1,620,82	3,170	36,724	17,088	2,149	2,231	1,708	27,339	38,094	25,820	1,029	41,264	42,293	1,663,113
0 + 230	20,00	1,612,82	2,917	33,424	16,522	2,023	2,086	1,633	30,038	45,988	28,688	1,389	48,905	50,294	1,663,114
0 + 250	20,00	1,604,82	2,720	30,899	16,082	1,921	1,972	1,573	32,493	53,811	31,265	1,779	56,531	58,310	1,663,130
A PARTIR DE ESTA ESTACION CONSIDERAMOS UNA TRANSICION HASTA LA ESTACION 0 + 275, DONDE EL ANCHO DE PLANTILLA SEPA DE 20,00 M Y PAREDES VERTICALES															
0 + 275	5,00	1,594,82	1,423	28,460	22,846	1,246	1,583	1,338	35,278	63,451	33,885	3,300	64,854	68,353	1,663,173

TABLA VI.2 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA (ALTERNATIVA 1)

h) Cálculo de la estructura terminal

De la tabla VI.2 y para la estación 0 + 275, que es el inicio del tanque amortiguador, se tiene:

$$d_1 = 1.423 \text{ m}$$

$$V = 35.278 \text{ m/s}$$

con estos valores se obtiene el número de Froude (F_r):

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

$$F_r = \frac{35.278}{\sqrt{(9.81)(1.423)}} = 9.44$$

Ahora calculamos el tirante conjugado mayor d_2 :

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1)$$

$$d_2 = \frac{1.423}{2} (\sqrt{1 + 8(9.44)^2} - 1)$$

$$d_2 = 18.29 \text{ m}$$

Al sumar este tirante con la elevación de la última estación se debe obtener la elevación del rfo para $Q = 1,004.00 \text{ m}^3/\text{s}$, o sea 1,613.00 m.

$$\text{ELEVACION} \quad + d_2 = 1,613.00$$

$$(0 + 275)$$

$$1,594.82 + 18.29 = 1,613.00$$

$$1,613.11 = 1,613.00$$

por lo tanto, se forma el salto hidráulico y se alcanza el nivel del río.

La profundidad del tanque amortiguador se obtiene como:

$$\text{PROFUNDIDAD DEL TANQUE} = \text{ELEVACION DEL LECHO DEL RIO} - \text{ELEV. PLANTILLA DEL TANQUE}$$

$$\text{PROFUNDIDAD DEL TANQUE} = 1,605.00 - 1,594.82$$

$$\text{PROFUNDIDAD DEL TANQUE} = 10.18 \text{ m}$$

por facilidad en el procedimiento constructivo consideramos la profundidad del tanque igual a 10.00 m.

La longitud del tanque puede determinarse mediante las fórmulas empíricas:

$$L = 4 d_2 = 4(18.29) = 73.16 \text{ m}$$

$$L = 5(d_2 - d_1) = 5(18.29 - 1.423) = 84.33 \text{ m}$$

Tomaremos como correcto el valor de 84.33 m, pero con el objeto de disminuir esta longitud del tanque, utilizaremos bloques disipadores de energía en la intersección del canal de descarga con el tanque amortiguador. Por lo tanto la longitud se puede considerar como:

$$L = \frac{84.33}{2} \doteq 42.00 \text{ m}$$

Este valor se ajusta por los resultados obtenidos al realizar el estudio experimental en modelos hidráulicos.

El dimensionamiento de los bloques disipadores de energía se hará de acuerdo con las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation.

$$\text{Ancho} = d_1 = 1.423 \text{ consideramos } d_1 = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 2d_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 2d_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Separación libre} = 2.5 \text{ ancho} = 3.75 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la pared} = \text{variable} = 1.375 \text{ m}$$

La superficie superior de los bloques deberá de tener una pendiente de 5° con respecto a la horizontal. (Ver figura VI.3).

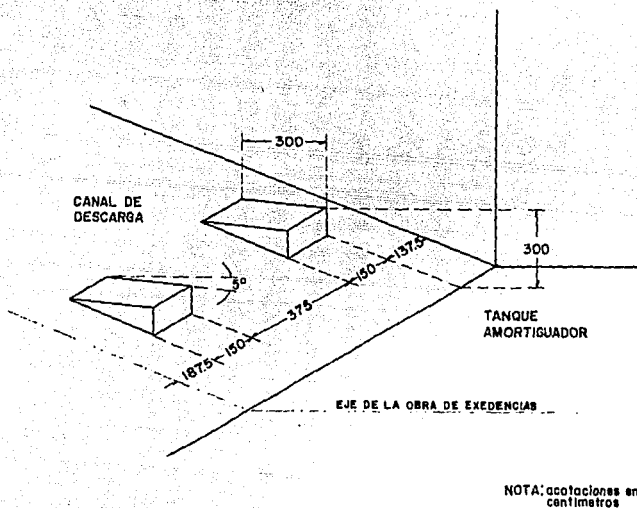


FIGURA VI.3

De los resultados anteriores y con un ancho de plantilla, en la intersección del canal de descarga con el tanque amortiguador, igual a 20.00 m, se obtiene:

(1.50 m de ancho por cada bloque) (4) = 6.00 m

(3.75 m de distancia por cada separación) (3) = 11.25 m

(1.375 m de distancia a la pared) (2) = 2.75 m

Total = 20.00 m

VI.2 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ALTERNATIVA II

El cálculo del cimacio, del canal colector o canal lateral y de la estructura de descarga hasta la estación 0 + 138.25, es el mismo que el efectuado para la alternativa I. Por lo tanto calcularemos la curva vertical para una pendiente del 25.32 % en la continuación de la estructura de descarga.

a) Cálculo de la curva vertical

Para obtener las coordenadas del punto de tangencia (P.T.) de la curva con el canal de descarga y para una pendiente de éste igual al 25.32 %, después de la curva, se deriva con respecto a "x" la ecuación:

$$y = x \operatorname{tang} \theta + \frac{x^2}{2V^2} \sec^2 \theta$$

$$\frac{dy}{dx} = \tan \theta + \frac{2xg}{2V^2} \sec^2 \theta$$

sustituyendo los valores encontrados para la estación 0 + 138.25, que es donde principia la curva, se tiene:

$$0.2532 = 0.06 + \frac{2x(9.81)}{2(12.872)^2} (1)$$

$$x = \frac{(0.2532 - 0.06)(2)(12.872)^2}{2(9.81)}$$

$$x = 3.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, la curva terminará en la estación 0 + 141.50.

Tabulando para $0 \leq x \leq 3.25$, se obtienen los puntos para poder trazar la curva.

