

2 of 70



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO DEL CONTROL DE AVENIDAS DE LA
PRESA EL SALTO, SIN.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CESAR VICENTE GUERRERO ORTEGA

FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	Página
1. INTRODUCCION	1
2. DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO	5
2.1 Información Disponible	5
2.1.1 Topográfica	6
2.1.2 Climatológica	6
2.1.3 Hidrométrica	7
2.2 Metodologías Utilizadas	8
2.2.1 Métodos Probabilísticos	8
2.2.2 Ecuaciones Regionales de Gastos Máximos Anuales	9
2.2.3 Envolventes Regionales y Mundiales de Creager y Lowry	10
2.2.4 Aplicación del Modelo Precipitación - Ecurrimiento, para lluvias máximas anuales en 24 horas	10
2.2.5 Calibración del Número de Ecurrimiento N	12
2.2.6 Aplicación del Modelo con Maximización de Tormentas	13
2.2.6.1 Calibración de Tormentas	13
2.2.6.2 Cálculo de Avenidas Máximas	15
2.2.7 Análisis Probabilístico de Volúmenes	16
3. AVENIDA DE DISEÑO PROPUESTA	17
4. TRANSITO DE LA AVENIDA PROPUESTA	19
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	22

A N E X O

	Página
DESCRIPCION DE METODOLOGIAS	24
Métodos Probabilísticos	24
Gumbel Simple	24
Gumbel Doble	26
Log Pearson III	28
Modelo precipitación - escurrimiento	29
Precipitación máxima probable (PMP)	31
Tránsito de avenidas a través de vasos de almacenamiento	32
TABLAS	
LAMINAS Y FIGURAS	
BIBLIOGRAFIA	

1. INTRODUCCION

La presa El Salto, se localiza sobre el río Elota, en la porción sur del estado de Sinaloa, sus coordenadas geográficas son 24o 07' de latitud norte y 106o 41' de longitud WG.

En agosto de 1981 se inició la construcción de la presa con el fin de resolver el problema de las inundaciones en ese río; y a su vez, está destinada para fines de producción agropecuaria (Distrito de Desarrollo Rural No. 137), con un almacenamiento al NAMO de 415.00 Mm³ y al NAME 748.00 Mm³ con este último almacenamiento se afectarían 4,600 has., 19 poblaciones, 220 casas y aproximadamente 2610 habitantes ubicados en el área de inundación del vaso, en los municipios de San Ignacio y Cosalá, Sin.. El 24 de julio de 1987 se empezó el almacenamiento de la presa.

De acuerdo a la información existente de trayectorias de ciclones es muy evidente que la presa El Salto, se encuentra ubicada en una zona completamente ciclónica; ya que su frecuencia es alta y los efectos que producen son muy severos.

Así, la intención del trabajo, es la de revisar la avenida de diseño que actualmente se considera, con el propósito de mejorar el control y la oferta de volumen de agua para riego.

El desarrollo del trabajo, se realiza de la manera siguiente: al final de este capítulo, se presentarán algunas

características generales de la región y del río Elota, con el objeto de enmarcar el análisis planteado.

Con el capítulo 2, se hace la predicción hidrológica, que consiste en determinar la avenida máxima de diseño.

En el capítulo 3, se selecciona la avenida de diseño que proporcione las máximas condiciones de seguridad.

Dentro del capítulo 4, se realiza la simulación del tránsito de las avenidas de proyecto y propuesta, con el fin de revisar que la capacidad de control de la presa sea suficiente.

El capítulo 5, contiene por último las conclusiones y recomendaciones a que se llega, según los resultados obtenidos.

La presa se encuentra ubicada dentro de la llamada Región Hidrológica No. 10 Sinaloa; de acuerdo con la regionalización propuesta por la extinta Subdirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), como se observa en la lámina 1.

Esta región abarca una área aproximada de 103,212 km² y se encuentra dentro del estado de Sinaloa un porcentaje mayoritario de 47.46% (48,984 km²). Sigue en importancia el porcentaje del área perteneciente al estado de Chihuahua que es de 28.42% (29,363 km²). A continuación el que queda dentro del estado de Durango que es de 20.73% (21,396 km²) y por último un porcentaje mínimo de 3.39% (3,499 km²) que pertenecen al estado de Sonora.

La Región Hidrológica No. 10 está relacionada, orográficamente, con un bloque montañoso constituido

principalmente por la Sierra Madre Occidental, en un tramo sensiblemente paralelo a la costa del Pacifico, comprendido, aproximadamente entre los 23o 30' y los 27o 15' de latitud norte.

La cuenca del rio Elota es de menor importancia entre los grandes rios del estado de Sinaloa, sin dejar de pertenecer al grupo de los principales rios de dicho estado como lo muestran sus 1,884 km² de cuenca hasta la estación hidrométrica Acatitán, sitio en donde se construyo la presa El Salto.

El recorrido original del rio Elota se realiza con el nombre de rio Habitas en sentido oeste hasta un punto situado 4 km aguas abajo de Santa Ana, donde el rio se interna ya en Sinaloa y desvia su curso hacia el sur.

Un poco aguas abajo del cruce con el limite estatal, recibe un afluente derecho llamado rio Cosalá, que es un arroyo de trayectoria corta que pasa por la ciudad de ese nombre, 15 km aguas abajo el rio Habitas recibe un afluente izquierdo que es propiamente el rio Elota y a partir de esa confluencia se conserva ese nombre sin cambios.

A 30 km aguas abajo de la entrada del rio Habitas en el rio Elota hay otro afluente, esta vez derecho, que se llama arroyo Contaos. Este afluente es el último de cierta consideración.

Aguas abajo el rio llega hasta Elota siguiendo un rumbo sur. En las inmediaciones de esta población cruza la carretera federal No 15 y después fluye hacia su

desembocadura en el Pacifico a lo largo de 35 km mas de cauce orientado predominantemente hacia el oeste.

La vegetación se manifiesta en las partes altas en forma del tipo de coníferas, con predominio de especies como el pino, oyamel y cedro blanco.

En las partes bajas, es decir, en la faja costera se presenta una vegetación típica del litoral, con predominio de manglares, palmeras, amates, etc.

En cuanto a la distribución de la lluvia, se presenta la característica propia del noroeste del país, que señala un periodo de lluvias invernales que ocurren, preferentemente, en los meses de diciembre y enero.

Además de esa temporada de lluvias invernales perfectamente definidas, existe la que podría considerarse como temporada normal de lluvias de verano. Esta se inicia en el mes de junio y termina en octubre o noviembre; los valores máximos ocurren, generalmente, durante los meses de julio, agosto o septiembre y están influenciados por los ciclones tropicales.

Hecha la descripción general de la cuenca y de la región donde se localiza, se procedera a determinar la avenida máxima de diseño. Para mayor aclaración, se incluye un anexo que contiene las ecuaciones y modelos matemáticos utilizados.

2. DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Consiste en aplicar diferentes metodologías como veremos más adelante para poder determinar la avenida de diseño.

2.1 Información Disponible

Las principales características originales de diseño de la presa, son las siguientes:

DATOS GENERALES	CAPACIDAD (M ³ /S)	ELEVACION m.s.n.m.
CORRIENTE: RIO ELOTA		
CORONA	868	165.80
NAME	748	163.35
NAMO	415	154.50
OBRA DE TOMA (CAP. MUERTA)	70	131.00
CAPACIDAD UTIL	345	
SUPERALMACENAMIENTO	333	
AVENIDA DE DISEÑO	11,000 m ³ /seg	
GASTO MAXIMO DE DESCARGA	3,600 m ³ /seg	
CARGA DE DISEÑO	8.85 m	
VERTEDOR DE CRESTA LIBRE LONGITUD DEL VERTEDOR =	80 m	
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS		
GASTO DE LA OBRA DE TOMA	MARGEN DERECHA 50 m ³ /seg MARGEN IZQUIERDA 10 m ³ /seg	
AREA DE LA CUENCA	1,984 Km ²	

Por otra parte se acopiò la informaci3n necesaria para llevar a cabo la revisi3n de la avenida de dise1o, la cual consiste en: topograf1a, climatolog1a e hidrometr1a; estas dos ùltimas hasta 1987. A continuaci3n se describen de manera m1s espec1fica los datos recabados.

2.1.1 Topogr1fica

Consiste en cartas topogr1ficas de DETENAL, a escala 1:50,000, Nos. G13-C65 (Coacoyole), G13-C74 (Cosal1), G13-C75 (Guadalupe de los Reyes), G13-C76 (San Francisco de los Lobos), G13-C84 (Conitaca), G13-C85 (Ojaya), y G13-C86 (Pueblo Viejo).

Sobre estas cartas topogr1ficas, se delimit3 la cuenca en estudio como se puede observar en la l1mina 2, con el fin de aplicar el modelo precipitaci3n-escurrimiento de la Direcci3n de Aguas Superficiales (DAS). Tambi3n se calcularon los valores de las caracteristicas fisiogr1ficas y par1metros hidrol3gicos que requiere dicho modelo, como son:

Area de la Cuenca	= 1,884 Km ²
Longitud del cauce principal	= 134 Km
Desnivel m1ximo	= 2,640 m
Tiempo de concentraci3n	= 13.07 hrs

2.1.2 Climatol3gica

Compuesta por los registros de lluvias m1ximas anuales en 24 horas de las siguientes 9 estaciones pluviom3tricas: Elota, Zoquit1n, San Ignacio, Piaxtla, Acatit1n, Sta. Cruz, Las Truchas, Ixpalino y Guadalupe de los Reyes. Los

registros de dichas estaciones, se presentan en las tablas 1 y 2.

Tambièn se dispone de los registros de lluvia diaria de las tormentas que provocaron las máximas crecientes en el sitio de la estación hidrométrica Acatitàn, las cuales son las siguientes:

AÑO	MES
1962	OCTUBRE
1968	SEPTIEMBRE
1972	OCTUBRE
1974	SEPTIEMBRE
1975	JULIO
1981	OCTUBRE
1985	OCTUBRE

La tormenta de septiembre de 1968 generó el gasto máximo histórico (4,600 m³/seg), en el lapso de registro (1955-1987); el segundo valor corresponde a la tormenta de octubre de 1985 (2,415 m³/seg). Los valores de lluvia diaria se presentan en la tabla 3.

2.1.3 Hidrométrica

Se cuenta con registros de gastos máximos anuales de 1955 a 1986 de la estación hidrométrica Acatitàn, ubicada aproximadamente a 4 Km. aguas abajo del sitio donde se localiza la cortina de la presa El Salto, tabla 4. Así como los hidrogramas producidos por las tormentas. En las figs. 1, 2 y 3 se grafican los hidrogramas más representativos.

