



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

28

50

ANTEPROYECTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS DE LA
PRESA DE TROJES, SOBRE EL RIO BARRERAS, JAL.

T E S I S

Que para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a

JUAN IGNACIO CRUZ LOMELI



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pag.
1.) INTRODUCCION.	1
1.1.) Objetivo.	1
1.2.) Localización.	2
1.3.) Geología.	3
1.4.) Datos Generales.	5
2.) ESTUDIO HIDROLOGICO. DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO.	
2.1.) Generalidades.	6
2.2.) Datos Topográficos	7
2.2.1. De la cuenca.	7
2.2.2. Del vaso.	7
2.3.) Datos Climatológicos.	9
2.4.) Datos Agrológicos.	12
2.4.1. Cédulas de Cultivo.	12
2.4.2. Láminas Brutas.	13
2.5.) Datos Hidrológicos.	15
2.5.1. Generalidades.	15
2.5.2. Registros.	17
2.5.3. Funcionamiento del Vaso.	22
2.5.4. Avenida de Diseño.	26
2.5.4.1. Análisis proba- bilístico.	27
2.5.4.2. Método racional de Gregory Arnold	28
2.5.4.3. Método racional simplificado.	28
2.5.4.4. Curvas Envolventes.	29

3.) TRANSITO DE LA AVENIDA. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DEL VERTEDOR.	31
3.1.) Generalidades	31
3.2.) Método Empleado.	34
3.3.) Resultados.	40
4.) TIPO DE VERTEDOR ESCOGIDO. GEOMETRIA.	46
4.1.) Generalidades.	46
4.2.) Nociones Fundamentales.	54
4.3.) Vertedores en Abanico.	56
4.4.) Cubeta Deflectora.	57
4.5.) Vertedor del Proyecto.	59
5.) MODELO REDUCIDO DEL VERTEDOR. FUNCIONAMIENTO.	62
5.1.) Generalidades	62
5.2.) Leyes de Similitud.	64
5.3.) Modelo del Proyecto.	69
6.) CONCLUSIONES	73
ANEXO 1.	

1. INTRODUCCION.

1.1 OBJETIVO.

El proyecto Trojes es parte de un plan hidráulico para apoyar al sector agrícola del distrito de riego -- del río Coahuayana, Col.

Concretamente, Trojes servirá para el almacena--- miento y la regulación del escurrimiento del río Barreras, auxiliado por la presa derivadora Callejones, que se en--- cuenta aguas abajo de la confluencia de éste y el río --- Coahuayana, que servirá para el riego de una superficie de cultivo de 26 178 Ha. aproximadamente, en las planicies -- costeras de Michoacán y Colima.

El proyecto contempla la creación de una infra--

estructura hidráulica en 22 214 Ha., la mejora de 2 664 Ha., que actualmente cuentan con un sistema de riego precario y el cambio de sistema de riego en 1 300 Ha. que actualmente se abastecen por medio de bombeo de pozos profundos por uno de gravedad.

1.2 LOCALIZACION.

El proyecto Trojes se sitúa en la porción SE del Estado de Jalisco, a 14 Kms. al sur de la cabecera municipal, que es Pihuamo, Jal., sobre el río Barreras, aguas abajo de la confluencia con el río Trojes.

Sus coordenadas geográficas, tomadas de la carta topográfica Villa Victoria, E13B55 escala 1:50 000, publicada por DETENAL en 1980, son aproximadamente:

Latitud Norte	18° 58'
Long. W de Greenwich	103° 24'

El acceso al sitio se efectúa partiendo de la ciudad de Colima, tomando la carretera federal # 110 que va a Pihuamo, transitando por ésta 43 Kms. Se desvía a la derecha por un camino de terracería que va rumbo al poblado El Guayabo, al cual se llega después de 39 Kms. Posteriormente se continúa hacia el sur por una brecha la cual conduce, después de 4 Kms. al eje de la boquilla.

1.3 GEOLOGIA.

La boquilla de Trojes es asimétrica, topográficamente hablando, constituida por un aglomerado compacto con clastos de basalto y andesita del terciario que superpone a una formación de lutitas y calizas del cretácico superior.

Por otra parte, se encontraron en el vaso formaciones de margas, lutitas y calizas principalmente. En un principio se pensó que las calizas eran de tipo arrecifal, lo que ponía en entredicho la permeabilidad del vaso; sin embargo, mediante estudios posteriores se determinó que no eran de esa clase, con lo cual la permeabilidad del vaso pasó a ser un factor menos decisivo que se trabajaría de manera normal.

Debido al tipo de rocas que se encuentran en el vaso, es necesario efectuar un estudio detallado para determinar los niveles piezométricos de la zona. Dicho estudio determinará los trabajos de inyectado.

En la boquilla se deberá de tener mucho cuidado con la formación de aglomerado, ya que la permeabilidad secundaria de ésta puede poner en peligro la estabilidad de la estructura, sobre todo en el contacto con el terreno.

Además de estos factores, se tendrá que tener -- muy presente que la presa se encuentra en una zona de gran sismicidad, lo que influirá de manera determinante en el - diseño de la cortina. De estudios realizados por la SARH_ se determinó el coeficiente sísmico de aceleración hori--- zontal que se utilizará para dicho diseño y que será de -- $\alpha = 0.2$.

Este coeficiente resulta un tanto alto pero se - justifica plenamente por tratarse de una estructura impor- tante y en una zona tectónica.

1.4 DATOS GENERALES.

Tipo de cortina	Materiales Graduados
Altura	100 m. \pm
Ancho de la corona	10 m.
Taludes exteriores	2:1
Elevación de la corona	302.50 m.s.n.m.
Elevación al NAME	300.00 m.s.n.m.
Elevación al NAMO	292.30 m.s.n.m.
Area de la cuenca hasta Trojes	1295 Km. ²
Capacidad total del vaso	280 X 10 ⁶ m ³
Superalmacenamiento	60 X 10 ⁶ m ³
Capacidad al NAMO	220 X 10 ⁶ m ³
Capacidad para riego	170 X 10 ⁶ m ³
Capacidad para azolves	50 X 10 ⁶ m ³
Gasto máx. de la avenida de diseño	9000 m ³ /seg.
Tipo de vertedor	De abanico, con cresta libre y cubeta deflectora en la descarga.
Capacidad de descarga del vertedor	4 100 m ³ / seg.
Longitud de la cresta vertedora	101.22 m.
Capacidad de la obra de toma	30 m ³ /seg.

2 □ ESTUDIO HIDROLOGICO. DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO.

2.1 GENERALIDADES.

Dentro de los estudios a realizar para el proyecto Trojes y, en general, para el Distrito de riego del río Coahuayana, se tomará en cuenta el proyecto Los Tepames, -- consistente en una presa derivadora en el sitio Los Tiza---tes.

Dicho proyecto se localizará en la cuenca alta -- del río Coahuayana, por lo que su operación afectará directamente al volumen de escurrimiento que llega a la derivadora de Callejones.

Como se dijo anteriormente, la presa Callejones --

trabajará conjuntamente con la presa Trojes, por lo que al reducirse el escurrimiento virgen en Callejones, Trojes -- tendrá que tener un almacenamiento mayor.

Como el proyecto Tepames no ha sido autorizado, - el presente estudio contemplará la posibilidad de que dicha presa se lleve a cabo o no.

2.2 DATOS TOPOGRAFICOS.

2.2.1 DE LA CUENCA.

Los datos topográficos de la cuenca están resumidos en el plano 2.1 donde se muestra la información hidrográfica hasta el proyecto Trojes. Las áreas aportadas de la cuenca hasta los diferentes sitios de interés -- son los siguientes:

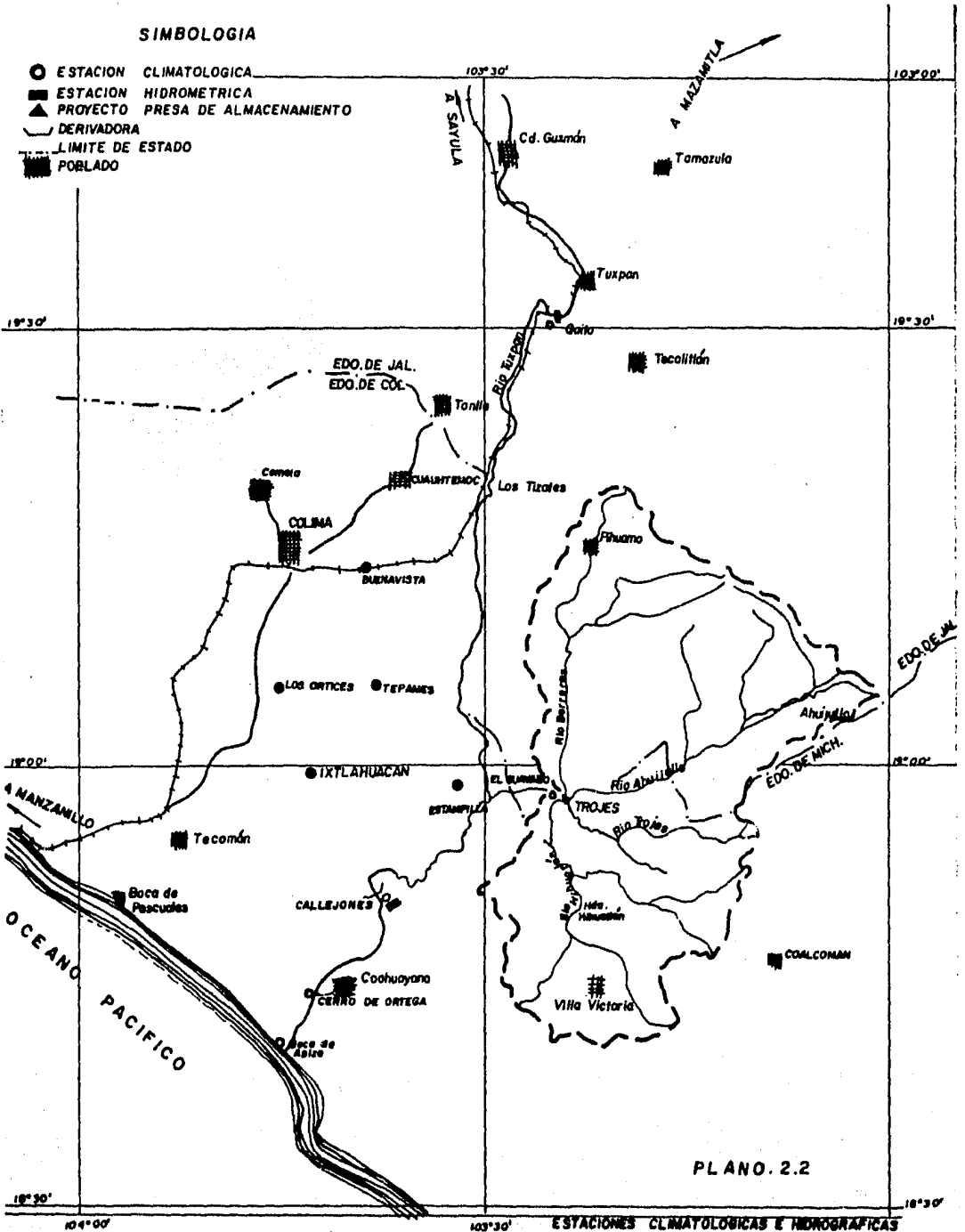
Río Coahuayana, Est. Hidrométrica Quito	2 442 Km ²
Río Coahuayana, proyecto Los Tizates	2 942 Km ²
Río Coahuayana, Est. Hidrom. Callejones	6 835 Km ²
Río Barreras, Est. Hidrom. El Guayabo	1 846 Km ²
Río Barreras, proyecto Trojes	1 295 Km ²
Relación de áreas entre Trojes y El Guayabo	0.702
Relación para el modelo hidrológico usado	0.719

2.2.2. DEL VASO.

Del plano del levantamiento topográfico del -

SIMBOLOGIA

- ESTACION CLIMATOLÓGICA
- ESTACION HIDROMÉTRICA
- ▲ PROYECTO PRESA DE ALMACENAMIENTO
- DERIVADORA
- - - LIMITE DE ESTADO
- POBLADO



PLANO. 2.2

vaso, escala 1:20 000, se tienen los siguientes datos:

Elev. del lecho del cauce en la boquilla	220.0 m
Elev. máxima del levantamiento	310.0 m
Almacenamiento a la elev. 310.0	$380.34 \times 10^6 \text{ m}^3$
Area del embalse a la elev. 310.0	1044.3 Ha.

En las gráficas 2.1 y 2.2 se muestran las curvas - de elevaciones-areas y las de elevaciones-capacidades del - vaso Trojes respectivamente.

2.3 DATOS CLIMATOLOGICOS.

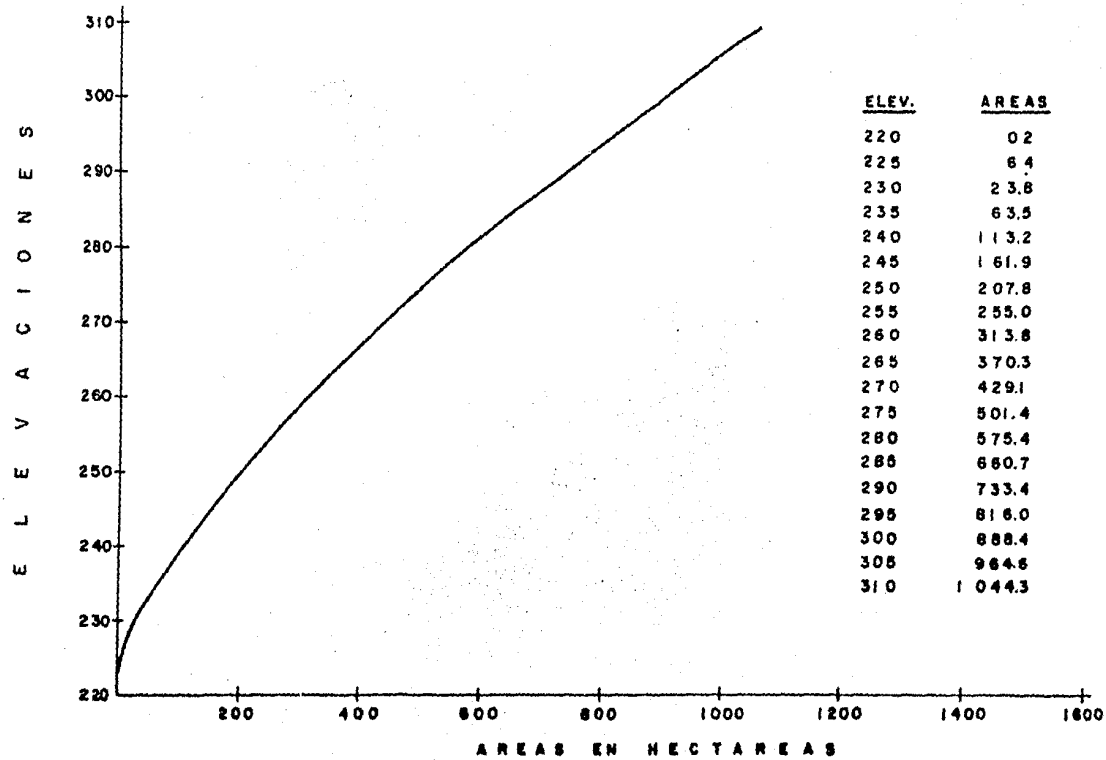
Se tiene poca información climatológica en la ---- cuenca del río Barreras para el sitio Trojes, debido a que_ no hay estaciones climatológicas en ella. Se cuenta con -- las estaciones Pihuamo y Ahujillo, ambas aguas arriba del_ sitio y la estación Callejones aguas abajo del mismo, que - servirán como apoyo en el cálculo de datos para el sitio.