PTO	x	y
0	0.00	0.000
1	0.25	0.017
2	0.50	0.037
3	0.75	0.062
4	1.00	0.089
5	1.25	0.121
6	1.50	0.156
7	1.75	0.195
8	2.00	0.238
9	2.25	0.284
10	2.50	0.335
11	2.75	0.388
12	3.00	0.446
13	3.25	0.507

La elevación de la estación 0 + 141.50 será:

$$\text{ELEVACION (0 + 141.50)} = \text{ELEVACION (0 + 138.25)} - y$$

$$\text{ELEVACION (0 + 141.50)} = 1,648.54 - 0.507$$

$$\text{ELEVACION (0 + 141.50)} = 1,648.03 \text{ m}$$

A partir de la estación $0 + 141.50$, se procede a calcular las características hidráulicas del canal de descarga aplicando la ecuación de Bernoulli hasta igualar el HORIZONTE DE ENERGIA que se obtuvo para la alternativa I .

En la tabla VI.3, se muestran los cálculos hidráulicos obtenidos, después de realizar aproximaciones sucesivas desde la estación $0 + 141.50$ hasta la estación $0 + 276$. En esta estación principia la estructura terminal que consiste en una cubeta de lanzamiento o salto de esquí.

ESTACION	ΔL	ELEVACION	d	A	P	R_H	R_{H_m}	$R_{H_m}^{2/3}$	V	hV	V_m	h_f	ENERGIA	ENERGIA+ h_f	HORIZONTE DE ENERGIA
0 + 095		1,651.13	8,668	124.247	29,382	4,229			8,081	3,328			11,996		1,663.126
0 + 115	20,00	1,649.93	6,700	89,445	24,981	3,580	3,905	2,460	11,225	6,422	9,653	0,068	13,122	13,190	1,663.120
0 + 138.25	23.25	1,648.54	6,000	78,000	23,416	3,331	3,455	2,285	12,872	8,445	12,048	0,145	14,445	14,590	1,663.130
0 + 141.50	3,25	1,648,03	5,770	74,346	22,902	3,246	3,289	2,211	13,504	9,295	13,188	0,026	15,065	15,091	1,663.121
0 + 150	8.50	1,645.87	5,200	65,520	21,627	3,030	3,138	2,143	15,324	11,968	14,414	0,086	17,168	17,254	1,663.124
0 + 170	20,00	1,640.81	4,427	54,069	19,899	2,717	2,874	2,021	18,569	17,574	16,946	0,316	22,001	22,317	1,663.127
0 + 190	20,00	1,635.75	3,950	47,301	18,852	2,512	2,614	1,898	21,226	22,563	19,897	0,495	26,913	27,407	1,663.157
0 + 210	20,00	1,630.69	3,619	42,799	18,092	2,362	2,437	1,811	23,492	28,127	22,359	0,686	31,746	32,432	1,663.122
0 + 230	20,00	1,625.63	3,365	39,312	17,524	2,243	2,303	1,744	25,540	33,245	24,516	0,889	36,610	37,500	1,663.130
0 + 250	20,00	1,620.57	3,163	36,632	17,072	2,146	2,194	1,689	27,408	38,286	26,474	1,106	41,449	42,555	1,663.125
0 + 276	26,00	1,614,00	2,963	34,020	16,625	2,046	2,095	1,638	29,512	44,392	28,460	1,766	47,355	49,122	1,663.122

TABLA VI.3 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA (ALTERNATIVA 11)

b) Cálculo de la estructura terminal.

De la tabla VI.3 y para la estación 0 + 276, que es el inicio de la cubeta de lanzamiento, se tiene:

$$d = 2.963 \text{ m}$$

$$s = 0.2532$$

con estos datos y considerando $\alpha = 30^\circ$, se obtiene:

$$\theta = \text{ang tan } 0.2532$$

$$\theta = 14^\circ 12' 31.23''$$

$$R = 5(2.963) = 14.815 \text{ m}$$

consideraremos $R = 15.00 \text{ m}$.

En el plano No. 3 se muestra el diseño completo de la cubeta de lanzamiento.

Para calcular la distancia que recorrerá el agua al despegar de la cubeta, utilizamos la ecuación:

$$L = \frac{v^2}{g} \text{ sen } 2\alpha$$

sustituyendo valores se tiene:

$$L = \frac{(29.512)^2}{9.81} \operatorname{sen} 2(30^\circ)$$

$$L = 76.00 \text{ m}$$

Ahora, para verificar que el agua despega de la cubeta con un gasto menor que el de diseño, realizaremos los cálculos hidráulicos para un gasto igual a $\frac{Q_{\max}}{16} = 62.75 \text{ m}^3/\text{s}$.

Esto es, calcularemos el tirante crítico (d_c) en la estación 0 + 095, aplicando la ecuación:

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

sustituyendo valores, se tiene:

$$\frac{(62.75)^2}{9.81} = 401.38$$

Suponiendo valores del tirante para igualar los dos miembros de esta ecuación se tiene:

d_c	A_c	A_c^3	B	A_c^3/B	OBSERVACIONES
2.000	22.000	10,648.00	12.000	887.33	ALTO
1.500	16.125	4,192.75	11.500	364.58	BAJO
1.546	16.655	4,619.96	11.546	400.14	CORRECTO

De aquí se obtiene:

$$d_c = 1.546 \text{ m}$$

$$A_c = 16.655 \text{ m}^2$$

$$P_c = 13.457 \text{ m}$$

$$R_{H_c} = 1.238 \text{ m}$$

$$(R_{H_c})^{2/3} = 1.153 \text{ m}$$

$$V_c = 3.767 \text{ m/s}$$

$$hV_c = 0.723 \text{ m}$$

El horizonte de energía, a igualar en cada estación, será:

$$\text{HORIZONTE DE ENERGIA} = 1,651.13 + 1.546 + 0.723$$

$$\text{HORIZONTE DE ENERGIA} = 1,653.40$$

El cálculo completo del conducto de descarga para este gasto de $62.75 \text{ m}^3/\text{s}$ se encuentra en la tabla VI.4, donde únicamente se muestran valores obtenidos por aproximaciones sucesivas y considerando la curva vertical que se obtuvo para el gasto de diseño.