Con base en esta información, se hizo la calibración del número de escurrimiento N , utilizado en el modelo precipitación-escurrimiento de la DAS, y la deducción de la avenida máxima empleando este mismo modelo.

2.2 Metodologías Utilizadas

Debido al tipo de información hidroclimatológica con que se cuenta, el pico de la avenida máxima de diseño se determinó por medio del modelo precipitación-escurrimiento desarrollado en la Dirección de Aguas Superficiales, métodos probabilísticos, ecuaciones regionales (según la regionalización de gastos máximos iniciada en el Plan Nacional Hidráulico y continuada en la Dirección mencionada), y las envolventes de Creager y Lowry.

2.2.1 Métodos probabilísticos

El Área de cuenca hasta el lugar de la estación hidrométrica Acatitán, Sin., es apenas mayor que la correspondiente al sitio de la presa, en un 3%. Por lo que, en cuanto a los métodos probabilísticos, los resultados que se obtengan en la estación, se juzgaron representativos de la presa. Los métodos probabilísticos aplicados son: Gumbel Simple, Gumbel Doble y Log Pearson III.

Para utilizar el método probabilístico de Gumbel Doble, previamente se hizo la separación de las dos poblaciones hidrológicas. En papel probabilístico de Gumbel, se graficaron los valores de los gastos contra los periodos de retorno asociados a ellos. De aquí se detectó la doble tendencia, fig. 4.

Una vez que se "corrieron" los modelos en computador, se llegó a los resultados que se presentan en la tabla 5, los que también se graficaron en la fig. 5.

2.2.2 Ecuaciones Regionales de Gastos Máximos Anuales

De acuerdo a la última regionalización de gastos máximos anuales, que posee la Dirección de Aguas Superficiales, la cuenca de la presa El Salto queda comprendida dentro de la Región VIII. Para determinar los parámetros de Gumbel A y B, se utilizaron las siguientes ecuaciones regionales calibradas en la zona:

$$A = \frac{0.41}{Ar} \frac{2.18}{PM} \frac{0.31}{S}$$

$$10011.75$$

$$B = \frac{0.23}{Ar} \frac{1.37}{P} \frac{0.64}{PM} \frac{0.38}{L}$$

$$54781 \quad S$$

en donde:

Ar = Área de la cuenca, en Km²

S = Pendiente del cauce, adimensional

P = Precipitación media anual, en mm (calculada sobre planos de isoyetas de 1931 a 1970)

PM = Precipitación máxima en 24 horas, en mm, para un periodo de retorno de 10 años

L = Longitud del cauce principal, en Km

En la cuenca en estudio, se determinaron los valores que a continuación se anotan:

$$A_r = 1,884 \text{ Km}^2$$

$$S = 0.0197$$

$$P = 1,000 \text{ mm}$$

$$PM = 150 \text{ mm}$$

$$L = 134 \text{ Km}$$

Con valores de A y B, se aplicó la distribución de Gumbel, llegándose a los resultados que se indican en la tabla 6, para periodos de retorno de 10 a 10 000 años.

2.2.3 Envolventes Regionales y Mundiales de Creager y Lowry

La cuenca del río Elota pertenece a la región hidrológica No. 10, de la subdivisión de la República Mexicana hecha por la extinta Subdirección de Hidrología. En el área de la cuenca de la presa El Salto, las envolventes mundiales y regionales de Creager y de Lowry produjeron los gastos que se anotan en la tabla 7.

2.2.4 Aplicación del Modelo Precipitación - Ecurrimiento, para Lluvias Máximas Anuales en 24 horas

Con base en la información hidroclimatológica y topográfica disponible, se aplicó el modelo precipitación-escurrecimiento, siguiendo los procesos que a continuación se describen, de una manera sucinta.

Antes de describir dichos procesos, se aclara que, como es bien sabido, este tipo de modelos transforma la lluvia considerada sobre la cuenca a un hidrograma en el sitio de interés. Por lo que es de vital importancia la tormenta de diseño que se le dé como dato de entrada. Es por ello que se hace mucho énfasis en este punto, y se aplican tres criterios para calcularla con el fin de asegurarse que se estén tomando las condiciones más severas.

El primer criterio consiste en efectuar un análisis probabilístico de las lluvias máximas anuales en 24 horas; el otro, de determinar la PMP por el método estadístico de Hershfield; y el último, en maximizar y transportar tormentas ocurridas.

Primera mente se describe como se aplicó el modelo para los dos criterios iniciales, junto con la manera de calibrar el valor de N del SCS (Soil Conservation Service), que normalmente se sigue en la Dirección cuando se utilizan este tipo de tormentas de diseño.

Una vez calculadas las características fisiográficas y parámetros hidrológicos necesarios en la cuenca en estudio, se obtuvo la altura de lluvia media total para periodos de retorno de 10 a 10 000 años, así como la PMP por el método de Hershfield.

Como mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento es el uso del hidrograma unitario, el modelo utiliza la del hidrograma unitario sintético triangular del SCS; por tanto, en función de las características

fisiográficas de la cuenca, determina el hidrograma unitario para una duración igual a la del tiempo de concentración.

De utilizar la relación propuesta por el Dr. Ven Te Chow, para calcular la lluvia efectiva en función del número de escurrimiento N del SCS, se logró el cálculo de lluvia en exceso, para diferentes periodos de retorno, así como para la PMP.

Al aplicar el principio de proporcionalidad entre la lluvia efectiva y los hidrogramas unitarios, con la hipótesis de que estas precipitaciones se acumulan en una duración igual a la del hidrograma unitario, se obtienen los hidrogramas de escurrimiento directo para la cuenca en estudio.

De esta manera resumida, es como se aplicó el modelo y los resultados que se obtuvieron se presentan en la tabla 8, tanto para periodos de retorno de 10 a 10 000 años (lluvias máximas anuales), como para la PMP. Ahí mismo aparecen las alturas de lluvia calculadas para cada periodo de retorno y la PMP.

2.2.5 Calibración del número de escurrimiento N

Es obvio que si se logra determinar el número de escurrimiento N de una manera confiable, automáticamente queda definido el gasto máximo que es posible esperar.

De graficar los resultados de los métodos probabilísticos junto con los del modelo precipitación-escurrimiento en la fig. 5, se observa que el valor del número de escurrimiento N, es del orden de 90.

2.2.6 Aplicación del modelo con maximización de tormentas

En forma muy resumida dire que, primeramente, se calibran varias tormentas de las más severas que hayan ocurrido sobre la cuenca; una vez logrado esto, se mayoran las tormentas, a los valores máximos que sea factible alcanzar, de acuerdo a las características meteorológicas de la región en que se ubique la cuenca; a continuación, se alimenta el modelo con las alturas de las tormentas mayoradas, para que éste, al transformarlas a escurrimiento, proporcione el hidrograma de la avenida máxima que es posible esperar. De manera un poco más detallada, se describen a continuación los pasos que se siguieron.

2.2.6.1 Calibración de tormentas

La calibración de tormentas consiste en reproducir, por medio de modelos, con una aproximación aceptable en pico y volumen (generalmente en más o menos 10%), el hidrograma registrado; a darle como dato de entrada la lluvia real que generó dicho hidrograma y diferentes números del escurrimiento N.

En este caso se utilizaron las tormentas ya descritas anteriormente, que fueron un total de 7, y que corresponden a las más severas que hayan ocurrido, por lo que han generado los mayores gastos, incluso el histórico de 1968, como ya se dijo.

La calibración de las tormentas se logró como se explica:

Se le dieron como datos de entrada al modelo los valores de las características fisiográficas, las cuales son constantes en todo el proceso; así como, las alturas de lluvia de cada tormenta que se estudia.

Se "corrió" el modelo, para diferentes coeficientes de escurrimiento N , hasta lograr que los hidrogramas que produce dicho modelo, fuera lo más aproximado a los reales.

Es conveniente aclarar que en cuanto los valores de N , se toma en cuenta el efecto de las condiciones de humedad al inicio de la tormenta, a través del Índice de Precipitación Antecedente.

Los hidrogramas más apegados a los reales se presentan con línea punteada, también, para cada tormenta y en su correspondiente figura; ahí mismo se indican los porcentajes de error en pico y volumen.

Los valores de N calibrados para cada una de las tormentas estudiadas se resumen en la tabla 9. Como se podrá observar, oscilan de 65 a 100. En la fig. 6, se grafica el número de escurrimiento contra el Índice de Precipitación Antecedente (IPA).

En algunos casos, aún con N de 100, se llega a valores de gasto muy por debajo de los registros. Esto se puede deber a que los valores de lluvia reportados sean incorrectos, o a que, al no existir estaciones climatológicas suficientes dentro de la cuenca, no se midan adecuadamente las alturas de lluvia de las tormentas.

Se considera que la tormenta de septiembre de 1968, es la más confiable en cuanto a datos de escurrimiento y lluvia; por tanto, es la que se tomó como más representativa para elegir el número de escurrimiento. De aquí se deduce entonces, que el valor de N es de 95; asimismo, es muy cercano al promedio de la tormenta calibrada y casi del orden de la mediana de los números N obtenidos.

2.2.6.2 Cálculo de avenidas máximas

Una vez calibrado el modelo, se puede calcular la avenida máxima que es posible esperar, maximizando la lluvia a valores que difícilmente se pueden presentar, según las características climatológicas, topográficas y meteorológicas de la cuenca en estudio.

Para este caso, se utilizó la tormenta más desfavorable que fue la de septiembre de 1968, ya que produjo la mayor creciente que se ha presentado, tanto en gasto como en volumen.

La maximización de tormentas se llevó a cabo de la siguiente manera: se hizo un análisis probabilístico de lluvias máximas anuales en 24 horas de las estaciones pluviométricas de mayor registro, con influencia en la cuenca de estudio; obteniéndose la altura de lluvia para periodo de retorno de 10 000 años, entre el correspondiente valor máximo observado, en cada estación pluviométrica.

En la tabla 10, se muestran los valores comentados de las 8 estaciones consideradas, que de acuerdo al periodo de registro fue posible hacerles el análisis probabilístico.

Al maximizar la tormenta calibrada con el valor de la mediana y "correr" el modelo para el coeficiente de escurrimiento $N=95$, se alcanza un gasto máximo de 10190 m^3/seg y un volumen de 760 Mm^3 .