En el plano 2.2. se muestra la localización de las estaciones climatológicas.

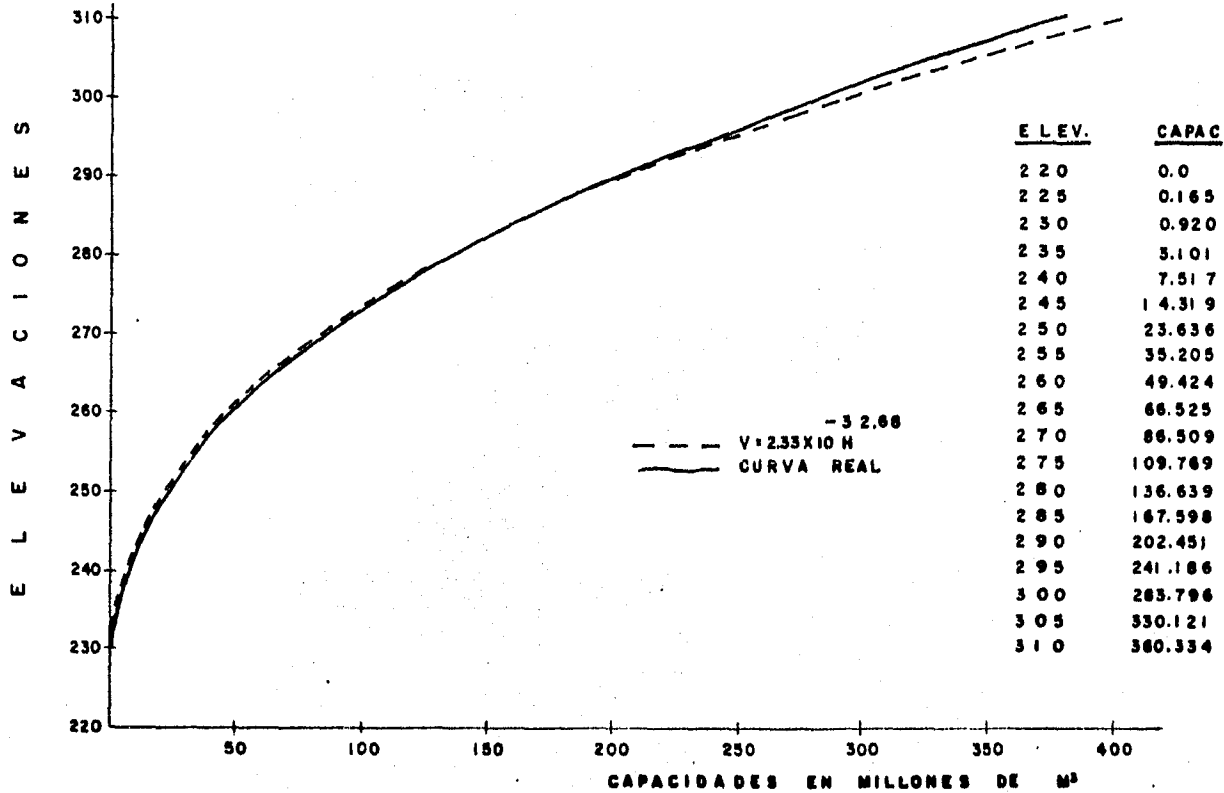
La estación que se tomó como base para los datos - del proyecto fue la de Callejones, ya que se comprobó que - registra datos de tormentas que afectan directamente al si- tío de interés, mientras que las otras no lo hacen.

En la estación de Callejones se tienen, para el --

G R A F I C A 2.1
 CURVA ELEVACIONES AREAS DEL
 DEL VASO TROJES



G R A F I C A 2 . 2
 C U R V A E L E V A C I O N E S - C A P A C I D A D E S
 D E L V A S O T R O J E S



período de 1949-1979 los siguientes registros:

Precipitación media anual	918 mm
Evaporación media anual	1 775 mm
Precipitación max. registrada en 24 hrs.	250 mm

Transportando estos datos a la cuenca de Trojes - se obtuvo una evaporación neta media anual de 765 mm.

2.4 DATOS AGROLOGICOS.

2.4.1 CEDULAS DE CULTIVO.

Las Subdirecciones de Estudios y la de Evaluación de la SARH, así como la representación del Estado de Colima, definieron por su parte, cédulas de cultivos para el distrito de riego del río Coahuayana, basadas en la superficie de 22 214 Has. que ameritan infraestructura hidráulica. Sin embargo, en el presente estudio se ha considerado aplicable hasta para 26 178 Has., que incluyen las que actualmente cuentan con riego precario y las que se abastecen de aguas subterráneas.

Entre los cultivos propuestos se encuentran los siguientes: maíz, frijol, chícharo, mango, sorgo, cebolla, jitomate, pepino, arroz, limón, plátano, pastos, etc.

Es importante indicar que las cédulas de cultivo propuestas tanto por la SARH, como por la representación -

del Estado de Colima, contemplan el mismo tipo de cultivos, siendo la diferencia unicamente en el número de hectáreas asignadas para cada cultivo.

2.4.2 LAMINAS BRUTAS DE RIEGO.

A las cédulas de cultivo propuestas se aplicó el método de Blaney-Criddle con objeto de calcular las demandas de riego, que serán propiamente la ley de demandas.

Se consideraron como base los datos climatológicos de las estaciones de Apiza y Cerro de Ortega, localizadas en la planicie costera.

Las eficiencias globales consideradas para las 22 214 Has. que se habilitarán y las 1 300 propuestas para cambio de abastecimiento es del 50% (80% distribución y 62.5% parcelaria), mientras que para las 2 664 Has. que actualmente cuentan con riego precario es del 30%; eficiencia que resulta baja debido a las condiciones particulares de esta area de cultivo.

El resumen de resultados se muestra en el Cuadro

2.1.

CUADRO 2.1 DEMANDAS BRUTAS DE RIEGO EN MILLONES DE M³

	Cédulas de cultivo propuestas por la SARH				Cédulas de cultivo propuestas por Colima			
	Area a cultivar (Ha.)				Area a cultivar (Ha.)			
	22214	2664	1300	26178	22214	2664	1300	26178
MES	<hr/>							
E	33.1	6.6	1.9	41.6	36.8	7.4	2.2	46.4
F	38.0	7.6	2.2	47.8	39.7	7.9	2.3	49.9
M	42.9	8.6	2.5	54.0	41.7	8.3	2.4	52.4
A	43.3	8.7	2.5	54.5	43.8	8.8	2.6	55.2
M	47.0	9.4	2.8	59.2	43.8	8.8	2.6	55.2
J	31.1	6.2	1.8	39.1	33.9	6.8	2.0	42.7
J	36.0	7.2	2.1	45.3	38.8	7.8	2.3	48.9
A	38.4	7.7	2.2	48.3	37.6	7.5	2.2	47.3
S	18.0	3.6	1.1	22.7	15.7	3.1	0.9	19.7
O	29.4	5.9	1.7	37.0	26.4	5.3	1.5	33.2
N	26.6	5.3	1.6	33.5	25.2	5.0	1.5	31.7
D	24.9	5.0	1.5	31.4	29.8	5.9	1.7	37.4
ANUAL	408.7	81.8	23.9	514.4	413.2	82.6	24.2	520.0
LAMINA	1.84	3.07	1.84	1.97	1.86	3.10	1.86	1.99
EFICIEN.	0.50	0.30	0.50	0.48	0.50	0.30	0.50	0.48

Como se puede observar, la distribución mensual -- para ambas cédulas es muy semejante, así como la lámina bruta de riego, por lo que se considerará a la lámina bruta --- anual de riego global como de 2.00 m.

2.5 DATOS HIDROLOGICOS.

2.5.1. GENERALIDADES.

En lo que se refiere a estaciones hidrométricas que aporten datos para el estudio del proyecto Trojes, se cuenta con las siguientes:

ESTACION	RIO	PERIODO
El Guayabo	Barreras	1975-80
Quito	Coahuayana	1949-79
Callejones	Coahuayana	1949-79

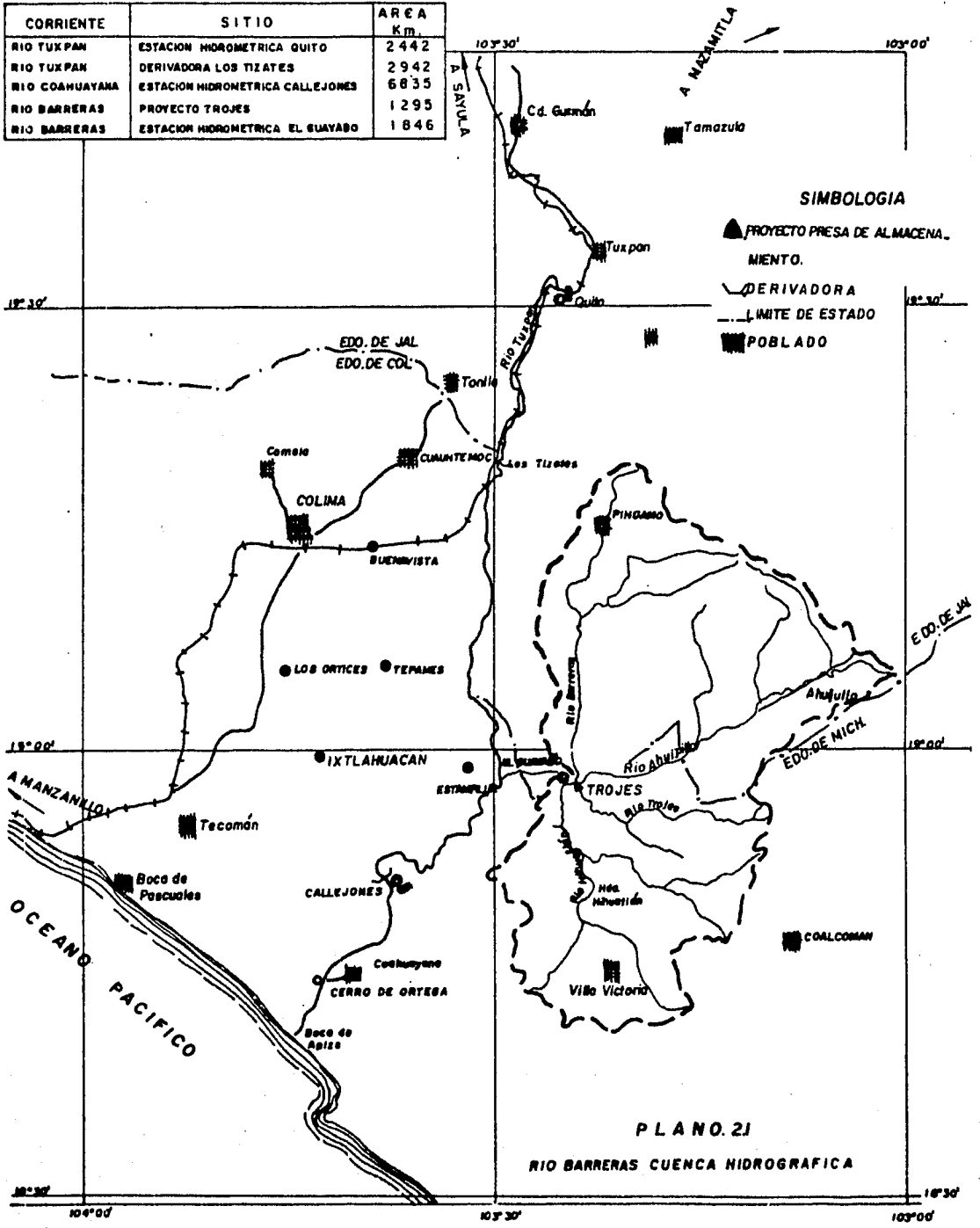
La estación El Guayabo se encuentra inmediatamente aguas arriba del proyecto y es la única estación sobre el río Barreras.

Las estaciones Quito y Callejones se localizan aguas arriba y aguas abajo del sitio Trojes, respectivamente.

En el plano 2.2 se muestra la localización de dichas estaciones.

En base a los datos registrados en las estaciones Quito y Callejones, el Departamento de Estudios Hidrológicos de la SARH realizó ajustes a algunos datos registrados durante septiembre-octubre de 1976 y junio-agosto de 1977 en la estación del Guayabo.

CORRIENTE	SITIO	AREA Km.
RIO TUXPAN	ESTACION HIDROMETRICA QUITO	2 442
RIO TUXPAN	DERIVADORA LOS TIZATES	2 942
RIO COAHUAYANA	ESTACION HIDROMETRICA CALLEJONES	6 835
RIO BARRERAS	PROYECTO TROJES	1 295
RIO BARRERAS	ESTACION HIDROMETRICA EL SUAYADO	1 846



Con apoyo en los datos hidrométricos de la estación El Guayabo, en el río Barreras y los datos del tramo Quito-Callejones, que incluye los de esta corriente, fue posible hacer correlaciones mensuales aceptables con el fin de ampliar el período de datos de la estación El Guayabo, quedando éstos a partir de 1949.

Los datos hidrométricos obtenidos de la correlación anterior, se transportaron al sitio de Trojes por medio de un modelo hidrológico que incluye parámetros como la relación de áreas de las cuencas y lluvia media anual en ellas. Dicho modelo fue desarrollado por el Departamento antes citado.

2.5.2 REGISTROS

Para el estudio hidrológico de la presa Trojes se cuenta con una serie de registros y datos obtenidos a partir de aquellos, de los cuales los de mayor importancia son: datos del escurrimiento, registro de avenidas y registros de sólidos en suspensión.

El resumen de los datos de escurrimientos anuales en las diferentes estaciones que se tomaron como base para el estudio es el siguiente:

SITIO	RIO	PERIODO	VOLUMEN ANUAL		
			MED.	MAX.	MIN.
Quito	Coahuayana	49-80	498	1023	207
Callejones	Coahuayana	49-80	1738	3952	850
Tramo Quito Callejones	Coahuayana	49-80	1240	3302	552
El Guayabo	Barreras	76-80	492	759	337

La información del tramo Quito-Callejones es importante ya que, como se dijo anteriormente, la estación Callejones registra el volumen de aportes del río Coahuayana más los del Barreras; de esta manera sabiendo lo que se generó en dicho tramo se obtienen directamente los datos del Barreras.

