

**UNIVERSIDAD ANAHUAC**

**ESCUELA DE INGENIERIA  
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**



**VINCE IN BONO MALUM**

**DISEÑO HIDRAULICO Y CONSTRUCCION DE LA OBRA  
DE DESVIO Y EXCEDENCIAS DEL PROYECTO  
HIDROELECTRICO PEÑITAS**

**TESIS CON  
FALLA JE CRGEN**

**T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JUAN ENRIQUE QUINTANILLA RAMOS**



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

**DISEÑO HIDRAULICO Y CONSTRUCCION DE LA OBRA DE DESVIO Y  
EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELECTRICO PEÑITAS**

	<b>Pág.</b>
<b>Cap. 1. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO</b>	<b>1</b>
1.1 Datos generales del proyecto	2
1.2 Localización	7
1.3 Vías de acceso	8
<b>Cap. 2. GEOLOGIA Y TOPOGRAFIA</b>	<b>9</b>
2.1 Estudio geológico	10
2.2 Estudio topográfico	12
<b>Cap. 3. HIDROLOGIA</b>	<b>13</b>
3.1 Estudio hidrológico	14
3.2 Avenida de diseño de la obra de desvío	17
3.3 Avenida de diseño de la obra de excedencias	25
3.4 Curva Elevaciones - Capacidades del vaso	26
<b>Cap. 4. DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE DESVIO</b>	<b>29</b>
4.1 Características generales de la obra de desvío	30
4.2 Diseño hidráulico	34
4.3 Tránsito de la avenida de diseño	44
4.4 Observaciones	51
<b>Cap. 5. DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS</b>	<b>54</b>
5.1 Características generales de la obra de excedencias	55
5.2 Diseño hidráulico	59
5.3 Tránsito de la avenida de diseño	86
5.4 Observaciones	89
<b>Cap. 6. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LA OBRA DE DESVIO Y EXCEDENCIAS.</b>	<b>90</b>
6.1 Introducción	91
6.2 Obra de desvío	92
6.3 Obra de excedencias	94
<b>Cap. 7. REFERENCIAS</b>	
<b>APENDICE 1. Tablas complementarias para calcular los gastos de diseño por métodos estadísticos.</b>	
<b>APENDICE 2. Tablas complementarias para el diseño hidráulico de la Obra de Excedencias.</b>	
<b>ANEXO 1. PLANOS.</b>	

## EL AGUA ES EL MOTOR DE LA NATURALEZA

Nunca descansa hasta que se junta con el mar, donde si los vientos no la perturban, se asienta y queda con su superficie equidistante del centro del mundo. Si (es) calentada, se levanta fácilmente como vapor sutil a través del aire; el frío hace que se congele; el estancamiento, que se ensucia, es decir; el calor la pone en movimiento, el frío la hiela, - la inmovilidad la contamina. Ella es la expansión y el humor de todos los cuerpos vitales. Sin ella, nada conserva su forma. Por su introducción, une y engruesa los cuerpos. Adquiere cualquier olor, color y sabor, pero en sí no tiene ninguno.

Su poder es inmenso: "Desgasta y rebaja las altas - cumbres de los montes; descubre y desplaza grandes rocas; remueve el mar de sus antiguas playas porque eleva su fondo con el material que aporta. En ella no se puede nunca percibir - alguna estabilidad que su naturaleza no acabe sin demora. Con sus ríos, busca todo valle en declive, donde saca o deposita nueva tierra; por tanto, puede decirse que hay muchos ríos -- por los cuales todo este elemento ha pasado, devolviendo muchas veces el mar al mar. No hay parte de la tierra tan elevada que el mar no haya estado en sus fundamentos, ni abismo marino tan profundo que los montes más altos no tengan allí - sus bases. Así, el agua es a veces mañosa, otras fuerte, a veces ácida, otras amarga; a veces dulce, otras espesa o delgada; a veces se la ve trayendo avería o pestilencia, otras salud, o bien -igualmente- veneno. Así podría decirse que adquiere otras tantas naturalezas cuantos son los sitios diferentes por los cuales pasa. Y como el espejo cambia con el color de sus objetos, así ésta varía con la naturaleza del lugar por el cual transita; saludable, nociva, laxante, astringente, sulfurosa, salina, sanguínea, deprimida enfurecida, -

enfadada, roja, amarilla, verde, negra, azul, untuosa, espesa, delgada. A veces trae un incendio; otras lo extingue: es caliente y fría; ora arrastra, ora deposita; ora socaba, ora levanta; ora demuele, ora asieta, ora rellena; ora vacía; ora eleva; ora profundiza; ora se apresura, ora queda quieta; ora es causa de vida, ora de muerte; ora de producción, ora de -- pérdida; ora nutre, ora hace lo contrario; ora es salada, ora sin sabor; y a veces con grandes inundaciones sumerge los anchos valles".

**LEONARDO DA VINCI**

## **CAPITULO 1. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO**

## DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

### 1.1 Datos Generales del Proyecto

Chiapas, Estado con un vasto potencial de recursos naturales, es la entidad federativa que cuenta con la mayor capacidad de generación hidroeléctrica del País. Su territorio es atravesado por los dos ríos más caudalosos de México: el Grijalva y el Usumacinta, cuyas cuencas cubren cerca de 80% del estado. Las cuencas de estos ríos son de 52 600 km<sup>2</sup> para el Grijalva y 78 557 km<sup>2</sup> para el Usumacinta.

La Comisión Federal de Electricidad ha creado un sistema de aprovechamientos hidroeléctricos que permite utilizar casi el total del caudal del río Grijalva con la construcción de cuatro centrales ubicadas sobre este río: Angostura ó " Dr. Belisario Domínguez, Chiconsen " Manuel Moreno Torres " , Malpaso y Peñitas.

Peñitas constituye el cuarto aprovechamiento del sistema y se localiza en la parte baja del río, esto es, al norte de Chiapas, muy cerca de los límites con el Estado de Tabasco.

La Planta Hidroeléctrica de Peñitas utiliza para generación el agua turbinada de Malpaso mas las aportaciones por cuenca propia, reintegrando sus descargas al propio Río Grijalva.

El Proyecto se compone principalmente de la obra de desvío, la cortina, la obra de excedencias (vertedor) y la planta hidroeléctrica. Para su construcción se requirió también de una infraestructura consistente básicamente de caminos de acceso, campamentos y servicios.

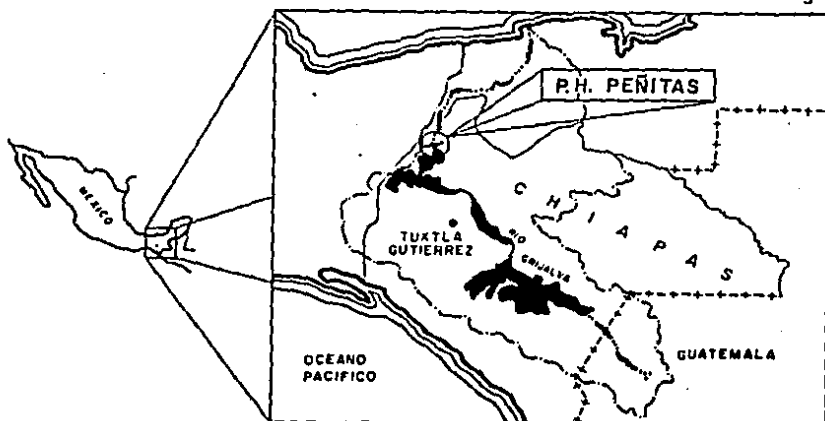


FIGURA 1-1. LOCALIZACION DEL PROYECTO HIDROELECTRICO PEÑITAS

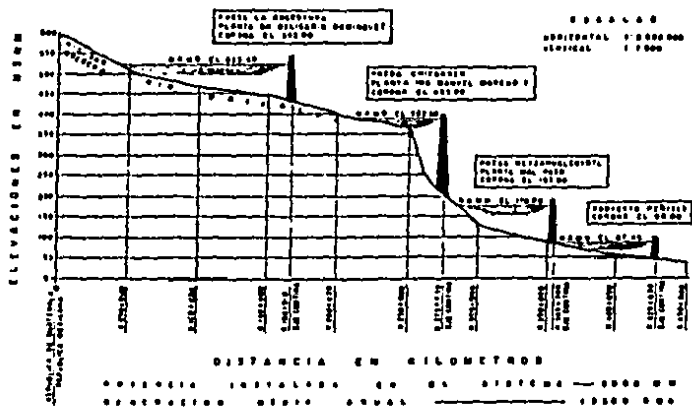


FIGURA 1-2. SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO GRIJALVA



Con la debida oportunidad se realizaron estudios de afectaciones - originadas por el embalse de la presa; estos estudios dieron lugar a indemnizaciones de terrenos, construcciones y siembras y a la planeación y ejecución de nuevos poblados para reubicar a los habitantes de la zona del vaso, así como obras de beneficio social para la población que participó directamente en la realización del Proyecto.

#### Obras Principales:

**CORTINA.-** Es una estructura de materiales graduados con corazón impermeable central de arcilla con altura máxima de 59 m y longitud de corona de 560 m, - complementada por una pantalla inferior de concreto plástico a lo largo del - eje longitudinal, de 0.80 m de espesor y una profundidad variable limitada -- por la lutita sana con un promedio de 60 m.

**DIQUE MICOS.-** Es una estructura de tierra y enrocamiento con una altura máxima de 16 m, longitud de corona de 293 m, localizada a 6 km de la cortina por su margen derecha y formada por dos tramos rectos unidos entre sí por un tramo curvo.

**OBRA DE EXCEDENCIAS.-** Localizada en la margen derecha consta de un canal de llamada a la elev. 73.50 a cielo abierto de 152.60 m de ancho y 250 m de largo, una estructura de control en la que se localizan 8 compuertas radiales y un canal de descarga de 144.80 m de ancho y 112 de largo, este canal se divide simétricamente mediante un muro de concreto, rematando en su respectiva - cubeta deflectora.

**OBRA DE GENERACION.-** Localizada en la margen izquierda, consiste en un canal de llamada de 118 m de ancho y 350 m de largo, que conduce a una estructura - de concreto en la que quedan integradas: La Obra de Toma, Conducción, Casa de Máquinas y Obra de Desfogue y cuyas características se describen a continuación.

OBRA DE TOMA.- Localizada al frente de la estructura, consta del canal de - llamada, excavado a la Elev. 75.0, que conduce a una rampa descendente que - desemboca a 8 bocatomas de 9.0 m de ancho y 14.0 m de alto (2 bocatomas por - unidad), las cuales están protegidas por rejillas de tipo semicircular de - acero. Las compuertas son de tipo rodantes y se cuenta con 8 de servicio y 2 auxiliares, las primeras operadas con servomotores oleodinámicos y las últi - mas utilizan una grúa pórtico.

CONDUCCION.- Cada unidad cuenta con dos conductos de concreto de 9.0 por - 12.0 m de sección transversal, 40.0 m de longitud y una inclinación de 45°, los cuales comunican a la carcasa de tipo semiespiral de concreto.

CASA DE MAQUINAS.- Del tipo exterior, tiene un ancho de 23.60 m, 165.0 m de largo y 60.0 m de altura, consta de dos niveles principales, piso de turbi- - nas Elev. 54.50 y piso de excitadores Elev. 60.0 y en ésta se alojan cuatro grupos turbogeneradores principales mas un turbogruppo auxiliar. Para el mon - taje y el mantenimiento de los equipos se instalaron 2 grúas de 180/30 tone - ladas de capacidad. Por ser una planta de baja carga se instalaron turbinas de tipo Kaplan, las más grandes en el País, con un gasto de diseño de 360 m<sup>3</sup>/ s.

OBRA DE DESFOGUE.- Además de la parte estructural del desfogue, el agua tur - binada se reintegra al río por un canal excavado a cielo abierto que parte a la elev. 30.70 y mediante una rampa, de 66.0 m de longitud, alcanza la Elev. 49.0 misma que se mantiene en una longitud de 346.0 m hasta el lecho del río.

SUBESTACIONES.- Localizadas en la margen izqu'orda, se constituyen de 2 pla - taformas, la primera de Servicios Auxiliares a la Elev. 90.35, equipada con 2 bahías que interconectan a 115 kv. Con las subestaciones de Malpaso II y KM. 20 con dos bahías cada una y a la subestación Cárdenas II con una bahía.

### Características de las Obras:

#### EMBALSE

Area total de la cuenca	35701	km <sup>2</sup>
Area de la cuenca propia	1358	km <sup>2</sup>
Escorrentamiento medio anual total	23240 x 10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Gasto medio anual escurrido	735.80	m <sup>3</sup> /seg.
Gasto máximo registrado (dic.1967)	5420	m <sup>3</sup> /seg.
Capacidad total al N.A.M.E.	1628 x 10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Capacidad útil	130 x 10 <sup>6</sup>	m <sup>3</sup>
Area máxima del embalse	73.41	km <sup>2</sup>
Elevación del N.A.M.E.	95.50	msnm.
Elevación N.A. Máx. O.	84.70	msnm.
Elevación N.A. Mín. O.	85.50	msnm.

#### OBRAS DE CONTENCIÓN

Tipo	Cortina Mat. graduados	Dique Micos Mat. graduados
Altura máxima	59 m.	16 m.
Elevación de la corona	98 msnm.	98 msnm.
Ancho de la corona	8 m.	8 m.
Longitud de la corona	560 m.	293 m.
Bordo libre	2.5 m.	2.5 m
Volúmen total	3237663 m. <sup>3</sup>	101960 m. <sup>3</sup>

#### OBRA DE EXCEDENCIAS

Longitud de la cresta	116	m.
Elevación de la cresta	76.50	msnm.
Avenida de diseño	22877	m <sup>3</sup> /seg.
Capacidad máxima de descarga	18694	m <sup>3</sup> /seg.
Compuertas radiales (14.50 x 15.00 m.)	8	

**OBRA DE TOMA**

Número-tipo	8 - rampa
Gasto de diseño por toma	360.28 m <sup>3</sup> /seg.
Compuertas rodantes de servicio (12.6 x 10.1 m)	8
Compuertas rodantes auxiliares (12.6 x 10.1 m.)	2

**CASA DE MAQUINAS**

Tipo	Exterior
Longitud	165.00 m.
Ancho	23.60 m.
Altura	60.00 m.

**TURBINAS**

Número-tipo	4 Kaplan
Marca	Skoda Export
Potencia	106.54 MW
Velocidad	112.5 rpm
Carga de diseño	32.26 m.
Gasto de diseño	360.28 m <sup>3</sup> /seg.
Consumo específico	12.35 m <sup>3</sup> /seg.

**GENERADORES**

Marca	ASEA
Capacidad	106.54 MW
Frecuencia	60 c/s
Factor de potencia	0.95
Voltaje de generación	13800 V.

**1.2 Localización**

La boquilla del Proyecto Hidroeléctrico Peñitas está ubicada sobre el Río Grijalva a 49 km. aguas abajo de la central Hidroeléctrica de Malpasos, dentro del estado de Chiapas, en el municipio de Ostucán, muy próximo a los límites con el estado de Tabasco.

Sus coordenadas geográficas son 17° 25' 30" de latitud Norte y - 93° 27' 30" de longitud Oeste.

### 1.3 Vías de Acceso

El acceso más favorable que conduce al Proyecto Hidroeléctrico -- Peñitas, es partiendo de la Ciudad de Villahermosa, Tabasco, por la carretera pavimentada Villahermosa-Cárdenas-Malpaso, la cual en el km. 177 tiene una desviación hacia la izquierda, que con un recorrido de 4 km. conduce hasta el sitio de la boquilla.

Además se tiene comunicación con Tuxtla Gutiérrez, Chis. a través de un camino que une la capital del estado con Chicoasen y Malpaso con un desarrollo de 195 km

## **CAPITULO 2. GEOLOGIA Y TOPOGRAFIA**

## GEOLOGIA Y TOPOGRAFIA

### 2.1 Estudio Geológico

Geología Regional. Geográficamente la boquilla de Peñitas está ubicada en la planicie costera del Golfo de México, en el flanco Sur de la Sierra de Chiapas.

en general las formaciones que afloran y que son de interés para el proyecto, están constituidas básicamente por areniscas y lutitas de edad terciaria, formando plegamientos con un rumbo general NW-SE, casi perpendiculares al rumbo general que en esta región sigue el río Grijalva. Las formaciones más antiguas se encuentran próximas a la Sierra de Chiapas, y las más recientes hacia el Golfo de México, constituyendo en forma general una estructura con plegamientos locales.

Geología del Vaso. El vaso de la presa quedará alojado dentro del sinclinal de Peñitas y del anticlinal de Mono Pelado, ambos constituidos por areniscas, lutitas y algunos conglomerados locales de edad terciaria. Esta formación tiene un espesor mayor de 100 m y su echado general es de Sur a Norte y en sí, por sus características litológicas, constituyen un paquete impermeable que asegura la estanqueidad del vaso.

Las características y condiciones geológicas del vaso se continúan hacia aguas abajo de la boquilla, predominando las lutitas, lo que viene a favorecer el cierre del vaso.

Geología de la Boquilla. El sitio de la boquilla queda ubicado en el flanco noroeste del sinclinal de Peñitas, cuyas capas tienen un rumbo general NE-SW con buzamientos de 8° a 10° hacia el noroeste.

Las rocas que la constituyen, en ambos márgenes son areniscas con cementación pobre, descansando sobre lutitas. el echado general de éstas rocas es de aguas arriba hacia aguas abajo y de margen derecha a margen izquierda.

En el cauce del río se tiene un depósito considerable de materiales de aluvión, que alcanza un espesor máximo de 55 a 60 m; en su centro, está constituido principalmente de materiales finos, mezclados con un reducido porcentaje de gravas de 10 a 15 cm de diámetro.

A corta distancia aguas arriba de la boquilla, se observa una zona acantilada bien alineada debida a la diferencia de dureza de distintas capas asociadas con un sistema de fracturamiento, que al ser erosionadas - forman bloques inestables, los que al desprenderse han dado origen a los cantiles.

Margen Derecha. Superficialmente la margen derecha está constituida por areniscas de cementación pobre, sobreyaciendo a la lutita. El contacto entre ambas, se localiza a elevaciones variables, por la inclinación que presenta con tendencia de aguas arriba hacia aguas abajo y de margen de recho hacia margen izquierda; así tenemos que sobre el eje de la cortina, - se localiza a una elevación de 25.0 m.s.n.m. promedio; 100 m aguas arriba de este eje a una elevación de 15.0 m.s.n.m.

La margen derecha está afectada por un fracturamiento intenso en la zona de empotramiento de la cortina y hacia aguas arriba de ésta; observando se superficialmente la presencia de algunas fallas.

Los principales sistemas de fracturas siguen rumbos de N 75° W y - N 20° E, existiendo otros sistemas de fracturas de importancia secundaria.

El espesor de alteración de esta margen varía de 6 a 18 m, observándose efectos de oxidación hasta los 40.0 m, esto es debido principalmente al grado de fracturamiento.

Margen Izquierda. Esta margen al igual que la derecha está constituida básicamente por areniscas mal cementadas, intercaladas con algunos lentes conglomeráticos y capas delgadas de lutitas, sobreyaciendo a una formación de lutitas.



El contacto entre las lutitas y areniscas tiene una inclinación de - aguas arriba hacia aguas abajo y de margen derecha a margen izquierda, presentándose en el eje de la cortina a una elevación promedio de 18.0 m.s.n.m., 100 m. aguas arriba de este eje a la elevación 30 y 100.0 m. aguas abajo a la elevación 8 aproximadamente; superficialmente esta margen es la más afectada por el fracturamiento.

## 2.2 Estudio Topográfico

La S.A.R.H. por medio de la Compañía Mexicana de Aerofoto, S.A.(CMASA) elaboró el levantamiento aéreo fotográfico del Río Grijalva, abarcando una zona del vaso de Malpaso hasta aguas abajo de la boquilla de Peñitas en escala 1:10,000 con curvas de nivel a cada 10 m.; la zona entre el proyecto Malpaso y Peñitas cubre en su totalidad todo lo que formará el vaso de almacenamiento de Peñitas, dicho levantamiento cubre casi en su totalidad al río Sayula. En C.F.E. existe una reducción a escala 1:20,000 de dicho levantamiento, con el que se elaboró la curva elevaciones-áreas-capacidades del vaso de Peñitas.

La CMASA restituyó para C.F.E. a escala 1:1,000 con curvas de nivel a cada metro, la zona de la boquilla y la zona del puerto en la margen derecha.

La C.F.E. en julio de 1975 efectuó la topografía terrestre de la zona de la de la boquilla escala 1:1,000 con curvas de nivel a cada metro.

### **CAPITULO 3. HIDROLOGIA**

## HIDROLOGIA

## 3.1 Estudio Hidrológico

La mayor parte de la región del Sureste, donde se localiza la cuenca del Grijalva, tiene un clima tropical, del tipo Sabana con lluvias en el verano en la zona norte, de tipo Monzón con lluvias en el otoño en la zona media y de tipo de selva con lluvias en el otoño en gran parte de Tabasco y Noreste de Chiapas.

Así, localizamos la cuenca en una zona azotada frecuentemente por perturbaciones ciclónicas que se generan en el Atlántico y en el Pacífico, lo que provoca abundantes lluvias y da lugar a varios centros de máxima precipitación, principalmente en la cuenca del Grijalva, al Sur de Chiapas cerca de la frontera con Guatemala. Cerca de Tapachula, entre Villahermosa y Tuxtla - Gutiérrez en los límites entre Tabasco y Chiapas se tiene una amplia zona con fuertes lluvias que abarca la mayor parte de la cuenca entre Malpaso y Peñitas, con valores de precipitación que van de 2500 a 4000 mm, y en especial de 3247 mm en la estación Peñitas. En resumen, en la cuenca alta del Grijalva la temporada de lluvias es de Mayo a Octubre, con dos máximos, uno en Junio y otro en Septiembre. En la cuenca baja las lluvias se prolongan hasta Enero y a veces hasta Febrero.

Los escurrimientos registrados en la estación hidrométrica Las Peñitas sirvieron de base para determinar el volumen escurrido hasta el sitio del proyecto, la estación se encuentra situada a 3 km aguas abajo de la boquilla.

Para el estudio del proyecto de Peñitas se considera que los escurrimientos están afectados por la regulación de los vasos de La Angostura, Chiocosen y Malpaso. De acuerdo a lo anterior el vaso de Peñitas regulará únicamente los escurrimientos aportados por la cuenca entre Malpaso y Peñitas.

Las corrientes más importantes que confluyen entre las estaciones de Malpaso y Peñitas son por la margen derecha, siendo éstos los ríos Tzimbac y Sayula los que cuentan con estaciones hidrométricas de Tzimbac y Sayula respectivamente.

