



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**INFLUENCIA DE LOS EVENTOS DE HURACÁN EN  
LA ACTUALIZACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO Y  
OPERACIÓN DE VERTEDORES DE DOS PRESAS  
DE MÉXICO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**JULIO CÉSAR CARABELA HERNÁNDEZ**

DIRECTORA DE TESIS:

**DRA. MARITZA L. ARGANIS JUÁREZ**



MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE 2011



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/027/11

Señor  
JULIO CÉSAR CARABELA HERNÁNDEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"INFLUENCIA DE LOS EVENTOS DE HURACÁN EN LA ACTUALIZACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO Y OPERACIÓN DE VERTEDORES DE DOS PRESAS DE MÉXICO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. METODOLOGÍA
- II. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO
- III. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO
- IV. TRÁNSITOS DE AVENIDAS DE DISEÑO Y DE AVENIDA HISTÓRICA POR EVENTO DE HURACÁN BAJO DISTINTAS PROPUESTAS DE POLÍTICAS DE OPERACIÓN
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 11 de Marzo del 2011.  
EL PRESIDENTE

ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH\*gar.

Vo.Bo.  
19/sep/2011

Vo.Bo.  
19/09/11

A Demeneghi C  
Vo.Bo.

Vo.Bo.  
19/09/2011

20-SEP-2011

19 sep-11

## **AGRADECIMIENTOS**

En este momento que puedo ver finalmente cumplida, una meta tan anhelada, a la cual me dediqué afanosamente, pues es de las más grandes que me ayudarán a alcanzar el objetivo primordial de mi vida, siento una incontenible necesidad de expresar palabras que de alguna manera me ayuden medianamente a definir mi más sincera gratitud.

En primer lugar a Dios y a la Virgen de Guadalupe, supremos dueños de mi existencia, pues una vez que logré arraigarlos en mi corazón no han hecho si no cuidar mis pasos. Gracias les doy por no darme todo en la vida sino solo lo que necesito, pues sé que jamás me cerrarán una puerta, sin abrirme dos, confiando en que sabré elegir la mejor. Gracias por iluminar mi camino.

A mis padres, primeros maestros de vida, a ellos les digo que "A pesar de todo, vale la pena... porque aun seguimos aquí. Y no cambiaría ninguna de las cosas que he vivido a su lado porque gracias a ellas soy lo que soy". Si alguna vez dije o hice algo que los hiciera dudar, perdónenme, miren a su hijo, ¿Qué otra prueba quieren para saber que lo hicieron bien? Su afán por querer construir una vida mejor para nosotros, está dando frutos. Señor Ezequiel, debo agradecerle el invaluable valor del trabajo, porque de nada sirve un título, si no se tienen ganas de trabajar y no se tiene cuidado de que tu trabajo sea el mejor, pues como dices "Si no te gusta como quedó algo, es porque está mal hecho y no debes dejarlo así". Algo similar dictó Gabriela Mistral en alguna ocasión mencionando "Todo el desorden del mundo viene de los oficios y las profesiones mal o mediocrementemente servidos". Señora Martha, gracias por la fuerza, solidez, firmeza y heroicidad que ha mostrado usted por nosotros, aun en los peores momentos. Ahora sé que jamás en la vida se encontrará ternura mejor y más desinteresada que la de una madre. Y sé que en este momento eres la mujer más feliz, pues no hay alegría más grande para una madre que ver a sus hijos con sus sueños realizados y volar con sus propias alas.

Hermanos, Adrian y Guadalupe, las palabras sobran, nadie mejor que nosotros sabemos lo que hemos vivido, lo que ha costado cada día. Adrian, cuando los panes no alcanzan siempre alguien debe dejarlo para los demás, lo quisiste o la vida te llevó a no ser tu quien escribiera estas líneas, pero mira con que regalos te dio tu recompensa, es tiempo de desbordar todo lo que tienes sobre ellos, tu esposa y tus hijos. Guadalupe, gracias por escucharme, por conocerme, por entenderme. Sabes que confío en ti, y sé que esto que estoy logrando no será nada en comparación con lo que tú lograrás.

Mi cuñada, que desde el día que entró a nuestras vidas supimos que era una muy buena mujer, y ahora es tan importante para la familia como cualquiera de nosotros. Sé que seguirás siendo una buena madre y lograrás hacer de ese niño y esa bebida dos personas excelentes.

Gaby, es inevitable agradecerte en este momento de mi vida, a pesar del relativo corto tiempo que llevamos cada uno en la vida del otro te ganaste unas palabras de agradecimiento, pues no hay reglas escritas que dicten cuanto tiempo se necesita para que una persona sea importante en la vida de otra, y tú en la mía eres importante, si no de otra forma Dios no hubiera cruzado nuestros caminos, que estaban tan distantes, pues Él hace que conozcamos sólo a quien debemos conocer, simplemente me caíste del cielo. Por algo pasan las cosas, nadie lo imaginó, ni lo buscó, llegaste a sanar mi alma, ojalá que algo bueno le haya traído yo a tu vida. Sé que tenemos muchas cosas por aprender uno del otro, sin planes por el momento ¿Recuerdas?, de la forma que sea, pero hay un largo camino por recorrer aún.

A mis amigos de la Facultad, con los cuales compartimos en ocasiones más tiempo que con nuestras familias, todos persiguiendo el mismo objetivo, cuyo esfuerzo a cada uno se nos recompensa en su momento, a todos les deseo la mejor de las suertes.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, mi Alma Mater, por formar entre sus paredes a personas que serán las responsables de ayudar a la reconstrucción de este país. En especial a la Facultad de Ingeniería, donde recibí las herramientas con las que hoy puedo alcanzar este sueño, y a la que prometo regresar para no quedar rezagado por el constante avance tecnológico y científico de mi profesión. Una mención especial para el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme abierto las puertas y darme mis primeras experiencias en lo que es la investigación y permitirme formar parte del tan distinguido equipo de trabajo en algunos proyectos, al lado de excelentes académicos, pero mejores personas.

Gracias a los profesores que gustosamente aceptaron ser parte de mi jurado, prestándome un poco de su valioso tiempo para la revisión de este trabajo escrito. En especial a mi directora de tesis, la Dra. Maritza por haberme guiado en el desarrollo de este texto. Y a todos los profesores que desde el nivel preescolar hasta la licenciatura, en algo contribuyeron compartiendo los conocimientos.

A todos los mencionados antes, y a quienes faltaron, pero que resultaron igualmente importantes en mi formación. Les doy las GRACIAS. Y les aseguro que utilizaré de forma positiva todo lo que hasta hoy me han enseñado.

## **DEDICADA A:**

### **A mis padres:**

Martha y Ezequiel, por su cariño y apoyo siempre brindado, no sólo hacia mí sino a mis hermanos. Tal vez he cambiado un poco pero la esencia que dejaron en mí, permanece intacta.

### **A mis hermanos:**

Guadalupe y Adrian. Por estar toda una vida conmigo aprendiendo de lo mismo.

### **A mi cuñada:**

Ma. Guadalupe. Por llegar a nuestras vidas. Y darnos la oportunidad de experimentar el cariño a dos nuevos seres.

### **A mis dos grades motivos:**

Jhonatan y Yuli. Porque el amor que un niño te expresa es de los más puros y nobles que existen. Gracias Ratoní, gracias Princesita. Y ojalá que Dios me permita algún día tener mis propios hijos.

### **A mis padrinos:**

Armando y Jovita, a él que Dios lo llamo a gozar de su bendito reino, pero sé que estará en espíritu en este gran momento y ella que aun tiene muchas razones para sonreírle a la vida.

### **A mis abuelas:**

Ambas fallecidas, son el inicio de la cadena de sucesos que me permitieron llegar a este mundo.

### **A una gran bendición:**

Gaby, por ser desde el principio la mejor de las amigas y convertirme en la persona tan importante y que llegó cuando más lo necesitaba. Nos conocimos en el momento preciso.

### **A la gente que me vio crecer:**

A los que de alguna manera logre ganarme su respeto, tan solo por lo que soy. A todos les digo, que el mejor regalo que le pueden hacer a sus hijos es su educación

### **A mis amigos:**

Por haber querido conocerme un poco más en estos casi cinco años. Estoy muy contento por las personas que conocí en esta Facultad. Hicimos un excelente grupo de amigos.