ESTACION	ΔL	ELEVACION	d	A	P	R_{Hf}	R_{Hm}	$R_{Hm}^{2/3}$	V	hV	V_m	h_f	ENERGIA	ENERGIA + h_f	HORIZONTE DE ENERGIA
0 + 095		1,651.13	1.946	16.655	13,457	1.238			3,768	0,723			2,269		1,653.40
0 + 115	20.00	1,649.93	0.860	8.970	11,923	0.752	0.995	0.997	6,996	2,494	5,382	0.131	3,354	3,486	1,653.41
0 + 138.25	23.25	1,648.54	0.715	7,406	11,599	0.638	0.685	0.785	8,473	3,659	7,735	0.508	4,374	4,882	1,653.42
0 + 141.50	3.25	1,648.03	0.638	6,584	11,427	0.576	0.607	0.717	9,531	4,630	9,002	0.115	5,268	5,384	1,653.41
0 + 150	8.50	1,645.87	0.540	5,946	11,207	0.495	0.535	0.659	11,315	6,525	10,423	0.478	7,065	7,543	1,653.41
0 + 170	20.00	1,640.81	0.437	4,465	10,977	0.407	0.451	0.588	14,052	10,064	12,684	2.094	10,501	12,596	1,653.40
0 + 190	20.00	1,635.75	0.378	3,851	10,845	0.355	0.381	0.526	16,293	13,529	15,172	3.751	13,907	17,658	1,653.40
0 + 210	20.00	1,630.69	0.341	3,468	10,762	0.322	0.339	0.486	18,093	16,685	17,193	5.634	17,026	22,661	1,653.35
0 + 230	20.00	1,625.63	0.314	3,189	10,702	0.298	0.310	0.458	19,675	19,751	18,884	7.645	20,045	27,689	1,653.32
0 + 250	20.00	1,620.57	0.293	2,973	10,655	0.279	0.289	0.437	21,107	22,707	20,391	9,815	23,000	32,815	1,653.39
0 + 276	26.00	1,614.00	0.2845	2,885	10,636	0.271	0.275	0.423	21,747	24,104	21,427	15,008	24,389	39,397	1,653.40

TABLA VI.4 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA (ALTERNATIVA II)

Ahora calcularemos la distancia que recorre el agua al despegar de la cubeta de lanzamiento, para $Q = 62.75 \text{ m}^3/\text{s}$

$$L = \frac{v^2}{g} \sin 2\alpha$$

$$L = \frac{(21.747)^2}{9.81} \sin 2(30^\circ)$$

$$L = 41.00 \text{ m}$$

Por lo tanto el agua sí despega para un gasto menor que el de diseño.

CAPITULO VII EVALUACION DE ALTERNATIVAS

VII.1 LA PLANEACIÓN COMO ELEMENTO DE DESARROLLO

Se puede decir que en todos los países que buscan su desarrollo, el gobierno nacional tiene a su cargo la importante función de planear y evaluar proyectos de inversión de sus recursos; si bien, como es natural, la proporción entre la inversión pública y privada varía de un país a otro. En la mayoría de los casos el gobierno está en condiciones de orientar, a través de programas y planes, el desarrollo del país; ya sea por medio de la inversión directa del sector público apoyándose en el establecimiento de impuestos, aranceles, subvenciones y el racionamiento de los recursos de inversión escasos o, incentivando la inversión privada.

Simultáneamente a esta autoridad del gobierno para controlar las inversiones nuevas, va su responsabilidad de instrumentar políticas orientadas al interés nacional. Por tal razón, los proyectos de inversión deberán de formularse y evaluarse considerando este gran propósito. De esta manera, podrán escogerse para ser ejecutados aquellos que contribuyan más a los objetivos fundamentales del país.

México, como algunas naciones, cuenta con un gran número de recursos físicos y humanos, pero también, como éstas, presenta una problemática diversa. Uno de los problemas más inquietantes de nuestro país es la disponibilidad y abastecimiento de agua para satisfacer una gamma de necesidades prioritarias de su población. De acuerdo con los estudios realizados por diversas instituciones y dependencias, se ha señalado que nuestro territorio tiene la suficiente cantidad de agua que responde a sus necesidades presentes y de un futuro próximo, pero la irregular distribución de las lluvias significa para más de la mitad del país un abastecimiento insuficiente o nulo y, para una parte considerable de la población, déficit críticos que constituyen un freno para el desarrollo económico y social.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, creada por la Ley de Secretarías y Departamentos de Estado del mes de diciembre de 1976, tuvo como antecedentes a la Comisión

Nacional de Irrigación (1926), la Secretaría de Recursos Hidráulicos y la Secretaría de Agricultura (1946).

Entre una de sus funciones primordiales corresponde a esta Secretaría: organizar, dirigir y reglamentar los trabajos de hidrología en cuencas, cauces y álveos de aguas nacionales, tanto superficiales como subterráneas; reconocer derechos y otorgar concesiones, permisos y autorizaciones y reglamentar el aprovechamiento de las aguas nacionales, así como de las zonas federales correspondientes.

Asimismo corresponde a la Secretaría: estudiar, proyectar, construir y conservar las obras de riego, drenaje y defensa contra inundaciones, incluyendo las que se deriven de tratados internacionales; realizar los estudios geológicos y de suelos relacionados con la existencia y el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y con la construcción de las obras; organizar y manejar la explotación de las obras de riego para fines de coordinación de la producción agrícola; intervenir en todo lo relacionado con la dotación de servicios de agua potable y alcantarillado y, la generación de energía eléctrica en coordinación con otras dependencias como la Secretaría de Salud y la Comisión Federal de Electricidad.

Desde esta perspectiva, el aprovechamiento de los recursos hidráulicos no constituye, desde luego, un fin en sí mismo, pero

no debe perderse de vista que contribuye en forma directa a alimentar los procesos productivos en los sectores de la agricultura y los servicios, cuyo desarrollo y expansión depende en muchas ocasiones de la adecuada disponibilidad del agua.

Dentro de la planeación hidráulica del país destaca el desarrollo de cuencas, el cual tiene una significación muy especial, pues no busca el aprovechamiento del agua con un propósito único, sino más bien un aprovechamiento con fines múltiples dentro de un proceso que trata de motivar cambios en diversos campos de actividad, tanto económicos como sociales.

De acuerdo con esta estrategia, muchas de las presas construidas en los últimos años responden al objetivo de lograr el aprovechamiento del agua para riego, el control de avenidas, la generación de energía eléctrica y la dotación de agua potable, en forma progresiva.

No se puede dejar al margen que el aprovechamiento de los recursos hidráulicos demanda, por lo anteriormente descrito, programas de trabajo a largo plazo y cuantiosas inversiones, de donde resulta que la asignación de recursos compromete varios ejercicios fiscales, e incluso, va más allá de una sola administración gubernamental.

VII.2 EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LA PRESA "LA PÓLVORA". EXPLICACIÓN A GROSSO MODO.

Cuando se elige un proyecto con preferencia a otro, la selección tiene consecuencias que necesariamente influyen en el empleo, la producción, el consumo, el ahorro, los ingresos de divisas, la distribución del ingreso y otros aspectos que interesan a los objetivos nacionales. Esta consideración supone múltiples problemas para la conformación de beneficios y costos sociales, ya que el país es un agregado de grupos diversos con diferentes intereses, los cuales puede ser que estén en grave pugna unos con otros.

Los conceptos de beneficio y costo social, abarcan buena parte de esencia del tema de la evaluación económica; esto es, la confrontación del aprovechamiento y el sacrificio que obtiene o paga la sociedad cuando sus recursos físicos, humanos y financieros son utilizados para realizar un determinado proyecto de inversión, como una obra de infraestructura o una planta industrial, en lugar de destinar esos recursos a otro uso alternativo. Por ejemplo, el construir una carretera, en vez de construir un hospital; como se ha mencionado resulta harto difícil el cuantificar los beneficios que representarían para la actividad económica de los usuarios, particulares y transportistas de la nueva vía de comunicación o la satisfacción de cientos de ciudadanos que se beneficiarían por los servicios

prestados por el hospital.