La estación hidrométrica de Tzimbac se encuentra a 7 km de la confluencia con el río Grijalva; el aforo se efectúa mediante una estructura de cable y canastilla. Su operación se inició el 28 de Agosto de 1960.

La estación hidrométrica de Sayula se localiza a 10 km de la confluencia con el río Grijalva a 6 km del poblado de Sayula y a 8 km del poblado de Ostuacán. Se dispone para aforar de una estructura de cable y canastilla. Su operación se inició el 25 de agosto de 1960.

La estación hidrométrica Las Peñitas se encuentra a 40 km aguas abajo de la estación Malpaso. Se afora en una estructura de cable, la cuál empezó a funcionar el 13 de Diciembre de 1947, se cuenta con datos del 1 de Enero de 1948. Es operada por la S.A.R.H.

Para el Proyecto Hidroeléctrico La Angostura se elaboró un funcionamiento de vaso, en que se turbinó mensualmente el volumen correspondiente al medio mensual escurrido en el período de 1952 - 72, esto es posible en virtud de la gran capacidad de almacenamiento de la presa. A los volúmenes correspondientes a las extracciones de la planta hidroeléctrica se le sumaron mes a mes los volúmenes derramados por el vertedor y a ésta suma se le agregaron los volúmenes aportados por cuenca propia entre el P.H. La Angostura y el P.H. Chicoasén; esta suma total corresponde a las aportaciones al vaso de Chicoasén.

Siguiendo el mismo procedimiento, se obtuvieron las aportaciones al vaso de Malpaso y finalmente al de Peñitas; con las que se hicieron simulaciones de funcionamiento del vaso.

Para verificar el volúmen de las aportaciones al vaso de Peñitas se requiere de los siguientes datos:

	TOTALES		FOR CUENCA PROPIA
<u>ANGOSTURA</u>			
Area de la cuenca			18099 km <sup>2</sup>
Escurrimiento medio anual			10396 x 10 m <sup>3</sup>
Gasto medio escurrido			330 m <sup>3</sup> /s
Período analizado			1952 - 1985
<u>CHICOASEN</u>			
Area de la cuenca	22039 km <sup>2</sup>		7940 km <sup>2</sup>
Escurrimiento medio anual	12657 x 10 m <sup>3</sup>		2261 x 10 m <sup>3</sup>
Gasto medio escurrido	401 m <sup>3</sup> /s		71 m <sup>3</sup> /s
Período analizado			1962 - 1984
<u>MALPASO</u>			
Area de la cuenca	34343 km <sup>2</sup>		8304 km <sup>2</sup>
Escurrimiento medio anual	17898 x 10 m <sup>3</sup>		5241 x 10 m <sup>3</sup>
Gasto medio anual	567 m <sup>3</sup> /s		166 m <sup>3</sup> /s
Período analizado			1962 - 1985
<u>PEÑITAS</u>			
Area de la cuenca	35701 km <sup>2</sup>		1358 km <sup>2</sup>
Escurrimiento medio anual	23204 x 10 m <sup>3</sup>		3614 x 10 m <sup>3</sup>
Gasto medio anual	753 m <sup>3</sup> /s		114 m <sup>3</sup> /s
período analizado			1952 - 1972

Así, si a las extracciones de Angostura 330 m<sup>3</sup>/s le sumamos las aportaciones por cuenca propia de Chicoasen 71 m<sup>3</sup>/s tenemos las extracciones del vaso de Chicoasen 330+71 = 401 m<sup>3</sup>/s.

Análogamente con Malpaso  $401+166= 567^3/s$ . Para Peñitas  $567+114 = 681 m^3/s$ . con una pequeña diferencia entre 681 y  $735 m^3/s$  debida a que el periodo analizado para la cuenca de Peñitas es más corto que para el resto del sistema.

### 3.2 Avenida de Diseño de la Obra de Desvío

Para el cálculo de la Avenida de Desvío se consideró que la mejor manera de determinarla sería desarrollando un estudio probabilístico con base en los gastos máximos registrados de la cuenca propia entre Malpaso y Peñitas, a partir de 1967 que fué el año en que se cerró la presa de Malpaso.

Para poder contar con un resultado que minimice los riesgos en la construcción de la cortina y el resto de las obras se analizó la solución por tres métodos distintos: Gumbel, Nash y Levediev.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere un análisis hidrológico y económico del problema. Conforme el tamaño de la avenida de diseño se incrementa, el costo de la obra aumenta pero al mismo tiempo los riesgos disminuyen.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene cierta distribución de probabilidad. En las estaciones utilizadas para el proyecto Peñitas se cuenta con relativamente poco años de registro, lo que origina que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tenga que prolongar en su extremo si se requiere inferir un gasto mayor que los registrados. El problema consiste en que existen muchos tipos de distribución que se apegan a los datos y que sin embargo difieren en los extremos. Esto ha generado diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Así, Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos con la única diferencia de que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Levediev considera una distribución de tipo III de Pearson.

A continuación se presenta una descripción paso a paso de éstos tres métodos.

Método de Gumbel. Para calcular el gasto máximo en base a un período de retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q_{max} = Q_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e Tr) \quad (3-1)$$

siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N-1}} \quad (3-2)$$

donde:

- $Q_{max}$  .- gasto máximo para un período de retorno determinado, en  $m^3/s$ .
- $Q_m$  .- gasto medio, en  $m^3/s$
- $Q_i$  .- gastos máximos anuales registrados, en  $m^3/s$ .
- $N$  .- número de años de registro
- $\sigma_Q$  .- desviación estándar de los gastos.
- $\sigma_N, \bar{Y}_N$  .- constantes en función de  $N$ , tabla A1.1
- $Tr$  .- período de retorno, en años

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, el rango dentro del cual puede variar  $Q_{max}$  dependiendo del registro disponible se hace lo siguiente:

- Si  $\phi = 1 - 1/Tr$  varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (3-3a).$$

donde:

- $\sqrt{N} \alpha \sigma_m$  .- constantes en función de  $\phi$ , tabla A1.2
- $\sigma_Q$  .- desviación estándar de los gastos, ecuación 3-2.
- $\sigma_N$  .- constante en función de  $N$ , tabla A1.1
- $N$  .- número de años de registro

- Si  $\phi$  es mayor de 0.90, el intervalo de confianza se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad (3-3b).$$

- En la zona de  $\phi$  comprendida entre 0.80 y 0.90 se considera transición, en donde  $\Delta Q$  es proporcional al calculado con las expresiones 3-3a y 3-3b, dependiendo del valor de  $\phi$ .

El gasto máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al máximo calculado por la Ec. 3-1, más o menos el intervalo de confianza, Ecs. 3-3a ó 3-3b.

NOTA: Las Tablas A.1.1, A.1.2 y A.1.3 se encuentran en el Apéndice 1.

Método de Nash. Considera que el valor del gasto para un determinado período de retorno se puede calcular de la ecuación:

$$Q_{max} = a + c \log \cdot \log \frac{Tr}{Tr-1} \quad (3-4)$$



donde:

- Q max    .- gasto máximo para un período de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.  
 a, c     .- constantes en función del registro de gastos máximos anuales.  
 Tr       .- período de retorno, en años

Las constantes a y c se valúan de los registros en la forma siguiente:

$$a = Q_m - c X_m \quad (3-5).$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \quad (3-6).$$

siendo:

$$X_i = \log \cdot \log \frac{Tr}{Tr-1} \quad (3-7).$$

donde:

- Q m       .- gasto medio, en m<sup>3</sup>/s  
 X m       .- valor medio de las x  
 Q i       .- gastos máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s  
 X i       .- constante para cada gasto Q<sub>i</sub> registrado, en función de su período de retorno correspondiente.  
 N         .- número de años de registro

Para calcular los valores de X<sub>i</sub> correspondientes a los Q<sub>i</sub> se ordenan éstos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m<sub>i</sub>; al Q<sub>i</sub> máximo le corresponde un valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor de el período de retorno para cada Q<sub>i</sub> se calculará como:

$$Tr = \frac{N+1}{m_i} \quad (3-8).$$

Finalmente, el valor de  $X_i$  se obtiene sustituyendo el valor de 3-8 en 3-7.

El rango dentro del cuál puede variar el  $Q$  max calculado por la ecuación 3-4, se obtiene como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \quad (3-9).$$

siendo:

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i)(\sum X_i)$$

De la ecuación 3-9 se ve que  $\Delta Q$  sólo varía con  $X_i$ , la cuál se calcula de la ecuación 3-7 sustituyendo el valor del período de retorno para el cuál se calculó el  $Q$  max. Todos los otros términos que intervienen en la ecuación 3-9 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno será igual al gasto máximo obtenido en 3-4, mas ó menos el intervalo de confianza calculado según la ecuación 3-9.

Método de Levediev. El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula:

$$Q_d = Q_{\max} + \Delta Q \quad (3-10).$$

en donde:

$$Q_{max} = Q_m (kCv + 1) \quad (3-11).$$

y,

$$\Delta Q = \pm \frac{AEr Q_{max}}{\sqrt{N}}$$

siendo:

- Q d .- gasto total de diseño, en m<sup>3</sup>/s  
 Q max .- gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.  
 Δ Q .- intervalo de confianza, en m<sup>3</sup>/s.  
 Q m .- es el gasto medio, en m<sup>3</sup>/s  
 C v .- coeficiente de variación, que se obtiene cómo:

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2}{N}} \quad (3-14).$$

- Q i .- gastos máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s  
 N .- número de años de registro  
 k .- coeficiente que depende de la probabilidad p expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría Cs, Tabla A.1.3.  
 C s .- coeficiente de asimetría, el cuál se calcula cómo:

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3}{NCv^3} \quad (3-15).$$

Por otra parte Levediev recomienda tomar los valores siguientes:

- Cs = 2 Cv para avenidas producidas por deshielo  
 Cs = 3 Cv para avenidas producidas por tormentas  
 Cs = 5 Cv para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el obtenido por la ecuación 3-15 se escoge el mayor.

A.- coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 dependiendo del número de años de registro. Entre más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si  $n$  es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7.

Er.- coeficiente que depende de los valores de Cv (3-14) y de la probabilidad p, se encuentra graficado en la tabla A.1.4 del Apéndice 1.

Así, con base en las metodologías descritas, con los datos proporcionados por las estaciones hidrométricas y para diferentes periodos de retorno se obtuvieron los siguientes resultados:

Periodo de retorno en años	G A S T O ( m <sup>3</sup> /s)		
	Gumbel	Nash	Levediev
5	3900	4434	3878
10	4750	5284	4875
20	5650	6116	5908
50	6680	7212	7260
100	7500	8044	8282

Finalmente se adoptó un gasto de 7260 m<sup>3</sup>/s, que corresponde a un periodo de retorno de 50 años; y se le sumó la descarga de las seis unidades de Malpaso (1440 m<sup>3</sup>/s), resultando un gasto máximo para la Avenida de Desvío de 8700 m<sup>3</sup>/s.

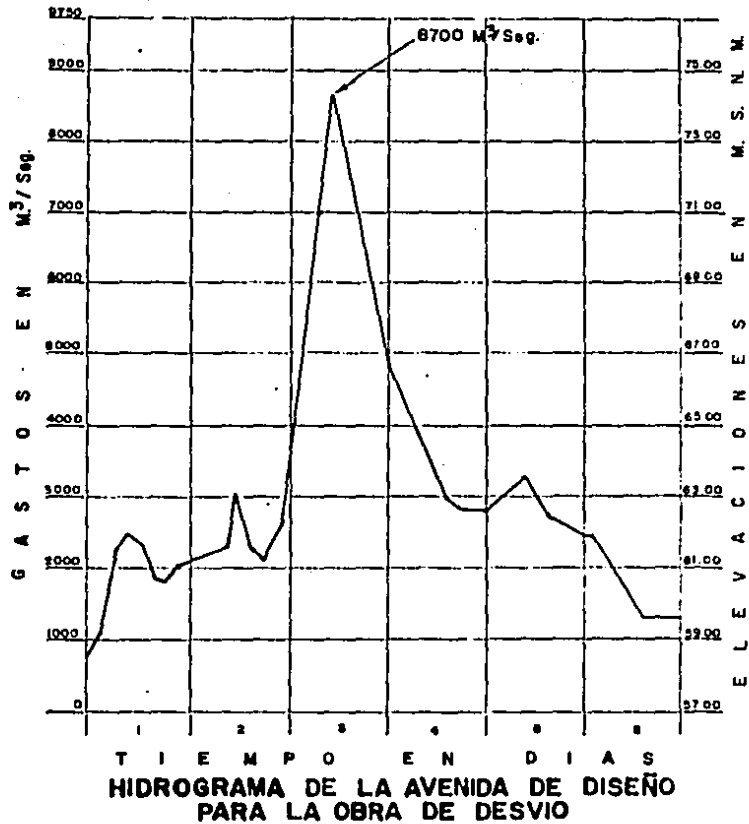


FIGURA 3-1.

La forma de la avenida corresponde a la máxima registrada en la estación Peñitas con pico  $5240 \text{ m}^3/\text{s}$  el 23 de Diciembre de 1967.

### 3.3 Avenida de Diseño de la Obra de Excedencias

Acabamos de ver que se pueden obtener valores de gastos para una avenida cualquiera extrapolando datos históricos por métodos probabilísticos, - pero no es la única metodología con que se cuenta. La experiencia ha conducido a darle un valor importante a diferentes criterios para obtener una avenida máxima probable, en la práctica se pueden seguir varias alternativas para su determinación, dos de éstas son:

- Elaborar un modelo de tormenta que se ajuste a las condiciones topográficas y meteorológicas predominantes y maximizando uno de los parámetros que intervienen en el modelo.

- Transportar tormentas observadas en otros sitios, haciendo ajustes por las diferencias topográficas y maximizando las condiciones de humedad.

Aún cuando en el primer caso podrían tomarse en cuenta un mayor número de parámetros característicos de la cuenca, se requiere de información histórica de parámetros meteorológicos inexistente en este caso en la cuenca del Grijalva.

Se decidió adoptar el segundo método, tomando en cuenta que aún cuando es menos preciso puede adaptarse a información histórica existente.

La avenida máxima probable se obtuvo agregando a la máxima descarga de Malpaso la avenida máxima probable de la cuenca propia de Peñitas.

La máxima descarga de la presa de Malpaso se calculó a partir del hidrograma producido por una serie de ciclones (Fifi, 1938 y Beulah), con centro en la cuenca debido a su pequeña capacidad de regulación, al que se le sumó el hidrograma de salida de la presa La Angostura transitado a través --

del cauce del río. El hidrograma suma se transitó por el vaso de la presa Malpaso y luego por el cauce del río hasta la presa Peñitas.

Los ciclones escogidos permiten simular diferentes condiciones. En las presas de gran capacidad de regulación, como La Angostura y Malpaso, - la condición más desfavorable corresponde a la ocurrencia de ciclones extensos y de gran duración, mientras que en Peñitas, la condición más desfavorable corresponde a la ocurrencia de precipitaciones intensas.

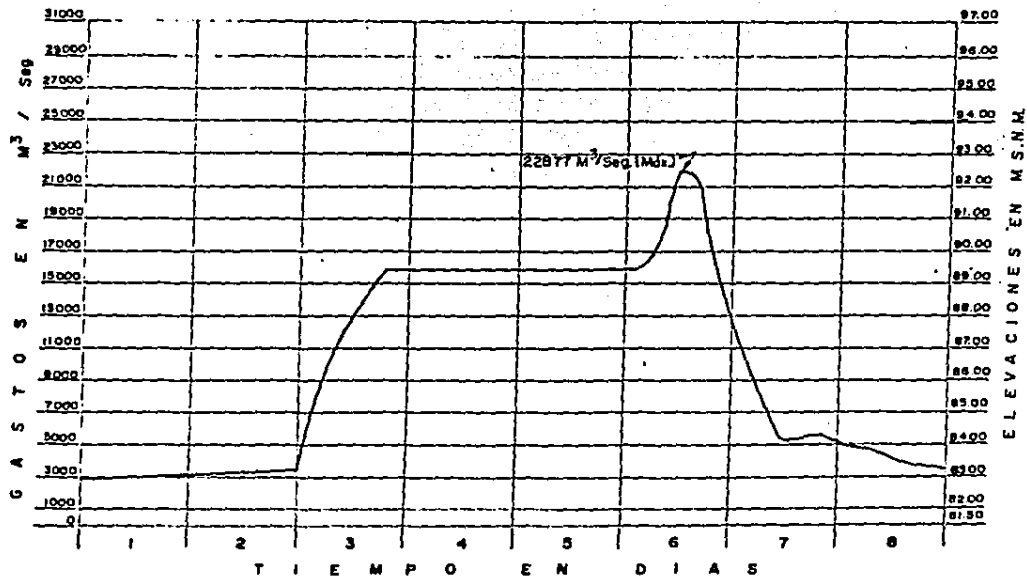
La avenida máxima probable para la cuenca propia de Peñitas fué considerada como el hidrograma provocado por la lluvia de un ciclón (Bebe) que con centro en esta cuenca representa la condición más desfavorable.

El hidrograma de salida de Malpaso (Pico 15,803 m<sup>3</sup>/s) transitado hasta la presa Peñitas y el hidrograma de cuenca propia (Pico 9,277 m<sup>3</sup>/s), se sumaron dando un pico máximo de 22,877 m<sup>3</sup>/s.

#### 3.4 Curva " Elevaciones - Capacidades " del Vaso.

Se formó la curva Elevaciones - Capacidades Areas utilizando la fotogrametría levantada por la Compañía Mexicana de Aerofoto, S.A. con escala - 1:20,000 y curvas de nivel a cada 10 m, ver figura 3-3.

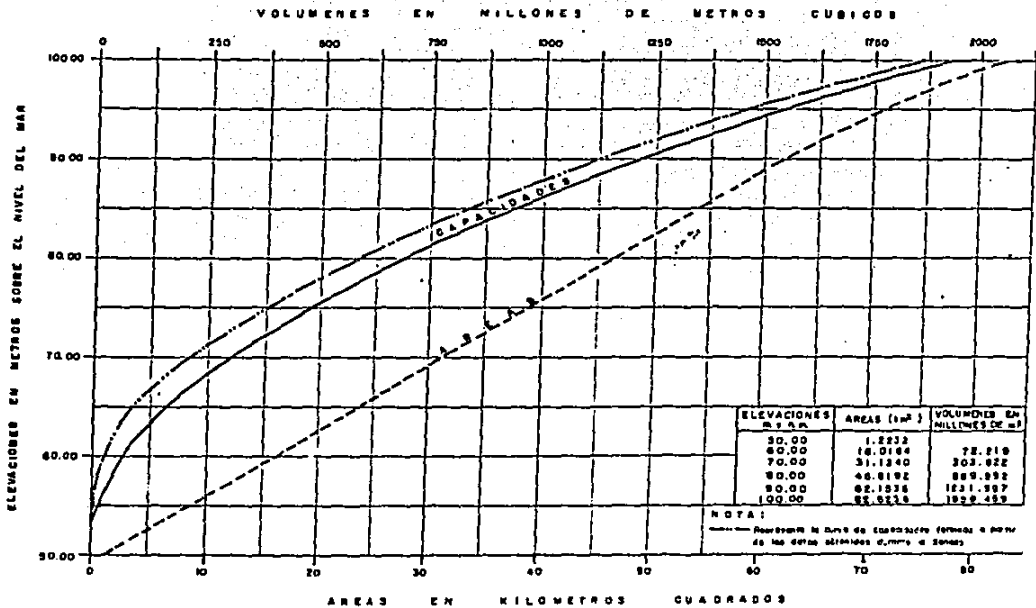
Esta curva de elevaciones - capacidades - Areas se utilizará posteriormente en los capítulos 5 y 6 para transitar avenidas a través de las obras de desvío y excedencias.



HIDROGRAMA DE LA AVENIDA DE DISEÑO PARA LA OBRA DE EXCEDENCIAS

FIGURA 3-2.





CURVA AREAS CAPACIDADES DEL VASO

FIGURA 3-3.

#### **CAPITULO 4. DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE DESVIO**

## DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE DESVIO

### 4.1 Características Generales de la Obra de Desvío

La función que desempeña la obra de desvío es muy importante para poder ejecutar la construcción de una presa. Dado que pretendemos levantar una cortina sobre el cauce del río para formar el embalse, resulta indispensable retirar el río de su cauce temporalmente mientras se lleva a cabo la construcción de la cortina. Es pues, el desvío, una obra temporal en la que no se justifican gastos excesivos, pues su vida útil es relativamente corta, generalmente no más de unos cuantos años dependiendo del tamaño de la presa y el tiempo de construcción.

Las características de la obra de desvío varían de un proyecto a otro dependiendo de las condiciones de geología y topografía. Existen dos alternativas de las que se puede seleccionar el tipo de estructura que formará el desvío, esta puede ser un conducto cerrado o un canal a cielo abierto.

En cualquier caso, la obra de desvío, se compone de dos partes principales, que son: ataguía y conducción. La ataguía se requiere para obstruir el paso del río y obligarlo a abandonar su cauce para reconocer así su nuevo paso por la conducción.

La determinación para construir el desvío en una u otra margen del río depende de varios factores, como: las condiciones de geología y topografía dominantes y de la interrelación de la obra de desvío con respecto a la distribución del resto de las obras del proyecto.

Es necesario estudiar que opción representa la menor longitud de recorrido, menor volumen de obra civil y de ataguía, en general, la alternativa más económica y más viable de construirse.

En el caso del Proyecto Hidroeléctrico Peñitas (abreviaremos P.H.) se contemplaron varias alternativas para el anteproyecto de la obra de desvío, tanto en una margen como en la otra. Cabe señalar que en el sitio de la boquilla el río se divide en dos ramales debido a la presencia de una isla de material aluvial (ver plano de planta general). Se observó también que el ramal derecho conducía más agua que el izquierdo y que esta condición podría facilitar las operaciones para el desvío del río. Así, se decidió rellenar el ramal izquierdo hasta el nivel de la isla para obligar al río a pasar por el ramal derecho: esta situación estableció un antecedente importante, ya que mientras el río pasara por el ramal derecho se podría construir la obra de desvío al mismo tiempo que se avanzaba en la construcción de la cortina por el lado izquierdo de la boquilla, además el desvío quedó obligado a construirse en la margen derecha. Ahora solo habría que determinar si se optaba por conductos cerrados o canal a cielo abierto.