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN .....	1
1 Generalidades .....	1
1.1 Aspectos generales sobre avenidas de diseño .....	2
1.2 Descripción e importancia de las obras de excedencias. Descarga libre y controlada .....	3
1.2.1 Obras de excedencias con descarga libre.....	4
1.2.2 Obra de excedencias con descarga controlada .....	4
1.3 Eventos ciclónicos en el país .....	4
1.4 Importancia del periodo de retorno .....	9
2 Planteamiento del problema.....	10
2.1 Estudios previos sobre avenidas de diseño en presas de México.....	10
3 Objetivo general .....	11
4 Descripción de cada capítulo.....	12
5 Referencias: .....	13
CAPÍTULO I: METODOLOGÍA .....	14
I.1 Introducción .....	14
I.2 Conceptos de estadística y probabilidad básica.....	14
I.2.1 Medidas de tendencia central .....	16
I.2.1.1 La media.....	16
I.2.1.2 La mediana.....	17
I.2.1.3 La moda .....	17
I.2.2 Medidas de dispersión.....	17
I.2.2.1 La varianza.....	17
I.2.2.2 La desviación estándar .....	18
I.2.3 Función de distribución de probabilidad.....	18
I.2.3.1 Distribución Gumbel .....	19
I.2.3.2 Distribución Doble Gumbel.....	21
I.3 Conceptos generales sobre vertedores .....	22
I.3.1 Vertedores de excedencias.....	22
I.3.1.1 Vertedor de pared delgada.....	22
I.3.1.2 Vertedor de pared gruesa .....	23
I.3.1.3 Cresta vertedora libre (Cimacio tipo Creager) .....	23

---

I.3.1.4 Vertedor de caída libre .....	24
I.3.1.5 Cortina vertedora con caída rápida.....	24
I.3.1.6 Vertedores con tiro vertical .....	25
I.3.1.7 Vertedor de canal lateral .....	25
I.3.1.8 Vertedor de abanico .....	26
I.3.2 Generalidades sobre el diseño de vertedores de excedencias.....	26
I.4 Métodos para determinar avenidas de diseño .....	28
I.4.1 Método tradicional o de mayoración .....	28
I.4.2 Método sudafricano.....	29
I.4.3 Método estadístico considerando volúmenes.....	29
I.4.4 Método del Instituto de Ingeniería.....	33
I.5 Métodos para realizar tránsito de avenidas en embalses .....	35
I.5.1 Método semigráfico para el tránsito de una avenida .....	39
I.5.2 Método numérico .....	40
I.6 Aplicación de software .....	41
I.7 Referencias .....	46
CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO .....	47
II.1 introducción .....	47
II.2 Presa Marte R. Gómez .....	47
II.2.1 Ubicación geográfica.....	48
II.2.2 Características hidrológicas.....	49
II.2.3 Características generales de la obra de excedencias de la presa Marte R. Gómez .....	49
II.3 Presa El Cuchillo.....	51
II.3.1 Ubicación geográfica.....	52
II.3.2 Características hidrológicas.....	52
II.3.3 Características generales de la obra de excedencias de la presa El Cuchillo .....	53
II.4 Eventos ciclónicos en la región .....	54
II.5 Referencias.....	56
CAPÍTULO III: ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO .....	57
III.1 Introducción.....	57
III.2 Presa Marte R. Gómez.....	57

---



III.2.1 Avenida de diseño para Tr de 50 años.....	63
III.2.2 Avenida de diseño para Tr de 100 años.....	64
III.2.3 Avenida de diseño para Tr de 500 años.....	65
III.2.4 Avenida de diseño para Tr de 1 000 años .....	66
III.2.5 Avenida de diseño para Tr de 5 000 años .....	67
III.2.6 Avenida de diseño para Tr de 10 000 años .....	68
III.3 Presa El Cuchillo .....	69
III.3.1 Avenida de diseño para Tr de 50 años.....	76
III.3.2 Avenida de diseño para Tr de 100 años.....	77
III.3.3 Avenida de diseño para Tr de 500 años.....	78
III.3.4 Avenida de diseño para Tr de 1 000 años .....	79
III.3.5 Avenida de diseño para Tr de 5 000 años .....	80
III.3.6 Avenida de diseño para Tr de 10 000 años .....	81
III.4 Referencias.....	83
CAPÍTULO IV: TRÁNSITOS DE AVENIDAS DE DISEÑO Y DE AVENIDA HISTÓRICA POR EVENTO DE HURACÁN BAJO DISTINTAS PROPUESTAS DE POLÍTICAS DE OPERACIÓN ...	84
IV.1 Introducción .....	84
IV.1.1 Descargas Libres.....	84
IV.1.2 Descargas controladas.....	85
IV.2 Presa Marte R. Gómez .....	85
IV.2.1 Tránsitos de avenidas con descargas libres .....	87
IV.2.1.1 Tránsito de avenida con Tr= 10 000 años.....	88
IV.2.1.2 Tránsito de avenida con Tr= 100 años.....	88
IV.2.1.3 Tránsito de avenida histórica del huracán Alex .....	89
IV.2.2 Comparación de las condiciones finales después de los tránsitos con cada política de operación.....	90
IV.3 Presa El Cuchillo.....	91
IV.3.1 Tránsitos de avenidas con descargas libres .....	92
IV.3.1.1 Tránsito de avenida con Tr= 10 000 años .....	93
IV.3.1.2 Tránsito de avenida con Tr= 100 años.....	93
IV.3.1.3 Tránsito de avenida histórica del evento de huracán Alex .....	94
IV.3.1.4 Comparación de las condiciones finales después de los tránsitos con descargas libres .....	95
IV.3.2 Tránsitos de avenidas con políticas de descargas controladas.....	96

---

IV.3.2.1 Política controlada 1 .....	96
IV.3.2.1.1 Tránsito de avenida con $Tr=10\ 000$ años .....	96
IV.3.2.1.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años .....	97
IV.3.2.1.3 Tránsito de avenida histórica del evento Alex .....	97
IV.3.2.2 Política controlada 2 .....	98
IV.3.2.2.1 Tránsito de avenida con $Tr=10\ 000$ años .....	98
IV.3.2.2.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años .....	99
IV.3.2.2.3 Tránsito de avenida histórica del evento Alex .....	99
IV.3.2.3 Política controlada 3 .....	100
IV.3.2.3.1 Tránsito de avenida con $Tr=10\ 000$ años .....	100
IV.3.2.3.2 Avenida con $Tr= 100$ años.....	101
IV.3.2.3.3 Avenida histórica del evento Alex.....	101
IV.3.2.4 Política controlada 4 .....	102
IV.3.2.4.1 Avenida con $Tr=10\ 000$ años .....	102
IV.3.2.4.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años.....	103
IV.3.2.4.3 Tránsito de avenida histórica del evento Alex.....	103
IV.3.3 Comparación de las condiciones finales después de los tránsitos con cada política de operación.....	104
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	106
Bibliografía .....	109
ANEXOS.....	111

---

# INTRODUCCIÓN

## 1 Generalidades

Desde tiempos geológicos muy remotos, las condiciones atmosféricas de la faz de la tierra han sido modificadas, en menor o mayor grado, ya sea por procesos o eventos naturales y también como consecuencia de la actividad humana.

Estos cambios traen, entre otros resultados, la alteración de los fenómenos climatológicos, como lo son las precipitaciones. Alteraciones en cantidad, tiempo y espacio, que afectan al desarrollo natural de los seres vivos, en toda la superficie terrestre.

En México, debido a sus características particulares de orografía, topografía y ubicación geográfica, se pueden identificar dos zonas generales con distinto comportamiento de las precipitaciones. Una zona norte del país, donde las lluvias son escasas y una zona sur donde las precipitaciones son abundantes. Pero independientemente de estas diferencias, las alteraciones en las condiciones atmosféricas han vuelto un tanto irregulares las ocurrencias de lluvias en todo el país, dejando largos periodos de estiaje en algunas zonas y temporadas de avenidas torrenciales en otras.

Los excesivos escurrimientos que llegan a generarse en cada cuenca, pueden derivar en daños tanto materiales como humanos para la población residente en la zona. Pero, la ocurrencia de lluvias abundantes en contraparte, también trae beneficios para la población, ayudando a la producción agrícola, recarga de mantos acuíferos y cuerpos de agua que son aprovechados como fuente de abastecimiento para agua potable.

Ya sea para protección o para aprovechamiento, el ser humano debe construir obras hidráulicas en el lugar que mejor convenga de acuerdo a la necesidad que se requiera cubrir. Cualquier obra de este tipo; un canal de desvío de un río, un pozo de bombeo, una presa de almacenamiento o de control de avenidas, debe diseñarse para que funcione adecuadamente y de forma segura en las condiciones más desfavorables que pudieran presentarse, ya que la ocurrencia de un evento extraordinario podría llevar a la falla parcial o total de la obra, dejando innumerables pérdidas.