Dado que la cuenca de la presa El Salto, está igualmente expuesta al efecto de ciclones como el Lidia, cuyas isoyetas se muestran en la fig. 7, se transportó esta tormenta a la cuenca en estudio y se mayoró por los factores de maximización de 2.08, según la mediana y 2.43 de acuerdo al máximo obtenido. Al aplicar el modelo precipitación-escurrimiento, se alcanzan los resultados que se muestran en la tabla 11, los cuales son de 13,350 m^3/seg y de 15,200 m^3/seg , respectivamente, para cada factor de maximización.

2.2.7 Análisis probabilístico de volúmenes mensuales

Con base en los volúmenes mensuales registrados en la estación hidrométrica Acatitán, y con el fin de contar con elementos de juicio para la selección de la avenida de diseño, se hizo un análisis probabilístico de volúmenes mensuales máximos anuales, para periodos de retorno de 10 a 10 000 años. Los valores alcanzados se muestran en la tabla 12, para los métodos probabilísticos de Gumbel Simple y Log Pearson III.

Cabe aclarar que no se aplicó el método Gumbel Doble por no tener registros de doble población.

3. AVENIDA DE DISEÑO PROPUESTA

Los valores que producen tanto el método probabilístico Log Pearson III, como el modelo precipitación-escorrentía, cuando se le da como tormenta de diseño la PMP calculada por estimados estadísticos Hershfield, se juzgan demasiado altos como gastos de pico de la avenida de diseño.

Por el contrario, los que se obtienen de las ecuaciones regionales de gastos máximos anuales y la envolvente regional de Lowry, se consideran muy escasos, dado que la región en que se ubica la cuenca de la presa en estudio, está expuesta al efecto de ciciones así como fuertes precipitaciones de origen convectivo - orográfico.

De entre los resultados que arrojan los demás métodos, es conveniente escoger aquel que proporcione las máximas condiciones de seguridad; ya que aguas abajo de la presa existen asentamientos y áreas productivas que es necesario proteger adecuadamente.

Es por lo anterior que se propone como avenida de diseño el valor de $Q_{max}=13,350$ m³/seg pues es producto de la maximización y transportación de una tormenta ya ocurrida en la región, como lo fue el ciclón Lidia; asimismo por considerarse que la calibración tanto del modelo en sí como el número de escurrimiento N del SCS, son confiables. Se aclara que se está tomando el coeficiente de maximización correspondiente a la misma mediana ($C_d=2.08$).

Por lo que respecta al volumen de la avenida, se tiene un valor de 930 Mm³, lo que también se considera satisfactorio; debido a que resulta del mismo orden que el que se alcanza para un periodo de retorno de 10 000 años, al hacer el análisis probabilístico de los volúmenes mensuales máximos anuales. Esto último debido a que se ha observado que cuando se presenta una avenida extraordinaria, es la que casi produce el volumen mensual.

En conclusión se propone como avenida de diseño la de la fig. 8, con valores característicos principales de:

Q max	=	13,350 m ³ /seg
Volumen	=	930 Mm ³
Tiempo de pico	=	14 horas
Tiempo de base	=	70 horas

en la tabla 13, se relacionan los valores que corresponden a otros periodos de retorno.

4. TRANSITO DE LA AVENIDA PROPUESTA

Una vez que se llegaron a determinar los resultados parciales que hasta aquí se han comentado, se continuó con la simulación del tránsito de avenidas.

La avenida original de proyecto tiene un gasto máximo de 11,000 m³/seg y volumen de 670 Mm³. Lo que significa que la nueva avenida de diseño que aquí se propone es mayor tanto en gasto de pico, como en volumen. Motivo por el cual se estudió el tránsito con esta nueva creciente, a fin de verificar que la capacidad de control de la presa sea suficiente, es decir, que no se alcancen valores que pongan en peligro la seguridad de toda la obra.

La información básica utilizada fue la siguiente:

- Elevación de la Corona = 165.80 m.s.n.m.
- Elevación de la Cresta Vertedora = 154.50 m.s.n.m.
- Vertedor libre tipo Creager con coeficiente máximo de descarga de 1.67
- Curva de Elevaciones - Areas - Capacidades tomadas del plano general y de localización No. 2111-C-70

Al transitar la avenida original de diseño, se obtuvieron los siguientes valores:

- Elevación máxima = 163.05 m.s.n.m.
- Gasto máximo de descarga = 3420.00 m³/seg

Como es de esperarse, prácticamente se llega al NAME y gasto de diseño actuales (163.35 m.s.n.m. y $Q=3600$ m³/seg respectivamente).

También se hizo la simulación del tránsito de avenidas, considerando como gastos máximos de pico: 11,000 m³/seg, original de proyecto; 13,350 m³/seg, obtenido con el coeficiente de maximización calculado de 2.08; y 15,200 m³/seg para un coeficiente de 2.43. Las formas de avenida asignadas corresponden a: la que produjo el modelo precipitación-escurremientof; la registrada con mayor volumen, que fue la de octubre de 1972; así como la forma de la avenida original de diseño. Se utilizaron dos coeficientes de descarga, uno es el que corresponde a las condiciones del vertedor actual $Cd=1.67$, y se supuso otro de $Cd=2.10$ para una descarga eficiente. Los resultados que arrojaron los tránsitos para los diferentes picos y formas de avenidas, se resumen en la tabla 14.

Los valores alcanzados indican que, a excepción de la forma de la avenida original de proyecto, con las otras dos, y para picos de 13,350 m³/seg y 15,200 m³/seg, se rebasa o prácticamente se llega a la corona de la cortina, en los dos casos de coeficiente de descarga considerado. Ello indica que con cualquiera de estas dos avenidas, la presa corre el riesgo de fallar.

Con el fin de garantizar condiciones de seguridad, aún para una avenida como la nueva (13,350 m³/seg) se llevó a cabo la simulación del tránsito tomando en cuenta ciertas modificaciones posibles de realizar al proyecto original.

Aceptando que se amplia la gama de soluciones factibles, a continuación se mencionan algunas que es posible adoptar.

a) Para el vertedor actual de diseño, o sea, cresta a la elevación 154.40 m.s.n.m. y longitud de 80 m, es necesario sobrelevar la Corona en 4.26 m, con lo que restituye el bordo libre de diseño (2.45m).

b) Ampliar el vertedor actual a 180 m, con la misma elevación de la cresta, o construir otro vertedor adicional de 100 m en el sitio más adecuado (por ejemplo en el dique). En este caso se alcanza el NAME actual, pero se descarga un gasto mayor (8,100 m³/seg).

c) Cambiar un vertedor libre a uno controlado con compuertas, con umbral de compuertas, a la elevación 146.00 m.s.n.m. En estas condiciones se puede adoptar como nivel de conservación el actual (154.50 m.s.n.m.), con una política de operación que permita manejar la nueva avenida máxima de diseño sin que se rebase el NAME actual (163.35 m.s.n.m.).

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados que hasta aquí se han obtenido, se pudieron integrar las conclusiones y recomendaciones que a continuación se presentan.

- Debido a que la transportación y maximización de la tormenta del ciclón Lidia produjo condiciones más severas que las que se tomaron en cuenta en el proyecto original, se propone como nueva avenida de diseño la de la fig. 8, cuyos valores característicos principales son: Gasto Máximo 13,350 m³/seg; volumen 930 Mm³; Tiempo de pico = 14 horas y tiempo base = 70 horas.
- Lo anterior se ve reforzado por el hecho de que en la presa Eustaquio Buelna, Sin., con un área de cuenca un poco menor (1675 Km²), ya se presentó una avenida de 13,500 m³/seg. También en el río Acaponeta, Nay., a la altura del poblado del recodo, con una área de cuenca un poco mayor, se presentaron 16,000 m³/seg, en septiembre de 1968.
- Otro argumento más lo constituye el hecho de que la cuenca de la presa está situada en una zona con alta incidencia ciclónica, cuyos efectos son muy severos.

- Al transitar la nueva avenida propuesta en condiciones actuales de diseño, se alcanza la elevación máxima de 166.57 m.s.n.m. y gasto de descarga de 5,730 m³/seg. Esto indica que se rebasa la Corona de la cortina, lo que traería como consecuencia la falla de la misma; por lo que es necesario efectuar las modificaciones que permitan un manejo de la creciente.
- Para darle seguridad a la presa es necesario efectuar cambios al proyecto original, como soluciones posibles se pueden citar las siguientes:
- Sobrelevar la cortina 4.26 m, ampliar el vertedor a 180 m, o construir uno adicional de 100 m en el dique; cambiar a un vertedor controlado con compuertas, con umbral de las mismas a la elevación 146.00 m.s.n.m. y nivel de conservación a la 154.50 m.s.n.m. (el actual).
- Estas alternativas sugeridas y algunas otras que son factibles, se deben estudiar mediante un análisis hidroeconómico, a fin de determinar la que resulte más económica y que resuelva satisfactoriamente el problema desde el punto de vista técnico.

A N E X O

DESCRIPCION DE METODOLOGIAS

Métodos probabilísticos

Los modelos probabilísticos que se aplicaron en este trabajo fueron:

Gumbel Simple

Gumbel Doble

Log Pearson III

Gumbel Simple

Este modelo propone un ajuste de la muestra por medio de mínimos cuadrados de acuerdo a la ecuación:

$$Y = B + A \text{ Log } \text{Log } \frac{Tr}{Tr - 1}$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el periodo de retorno, en m³/seg.

Tr = Periodo de retorno, en años.

A, B = Parámetros de la distribución de probabilidades, a determinar por medio de regresión lineal.

$$A = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$B = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

y = Gasto máximo anual observado, en
m³/seg.

$$x = \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr - 1}$$

$$Tr = \frac{n + 1}{m}$$

n = Número de años de registro

m = Número de orden del gasto máximo
anual en el análisis (del mayor al
menor)

Si se toma en consideración que para cada valor inferido en la variable dependiente Y, se tendrá un cierto error en función del grado de correlación de las variables, se tiene que la dispersión de los puntos con respecto a la recta de regresión se puede deducir del error estandar de la estimación de acuerdo a la ecuación:

$$\epsilon = \left[\frac{1}{n} + \frac{x(k) - \frac{\sum x^2}{n}}{n \frac{\sum (y - \bar{y})^2}{n - 2} - \frac{(\sum x)^2}{n}} \right]^{1/2} \frac{\alpha}{2}$$

donde: $x(k) = \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr - 1}$ (para cada periodo de retorno que se desee calcular)

$\alpha/2$ = Valor tomado de las tablas de la distribución "t de student", (si no se cuenta con tablas, tómesse el valor de 2).