Esto sirvió de base para poder hacer la correlación mencionada para la ampliación de la información en El Guayabo.

Los datos transportados al sitio Trojes son los que se presentan en el Cuadro 2.2.

CUADRO 2.2 APORTES ANUALES DEL BARRERAS AL VASO TROJES

AÑO	VOL. (10^6 m^3)	AÑO	VOL. (10^6 m^3)	AÑO	VOL. (10^6 m^3)
1949	314.6	1960	320.5	1971	478.9
1950	380.0	1961	416.1	1972	344.0
1951	304.7	1962	454.4	1973	522.1
1952	375.6	1963	513.6	1974	544.0
1953	330.4	1964	528.0	1975	491.7
1954	355.9	1965	399.5	1976	546.6
1955	846.7	1966	552.1	1977	249.8
1956	601.1	1967	665.4	1978	438.3
1957	324.5	1968	377.6	1979	242.4
1958	691.1	1969	426.6	1980	295.7
1959	1445.7	1970	508.8		

De donde se obtienen los siguientes volúmenes:

Volumen medio anual	$477.7 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volumen máximo anual	$1445.7 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volumen mínimo anual	$242.4 \times 10^6 \text{ m}^3$

Los registros de avenidas tanto en la estación El Guayabo, como los del tramo Quito-Callejones, estos últimos deducidos a partir de los existentes en las estaciones Quito y Callejones, son los que se muestran en el Cuadro 2.3. Las fechas corresponden a las avenidas en el tramo.

CUADRO 2.3 GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS ANUALES.

FECHA			Q (m ³ /s)		FECHA			Q (m ³ /s)	
AÑO	DIA	MES	GUAY	TRAMO	AÑO	DIA	MES	GUAY	TRAMO
1949	5	Oct		412	1965	30	Sept		527
1950	3	Sept		470	1966	21	Sept		893
1951	10	Sept		228	1967	27	Sept		1088
1952	15	Sept		460	1968	13	Sept		3239
1953	8	Sept		169	1969	4	Oct		1575
1954	20	Jul		215	1970	6	Oct		354
1955	17	Oct		123	1971	13	Sept		653
1956	6	Sept		198	1972	27	Ago		369
1957	17	Ago		317	1973	29	Oct		678
1958	15	Sept		512	1974	30	Ago		637
1959	27	Oct		16576	1975	15	Jul	230	979
1960	14	Jul		514	1976	22	Ago	531	562
1961	27	Jul		1335	1977	25	Ago	332	464
1962	16	Sept		815	1978	24	Sept	453	686
1963	2	Oct		919	1979	28	Jul	431	558
1964	4	Oct		2921	1980	--	---	306	---
								medio	381 1272
								medio (sin 1959)	738
								máximo	531 16576
								mínimo	230 123

La avenida máxima de 16 576 m³/s del tramo Quito--Callejones fue motivada por un ciclón que afectó principalmente al puerto de Manzanillo; la cuenca generadora fue básicamente la de aguas abajo de Quito ya que dicha estación sólo registró un gasto de 424 m³/s. De aquí que la estación que sirvió como base para el presente estudio sea Callejones.

En lo que se refiere a sólidos en suspensión y acarreo de fondo tampoco se cuenta con registros sobre el río Barreras. Las estaciones que tienen este tipo de estudios son la de Quito y la de Callejones, las cuales llevan registros del material en suspensión sobre el río Coahuayana, con valores medios de 1.52 y 1.90 partes por millar, en volumen, respectivamente.

Para el proyecto Trojes se tomaron como base los datos de la estación Callejones para determinar la capacidad de azolves de la presa. Esta se determinó para una vida útil de 50 años, con un incremento del 30% por acarreo de fondo y un coeficiente de 0.90 debido a los importantes derrames que se tiene en el vaso, y que más adelante se abordarán.

$$CA = 477.7 \times .0019 \times 1.3 \times 50 \times 0.90 = 53.10 \times 10^6 \text{ m}^3$$

De donde se considerará una capacidad de azolves -

para el proyecto de $50 \times 10^6 \text{ m}^3$.

2.5.3 FUNCIONAMIENTO DEL VASO.

Tomando en consideración que Trojes sólo servirá como apoyo a la derivadora de Callejones y que surtirá el agua necesaria para complementar la demanda de riego en dicha presa, el Departamento de Estudios Hidrológicos de la SARH realizó una simulación del funcionamiento del vaso Trojes, para el período de 1949-1980, tomando en cuenta -- la posibilidad de la existencia de la derivadora Los Tepames y sin ella.

Dicho Departamento consideró una serie de casos con diferentes capacidades de conservación, variándolas -- desde 100 hasta $300 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Los resultados son los siguientes:

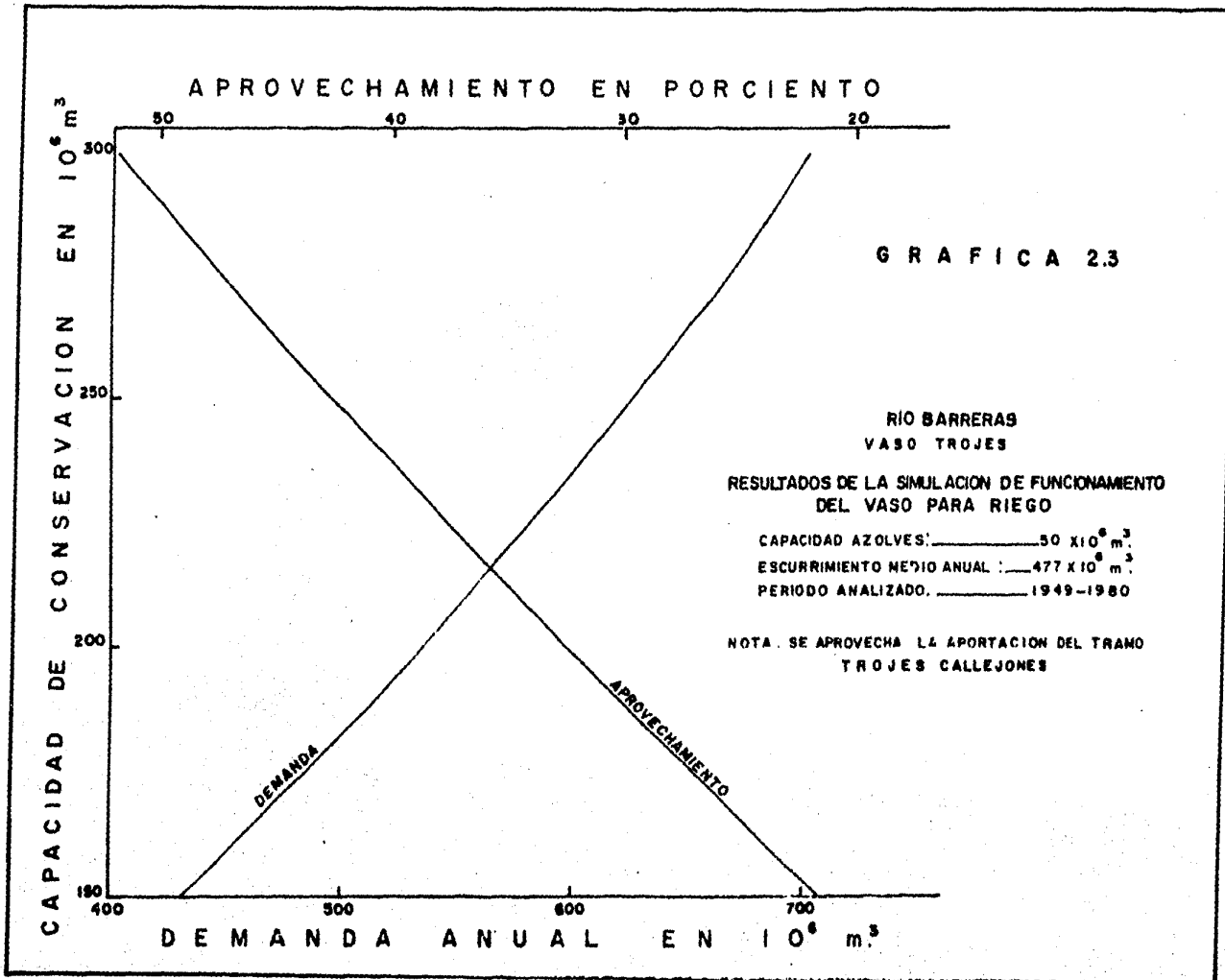
CUADRO 2.4 RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO TROJES

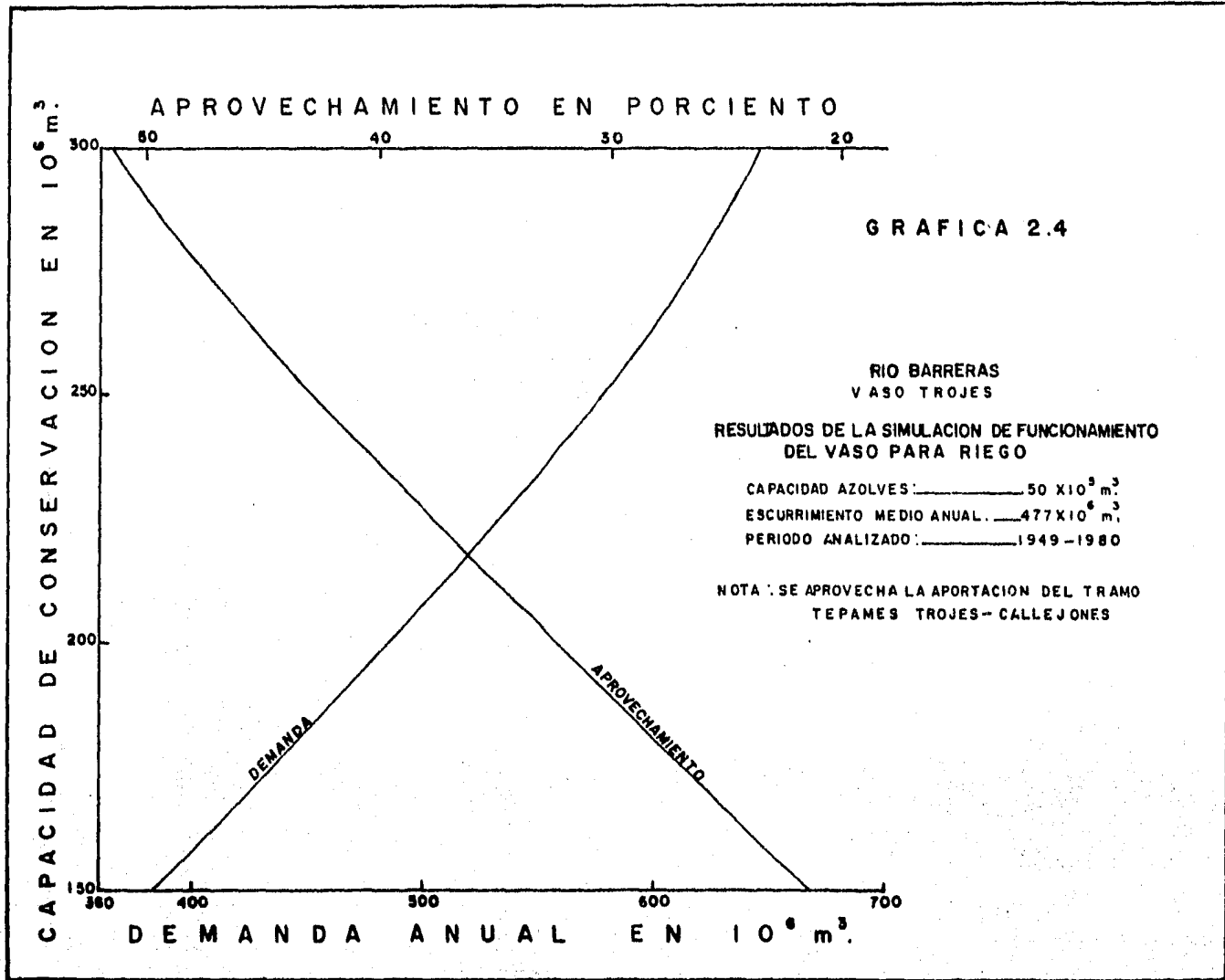
CAPACIDAD DE CONSERVACION (10^6 m^3)	DEMANDA DE RIEGO		APROVECHAMIENTO EN EL VASO (%)		DEFICIENCIA MEDIA ANUAL (%)	
	Sin/T	Con/T	Sin/T	Con/T	Sin/T	Con/T
150	431.9	383.6	21.3	21.2	1.3	1.3
200	535.8	484.9	32.3	32.2	1.3	1.3
250	623.7	577.1	42.6	42.9	1.3	1.2
300	698.7	645.2	51.9	51.6	1.1	1.1

Es necesario hacer notar que los aprovechamientos - en el vaso para las capacidades propuestas resultan muy bajos, debiendo aumentarse la capacidad de la presa para hacer óptimo el aprovechamiento. Por otra parte, debido a las --- condiciones particulares del proyecto, esto último no es --- económicamente factible ya que los costos de indemnización - por tierras e incluso poblados que afectarían al embalse del vaso no lo permiten, además de incrementarse el costo de la_ cortina por sobre elevación.

Los resultados del Cuadro 2.4 se muestran objetivamente en las gráficas 2.3 y 2.4.

De su observación se infieren las necesidades de -- almacenamiento para surtir diferentes demandas que se mues-- tran en el Cuadro 2.5.





CUADRO 2.5 CAPACIDAD NECESARIA DEL VASO TROJES PARA SURTIR
DIFERENTES DEMANDAS.

CONDICION DE LA DEMANDA Y SUPERFICIE DE RIEGO	DEMANDA DE RIEGO	CAPACIDAD DE CONSERVACION NECESARIA DEL VASO (10^6 m^3) S/T	C/T
Demanda para 22 214 Has. + 2 664 Has. por gravedad	497.6	181	207
Demanda para 22 214 Has. + 2 664 Has. + 1 300 Has. (bombeo) (26 178 Has.)	523.6	194	220

De cuadro anterior se deduce que con la capacidad -- de $220 \times 10^6 \text{ m}^3$ quedan cubiertas todas las alternativas, --- siendo por lo tanto, la recomendable.

Por lo que el Cuadro 2.4 quedará:

CAPACIDAD DE CONSERVACION	DEMANDA DE RIEGO	APROVECHAMIENTO EN EL VASO (%)	DEFICIENCIA MEDIA ANUAL (%)
220	523.6	36.6	1.2

2.5.4 AVENIDA DE DISEÑO.

La avenida de diseño fue calculada por el citado De partamento por diferentes métodos para poder tener una mayor visión y de esta manera evitar los errores inherentes de cada uno.