El motivo principal por el cual, en la evaluación económica de un proyecto, se practica el análisis de beneficios costos sociales, es el de examinar esta selección a la luz de un sistema coherente de objetivos generales, que deberán ajustarse de acuerdo con la experiencia de los planificadores, de la información disponible y conducentes a lograr una forma práctica para su obtención y procesamiento.

Partiendo de esta base, para cualquier proyecto de inversión dígase empresa, o como en este caso, la construcción de la presa LA POLVORA, lo que a final de cuentas interesa es su RENTABILIDAD que se puede expresar como la diferencia entre los beneficios y los costos. Que bien pueden ser ingresos contra egresos, producto de la producción agrícola obtenida a precios de mercado, en contraste con las erogaciones realizadas en el proceso de creación del sistema hidráulico de la presa y de su correspondiente área de riego.

De esta forma todas las complicaciones se simplifican asignando un valor cuantitativo a esas erogaciones e ingresos, que nos arrojará una utilidad o pérdida; la cual se puede cuantificar de una manera sencilla, expresada en un índice, medida de equivalencia o base de comparación capaz de resumir las diferencias entre estas cantidades.

VII.3 UTILIZACIÓN DEL CRITERIO DEL VALOR PRESENTE O VALOR ACTUALIZADO EN LA EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LA PRESA "LA POLVORA"

El método del *valor presente* es uno de los criterios económicos más ampliamente utilizado en la evaluación de proyecto de inversión. Consiste en determinar la equivalencia en el tiempo cero (el cual podría ser este preciso momento), de los flujos de efectivo futuro (egresos e ingresos) a precios constantes (esto es, sin considerar alteración en los precios: no inflación) y a una determinada *tasa de interés*. Si este índice es *positivo*, entonces, es recomendable que el proyecto sea aceptado.

La *tasa interna de retorno* (TIR), la cual se indica en la gráfica, es igual a la tasa de interés para la cual el VPN de un proyecto es igual a cero, que para este caso sería, como no se considera la inflación, este valor hace adecuado al proyecto.

Al seleccionar proyectos, debe seguirse la regla de que *han de merecer la preferencia todos los proyectos con una tasa interna de retorno más alta que la tasa de interés prevaleciente en el mercado*. O bien, se puede recomendar que se escojan todos los proyectos que tengan valor actualizado positivo. Esto se cumple también, cuando se han presentado diversas al-

ternativas para resolver un mismo problema (por ejemplo para el caso de la presa en estudio: almacenamientos diferentes o diversas propuestas de cultivos).

La expresión que cuantifica el "Valor Presente" de un proyecto de inversión, se puede representar de la siguiente manera:

$$VPN = S_0 + \sum_{t=1}^n \frac{S_t}{(1+i)^t} \quad (7.1)$$

donde:

VPN = valor presente neto

S_0 = inversión inicial

S_t = flujo de efectivo neto en el período t

n = número de períodos

i = tasa de interés

para el caso de la presa que estamos tratando, el VPN se podría expresar de manera equivalente:

$$VPV = \sum_{j=1}^{j=n} \frac{B_j - C_j}{(1+i)^j} \quad (7.2)$$

donde:

VPN = valor presente neto

B_j = beneficios en el período j

- C_j = costos en el periodo j
 n = número de periodos de vida del proyecto
 (horizonte de planeación)
 i = tasa de interés

Con el objeto único de ilustrar la evaluación económica del proyecto de inversión: *PRESA LA POLVORA*, se presenta la cuantificación de costos y beneficios a precios constantes de Diciembre de 1986, de manera muy simplificada y considerando los conceptos amplios más relevantes, para un horizonte de planeación de 30 años de vida útil de la obra y un período de cuatro años para la realización del sistema y de límite para su puesta en marcha; además se considera una obra financiada por el presupuesto federal.

a) Cálculo de costos

Costo de las obras auxiliares	\$ 875'000,000.00
Costo del área inundada	3,100'000,000.00
Costo de la cortina	4,123'000,000.00
Costo de la obra de toma	315'000,000.00
Costo de la obra de excedencias	500'000,000.00
Costo de las estructuras y canales del sistema de riego	<u>2,895'000,000.00</u>
TOTAL:	\$ 11,808'000,000.00
 Costo de operación bianual	 200'000,000.00

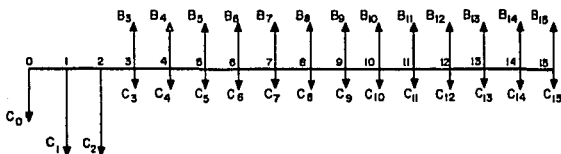
b) Cálculo de beneficios. Producción anual promedio.

Superficie total de riego = 4,530 Hectáreas

Producto	Superficie (Ha)	Rendimiento (Ton/Ha)	Precio unitario (pesos)	Importe
Mafz	1,177.8	5.8	105,000.00	717'280,200.00
Trigo	679.5	3.9	76,582.00	202'946,129.10
Garbanzo	679.5	4.3	259,021.80	756'822,846.30
Alfalfa	498.3	2.8	9,487.20	13'236,920.93
Frutales	498.3	5.9	118,448.40	348'234,742.50
Sorgo	317.1	4.2	57,277.20	76'282,920.50
Cebada	317.1	3.2	85,632.60	86'893,111.87
Hortalizas	181.2	2.4	118,000.00	51'315,840.00
Jitomate	181.2	3.5	123,746.60	78'480,093.72
TOTALES	4,530.0			2,331'492,805.00

c) Diagrama de flujo que relaciona costos y beneficios futuros con un valor presente.

Si se toman períodos bianuales para que surjan los flujos de efectivo, el diagrama se dividirá en 15 partes.



El diagrama considera además:

- Que los flujos de efectivo se presentan al inicio o término de un período determinado.
- $n = 15$ períodos bianuales = 30 años (horizonte de planeación)

Las erogaciones de la construcción del sistema de riego se efectúan en los cuatro primeros años:

- al inicio: 20% del costo total = \$ 2,361'000,000.00
- 1^{er} bienio: 40% del costo total = \$ 4,723'200,000.00
- 2^o bienio: 40% del costo total = \$ 4,723'200,000.00
- Los costos de operación desde el bienio 3^o hasta el 15^o = \$ 200'000,000.00
- Los beneficios producto de la venta de las cosechas, a precio de mercado, comienzan en el 5^o año y se computan conjuntamente con los del 6^o año para obtener el beneficio bianual (B_3). Esto se repite hasta el último período de vida útil de la obra (B_3, B_4, \dots, B_{15}).