De esta manera la ecuación general resulta:

$$Y = B + A \left(\frac{\text{Log } \frac{Tr}{Tr - 1}}{e} \right) + \epsilon$$

la cual permite calcular el valor de la variable dependiente "Y" con un cierto intervalo de confianza, para cualquier valor de la variable independiente.

Gumbel Doble

En esta distribución se consideran 2 tipos de muestra de datos, una ciclónica y otra normal. Aplicando la distribución propuesta por Gumbel para cada muestra y de establecer una probabilidad conjunta, la expresión queda de la forma siguiente:

$$P(Y) = e^{-\left(\frac{y + a_1}{c_1}\right)} \left[p + (1 - p) e^{-\left(\frac{-y + a_2}{c_2}\right)} \right]$$

donde:

y = Gasto máximo relacionado con el Tr, en m³/seg.

p, a_1, c_1, a_2, c_2 = Parámetros por estimar

$$P = \frac{M}{N}$$

M = Número de gastos máximos de población no ciclónica

N = Número total de gastos máximos de la muestra

$$a_1 = 0.577 c_1 - \bar{X}_1$$

$$c_1 = (\sqrt{6} / \pi) S_1$$

$$a_2 = 0.577 c_2 - \bar{X}_2$$

$$c_2 = (\sqrt{6} / \pi) S_2$$

\bar{X}_1, \bar{X}_2 = Son las medias de los gastos máximos, para la muestra normal y ciclónica respectivamente.

S_1, S_2 = Son las desviaciones estandar de las muestras del párrafo anterior.

La distribución se obtiene de la siguiente forma:

Se supone un gasto (y) y se obtiene la probabilidad correspondiente hasta que el valor de P(Y) coincida con la probabilidad asociada al periodo de retorno buscado.

$$P(Y) = \left(1 - \frac{1}{Tr} \right)$$

Log Pearson III

Esta distribución se puede expresar de la siguiente manera:

$$Y = \text{antilog } y^*$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el periodo de retorno, en m³/seg.

$$y^* = (\overline{\log y}) + K \sigma \log y$$

$$\overline{\log y} = \frac{\sum_{i=1}^n \log y_i}{n}$$

que es la media de la muestra y

$$\sigma \log y = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\log y_i - \overline{\log y})^2}{n - 1} \right]^{1/2}$$

expresión que representa la desviación estándar.

y_i = Valor del gasto máximo anual en el año i , en m³/seg.

n = Tamaño de la muestra; igual al número de gastos máximos anuales.

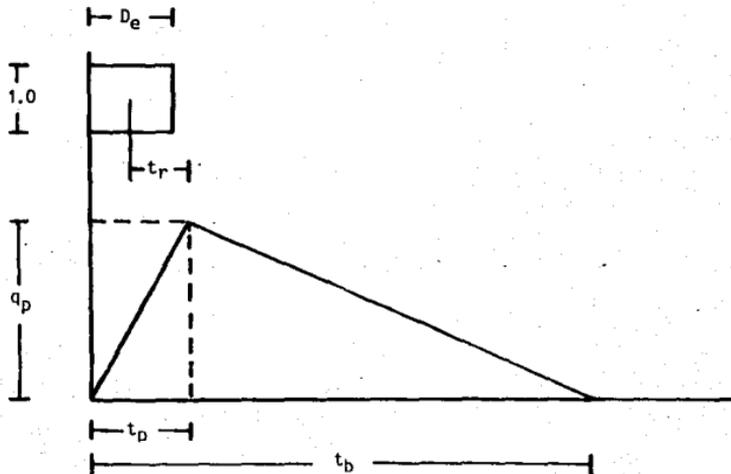
K = Coeficiente que se obtiene en función del periodo de retorno y del parámetro C_s ; se calcula con la siguiente expresión.

$$C_s = \frac{n \sum (\log y - \log \bar{y})^2}{(n-1)(n-2)(\sigma \log y)^2}$$

Modelo Precipitación - Esguerrimiento

Este modelo está basado en el método del hidrograma unitario sintético triangular del SCS (Soil Conservation Service), en donde las expresiones para valuar el gasto pico, el tiempo en el cual ocurre éste, el tiempo base y la duración en exceso, son expresiones de tipo semiempírico y están en función de las características físicas e hidrológicas de la cuenca.

Los principales valores del hidrograma unitario sintético triangular son:



qp = Gasto pico unitario, en m³/seg/mm

tp = Tiempo pico, en horas

tb = Tiempo base, en horas

tr = Tiempo de retraso, en horas

Las expresiones para calcular estos parámetros son las siguientes:

$$qp = \frac{A}{5.512 \text{ } tp}$$

$$tp = \frac{De}{2} + 0.6 \text{ } tc$$

$$tb = 5 \text{ } tp$$

A = Area de la cuenca en estudio, en Km²

De = Duración de la lluvia en exceso, en horas

tc = Tiempo de concentración, en horas

El tiempo de concentración se obtiene de acuerdo a la expresión de Rowe, de la siguiente manera:

$$tc = \left[\frac{0.87 \text{ } L^3}{H} \right]^{0.385}$$

L = Longitud del cauce principal, en Km

H = Diferencia de elevación, entre los extremos del cauce principal, en m

Al utilizar el criterio del SCS, la lluvia en exceso se calcula con la expresión propuesta por el Dr. Ven te Chow.

$$he = \frac{\left(hp - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{hp + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

donde:

hp = Altura de lluvia relacionada con el periodo de retorno que se requiera, en cm

N = Número de escurrimiento; el cual está en función de las características y uso del suelo

he = Lluvia en exceso, en cm

Por último, el gasto pico se obtiene con la expresión:

$$Qp = qp \times he$$

Precipitación Máxima Probable (P M P)

Para el cálculo de la PMP y tomando en consideración la información disponible, se aplicó el método de Estimados Estadísticos de Hershfield, cuya expresión es:

$$Ym = \bar{Y}_n + Km Sn$$

donde:

Ym = Precipitación máxima observada

Km = Número de desviaciones estandar Sn, que debe ser agregado a \bar{Y}_n para obtener Ym

\bar{Y}_n y Sn = Son la media y desviación estandar ajustadas de una serie de n máximos anuales

Los ajustes de cada una de las variables para que proporcionen la PMP, son los siguientes:

- 1.- Ajuste de \bar{Y}_n y S_n debido a la influencia del valor máximo de la muestra; figuras 9 y 10, respectivamente.
- 2.- Ajuste de \bar{Y}_n y S_n debido al tamaño de la muestra, figura 11.

Con el valor de \bar{Y}_n ajustado y con base en la figura 12, se obtiene el valor de K_m .

Por último, el resultado de Y_m debe multiplicarse por 1.13 para tomar en cuenta que los valores de registro son a intervalos fijos, de acuerdo al criterio que se siguió.

Tránsito de avenidas a través de vasos de almacenamiento

El comportamiento del vaso está regido por la ecuación de continuidad, la cual puede expresarse de la siguiente forma:

$$I = O + \frac{V_a}{\Delta t}$$

donde:

I = Gasto de entrada, en m^3/seg

O = Gasto de salida, en m^3/seg

$\frac{V_a}{\Delta t}$ = Cambio del almacenamiento con respecto al tiempo

Si se considera $\Delta t = t(i+1) - t(i)$

Para los instantes (i) e (i+1) tenemos:

$$I = \frac{I(i) + I(i+1)}{2}$$

$$O = \frac{O(i) + O(i+1)}{2}$$

$$V_a = V_a(i+1) - V_a(i)$$

De la ecuación de "continuidad" se tiene:

$$I(i) + I(i+1) = O(i) + O(i+1) + \frac{2 V_a(i+1) - 2 V_a(i)}{\Delta t}$$

$$I(i) + I(i+1) + \frac{2 V_a(i)}{\Delta t} - O(i) = O(i+1) + \frac{2 V_a(i+1)}{\Delta t}$$

La cual es la ecuación a resolver, ya sea por el método analítico (aproximaciones sucesivas) o por el método gráfico, en virtud de haber dos incógnitas y una sola ecuación.

donde:

I = Gasto de entrada al vaso, en m³/seg

O = Gasto de salida del vaso, en m³/seg

V_a = Volumen de almacenamiento en el vaso, en m³

Δt = Intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

- (i) (i+1) = Subíndices que representan los valores de las variables, al inicio y al final del intervalo de tiempo t, respectivamente.

Para poder aplicar la fórmula anterior, es necesario contar con la siguiente información:

- a) Hidrograma de entrada
- b) Curva de Elevaciones - Capacidades del vaso
- c) Curva de Elevaciones - Descargas de la obra de excedencias; o en su caso, la relación Elevaciones - Gastos de salida del vertedor (controlable).

La curva de Elevaciones - Descargas de la obra de excedencias, se calcula con la siguiente fórmula; al considerar que la obra de excedencias es sin control, tenemos que:

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

donde:

- Q = Gasto de salida, en m³/seg
- C = Coeficiente de descarga variable en función de la Hd.
- L = Longitud efectiva de la cresta vertedora, en m.
- H = Carga sobre la cresta vertedora, en m.
- Hd = Carga de diseño, en m.

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES PLUVIOMETRICAS CON INFLUENCIA SOBRE LA CUENCA (mm).

AÑO	ELOTA	ZOQUITITAN	SAN IGNACIO	PIAXTLA	ACATITAN
1956	85.5		49.0		
1957	80.0	30.0	81.0		
1958	117.0	80.0	67.5		
1959	134.0	64.0	151.5		
1960	66.0	63.0	84.0		
1961	64.5	51.0	68.0		
1962	68.5	70.0	79.0		64.1
1963	80.0	61.0	83.0		71.0
1964	223.0	109.0	72.0		103.7
1965	88.0	63.5	89.5		81.4
1966	107.0	138.0	70.0		64.0
1967	54.0	46.0	111.0		55.0
1968	58.0	236.5	112.0		195.5
1969	101.5	85.0	100.0		49.5
1970	124.0	85.0	62.0	59.2	76.8
1971	47.5	50.0	83.5	83.8	62.8
1972	228.5	197.0	103.0	170.0	217.0
1973	113.0	106.0	90.0	121.7	116.4
1974	188.0	214.0	77.5	55.6	217.4
1975	75.0	75.0	118.0	126.6	49.3
1976	142.5	172.0	129.5	89.0	136.0
1977	54.0	67.0	121.0	84.6	64.3
1978	93.0	105.0	105.0	54.9	74.4
1979	54.0	122.0	104.5	58.4	70.7
1980	116.8	40.0	88.5	73.4	112.0
1981	142.0	29.5	140.0	107.5	107.7
1982	98.5	*	60.0	64.0	68.9
1983	108.5		86.5	103.3	82.5
1984	47.0		78.0	72.4	114.3
1985	84.5		97.0	85.0	202.4
1986	109.5		100.0	93.7	73.5
1987	38.0		46.0	56.7	34.0

* suspendida

TABLA 1

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

LLUVIAS MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES
PLUVIOMETRICAS CON INFLUENCIA SOBRE LA CUENCA (mm).