A continuación se muestra un resumen de los métodos empleados, así como los resultados obtenidos de su aplicación:

2.5.4.1 Análisis probabilístico.

Este análisis no fue aplicado a la muestra de la estación El Guayabo ya que el período de registros con que cuenta es muy pequeño, por lo que se usó la muestra de gastos máximos anuales del tramo Quito-Callejones (Cuadro 2.3), considerando una cuenca de 4393 Km².

Los valores más consistentes fueron los obtenidos de la aplicación de los métodos de Fueller, Nash y Gumbel con un valor promedio de 22 000 m³/s para una frecuencia de 10,000 años, por lo que el aporte unitario es de 5.00 m³/s/Km².

Para transportar este gasto unitario al sitio de Trojes con área de 1295 Km², se consideró el modelo elaborado por la SARH, en el que se eleva a la 0.70 la relación de las áreas de las cuencas.

$$Q = \left(\frac{1295}{4393}\right)^{0.7} \times 22\ 000$$

$$Q = 9\ 355.75$$

De donde se consideró un $Q_{\max.} = 9\ 350\ m^3/s$.

2.5.4.2 Método racional de Gregory-Arnold.

Para la aplicación de este método se consideraron los siguientes datos:

Area de la cuenca	1295 Km ² .
Longitud del colector	65 Km.
Pendiente equivalente	16.5/1000
Lluvia max. probable en 24 Hrs.	250 mm.
Frecuencia de la lluvia	10000 años
Curva de tormenta "e"	0.6
Curva de infiltración "w"	0.7
Infiltración horaria	1.5 mm.

Obteniendo los siguientes resultados:

Gasto máximo probable	9300 m ³ /s
Tiempo de concentración	3.8 Hrs.
Coefficiente de escurrimiento	82.6 %
Velocidad media	4.78 m/s
Volumen escurrido en 24 Hrs.	265 X 10 ⁶ m ³ .

2.5.4.3 Método racional simplificado.

Los datos considerados para la aplicación de este método fueron: Coeficiente de escurrimiento medio de 0.80, y una tormenta de intensidad uniforme de 250 mm. con duración efectiva de 8 Hrs.

El resultado es el siguiente:

$$Q = \frac{0.80 \times 250 \times 1295}{8 \times 3.6} = 8993 \text{ m}^3/\text{s}.$$

2.5.4.4 Curvas envolventes.

En base a las curvas envolventes de gastos máximos observados en México se tiene:

Según Creager	8 500 m ³ /s
Según Lowry	12 000 m ³ /s
	<hr/>
Promedio	10 250 m ³ /s

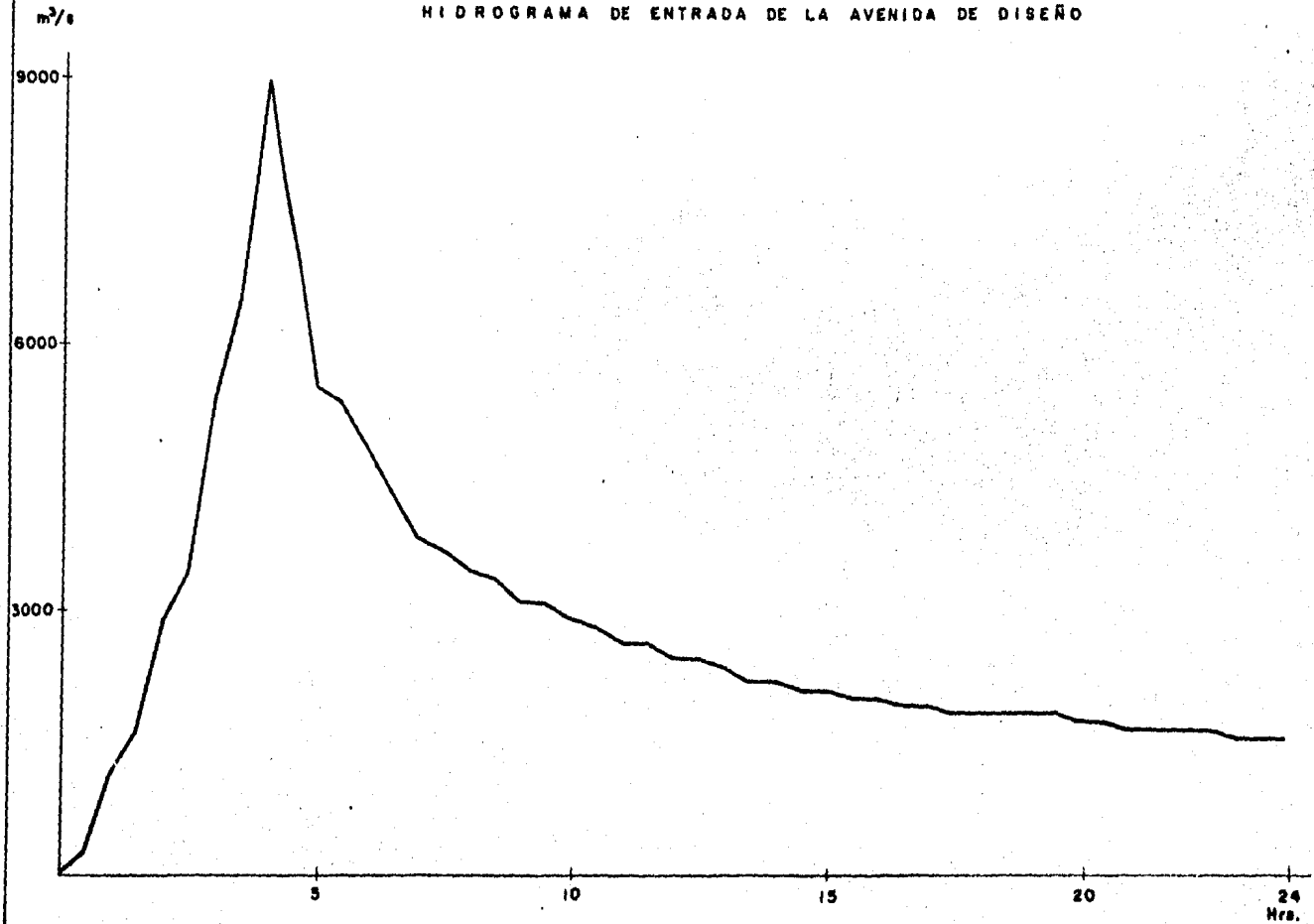
De los resultados obtenidos por los diferentes métodos, se consideró aceptable un gasto máximo probable de 9 000 m³/s hasta el sitio del proyecto de Trojes, correspondiente a una frecuencia de 10 000 años.

Respecto al hidrograma de la avenida máxima -- probable se obtuvo por el método racional en vista de que los datos del río Barreras son de pequeña magnitud. Su volumen es del orden de 260 x 10⁶ m³.

El hidrograma se encuentra en la gráfica 2.5.

GRAFICA 2.5

HIDROGRAMA DE ENTRADA DE LA AVENIDA DE DISEÑO



3 □ TRANSITO DE LA AVENIDA. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE DESCARGA DEL VERTEDOR.

3.1. GENERALIDADES.

El tránsito de avenidas es una herramienta de mucha utilidad para el ingeniero en el estudio y determinación de características de proyectos hidráulicos en general y concretamente en el de una presa. Mediante éste se puede observar de manera sencilla, el comportamiento de un embalse (o de un canal) ante la presencia de una avenida, en lo que a niveles se refiere, obtener los datos necesarios para el estudio económico que determinará las características del vertedor, principalmente su longitud, y establecer el NAME del embalse y con ésto la altura de la cortina.

El principio en el que se basa el estudio es la ecuación de continuidad para embalses; esto es:

Cuando una avenida entra a un embalse se propaga a través de éste en forma de ondas, por lo que su nivel aumentará casi instantáneamente (dependiendo de la celeridad de onda) en relación directa al gasto de entrada, éste aumentará progresivamente y así el almacenamiento temporal. Posteriormente al llegar al pico de la avenida, se presenta un período de recesión o vaciado, en donde el gasto de entrada va disminuyendo y el embalse acaba de desalojar el volumen de agua almacenado temporalmente hasta llegar a las condiciones iniciales.

Se dice que en el período de vaciado se "acaba" de desalojar el volumen temporalmente almacenado ya que a pesar de que en una presa de vertedor sencillo el vaciado empieza en cuanto el nivel aumenta (suponiendo que el embalse se encuentra en el NAMO en el momento de la avenida) generalmente el gasto de salida es mucho menor al gasto de entrada en el lapso en el que éste llega a su máximo, por lo que siempre habrá un almacenamiento temporal en el embalse.

Como se puede observar el fenómeno tiene que cumplir con la ecuación de continuidad, ya que lo que entra al embalse menos lo que sale, tiene que ser igual a lo que

se almacena en un determinado período. Dicho de otra manera: la variación del volumen almacenado con respecto al tiempo es igual al gasto de entrada menos el gasto de salida.

Expresado algebraicamente:

$$\frac{dV}{dt} = E - S \quad 3.1$$

En donde:

$$\frac{dV}{dt} = \text{variación del volumen en el embalse con respecto al tiempo.}$$

E = Gastos de entrada

S = Gastos de salida.

Los diferentes métodos que existen para resolver la ecuación 3.1 incluyen los aritméticos, gráficos, semigráficos, los numéricos para la solución de ecuaciones diferenciales de primer orden y los analógicos. Todos ellos se basan en aproximaciones o deducciones de la citada fórmula.

Aunque los métodos más usados son los semigráficos como el de Puls, o los aritméticos de incrementos, el presente estudio se realizó por medio de métodos numéri-

cos para la solución de ecuaciones diferenciales de primer orden, con ayuda de una computadora digital y proponiendo diferentes longitudes del vertedor.

3.2 METODO EMPLEADO.

El método empleado para la solución de la ecuación 3.1 es el método de integración de Euler modificado, también conocido como el de Euler-Gauss.

Este método permite obtener la solución de un problema de valores iniciales por medio de integración hacia adelante.

La ventaja del método es que no requiere la derivación de la función como ocurre con la solución por medio de series de Taylor, así como tampoco la solución en los puntos anteriores.

Este método está basado en el de Euler, cuya ecuación es:

$$Y_{i+1} = Y_i + h f (X_i , Y_i) \quad 3.2$$

en donde h es el incremento en "X", y en el que se toma la tangente a la función en el punto "i" para su solución.

La modificación al método consiste en tomar el promedio de la tangente a la función en los puntos "i" e

"i+1" y hacerlo secante a ella ⁽¹⁾.

Las ecuaciones son:

$$Y_{i+1}^{(1)} = Y_i + h f(X_i, Y_i)$$

$$Y_{i+1}^{(2)} = Y_i + \frac{h}{2} (f(X_i, Y_i) + f(X_{i+1}, Y_{i+1}^{(1)}))$$

$$Y_{i+1}^{(3)} = Y_i + \frac{h}{2} (f(X_i, Y_i) + f(X_{i+1}, Y_{i+1}^{(2)}))$$

$$Y_{i+1}^{(4)} = Y_i + \frac{h}{2} (f(X_i, Y_i) + f(X_{i+1}, Y_{i+1}^{(3)})) \quad 3.3$$

$$\begin{array}{ccccccc} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{array}$$

$$Y_{i+1}^{(n)} = Y_i + \frac{h}{2} (f(X_i, Y_i) + f(X_{i+1}, Y_{i+1}^{(n-1)}))$$

De esta manera se continúa hasta hacer $Y_{i+1}^{(n-1)}$ e $Y_{i+1}^{(n)}$ tan aproximadas como se quiera. Así se obtiene la solución para el punto "i+1" y se procede de manera similar para los puntos subsecuentes.

Este proceso iterativo proporciona una buena aproximación a la solución de la ecuación 3.1, además de ser fácilmente programable en una microcomputadora.

Para la aplicación del método al tránsito de aviones se requiere conocer:

- 1.- Hidrograma de entradas.
- 2.- Valores de la constante C del vertedor para diferentes cargas.
- 3.- Longitud del vertedor.
- 4.- La ecuación de la curva Elevaciones-Capacidades del vaso.
- 5.- Incremento del tiempo a considerar.
- 6.- Intervalos a considerar.

Como se puede observar los puntos que presentan problemas son los 2 y 4; sin embargo, las ecuaciones tanto de la constante C, como la de la curva H-V se obtuvieron de las gráficas 3.1 y 2.2 respectivamente, por el método de mínimos cuadrados, obteniendo correlaciones aceptables en términos de ingeniería. La graficación de las ecuaciones obtenidas se muestra en las mismas gráficas. Estas ecuaciones son:

$$V = 2.33 \times 10^3 H^{2.68} \quad 3.4$$

en donde V = volumen de almacenamiento en millones de m³.

H = elevaciones a partir del lecho del río en m.

y

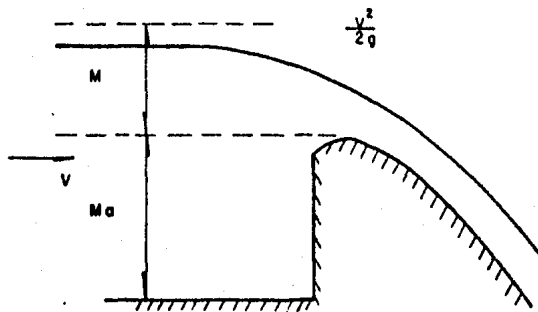
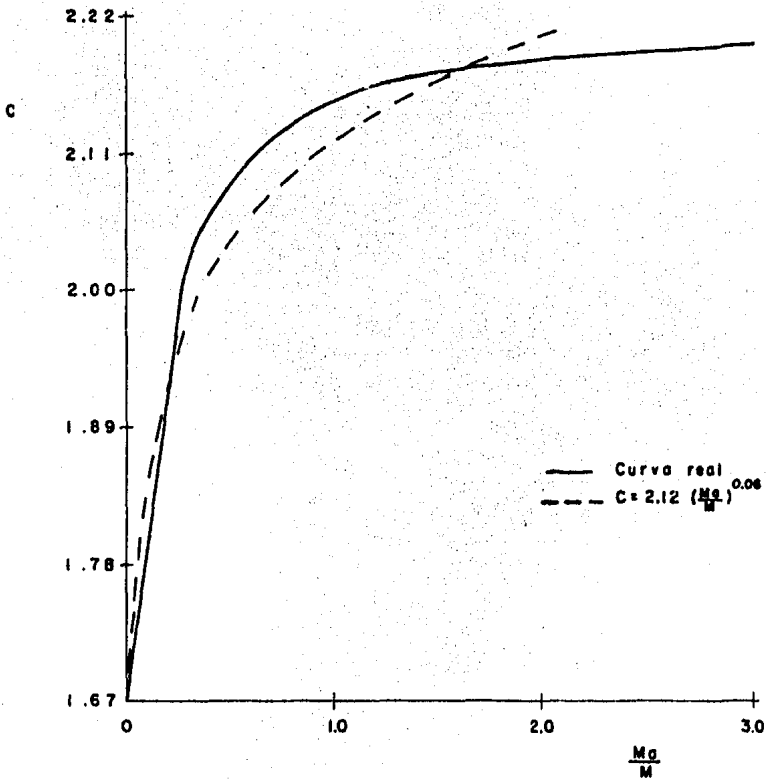
$$C = 2.12 \times (H_a/H)^{0.06} \quad 3.5$$

donde C = coeficiente de descarga del vertedor en $\frac{m^2}{s}$

H_a = altura del paramento de aguas arriba en m.