En el caso de las presas, las dimensiones y características de las distintas obras que se desarrollan, deben tener la capacidad suficiente para funcionar con los gastos extraordinarios máximos, que pudieran presentarse. Dicho gasto será producto del paso de la llamada avenida de diseño, una avenida que se obtiene de la aplicación de una metodología, la cual se asocia a un periodo de retorno. Y es la que determina el diseño de las obras hidráulicas, en cuanto a materiales y dimensiones.

---

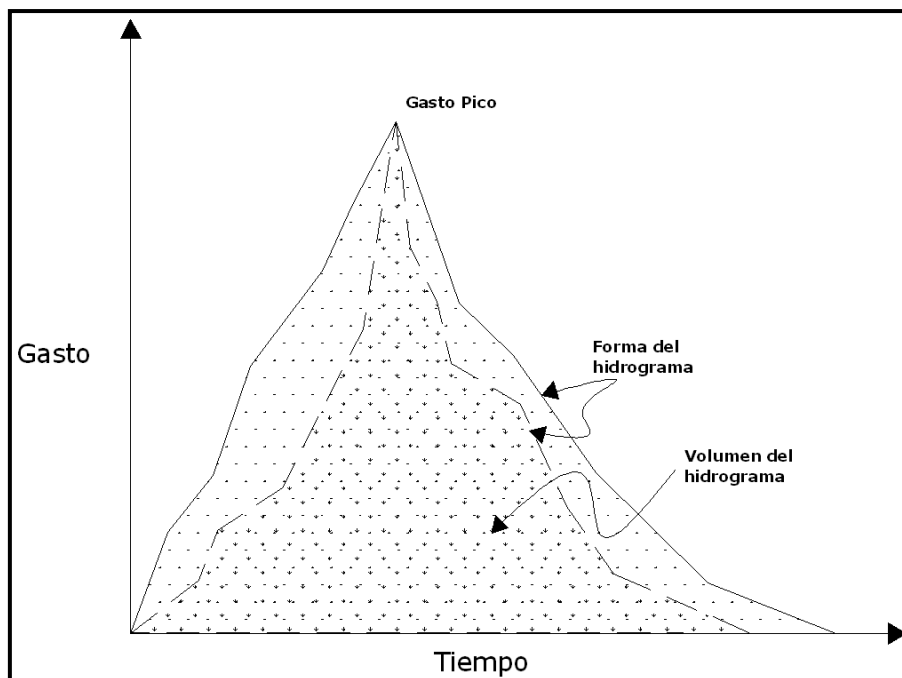
La obtención de la avenida de diseño, proporciona una mayor seguridad en la determinación de las características de las obras, pues toma en consideración la probabilidad de ocurrencia de un evento extraordinario. Disminuyendo los riesgos, pero no eliminándolos, de que se presente una contingencia por la falla de la obra. En el diseño se busca que la obra siga funcionando dentro de un rango de seguridad, al tener que trabajar con gastos y volúmenes de agua generados por una hipotética avenida que ocurriera.

## 1.1 Aspectos generales sobre avenidas de diseño

La avenida de diseño puede definirse como el evento de precipitación que genera el gasto máximo que podría admitirse en una presa y que siga funcionando de manera satisfactoria, sin que se generen daños en la obra o exista grave riesgo en la estabilidad de la misma.

Se considera que la seguridad o confiabilidad de cualquier estructura, estará determinada por la respuesta de la estructura, ante un evento que pudiese presentarse o pudiera ser excedido con una cierta probabilidad de ocurrencia.

El proceso de estimar una avenida de diseño tiene como uno de sus objetivos obtener las características de una avenida como son: el gasto pico, el volumen total y la forma del hidrograma (Referencia 5). Así como también determinar de la mejor forma posible la magnitud de un evento correspondiente a un cierto nivel de riesgo aceptable. Y esta avenida se usará para determinar las dimensiones o revisar el funcionamiento de una obra hidráulica.



**Figura 1. Características importantes de un hidrograma.**

Aunque en la Figura 1, ambos hidrogramas presentan un mismo gasto pico, existen grandes diferencias en su duración y sobre todo en su volumen, de ahí que es importante la elección de un método que aparte de proporcionarnos el gasto pico, nos de un volumen o forma del hidrograma, que nos permita realizar un diseño más confiable.

La determinación de una avenida de diseño idónea, de acuerdo a las características del sitio y la obra, es imprescindible para llegar a un diseño confiable de la obra de excedencias. Para llegar a determinar esta avenida, existen varios métodos o técnicas, que van desde las que consideran la avenida histórica más desfavorable, hasta métodos más elaborados donde se consideran técnicas de probabilidad multivariada (Referencias 1 y 5). Los métodos mayormente utilizados en México para la obtención de la avenida de diseño son (Referencia 6):

- Método Tradicional de Mayoración.
- Método Sudafricano.
- Método estadístico de volúmenes históricos.
- Método de correlaciones.
- Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM

## **1.2 Descripción e importancia de las obras de excedencias. Descarga libre y controlada**

La obra de excedencias es una de las obras hidráulicas inherentes a las presas, ya sea que tengan propósitos de almacenamiento, derivación, control de avenidas, etc. Debido a que la obra de excedencias es la que permitirá la salida de los volúmenes de agua que ingresen al almacenamiento y que excedan el volumen del aprovechamiento. Lo anterior implica necesariamente que para que entre en operación la obra de excedencias ya se han satisfecho la capacidad de operación del aprovechamiento, o sea que el volumen del embalse esté en su nivel de conservación o máximo de operación antes de que se inicien los desfogues por la obra de excedencias.

La capacidad de la obra de excedencias está determinada, como se mencionó anteriormente, por la avenida de diseño, así como también por las características propias del embalse y de igual manera la política de operación ejecutada en dicha obra. La obra de excedencias deberá diseñarse para un gasto máximo de descarga, previamente establecido y obtenido por algún método, y se revisará el funcionamiento para gastos menores, considerando el efecto del vaso regulador (Tránsito de avenida).

Además de que esta obra debe tener suficiente capacidad, debe ser hidráulicamente adecuada y con las descargas localizadas de tal suerte que no se vea afectado el pie de la presa u otras estructuras que existan aguas abajo de la descarga. Cuando así lo requiera el proyecto, se deberá construir algún dispositivo que disipe la energía cinética que conserva el agua en el extremo inferior de la descarga.

Un implemento extra que en ocasiones se requiere colocar sobre el vertedor, y que trabajará en conjunto con éste para el control de la descarga, son las compuertas, las cuales vienen a ser puertas o barreras mecánicas móviles que se colocan justo en la cresta del vertedor para detener el agua, cuando ya ha rebasado el nivel de la cresta, o controlar la cantidad de agua que se quiere descargar.

---

### 1.2.1 Obras de excedencias con descarga libre

Este tipo de estructuras, necesitan tener obras que encaucen el agua de manera no turbulenta, hacia el vertedor, por ejemplo mediante un canal de acceso. Donde el gasto descargado estará en función de la ecuación de descarga del propio vertedor, sin ninguna otra restricción más que la determinada por la carga hidráulica existente sobre la cresta en cada instante.

### 1.2.2 Obra de excedencias con descarga controlada

Para controlar el gasto descargado mediante la obra de excedencias, como ya se mencionó, se usan compuertas o válvulas operadas con dispositivos electromecánicos. El controlar una descarga permite mantener un gasto menor al máximo de diseño, sin importar el gasto de ingreso, también permite mantener en el vaso un "nivel de conservación", cuando se requiera.

Para poder controlar una descarga se debe disponer de un programa de operación del vertedor, de acuerdo a los propósitos definidos por, seguridad y estabilidad, generación de energía, abastecimiento de agua. Los programas de operación, pueden estar en función del tiempo de la avenida, de la elevación en el vaso, del volumen de almacenamiento en el vaso o hasta de la época del año.

## 1.3 Eventos ciclónicos en el país

Una definición proporcionada por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) para el fenómeno natural conocido como ciclón, es la siguiente: un *ciclón tropical* es un sistema atmosférico cuyo viento circula en dirección ciclónica, esto es, en el sentido contrario a las manecillas del reloj en el hemisferio norte, y en el sentido de las manecillas del reloj en el hemisferio sur. Como su nombre lo indica, el ciclón tropical se origina en las regiones tropicales de nuestro planeta. Como la circulación ciclónica y bajas presiones atmosféricas relativas normalmente coexisten, es común usar los términos *ciclón* y *baja*, de forma indistinta.