AÑO	SANTA CRUZ	LAS TRUCHAS	IXPALINO	GPE. DE LOS REYES
1962	115.1		58.0	
1963	47.8	87.0	84.3	
1964	100.3	45.5	80.6	
1965	75.7	75.0	45.5	
1966	122.8	64.0	129.3	
1967	71.6	125.0	75.7	
1968	196.5	80.0	243.0	
1969	52.5	77.0	92.5	
1970	75.2	45.0	100.1	
1971	63.1	151.0	43.1	
1972	136.5	61.0	181.0	
1973	59.7	98.0	102.2	
1974	117.5	56.0	108.1	
1975	52.0	88.0	50.2	
1976	137.5	49.0	121.4	
1977	106.5	49.0	61.7	
1978	69.2	103.0	63.7	
1979	96.8	61.0	81.7	
1980	122.6	62.0	90.0	40.2
1981	68.5	98.0	115.9	72.8
1982	90.0	56.0	78.1	77.5
1983	69.5	70.0	147.6	55.5
1984	54.4	68.0	77.3	78.0
1985	62.8	81.0	237.5	*
1986	106.0		61.7	
1987	36.0		71.6	

* funciona irregularmente

TABLA 2

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

ALTURAS DE LLUVIA DIARIA DE LAS TORMENTAS ANALIZADAS (mm)

ESTACION	TORMENTA DEL 2 AL 4 DE OCTUBRE DE 1962								
	2	3	4						
Cosalá	0.4	54.0	66.5						
Zoquititán	0.0	50.3	60.7						
Acatitán	0.0	52.0	27.9						
Las Truchas	1.0	35.0	34.0						
	TORMENTA DEL 10 AL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1968								
	10	11	12	13	14				
Cosalá	14.0	0.0	16.5	31.5	0.0				
Zoquititán	0.0	0.1	236.5	12.0	0.0				
Acatitán	11.1	0.3	195.5	12.5	0.0				
Gpe. de los Reyes	0.1	0.2	278.5	17.8	23.0				
	TORMENTA DEL 27 AL 31 DE OCTUBRE DE 1972								
	27	28	29	30	31				
Santa Cruz	0.0	13.7	136.7	65.5	0.9				
Las Truchas	0.0	0.0	58.0	72.0	1.0				
Zoquititán	0.0	5.5	197.0	51.0	1.0				
Acatitán	0.0	2.6	217.0	61.0	4.1				
	TORMENTA DEL 19 AL 24 DE SEPTIEMBRE DE 1974								
	19	20	21	22	23	24			
Santa Cruz	16.5	0.0	0.0	0.0	0.9	117.5			
Las Truchas	5.0	0.0	1.0	0.0	6.0	55.0			
Zoquititán	25.0	0.0	0.0	0.0	0.6	214.0			
Acatitán	30.6	0.0	0.0	0.0	0.7	217.4			
	TORMENTA DEL 8 AL 16 DE JULIO DE 1975								
	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Acatitán	1.3	10.0	20.2	10.5	16.2	2.1	0.9	35.0	27.0
Santa Cruz	1.7	0.0	0.0	INAP.	5.5	13.5	17.6	14.2	52.0
Las Truchas	17.0	12.0	1.5	14.0	1.0	19.0	6.0	14.0	1.0
	TORMENTA DE 6 AL 13 DE OCTUBRE DE 1981								
	6	7	8	9	10	11	12	13	
Zoquititán	0.0	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	7.2	0.0	
Las Truchas	31.0	25.0	20.0	3.0	0.0	23.0	17.0	41.5	
Acatitán	44.4	43.3	27.7	1.3	0.0	4.5	107.7	16.0	
Santa Cruz	20.0	62.5	40.5	0.0	0.0	3.3	14.8	20.6	
	TORMENTA DEL 8 AL 10 DE OCTUBRE DE 1985								
	8	9	10						
Santa Cruz	4.2	62.8	8.2						
Acatitán	69.5	202.4	2.3						
Las Truchas	19.0	39.0	38.0						

TABLA 3

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

GASTOS MAXIMOS ANUALES DE LA ESTACION HIDROMETRICA ACATITAN, SIN.

AÑO	Q MAX. (m ³ /seg)
1955	579
1956	350
1957	321
1958	840
1959	702
1960	1510
1961	646
1962	1674
1963	622
1964	457
1965	710
1966	1191
1967	553
1968	4600
1969	400
1970	568
1971	421
1972	1830
1973	792
1974	2005
1975	1410
1976	1065
1977	625
1978	542
1979	355
1980	1404
1981	1555
1982	638
1983	802
1984	900
1985	2415
1986	235

TABLA 4

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

RESULTADOS DE LOS MODELOS PROBABILISTICOS EN LA ESTACION
HIDROMETRICA ACATITAN, SIN.
(m³/seg)

Tr (años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE	LOG. PEARSON III
10	2450	1820	1960
20	3020	2600	2660
30	3350	3240	3280
50	3760	4010	3790
100	4310	4970	4920
500	5590	7020	8690
1000	6140	7880	10900
5000	7430	9850	18300
10000	7980	10700	22360

TABLA 5

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

RESULTADOS DE LAS ECUACIONES REGIONALES DE GASTOS MAXIMOS ANUALES

Tr (años)	Q MAX. (m ³ /seg)
10	1309
20	1605
30	1776
50	1989
100	2277
500	2941
1000	3227
5000	3890
10000	4176

TABLA 6

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

GASTOS OBTENIDOS CON LAS ENVOLVENTES DE CREAGER Y LOWRY

	Q (m ³ /seg)	
	REGIONALES	MUNDIALES
CREAGER	5560	9800
LOWRY	8290	14320

TABLA 7

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
GASTOS MAXIMOS DEL MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO
PARA LLUVIAS MAXIMAS EN 24 HORAS Y DE PMP (M3/SEG)

NUMERO DE ESCURRIMIENTO N (SCS)

Tr (años)	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	hp (mm)
10	657	876	1114	1367	1635	1917	2213	2522	2846	3183	3520	150
20	948	1215	1496	1788	2092	2405	2728	3059	3398	3746	4094	174
30	1134	1427	1731	2045	2367	2697	3033	3375	3722	4074	4426	188
50	1387	1712	2045	2385	2729	3078	3429	3783	4139	4496	4857	206
100	1747	2112	2481	2852	3223	3594	3963	4331	4697	5060	5420	230
500	2631	3077	3515	3946	4367	4779	5181	5574	5957	6330	6700	284
1000	3050	3528	3994	4447	4887	5314	5728	6129	6518	6894	7270	308
5000	4057	4601	5122	5620	6097	6553	6989	7406	7806	8189	8570	363
10000	4494	5063	5604	6119	6609	7075	7519	7942	8345	8730	9115	386
PMP	14471	15338	16113	16809	17439	18010	18530	19007	19445	19848	20250	858

TABLA B

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

CALIBRACION DE TORMENTAS OCURRIDAS POR MEDIO DEL MODELO
PRECIPITACION - ESCURRIMIENTO

TORMENTA	Q OBSERVADO (m ³ /seg)	Q DEDUCIDO (m ³ /seg)	N CALIBRADO
OCTUBRE DE 1962	1674	1552	100
SEPTIEMBRE DE 1968	4600	4275	95
OCTUBRE DE 1972	1830	1854	66
SEPTIEMBRE DE 1974	2003	2003	65
JULIO DE 1975	1410	720	100
OCTUBRE DE 1981	1555	333	100
OCTUBRE DE 1985	2415	2390	85
		MAX.	100
		PROM.	87
		MED.	95
		MIN.	65

TABLA 9

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN

FACTOR DE MAXIMIZACION DE LA LLUVIA PARA Tr DE 10 000 AÑOS Y LA
MAXIMA OBSERVADA

ESTACION	VALOR MAXIMO OBSERVADO (mm)	Tr 10 000 años (mm)	FACTOR
Acatitán	217	527	2.43
Zoquititán	237	568	2.40
Piactla	170	379	2.23
Elota	229	492	2.15
Santa Cruz	197	397	2.02
Ixpalino	243	487	2.00
Las Truchas	151	296	1.96
San Ignacio	152	296	1.88

$$\text{PROMEDIO} = \frac{17.07}{8} = 2.13$$

$$\text{MEDIANA} = 2.08$$

TABLA 10

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN

RESULTADOS DEL MODELO PRECIPITACION - ESCURRIMIENTO DE LA
TORMENTA DEL 7 Y 8 DE OCTUBRE DE 1981 TRANSPORTADA Y MAXIMIZADA

N	FACTOR DE 2.08	FACTOR DE 2.43
	Q (m ³ /seg)	Q (m ³ /seg)
60	7870	11250
65	10486	11955
70	11056	12600
75	11582	13204
80	12071	13762
85	12526	14280
90	12950	14764
95	13350	15200

TABLA 11

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

RESULTADOS DEL ANALISIS PROBABILISTICO DE VOLUMENES EN LA
ESTACION HIDROMETRICA ACATITAN, SIN.