De ser conductos, éstos deberían correr por la ribera de margen derecha. Esta estructura se compondría básicamente de un cajón exterior de concreto reforzado dividido simétricamente por un muro intermedio, finalmente cuando se construyera la cortina este conducto quedaría alojado bajo aquella. La presente opción cuenta con las siguientes características: poca longitud de desarrollo; pero dos desventajas importantes: es muy costosa y podría provocar cierta inestabilidad para la cortina. En resumen, es una alternativa poco económica y ciertamente riesgosa, no se ejecutaría a menos que fuera la única realizable.

Se estudió la alternativa de un canal a cielo abierto. Dado que pretendía construirse en la misma margen que la obra de excedencias, resultaba interesante pensar en que se atacara un solo frente de excavaciones y las dos obras quedaran integradas. Solamente habría de cuidarse que la integración del desvío a la obra de excedencias no alterara el programa de obra ni la estabilidad de la segunda.

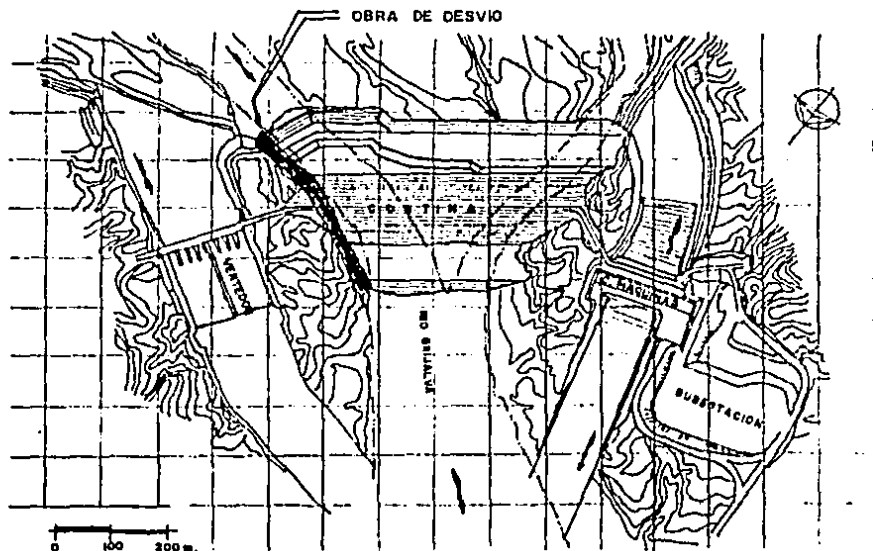


FIGURA 4-1a.

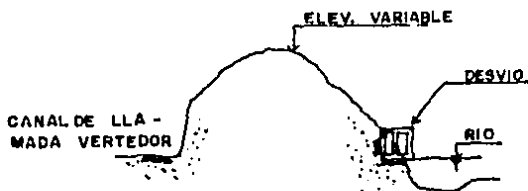


FIGURA 4-1b.

Es necesario aclarar que el desvío integrado a la obra de excedencias, un este proyecto, debía quedar excavado a una menor elevación que el vertedor. Así mismo, se requería programar la construcción del vertedor en dos etapas: la primera, que se considera etapa de desvío en que se construye el vertedor de servicio y la segunda etapa en la que la cortina está terminada y se pueda cerrar el desvío para concluir la obra de excedencias con la construcción del vertedor auxiliar.

Esta condición constructiva para el vertedor auxiliar obligaba por cuestión de costo (del relleno), a construir un canal de desvío que trabaje bajo cierto riesgo. Esto es, no podemos construir un canal excesivamente ancho, pues el volumen del concreto se incrementaría. Por el contrario se requiere de un canal angosto que trabajará en condiciones severas, con velocidades altas. Por lo anterior se consideró recomendable y justificado que el canal fuera revestido con concreto. El revestimiento aseguraría que el flujo del agua no modifique la geometría del canal, pues evita las socavaciones y admite mayores velocidades. No se requiere revestimiento en toda la longitud del canal, sino solamente en la parte que quedará debajo del vertedor y que después deberá rellenarse de concreto, el resto corresponderá a la descarga del vertedor y no es perjudicial que se erosione.

Con todos estos antecedentes se decidió que el canal de desvío pasaría debajo de los dos vanos centrales del vertedor auxiliar, donde se formará una sección compuesta por dos conductos de 14 x 14 m con una pila central de 4.3 m de ancho que obedece a la pila central del vertedor.

El canal de llamada tendrá un ancho de plantilla de 45 m, inclinación de taludes de 0.25:1, estará excavado con plantilla a la elevación 52.0. Continuando el pano por los conductos de 14 x 14 m y finalmente a la salida de los conductos se tendrá un canal de 35 m de ancho de plantilla y 0.25:1 de inclinación de taludes y una pendiente  $S_0=0.001$ , ver plano general de --  
Obra de Desvío.

## 4.2 Diseño Hidráulico

El objetivo de este apartado es el de presentar un estudio del comportamiento hidráulico de la obra de desvío. Este trabajo se basa en el conocimiento de la geometría del canal, así como de las características de funcionamiento que depende de considerar los coeficientes de rugosidad, por cambio de sección y por la presencia de pilas que resulten adecuados a el problema.

El resultado final de este trabajo consiste en elaborar la curva de Gastos-elevaciones, y el procedimiento a seguir se explicará a continuación:

Inicialmente se requiere determinar una sección de control. Esto es, una sección en el canal en la que se pueden conocer las condiciones de flujo para un gasto cualquiera. En este caso una sección de control se localiza en la sección 7 (ver figura 4-2), ya que la plantilla del canal cambia de pendiente; de horizontal  $S_0=0$  a  $S_0=0.001$ . Este cambio de pendiente provoca que se presente el tirante normal en la vecindad del quiebre. El tirante normal se calculará con la siguiente fórmula:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$$

donde:

- A.- representa el área hidráulica de la sección, en  $m^2$
- R.- representa el radio hidráulico, en m
- S.- es la pendiente del fondo del canal
- n.- coeficiente de rugosidad de Manning
- Q.- es el gasto, en  $m^3/s$

Una vez obtenido el tirante normal, se determinan la velocidad y la energía específica. Con estos valores y utilizando el método de incrementos finitos (ec. 4-1) se sigue el perfil hidráulico hacia aguas arriba hasta la sección 6.

$$E_1 + S_0 \Delta X = E_2 + \bar{S} \Delta X \quad 4-1.$$

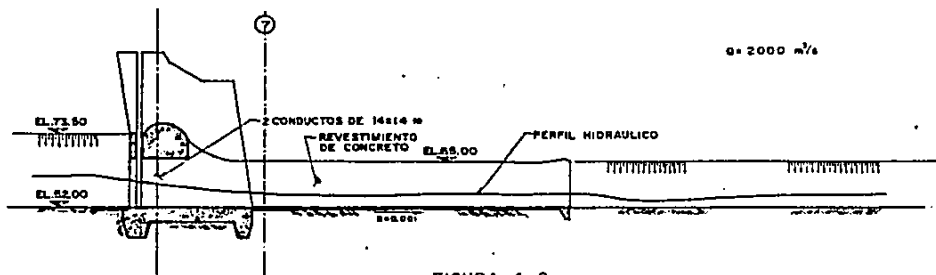
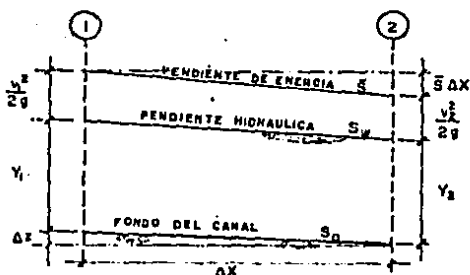


FIGURA 4-2.





$$Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + S_0 \Delta X = Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \bar{S} \Delta X$$

$$\bar{S} = \frac{\bar{V} n}{R_H^{4/3}}$$

Para resolver el problema se utilizó una calculadora programable - (Hewlett Packard HP 41 CX) que requiere como datos de entrada la geometría del canal en ambas secciones del tramo analizado, el gusto, el coeficiente de rugosidad, la pendiente ( $S_0$ ) y la longitud del tramo analizado. Luego - para comparar ambos lados de la ecuación 4-1, conocido el dato del tirante en una de las secciones, por tanteos se obtiene en la segunda sección el tirante que cumple con la igualdad.

Para pasar de la sección 6 a la 5 se utilizó la ecuación:

$$\frac{\Delta Y}{Y_6} = K Fr_6^2 (K + 5 Fr_6^2 - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^2) \quad 4-2.$$

( Referencia 6, apartado 7-5 )

donde:

- K.- coeficiente que depende de la forma de la pila y que toma el valor de 0.90.
- $\alpha$ .- coeficiente por contracción en el flujo que toma el valor de - 0.17.
- Fr.- número de Froude en la sección considerada
- $\gamma_6$ .- tirante en la sección 6, en m
- $\Delta\gamma$ .- incremento en el tirante que induce la pila, en m

Así, el tirante en la sección 5 se determina por la suma del tirante en 6 más el valor de  $\Delta\gamma$ . Con los datos de la geometría de la sección, el - gasto y el tirante se calculan la velocidad y la energía específica.

Luego, utilizando el método de incremento finitos se continúa calcu- lando la elevación de la superficie libre del agua hasta la sección 1.

Finalmente la elevación en el vaso se obtiene sumando a la energía - específica en l un 10 % extra de la carga de velocidad.

En general, para gastos mayores de  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  la relación  $H/D$  es ma- yor de 1.2 (ver figura 4-3), bajo estas condiciones se presenta un cambio - en el funcionamiento de los conductos de  $14 \times 14 \text{ m}$  y ya no se pueden estu- diar como canal abierto sino como orificio, o conducto a presión.

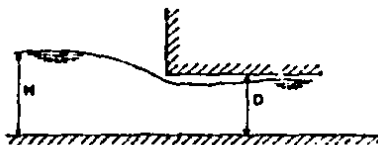


FIGURA 4-3.

El flujo para el funcionamiento como orificio se rige por la fórmula:

$$Q = C_h B D \sqrt{2g(H - C_h D)} \quad 4.3.$$

donde:

Ch.- coeficiente por contracción con valor de 0.80

Despejando de la ecuación 4-3:

$$H = C_h D + \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{C_h B D} \right)^2$$

Obtenemos el tirante en la sección 5 para cualquier gasto. Luego utilizando el método de incrementos finitos (ecuación 4-1), podemos calcular la elevación en el vaso para cuando los conductos de 14 x 14 m trabajan como orificios.

#### EJEMPLO NUMERICO:

Cálculo de la elevación en el vaso para la Obra de Desvío circulando un gasto  $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Datos:

De la figura 4-4 se obtienen los datos de la geometría de las secciones por analizar, iniciándose el cálculo en la sección 7, como sigue:

Sección 7 : Calcular el tirante normal en la sección de control

$$S_0 = 0.001$$

$$n = 0.015$$

$$Y_n = ?$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{S_0}} = \frac{0.015(2000)}{\sqrt{0.001}} = 0.0724$$

solo un tirante satisface la igualdad

$$AR^{1.48} = \frac{nQ}{\sqrt{S_0}}$$

SECCIONES:

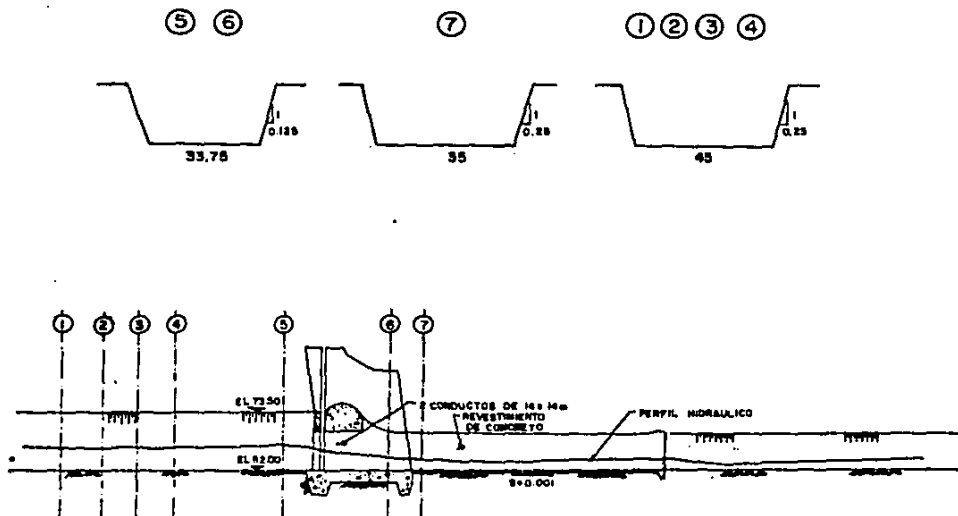


FIGURA 4-4.

$$\text{con } Y = 7.99 \text{ m ; } AR^{3/2} = 0.0723$$

se acepta el valor de 7.99 m para el tirante normal ( $Y_n$ ).

Velocidad normal:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2000}{295.6} = 6.77 \text{ m/s}$$

Energía específica:

$$E = 7.99 + \frac{(6.77)^2}{19.62} = 10.32 \text{ m}$$

Sección 6: Usando la ecuación 4-1 y considerando como estación 1 a la sección 6, los datos para la sección 7 serán los de la estación 2:

$$n = 0.015$$

$$\Delta x = 30.0 \text{ m}$$

$$S_0 = 0$$

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 7.99 + \frac{(6.77)^2}{2g} + 5 \Delta x$$

$$7.03 + \frac{(8.22)^2}{2g} = 7.99 + \frac{(6.77)^2}{2g} + 0.11$$

Sección 5: Usando la ecuación 4-2 obtener el tirante en la estación 5 con los resultados de la sección 6 y los siguientes datos:

$$Fr = 0.9898$$

$$K = 0.90$$

$$\alpha = 0.17$$

$$\frac{\Delta Y}{Y_0} = 0.9 (0.9898)^2 [0.9 + 5(0.9898)^2 - 0.6] [0.17 + 15(0.17)^2]$$

$$\frac{\Delta Y}{Y_0} = 0.8367 \quad \Delta Y = 0.8367(7.03) = 5.878 \text{ m}$$

$$Y_5 = Y_0 + \Delta Y = 7.03 + 5.878 = 12.908 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2000}{456.62} = 4.38 \text{ m/s}$$

Energía específica:

$$E = 12.908 + \frac{(4.38)^2}{19.62} = 13.88 \text{ m}$$

Sección 4: Usando la ecuación 4-1 y considerando como estación 1 a la sección 4, los datos de la sección 5 representarán la sección 2 ( $n = 0.025$ ,  $\Delta x = 25\text{m}$ ,  $S_0 = 0$ ).

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 12.908 + \frac{(4.38)^2}{19.62} + 5\Delta x$$

$$13.42 + \frac{(3.08)^2}{19.62} = 12.908 + \frac{(4.38)^2}{19.62} + 0.014$$

Sección 3: Se continúa usando la ecuación 4-1, con los datos siguientes:

$$n = 0.025$$

$$\Delta x = 50 \text{ m}$$

$$S_o = 0$$

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 13.42 + \frac{(3.08)^2}{19.62} + 5\Delta X$$

$$13.44 + \frac{(3.07)^2}{19.62} = 13.42 + \frac{(3.08)^2}{19.62} + 0.017$$

Sección 2: Mismo caso que las secciones 4 y 3,

$$n = 0.025$$

$$\Delta x = 100 \text{ m}$$

$$S_o = 0$$

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 13.44 + \frac{(3.07)^2}{19.62} + 5\Delta X$$

$$13.48 + \frac{(3.06)^2}{19.62} = 13.44 + \frac{(3.07)^2}{19.62} + 0.033$$

Sección 1: Criterio de la ecuación 4-1,

$$n = 0.025$$

$$\Delta x = 100 \text{ m}$$

$$S_0 = 0$$

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 13.48 + \frac{(3.06)^2}{19.62} + S \Delta X$$

$$13.62 + \frac{(3.05)^2}{19.62} = 13.48 + \frac{(3.06)^2}{19.62} + 0.033$$

Elevación en el Vaso:

$$\text{ELEV. EN EL VASO} = 13.95 + 0.1 \frac{(3.05)^2}{19.62} + 52.0$$

$$\text{Elev. en el vaso} = 66.04 \text{ msnm.}$$

Usando la ecuación 4-3 con distintos ganton y repitiendo el procedimiento para calcular la elevación en el vaso que se siguió en el ejemplo anterior, obtenemos la elevación en el vaso para el funcionamiento como orificio.

Así, los resultados de las elevaciones en el vaso para el funcionamiento como orificio y el de canal abierto se presentan en la tabla de la página siguiente.



GASTO Q (m <sup>3</sup> /s)	ELEVACION EN EL VASO	
	CANAL ABIERTO	ORIPICIO
500	57.22	
1000	60.69	
1500	62.71	
2000	66.04	
2500	67.12	
3000	69.06	68.72
3500	70.64	70.15
4000	72.72	72.46
4500	74.74	75.02
5000	76.11	77.37
6000	79.21	80.58

Igualmente los datos de esta tabla se representan gráficamente en la curva Gastos-Elevaciones de Desvío de la figura 4-5, en la página siguiente.

#### 4.3 Tránsito de la Avenida de Diseño

El tránsito de avenidas es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada a al vaso de una presa.

Se utiliza generalmente en proyectos de almacenamiento, predicción de avenidas, análisis de cuencas, estudios sobre aprovechamientos hidráulicos y, como en este caso, en la revisión de la capacidad de la obra de desvío.

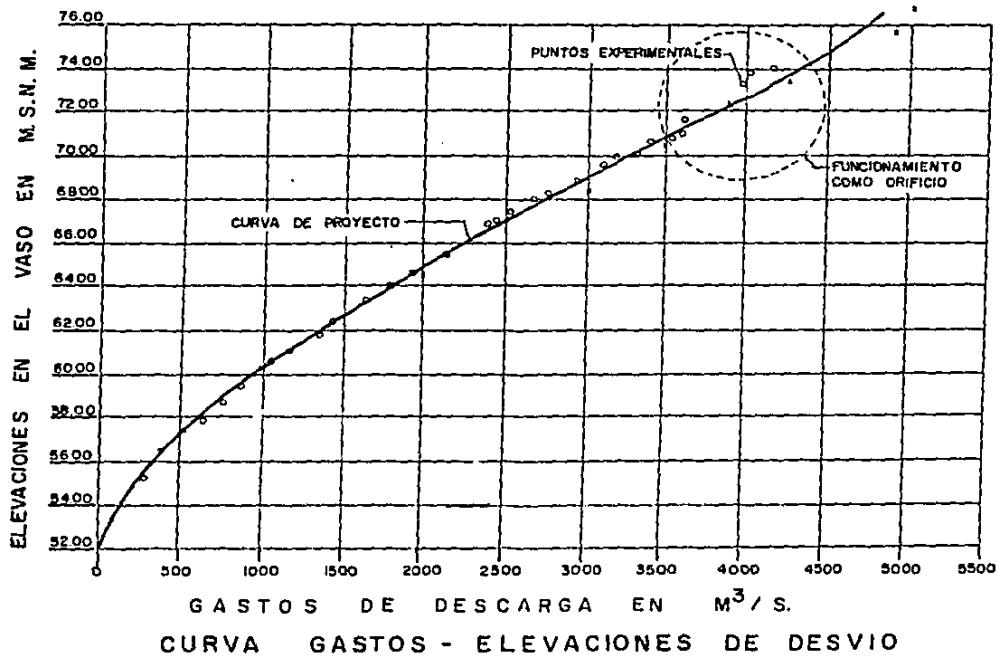


FIGURA 4-5.

Se presenta a continuación la metodología para obtener el hidrograma de salida mediante el tránsito de la avenida de diseño a través de la obra - de desvío conocido el hidrograma de entrada (ver figura 3-1).

El método tiene como base la ecuación de continuidad que se expresa en función del volumen como:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad 4.4.$$

donde:

- I.- gasto de entrada al vaso
- O.- gasto de salida del vaso
- $\frac{dV}{dt}$ .- variación del almacenamiento V en función tiempo t.

Para resolver la ecuación 4-4 se puede utilizar el siguiente esquema de diferencias finitas:

$$\frac{I_1 + I_{i+1}}{2} - \frac{O_1 + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad 4.5.$$

donde:

- $\Delta t$  .- intervalo de tiempo seleccionado para hacer los cálculos de tránsito.
- i, i+1 .- subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo respectivamente.

A diferencia del funcionamiento de vaso, en el tránsito de una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas ó salidas por encurrimiento.

Respecto al  $\Delta t$ , para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar un intervalo pequeño (se sugiere un  $\Delta t$  menor o igual a un décimo del tiempo de pico del hidrograma de entrada).

#### Relación entre Almacenamiento y Gastos de Salida

Para establecer esta relación es necesario manejar dos tipos de curvas: la de Elevaciones-Volúmenes de Almacenamiento del Vaso (figura 3-3), y la de Elevaciones-Gastos de Salida del Desvío (figura 4-5). Mediante estas dos curvas se puede conocer, para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con esta el gasto de salida, y de ahí la relación de volumen almacenado-gasto de salida.

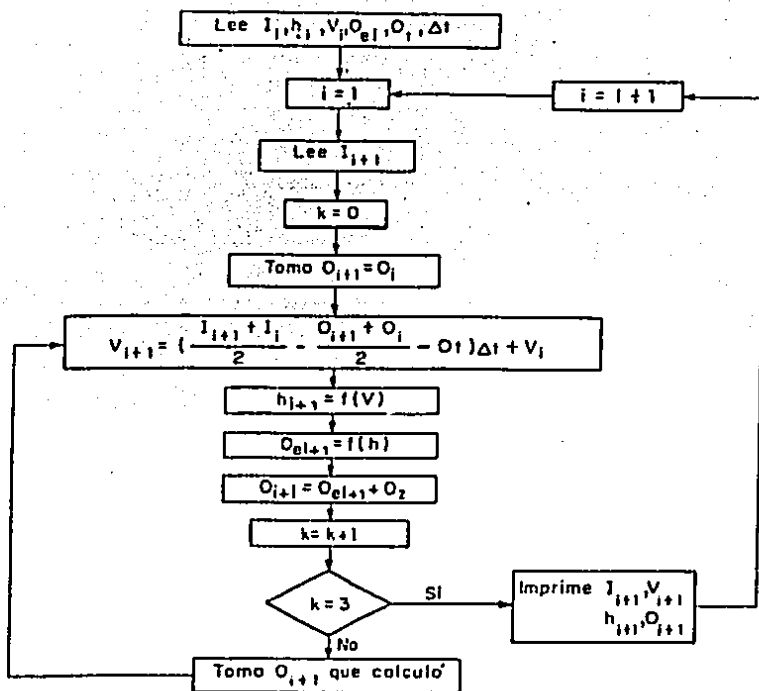
Existen muchos procedimientos, tanto gráficos, como analíticos, aquí se expondrá un método numérico de cálculo que ofrece precisión, rapidez y flexibilidad en los cálculos.