La situación geográfica de la República Mexicana, con extensos litorales aproximadamente del orden de los 11 000 km y el hecho de que el territorio Mexicano se encuentre parcialmente rodeado por los océanos, y situado en la zona del Trópico de Cáncer, lo convierte en una zona de gran incidencia de ciclones, por los océanos; Atlántico y Pacífico año con año se producen cerca de las costas Mexicanas entre 9 y 16 ciclones de gran magnitud respectivamente.

Estos eventos naturales, al presentarse en las aguas de dichos océanos e impactar en territorio nacional, han dejado a través de la historia, gran cantidad de daños, tanto materiales como humanos, poniendo a prueba cada vez más dura, la capacidad de respuesta de la población a las contingencias derivadas de los estragos causados por los ciclones. Pero es importante señalar que la magnitud de los ciclones ha sido cambiante, siendo verdaderamente devastadores en los últimos años, dejando torrenciales precipitaciones y excesivos volúmenes de agua, que llegan a inundar comunidades enteras.

---

La magnitud de los ciclones se determina por una escala adoptada para clasificarlos, la escala Saffir-Simpson, que ha sido utilizada por personal oficial de los E.U.A, como una estimación de los daños probables debido a vientos y mareas.

**Tabla 1. Clasificación de ciclones**

Categoría	Presión Central [mb]	Velocidad de vientos [Km/h]	Características
Perturbación Tropical	1008.1 a 1010.0		Ligera circulación de vientos
Depresión Tropical	1004.1 a 1008.0	<62.0	Localmente destructivo
Tormenta Tropical	985.1 a 1004.0	62.1 a 118.0	Tiene efectos destructivos
Huracán categoría 1	980.1 a 985.0	118.1 a 154.0	Altamente destructivo
Huracán categoría 2	965.1 a 980.0	154.0 a 178.0	Altamente destructivo
Huracán categoría 3	945.1 a 965.0	178.1 a 210.0	Extremadamente destructivo
Huracán categoría 4	920.1 a 945.0	210.1 a 250.0	Extremadamente destructivo
Huracán categoría 5	<920.0	>250.0	El más destructivo.

En el registro histórico de la Comisión Nacional del Agua, en el periodo comprendido entre los años 1970 a 2008, se considera un total de 170 ciclones de distinta magnitud, que alcanzaron a impactar en las costas Mexicanas, cuya lista se presenta en la Tabla 2. Y se agregaron algunos de los años 2009 y 201

**Tabla 2. Eventos ciclónicos importantes en México**

Año	Océano	Nombre	Categoría	Estados afectados
2010	Atlántico	Alex	H2	Tamaulipas, Nuevo León
2009	Pacífico	Jimena	H2	Baja California
2008	Pacífico	Odile	TT	Gro, Mich, Col
	Pacífico	Norbert	H2	BCS, Son, Chih
	Atlántico	Marco	TT	Ver, SLP, Hgo, Pue
	Pacífico	Lowell	DT	BCS, Sin, Son
	Pacífico	Julio	TT	BCS
	Atlántico	Dolly	TT	Q Roo, Yuc, Tamps, NL, Coah, Chih
	Pacífico	DT 5E	DT	Mich
	Atlántico	Arthur	TT	Q Roo, Camp, Tab
2007	Atlántico	Lorenzo	H1	Ver, Pue, Hgo
	Pacífico	Henriete	H1	BCS, Son
	Atlántico	Dean	H5	Q Roo, Camp, Ver, Pue, Hgo, Qro
	Pacífico	Barbara	TT	Chis
2006	Pacífico	Paul	DT	Sin, BCS
	Pacífico	Norman	DT	Col, Mich, Jal
	Pacífico	Lane	H3	Sin, Col
	Pacífico	John	H2	BCS
2005	Atlántico	Wilma	H4	Q Roo, Yuc
	Atlántico	Stan	TT	Q Roo, Yuc, Ver, Oax, Camp, Chis
	Atlántico	josé	TT	Ver, Pue, Tlax, Mex, DF
	Atlántico	Gert	TT	Ver, SLP, Tamps, NL
	Atlántico	Emily	H4	Q Roo, Yuc, Tamps, NL
	Pacífico	Dora	TT	Gro, Mich, Col
	Atlántico	Cindy	DT	Q Roo, Yuc
	Atlántico	Bret	TT	Ver, Tamps, SLP, Hgo
2004	Pacífico	DT 16E	DT	Sin
	Pacífico	Lester	TT	Gro
	Pacífico	Javier	DT	BCS, Son

2003	Pacífico	Nora	DT	Sin
	Pacífico	Olaf	TT	Jal,Col,Nay
	Atlántico	Larry	TT	Ver,Tab,Chis,Camp
	Pacífico	Marty	H2	BCS,Son,BC
	Pacífico	Ignacio	H2	BCS
	Atlántico	Erika	H1	Tamps,NL,SLP,Coah
	Atlántico	Claudette	TT	Q Roo,Tamps,NL,Coah,Yuc
2002	Pacífico	Carlos	TT	Oax,Gro
	Pacífico	Kenna	H4	Nay,Jal,Sin,Dgo,Zac
	Pacífico	Julio	TT	Gro,Mich,Col,Jal
2001	Atlántico	Isidore	H3	Q Roo,Yuc,Camp
	Pacífico	Juliette	H1	BCS,Son,BC
	Atlántico	Chantal	TT	Q Roo,Camp,Tab,Chis
2000	Atlántico	Iris	DT	Chis
	Pacífico	Rosa	TT	Oax
	Atlántico	Keith	TT	Q Roo,Camp,tamps,NL,SLP,Ver
	Pacífico	Norman	TT	Mich,Col,Jal,Sin
	Pacífico	Miriam	TT	BCS
	Atlántico	Gordon	DT	Q Roo,Yuc
1999	Atlántico	Beryl	TT	Tam,NL,Coah
	Atlántico	DT11	DT	Ver,Tab,Pue,Hgo
	Pacífico	Greg	H1	Gro,Col,Mich,Jal,Sin,BCS,Son
	Atlántico	DT7	DT	Tam,Ver,NL
	Atlántico	Katrina	DT	Q Roo,Camp,Yuc
	Atlántico	Bret	DT	Tam,NL,Coah
1998	Atlántico	DT2	DT	Ver,Tam,SLP,Hgo
	Atlántico	Mitch	DT	Chis,Tab,Camp,Yuc
	Pacífico	Isis	TT	BCS,Sin,Son,Chih
	Atlántico	Charley	DT	Coah
1997	Pacífico	Frank	TT	BCS
	Pacífico	Rick	H1	Oax,Chis,Gro
	Pacífico	Pauline	H3	Oax,Gro,Mich,Jal
	Pacífico	Olaf	TT	Oax,Col,Chis
	Pacífico	Nora	H1	BCS,BC,Son
1996	Pacífico	Andres	TT	Chis
	Pacífico	Hernan	H1	Jal,Mich,Col,Nay
	Pacífico	Fausto	H1	BCS,Sin,Chih,Son
	Atlántico	Dolly	H1	Q Roo,Yuc,Camp,Ver,Tam,SLP,Zac
	Pacífico	Cristina	TT	Oax,Gro,Chis
	Pacífico	Boris	H1	Gro,Mich,Jal,Nay
1995	Pacífico	Alma	H2	Gro,Mich,Jal,Col
	Atlántico	Roxanne	H3	Q Roo,Yuc,Camp,Tab,Ver
	Atlántico	Opal	DT	Camp,Yuc,Q Roo,Tab
	Pacífico	Ismael	H1	Sin,Son
	Pacífico	Henriette	H2	BCS,Sin
	Atlántico	Gabrielle	TT	Tamp,SLP,NL
1994	Atlántico	DT6	DT	Ver,Hgo,Tamps,SLP
	Pacífico	Rosa	H2	Sin,Nay,Dgo,Coah
1993	Atlántico	DT5	DT	Tam,SLP,Ver
	Atlántico	Gert	TT	Q Roo, Camp, Ver, SLP, Hgo, Qro, Gto
	Pacífico	Lidia	H2	Sin,Dgo,Coah
	Pacífico	Hilary	TT	BCS,Son
	Pacífico	Calvin	H2	Col,Jal,BCS
	Pacífico	DT 3E	DT	BCS
1992	Pacífico	Beatriz	TT	Oax,Chis,Tab
	Pacífico	Winifred	H2	Mich,Col,Jal
	Pacífico	Virgil	H2	Mich,Col,Jal
1991	Pacífico	Lester	H1	BCS, Son
	Pacífico	Ignacio	TT	Mich,Col,Gro
	Atlántico	DT2	DT	Tam,SLP,Ver
1990	Pacífico	DT5E	DT	Oax,Chis,Tab
	Pacífico	Rachel	TT	BCS,Sin,Chih
1989	Atlántico	Diana	TT	Q Roo, Yuc, Cam, Ver, Slp, Qro, Gto, Jal, Nay
	Pacífico	Raymond	TT	BCS,Son
	Pacífico	Kiko	H3	BCS
1988	Pacífico	Cosme	H1	Gro,Mor,Mex,DF,Hgo,SLP,Tam
	Atlántico	Keith	TT	Q Roo
	Atlántico	Gilbert	H5	Q Roo,Yuc,Tam,NL,Coah
	Atlántico	Debby	H1	Ver,Hgo,Mex,DF,Pue,Mich,Jal
1987	Pacífico	Norma	DT	BCS
	Pacífico	Eugene	H1	Jal
1986	Pacífico	Roslyn	H1	Sin,Nay
	Pacífico	Paine	H1	Sin
	Pacífico	Newton	H1	Son
1985	Pacífico	Waldo	H2	Sin
1984	Pacífico	Polo	DT	BCS,Sin