H = carga sobre el vertedor en m.

G R A F I C A 3 . 1
 CURVA DE LA CONSTANTE C DEL VERTEDOR



El coeficiente C, así como todo el tránsito, está deducido a partir de la suposición de un vertedor de cresta libre con paramento vertical y de tipo Creager. Esta suposición se demostrará en el capítulo siguiente.

De esta manera se tiene que la fórmula de elevaciones-gastos de salida es la siguiente:

$$Q = C L H^{3/2} \quad 3.5$$

en donde Q = Gasto de salida en m^3/s

C = Coeficiente de descarga del
vertedor en $\frac{m^{1/2}}{s}$

H = Carga sobre la cresta del vertedor en m.

L = Longitud de la cresta en m.

Para poder aplicar el método al tránsito de avenidas, la ecuación 3.1 se tiene que convertir en otra que sea representativa del fenómeno; ésto se hace con ayuda de las fórmulas 3.4 a 3.6 de la siguiente manera:

Derivando 3.4 con respecto a H y haciendo $K=2.33 \times 10^3$ y $N=2.68$ se tiene:

$$\frac{dV}{dH} = K N H^{N-1}$$

$$dV = (K N H^{N-1}) dH \quad 3.7$$

substituyendo 3.7 en 3.1:

$$\frac{(K N H^{N-1}) dH}{dt} = E - S$$

$$\frac{dH}{dt} = \frac{E - S}{K N H^{N-1}} \quad 3.8$$

substituyendo 3.6 en 3.8

$$\frac{dH}{dt} = \frac{E - CLH^{3/2}}{K N H^{N-1}} \quad 3.9$$

La ecuación 3.9 es la ecuación general que rige en un vaso vertedor tipo Creager, de cresta libre y parámetro vertical. Esta ecuación es la que se resolverá para el tránsito por el vaso Trojes, modificándose las longitudes del vertedor para el estudio de diferentes casos.

Como se advierte dicha ecuación es lo que interesa conocer en el tránsito, es decir, la variación de la elevación en el embalse con respecto al tiempo, cuando se presenta una avenida.

Para la aplicación del método de resolución se escogió un intervalo de tiempo $t = 30$ min. y 48 intervalos.

El listado del programa se encuentra en el anexo_

número 1.

3.3 RESULTADOS.

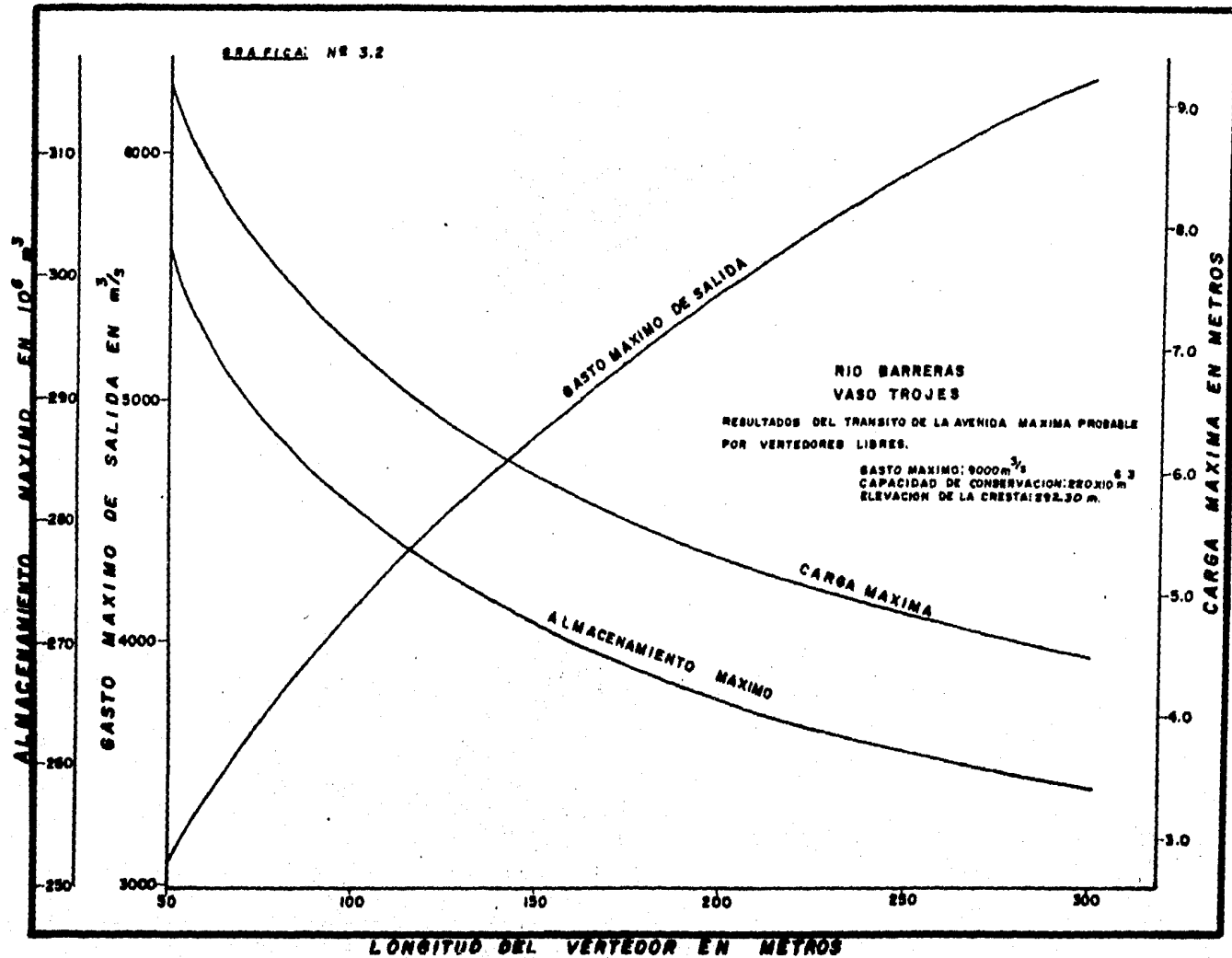
Los resultados obtenidos de la aplicación del método antes descrito, considerando longitudes del vertedor de 100 a 250 metros y los datos que se muestran, se encuentran en el cuadro 3.1.

CUADRO 3.1 TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE POR EL VASO DE TROJES

Gasto máximo probable	9000 m ³ /s			
Elev. cresta vertedora	292.3 m			
Capacidad a la elev.	292.3 220 X 10 ⁶ m ³			
Elev. inicial del análisis	292.3 m			
Longitud de la cresta (m)	100	150	200	250
Q _{max} de salida (m ³ /s)	3774.8	4447	4901	5215
Regularización (%)	58.06	50.49	45.54	42.05
Almacenamiento max. (10 ⁶ m ³)	283.79	281	275	269.25
Superalmacenamiento (10 ⁶ m ³)	63.79	61	55	49.25
Elevación max. (m)	299.39	298.32	297.57	296.94

Estos resultados se encuentran en la gráfica 3.2.

Comparando los resultados de este método con los obtenidos por la SARH con el de Puls se encontró una diferencia del 9%, diferencia que es aceptable considerando que



la obtención del gasto máximo de diseño es semiempírica y - que no es segura la presencia de éste en el período de re--currencia elegido. Por otra parte, esta discrepancia provo--caría una sobreelevación en el embalse de 0.4 m. que de nin--guna manera es de graves consecuencias.

Del análisis de alternativas se observa que los - vertedores con longitudes de cresta de 100 y 150 m. son los que mejor regulan la avenida, además de ser los de menor -- costo de construcción.

Entre la alternativa de 100 y 150 m. y del análi--sis económico el costo del vertedor contra el costo de so--breelevación de la cortina hecho por la SARH, se deduce que el vertedor a elegir es el de longitud de cresta de 150 m.

Sin embargo, algunas veces no es realizable la - solución óptima por factores como la topografía y la geolo--gía del sitio. En este caso se trata de acercarse en lo -- posible a ella, adecuándose a dichos factores.

Tal es el caso de este vertedor.

El proyecto actual del vertedor contempla una -- longitud de cresta de 101.22 m. Esta longitud está dada -- por el trazo geométrico de la curva elegida para un verte--dor de tipo abanico, como es el propuesto para Trojes.

Del tránsito de la avenida realizado en este --- trabajo y para la longitud de 101.22 m. se obtuvo un gasto máximo de descarga de $3795 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual difiere en un 7% del calculado por el proyectista que es de $4100 \text{ m}^3/\text{s}$, - provocando una diferencia de niveles de 0.4 m. en el em--- balse que, como ya se dijo, no es muy importante.

A continuación se presenta el tránsito de la ave nida para la alternativa de $L = 101.22 \text{ m}$.

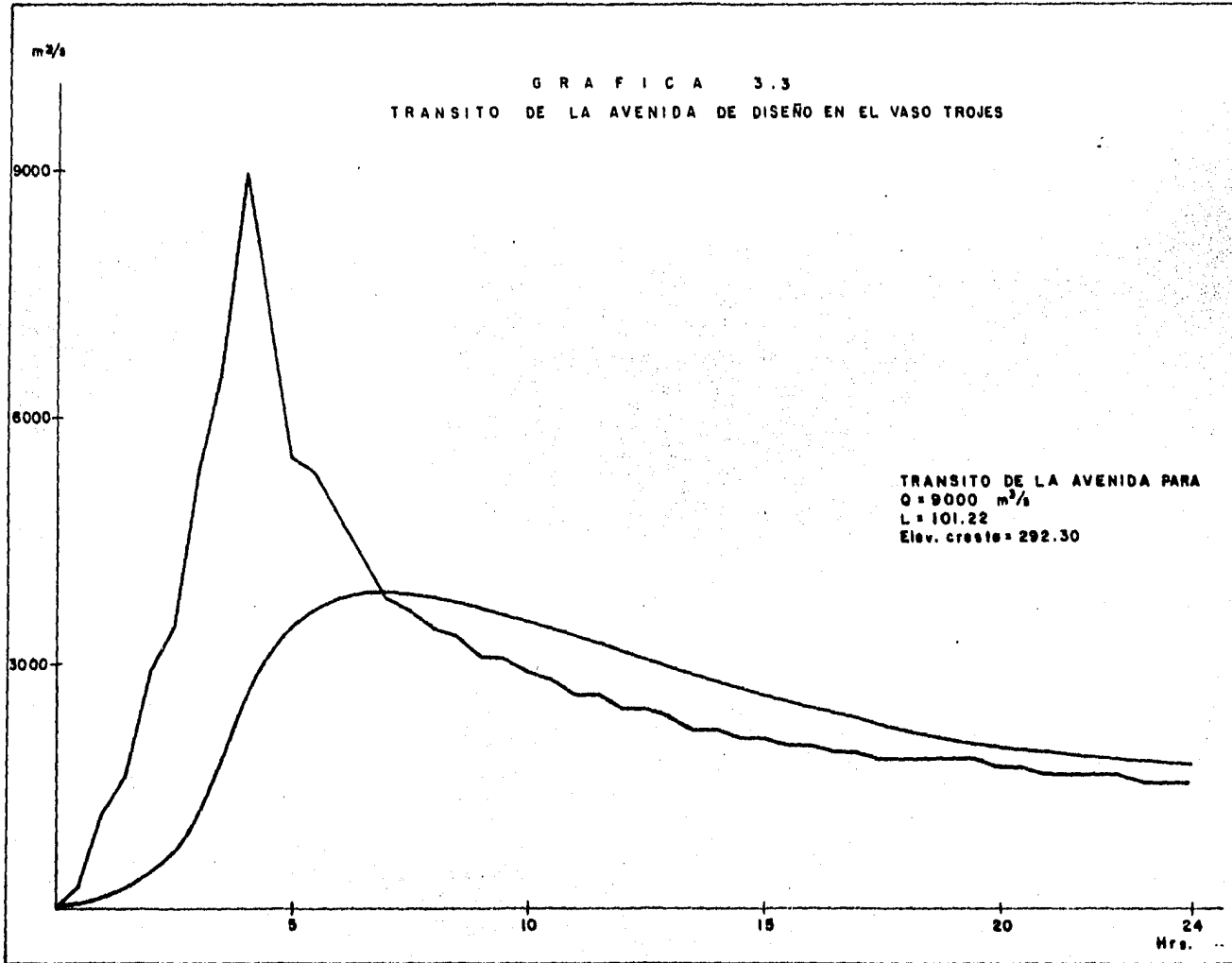
En la gráfica 3.3 se muestra el tránsito de di-- cha avenida.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 TRANSITO DE LA AVENIDA POR UN VASO CON VERTEDOR TIPO CRAFER

DATOS DEL TRANSITO

Long. Cresta	Alt. Vert.	h param.	Inc. t
m	m	m	seg
101.22	72.3	2.3	1.000
Int.	k	n	
48	2.330	2.68	

INCREMENTO	ENTRADA	AL TURA	SAI TDA
No.	m.3/s	m	m.3/s
1	270	72.3	0
2	1170	72.3582	3.15777
3	1620	72.6065	10.60000
4	2070	72.9376	115.967
5	3420	73.5048	223.300
6	5310	74.3317	542.817
7	6480	75.0645	1005.33
8	9000	76.108	1591.08
9	7200	77.4733	2401.7
10	5490	78.3229	3043.75
11	4310	78.7573	3335.03
12	4770	79.3003	3488.8
13	4230	79.3094	3737.09
14	3780	79.3954	3795.81
15	3690	79.393	3790.44
16	3420	79.3745	3788.77
17	3330	79.3074	3774.56
18	3060	79.2296	3723.33
19	3060	79.1117	3643.75
20	2800	79.0075	3574.35
21	2790	78.8701	3495.82
22	2610	78.7473	3393.16
23	2610	78.6087	3302.28
24	2430	78.4877	3200.48
25	2430	78.3504	3112.52
26	2340	78.2304	3013.53
27	2340	78.1105	2927.83
28	2160	77.9723	2842.99
29	2070	77.851	2746.11
30	2070	77.7295	2661.96
31	1980	77.6238	2578.47
32	1980	77.5155	2486.49
33	1890	77.4209	2403.38
34	1890	77.3219	2320.1
35	1800	77.2353	2236.41
36	1800	77.1428	2147.35
37	1800	77.0617	2187
38	1800	76.9913	2134.4
39	1800	76.9305	2089.17
40	1710	76.8777	2040.24
41	1710	76.8144	2016.71
42	1620	76.7582	1976.67
43	1620	76.6917	1941.34
44	1620	76.6327	1895.76
45	1620	76.5812	1863.88
46	1530	76.5365	1831.31
47	1530	76.4790	1803.81
48	1530	76.4291	1769.34



4 □ TIPO DE VERTEADOR ESCOGIDO. GEOMETRIA.