El método consiste en resolver la ecuación:

que es otra forma de la ecuación 4-4.

Para resolver la ecuación 4-6 se utiliza un procedimiento de aproximación mediante una calculadora programable o una computadora digital. La base de resolución se presenta mediante el diagrama de flujo de la figura 4-6.

En resumen, y tomando en cuenta todas las consideraciones anteriores, los resultados del Tránsito de la Avenida de Diseño de la Obra de Desvío se muestran en la Tabla 4-1 y en la figura 4-7.



- I gasto de entrada al vaso, en m<sup>3</sup>/s  
 O gasto de salida del vaso, en m<sup>3</sup>/s  
 O<sub>e</sub> gasto de salida por la obra de excedencias, en m<sup>3</sup>/s  
 O<sub>t</sub> gasto de salida por la obra de toma, en m<sup>3</sup>/s  
 V volumen de almacenamiento, en millones de m<sup>3</sup>  
 h elevación en el vaso, en m  
 Δt intervalo de tiempo, en seg  
 f(V) curva elevaciones-volumenes de almacenamiento  
 f(h) curva elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias  
 i, i+1 subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente

FIGURA 4-6.

TIEMPO EN HORAS	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /s)	ELEVACION EN EL VASO (msnm)	GASTO DE SALIDA (m <sup>3</sup> /s)
0	800	59.00	800.01
3	1100	59.14	823.59
6	2110	59.84	946.72
9	2500	60.89	1149.34
12	2300	61.70	1326.32
15	1900	62.76	1442.18
18	1800	62.40	1467.28
21	2000	62.65	1498.85
24	2100	62.95	1544.17
27	2150	63.25	1596.82
30	2000	63.49	1642.63
33	2300	63.75	1694.80
36	3000	64.21	1798.30
39	2350	64.59	1892.27
42	2100	64.74	1928.31
45	2400	64.88	1965.29
48	2850	65.17	2040.50
51	4000	65.76	2199.01
54	5950	66.86	2504.65
57	7450	68.38	2916.45
60	8700	70.11	3343.29
63	7600	71.61	3680.52
66	6700	71.64	3908.76
69	5950	73.33	4069.42
72	5200	73.75	4172.82
75	4500	73.94	4220.19
78	4150	73.97	4227.27
81	3900	73.91	4212.36
84	3550	73.77	4177.14
87	3050	73.52	4115.16
90	2950	73.20	4038.04
93	2850	72.87	3962.44
96	2800	72.51	3887.13
99	2800	72.22	3815.56
102	2950	71.94	3753.68
105	3200	71.74	3708.95
108	3300	71.60	3678.43

TABLA 4 - 1 " TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO DE  
LA OBRA DE DESVÍO ".

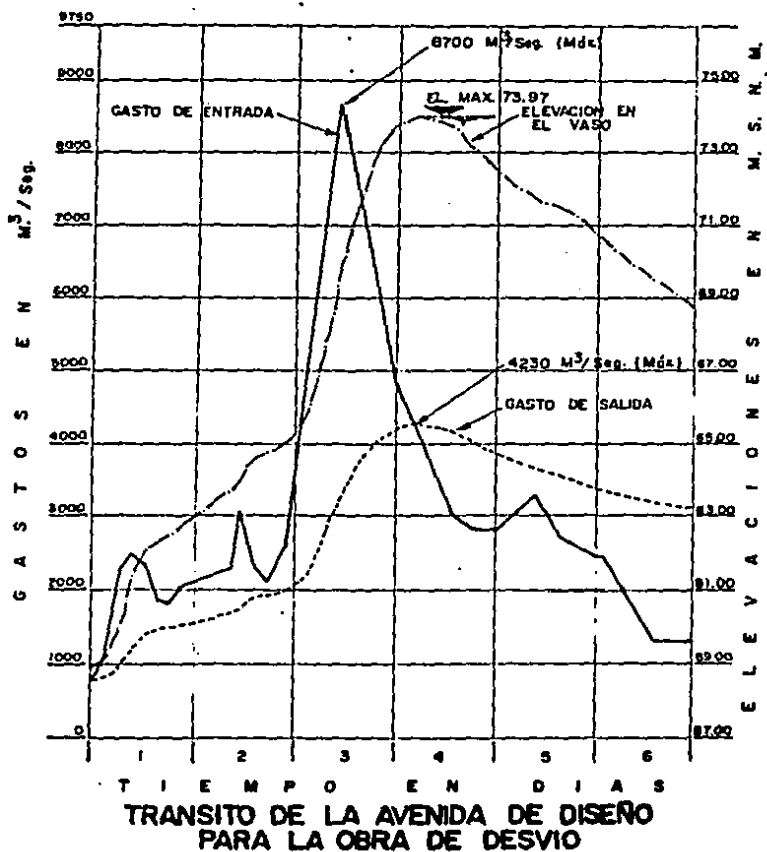


FIGURA 4-7.

#### 4.4 Observaciones

Debido a que el grupo de proyecto del P.H. Peñitas requería revisar su diseño de la obra de desvío y gracias a que la Comisión Federal de Electricidad cuenta con la infraestructura de apoyo suficiente se elaboró un modelo hidráulico, tanto para la obra de desvío como para la de excedencias. Los modelos se construyeron escala 1:80 siguiendo la metodología que se describe en la referencia 6. El trabajo se desarrolló en el Laboratorio de Hidráulica Experimental de la C.F.E. (Cuernavaca, Mor.). Se tuvo así la oportunidad de hacer pequeños ajustes en el prototipo con base en los resultados de la experimentación.

Comparando los datos observados en el modelo y los parámetros que se obtuvieron en el diseño podemos resumir lo siguiente:

1. Existe una considerable aproximación entre las condiciones que se supusieron al principio de este capítulo y los resultados obtenidos en el modelo hidráulico. Como referencia basta observar la figura 4-8 que muestra comparativamente el perfil hidráulico obtenido en el modelo y el que se obtuvo del cálculo teórico con el gasto de  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Otra referencia para reforzar este argumento se aprecia en la figura 4-5 ("CURVA GASTOS-ELEVACIONES del Desvío"). En ésta se muestra la curva obtenida del cálculo y se compara con datos obtenidos del modelo hidráulico.

2. Una prueba más de que el cálculo arroja resultados aceptables se presenta en la velocidad máxima obtenida del gasto máximo de salida de diseño de  $4230 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esta velocidad es de  $13.5 \text{ m/s}$  y se encuentra dentro del rango de velocidades permisibles para canales de concreto. La máxima aceptada en este caso no debe exceder  $15 \text{ m/s}$ . Para la zona sin revestimiento este orden de velocidad es alto ya que tratándose de areniscas éstas velocidades pueden provocar socavación, sin embargo, esto no representa mayor problema. Desde



el principio del cálculo se esperaban velocidades altas pero dado que se trata de la zona de descarga del vertedor el hecho de que se presentara socavación no es crítico. Además no debemos pasar por alto que el gasto máximo de salida tiene poca probabilidad de ocurrir durante el tiempo de operación del desvío.

Así que el diseño se puede considerar aceptable.

GASTO OBSERVADO:

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

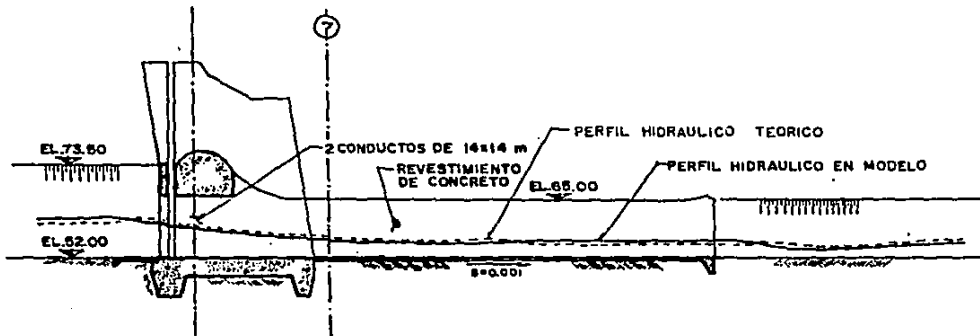


FIGURA 4-8.

## **CAPITULO 5. DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS**

## DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

### 5.1 Características Generales de la Obra de Excedencias

Las obras de excedencias son estructuras que forman p. rte intrínseca de una presa, sea de almacenamiento o derivación y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento.

Lo anterior establece que previamente se haya satisfecho la capacidad de aprovechamiento de la presa, o sea que el vaso se encuentre lleno hasta - su nivel de "Conservación" o "Máximo de operación" antes de que se inicien - los desfogues por la obra de excedencias.

Es frecuente que los volúmenes de agua excedentes de una presa se devuelvan al cauce del propio río a través de estructuras de descarga.

La capacidad de una obra de excedencias la determinan la avenida de diseño, las características del vaso y el programa de operación de la propia obra; dicha relación queda expresada por la fórmula:

$$\left. \begin{aligned} V_s &= V_e + \Delta V_Q \\ V_s &= V_e - \Delta V_Q \end{aligned} \right\} 5-1.$$

donde:

- $V_e$  .- volúmen de entrada al vaso por cierta unidad de tiempo
- $V_s$  .- volúmen de salida del vaso en la misma unidad de tiempo
- $\Delta V_Q$  .- variación en el volúmen almacenado en el vaso en la misma unidad de tiempo.

Es muy importante tomar en cuenta que las obras de excedencias se deben concebir como verdaderas válvulas de seguridad de las presas.

La forma más fácil de proyectar una obra de excedencias es la de suponerla como un vertedor de cresta fija, coincidiendo con el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) ó de operación.

En el caso de plantas hidroeléctricas resulta atractivo el aprovechar el volúmen o capacidad de retenidas (Cr) y la carga H en producción adicional de fuerza motriz. En este caso se presenta una condición particular en la - que el NAMO coincide con el NAME.

En estas condiciones, cuando se presenta una avenida, se levanta la - compuerta paulatinamente, de manera que coincida el gasto de entrada al vaso con el de descarga a través de la compuerta y, por consiguiente no varíe el nivel de agua en el vaso.

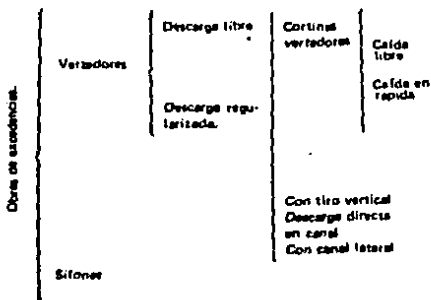
Por otra parte, además de tener suficiente capacidad, la obra de excedencias debe ser hidráulica y estructuralmente adecuada y con las descargas - localizadas de manera que no se erosione el pie de la cortina u otras estructuras existentes aguas abajo.

Se puede afirmar que, en general, el incremento de costo de una obra - de excedencias no es directamente proporcional al incremento de capacidad de descarga, por lo que con frecuencia el costo de una obra de excedencias de - capacidad muy amplia será solo moderadamente mayor que el de otra con una capacidad reducida.

Esta es la razón por lo que en la actualidad el criterio general es - de proyectar obras de excedencias con capacidad amplia, sobre todo cuando -- los datos hidrológicos abarquen periodos relativamente cortos y la presa se encuentra localizada en una cuenca expuesta a fenómenos meteorológicos que - puedan provocar escurrimientos de gran magnitud y aguas arriba de zonas den- namente pobladas en donde la seguridad de la misma debe ser absoluta.

Las obras de excedencias se componen de: Canal de Llamada, Estructura de Control, Conducto de Descarga, Estructura Terminal y Canal de Salida.

Se conocen varios tipos de vertedores que se distinguen entre sí por las características de la obra, sea en la zona de control o en la descarga. Esta clasificación se muestra en la siguiente figura:



En el caso del P.H. Peñitas la obra de excedencias está constituida por un vertedor de descarga directa en canal. Este tipo de vertedor suele asociarse con cortinas de enrocamiento, tierra y enrocamiento ó cortinas de concreto, cuando por alguna causa no conviene que éstas sean vertedoras.

En la figura 5-1 se ilustra el perfil de un vertedor con descarga en canal. El acceso en "A" es relativamente ancho, de manera que tenga velocidades bajas que no provoquen erosiones y que represente pequeñas pérdidas de carga.

En el punto "B" se muestra una sección de control, donde se induce un tirante crítico con el fin de asegurar la máxima descarga.

De "B" a "C" se puede tener una pendiente relativamente suave, pero mayor que la crítica, determinada por la topografía del sitio. De "C" a "D" se presentará una caída con pendiente fuerte, para llegar finalmente a una estructura disipadora de energía. Esta estructura puede ser un tanque amortiguador, una cubeta deflectora, etc.

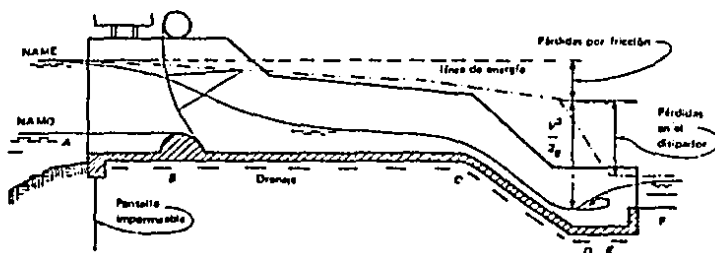


Figura 5.1. Vertedor con descarga directa en canal.

## 5.2 Diseño Hidráulico de la Obra de Excedencias

### Canal de Llamada

Para el diseño del canal de llamada se opta en la mayoría de los casos por hacer un trazo adaptándose a la topografía y, particularmente, en el caso del P.H. Peñitas hubo necesidad de adaptarse también a la obra de desvío pero siempre tomando en consideración primordialmente a la topografía, para probarse y ajustarse posteriormente en un modelo hidráulico.

Las pérdidas en el canal de acceso no son de consideración, puesto que se presenta un régimen lento en el canal, el análisis debe iniciarse en la sección de control o cresta vertedora.

### Capacidad de Descarga de la Estructura de Control

En este caso se trata de una estructura de tipo cimacio, y la capacidad de descarga es función de sus dimensiones, de la carga real sobre la estructura y de su geometría. El efecto de todos estos factores sobre la descarga se considera siempre a través de un coeficiente "C" de descarga.

En estas estructuras, con cresta libre o con pilas para compuertas, pero sin que éstas estén trabajando, la capacidad de descarga está dada por la fórmula general para vertedores.

Para orificios ó compuertas parcialmente abiertas la descarga se determina con la ecuación 5-3.

Fórmula General para Vertedores:

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



donde:

- C.- coeficiente de descarga, en m/s (figuras A.2-4, A.2-5.A.2-6)
- H.- carga total sobre la cresta, en m
- Le.- longitud efectiva de la cresta, en m
- Q.- descarga, en m<sup>3</sup>/s

Fórmula General para Vertedores con Descarga Controlada:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CLe (H_1^{2/3} - H_2^{2/3}) \quad 5-3.$$

donde:

- g .- aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>
- H1.- carga al fondo del orificio, en m
- H2.- carga al labio inferior de la compuerta, en m
- C .- coeficiente de descarga recomendado (figura A.2-7)
- Le.- ancho efectivo del orificio igual a la longitud efectiva de la cresta, en m
- Q .- descarga, en m<sup>3</sup>/s

La longitud efectiva del vertedor se calculará como:

$$Le = L - 2 (NKp + Ka) Ho$$

donde:

- L .- longitud neta de la cresta, en m
- N .- número de pilas
- Kp.- coeficiente de contracción por pilas (figura A.2-3 apéndice 2)
- Ka.- coeficiente de contracción por estribos (figuras A.2-1 y A.2.2)
- Ho.- carga total sobre la cresta, en m
- Le.- longitud efectiva, en m

EJEMPLO NUMERICO:

Datos del Diseño:

$$Q_d = 18,693.8 \text{ m}^3/\text{s} \approx 18694 \text{ m}^3/\text{s}$$

Elevación inicial = 87.40 msnm

NAME = 95.50 msnm

8 vanos de 14.50 m

6 pilas de 3.80 m

1 pila central de 6.0 m

L = 150.8 m ; separado en 2 canales

P = 24.50 m, profundidad en el canal de llamada en el vertedor auxiliar (contiene al desvío).

P = 3.0 m, profundidad en el canal de llamada en el vertedor de servicio.

Para el análisis del vertedor, se considera que debido a las diferentes profundidades de aproximación en la plantilla se tendrá un comportamiento hidráulico distinto debido a que el coeficiente de descarga se modifica.

En el canal de llamada del vertedor, el gasto unitario no se presentará de manera uniforme debido a la presencia del canal de desvío. Se considerará en el análisis que se presentan dos flujos separados aunque en realidad no sea así. Uno para el canal de desvío y otro para el resto del vertedor. Así que, el gasto total que pase por la estructura estará dado por la expresión:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 18694 \text{ m}^3/\text{s}$$

donde:

Q1.- gasto que pasa por el desvío (2 vanos)

Q2.- gasto que pasa por el resto del vertedor (6 vanos)

así:

$$Q = Q_1 + Q_2 = V_1 A_1 + V_2 A_2 \quad (5-5)$$

El flujo en corte se presentará como se muestra en la figura 5-2.



VERTEDOR AUXILIAR (incluye el desvío).



VERTEDOR DE SERVICIO

FIGURA 5-2.

De la ecuación 5-5 y la figura 5-2 tenemos:

$$18694 = V_1 (Y_1 + P_1) a_1 + V_2 (Y_2 + P_2) a_2$$

donde:

$a_1, a_2$  .- longitud efectiva para los vanos

$$a_1 = 2 (14.50) - 2 (1 \times 0.01) 19.0 = 28.62 \text{ m}$$

$$a_2 = 6 (14.50) - 2 (6 \times 0.01) 19.0 = 84.72 \text{ m}$$

$$18694 = V_1 (Y_1 + P_1) (28.62) + V_2 (Y_2 + P_2) (84.72)$$

De la figura 5-2 se tiene:

$$Y_1 + h_{v1} = 19.0$$

$$Y_2 + h_{v2} = 19.0$$

es decir:

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 19.0 \quad \text{I}$$

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 19.0 \quad \text{II}$$

en función de: ( Ref. 5 )

$$\frac{P_1}{H_d} = \frac{24.5}{19.0} = 1.289 ; C_{o_1} = 3.91 (0.3048)^{1/2} = 2.159$$

$$\frac{P_2}{H_d} = \frac{3.5}{19.0} = 0.158 ; C_{o_2} = 3.5 (0.3048)^{1/2} = 1.932$$

así, los gastos unitarios se calculan como:

$$q_1 = C_{o_1} H d^{3/2} = 2.159 (19.0)^{3/2} = 178.81 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}.$$

$$q_2 = C_{o_2} H d^{3/2} = 1.932 (19.0)^{3/2} = 160.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

para el análisis se tiene que:

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_1} = \frac{Q_1}{(Y_1 + P_1) a_1} = \frac{q_1}{Y_1 + P_1} = \frac{178.81}{24.5 + Y_1} \quad \text{I'}$$

$$V_2 = \frac{Q_2}{A_2} = \frac{Q_2}{(Y_2 + P_2) a_2} = \frac{q_2}{Y_2 + P_2} = \frac{160.01}{3.0 + Y_2} \quad \text{II'}$$

sustituyendo I' y II' en I y II respectivamente obtenemos:

$$Y_1 = 18.82 \text{ m}$$

$$Y_2 = 14.95 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{178.81}{24.5 + 18.82} = 4.127 \text{ m/s}; \quad h_{v_1} = 0.868 \text{ m}.$$

$$V_2 = \frac{160.01}{3.0 + 14.95} = 8.914 \text{ m/s}; \quad h_{v_2} = 4.049 \text{ m}$$

debiéndose cumplir la ecuación 5-5:

$$18694 = V_1 (Y_1 + P_1) a_1 + V_2 (Y_2 + P_2) a_2$$

$$= 4.127 (18.82 + 24.5) (28.62) + 8.914 (17.95) (84.72)$$

$$18694 = 5116.73 + 13,555.73 = 18672.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Así, los datos de diseño para el perfil creager son:

$$q_1 = 178.81 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$q_2 = 160.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$V_1 = 4.13 \text{ m/s}$$

$$V_2 = 8.91 \text{ m/s}$$

$$hV_1 = 0.868 \text{ m}$$

$$hV_2 = 4.049 \text{ m}$$

$$Hd = 19.0 \text{ m}$$

$$Hd = 19.0$$

$$Y_1 = 18.82 \text{ m}$$

$$Y_2 = 14.95 \text{ m}$$

$$\frac{hV_1}{Hd} = 0.0457$$

$$\frac{hV_2}{Hd} = 0.2131$$

Las diferencias entre la geometría de los perfiles son función de tres factores primordialmente: la velocidad de llegada, del talud aguas arriba del cimacio y la relación  $P/Hd$ , donde  $P$  es el desnivel entre la cresta del cimacio y el fondo del canal de acceso, en  $m$  y  $Hd$  es la carga de diseño del cimacio, en  $m$ .

Para relaciones  $P/Hd$  1 la carga de velocidad de llegada no puede despreciarse (Ref. 8 pág. 2.10.37); para este caso, en el vertedor de servicio,  $P/Hd = 0.158$ , en las figuras del Apéndice 3 este valor no aparece en ninguna gráfica; por lo que se seguirá el siguiente proceso:

a) De la figura A2-8 (Apéndice 2) se extrapolarán las curvas correspondientes a cada relación:  $W/Hd$ ,  $Xc/Hd$ ,  $Yc/Hd$ , para la relación  $ha/Hd = 0.213$ .

b) Se colocará vertical el parámetro aguas arriba, en virtud de que al colocarlo inclinado la velocidad de llegada se incrementa.

c) Se revisará el perfil obtenido con distintas expresiones para evaluar que sucede con el perfil de agua.

De la figura A2.8, para  $ha/Hd = 0.213$  y parámetro vertical se tiene:

$$\begin{array}{ll}
 R2/Hd = 0.197 & ; & R2 = 3.743 \text{ m} \\
 R1/Hd = 0.357 & ; & R1 = 6.783 \text{ m} \\
 Yc/Hd = 0.046 & ; & Yc = 0.874 \text{ m} \\
 Xc/Hd = 0.156 & ; & Xc = 2.964 \text{ m}
 \end{array}$$

De la figura A2.9 extrapolando  $ha/Hd = 0.213$ , se tiene  $n = 1.841$  y  $k = 0.455$ .