	Pacífico	Norbert	TT	BCS
	Pacífico	Odile	TT	Mich,Gro
	Atlántico	Edouard	TT	Ver
1983	<b>Pacífico</b>	<b>Tico</b>	<b>H3</b>	<b>Sin,Nay,Dgo</b>
	<b>Atlántico</b>	<b>Barry</b>	<b>H1</b>	<b>Tamps,NL,Coah</b>
	Pacífico	Adolph	TT	Jal,Nay
1982	Pacífico	Paul	H2	BCS,Sin,Chis
	Atlántico	Alberto	DT	Q Roo
1981	Pacífico	Otis	TT	Sin,Nay,Jal
	Pacífico	Norma	H2	Sin,Dgo
	Pacífico	Lidia	TT	BCS,Sin
	Pacífico	Knut	TT	Sin
1980	Pacífico	Irwin	DT	BCS,Col
	Atlántico	Hermine	TT	Q Roo,Camp,Ver,Oax
	Atlántico	Danielle	DT	Coah,Chih
1979	Atlántico	Allen	H3	Tamps,NL,Coah,Q Roo
	Pacífico	Ignacio	TT	Col,Mich
	Atlántico	Henriette	DT	Col,Mich
1978	Pacífico	Andres	H1	Mich,Col,Jal
	Pacífico	Paul	DT	Sin,Dgo
	Pacífico	Olivia	TT	Chis
	Atlántico	Greta	DT	Chis
	Atlántico	Bess	TT	Ver
	Atlántico	Amelia	DT	Tamps
1977	Pacífico	Aletta	TT	Gro,Mich
	Pacífico	Glenda	DT	BCS
	Atlántico	Anita	H5	Tamps,SLP,Zac,Ags
1976	Pacífico	Doreen	H1	BCS
	Pacífico	Naomi	TT	Sin,Dgo,Coah
	Pacífico	Madeline	H4	Gro,Mich
	Pacífico	Liza	H4	BCS,Sin,Son
1975	Pacífico	Kathleen	TT	BCS,BC
	Pacífico	Olivia	H3	Sin,Dgo
	Atlántico	Eloise	TT	Q Roo,Yuc
	Atlántico	Caroline	H3	Q Roo,Tamps,NL
1974	Pacífico	Eleanor	DT	Col,Jal
	Pacífico	Orlene	DT	Oax,Gro,Sin,Dgo,Chih
	Atlántico	Fifi	TT	Chis,Oax,Gro,Mich
	Pacífico	Norma	TT	Gro,Mich
	Atlántico	Carmen	H4	Q Roo,Camp,Yuc
	Pacífico	Aletta	TT	Col,Jal
1973	Pacífico	Jennifer	DT	Sin,Dgo
	Pacífico	Irah	H1	BCS,Sin,Dgo
	Atlántico	Delia	DT	Coah
	Pacífico	Heather	DT	Oax
	Atlántico	Brenda	DT	Q Roo,Yuc,Cam,Chis
	Pacífico	Claudia	TT	Gro,Mor
	Pacífico	Bernice	TT	Gro,Mich
1972	Pacífico	Joanne	TT	BC, Son
	Pacífico	Hyacinth	DT	BC
	Atlántico	Agnes	DT	Yuc,Q Roo
	Pacífico	Annette	TT	Col,Mich
1971	Pacífico	Priscilla	TT	Nay,Jal
	Pacífico	Olivia	DT	BCS
	Atlántico	Fern	TT	Tamps,NL
	Atlántico	Edith	TT	Q Roo,Camp,Tamps
	Pacífico	Lily	H1	Jal,Col
	Atlántico	Chloe	DT	Q Roo
	Pacífico	Katrina	DT	Sin
	Pacífico	Bridget	TT	Oax,Gro,Mich,Col,Jal
1970	Pacífico	Agatha	H1	Mich,Gro
	Atlántico	Greta	DT	Yuc,Camp,Tamps,SLP,NL
	Atlántico	Ella	H5	Q Roo,Yuc,Tamps,NL
	Pacífico	Orlene	DT	Chis
	Pacífico	Norma	DT	BCS
	Atlántico	Celia	TT	Coahuila
	Pacífico	Eileen	TT	Nay,Dgo,Zac

Fuente: <http://smn.cna.gob.mx/ciclones/historia/ciclones1970-2008>

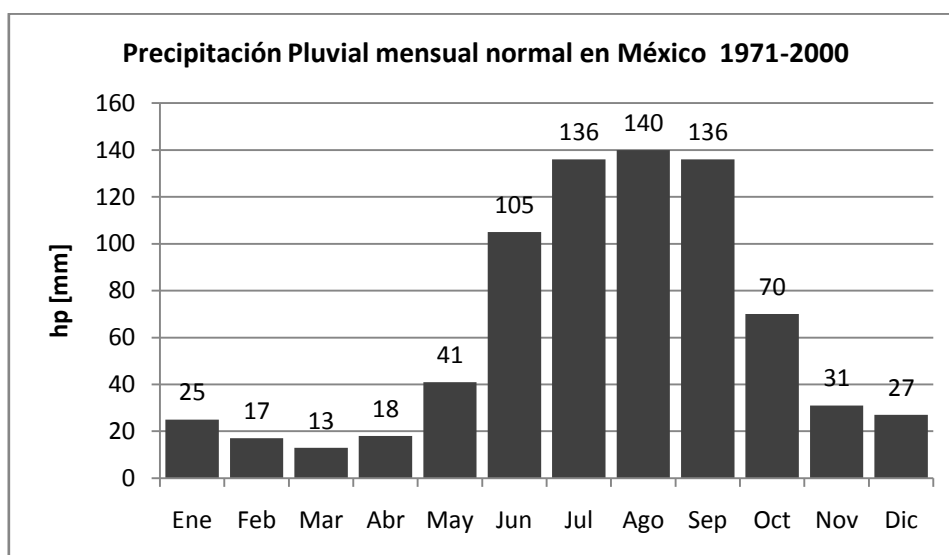
En la tabla anterior se observa una mayor incidencia de impacto de ciclones en las costas del océano Pacífico.

Los años en lo que se registraron ciclones de mayor magnitud, son los años; 2007, 2005, 1999, 1996, 1988, 1977, 1975 y 1974. Aunque también existen algunos de los últimos 2 años que han rebasado cifras registradas, como el caso del huracán Alex en el año 2010, que provocó graves daños en el estado de Nuevo León y Tamaulipas. Posteriormente se hace notar las repercusiones de dichos eventos en las precipitaciones registradas para los sitios de estudio de este trabajo.

La ocurrencia de estos eventos tan extremos, traen consigo la necesidad de revisar el comportamiento de las obras, ya que pueden estar en riesgo de recibir volúmenes que su diseño no los permita, lo que obliga a modificar las condiciones de operación.

Anualmente México recibe alrededor de los 1 500 miles de millones de m<sup>3</sup> de agua en forma de precipitación. De la cual aproximadamente el 73.1% se evapotranspira y regresa a la atmosfera, el 22.1% escurre por ríos o arroyos, y el 4.8% se infiltra al subsuelo recargando acuíferos (Referencia 3).

La precipitación normal del país entre 1971-2000 fue de 760 mm. Y como se muestra en la Figura 2, el 68% de la precipitación ocurre entre junio y septiembre.