Tr (años)	GUMBEL SIMPLE (Mm ³)	LOG. PEARSON III (Mm ³)
10	330	296
20	394	341
30	430	372
50	477	400
100	540	431
500	684	505
1000	747	533
5000	891	600
10000	953	640

TABLA 12

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

GASTOS MAXIMOS - PERIODOS DE RETORNO

Tr (años)	Q (m ³ /seg)
10	2415
20	2750
30	4590
50	5330
100	6440
500	8900
1000	9970
5000	12340
10000	13350

TABLA 13

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

ESTUDIO DEL TRANSITO DE AVENIDAS

AVENIDA	Cd = 1.67		Cd = 2.10	
	ELEVACION MAXIMA ALCANZADA (m. s. n. m.)	GASTO MAXIMO DE DESCARGA (m3/seg)	ELEVACION MAXIMA ALCANZADA (m. s. n. m.)	GASTO MAXIMO DE DESCARGA (m3/seg)
Forma Modelo				
Precipitación				
Escorrentamiento				
15200	167.76	6580	167.33	7034
13350	166.57	5730	166.20	6036
11000	165.05	4750	164.69	4719
Forma de la				
Avenida de				
Octubre de				
1972				
15200	167.05	6104	165.92	7078
13350	165.93	5308	164.86	5932
11000	164.41	4269	163.11	4790
Forma				
Original				
15200	165.60	5057	165.26	5215
13350	164.53	4346	164.12	4506
11000	163.12	3465	162.70	3885

CARACTERISTICAS DEL PROYECTO ACTUAL

ELEVACION DE LA CORONA	= 165.80 m. s. n. m.
N A N E	= 163.35 m. s. n. m.
ELEVACION DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	= 154.50 m. s. n. m.
GASTO MAXIMO DE DESCARGA	= 3600.00 m3/seg

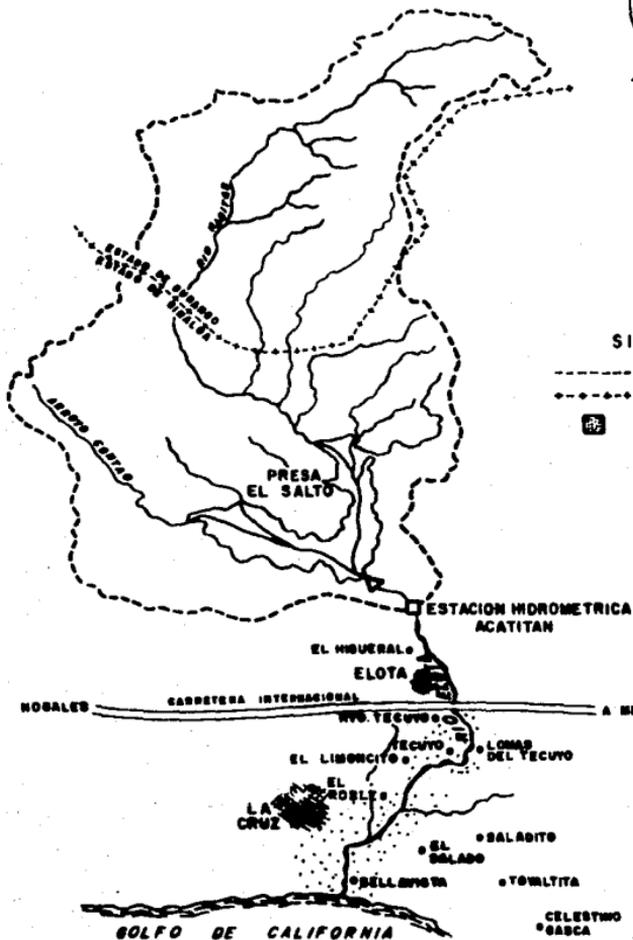
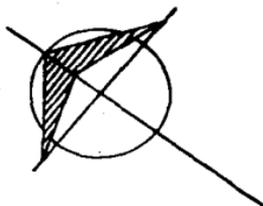
TABLA 14

**DIVISION POLITICA DE LA REPUBLICA MEXICANA Y POR CUENCAS HIDROLOGICAS
LOCALIZACION DE LA REGION HIDROLOGICA No. 10 SINALOA**



LAMINA No. 1

CUENCA DEL RIO ELOTA



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
ESTACION ACATITAN, SIN.

HIDROGRAMA PRODUCIDO POR LA TORMENTA DEL 10 AL 14 DE SEP. DE 1968

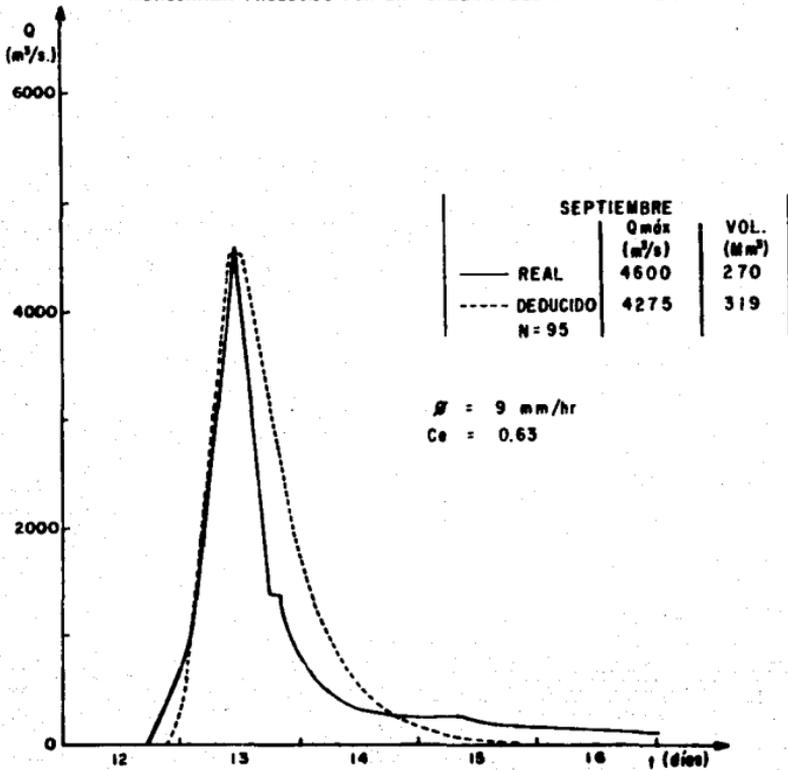


FIGURA 1

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.

ESTACION ACATITAN, SIN.

HIDROGRAMA PRODUCIDO POR LA TORMENTA DEL 27 AL 31 DE OCT. DE 1972.

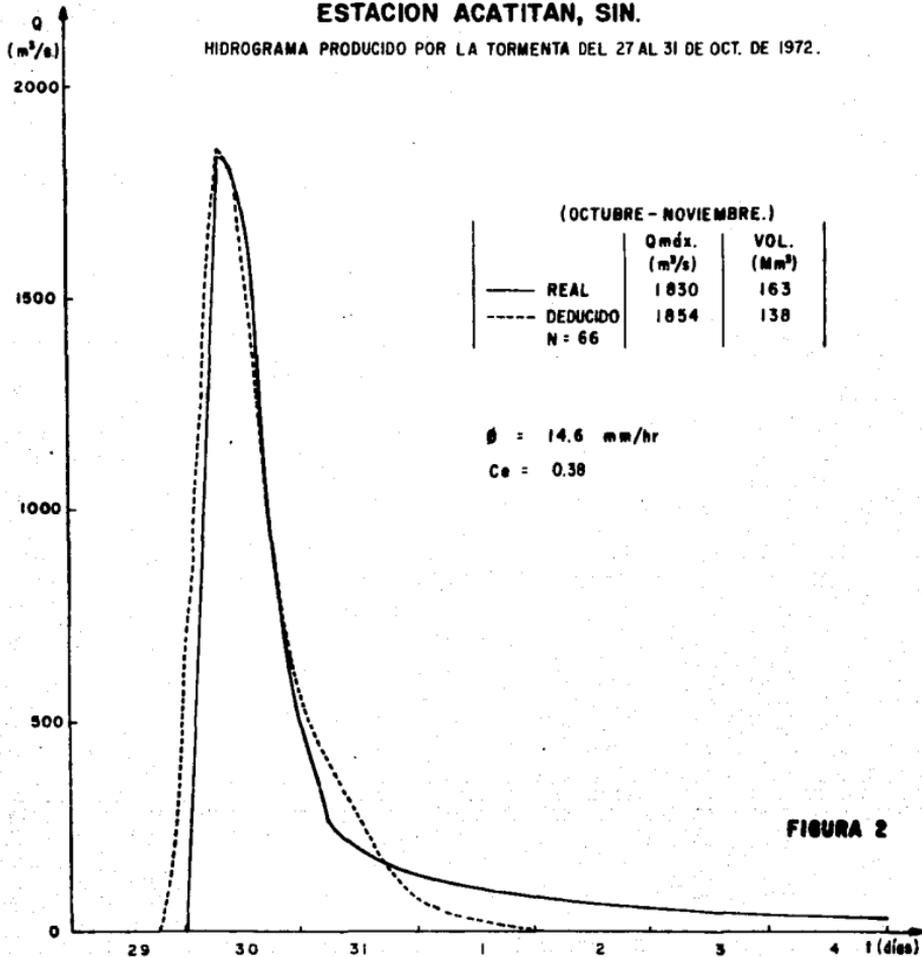


FIGURA 2

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
ESTACION ACATITAN, SIN.

HIDROGRAMA PRODUCIDO POR LA TORMENTA DEL 8 AL 10 DE OCT. DE 1985.