4.1 GENERALIDADES.

Un vertedor que trabaja como una estructura de -- excedencias es una de las partes fundamentales de una presa, sea de almacenamiento o de derivación, cuya función es desalojar los volúmenes excedentes a los del aprovechamiento.

Generalmente dichos volúmenes se toman de la parte superior del embalse y se conducen a través de conductos artificiales de nuevo al río. Sin embargo, hay ocasiones -- en donde la descarga es a otro río de alguna cuenca vecina -- o a talwegs en la misma.

Es de suma importancia que la capacidad de diseño del vertedor sea suficientemente grande para que la probabi-

lidad de que ésta sea rebasada en un período prolongado sea mínima, ya que un diseño insuficiente puede provocar la falla no sólo de la estructura sino de toda la presa. Esto se nota claramente en una cortina de tierra y enrocamiento o de materiales graduados, ya que de ser rebasada sufrirá serios daños que probablemente la hicieran fallar.

La capacidad del vertedor se determina mediante el tránsito de la avenida de diseño y ésta, a su vez, determina la elevación de la cortina.

Además de tener suficiente capacidad, el vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y debe estar localizado de tal manera que las socavaciones y erosiones que produzca su funcionamiento no interfieran con el de la presa en general y que, por otro lado, no pongan en peligro la estabilidad de las diversas estructuras.

Debido a las altas velocidades que se presentan en las estructuras de descarga, es importante que los materiales que la revisten sean resistentes a la erosión, además de tener un acabado lo más liso y uniforme posible para, así, evitar los fenómenos de cavitación y presiones diferenciales en ellas.

Estas altas velocidades se presentan debido a que la diferencia de niveles entre el embalse y el río aguas abajo generalmente es grande, por lo que la energía

potencial también lo es. Esta se transforma en energía cinética al fluir el agua a través del vertedor y provoca las altas velocidades. Es por ésto que en algunos casos será necesario la construcción de estructuras disipadoras de energía que permitan devolver los volúmenes de agua al río con una menor energía para que no se produzcan grandes erosiones en él.

Existen varios tipos de vertedores que generalmente están asociados con un tipo de cortina específico o que son más convenientes de acuerdo a la geología y topografía del sitio.

A continuación se presenta una clasificación general de los vertedores más comunes de acuerdo con sus características propuestas por el Ing. Torres Herrera⁽²⁾.

- Vertedores de caída libre.- Asociados a cortinas de arco o contrafuertes. Si la geología lo permite, estas estructuras dejan caer el agua libremente desde la cresta de la cortina. En caso contrario se proveerá una estructura disipadora.

- Cortinas vertedoras con caída en rápida.- Estos vertedores se localizan en una sección reducida de una cortina de tipo de gravedad, dándole a ésta un determinado perfil hidráulicamente adecuado. (Véase cresta de cimacio más adelante).

- Vertedores con tiro vertical.- Estas estructuras tienen una entrada en embudo conectada a un tubo y según el requerimiento, una estructura disipadora al final de éste. Se adapta muy bien a presas con vasos de almacenamiento muy encañonados y con poco gasto.

- Vertedores con canal lateral.- Este tipo de estructura tiene la particularidad de que tanto el eje de la cresta vertedora, el canal de descarga, así como el de la corriente son casi paralelos. Su empleo está limitado a ríos encañonados con gran gasto en donde se requiere una longitud de cresta grande así como en cortinas de tierra y enrocamiento o de materiales graduados, ya que su localización está fuera de la cortina.

- Vertedores con descarga directa en canal.- Son estructuras asociadas a cortinas de tierra y enrocamiento, materiales graduados o de enrocamiento, sin que esto quiera decir que no se puedan usar en otras con características especiales. Son los vertedores más apropiados para estas cortinas ya que su localización es en otro sitio que, dependiendo del proyecto, puede estar bastante alejado de la cortina. Esto es debido a que los asentamientos diferenciales propios de las cortinas antes mencionadas provocarían, a la postre, la falla del vertedor de estar localizado sobre ella.

Debido a lo anterior es necesario construir un canal que permita al agua llegar hasta el sitio del vertedor.

Trojes es una de las presas que se proyectó con este tipo de estructura, por lo que a continuación se detallarán las características de ésta.

Las partes de que consta un vertedor con descarga directa en canal son:

- Estructura de control.- Regula y controla las descargas del vaso y es, en consecuencia, el principal componente del vertedor. Puede consistir en una tubería, umbral, orificio, o en un cimacio y tener diferentes formas en planta: recta, en abanico, semicircular, en forma de U o redonda.

El perfil de la estructura de control más usado debido a su eficiencia es el del cimacio. Este tiene la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de pared delgada ventilado, pudiendo ser más o menos tendido que ésta. Si es más tendido, la lámina de agua se apoya sobre la superficie del cimacio creando presiones positivas y reduciendo la eficiencia de la descarga; cuando es menos tendido, el agua se separa de la superficie del cimacio produciéndose succiones y aumentando la eficiencia de la descarga. Sin embargo, esto último se evita ya que se puede presentar el fenómeno de cavitación.

La forma del cimacio depende de factores como: la carga de diseño, la inclinación del paramento de aguas arriba de la sección vertedora con respecto al piso del canal de llegada y de la velocidad de llegada.

Según el U.S.B.R. (3) pasando unos ejes ortogonales (x,y) por el punto de máxima elevación de la cresta, el cual se considera el origen de dichos ejes, la porción del perfil del cimacio aguas arriba del origen se define como una curva circular compuesta cuyos radios R₁ y R₂ están en función de las características del cimacio antes mencionado.

La porción del perfil del cimacio aguas abajo del origen está definido por la ecuación:

$$\frac{Y}{H_0} = K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n$$

donde H₀ Carga de diseño en m.

X, Y coordenadas de los puntos del perfil

K, n coeficientes que depender de la carga de diseño, la carga de velocidad y de la inclinación del paramento aguas arriba de la sección vertedora.

- Canal de llegada.- Se utiliza cuando el sitio elegido para alojar al vertedor no se encuentra lo suficientemente cerca del vaso como para que el agua entre directamente

te a la estructura de control.

Se debe de evitar la formación de vórtices, ondas y remolinos en el canal, cuidando que no existan estrangulamientos del flujo.

Una forma de eludir estos problemas es reducir las velocidades de llegada a valores bajos, tratando que el flujo arribe uniforme y con las líneas de corriente paralelas - al eje del vertedor.

- Canal de descarga.- los volúmenes de agua liberados por la estructura de control son conducidos de nuevo al río aguas abajo de la presa a través de un conducto de descarga.

Los conductos que más se usan son los canales a cielo abierto excavados en la superficie del terreno; canales cubiertos a través o debajo de la cortina o un tunel excavado en una de las laderas.

En este canal es donde se presentan la mayoría de los problemas de un vertedor, ya que generalmente el régimen del flujo es supercrítico y con velocidades que pueden llegar a los 50 m/s. Es por esto que, aunque se calculan las características hidráulicas generales como las de un flujo variado, debido a la gran pendiente y, por lo tanto, la alta velocidad del mismo, se presentan fenómenos que no son fáciles

mente previsible y que pueden llegar a reducir la eficiencia hidráulica en todo el vertedor.

Debido a lo anterior es práctica común y casi indispensable en obras importantes, el ajuste de las características geométricas por medio de un modelo hidráulico.

- Estructura terminal.- Son estructuras que se usan para disipar la energía del flujo y poder eliminar o reducir los problemas que causaría al volver al cauce con toda la energía adquirida.

El tipo de estructura terminal a usarse en cada caso, dependerá de las características hidráulicas del flujo, la naturaleza de la topografía y geología de los posibles sitios para ubicarla y de las condiciones económicas del proyecto.

Los tipos de estructuras terminales que se conocen son:

- a) Cubeta deflectora o salto de esquí.
- b) Tanque amortiguador.
- c) Cubeta deflectora con descarga ahogada.

El diseño de un vertedor, así como el tipo a escoger para un determinado proyecto, depende de muchos factores como costo, topografía, geología, condiciones de cimentación, etc. Generalmente la selección depende, en parte,

de la experiencia del proyectista.

4.2. NOCIONES FUNDAMENTALES.

Debido a las condiciones de flujo en el canal de --
descarga, el flujo característico en esta clase de vertedores
es del tipo gradualmente variado en régimen supercrítico.

Es por ésto que se debe tener mucho cuidado al di--
señar el vertedor ya que es en este régimen en donde se pre--
sentan fenómenos que implican cálculos demasiado elaborados -
para su solución, por lo que se hace necesario el estudio de_
un modelo reducido.

De estos fenómenos, los más importantes son:

- Cavitación
- Inclusión de aire
- Ondas cruzadas o salto oblicuo
en reducciones

A continuación se presenta una breve explicación de
cada uno, basada en la información existente ⁽⁴⁾.

La cavitación es un fenómeno que se presenta debi--
do a las altas velocidades del flujo y al acabado desigual --
o disparejo del conducto; es decir, que la irregularidad pro--
voca que la lámina se despegue de la pared o plantilla, pro--
duciendo en ese lugar presiones subatmosféricas y, por lo ---

tanto succiones, con lo que se origina la gradual erosión de la irregularidad hasta ocasionar problemas mayores debido a las grandes succiones.

Algunas veces ésta llega a levantar los revestimientos provocando la falla de la estructura.

El fenómeno de la inclusión de aire también es debido a las altas velocidades en la rápida del vertedor o del canal, ocasionando una mayor turbulencia en el flujo, y la característica espuma en él. Esto afecta directamente la geometría del canal ya que al introducirse aire a la lámina, ésta sufre un incremento en su volumen, por lo que el área hidráulica aumenta. Consecuentemente, si los bordos están diseñados con poco margen, es posible que resulten insuficientes a la lámina expandida teniendo como resultado el desbordamiento del flujo y la posible creación de problemas a las otras estructuras.

Respecto a las ondas cruzadas, se puede decir que como los anteriores, es un problema de solución compleja al presentarse en la rápida de un vertedor ya que generalmente las transiciones en éstas son de tipo circular o graduales, siendo más difícil la anulación de aquellas. Es por esto que, aunque existe una teoría basada en la de los disturbios locales⁽⁴⁾ para el análisis de dicho fenómeno, lo que se hace la mayoría de las veces es modificar la curvatura de

dicha transición directamente en un modelo y observar su funcionamiento.

4.3 VERTEDORES EN ABANICO.

Este tipo de vertedores se llama así ya que la obra de control tiene una forma elíptica y las transiciones que se encuentran inmediatamente aguas abajo en el canal son de tipo circular, lo que le confiere un aspecto general de abanico, visto en planta.

Estos vertedores se empezaron a experimentar en el laboratorio de la entonces Comisión Nacional de Irrigación por el Ing. Hiriart, perfeccionándose en 1952 por el Ing. Ulloa en el mismo laboratorio⁽⁵⁾.

Los vertedores en abanico se basan en la teoría de la red de flujo de un orificio en un vaso semiinfinito (bidimensional), de donde se advirtió que la cresta podía tener la forma de una equipotencial de dicha red y limitar al canal de descarga por dos líneas de corriente simétricas. Sin embargo, la teoría no pudo ser aplicada ya que en un vertedor el flujo es rotacional y en una red es irrotacional.

Es por eso que los experimentos se llevaron a cabo en modelos de dicho laboratorio y todas las recomendaciones para su diseño están deducidas a partir de las observaciones hechas por los profesionales antes citados.

Las partes fundamentales del vertedor en abanico -- son las mismas que las de un vertedor convencional; no obstante, el vertedor en abanico incorpora una estructura llamada colchón, localizada al pie del cimacio y que funciona como un pequeño vaso de almacenamiento en donde se produce el salto hidráulico, propiciado por un bordo localizado al final -- del colchón y de donde arranca el canal de descarga con la -- pendiente supercrítica. Por otra parte, las transiciones que le dan forma de abanico a este vertedor se localizan limitando al colchón, en ambos lados.

Como el vertedor en abanico es resultado de numerosos experimentos, no existen normas rígidas basadas en una -- teoría para su diseño, sino que solamente se cuenta con recomendaciones generales.

4.4 CUBETA DEFLECTORA.

Este tipo de estructura aprovecha el aire para disipar parte de la energía de flujos a gran velocidad. Está -- diseñada para esparcirla y permitir que el aire entre en contacto con la mayor área posible, además de alejar la descarga del pie de la cortina aguas abajo.

Si la turbulencia y la acción conjunta del aire y -- la tensión superficial es grande, puede obtenerse un chorro -- parcialmente desintegrado antes de hacer contacto con la zona de aguas abajo.

Estas cubetas tienen la forma de las plataformas - que se usan para saltar en esquí, por lo que también se les conoce como salto de esquí.

Es evidente que uno de los requisitos que tiene -- que cumplir el sitio para poder usar este tipo de cubetas, - es tener una roca muy sana en la zona de aguas abajo, para -- que de esta manera resista el impacto del chorro y no se --- produzcan grandes erosiones.

Es importante analizar las erosiones que se pre--- sentan y su distancia a la cubeta ya que en algunos casos la erosión tiende a acercarse cuando se presentan gastos meno-- res al de diseño. Por otra parte, el material producto de - la erosión será llevado por la corriente aguas abajo, pudiendo formarse una barra con éste y producir condiciones inde-- seables aguas arriba.

La altura del chorro, así como la distancia máxima que recorrerá se puede calcular como un tiro parabólico, obteniendo resultados satisfactorios.

Elevatorski⁽⁶⁾ propone la siguiente fórmula para - el cálculo de la distancia horizontal que recorrerá el chorro:

$$X = \frac{V_0^2 \sin 2\theta}{g}$$

donde ϕ ángulo del labio de salida de la cubeta con respecto a la horizontal.

V_o velocidad a la salida del chorro.

Como se observa, la distancia máxima será para un ángulo de 45° ; sin embargo, es común tener ángulos entre 20° y 30° ya que ésto constituye un gran ahorro en la construcción de la estructura.

Otro de los factores que afectan el funcionamiento de la obra es el radio de curvatura de la cubeta.

El U.S.B.R. ⁽⁷⁾ propone una ecuación para revisar - el radio mínimo en función de las presiones en el piso de la cubeta para no alterar la distribución laminar de la corriente en la curva. Además, sostiene que el radio no debe ser - menor de cinco veces el tirante del flujo.

Es importante hacer notar que la cubeta debe diseñarse estructuralmente para soportar las fuerzas dinámicas, así como las presiones que se presenten.

Por último, cabe mencionar que aunque el proyecto se diseña para el gasto máximo, se debe revisar que gastos más pequeños y frecuentes no ocasionen problemas al pie de la estructura.