**Figura 2. Precipitación pluvial normal en México.**

Para años más recientes se tienen los siguientes valores, los cuales ya no entran en el registro anterior, debido a los lineamientos de la Organización Meteorológica Mundial [OMM].

**Tabla 3. Registros recientes de precipitación media anual.**

Año	Precipitación media Anual [mm]
2000	729
2001	705
2008	869
2009	649

## 1.4 Importancia del periodo de retorno

Dentro del ámbito de la ingeniería, en varias de sus áreas, se ha introducido el concepto de "Periodo de retorno", el cual, a grandes rasgos, hace referencia a la ocurrencia de dos eventos improbables que tendrían efectos catastróficos y devastadores en el ambiente o desarrollo humano, provocado por la falla de una obra de ingeniería (Referencia 2). Este viene a ser un parámetro muy significativo al momento de dimensionar o diseñar una obra.

Una explicación clara de este concepto define al periodo de retorno como, el número de años que en promedio, un evento puede ser igualado o excedido. Esto es, el periodo que tarda en repetirse o ser superado un evento de cierta magnitud.

Este periodo varía en función de la importancia de la obra, ya sea por interés económico, socio-económico, estratégico para el gobierno, e implicaciones de pérdidas materiales y humanas.

Algunos criterios para la determinación del periodo de retorno  $T_r$ , en años, para  $n$  datos anuales de una muestra son:

- La fórmula de Weibull:

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \dots\dots\dots(1)$$

- La fórmula California (California Department of Public Works, 1923):

$$T_r = \frac{n}{m} \dots\dots\dots(2)$$

- La fórmula de Hazen:

$$T_r = \frac{2n}{m - 1} \dots\dots\dots(3)$$

- La fórmula de Gringorten:

$$T_r = \frac{n + 0.12}{m - 0.44} \dots\dots\dots(4)$$

- La fórmula de Cunnane:

$$T_r = \frac{n + 0.2}{m - 0.4} \dots\dots\dots(5)$$

- La fórmula de Chegadayev

$$T_r = \frac{n + 0.4}{m - 0.3} \dots\dots\dots(6)$$

- La fórmula de Blom:

$$T_r = \frac{n + 0.25}{m - 0.375} \dots\dots\dots(7)$$

➤ La fórmula de Tukey:

$$T_r = \frac{3n + 1}{3m - 1} \dots\dots\dots(8)$$

En las cuales  $m$  es el número de orden en una lista de mayor a menor.

El periodo de retorno está asociado con la probabilidad ( $Pe$ ) de que un evento sea igualado o excedido, de la siguiente forma:

$$T = \frac{1}{Pe} \dots\dots\dots(9)$$

Entre mayor sea el periodo de retorno, menor probabilidad habrá de que sea excedido un evento, por ejemplo:

$$Si T = 100 \Rightarrow Pe = 0.01 = 1\%$$

$$Si T = 10 \Rightarrow Pe = 0.10 = 10\%$$

En este texto, se utiliza la fórmula propuesta por Weibull, por ser la comúnmente utilizada en los procedimientos descritos.

## 2 Planteamiento del problema

El diseño de gran parte de las presas en México se ha llevado a cabo utilizando información dada por estaciones climatológicas e hidrométricas, que no cuentan con suficientes años registrados o con grandes discontinuidades en su operación, y aunado a la constante incidencia de eventos ciclónicos más severos en intervalos de tiempo más cortos, que afectan directamente y de forma importante el escurrimiento de las cuencas. El hecho de estar actualizando frecuentemente la avenida de diseño de las obras resulta imprescindible, para constatar que las condiciones en las que actualmente opera una obra aún siguen satisfaciendo los requerimientos y en caso contrario proponer una nueva política de operación, para las obras de excedencia o de toma, que ayuden a mantener las estructuras, dentro de un rango de seguridad, a pesar de las crecientes avenidas y de los pocos años de registros que existen para realizar los cálculos probabilísticos y estadísticos.

### 2.1 Estudios previos sobre avenidas de diseño en presas de México

En México se han realizado análisis a distintas zonas, para llevar a cabo la actualización de las avenidas de diseño de algunas presas, debido a la ocurrencia de eventos extraordinarios que ponen de manifiesto la necesidad de revisar la operación de las obras.

Uno ejemplo de las revisiones que se han hecho en el país, es el elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el sistema hidroeléctrico de presas en

cascada del río Grijalva (La Angostura, Chicoasen, Malpaso y Peñitas) (referencia 4), después de los eventos ocurridos en el año 2005 provocados por el huracán Stan (mencionado en la Tabla 2), pues se pudo identificar posibles condiciones desfavorables para la operación de las primeras tres de esas presas. Lo que hizo necesaria la actualización de las avenidas de diseño y transitarlas por su respectivo vaso, así como también se llevó a cabo la simulación conjunta de las cuatro presas.

Los estudios y simulaciones se llevaron a cabo con base en los registros históricos de los gastos medios diarios en las cuencas, con los cuales se obtuvo la nueva avenida de diseño y aunado a la propuesta de políticas de operación, se propuso la forma conjunta de operación de turbinas-vertedores, considerando el evento extraordinario que dio origen al estudio.

Además, se han elaborado varias tesis, aplicadas a cada una de las presas de este sistema, o para las cuatro en conjunto, como la tesis de la referencia 1, que se aplica a la presa Peñitas.

Otro caso de estudio de avenidas de diseño se muestra en otro trabajo de tesis (referencia 5), en que se presentan los métodos de avenidas de diseño como lo son; el sudafricano, el inglés, el de mayoración y el del Instituto de Ingeniería. Aplicados a la determinación de avenidas de diseño de San Juan Tetelcingo y la presa Aguamilpa. Empleando para la presa la información de la estación Carrizal,

con 46 años de registro. Donde de igual manera se utilizaron estos datos de gastos medios diarios y después de un proceso de ajuste se encontraron las distribuciones de probabilidad más cercanas, y con base en ellas se calcularon avenidas de diseño para distintas duraciones y distintos periodos de retorno.

Los casos mencionados anteriormente, son solo un ejemplo de los trabajos que se han hecho en el país, en este tema. En ambos se utilizan métodos que no solo se ajusten al pico máximo de una avenida probable, sino a la forma que podría tener el hidrograma, para tener un más cercano valor del volumen que pudiese presentar la avenida, con ese gasto pico.

### **3 Objetivo general**

El objetivo principal de esta tesis es, identificar las avenidas históricas relacionadas con eventos de huracán en las presas Marte R. Gómez y El Cuchillo, considerar los registros existentes para actualizar las avenidas de diseño para periodos de retorno de 50,100, 500, 1000 y 10,000 años, además de transitar dichas avenidas bajo distintas políticas de descarga de sus obras de excedencias.

---

## **4 Descripción de cada capítulo**

En el Capítulo I se presentan los conceptos teóricos necesarios para la comprensión de los métodos utilizados en el desarrollo de este trabajo, mencionando conceptos básicos de estadística y probabilidad como son, las medidas de tendencia central de una muestra y algunas de las principales funciones de distribución de probabilidades usadas en el área de la Hidrología. También se mencionan conceptos sobre vertedores, distintos tipos y características de algunas obras de excedencias. También son presentados algunos métodos para la determinación de avenidas de diseño y el tránsito de avenidas en vasos.

En el Capítulo II se describen las condiciones del sitio de estudio, su ubicación, características hidrológicas y las características de las obras de excedencias (como son: el gasto de diseño, longitud de cresta, descarga máxima registrada, entre otras), para las presas Marte R. Gómez y El Cuchillo.

En el Capítulo III se presenta la aplicación del método del Instituto de Ingeniería, para la determinación de las avenidas de diseño, realizando primero un ajuste probabilísticos de los datos históricos de gastos medios diarios, para cada duración y cada periodo de retorno. Posteriormente se describe la construcción de las avenidas de diseño para los periodos de retorno de 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años.

En el Capítulo IV se presentan, los tránsitos de las avenidas de diseño, a través de los vasos de las presas correspondientes, observando las condiciones de elevación y gasto máximo en el embalse, bajo distintas políticas de operación.

Finalmente en el Capítulo V se expresan las principales conclusiones de este trabajo, así como recomendaciones que se consideran pertinentes.