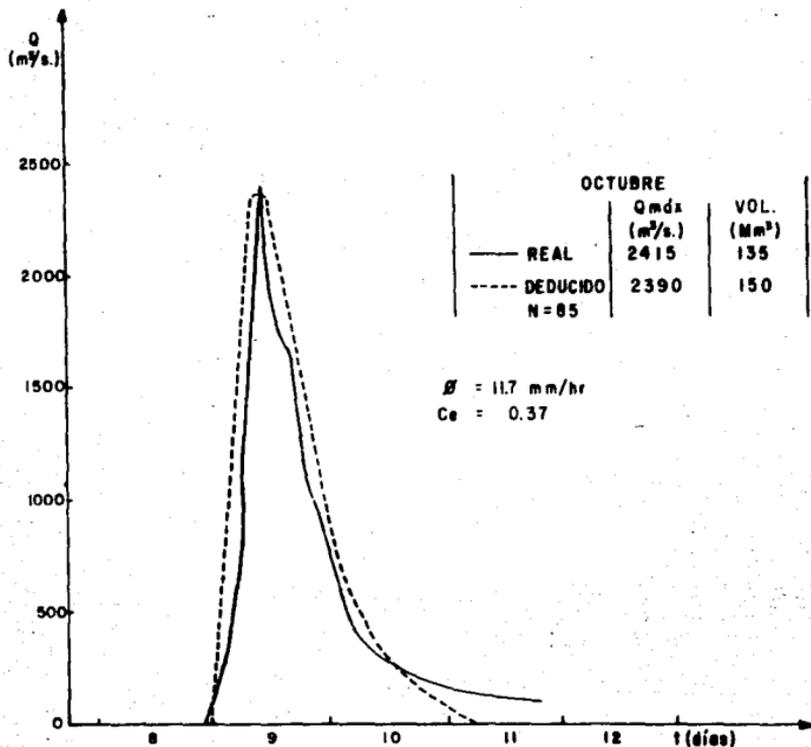
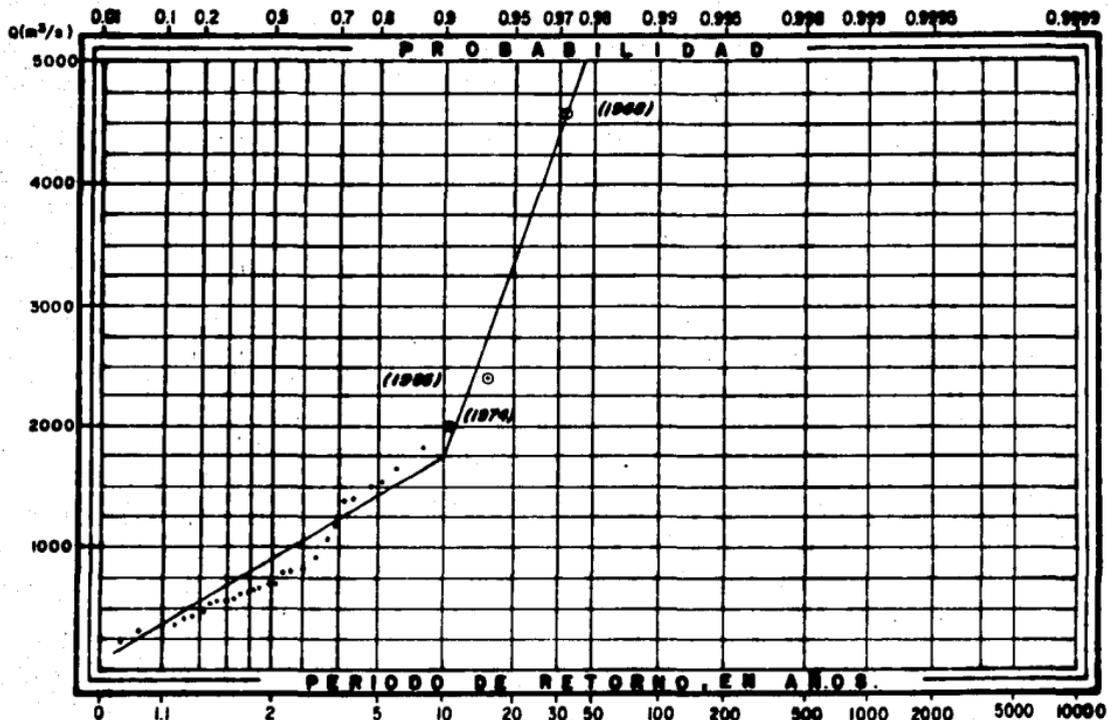


FIGURA 3

REVISIÓN HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
 ESTACION HIDROMETRICA ACATITAN, SIN.
 GASTOS MAXIMOS ANUALES - PERIODOS DE RETORNO

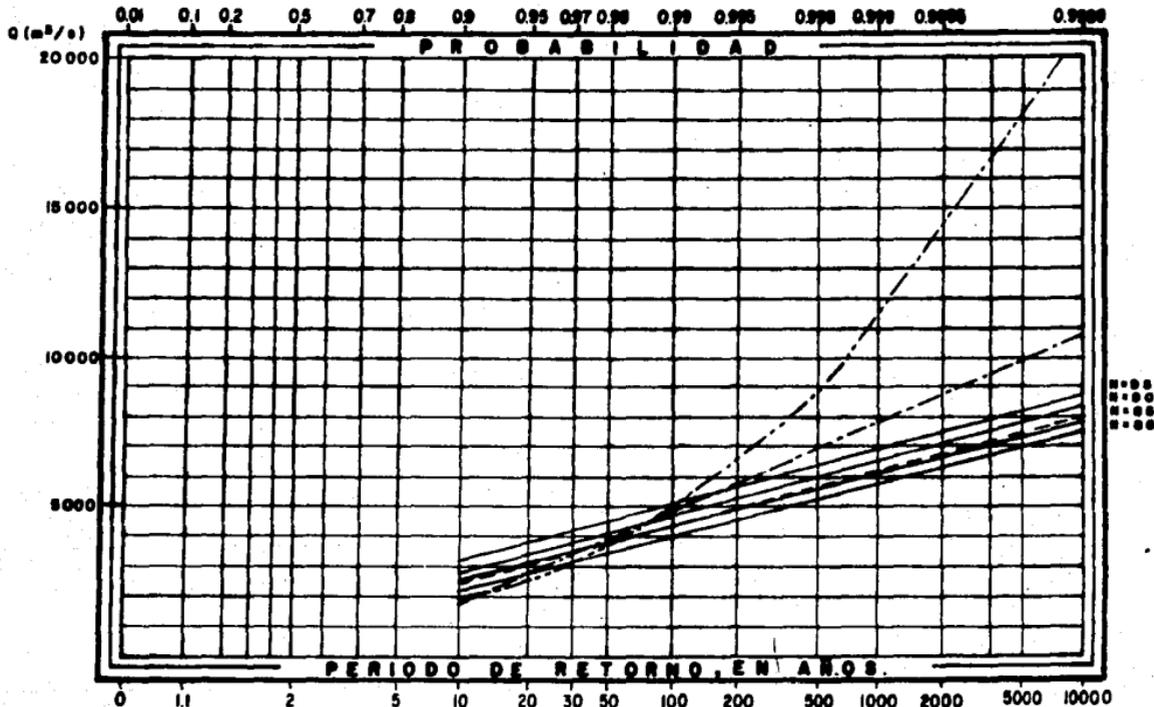
FIGURA 4



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
 ESTACION HIDROMETRICA ACATITAN, SIN.
 CALIBRACION DE NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

FIGURA 5

GUMBEL SIMPLE -----
 GUMBEL DOBLE -----
 LOS. PEARSON III -----



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
CURVA DE INDICE DE PRECIPITACION ANTECEDENTE CONTRA
NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

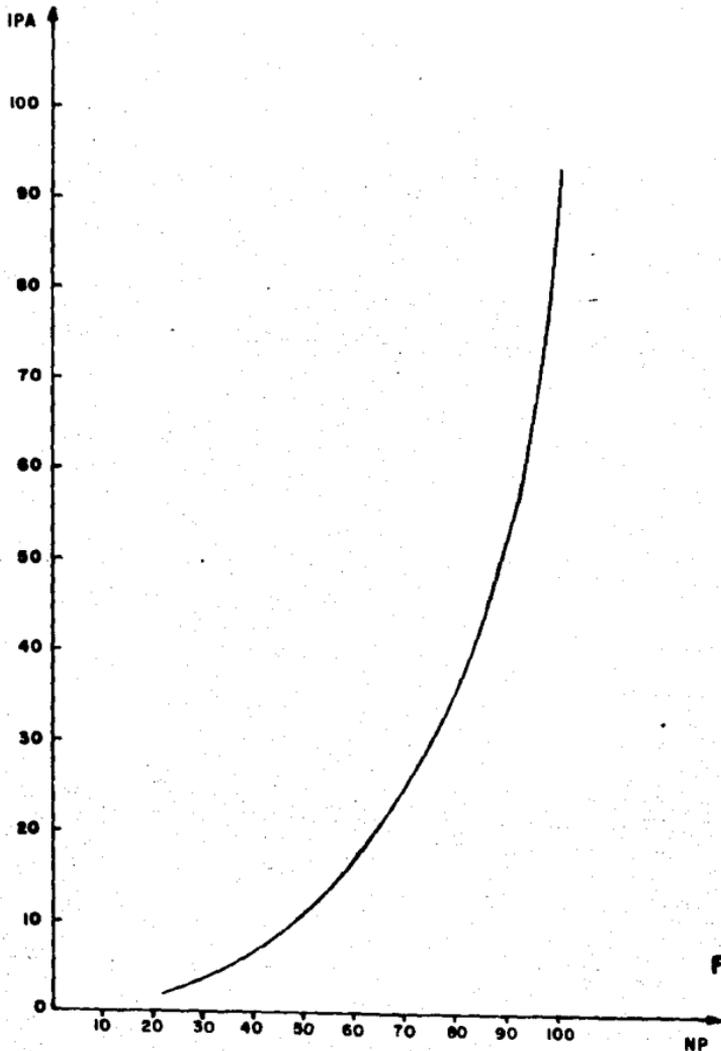


FIGURA 6

ANALISIS HIDROLOGICO DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
ISOYETAS DE LAS LLUVIAS PRODUCIDAS POR EL CICLON "LIDIA"
1981

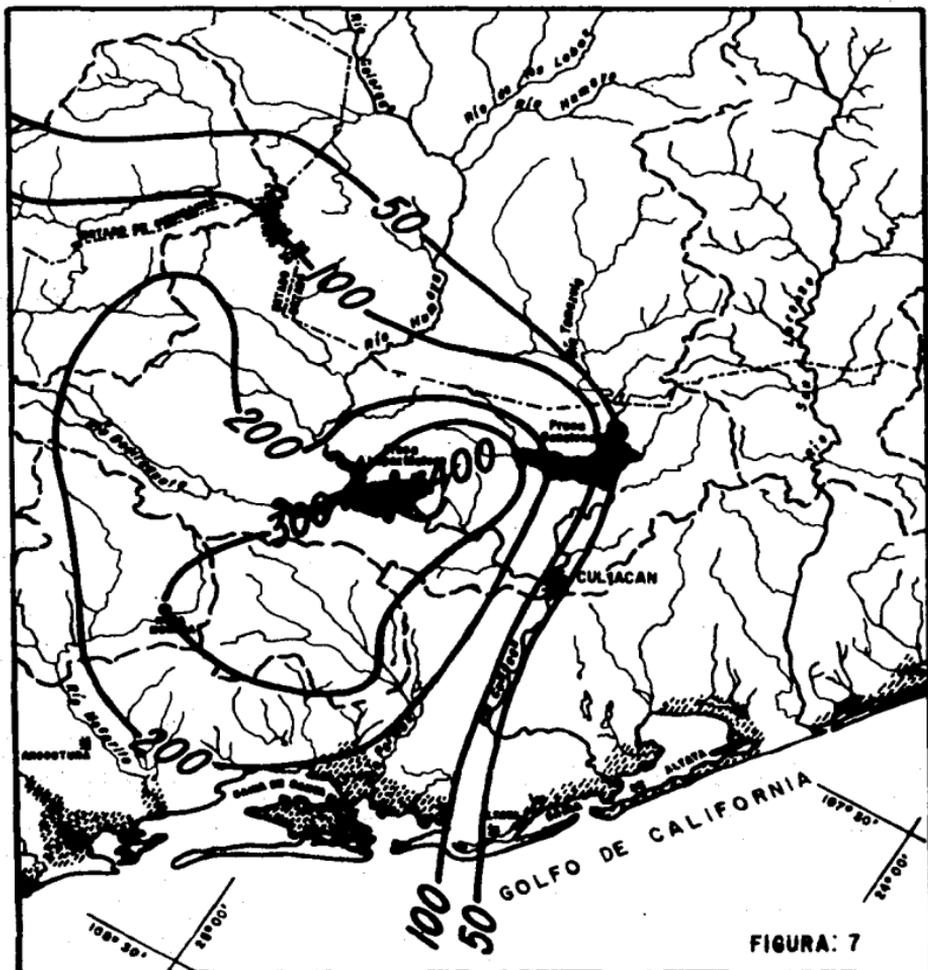


FIGURA: 7

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA EL SALTO, SIN.
AVENIDA DE DISEÑO PROPUESTA