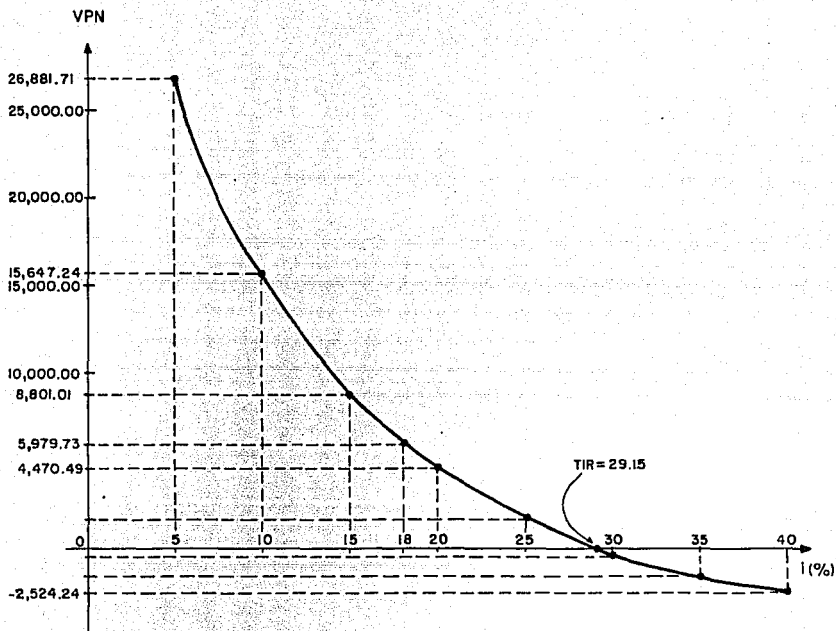
$$B_3 = B_4 = B_5 = \dots = B_{15} = 4,662'985,610.00$$

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y utilizando la expresión que cuantifica el VALOR PRESENTE NETO, en la siguiente tabla se muestran los diferentes valores que se ob tienen para este proyecto al variar la tasa de interés a pre cios constantes.

Período	Costos (millones pesos)	Beneficios (millones pesos)	VPN i = 5 %	VPN i = 10 %	VPN i = 15 %	VPN i = 18 %	VPN i = 20 %
0	2,361.60	---	-2,361.60	-2,361.60	-2,361.20	-2,361.60	-2,361.60
1	4,723.20	---	-4,498.29	-4,293.82	-4,107.13	-4,002.71	-3,936.00
2	4,723.20	---	-4,284.08	-3,903.47	-3,571.42	-3,392.13	-3,280.00
3	200.00	4,662.98	3,855.29	3,353.10	2,934.48	2,716.31	2,582.74
4	200.00	4,662.98	3,671.70	3,048.27	2,551.72	2,301.95	2,152.29
5	200.00	4,662.98	3,496.86	2,771.16	2,218.84	1,950.81	1,793.57
6	200.00	4,662.98	3,330.34	2,519.24	1,929.47	1,653.23	1,494.64
7	200.00	4,662.98	3,171.76	2,290.21	1,677.80	1,401.04	1,245.53
8	200.00	4,662.98	3,020.72	2,082.01	1,458.95	1,187.32	1,037.95
9	200.00	4,662.98	2,876.88	1,892.74	1,268.66	1,006.20	864.95
10	200.00	4,662.98	2,739.88	1,720.67	1,103.18	852.72	720.80
11	200.00	4,662.98	2,609.41	1,564.28	959.28	722.64	600.66
12	200.00	4,662.98	2,485.15	1,422.04	834.16	612.41	500.55
13	200.00	4,662.98	2,366.81	1,292.77	725.36	518.99	417.13
14	200.00	4,662.98	2,254.11	1,175.24	630.74	439.82	347.61
*15	200.00	4,662.98	2,146.77	1,068.40	548.47	372.73	289.67

26,881.71 15,647.24 8,801.01 5,979.73 4,470.49

Graficando los valores obtenidos en la tabla se tiene:



En la gráfica se observa que la TASA INTERNA DE RENDIMIENTO (TIR), que es la tasa de interés que hace igual a cero el VALOR PRESENTE NETO (VPN), es igual a 29.15 %. Lo que indica que el proyecto de la presa "LA PÓLVORA" es bastante atractivo desde el punto de vista económico para su realización.

VII.4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA "LA PÓLVORA"

En el capítulo anterior se realizó el análisis técnico de las dos alternativas posibles de la Obra de Excedencias de la presa LA PÓLVORA, las cuales resultaron adecuadas desde este punto de vista. A continuación se presenta el análisis de estas alternativas desde el punto de vista financiero tomando como base el criterio de *costo mínimo* que permita en este caso, comparar, seleccionar y elegir la obra de excedencias que satisfaga los requisitos óptimos al menor costo.

Para obtener este *costo mínimo*, se elaborará un presupuesto, considerando únicamente los costos relativos a conceptos de obra necesarios para la construcción de cada alternativa, por que:

a) La estructura de la obra de excedencias forma parte de una obra de mayor magnitud, que es la presa en todo su conjunto. Los costos, como los derivados por las indemnizaciones a los propietarios de los terrenos en donde se construirá la obra de excedencias, son mínimos si se comparan con los originales por la ocupación de todo el sistema. Por lo tanto este tipo de costos será absorbido por todo el conjunto.

b) Los costos originados por la realización de los estudios preliminares, por operación y por mantenimiento son prácticamente iguales en las dos alternativas.

c) Las cantidades de obra son completamente diferentes en las dos alternativas.

Es importante señalar que, para el establecimiento del presupuesto de cada alternativa se consideraron, a este nivel de análisis de costos y para fines comparativos, los precios unitarios de la *Presa de Almacenamiento Trojes* que está localizada entre los Estados de Jalisco y Michoacán; estos precios unitarios fueron propuestos a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en el mes de diciembre de 1986, por siete constructoras que concursaron para obtener el contrato de realización de la mencionada presa.

PRESUPUESTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA I

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Excavación en cualquier material excepto roca	M ³	32,249.00	640.75	20 '663,546.75
Excavación en roca	M ³	48,371.00	1,291.43	62 '467,760.53
Mampostería de tercera clase	M ³	1,400.00	24,535.00	34 '349,000.00
Suministro y colocación de concreto simple	M ³	65.00	23,215.00	1 '508,975.00
Suministro y colocación de concreto armado	M ³	7,566.00	27,516.00	208 '186,056.00
Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo de 3/4" ϕ	KG	266,968.00	620.00	165 '520,160.00
Suministro y colocación de tubo de concreto perforado de 20" ϕ	ML	300.00	17,008.03	5 '102,409.00
Suministro y colocación de tubo de concreto perforado de 10" ϕ	ML	210.00	13,004.03	2 '730,846.30
Suministro y colocación de tubo de lámina galvanizada	ML	50.00	11,255.00	562,750.00
Suministro y tendido de grava limpia para drenes	M ³	280.00	12,005.00	3 '361,400.00