---

## 5 Referencias

1. Alvarado Cuadra, Antonio J. (1993), "Cálculo de Avenidas de Diseño para Vertedores de Presas de Almacenamiento. Aplicación a la Presa Peñitas", Tesis Maestría, DEPMI, UNAM, México.
  2. Aparicio, M. J. "*Fundamentos de Hidrología de Superficie*", México, Limusa, 2008.
  3. CONAGUA (2011) Anuario "Estadísticas del Agua en México". Edición 2011. CNA. SEMARNAT.
  4. Domínguez, Ramón. Arganis Maritza, Carrizosa Eliseo, Fuentes Guadalupe, Echeverri Carlos. "Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva". Informe Final para CFE. Proyecto 6327. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.
  5. Vázquez Conde, Ma.Teresa (1995), "Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación", Tesis Maestría, DEPMI, UNAM, México.
  6. Vazquez Ma. Teresa, Jimenez Martin, Dominguez Ramon, Fuentes Oscar. Cuaderno de Investigación, N° 28. "Avenidas de Diseño para Presas de Gran Capacidad". CENAPRED. México. 1996.
-

## **CAPÍTULO I: METODOLOGÍA**

### **I.1 Introducción**

La metodología es la puerta de enlace entre la persona que realiza una investigación y el objetivo que se quiere alcanzar; son los principios que nos conducen de forma lógica por el camino más adecuado para lograr un fin. Por ello para fines de este trabajo, se incluyen en este capítulo aspectos fundamentales del manejo de conjunto de datos estadísticos y de la teoría de la probabilidad, así como generalidades sobre funcionamiento y características de vertedores, conceptos de hidrología aplicada a la obtención de avenidas de diseño, por varios métodos, y la comprobación de la validez de dichas avenidas a través de el tránsito de las mismas por el vaso de la presa, para observar un comportamiento adecuado de la estructura.

### **I.2 Conceptos de estadística y probabilidad básica**

Los principios y conceptos que se involucran en el área de la estadística, aparte de tener una gran utilidad en la vida cotidiana, llegan a ser básicos e indispensables para comprender y asimilar el comportamiento de muchos de los fenómenos con los cuales se enfrenta un profesional del campo de la ingeniería.

La estadística ayuda a razonar de manera lógica y así tomar decisiones contemplando la incertidumbre y las posibles variaciones que pudiera tener un fenómeno. Si todo en la vida siguiera un patrón determinado y un fenómeno se repitiera idénticamente "n" número de veces, entonces la estadística no tendría razón de ser. Ya que se tendrían todos los datos e información que se requiriera con tan solo la observación y análisis de un solo evento de dicho fenómeno.

Pero como las leyes naturales, no son así de simples, es cuando la aplicación de los principios que se presentan a continuación adquiere gran relevancia en el estudio de muchos fenómenos.

Prácticamente todos los profesionistas, no siendo la excepción los ingenieros, tratan a diario con conjuntos de hechos suscitados o datos. La disciplina de la estadística nos facilita los métodos para organizar y resumir estos datos, y así poder sacar conclusiones sobre ellos (Referencia 4).

Cualquier investigación por lo común tiene que ver con la recabación de objetos o datos (muy bien definidos) que forman una población de estudio. Una población

---



para algún estudio pudiera ser todos los niños de cinco años que habitan una colonia, o los edificios que presentan daños después de un terremoto en cierta

Área. Cuando se cuenta con la misma información para todos los objetos de la población, se tiene lo que se llama un censo. Ya que hay casos en los cuales, aunque se ha dado una definición precisa de los objetos, la población resulta ser muy grande, haciendo inviable, por distintas razones, el levantar un censo, entonces se selecciona de una forma prescrita un subconjunto de esa población, una muestra. Por lo tanto se podría tener una muestra de los niños de cinco años que asisten al jardín de niños en una colonia, o los edificios de más de 5 pisos dañados después de un terremoto en una zona (Referencia 4).

Una variable es cualquier característica cuyo valor cambia entre los objetos de la población. Las variables suelen representarse por letras minúsculas, ejemplos de ellas son las variables  $x, y$ . Donde:

$x =$  *alumnos de ingeniería civil en la facultad de ingeniería.*

$y =$  *mujeres estudiantes de ingeniería civil en la facultad de ingeniería.*

Los datos son el resultado de observaciones efectuados en una sola variable, o también, de observar de modo simultaneo dos o más variables.

Un conjunto de datos univariados consiste en la observación de una sola variable. Por ejemplo la edad de los miembros de una familia.

Los datos bivariados se obtienen cuando se observan dos variables. Con el mismo ejemplo anterior, además de observar la edad, podría observarse la talla.

Ahora bien dentro de la estadística existen ramas, la estadística descriptiva y la estadística inferencial.

En un estudio después de obtener los datos, quizá se desee resumirlos y explicar sus particularidades mediante métodos de naturaleza gráfica; histogramas, diagramas de caja y dispersión, para lo cual se requieren métodos de estadística descriptiva.

Pero además de eso, una vez obtenida la información anterior, tal vez se quiera llegar a algún tipo de conclusión (realizar una inferencia de cierto tipo) acerca de la población. Es decir, la muestra fue el medio para generalizar el comportamiento de toda la población, para ellos se emplea la estadística inferencial.

Una materia casi inherente a la estadística, cuando se va a obtener una inferencia de toda la población a partir de la muestra es la probabilidad. Ya que ayuda a comprender mejor cómo se desarrollan y utilizan los procedimientos inferenciales. Tanto la probabilidad como la estadística tratan en campos donde intervienen poblaciones y muestras, pero lo hacen de manera opuesta.

En un problema de probabilidad se supone que se conocen las propiedades de la población y se responden preguntas en relación a la muestra de esta población. En los problemas estadísticos, el experimentador dispone de las características de la muestra y se procesa para obtener conclusiones en cuanto a la población. Dicha relación se trata de expresar en la Figura I-1 (Referencia 4).

---

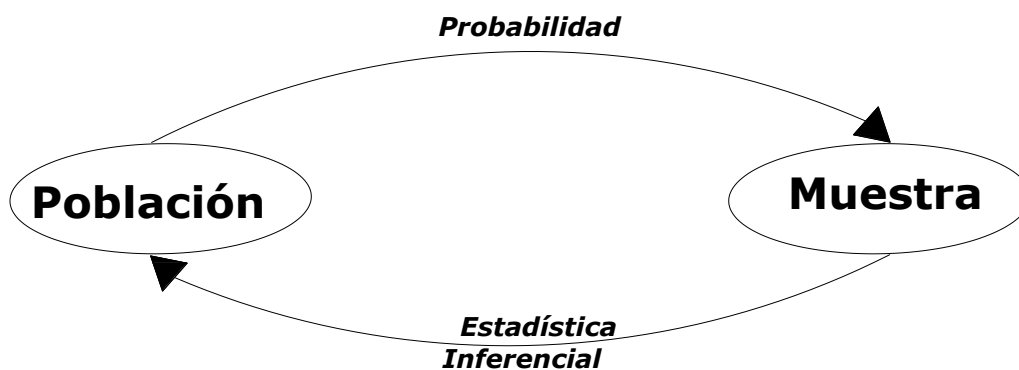


Figura I-1. Relación Estadística-Probabilidad

## I.2.1 Medidas de tendencia central

Aunque la presentación visual del resumen de datos es muy útil, el análisis más formal de los datos requiere calcular e interpretar medidas de resumen numéricas, es decir, a partir de los datos se extraen cantidades que pueden caracterizar a la muestra. Dichos parámetros son la media, mediana y moda (Referencia 4 y 9).

### I.2.1.1 La media

Para la mayoría de los conjuntos de datos numéricos  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  la medida de tendencia central más común y a veces más útil es la media, o también llamado promedio aritmético del conjunto. Ya que generalmente se considera a las  $x_i$  como partes de una muestra, se hace referencia al promedio aritmético como la media muestral y se denota como  $\bar{x}$ .

La media muestral de un conjunto de observaciones  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  está dada por:

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \dots\dots\dots(10)$$

Una de las interpretaciones físicas de  $\bar{x}$  demuestra cómo esta mide la localización (centro) de una muestra. De igual manera que  $\bar{x}$  representa el valor promedio de las observaciones en una muestra, se puede calcular el promedio de los valores de la población entera. A este promedio se le llama media poblacional y se denota por medio de la letra griega  $\mu$ .

La media muestral tiene una deficiencia que la hace una medida inapropiada del centro bajo ciertas circunstancias, una de ellas es la presencia de un dato atípico en las observaciones, que dista mucho del comportamiento de los demás, es decir, que éste adquiere un valor mucho mayor o mucho menor que los demás (Referencia 4 y 9).