Y la ecuación del perfil creager quedará:

$$\frac{Y}{Hd} = -k \left( \frac{X}{Hd} \right)^n$$

$$\frac{Y}{19.0} = -0.455 \left( \frac{X}{19.0} \right)^{1.841}$$

$$Y = -0.0385 X^{1.841} \quad 5.6$$

$$\frac{dY}{dX} = -0.07088 X^{0.841} \quad 5.7$$

Aguas abajo del eje del cimacio la geometría del perfil está dada por la ecuación 5-6 y 5-7; y está indicada en la tabla de la figura 5-3. Y para el caso de aguas arriba se define por el trazo de  $R1$ ,  $R2$ ,  $Xc$  y  $Yc$ ; de la siguiente manera:

1. Se fija un origen de coordenadas en la cresta del cimacio: con  $X = 0$  en el eje del cimacio y  $Y = 0$  a la elevación de la cresta.
2. Se traza  $Xc$  del origen ( $X = 0$ ) a la izquierda.
3. Se dibuja  $Yc$  del origen hacia abajo.
4.  $R1$  se mide sobre el eje  $Y$  del origen hacia abajo y se traza con este radio, y centro en  $(0, -R1)$  un arco de círculo.

5. Con el valor de R2 y haciendo centro en los puntos de coordenadas  $(-X_c, -Y_c)$  y  $(0, -R1)$  se trazan dos arcos de círculo que se intersectan en un punto C, como se muestra en la figura A-2.B.

Finalmente el perfil del cimacio aguas arriba se completa trazando un arco de círculo con radio R2, centro en C (del paso anterior) desde  $(-X_c, -Y_c)$  hasta intersectarlo con el arco trazado en el punto 4.

#### C O O R D E N A D A S

X	Y	dy / dx
0		0
1	- 0.0385	- 0.07088
2	- 0.13293	- 0.12697
3	- 0.29097	- 0.17856
4	- 0.49414	- 0.22743
5	- 0.74519	- 0.27438
6	- 1.04241	- 0.31985
7	- 1.38448	- 0.36413
8	- 1.77031	- 0.40751
9	- 2.1989	- 0.44982
10	- 2.6697	- 0.49152
11	- 3.18174	- 0.53251
12	- 3.73451	- 0.57295
13	- 4.3274	- 0.61284
15.2268	- 5.7895	- 0.70

FIGURA 5-3 Geometría del cimacio aguas abajo

Se eligió una pendiente  $m1 = 0.70$  para determinar las coordenadas del punto PC1, esto es:

Si  $dy/dx = 0.70$  ;  $x = 15.2268$ ,  $Y = -5.7895$

PC1 ( 15.2268, -5.7895 )



La rápida tiene una pendiente  $S = 0.00428$  y una ecuación tipo  $y = mx + b = -0.00428x + b$  como se muestra en la figura 5-4.

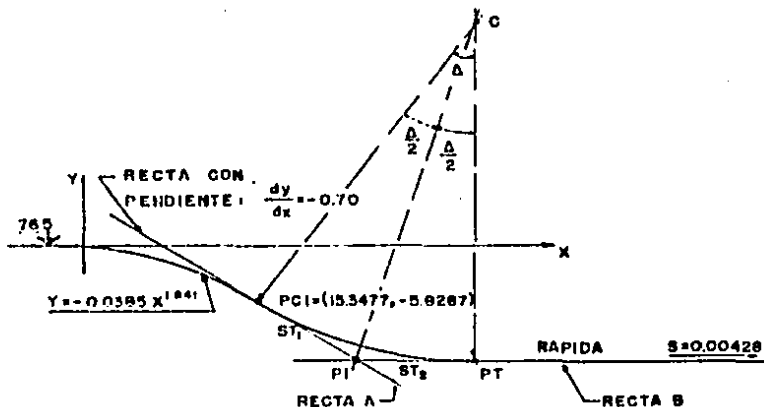


FIGURA 5-4. GEOMETRIA AGUAS ARRIBA DE LA RAPIDA

Si el origen de coordenadas es el cimacio, el punto donde termina la rápida tendrá por coordenadas  $X = 147.24$ ,  $Y = 11.50$ , sustituyendo :

$$\begin{aligned} Y &= 0.00428 x + b \\ -11.50 &= -0.00428 (147.24) + b \\ b &= -10.8698 ; Y = -0.00428 x -10.8698 \end{aligned}$$

El PI se localizará en la intersección de las rectas:

$$\begin{aligned} Y &= 0.70 x + 4.8693 & y & Y = 0.00428 x -10.8698 \\ -0.70 x + 4.8693 &= & -0.00428 x & -10.8698 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X &= 22.6234 \\ Y &= -10.9671 ; \quad \text{PI } (22.6234, -10.9671) \end{aligned}$$

La subtangente ST1 medirá:

$$ST1 = \sqrt{(22.6234 - 15.2268)^2 + (-10.9671 + 5.7895)^2} = 9.0287 \text{ m}$$

El ángulo  $\Delta$  se determinará como el ángulo entre dos rectas con distinta pendiente:

$$\tan \Delta = \frac{m_2 - m_1}{1 + m_2 m_1} = \frac{-0.70 - (-0.00428)}{1 + (-0.7)(-0.00428)} = -0.69364$$

$$\Delta = -34.7468^\circ = -34^\circ 44' 48'' ; \quad \frac{\Delta}{2} = -17^\circ 22' 24''$$

El centro del círculo se obtendrá como una recta perpendicular a la recta  $Y = 0.70 x + 4.8693$ .

Por ser perpendiculares:

$$m_1 = \frac{-1}{-0.70} = 1.4286$$

pasa por el punto (15.2268, -5.7895), y es de la forma  $Y = mx - b$

$$b = 5.7895 + 1.4286 (15.2268) = 27.5425$$

$$Y = 1.4286 x - 27.5425$$

pero:

$$\tan \frac{A}{2} = \frac{ST}{R}; \quad R = \frac{ST}{\tan \frac{A}{2}}$$

$$R = \frac{9.0287}{\tan 17.3734} = 28.8576 \text{ m}$$

este radio pasa por el centro del círculo con coordenadas:

$$(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2 = R^2$$

$$(X_2 - 15.2268)^2 + (Y_2 - 5.7895)^2 = (28.8576)^2$$

sustituyendo  $Y = 1.4286 x - 27.5425$

$$(X_2 - 15.2268)^2 + (1.4286 x - 27.5425 + 5.7895)^2 = (28.8576)^2$$

$$3.0409 x^2 - 92.6063 x - 127.7127 = 0$$

resolviendo:  $X = 31.7753$ ,  $Y = 17.8517$

La recta B es tangente a el círculo en el punto PT y la recta que - una C con PT es perpendicular a la rápida (recta B), con ecuación  $Y = mx - b$ .

Por ser perpendiculares:

$$m = \frac{-1}{-0.00428} = 233.6449$$

y pasa por el punto C (31.7753, 17.8517), el valor de b será:

$$-b = 233.6449 (31.7753) - 17.8517 = 7406.2838$$

$$Y = 233.6449 x - 7406.2838$$

esta recta se intersecta con la recta B, así:

$$-0.00428 x - 10.8698 = 233.6449 x - 7406.2838$$

$$X = 31.6518$$

$$Y = -11.0053 ; \quad \text{PT (31.6518 -11.0053)}$$

La subtangente dos (ST2) mide:

$$ST2 = \sqrt{(31.6518 - 22.6234)^2 + (-11.0053 + 10.9671)^2} = 9.0285 \text{ m}$$

$$ST1 = ST2$$

Una vez concluido este diseño se decidió hacer un ajuste respetando la geometría del cimacio y la curva de acceso a la rápida, pero variando las coordenadas del punto donde termina la rápida siendo éstas ahora (149.383, -13.951) y (149.490, -13.952) para el vertedor auxiliar y el de servicio respectivamente.

$$S = \frac{65.467 - 62.549}{149.383 - 37.125} = 0.026 \quad \text{v. auxiliar}$$

$$S = \frac{63.357 - 62.548}{149.490 - 37.125} = 0.025 \quad \text{v. servicio}$$

La geometría definitiva del cimacio y la intersección con la rápida se muestran en la figura 5-5.

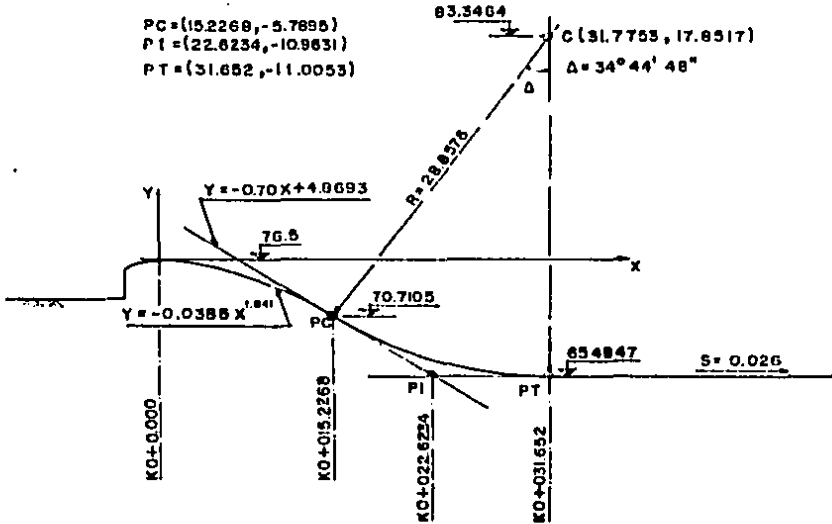


FIGURA 5-5.

### Perfil Hidráulico

Se encontrará el perfil hidráulico de la superficie libre del agua a lo largo de la rápida para determinar los valores del tirante, velocidad y la carga de velocidad en la sección elegida para construir la cubeta deflectora.

Se seguirá el método de paso estándar (ecuación 4-1) y se determinarán las constantes hasta el cadenamiento KO+149.383 y KO+149.490 en el vertedor auxiliar y de servicio respectivamente.

El gasto unitario que pasa por el vertedor de servicio es:

$$q_2 = 157.99 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad \text{y} \quad a' = 58 - 2 (3 \times 0.01) (19.0) = 56.869 \text{ m}$$

$$Q = 8984.83 \text{ m}^3/\text{s} = 8985 \text{ m}^3/\text{s}$$

Análogamente para el vertedor auxiliar:

$$Q = 18693.76 - 8985 = 9708.76 ,$$

considerando gastos unitarios:

$$q_2 = 157.99 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad \text{y} \quad a'_2 = 29 - 2 (2 \times 0.01) (19.0) = 28.246 \text{ m}$$

$$q_1 = 176.55 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad \text{y} \quad a'_1 = 29 - 2 (1 \times 0.01) (19.0) = 28.623 \text{ m}$$

$$Q_1 = 5053.512 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 4462.649 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad Q_1 + Q_2 = 9516.16 \text{ m}^3/\text{s} = 9700 \text{ m}^3/\text{s}$$

el vertedor auxiliar se analizará para este gasto.

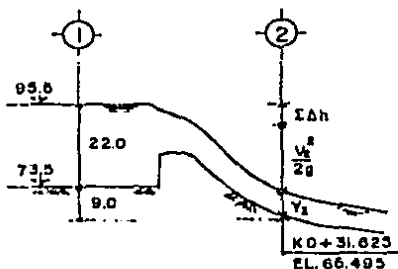


FIGURA 5-6. V. SERVICIO

De la figura 5-6, planteamos Bernoulli entre 1 y 2 :

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + I\Delta h$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0; \quad Y_1 = 22.0 \text{ m}$$

$$22.0 + 73.5 = 65.4947 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + I\Delta h$$

$$29.845 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + I\Delta h$$

En la sección 2 el ancho del canal es 69.40 m. El gasto considerado será  $Q = 8985 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$\text{De } Q = VA ;$$

$$V_2 = \frac{8985}{69.4 Y_2} ; \quad \frac{V_2^2}{2g} = \frac{854.315}{Y_2^2}$$

$$29.845 = Y_2 + \frac{854.315}{Y_2^2} + \Sigma \Delta h$$

Se considera una pérdida de carga de 15% entre ambas secciones que - toma en cuenta el efecto de la pila y la fricción:

$$29.845 = Y_2 + 1.15 \frac{854.315}{Y_2^2} = Y_2 + \frac{982.463}{Y_2^2}$$

$$Y_2^3 - 29.845 Y_2^2 + 982.463 = 0$$

Resolviendo la ecuación:  $Y_2 = 6.485 \text{ m}$  ;  $V_2 = 19.96 \text{ m/s}$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}} = \frac{19.96}{\sqrt{9.81 \times 6.485}} = 2.503 ; \text{ flujo supercrtico}$$





Bernoulli entre 1 y 2:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma \Delta h$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0$$

$$52.0 + 43.5 = 65.4947 + Y_2 + 1.15 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$29.845 = Y_2 + 1.15 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_2 = \frac{9700}{69.4 Y_2}; \quad Y_2 + \frac{1145.047}{Y_2^2} = 29.845$$

$$Y_2^3 - 29.845 Y_2^2 + 1145.047 = 0$$

Resolviendo:  $Y_2 = 7.0945 \text{ m}$ ;  $V_2 = 19.701 \text{ m/s}$   $V_2^2/2g = 19.783 \text{ m}$

Método del Paso Estándar

El proceso será tomar cadenamientos a cada 25.0 m y determinar el flujo suponiendo que el tirante inicial es:

V. SERVICIO

$Y = 6.485 \text{ m}$   
 $V = 19.964 \text{ m/s}$   
 $h_v = 20.314 \text{ m}$

V. AUXILIAR

$Y = 7.095 \text{ m}$   
 $V = 19.701 \text{ m/s}$   
 $h_v = 19.783 \text{ m}$

Los resultados de este apartado se presentan en la siguiente tabla:

#### VERTEDOR DE SERVICIO

ESTACION	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	ENERGIA (m)
0+031.652	6.485	19.432	25.731
0+050.000	6.430	19.602	26.015
0+075.000	6.355	19.839	26.415
0+100.000	6.285	20.065	26.805
0+125.000	6.220	20.279	27.180
0+149.490	6.160	20.481	27.540

#### VERTEDOR AUXILIAR

ESTACION	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	ENERGIA (m)
0+031.652	7.095	19.209	25.901
0+050.000	7.025	19.405	26.217
0+075.000	6.935	19.663	26.641
0+100.000	6.850	19.913	27.060
0+149.383	6.695	20.385	27.875

#### Cubeta Deflectora

No podemos decir que exista un criterio de diseño que se ajuste a cualquier caso. En general existen varios criterios distintos que son resultado de la experimentación y que toman en cuenta parámetros tales como la velocidad de entrada, tirante a la entrada, presión dinámica sobre el fondo, etc.; el problema con la variedad de métodos es que los resultados de uno u otro pueden variar enormemente. Y la selección del método adecuado a cada caso dependerá de la magnitud de la obra en su conjunto.

Algunos de los criterios aplicables al diseño de cubetas deflectoras se pueden encontrar en las referencias 4,5,6,8,10 y 11.

En el caso del P.H. Peñitas se utilizó el criterio de la referencia 8, haciendo un ajuste por condiciones particulares del problema, como sigue:

La recomendación es que el radio de curvatura de la cubeta ( $R$ , en m) se obtenga en función del tirante ( $d$ , en m) como:  $5d \leq R \leq 10 d$ .

Ahora bien, sabemos que el vertedor de Peñitas tiene un canal auxiliar y uno de servicio y que su funcionamiento es parecido pero no idéntico.

Esta condición propició que se hiciera un ajuste para el diseño geométrico. Este ajuste consiste en promediar el tirante en ambos canales y al ti rante promedio multiplicarlo por 6.019 para encontrar el radio de curvatura de la cubeta, así:

$$\bar{y} = \frac{6.485 + 7.095}{2} = 6.79 \text{ m}$$

y el radio de curvatura:

$$R = 6.019 \times 6.79 = 40.869 \text{ m}$$

El factor de 6.019 es un factor de ajuste geométrico, ya que se presentó el imperativo de terminar la cubeta en el cadenamiento KO-164.923 y a la elevación 65.0 aproximadamente (65.00 en V. auxiliar y 65.02 en V. de --servicio).

Es importante mencionar también que se adoptó este tamaño de radio - que funciona aceptablemente para gastos pequeños sin que se tengan problemas hidráulicos como podría ser un colchón excesivo de agua en la cubeta, - además de que podemos reducir el volumen de concreto requerido para la estructura.

Según el perfil de la rápida, el tirante y las velocidades al inicio de la cubeta son:

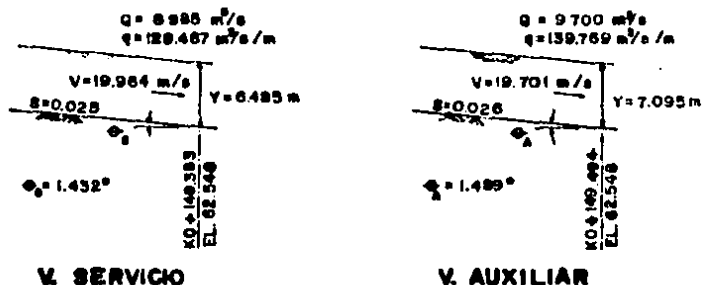


FIGURA 5-8

Para determinar las coordenadas de los centros que generan la curva circular de las cubetas deflectoras seguiremos el siguiente procedimiento - analítico.

1. El radio del círculo es perpendicular a la recta de la rápida en el punto de tangencia y su pendiente es inversa y de signo contrario. El origen de coordenadas está situado en el punto de tangencia.

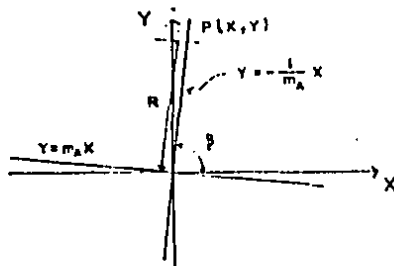


FIGURA 5-9.

2. Las coordenadas de los centros de círculo serán:

$$X = R \cos \phi$$

$$Y = R \sin \phi;$$

$$\phi = \arctg \left\{ -\frac{1}{m_A} \right\}$$

#### V. SERVICIO:

$$m_A = -0.025 ; \quad \phi = \arctg \left\{ \frac{1}{0.025} \right\} = 88.568^\circ$$

$$X = 40.869 \cos 88.568^\circ = 1.021 \text{ m}$$

$$Y = 40.869 \sin 88.568^\circ = 40.856 \text{ m}$$

así el centro del círculo estará a la elevación

$$\text{ELEV} = 62.548 + 40.856 = 103.404$$

y en el cadenamiento

$$KO + (149.383 + 1.021) = KO + 150.404$$

V. AUXILIAR

$$m_A = -0.026 ; \beta = \arctg \left\{ \frac{1}{0.026} \right\} = 88.511^\circ$$

$$X = 40.869 \cos 88.511^\circ = 1.062 \text{ m}$$

$$Y = 40.869 \sin 88.511^\circ = 40.855 \text{ m}$$

$$\text{ELEV} = 62.549 + 40.855 = 103.404$$

$$\text{KO} + (149.490 + 1.062) = \text{KO} + 150.552$$

GEOMETRIA DE LA CUBETA:

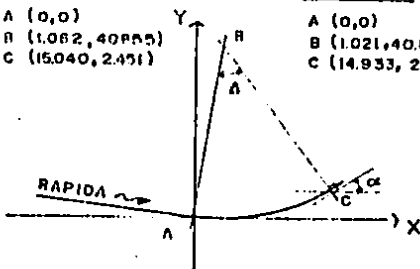
FIGURA 5-10.

V. AUXILIAR

A (0,0)  
B (1.062, 40.855)  
C (15.040, 2.472)

V. SERVICIO

A (0,0)  
B (1.021, 40.856)  
C (14.933, 2.472)



De acuerdo con los datos de la figura anterior tenemos:

V. SERVICIO

Recta  $\overline{AB}$  :

$$Y = \frac{40.856}{1.021} X ; Y = 40.0 X$$

Recta  $\overline{BC}$  :

$$Y = \frac{40.856 - 2.472}{1.021 - 14.933} X + b$$

$$Y = -2.756 x + b$$

$$b = 40.856 + 2.756 (1.021) = 43.673$$

$$Y = -2.756 x + 43.673$$

$$\Delta = 180^\circ - \text{arc tg } (40.0) + \text{arc tg } (2.756)$$

$$\Delta = 21^\circ 25' 55''$$

Angulo de despegue:  $\alpha = \text{arc tg } \frac{1}{2.7560}$

$$\alpha = 19^\circ 56' 35''$$

#### V. AUXILIAR

Recta  $\overline{AB}$  :  $Y = 38.467 x$

Recta  $\overline{BC}$  :  $Y = 2.7475 x + 43.773$

$$\Delta = 180^\circ - \text{arc tg } (38.467) + \text{arc tg } (2.7475)$$

$$\Delta = 21^\circ 29' 21''$$

Angulo de despegue:

$$\alpha = \text{arc tg } \frac{1}{2.7475}$$

$$\alpha = 19^\circ 59' 59''$$

Perfil Hidráulico en la Cubeta Deflectora

Calcularemos solamente el tirante y la velocidad a la salida de la cubeta, planteando la ecuación de Bernoulli, ent. e la entrada y la salida. Con datos de la figura 5-10 y las constantes a la entrada en la cubeta.

#### V. SERVICIO:

$$0 + 6.160 + \frac{(20.481)^2}{2g} = 2.472 + Y_e + \frac{V_e^2}{2g} + \Sigma \Delta h$$



Se considerarán pérdidas totales en la cubeta del 5 % de la carga de velocidad.

$$V_2 = \frac{8985}{69.4 Y_2} \quad 25.068 = Y_2 + \frac{1041.729}{Y_2^2}$$

$$Y_2^3 - 25.068 Y_2^2 + 1041.729 = 0$$

$$Y_2 = 7.758 \text{ m} ; \quad V_2 = 16.688 \text{ m/s}$$

V. AUXILIAR:

$$0 + 6.695 + \frac{(20.385)^2}{2g} = 2.425 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma \Delta h$$

$$V_2 = \frac{9700}{69.4 Y_2}$$

$$25.45 = Y_2 + \frac{1045.478}{Y_2^2}$$

$$Y_2^3 - 25.45 Y_2^2 + 1045.478 = 0$$

$$Y_2 = 7.668 \text{ m} ; \quad V_2 = 18.228 \text{ m/s}$$

### Trayectoria de Salida

La forma de la cubeta está diseñada para que el agua la abandone formando un chorro hacia arriba y posteriormente caiga al río a una cierta distancia del vertedor.

La trayectoria que adopte el chorro depende de la energía en la descarga y del ángulo de salida.