4.5 VERTEDOR DEL PROYECTO.

Actualmente el proyecto Trojes cuenta con un vertedor -

de tipo abanico pero con algunas modificaciones, ya que en lugar del colchón y la barra características del vertedor en abanico, la pendiente del canal de descarga empieza al pie del cimacio con un cambio un poco más abajo. Este tipo de vertedores se conoce con el nombre de lavadero. Ver plano 4.1.

En el plano 4.2 se puede ver la localización de la estructura en la margen izquierda, junto con la obra de toma.

Del análisis de estos planos se infieren las siguientes observaciones:

1.- Es posible que la transición sea un tanto brusca, provocando ondas cruzadas y un mal funcionamiento del vertedor con peligro de que el flujo rebase los bordes libres.

2.- Las erosiones que se presentarán serán grandes ya que en el lecho del río existe un aglomerado compacto, pero muy erosionable por lo que se tendrá que tener cuidado con la estabilidad de las estructuras.

3.- El funcionamiento del vertedor interfiere con el de la obra de toma, ya que debido a las erosiones se pueden presentar remansos y acarreo de material desfavorable al funcionamiento de ésta.

Por lo anteriormente expuesto y en vista de los --

aspectos problemáticos analizados, se hace indispensable el estudio del vertedor en un modelo hidráulico.

5 □ MODELO REDUCIDO DEL VERTEDOR. FUNCIONAMIENTO.

5.1 GENERALIDADES.

Los modelos hidráulicos son de mucha utilidad en la mecánica de fluidos y, consecuentemente, en la hidráulica. Algunas veces el tratamiento del problema por medio de modelos matemáticos requiere de muchas suposiciones para facilitar su planteamiento, lo que trae consigo la pérdida de aproximación y el alejamiento del problema real; es en este caso cuando la visualización de la solución del fenómeno es más efectiva por medio del modelo.

Esto no quiere decir que la mejor forma de solucionar problemas que se presentan en flujos sea por medio del análisis físico, ya que sólo llevaría a -

errar. La experimentación en modelos tiene que estar -- respaldada por un análisis matemático y la solución a -- problemas específicos que se logra por medio de la con-- junción de los dos análisis.

En la construcción de un modelo hidráulico se busca que sea representativo de la estructura real y que su escala sea tal que facilite las mediciones en los experimentos. Evidentemente la escala que representa con fidelidad los fenómenos en estudio es la 1:1, pero sería ilógico construir un modelo así por razones económicas.

La construcción y la operación de modelos está en función de factores como el espacio disponible en el laboratorio, la capacidad de las instalaciones, el costo del modelo, los efectos de escala y otros.

El modelo debe estar construído no solamente a escala, en lo que consiste la similitud geométrica, sino que se busca que sea representativo de los fenómenos que se presentarán en el prototipo, por lo que -- tendrá que cumplir con otras similitudes que serán tratadas más adelante en este capítulo.

Cabe mencionar que una de las partes fundamentales del estudio en modelos es la interpretación racional de los resultados obtenidos, ya que en ellos inter-

vienen una amplia variedad de factores como son los efectos de escala, la exactitud en la construcción del modelo, la apreciación de las mediciones por el operador, la precisión del instrumental utilizado y otros de menor -- importancia.

Finalmente, antes de construir un modelo se -- tiene que pensar en el tipo que conviene para estudiar -- determinado caso, ya que existen modelos de fondo móvil, de fondo fijo, distorsionados y no distorsionados, siendo cada uno de ellos recomendable para casos específicos en ingeniería hidráulica.

5.2 LEYES DE SIMILITUD.

Para que un fenómeno hidráulico pueda ser estudiado en modelo, tiene que cumplir con tres condiciones de similitud, que son: geométrica, cinemática y dinámica.

- Similitud geométrica.- Existe cuando es constante la relación de todas las longitudes homólogas entre el prototipo y el modelo, o sea que:

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} = \text{constante}$$

donde L_e = escala de longitudes o líneas
 L_p = longitud en el prototipo
 L_m = longitud en el modelo

La similitud geométrica puede ser distorsionada o no distorsionada; la primera, cuando la escala de líneas horizontal no es igual a la vertical y la segunda, cuando ambas son iguales.

En modelos de vertedores se acostumbra usar una escala no distorsionada.

- Similitud cinemática.- Existe cuando la relación entre la magnitud de cualquier vector velocidad en el prototipo y su correspondiente en el modelo es siempre constante, requiriéndose además, que los vectores asociados a puntos homólogos tengan la misma dirección y sentido.

Esta condición de similitud es muy útil ya que permite encontrar la velocidad esperada en el prototipo midiendo la velocidad en el modelo para el mismo punto.

Por lo anterior la similitud cinemática se expresa:

$$F_e = \frac{F_p}{F_m} = \text{constante}$$

donde F_e = escala de fuerzas.

F_p = magnitud de la fuerza en el prototipo

F_m = magnitud de la fuerza en el modelo

Mediante esta similitud se puede obtener la -- fuerza en el prototipo a partir de las mediciones de --- ella en el modelo, lo mismo que las aceleraciones, masas y presiones.

Al existir similitud dinámica, generalmente -- también se cumplen las condiciones de semejanza geométri ca y cinemática.

Cabe aclarar que, considerando a g_e la escala_ de aceleraciones de la gravedad, ésta se toma igual a -- uno debido a la poca variación de g en los diferentes si tios donde pueden estar localizados el modelo y el proto tipo.

En el movimiento de un fluido intervienen dife rentes fuerzas medidas por unidad de masa; sin embargo, _ dependiendo de las características del flujo, existirá -- una de ellas predominante sobre las restantes, haciéndo las de menor importancia. En base a ésto se utiliza un_ parámetro adimensional que tiene que ser igual en el mo delo y el prototipo, que depende del tipo de fuerza do-- minante en el movimiento del fluido. Este parámetro es_ el resultado de dividir la fuerza de inercia entre dicha fuerza.

Estos parámetros son:

- Número de Froude

- Número de Reynolds

- Número de Euler

El número de Froude es la relación entre la fuerza de inercia y la de gravedad, y se expresa:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g L}}$$

Se usa cuando las fuerzas predominantes son las debidas a la gravedad, es decir, en estudios de flujo a superficie libre principalmente.

Cuando el modelo es distorsionado, la escala de líneas que se utiliza es la vertical.

El número de Reynolds es el parámetro que se usa cuando el fenómeno a estudiar se rige por fuerzas viscosas del fluido y es la relación de la fuerza de inercia a la fuerza viscosa:

$$R = \frac{V L}{\nu}$$

Este parámetro es usado en el estudio de fenómenos en flujo laminar en tuberías y, en general, en donde se presenta este tipo de flujo.

El número de Euler es la relación de las fuerzas de inercia y las fuerzas de presión que se utiliza -

en el estudio de fenómenos en donde las fuerzas de presión son las que rigen; como por ejemplo, las presiones de viento sobre estructuras.

Se expresa como:

$$E = \frac{\rho V^2}{\Delta P}$$

Algunas veces en el estudio de fenómenos, se presentarán casos regidos por dos fuerzas predominantes; cuando ésto sucede, lo que se hace es darle preferencia a una de ellas y vigilar que el otro parámetro no se exceda de ciertos límites.

El estudio de vertedores, como en este caso, está regido por el número de Froude, por lo que se deberá de cumplir la condición antes expuesta para que exista la similitud dinámica.

De esta manera, las escalas fundamentales para un modelo no distorsionado regido exclusivamente por el parámetro del número de Froude quedarán:

$$\begin{aligned} V_e &= \sqrt{l_e} \\ t_e &= \sqrt{l_e} \\ A_e &= l_e^2 \\ Q_e &= l_e^{5/2} \\ F_e &= \gamma_e l_e^3 \end{aligned}$$

5.3 MODELO DEL PROYECTO.

El modelo del vertedor del proyecto Trojes se encuentra en el laboratorio de Salazar de la SARH, en -- donde se están empezando los estudios.

Actualmente el modelo no está terminado, ya -- que falta la configuración topográfica del sitio así como otros detalles; sin embargo, la estructura vertedora está totalmente lista para empezar los experimentos mientras se acaba aquella.

El modelo es de fondo fijo y no distorsionado y está construido a escala 1:80, por lo que las escalas características son:

l_e	=	80.0
V_e	=	8.944
t_e	=	8.944
A_e	=	6 400.00
Q_e	=	57 243.34
F_e	=	512 000.0 γ_e

De aquí que el gasto máximo del modelo sea --- $Q_{\max} = 71.624$ lts/s y las velocidades esperadas en la cubeta deflectora del orden de $V_{\max} \approx 4.025$ m/s.

Una vez funcionando el modelo se pueden apre--

ciar deficiencias muy importantes en su diseño ya que su funcionamiento hidráulico es pésimo.

Como se esperaba, las transiciones en el abanico son demasiado fuertes, lo que provoca ondas cruzadas y la sobreelevación del tirante al centro de la estructura con dos zonas prácticamente "muertas" a los lados, además de la presencia de dichas ondas a lo largo del canal. Resulta así el rebase de los bordos libres en ambas márgenes del canal con el consecuente peligro para las estructuras adyacentes.

En lo que se refiere a las erosiones que se esperan y los problemas subsecuentes, no se podrán estudiar en este modelo a menos que se implemente un fondo móvil en la descarga de la cubeta; sin embargo, es evidente que las erosiones que se presentarán serán grandes y que definitivamente interferirán con el funcionamiento de la obra de toma.

A continuación se presentan las fotografías del modelo en funcionamiento.



FOTO 1

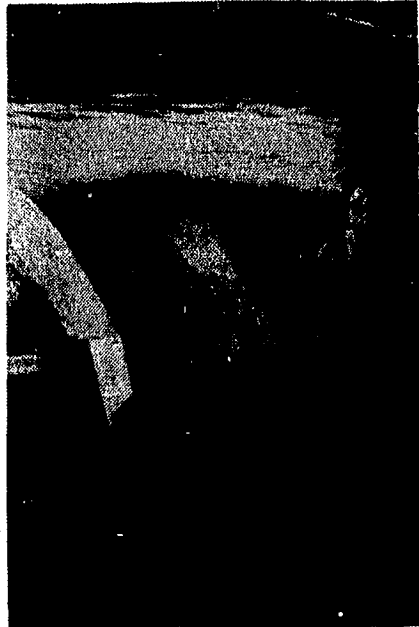
Aspecto general del modelo.

Nótese las ondas cruzadas en el canal y los desbordamientos en ambas márgenes.

FOTO 2

Detalle de la sobre elevación del tirante a la entrada de la estructura.

Gasto cercano al de diseño.



6. CONCLUSIONES.

- Respecto a la geometría:

En base a las pruebas realizadas en el modelo para diferentes gastos, se observó que el funcionamiento hidráulico del vertedor deja mucho que desear ya que --- presenta ondas cruzadas a lo largo del canal y la sobre-elevación del tirante a la entrada de la estructura, provocando desbordamientos con la presencia de gastos cercanos al de diseño (ver fotos).

Estos pueden crear serios problemas en la estabilidad de la estructura ya que erosionará el terreno y provocará asentamientos diferenciales a lo largo del canal, con lo que su funcionamiento sería todavía peor,

además de la posible presencia de cavitación en la ----
plantilla y taludes.

Para gastos menores el funcionamiento hidráulico es igual de deficiente ya que también se presentan las ondas cruzadas y la sobreelevación del tirante a la entrada de la estructura, pero con la diferencia de que no existen desbordamientos en el canal.

Respecto a la curvatura de la cresta y del --
abanico en general, los problemas que presenta son básicamente constructivos ya que están definidos por una curva elíptica la cual es muy complicada de trazar en el campo.

En lo que a la cubeta deflectora se refiere, se observó que trabaja bien aún para gastos pequeños, desalojándolos rápidamente y no permitiendo las erosiones en ella.

Es por lo anterior que se hace indispensable la modificación de la geometría del vertedor mediante diferentes pruebas en el modelo hasta llegar a la que produzca un mejor funcionamiento hidráulico.

Estas pruebas consistirán básicamente en la modificación a las curvas de transición del abanico y a la plantilla de la primera sección del canal para, si -

es posible, eliminar las ondas cruzadas, o cuando menos disminuir su efecto a valores menos perjudiciales.

Es posible que la curvatura de la cresta se modifique para que quede definida por tres arcos de círculo en lugar de la curva elíptica con la que está ahora.

- En cuanto a su localización:

Tomando en consideración lo que se analizó antes, el funcionamiento del vertedor provocará problemas de funcionamiento en la descarga de la obra de toma, ya que al erosionar el aglomerado existente en la zona, los materiales producto de ésta serán depositados aguas abajo, formando una barra que producirá un remanso en el nivel del agua que muy probablemente ahogará la descarga de la obra de toma.

Además, las erosiones que se esperan son grandes, ya que aunque el aglomerado es muy resistente a las cargas verticales, está compuesto por una matriz arenosa que lo hacen fácilmente deleznable. Es por esto que aunque la cubeta deflector desaloja satisfactoriamente los volúmenes de agua, las erosiones que se presenten con gastos pequeños pueden estar lo suficientemente cerca para afectar al mismo vertedor o a las --

estructuras vecinas.

Por todo lo anterior se hace necesario el estudio de factibilidad para las siguientes opciones:

- 1.- Cambiar la descarga de la obra de toma a un lugar más elevado.
- 2.- Desviar el eje del vertedor de manera que la descarga no afecte directamente la obra de toma.
- 3.- Cambiar de margen el vertedor.

Si la topografía y la geología lo permiten, la mejor opción es la tercera; sin embargo, es más probable que se elija la segunda ya que ésta no involucra un cambio radical en el proyecto. Por otra parte, cabe aclarar que esta opción no soluciona del todo el problema, sino sólo busca que el remanso que se forma no sea tan grande como para ahogar la descarga de la obra de toma, además de alejar la zona de erosión.

Es importante señalar que el proyecto todavía está en etapa de estudio y que los conceptos antes indicados corresponden al proyecto original. Sin embargo, los técnicos de la SARH apoyados en los estudios que en el modelo de efectuen así como en las normas existentes para proyectos de vertedores de este tipo, propondrán la

mejor alternativa para la solución de los problemas que_ presente el actual proyecto.