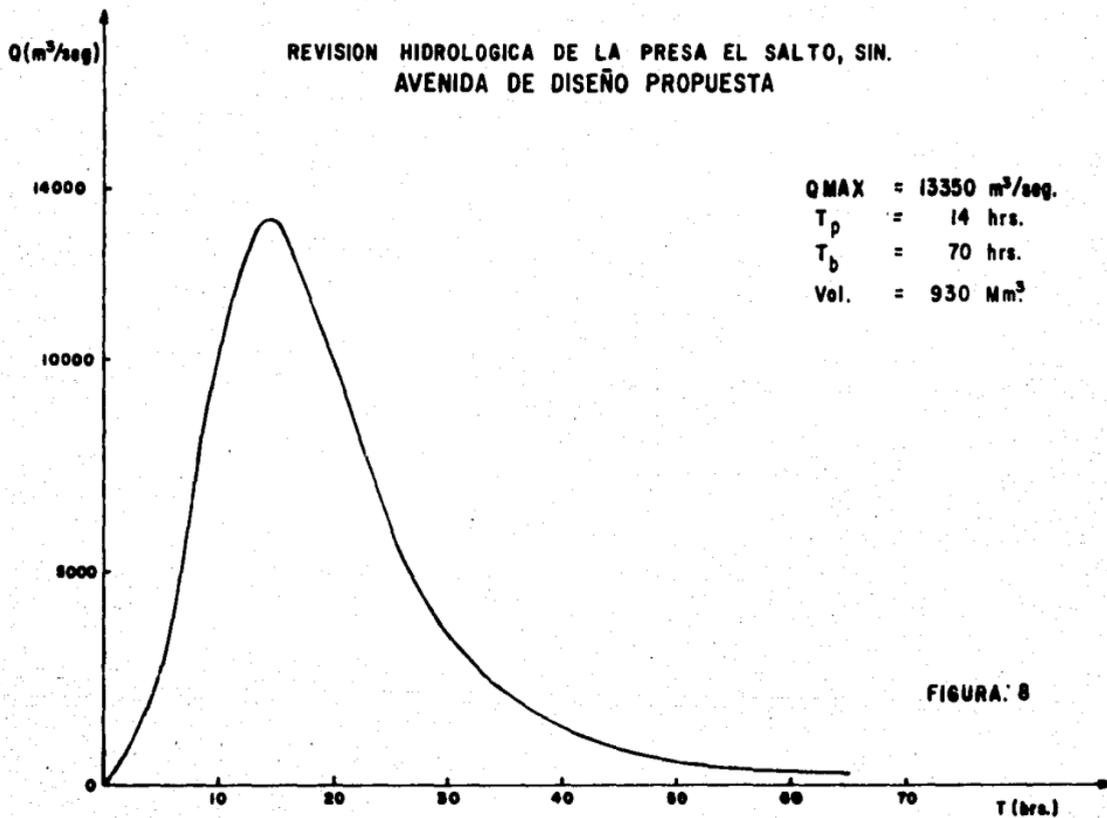
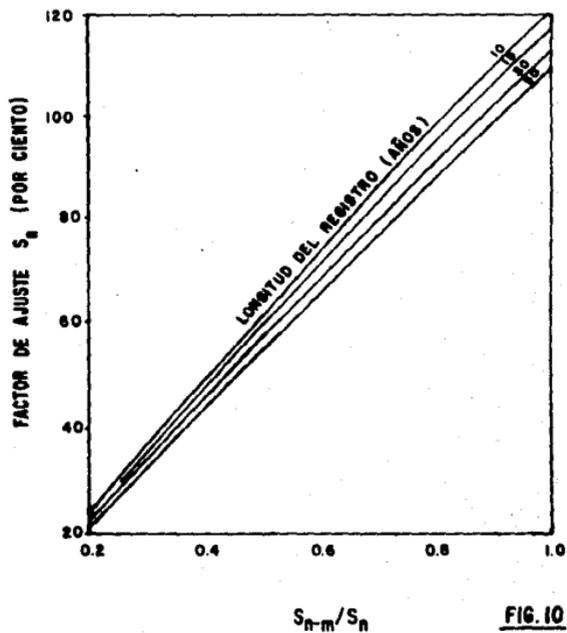
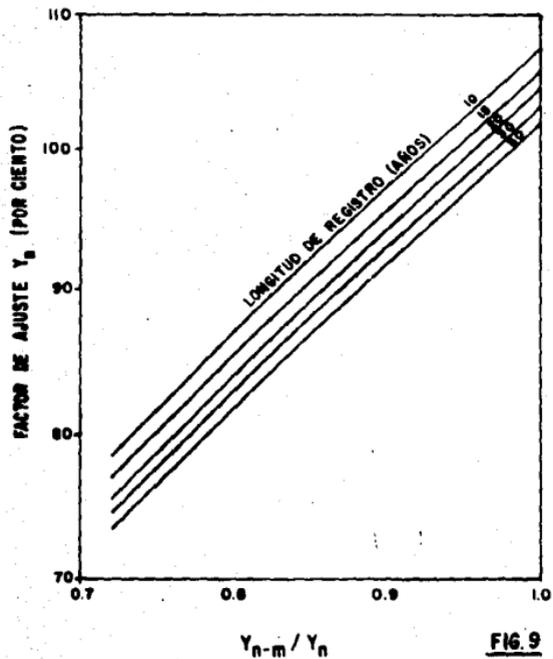
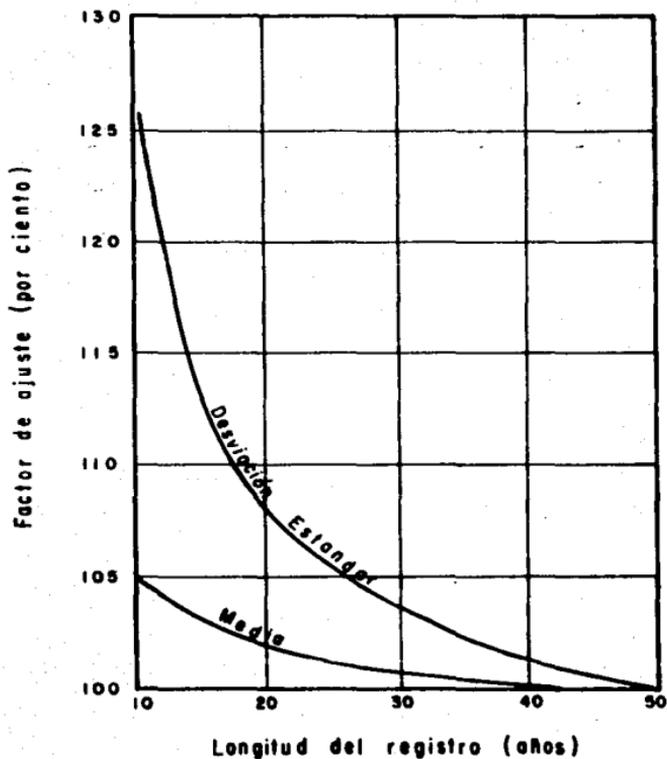


FIGURA: 8



AJUSTES DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS OBSERVADAS



AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO.

FIGURA II

VARIACION DE Km. DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA

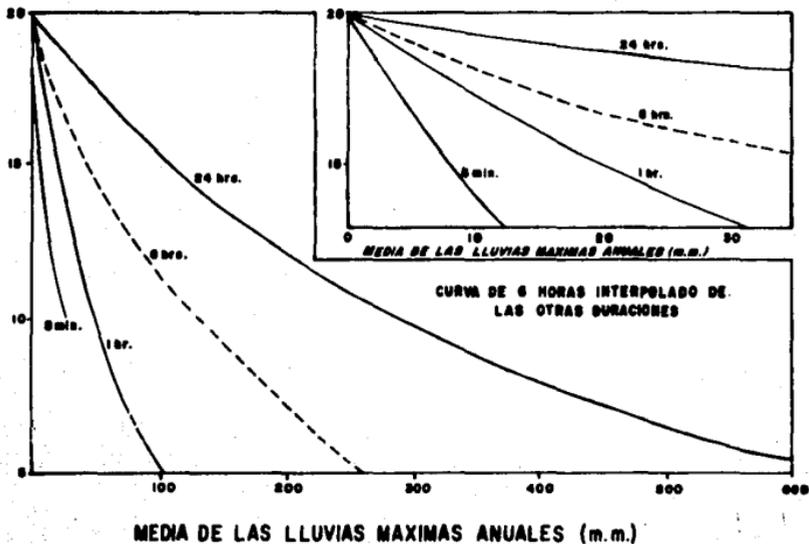


FIG. 12

BIBLIOGRAFIA

1. Ven Te Chow. "Handbook of Applied Hidrology". Mc. Graw Hill, Inc. 1964.
2. Ray K. Linsley, M.A. Kohler, J.L. Paulhus. "Hidrologia para ingenieros". Mc. Graw Hill, Inc. 1977.
3. Viessman, Knapp, Lewis, Harbaugh. "Introduction to Hidrology". Harper & Row. 2nd ed.
4. Rolando Springall Galindo. "Drenaje en Cuenca Grandes". Instituto de Ingenieria de la UNAM. No 146.
5. Rolando Springall Galindo. "Hidrologia". Instituto de Ingenieria de la UNAM.
6. Fernando González Villarreal. "Contribución del Análisis de Frecuencia de Valores Extremos de Gastos Máximos en un Rio". Instituto de Ingenieria de la UNAM. No 277.
7. Antonio Acosta Godínez. "Modelo de Cuenca P.E.C.R.D.P.", Recursos Hidráulicos, Publicación Técnica. Vol. III, No.1, 1974.
8. Comisión del Plan Nacional Hidráulico. "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Ed. SARH, 1976.
9. Dirección de Hidrología de la SARH. "Boletín Hidrológico No 36. Región Hidrológica No 10 Sinaloa". Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación, 1976.