COSTO TOTAL \$ 504'452,903.58

PRESUPUESTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA ALTERNATIVA II

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Excavación en cualquier material excepto roca	M ³	21,246.00	640.75	13'613,374.50
Excavación en roca	M ³	31,867.00	1,291.43	41'153,999.81
Mampostería de tercera clase	M ³	1,250.00	24,535.00	30'668,750.00
Suministro y colocación de concreto simple	M ³	60.00	23,215.00	1'392,900.00
Suministro y colocación de concreto armado	M ³	6,660.00	27,516.00	183'256,560.00
Suministro, habilitado y armado de acero de refuerzo de 3/4" ϕ	KG	235,000.00	620.00	145'700,000.00
Suministro y colocación de tubo de concreto perforado de 20" ϕ	ML	240.00	17,008.03	4'081,927.20
Suministro y colocación de tubo de concreto perforado de 10" ϕ	ML	160.00	13,004.03	2'080,644.80
Suministro y colocación de tubo de lámina galvanizada	ML	35.00	11,255.00	393,925.00
Suministro y tendido de grava <u>lim</u> pia para drenes	M ³	200.00	12,005.00	2'401,000.00

COSTO TOTAL \$ 424'743,081.31

CAPITULO VIII CONCLUSIONES

La obra de excedencias que se eligió para construirla, entre las dos alternativas presentadas y analizadas en este trabajo, es la alternativa II, que consiste en un vertedor de cresta libre con canal lateral, estructura de descarga con canal trapezoidal a cielo abierto y estructura terminal de cubeta de lanzamiento o salto de esquí.

La selección final se hizo con base en el análisis del costo total de ambas alternativas, ya que técnicamente fueron aceptables. Los costos totales son:

ALTERNATIVA I
\$ 504'452,903.58

ALTERNATIVA II
\$ 424'743,081.31

Como puede observarse la *alternativa II* resultó ser la más económica, debido a que tiene las menores cantidades de obra.

De todo el trabajo desarrollado, destaca la importancia que debe darse, en un proyecto de una obra de excedencias, al análisis técnico-financiero de varias alternativas con la profundidad suficiente, de tal forma que nos permita compararlas y de esta manera asegurarnos que la elección de una de ellas fue la idónea, además cuidar que se realice en la mejor forma.

Por otra parte, es recomendable que en todo proyecto de una obra de excedencias, se construya un modelo hidráulico de la misma, reproduciendo todas las características, hasta donde sea posible, del sitio donde se va a construir para que de esta manera poder corregir o dilucidar alguna deficiencia o implicación de carácter técnico en su funcionamiento.

BIBLIOGRAFIA

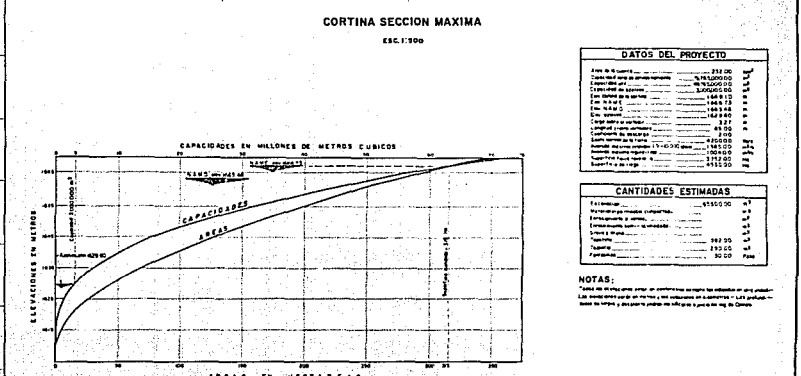
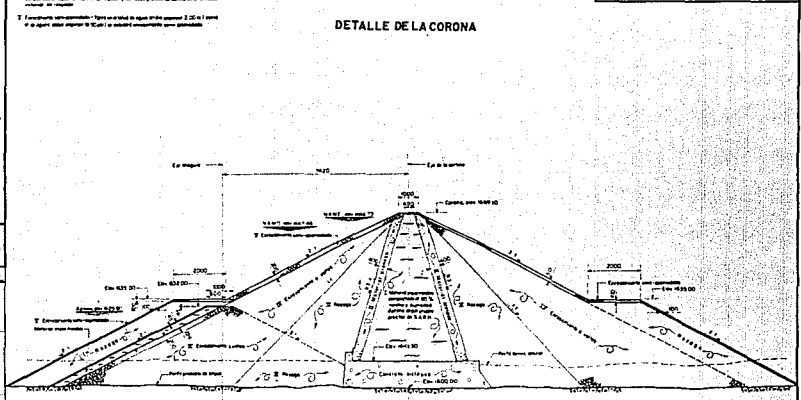
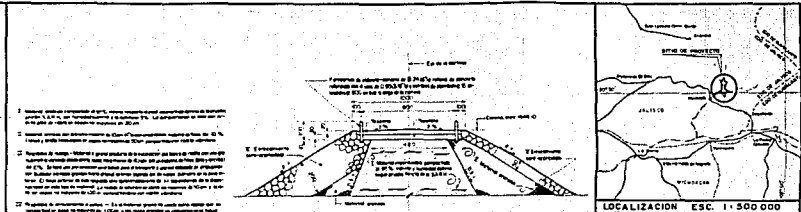
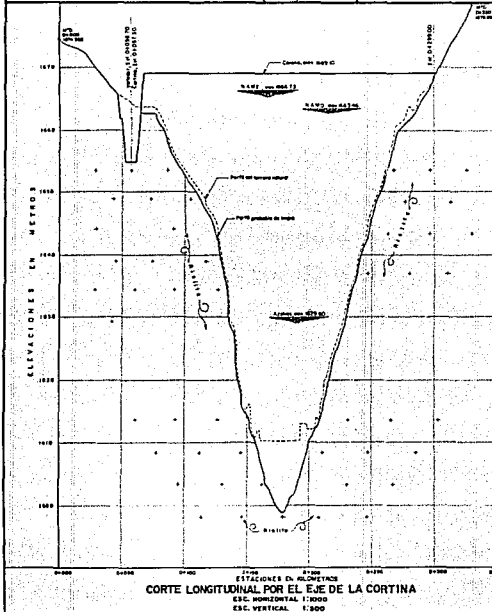
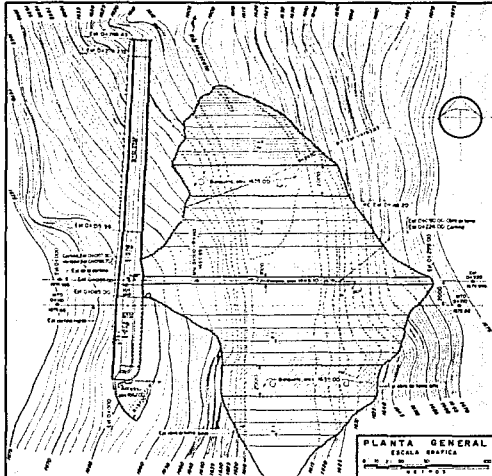
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. *Manual de Diseño de Obras Civiles (Hidrotecnia)*. México: CFE, 1981
- EROSA MARTIN VICTORIA EUGENIA. *Proyectos de Inversión en Ingeniería (su Metodología)* México: Edit. Limusa, 1987
- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. *Pequeños Almaceneramientos. Plan Nacional de Pequeña Irrigación*. México: SRH, 1969
- SOTELO AVILA GILBERTO. *Hidráulica General*. México: Edit. Limusa Wiley, 1974
- SPRINGALL G. ROLANDO. *Hidrología (primera parte)* México: Instituto de Ingeniería, UNAM 1970
- URIEGAS TORRES CARLOS. *Análisis Económico de Sistemas en la Ingeniería*. México: Edit. LI musa, 1987
- U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION *Design of Small Dams*. México: Edit. C.E.C.S.A., 1966
- WILLIAMS KING HORACE. *Manual de Hidráulica*. México: Edit. UTEHA, 1962