A N E X O 1 .

```

10 C I S
20 REM PROGRAMA PARA RESOLVER LA ECUACION DIFERENCIAL ORDINARIA CARACTERISTICA
30 REM DEL TRANSITO DE AVENIDAS A TRAVES DE UN VASO CON VERTEDOR TIPO CREAGER
40 REM CON PARAMENTO VERTICAL Y CRESTA LIBRE.
50 C I S
40 I PRINT "UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO":PRINT
70 I PRINT "TRANSITO DE LA AVENIDA POR UN VASO CON VERTEDOR TIPO CREAGER":PRINT
-----
80 PRINT:PRINT:INPUT "LA LONGITUD DE LA CRESTA ES: "L
90 PRINT:INPUT "LAS CONSTANTES DE LA CURVA H-V SON: "K;N
100 PRINT:INPUT "EL VALOR DEL INCREMENTO DEL TIEMPO A CONSIDERAR ES: "D
110 PRINT:INPUT "LA ALTURA DE LA CRESTA VERTEDORA ES: "HC
120 PRINT:INPUT"EL NUMERO DE INTERVALOS A CONSIDERAR: "M
130 PRINT:INPUT "ALTURA DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA: "HA
140 I PRINT,"DATOS DEL TRANSITO"
150 I PRINT:I PRINT "Long. Cresta","Alt. Vert.,"h param.,"Inc. k"
155 I PRINT " m "," m"," m"," s/d"
160 I PRINT L,HC,HA,D
161 I PRINT:I PRINT " * Int. ","k","n"
162 I PRINT H,K,N
165 I PRINT"-----"
164 I PRINT:I PRINT:I PRINT
170 Z=M+1:DIM T(M),H(7),O(7):PRINT
180 PRINT:INPUT "VALOR INICIAL H(1) PARA EL METODO EULER GAUSS: "H(1)
190 FOR V=1 TO M
200 READ T(Y)
210 NEXT Y
220 C I S
230 I PRINT "INCREMENTO","ENTRADA","ALTURA","SALIDA"
240 I PRINT " No. "," m3/s "," m "," s"," m3/s"
250 FOR J=1 TO M: O(J)=0
260 DV=T(J)-O(J)
270 SR=(H(J)+N-1)*K*N
280 H1=H(J)
290 FOR Y=1 TO 30
300 IF H1=HC THEN 330
310 IF (HA/(H1-HC))>.954 THEN 330
320 C=2.12*(HA/(H1-HC))+.06:GOTO 340
330 C=2.2
340 C=C#.
350 O1=(H1-HC)+(3/2)*C*D1=J(T)-O1
360 S1=(H1+(N-1))*K*N
370 H2=O1+(DV/SR+D1/S1)/2)+H(J)
380 IF H2-H1<=0.01 THEN 400
390 H1=H2:NEXT Y
400 H(J+1)=H2:O(J+1)=O1
410 I PRINT J,T(J),H(J),O(J)
420 NEXT J
430 DATA 270,1170,1620,2880,3420,5310,6480,9000,7200,5490,5310,4770,4230,3780
440 DATA 3690,3420,3330,3040,3070,2800,2790,2610,2610,2430,2430,2340,2160,2160,2070
450 DATA 2070,1980,1980,1890,1890,1800,1800,1800,1800,1800,1710,1710,1620,1620,1620
460 DATA 1620,1530,1530,1530
470 DATA 0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0
480 END

```

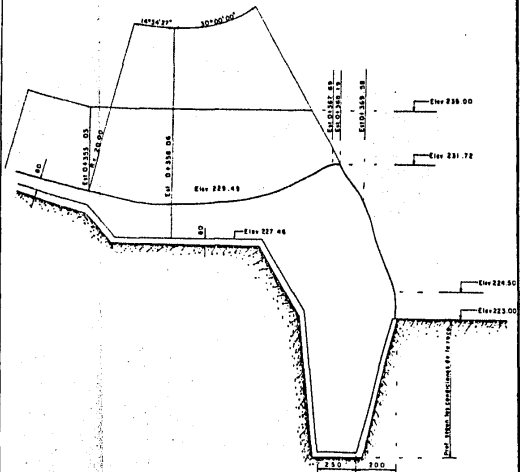
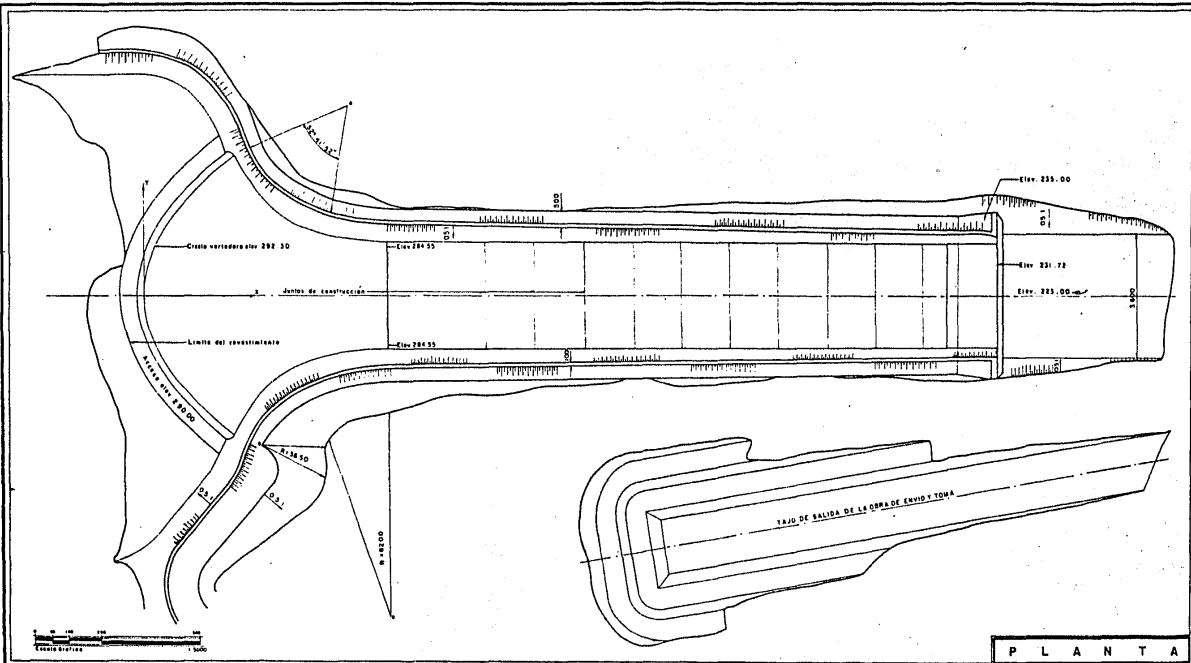
P. C. M. 155, 210, 210, 117

P. B. C. 1, 2, 3, 4, 5

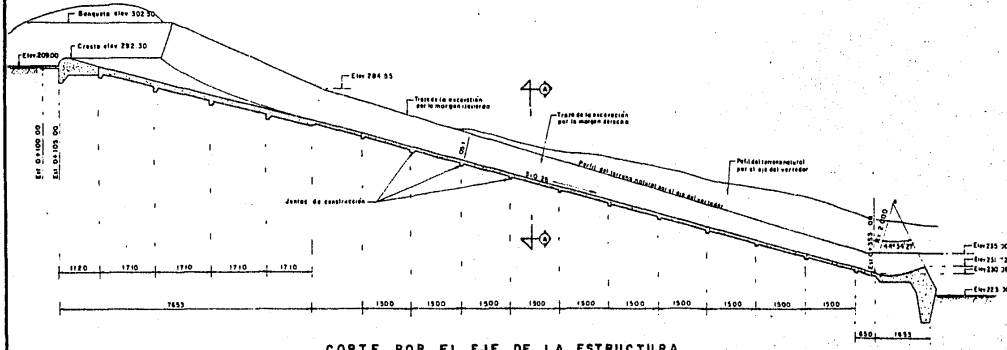
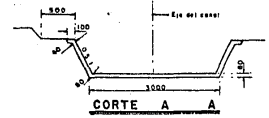
MEXICO

P. M. M. 150 EXCLUSIVO DE LA ADMINISTRACION

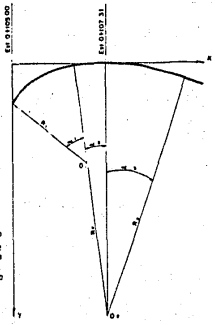
ESTADISTICO
 1170
 11700
 117000



GEOMETRIA DE LA CUBETA



CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA



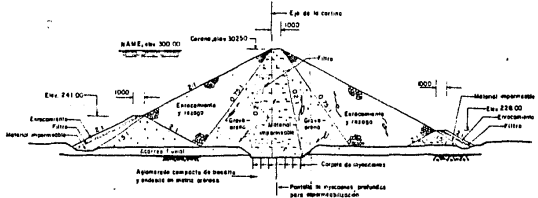
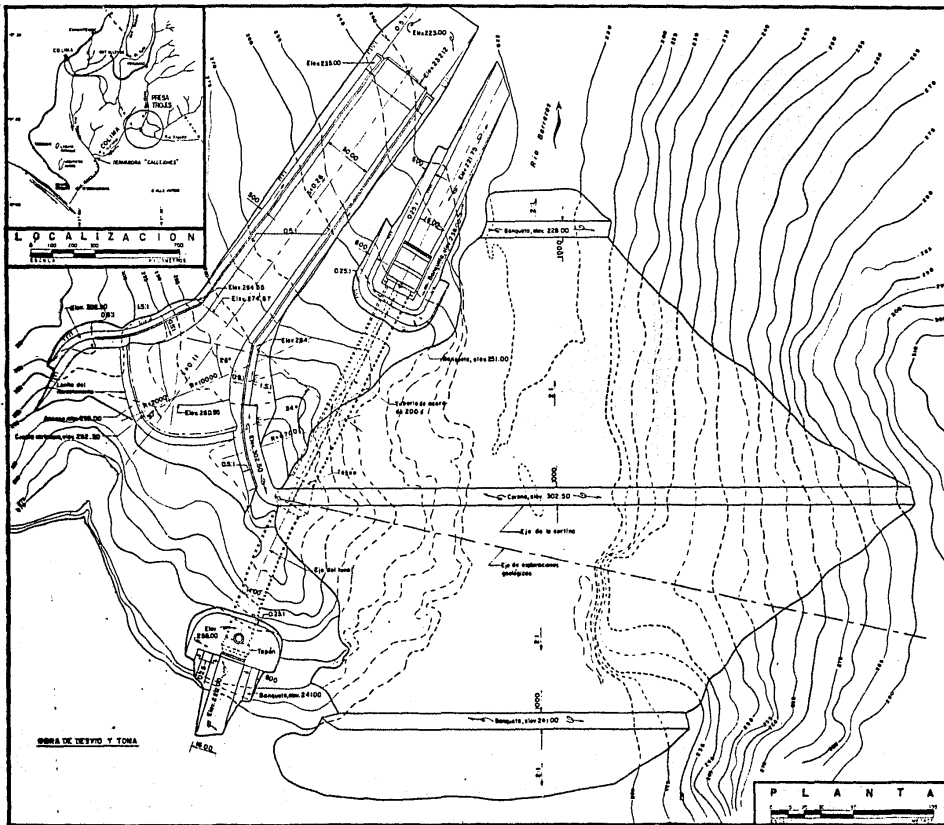
GEOMETRIA DEL CIMACIO

DATOS DE PROYECTO:
 Elevación de la cresta vertedero — 292.30
 Elevación del nivel de agua máxima extraordinaria — 300.00
 Carga de agua — 7.70
 Longitud de cubeta — 101.22
 Bata de escape — 41.00

NOTA:
 • Escala vertical en m. S. M. M.
 • Escala horizontal en centímetros.
 • Coordenadas en metros.

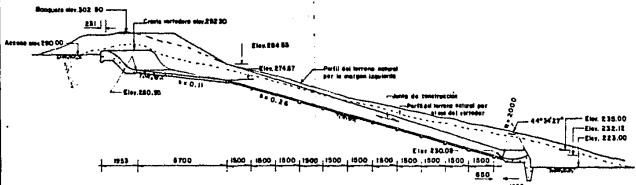
PUNTO	Elev	Dist	Dist
A	292.30	0.00	0.00
B	291.72	0.00	0.00
C	285.48	0.00	0.00
D	227.46	0.00	0.00
E	286.50	0.00	0.00
F	283.00	0.00	0.00
G	235.00	0.00	0.00

INGENIERO PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM
PLANO GENERAL DEL VERTEDOR
 TROJES, RIO BARRERAS
 PLANO 4.1
 FECHA 4/05/00



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

NOTAS:
 1. ESTRUCTURAS EN M.S.A.M.
 2. ASOCIACIONES EN M.S.



CORTE POR EL EJE DEL VERTEDOR

DATOS DE PROYECTO		
Capacidad total del vert.	230	m ³ /s
Capacidad a la cresta barrera	230	m ³ /s
Capacidad para 11.000	170	m ³ /s
Capacidad para 8000	80	m ³ /s
Capacidad de superación del vertedor	41.00	m ³ /seg
Capacidad de la obra de 1000	20	m ³ /seg
Elevación de la cresta de la cortina	302.50	m
Elevación al muro	300.00	m
Elevación de la cresta vertedor	238.00	m
Longitud de la cresta vertedor	101.22	m

TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA DE LA URAM
 PLANO GENERAL DEL PROYECTO
 TROJES RIO BARRERAS

REFERENCIAS

- 1.- Ross, Shepley. "DIFFERENTIAL EQUATIONS"
Pág. 353-356 Wiley. U.S.A. 1974.
- 2.- Torres H., Fco. "OBRAS HIDRAULICAS"
Pág. 105-108 Limusa. México. 1980.
- 3.- U.S.B.R. "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS"
Pág. 302-303. CECSA. México. 1982.
- 4.- Henderson, F.M. "OPEN CHANNEL FLOW"
Pág. 239-250. Mac Millan. U.S.A. 1970.
- 5.- Ulloa Ortíz, S. "VERTEDORES EN ABANICO"
Revista Ingeniería Hidráulica en México.
SRH. Oct.-Nov. 1956.
- 6.- Elevatorski, E.A. "HYDRAULIC ENERGY DISSIPATORS"
Pág. 178-183. McGraw Hill. U.S.A. 1959.
- 7.- U.S.B.R. "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS"
Pág. 321-322. CECSA. México. 1982.

B I B L I O G R A F I A

- Elevatorski, E.A. "HYDRAULIC ENERGY DISSIPATORS"
Mc. Graw Hill. U.S.A. 1959.
- Henderson, F.M. "OPEN CHANNEL FLOW"
Mac Millan. U.S.A. 1970.
- Linsley, Kohler, Paulhus. "HIDROLOGY FOR ENGINEERS"
Mc. Graw Hill. U.S.A. 1958.
- Luthé, Olivera, Shults. "METODOS NUMERICOS"
Limusa. México. 1978.
- Ross, Shepley L. "DIFFERENTIAL EQUATIONS"
Wiley. U.S.A. 1974.
- Sotelo Avila. "HIDRAULICA GENERAL"
Volumen I. Limusa. México. 1974.
- Torres, H. "OBRAS HIDRAULICAS"
Limusa. México. 1980.
- Ulloa Ortíz, Salvador. "VERTEDORES EN ABANICO"
Rev. Ingenieria Hidráulica en México. S.R.H.
Oct. Nov. 1956.
- U.S.B.R. "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS"
CECSA. México. 1982.
- Camelo Veruzco, Arturo. "LOCALIZACION Y DISEÑO PRELIMINAR DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELECTRICO EL CARACOL CON LA AYUDA DE UN MODELO HIDRAULICO"
Tesis Profesional. México. 1978.