Si se sitúa un origen de coordenadas en el labio de salida, la trayectoria del chorro está dada por la ecuación:

$$Y = X \tan \alpha - \frac{X^2}{K [4(d+hy) \cos^2 \alpha]} \quad 5-8.$$

donde:

$\alpha$ .- ángulo de salida con respecto a la horizontal

K.- coeficiente de descarga que depende de la turbulencia y la resistencia del aire y que toma un valor de 0.90.

En el caso del P.H. Peñitas, la distancia máxima que puede recorrer el chorro depende del desnivel máximo entre el labio de salida y el lecho del río en la descarga; este desnivel es 5.0 m, así:

$$-5 = X \tan 20^\circ - \frac{X^2}{0.9 [4(7.668 + 16.935) \cos^2 20^\circ]}$$

despejando X :

$$X^2 - Ax \tan 20^\circ - 5A = 0$$

donde:  $A = 0.9 [4 (7.668 + 16.935) \cos^2 20^\circ]$

resolviendo:

$$X_{\max} = 38.597 \text{ m}$$

### 5.3 Tránsito de la Avenida de Diseño por la Obra de Excedencias.

La metodología para obtener el hidrograma de salida, transitando la - avenida de diseño por la obra de excedencias es la misma que se utilizó para transitar la avenida de diseño por la obra de desvío (ver apartado 4.3).

El hidrograma de entrada de la avenida de diseño se muestra en la figura 3-2. Se utilizan también las curvas de las figuras 3-3 de Elevaciones-Volúmenes de Almacenamiento; y la 5-11 de Elevaciones-Gastos de Salida del Vertedor.

Los resultados del Tránsito de la Avenida de Diseño de la Obra de Excedencias se muestran en la tabla 5-1 y en la figura 5-12.

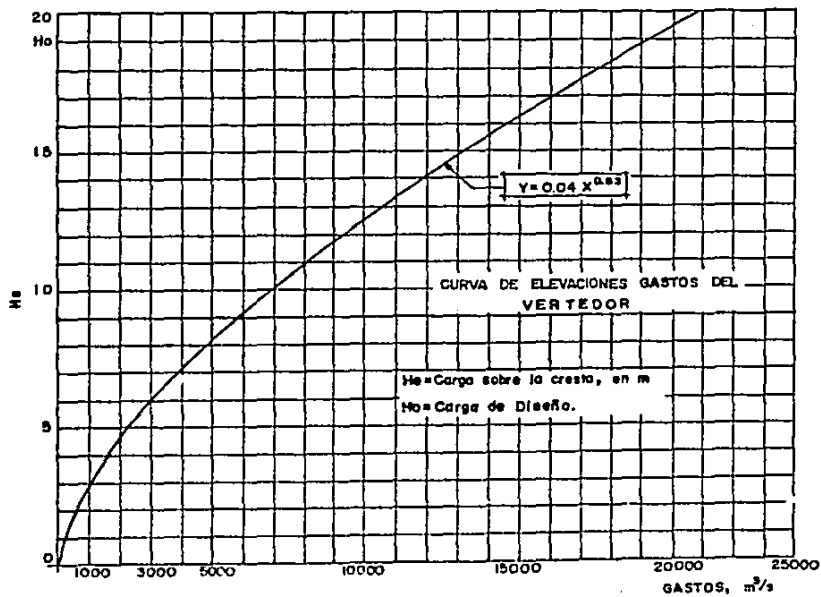
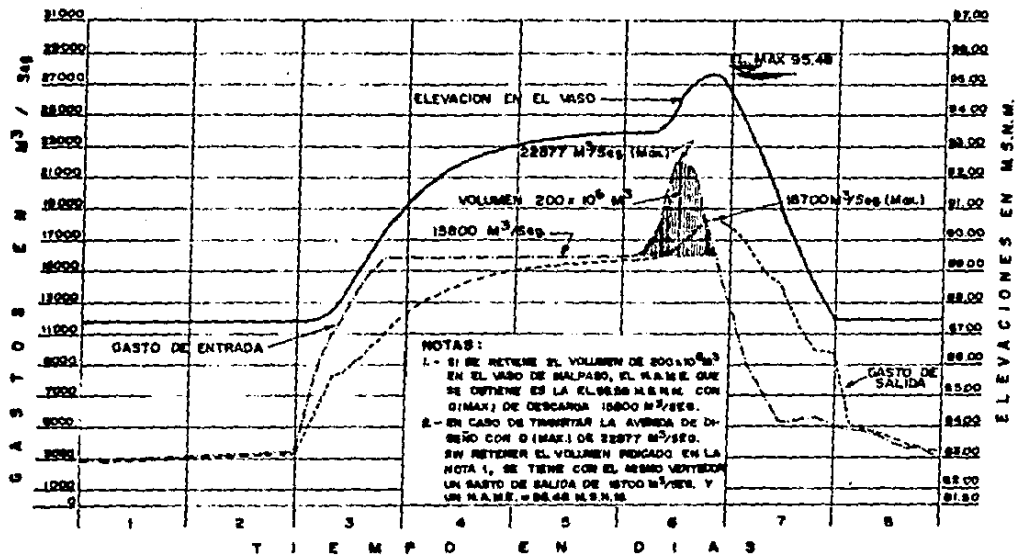


FIGURA 5-11.



TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO PARA LA OBRA DE EXCEDENCIAS  
FIGURA 5-12.

#### 5.4 Observaciones

En el caso de la Obra de Excedencias, como se mencionó en el apartado 4.4 del presente trabajo, también se elaboró un modelo hidráulico para simular las condiciones de operación que se podrían esperar en el prototipo.

Los puntos más importantes que se estudiaron en este caso se refieren principalmente a: revisar la geometría de la terminación de las pilas y estudiar los efectos del muro divisorio en todo el canal de descarga y principalmente en la descarga y la cubeta deflectora.

El trabajo que se realizó en el Laboratorio tocante a los puntos -- arriba mencionados fué muy extenso y no tiene caso explicarlo a detalle, de cualquier manera los resultados de este estudio se muestran en los planos -- anexos que presentan la geometría definitiva del vertedor.

Otro resultado importante que se obtiene de la experimentación en el modelo se refiere a el chorro de agua a la descarga, la distancia a la que cae y los efectos que provoca al remover el material sobre el cual cae.

En general, el Laboratorio de Hidráulica Experimental reportó que el modelo del vertedor funcionaba aceptablemente con la geometría que propuso el grupo de proyectos, misma que se revisó en este capítulo con el objeto de conocer la metodología que se siguió para el diseño.

**CAPITULO 6. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LA OBRA  
DE DESVIO Y EXCEDENCIAS**

## PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LA OBRA DE DESVIO Y EXCEDENCIAS

### 6.1 Introducción

En la construcción del Proyecto se tuvo la participación de diversas áreas que forman la estructura organizacional de la Comisión Federal de Electricidad, de acuerdo con las normas, mecanismos y procedimientos a que se debe sujetar en apego a la Ley de Obras Públicas. Bajo estos mecanismos se ejecutaron trabajos por administración directa, contratos y convenios.

La mayor parte de trabajos del P.H. Peñitas se ejecutó por administración directa, aprovechando la experiencia del personal que ha laborado, como en el caso de Chicoasen y aprovechando en sí el programa que se ha planteado la C.F.E. y que ha dado como resultado contar con una importante infraestructura técnica de especialistas en las diversas ramas de la ingeniería, que permite optimizar recursos y tecnologías propias, contando desde luego con la colaboración de compañías contratistas.

El Proyecto Hidroeléctrico en su conjunto agrupa una gran variedad de conceptos de obra. El objeto de exponerlos radica en plantear la importancia relativa de cada uno de ellos, para poder situar en este marco de referencia a las Obras de Desvío y Excedencias, que son concretamente nuestro punto de interés.

A continuación se muestra una tabla que presenta los porcentajes relativos de cada obra mayor con respecto al volumen total del Proyecto.



CONCEPTO	% DEL PROYECTO
Subestaciones	1.22
Obra de contención	14.44
Desvío	7.28
Planta hidroeléctrica	41.93
Obra de excedencias	18.92
Infraestructura	16.21

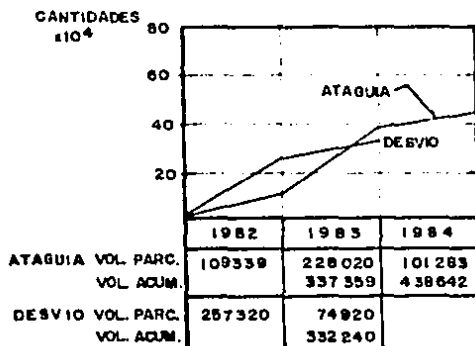
Ahora nos concentraremos en la construcción de las Obras de Desvío y Excedencias; obras que en su mayor volumen de ejecución requieren trabajos de excavación, así como de concreto, tanto masivo como estructural y trabajos en estructuras electromecánicas de control.

## 6.2 Obra de Desvío

Como se expuso en el capítulo 4, la obra de desvío se compone de atagufa y conducción.

Ambos componentes van ligados en el programa de obra; son interdependientes. Generalmente se puede aprovechar el material de las excavaciones de la conducción para completar el volumen de la atagufa. Los dos componentes del desvío se construyen simultáneamente y deben concluir su ejecución en la misma fecha aproximadamente. En realidad podríamos esperar que la conducción estuviera lista antes que la atagufa pero nunca lo contrario. En el caso del P.H. Peñitas, los trabajos del desvío iniciaron el mes de enero de 1982. La colocación de materiales en la atagufa concluyó en marzo de 1984 - mientras que el desvío empezó a operar en octubre de 1983.

La siguiente figura muestra la gráfica de volúmenes instalados para el desvío y la ataguía del P.H. Peñitas:



La construcción de esta Obra de Desvío no presentó problemas mayores durante su ejecución. En un principio, durante la excavación del canal no se tenía seguridad en el comportamiento de los taludes de arenisca-lutita, - pero finalmente no se presentaron problemas con éstos, ya que se les lanzó - un recubrimiento con gunita que les dió la estabilidad requerida. cabe mencionar que éste recubrimiento se utilizó en sustitución del revestimiento de concreto original; esto fué motivado por problemas en presupuesto y por presiones a los programas de obra.

### 6.3 Obra de Excedencias

Definida como la estructura de control para transitar avenidas por el vaso y que éstas a su paso no dañen al resto de la Planta Hidroeléctrica. Se trata así, de un obra hidráulica de grandes dimensiones y que además debe tener un comportamiento estructural adecuado para soportar los empujes del agua, efecto sísmico y de soportarse a sí misma. Los conceptos de obra principales relacionados con ésta son: excavación hasta los niveles de desplante y colados de concreto masivo. Muy particularmente en el caso de Peñitas, el vertedor presenta además otro concepto de obra importante, que utiliza una tecnología bastante novedosa: el concreto compactado con rodillo (CCR) en el relleno del canal de desvío alojado en el vertedor auxiliar.

Los trabajos de excavación de la obra de excedencias iniciaron en septiembre de 1961 y se extendieron hasta el mes de julio de 1967 con un total de 4' 443,000 m<sup>3</sup>. El concreto masivo de la estructura se colocó desde mayo de 1963 hasta julio de 67 con un volumen total de 197,274 m<sup>3</sup>; el CCR se utilizó en la etapa final de la estructura para rellenar el canal de desvío en toda la longitud del vertedor auxiliar (cimacio, rápida y cubeta deflectora) para un volumen total de 45,397 m<sup>3</sup>, colocado de octubre de 66 a febrero de 67. Analizando estos simples datos podemos encontrar rápidamente la razón por la que se utilizó el CCR; se tiene rendimiento muchísimo mayor en la colocación de CCR que en la colocación de concreto normal.

Como podemos ver la excavación del vertedor inició antes que la del desvío. Dado que el canal de desvío tiene un nivel de desplante inferior que el vertedor, es obvio que el vertedor debe excavar este último bajo el primero.

A continuación presentamos la gráfica de volúmenes instalados de excavación y concreto en la obra de excedencias:



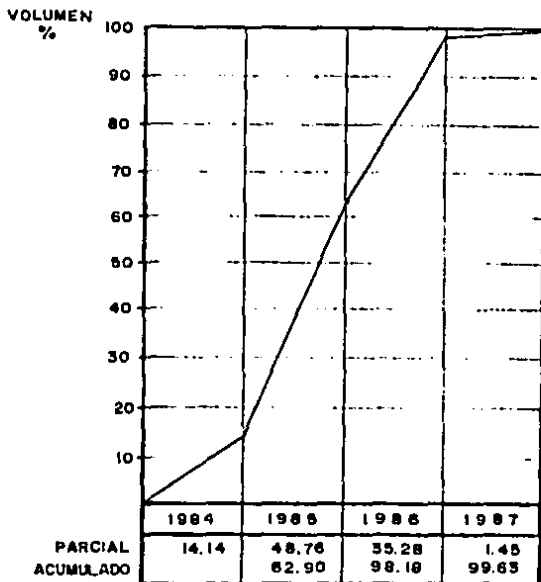
### Montaje Electromecánico

Este trabajo se realizó entre junio de 1984 y julio de 1987. Estuvo a cargo de las contratistas METALVER, S.A. y MAKROTEK, S.A.

La fabricación y colocación de compuertas de los vertedores, así como la grúa portico que manejan las agujas de obturación para mantenimiento de las compuertas estuvo a cargo de METALVER.

A MAKROTEK correspondió la fabricación y colocación de los mecanismos de izaje y postensado en el vertedor.

A continuación mostramos la gráfica de volúmen instalado para el montaje electromecánico en el vertedor:



DISEÑO HIDRAULICO Y CONSTRUCCION DE LA OBRA  
DE DESVIO Y DE EXCEDENCIAS DEL  
P.H. PEÑITAS

REFERENCIAS

( Mayo 5, 1988 )

1. Apuntes de Hidráulica II  
Sotelo Avila, Gilberto  
División de Ingeniería Civil, UNAM
2. Escurrimiento en Cuencas Grandes  
Springal, Rolando  
Instituto de Ingeniería, UNAM
3. Obras Hidráulicas  
Torres Herrera, Francisco  
Editorial Limusa  
México
4. Open Channel Hydraulica  
Ven Te Chow  
Mc Graw Hill Book Company  
New York, 1959
5. Design of Small Dams  
U.S. Department of the Interior, Bureau of  
Reclamation Water Resources Technical Publication.  
Washington, 1974
6. Open Channel Flow  
F.M. Henderson  
Macmillan Publishing Co. Inc.  
New York, 1966

7. Manual de Diseño de Obras Civiles  
Hidrotecnia, Hidrologia  
A.1.8 Tránsito de Avenidas en Vasos  
Comisión Federal de Electricidad  
Instituto de Investigaciones Eléctricas  
México 1981.
8. Manual de Diseño de Obras Civiles  
Hidrotecnia, Hidráulica  
A.2.10 Obras de Excedencias  
Comisión Federal de Electricidad  
Instituto de Investigaciones Eléctricas  
México 1981.
9. Manual de Diseño de Obras Civiles  
Hidrotecnia, Hidrologia  
A.1.9 Simulación del Funcionamiento de un Vaso  
Comisión Federal de Electricidad  
Instituto de Investigaciones Eléctricas  
México 1981.
10. Funcionamiento de Cubetas Deflectoras como  
disipadores de energia en vertedores.  
CRUICK SHANK, Carlos  
Instituto de Ingenieria, UNAM  
México, 1962
11. "HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULICS"  
Calvin Victor Davis  
Mc Graw-Hill Book Company  
U.S.A. 1969.

**APENDICE 1**

**TABLAS COMPLEMENTARIAS PARA CALCULAR LOS GASTOS  
DE DISEÑO POR METODOS ESTADISTICOS**



TABLA A.1 - 1

TABLA A.1 - 2

N	$Y_N$	$\sigma_N$	N	$Y_N$	$\sigma_N$
8	0.49826	0.50476	49	0.54810	1.15066
9	0.49829	0.50480	50	0.54854	1.15066
10	0.49870	0.49470	51	0.54890	1.16230
11	0.49960	0.49670	52	0.54930	1.16380
12	0.50360	0.49330	53	0.54970	1.16530
13	0.50700	0.49730	54	0.55010	1.16670
14	0.51040	1.00750	55	0.55040	1.16510
15	0.51300	1.02050	56	0.55080	1.16960
16	0.51570	1.03160	57	0.55110	1.17030
17	0.51810	1.04110	58	0.55150	1.17210
18	0.52070	1.04930	59	0.55180	1.17240
19	0.52300	1.05660	60	0.55200	1.17467
20	0.52355	1.06293	62	0.55270	1.17700
21	0.52570	1.06890	64	0.55330	1.17930
22	0.52680	1.07540	66	0.55390	1.18140
23	0.52820	1.08110	68	0.55420	1.18340
24	0.52960	1.08640	70	0.55477	1.18536
25	0.53006	1.09145	72	0.55520	1.18730
26	0.53200	1.09610	74	0.55570	1.18900
27	0.53310	1.10040	76	0.55610	1.19000
28	0.53430	1.10470	78	0.55650	1.19230
29	0.53530	1.10920	80	0.55680	1.19380
30	0.53622	1.11238	82	0.55720	1.19530
31	0.53710	1.11549	84	0.55750	1.19570
32	0.53800	1.11820	86	0.55800	1.19900
33	0.53870	1.12050	88	0.55820	1.19940
34	0.53950	1.12250	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12547	92	0.55890	1.20200
36	0.54100	1.12810	94	0.55920	1.20320
37	0.54180	1.13050	96	0.55950	1.20440
38	0.54240	1.13230	98	0.55980	1.20550
39	0.54300	1.13380	100	0.56002	1.20640
40	0.54350	1.13432	150	0.56161	1.22534
41	0.54420	1.13500	190	0.56315	1.23596
42	0.54490	1.13580	250	0.56678	1.24202
43	0.54550	1.13660	300	0.56893	1.24786
44	0.54620	1.13740	400	0.57144	1.25450
45	0.54680	1.13815	500	0.57240	1.25680
46	0.54750	1.13890	750	0.57377	1.26506
47	0.54810	1.13970	1000	0.57450	1.26851
48	0.54870	1.13940		0.57722	1.28255

$\phi$	$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$
0.01	(2.1697)
0.02	(1.7894)
0.05	(1.4550)
0.10	(1.3028)
0.15	1.2548
0.20	1.2427
0.25	1.2494
0.30	1.2587
0.35	1.2681
0.40	1.2766
0.45	1.2845
0.50	1.2927
0.55	1.2913
0.60	1.2984
0.65	1.2934
0.70	1.2955
0.75	2.0069
0.80	2.2408
0.85	2.5040
0.90	(3.1639)
0.95	(4.4721)
0.98	(7.0710)
0.99	(10.000)

TABLA A.1-3a  
VALORES DE K

C <sub>s</sub>	P en %																			C <sub>s</sub>			
	0.01	0.10	0.50	1.00	2.00	3.00	5.00	10.0	20.0	25.0	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	75.0	90.0	95.0	99.0		99.9		
05	3.77	3.09	2.58	2.33	2.07	1.82	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-6.25	-0.52	-0.67	-0.58	-1.28	-1.64	-1.08	-2.33	-3.09	0.60
10	3.83	3.16	2.65	2.38	2.06	1.80	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	0.01	-6.25	-0.52	-0.66	-0.58	-1.28	-1.62	-1.06	-2.29	-3.02	0.05
15	3.94	3.27	2.76	2.49	2.13	1.84	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-6.27	-0.53	-0.68	-0.60	-1.27	-1.61	-1.04	-2.25	-2.95	0.10
20	4.05	3.38	2.71	2.44	2.13	1.84	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-6.28	-0.54	-0.68	-0.60	-1.25	-1.60	-1.02	-2.22	-2.88	0.15
25	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.86	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-6.29	-0.55	-0.69	-0.61	-1.26	-1.60	-1.02	-2.22	-2.88	0.20
30	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.88	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-6.29	-0.56	-0.70	-0.62	-1.25	-1.57	-1.01	-2.14	-2.83	0.25
35	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	1.90	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-6.30	-0.56	-0.70	-0.62	-1.24	-1.55	-1.00	-2.10	-2.67	0.30
40	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.07	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-6.30	-0.56	-0.70	-0.62	-1.24	-1.53	-1.00	-2.06	-2.60	0.35
45	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-6.31	-0.57	-0.71	-0.62	-1.23	-1.52	-1.00	-2.02	-2.54	0.40
50	4.72	3.74	2.99	2.64	2.29	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-6.32	-0.58	-0.71	-0.62	-1.22	-1.51	-1.00	-1.98	-2.47	0.45
55	4.83	3.81	3.04	2.63	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-6.33	-0.58	-0.71	-0.62	-1.22	-1.49	-1.00	-1.96	-2.40	0.50
60	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-6.34	-0.58	-0.72	-0.62	-1.21	-1.47	-1.00	-1.92	-2.32	0.55
65	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-6.34	-0.59	-0.72	-0.62	-1.20	-1.45	-1.00	-1.88	-2.27	0.60
70	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-6.35	-0.60	-0.72	-0.62	-1.19	-1.44	-1.00	-1.84	-2.20	0.65
75	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.11	-6.36	-0.60	-0.72	-0.62	-1.18	-1.42	-1.00	-1.82	-2.14	0.70
80	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-6.36	-0.60	-0.72	-0.62	-1.18	-1.40	-1.00	-1.78	-2.08	0.75
85	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.19	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-6.37	-0.60	-0.72	-0.62	-1.17	-1.38	-1.00	-1.74	-2.02	0.80
90	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.19	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-6.38	-0.60	-0.72	-0.62	-1.16	-1.26	-1.00	-1.70	-1.96	0.85
95	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-6.38	-0.61	-0.72	-0.62	-1.15	-1.25	-1.00	-1.67	-1.90	0.90
99	5.84	4.46	3.45	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.75	0.56	0.39	0.10	-0.16	-6.38	-0.62	-0.72	-0.62	-1.14	-1.24	-1.00	-1.64	-1.84	0.95
99.9	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-6.39	-0.62	-0.72	-0.62	-1.13	-1.22	-1.00	-1.62	-1.79	1.00
05	6.07	4.60	3.63	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.09	-0.17	-6.40	-0.62	-0.74	-0.62	-1.12	-1.20	-1.00	-1.56	-1.74	1.05
10	6.18	4.67	3.68	3.09	2.59	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-6.41	-0.62	-0.74	-0.62	-1.10	-1.18	-1.00	-1.52	-1.68	1.10
15	6.29	4.74	3.73	3.12	2.62	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.35	0.06	-0.18	-6.42	-0.62	-0.74	-0.62	-1.09	-1.16	-1.00	-1.48	-1.63	1.15
20	6.41	4.81	3.76	3.15	2.64	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-6.42	-0.62	-0.74	-0.62	-1.08	-1.14	-1.00	-1.44	-1.58	1.20
25	6.52	4.88	3.80	3.18	2.66	2.31	1.92	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-6.42	-0.63	-0.74	-0.62	-1.07	-1.12	-1.00	-1.40	-1.53	1.25
30	6.64	4.95	3.79	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-6.43	-0.63	-0.74	-0.62	-1.06	-1.10	-1.00	-1.38	-1.48	1.30
35	6.76	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-6.43	-0.64	-0.74	-0.62	-1.05	-1.08	-1.00	-1.35	-1.44	1.35
40	6.88	5.09	3.81	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.03	-0.22	-6.44	-0.64	-0.74	-0.62	-1.04	-1.17	-1.00	-1.32	-1.39	1.40
45	6.99	5.16	3.81	3.30	2.72	2.38	1.95	1.34	0.71	0.48	0.30	0.03	-0.23	-6.44	-0.64	-0.74	-0.62	-1.03	-1.15	-1.00	-1.29	-1.35	1.45
50	7.09	5.23	3.81	3.33	2.74	2.39	1.96	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.02	-1.13	-1.00	-1.26	-1.31	1.50
55	7.20	5.32	3.82	3.36	2.76	2.40	1.96	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.02	-1.11	-1.00	-1.22	-1.29	1.55
60	7.31	5.41	3.83	3.39	2.77	2.41	1.97	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-1.09	-1.00	-1.20	-1.24	1.60
65	7.42	5.50	3.84	3.42	2.78	2.42	1.97	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-1.07	-1.00	-1.17	-1.20	1.65
70	7.53	5.59	3.85	3.45	2.79	2.43	1.98	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-1.05	-1.00	-1.14	-1.17	1.70
75	7.65	5.67	3.86	3.48	2.80	2.44	1.98	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-1.04	-1.00	-1.12	-1.14	1.75
80	7.77	5.76	3.87	3.51	2.81	2.45	1.98	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-1.02	-1.00	-1.10	-1.11	1.80
85	7.89	5.85	3.88	3.54	2.82	2.46	1.99	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-1.00	-1.00	-1.08	-1.09	1.85
90	8.01	5.94	3.89	3.57	2.83	2.47	1.99	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-0.98	-1.00	-1.06	-1.07	1.90
95	8.13	6.03	3.90	3.60	2.84	2.48	1.99	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-0.96	-1.00	-1.04	-1.05	1.95
99	8.25	6.12	3.91	3.63	2.85	2.49	1.99	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-0.94	-1.00	-1.02	-1.03	2.00
99.9	8.37	6.21	3.92	3.66	2.86	2.50	1.99	1.34	0.71	0.48	0.30	0.02	-0.24	-6.45	-0.64	-0.73	-0.62	-1.01	-0.92	-1.00	-1.00	-1.01	2.05