NACIONAL FINANCIERA, S.A. *La economía en cifras.*
México, 1984

COSS BU RAUL. *Análisis y evaluación de proyectos
de inversión.* México, 1986. 2a ed.
Limusa

ORGANIZACION DE LAS NACIONES UNIDAS. *Manual de
proyectos de desarrollo económico.* Méxi
co: ONU, 1958

APENDICE : PLANOS 1, 2 Y 3



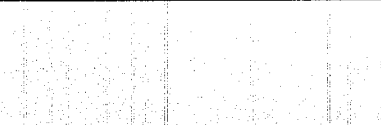
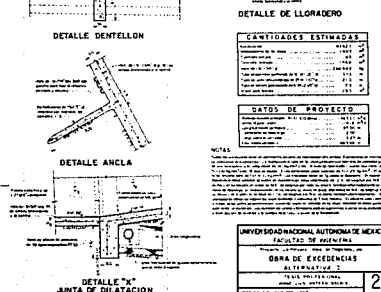
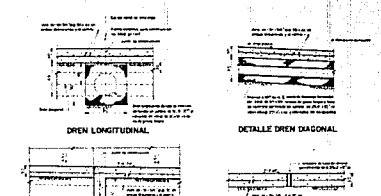
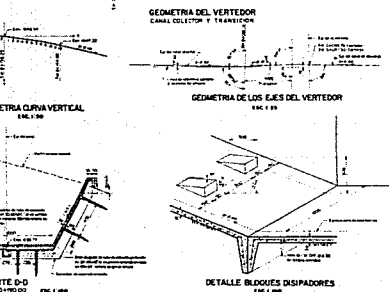
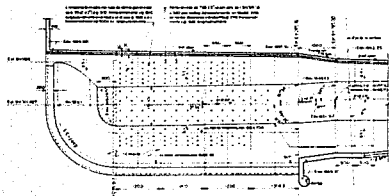
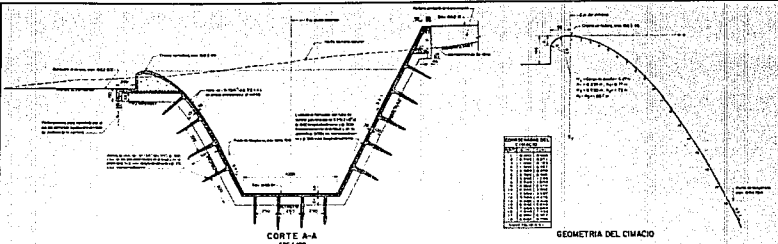
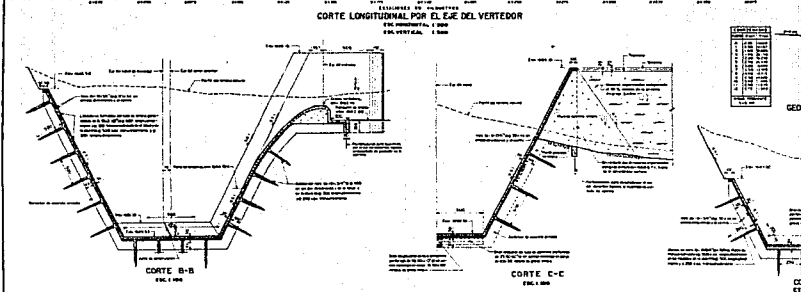
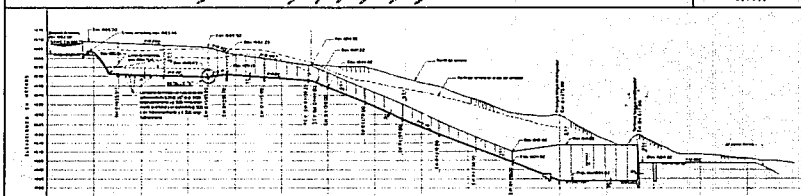
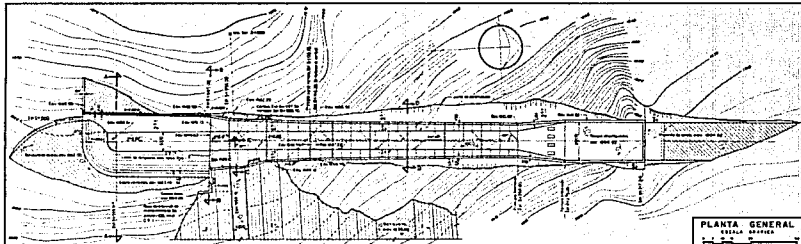
DATOS DEL PROYECTO	
Costo de la obra	\$12 000 000
Costo del agua en un año	\$10 000 000
Costo del agua en un día	\$10 000 000
Costo del agua en una hora	\$10 000 000
Costo del agua en un minuto	\$10 000 000
Costo del agua en un segundo	\$10 000 000
Costo del agua en un instante	\$10 000 000
Costo del agua en un punto	\$10 000 000
Costo del agua en un lugar	\$10 000 000
Costo del agua en un sitio	\$10 000 000
Costo del agua en un punto	\$10 000 000
Costo del agua en un lugar	\$10 000 000
Costo del agua en un sitio	\$10 000 000