TABLA A.1-3c  
VALORES DE K

C <sub>s</sub>	P en %																			C <sub>s</sub>
	0.01	0.10	0.50	1.00	2.00	3.00	5.00	10.0	20.0	25.0	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	75.0	80.0	90.0	95.0	
1.55	7.66	5.77	4.72	4.16	3.66	3.33	3.01	2.78	0.072	-0.060	-0.23	-0.41	-0.60	-0.78	-0.95	-1.12	-1.30	-1.47	-1.65	-1.82
1.60	7.77	5.80	4.75	4.19	3.69	3.36	3.03	2.80	0.074	-0.062	-0.24	-0.42	-0.61	-0.79	-0.96	-1.14	-1.32	-1.49	-1.67	-1.84
1.65	7.87	5.87	4.82	4.26	3.76	3.43	3.10	2.87	0.076	-0.064	-0.25	-0.43	-0.62	-0.80	-0.98	-1.16	-1.34	-1.51	-1.69	-1.86
1.70	7.98	5.95	4.90	4.34	3.84	3.51	3.18	2.95	0.078	-0.066	-0.26	-0.44	-0.63	-0.81	-0.99	-1.17	-1.35	-1.52	-1.70	-1.87
1.75	8.09	6.03	4.97	4.41	3.91	3.58	3.25	3.02	0.080	-0.068	-0.27	-0.45	-0.64	-0.82	-1.00	-1.18	-1.36	-1.53	-1.71	-1.88
1.80	8.20	6.11	5.04	4.48	3.98	3.65	3.32	3.09	0.082	-0.070	-0.28	-0.46	-0.65	-0.83	-1.01	-1.19	-1.37	-1.54	-1.72	-1.89
1.85	8.31	6.19	5.11	4.55	4.05	3.72	3.39	3.16	0.084	-0.072	-0.29	-0.47	-0.66	-0.84	-1.02	-1.20	-1.38	-1.55	-1.73	-1.90
1.90	8.42	6.27	5.18	4.62	4.12	3.79	3.46	3.23	0.086	-0.074	-0.30	-0.48	-0.67	-0.85	-1.03	-1.21	-1.39	-1.56	-1.74	-1.91
1.95	8.53	6.35	5.25	4.69	4.19	3.86	3.53	3.30	0.088	-0.076	-0.31	-0.49	-0.68	-0.86	-1.04	-1.22	-1.40	-1.57	-1.75	-1.92
2.00	8.64	6.43	5.32	4.76	4.26	3.93	3.60	3.37	0.090	-0.078	-0.32	-0.50	-0.69	-0.87	-1.05	-1.23	-1.41	-1.58	-1.76	-1.93
2.05	8.75	6.51	5.39	4.83	4.33	4.00	3.67	3.44	0.092	-0.080	-0.33	-0.51	-0.70	-0.88	-1.06	-1.24	-1.42	-1.59	-1.77	-1.94
2.10	8.86	6.59	5.46	4.90	4.40	4.07	3.74	3.51	0.094	-0.082	-0.34	-0.52	-0.71	-0.89	-1.07	-1.25	-1.43	-1.60	-1.78	-1.95
2.15	8.97	6.67	5.53	4.97	4.47	4.14	3.81	3.58	0.096	-0.084	-0.35	-0.53	-0.72	-0.90	-1.08	-1.26	-1.44	-1.61	-1.79	-1.96
2.20	9.08	6.75	5.60	5.04	4.54	4.21	3.88	3.65	0.098	-0.086	-0.36	-0.54	-0.73	-0.91	-1.09	-1.27	-1.45	-1.62	-1.80	-1.97
2.25	9.19	6.83	5.67	5.11	4.61	4.28	3.95	3.72	0.100	-0.088	-0.37	-0.55	-0.74	-0.92	-1.10	-1.28	-1.46	-1.63	-1.81	-1.98
2.30	9.30	6.91	5.74	5.18	4.68	4.35	4.02	3.79	0.102	-0.090	-0.38	-0.56	-0.75	-0.93	-1.11	-1.29	-1.47	-1.64	-1.82	-1.99
2.35	9.41	6.99	5.81	5.25	4.75	4.42	4.09	3.86	0.104	-0.092	-0.39	-0.57	-0.76	-0.94	-1.12	-1.30	-1.48	-1.65	-1.83	-2.00
2.40	9.52	7.07	5.88	5.32	4.82	4.49	4.16	3.93	0.106	-0.094	-0.40	-0.58	-0.77	-0.95	-1.13	-1.31	-1.49	-1.66	-1.84	-2.01
2.45	9.63	7.15	5.95	5.39	4.89	4.56	4.23	4.00	0.108	-0.096	-0.41	-0.59	-0.78	-0.96	-1.14	-1.32	-1.50	-1.67	-1.85	-2.02
2.50	9.74	7.23	6.02	5.46	4.96	4.63	4.30	4.07	0.110	-0.098	-0.42	-0.60	-0.79	-0.97	-1.15	-1.33	-1.51	-1.68	-1.86	-2.03
2.55	9.85	7.31	6.09	5.53	5.03	4.70	4.37	4.14	0.112	-0.100	-0.43	-0.61	-0.80	-0.98	-1.16	-1.34	-1.52	-1.69	-1.87	-2.04
2.60	9.96	7.39	6.16	5.60	5.10	4.77	4.44	4.21	0.114	-0.102	-0.44	-0.62	-0.81	-0.99	-1.17	-1.35	-1.53	-1.70	-1.88	-2.05
2.65	10.07	7.47	6.23	5.67	5.17	4.84	4.51	4.28	0.116	-0.104	-0.45	-0.63	-0.82	-1.00	-1.18	-1.36	-1.54	-1.71	-1.89	-2.06
2.70	10.18	7.55	6.30	5.74	5.24	4.91	4.58	4.35	0.118	-0.106	-0.46	-0.64	-0.83	-1.01	-1.19	-1.37	-1.55	-1.72	-1.90	-2.07
2.75	10.29	7.63	6.37	5.81	5.31	4.98	4.65	4.42	0.120	-0.108	-0.47	-0.65	-0.84	-1.02	-1.20	-1.38	-1.56	-1.73	-1.91	-2.08
2.80	10.40	7.71	6.44	5.88	5.38	5.05	4.72	4.49	0.122	-0.110	-0.48	-0.66	-0.85	-1.03	-1.21	-1.39	-1.57	-1.74	-1.92	-2.09
2.85	10.51	7.79	6.51	5.95	5.45	5.12	4.79	4.56	0.124	-0.112	-0.49	-0.67	-0.86	-1.04	-1.22	-1.40	-1.58	-1.75	-1.93	-2.10
2.90	10.62	7.87	6.58	6.02	5.52	5.19	4.86	4.63	0.126	-0.114	-0.50	-0.68	-0.87	-1.05	-1.23	-1.41	-1.59	-1.76	-1.94	-2.11
2.95	10.73	7.95	6.65	6.09	5.59	5.26	4.93	4.70	0.128	-0.116	-0.51	-0.69	-0.88	-1.06	-1.24	-1.42	-1.60	-1.77	-1.95	-2.12
3.00	10.84	8.03	6.72	6.16	5.66	5.33	5.00	4.77	0.130	-0.118	-0.52	-0.70	-0.89	-1.07	-1.25	-1.43	-1.61	-1.78	-1.96	-2.13
3.05	10.95	8.11	6.79	6.23	5.73	5.40	5.07	4.84	0.132	-0.120	-0.53	-0.71	-0.90	-1.08	-1.26	-1.44	-1.62	-1.79	-1.97	-2.14
3.10	11.06	8.19	6.86	6.30	5.80	5.47	5.14	4.91	0.134	-0.122	-0.54	-0.72	-0.91	-1.09	-1.27	-1.45	-1.63	-1.80	-1.98	-2.15
3.15	11.17	8.27	6.93	6.37	5.87	5.54	5.21	4.98	0.136	-0.124	-0.55	-0.73	-0.92	-1.10	-1.28	-1.46	-1.64	-1.81	-1.99	-2.16
3.20	11.28	8.35	7.00	6.44	5.94	5.61	5.28	5.05	0.138	-0.126	-0.56	-0.74	-0.93	-1.11	-1.29	-1.47	-1.65	-1.82	-2.00	-2.17
3.25	11.39	8.43	7.07	6.51	6.01	5.68	5.35	5.12	0.140	-0.128	-0.57	-0.75	-0.94	-1.12	-1.30	-1.48	-1.66	-1.83	-2.01	-2.18
3.30	11.50	8.51	7.14	6.58	6.08	5.75	5.42	5.19	0.142	-0.130	-0.58	-0.76	-0.95	-1.13	-1.31	-1.49	-1.67	-1.84	-2.02	-2.19
3.35	11.61	8.59	7.21	6.65	6.15	5.82	5.49	5.26	0.144	-0.132	-0.59	-0.77	-0.96	-1.14	-1.32	-1.50	-1.68	-1.85	-2.03	-2.20
3.40	11.72	8.67	7.28	6.72	6.22	5.89	5.56	5.33	0.146	-0.134	-0.60	-0.78	-0.97	-1.15	-1.33	-1.51	-1.69	-1.86	-2.04	-2.21
3.45	11.83	8.75	7.35	6.79	6.29	5.96	5.63	5.40	0.148	-0.136	-0.61	-0.79	-0.98	-1.16	-1.34	-1.52	-1.70	-1.87	-2.05	-2.22
3.50	11.94	8.83	7.42	6.86	6.36	6.03	5.70	5.47	0.150	-0.138	-0.62	-0.80	-0.99	-1.17	-1.35	-1.53	-1.71	-1.88	-2.06	-2.23
3.55	12.05	8.91	7.49	6.93	6.43	6.10	5.77	5.54	0.152	-0.140	-0.63	-0.81	-1.00	-1.18	-1.36	-1.54	-1.72	-1.89	-2.07	-2.24
3.60	12.16	8.99	7.56	7.00	6.50	6.17	5.84	5.61	0.154	-0.142	-0.64	-0.82	-1.01	-1.19	-1.37	-1.55	-1.73	-1.90	-2.08	-2.25
3.65	12.27	9.07	7.63	7.07	6.57	6.24	5.91	5.68	0.156	-0.144	-0.65	-0.83	-1.02	-1.20	-1.38	-1.56	-1.74	-1.91	-2.09	-2.26
3.70	12.38	9.15	7.70	7.14	6.64	6.31	5.98	5.75	0.158	-0.146	-0.66	-0.84	-1.03	-1.21	-1.39	-1.57	-1.75	-1.92	-2.10	-2.27
3.75	12.49	9.23	7.77	7.21	6.71	6.38	6.05	5.82	0.160	-0.148	-0.67	-0.85	-1.04	-1.22	-1.40	-1.58	-1.76	-1.93	-2.11	-2.28
3.80	12.60	9.31	7.84	7.28	6.78	6.45	6.12	5.89	0.162	-0.150	-0.68	-0.86	-1.05	-1.23	-1.41	-1.59	-1.77	-1.94	-2.12	-2.29
3.85	12.71	9.39	7.91	7.35	6.85	6.52	6.19	5.96	0.164	-0.152	-0.69	-0.87	-1.06	-1.24	-1.42	-1.60	-1.78	-1.95	-2.13	-2.30
3.90	12.82	9.47	7.98	7.42	6.92	6.59	6.26	6.03	0.166	-0.154	-0.70	-0.88	-1.07	-1.25	-1.43	-1.61	-1.79	-1.96	-2.14	-2.31
3.95	12.93	9.55	8.05	7.49	6.99	6.66	6.33	6.10	0.168	-0.156	-0.71	-0.89	-1.08	-1.26	-1.44	-1.62	-1.80	-1.97	-2.15	-2.32
4.00	13.04	9.63	8.12	7.56	7.06	6.73	6.40	6.17	0.170	-0.158	-0.72	-0.90	-1.09	-1.27	-1.45	-1.63	-1.81	-1.98	-2.16	-2.33
4.05	13.15	9.71	8.19	7.63	7.13	6.80	6.47	6.24	0.172	-0.160	-0.73	-0.91	-1.10	-1.28	-1.46	-1.64	-1.82	-1.99	-2.17	-2.34
4.10	13.26	9.79	8.26	7.70	7.20	6.87	6.54	6.31	0.174	-0.162	-0.74	-0.92	-1.11	-1.29	-1.47	-1.65	-1.83	-2.00	-2.18	-2.35
4.15	13.37	9.87	8.33	7.77	7.27	6.94	6.61	6.38	0.176	-0.164	-0.75	-0.93	-1.12	-1.30	-1.48	-1.66	-1.84	-2.01	-2.19	-2.36
4.20	13.48	9.95	8.40	7.84	7.34	7.01	6.68	6.45	0.178	-0.166	-0.76	-0.94	-1.13	-1.31	-1.49	-1.67	-1.85	-2.02	-2.20	-2.37
4.25	13.59	10.03	8.47	7.91	7.41	7.08	6.75	6.52	0.180	-0.168	-0.77	-0.95	-1.14	-1.32	-1.50	-1.68	-1.86	-2.03	-2.21	-2.38
4.30	13.70	10.11	8.54	7.98	7.48	7.15	6.82	6.59	0.182	-0.170	-0.78	-0.96	-1.15	-1.33	-1.51	-1.69	-1.87	-2.04	-2.22	-2.39
4.35	13.81	10.19	8.61	8.05	7.55	7.22	6.89	6.66	0.184	-0.172	-0.79	-0.97	-1.16	-1.34	-1.52	-1.70	-1.88	-2.05	-2.23	-2.40
4.40	13.92	10.27	8.68	8.12	7.62	7.29	6.96	6.73	0.186	-0.174	-0.80	-0.98	-1.17	-1.35	-1.53	-1.71	-1.89	-2.06	-2.24	-2.41
4.45	14.03	10.35	8.75	8.19	7.69	7.36	7.03	6.80	0.188	-0.176	-0.81	-0.99	-1.18	-1.36	-1.54	-1.72	-1.90	-2.07	-2.25	-2.42
4.50	14.14	10.43	8.82	8.26	7.76	7.43	7.10	6.87	0.190	-0.178	-0.82	-1.00	-1.19	-1.37	-1.55	-1.73	-1.91	-2.08	-2.26	-2.43
4.55	14.25	10.51	8.89	8.33	7.83	7.50	7.17	6.94	0.192	-0.180	-0.83	-1.01	-1.20	-1.38	-1.56	-1.74	-1.92	-2.09	-2.27	-2.44
4.60	14.36	10.59	8.96	8.40	7.90</															

METODO DE LEVEDIEV

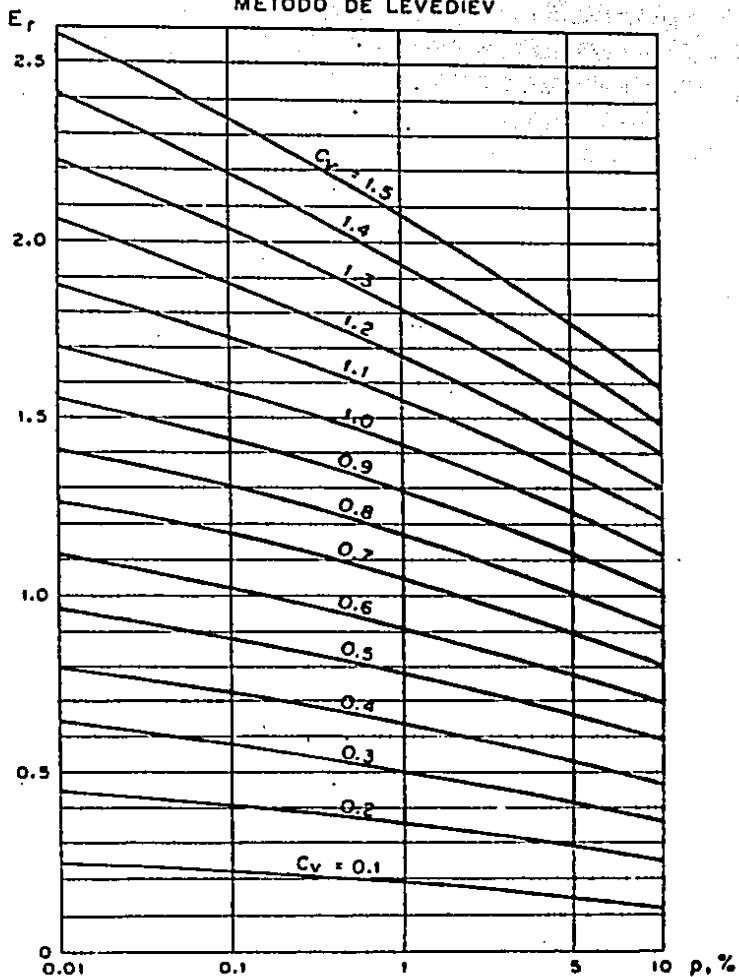


FIGURA A.I-4. VALORES DE  $E_r$  EN FUNCION DE  $C_v$  Y  $p$  EN POR CIENTO

**APENDICE 2**

**TABLAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO**

**DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS**

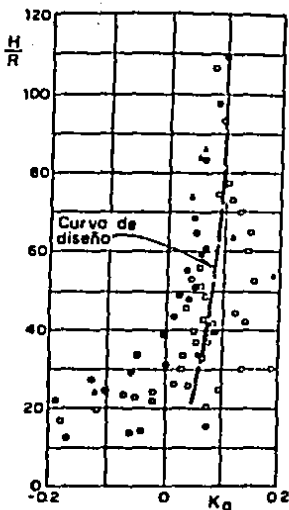
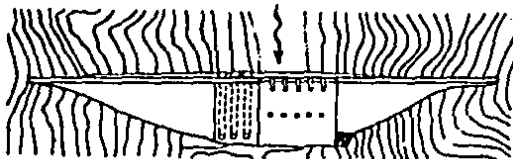


FIG.  
A.2 - 1. Coeficientes  
de contratación por  
estribo.

H: Carga sobre el vertedro  
R: Radio del estribo



Sección gravedad vertedora, con  
secciones adyacentes de concreto

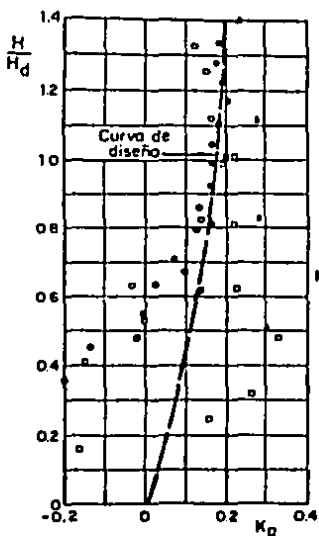
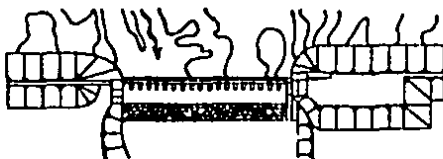


FIGURA A.2 - 2.  
 Coeficiente de  
 contracción por  
 estribo.  
 H: Carga real sobre la cresta  
 $H_d$ : Carga de diseño



Sección gravedad vertedora, con  
 secciones adyacentes de enrocamiento



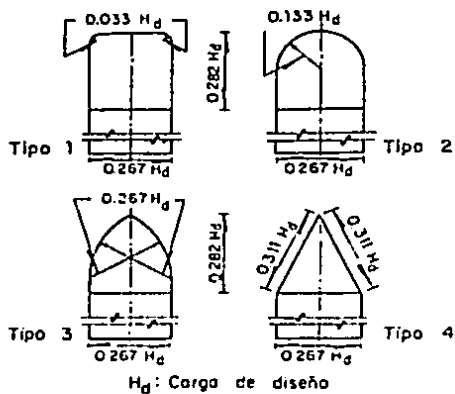
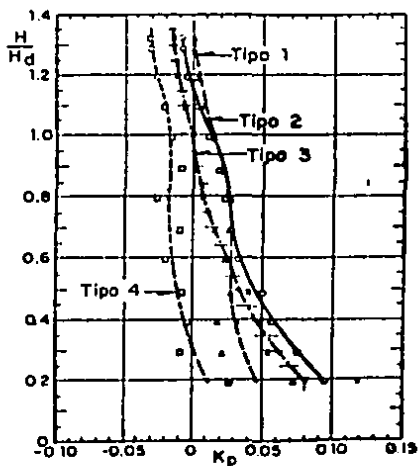
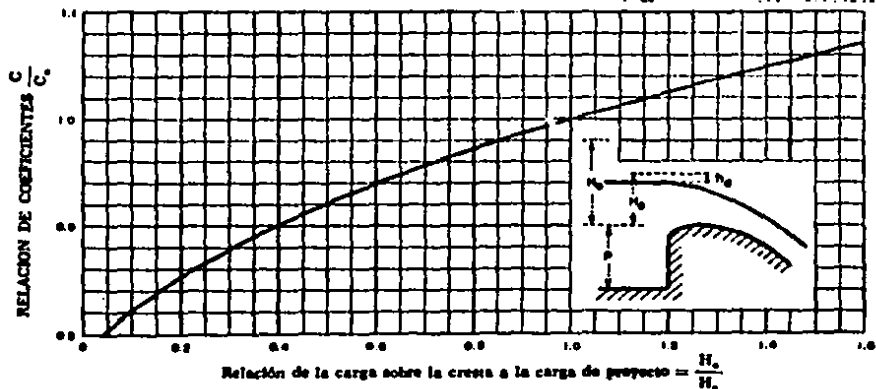
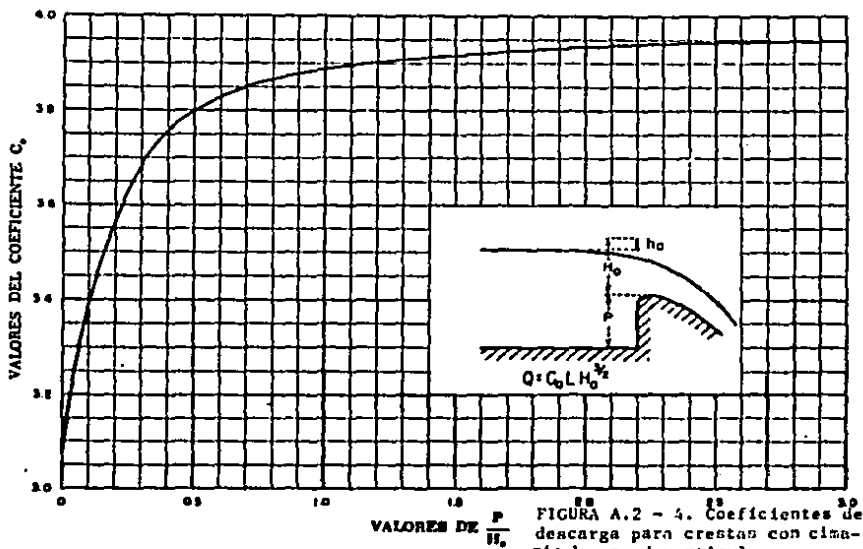


FIGURA A. 2 - 3  
Coeficientes de  
contracción por  
pilas.





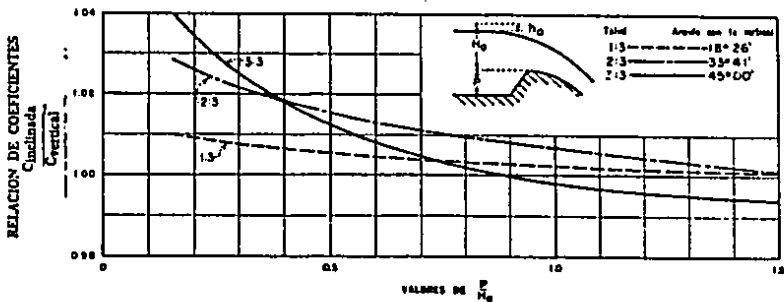


FIGURA A. 2 - 6. Coeficiente de descarga para una cresta con paramento de aguas arriba inclinado.

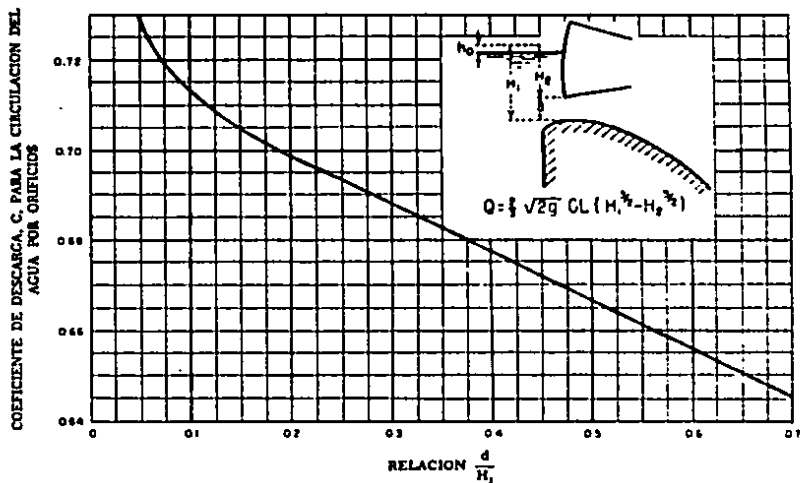


FIGURA A. 2 - 7. Coeficiente de descarga para la circulación del agua bajo las compuertas.

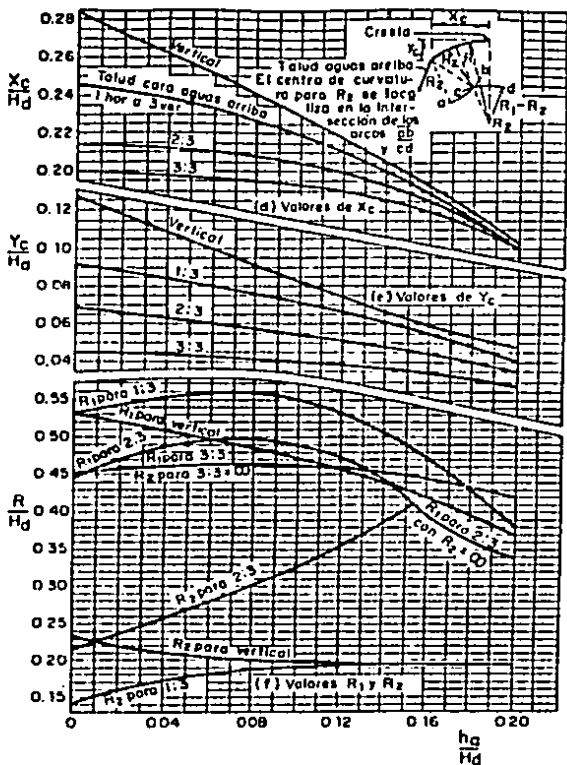


FIGURA A-2.8 Valores de  $X_c/H_d$ ,  $Y_c/H_d$  y  $R/H_d$  para talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable.

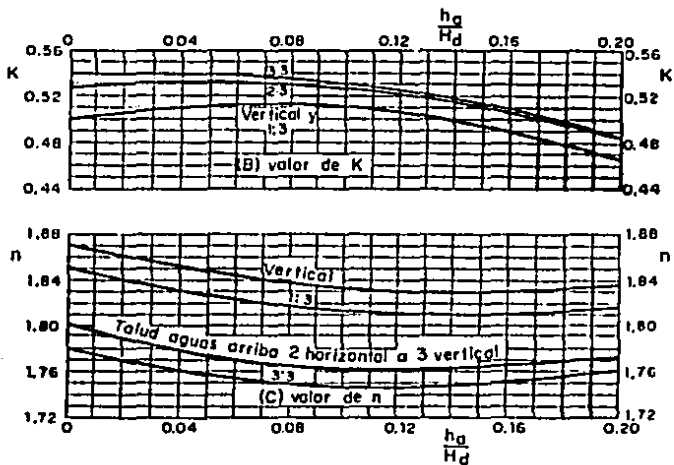
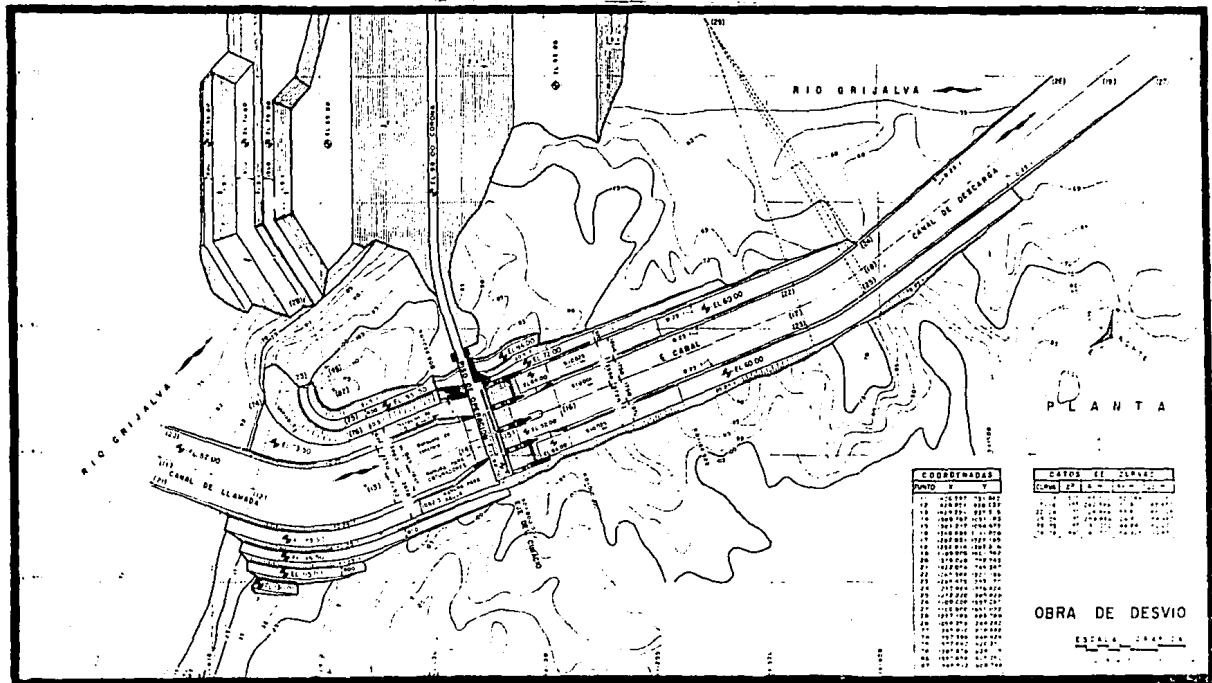


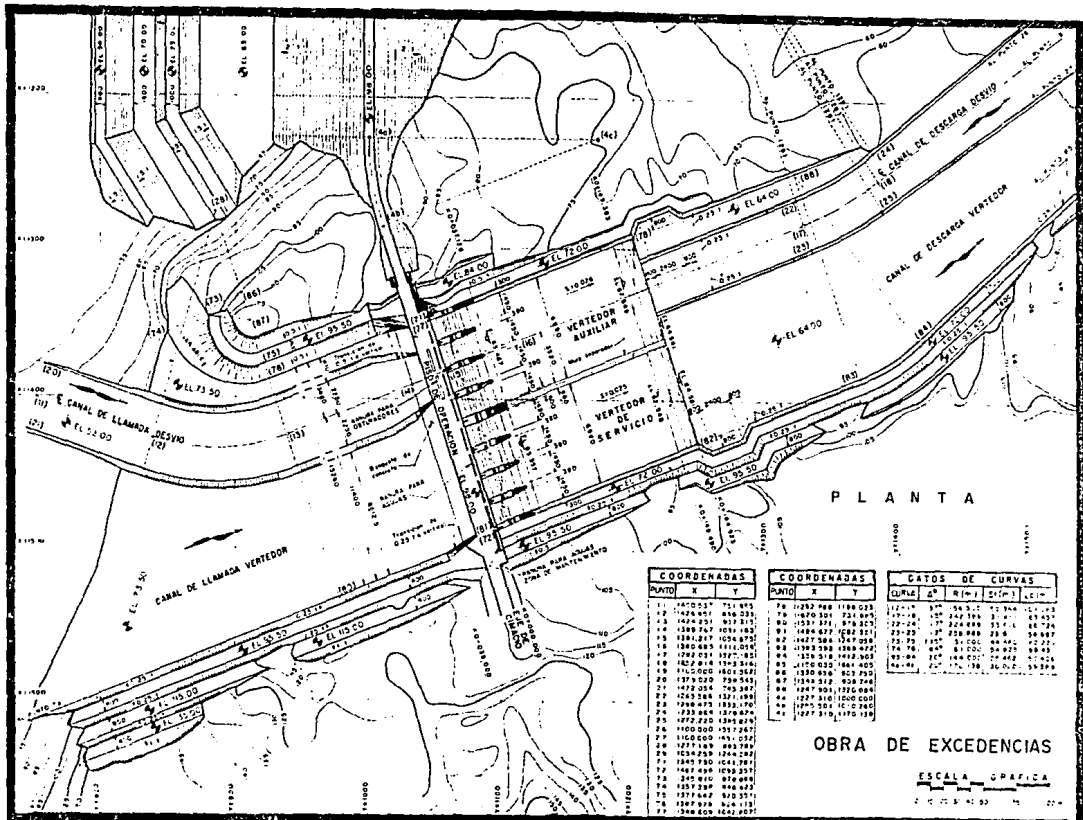
FIGURA A-2.9. Valores de  $k$  y  $n$  para talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable.











PLANTA

COORDENADAS  
PUNTO X Y

17	1472023*	751 875
18	1424 071	856 235
19	1495 075	875 815
20	1388 747	825 182
21	1381 279	825 075
22	1380 885	811 015
23	1382 011	827 825
24	142 014	1193 316
25	1410 000	845 280
26	1373 020	738 545
27	1243 288	137 180
28	1243 288	137 180
29	1243 288	137 180
30	1243 288	137 180
31	1243 288	137 180
32	1243 288	137 180
33	1243 288	137 180
34	1243 288	137 180
35	1243 288	137 180
36	1160 000	845 280
37	1271 188	862 280
38	1034 258	124 240
39	1285 750	464 785
40	1461 498	1039 351
41	245 850	878 885
42	1357 238	868 827
43	137 748	820 371
44	1397 078	814 131
45	1388 000	845 280

COORDENADAS  
PUNTO X Y

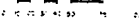
76	12282 488	1188 025
77	12070 301	731 895
78	12527 391	874 255
79	1284 877	682 311
80	1227 388	820 071
81	1385 388	1284 827
82	1328 118	1442 827
83	1420 015	164 405
84	1330 858	852 750
85	12588 312	828 740
86	1247 505	1370 885
87	1227 410	1200 000
88	1247 505	1370 885
89	1227 410	1200 000

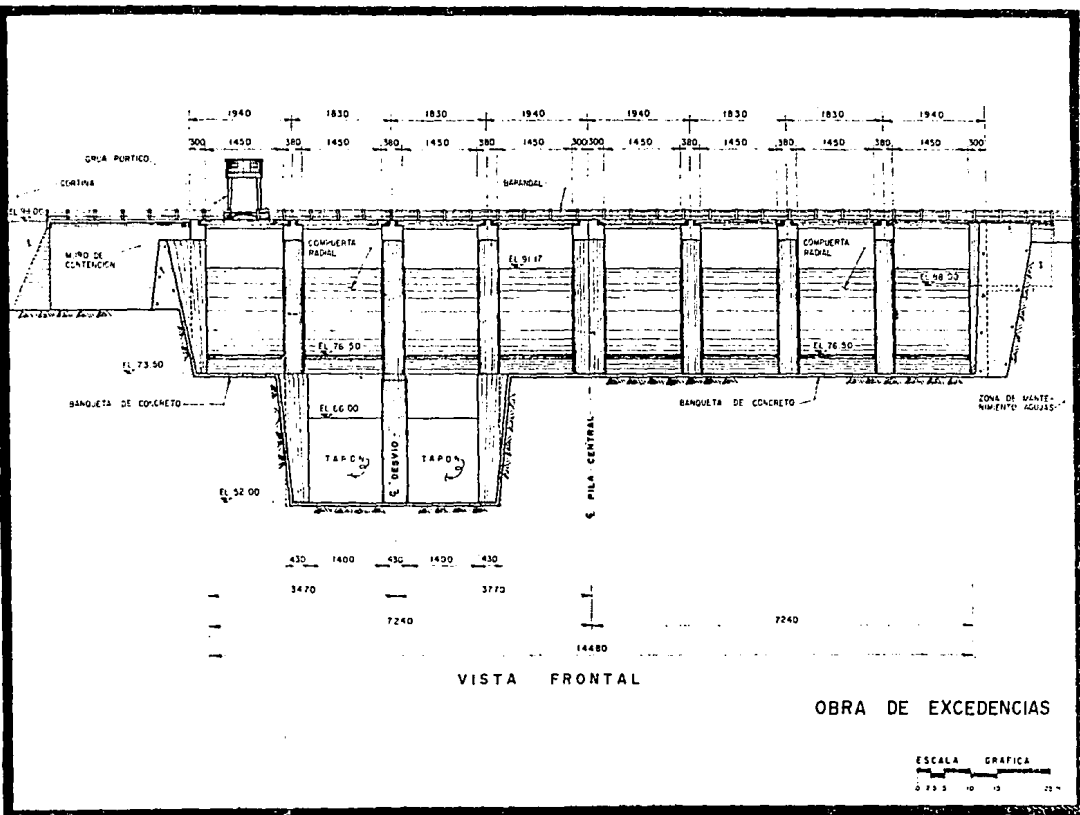
DATOS DE CURVAS  
CURVA 2° R(=) S(=) L(=)

11	18	3	36	312	51 243
12	18	3	36	312	51 243
13	18	3	36	312	51 243
14	18	3	36	312	51 243
15	18	3	36	312	51 243
16	18	3	36	312	51 243
17	18	3	36	312	51 243
18	18	3	36	312	51 243
19	18	3	36	312	51 243
20	18	3	36	312	51 243
21	18	3	36	312	51 243
22	18	3	36	312	51 243
23	18	3	36	312	51 243
24	18	3	36	312	51 243
25	18	3	36	312	51 243
26	18	3	36	312	51 243
27	18	3	36	312	51 243
28	18	3	36	312	51 243
29	18	3	36	312	51 243
30	18	3	36	312	51 243
31	18	3	36	312	51 243
32	18	3	36	312	51 243
33	18	3	36	312	51 243
34	18	3	36	312	51 243
35	18	3	36	312	51 243
36	18	3	36	312	51 243
37	18	3	36	312	51 243
38	18	3	36	312	51 243
39	18	3	36	312	51 243
40	18	3	36	312	51 243
41	18	3	36	312	51 243
42	18	3	36	312	51 243
43	18	3	36	312	51 243
44	18	3	36	312	51 243
45	18	3	36	312	51 243

OBRA DE EXCEDENCIAS

ESCALA GRAFICA

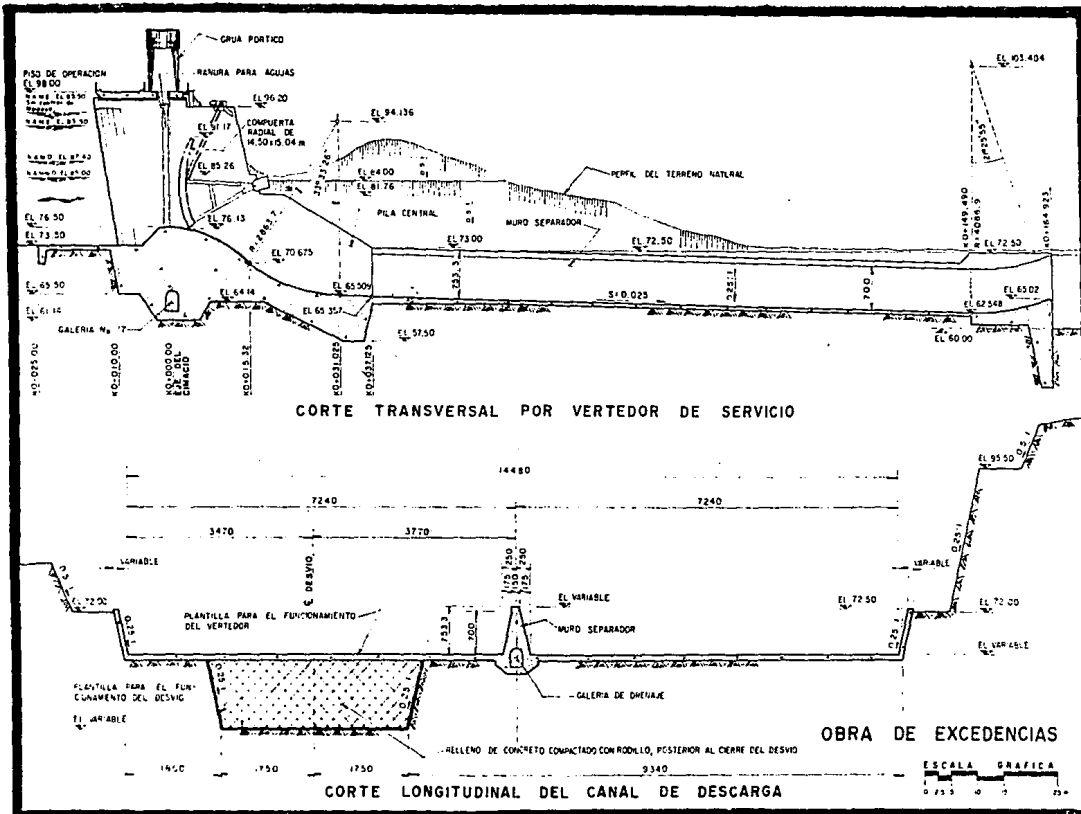




VISTA FRONTAL

OBRA DE EXCEDENCIAS





PISO DE OPERACION  
EL 98.00

RENURA PARA AGUJAS

COMPUERTA  
RADIAL DE  
14.50x15.04 m

EL 94.136

EL 95.404

EL 85.26

EL 84.00

PERFIL DEL TERRENO NATURAL

EL 87.50

EL 76.13

EL 81.76

EL 70.675

EL 73.00

EL 72.50

EL 72.50

EL 76.50

EL 73.50

EL 65.50

EL 65.50

EL 65.50

EL 65.02

EL 62.548

EL 65.50

EL 61.15

EL 64.14

EL 65.50

EL 57.50

EL 60.00

EL 60.00

GALERIA N.º

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

40.00x10.00