CANTIDADES ESTIMADAS	
Troncos	\$1500 000
Troncos de madera	\$1500 000
Troncos de hierro	\$1500 000
Troncos de acero	\$1500 000
Troncos de aluminio	\$1500 000
Troncos de cobre	\$1500 000
Troncos de plata	\$1500 000
Troncos de oro	\$1500 000
Troncos de diamante	\$1500 000
Troncos de rubí	\$1500 000
Troncos de zafiro	\$1500 000
Troncos de esmeralda	\$1500 000
Troncos de topacio	\$1500 000
Troncos de cuarzo	\$1500 000
Troncos de calcita	\$1500 000
Troncos de yeso	\$1500 000
Troncos de sal	\$1500 000
Troncos de azufre	\$1500 000
Troncos de carbono	\$1500 000
Troncos de nitrógeno	\$1500 000
Troncos de oxígeno	\$1500 000
Troncos de hidrógeno	\$1500 000
Troncos de helio	\$1500 000
Troncos de litio	\$1500 000
Troncos de sodio	\$1500 000
Troncos de potasio	\$1500 000
Troncos de calcio	\$1500 000
Troncos de magnesio	\$1500 000
Troncos de aluminio	\$1500 000
Troncos de silicio	\$1500 000
Troncos de fósforo	\$1500 000
Troncos de azufre	\$1500 000
Troncos de cloro	\$1500 000
Troncos de bromo	\$1500 000
Troncos de yodo	\$1500 000
Troncos de flúor	\$1500 000
Troncos de oxígeno	\$1500 000
Troncos de hidrógeno	\$1500 000
Troncos de helio	\$1500 000
Troncos de litio	\$1500 000
Troncos de sodio	\$1500 000
Troncos de potasio	\$1500 000
Troncos de calcio	\$1500 000
Troncos de magnesio	\$1500 000
Troncos de aluminio	\$1500 000
Troncos de silicio	\$1500 000
Troncos de fósforo	\$1500 000
Troncos de azufre	\$1500 000
Troncos de cloro	\$1500 000
Troncos de bromo	\$1500 000
Troncos de yodo	\$1500 000
Troncos de flúor	\$1500 000

NOTAS:
Este proyecto es un estudio preliminar y no garantiza la exactitud de los datos.
Los cálculos se basan en las condiciones de operación y en los datos suministrados.
Este estudio es preliminar y no garantiza la exactitud de los datos.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
Proyecto de Ingeniería Civil en Construcción de
CORTINA
PLANO GENERAL
INGENIERO PROFESIONAL
JOSÉ LUIS GARCÍA ESPINO
DISEÑADO POR: J. GARCÍA ESPINO

PALE... GEN



ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

NOTAS

1. ...

2. ...

3. ...

4. ...

5. ...

6. ...

7. ...

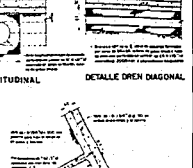
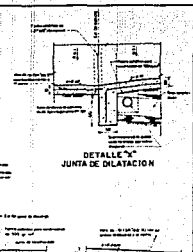
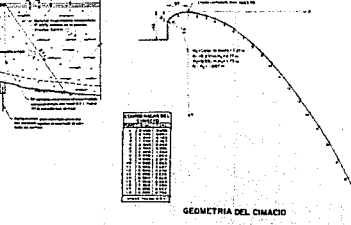
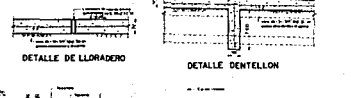
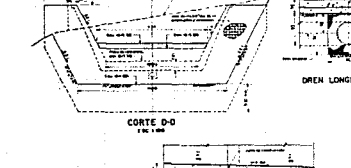
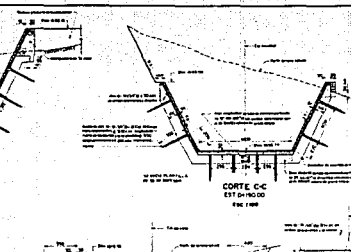
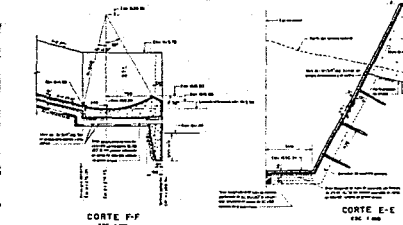
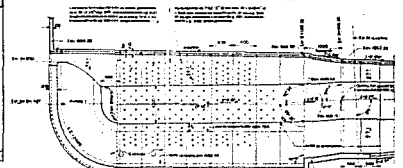
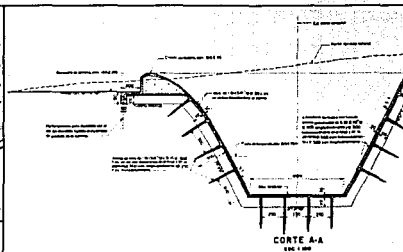
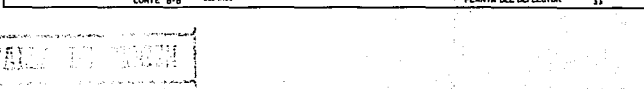
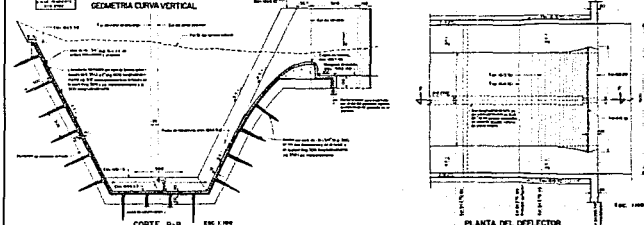
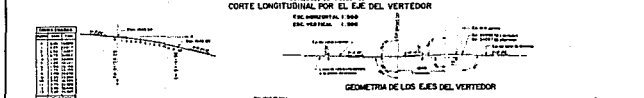
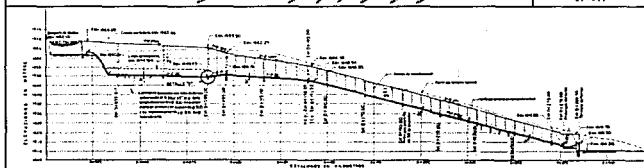
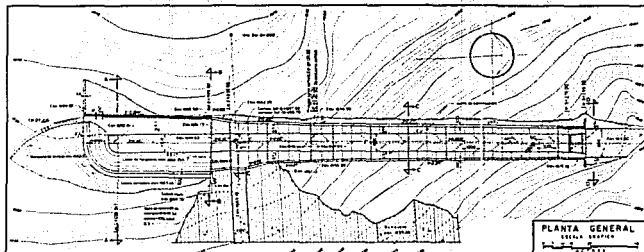
8. ...

9. ...

10. ...

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
OBRA DE EJECUCIONES
ALTERNATIVAS 1
TRAZO Y PLANIFICACION
PROYECTO DE DISEÑO
FECHA: ...





CANTIDADES ESTIMADAS	
Concreto	1000 m ³
Acero	1000 kg
Grava	1000 m ³
Troncos	1000 m ³
Alfalfa	1000 m ³
Grava	1000 m ³
Troncos	1000 m ³
Alfalfa	1000 m ³

DATOS DE PROYECTO	
Nombre del Proyecto	...
Fecha de Proyecto	...
Escala	...
Proyecto	...

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA EN OBRAS DE ACUEDUCTOS
SECCIÓN PROFESIONAL
CARRERA DE INGENIERÍA EN OBRAS DE ACUEDUCTOS

VALLE DE TEXCOCO