### I.2.1.2 La mediana

La palabra mediana es sinónimo de "mitad", la mediana muestral es el valor que adquiere la variable que se ubica en el centro de los datos, cuando estos se agrupan de menor a mayor (incluso los valores repetidos de manera que todos aparezcan en la lista), si se denotan las observaciones como  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  se usa el símbolo  $\tilde{x}$  para la representación de la mediana muestral (Referencia 3 y 4).

$$\tilde{x} = \text{único valor medio si } n \text{ es impar}$$

$$\tilde{x} = \text{promedio de los valores medios si } n \text{ es par}$$

Análogo a la media, la mediana poblacional se denota como  $\tilde{\mu}$ .

### I.2.1.3 La moda

En un registro de datos, también es muy útil saber cuál de ellos es más recurrente, por lo que se tiene otra medida de tendencia central, llamada moda, que es el valor que la variable adquiere mayor número de veces en la muestra (Referencia 9).

## I.2.2 Medidas de dispersión

El tener las medidas de tendencia central, no garantiza el conocer las características particulares de una muestra, ya que más de una muestra puede tener las mismas medidas de tendencia central, pero su distribución puede ser muy distinta una de otra. Es decir, las muestras varían de distinta forma, aun con la misma media, mediana y moda (Referencia 9 y 10).

La medida más sencilla de la variabilidad de una muestra es el llamado, rango o recorrido, el cual es la diferencia que existe en cuanto al máximo valor y el mínimo que existe dentro de la muestra.

Las más importantes medidas de variabilidad tienen que ver con las desviaciones que presenta la muestra a partir de la media,  $(x_1 - \bar{x}), (x_2 - \bar{x}), \dots, (x_n - \bar{x})$ .

### I.2.2.1 La varianza

La varianza muestral, que se denota por  $S^2$ , se define como la media aritmética del cuadrado de las desviaciones respecto a la media (Referencia 8 y 9).

$$S^2 = \frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n - 1} = \frac{S_{xx}}{n - 1} \dots\dots\dots(11)$$

### I.2.2.2 La desviación estándar

La desviación estándar muestral, representada por  $S$ , nos dice cuanto se separan los datos de la media, es la raíz cuadrada (positiva) de la varianza (Referencia 8 y 9).

$$S = \sqrt{S^2} \dots\dots\dots(12)$$

### I.2.3 Función de distribución de probabilidad

La distribución de probabilidad para una variable aleatoria  $X$ , es un conjunto de pares ordenado  $(X, f(X))$ , en donde  $f(X)$  es la función de probabilidad de  $X$  (cuando  $X$  es discreta) o función de densidad de probabilidad de  $X$  (cuando  $X$  es continua), por lo que la función de distribución, nos da la probabilidad de que una variable aleatoria, tome valores menores o igual a un cierto valor fijo  $x$  (Referencia 2 y 9).

Algunas de las funciones de distribución de probabilidad generalmente utilizadas en hidrología son:

- *Normal*
- *Lognormal*
- *Pearson III*
- *Gumbel*
- *Gumbel para dos parámetros*
- *Exponencial*
- *Gamma*

Las funciones Normal y Lognormal son apropiadas para aquellas variables que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis. Las funciones Gumbel se desarrollaron para tratar los valores extremos de la variable, como los pueden ser, gastos máximos o mínimos. Y la Pearson, se encuentra intermedia entre los anteriores casos (Referencia 2).

En este texto, se plantean las justificaciones de las distribuciones Gumbel, por ser las que se utilizan en el desarrollo del análisis de los datos, para este caso.

### I.2.3.1 Distribución Gumbel

Para una variable aleatoria, se dice que tiene una función de distribución Gumbel (Figura I-2) si:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(13)$$

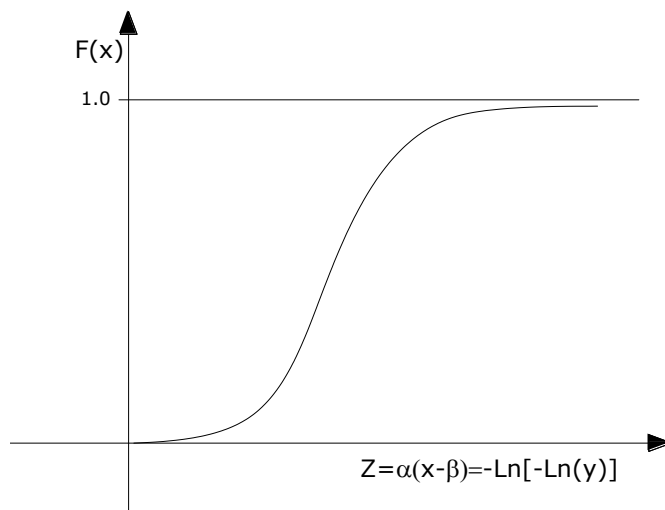
$F(x)$ : Probabilidad de no excedencias

Donde  $y$  es una variable reducida que se obtiene de:

$$y = \alpha(x - \beta)$$

Donde:

$\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de forma y escala.



**Figura I-2. Función de Distribución Gumbel**

La función de distribución Gumbel se utiliza, entre otras cosas, para determinar la probabilidad de que se presenten grandes avenidas, debido a que se ha demostrado que se ajustan a los valores extremos (Referencia 9).

Con lo cual la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots(14)$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de la función. Y pueden calcularse como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \dots\dots\dots(15)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S \dots\dots\dots(16)$$

Pero sin olvidar que existen otras opciones de cálculo.

En la Figura I-2, se muestra en el eje de las abscisas el término  $-\ln[-\ln(y)]$ , pues es una forma que permite comparar valores medidos con los de la función ajustada, despejando el término  $\alpha(x - \beta)$  de la función de distribución de la ecuación (13):

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

$$\ln \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) = -\alpha(x - \beta)$$

$$-\ln \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) = \alpha(x - \beta)$$

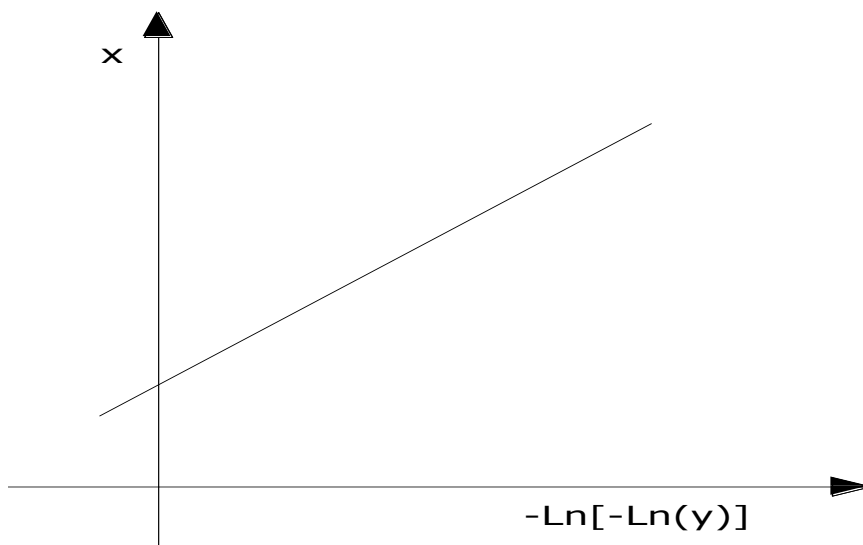
$$Z = -\ln \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) \dots\dots\dots(17)$$

Realizando dicha reducción a la variable  $Z$ , se tiene una gráfica lineal, con el valor de  $Z$  en las abscisas y los valores  $x$  en las ordenadas (Figura I-3). Dicho valor  $Z$ , puede también relacionar al periodo de retorno  $Tr$ , en años, en lugar de la función de distribución, mediante la siguiente relación:

$$F(x) = \frac{Tr - 1}{Tr} \dots\dots\dots(18)$$

$$\frac{1}{F(x)} = \frac{Tr}{Tr - 1} \dots\dots\dots(19)$$

$$Z = -\ln \ln \left( \frac{Tr}{Tr - 1} \right) \dots\dots\dots(20)$$



**Figura I-3. Gráfica de Función de Distribución Gumbel, con variable Z**

### I.2.3.2 Distribución Doble Gumbel

En el país se presenta mucho el caso, en que los gastos máximos anuales pertenecen a dos poblaciones diferentes: la primera es la formada por los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con fenómenos meteorológicos dominantes en cada región y la segunda es la formada por gastos originados por precipitaciones ciclónicas, generalmente mayores que los primeros, o por eventos de tipo invernal como las equipatas.

Es entonces, para cuando existen dos poblaciones de datos la siguiente distribución de probabilidad:

$$f(x) = p\alpha_1 e^{-e^{-y_1}} + (1-p)\alpha_2 e^{-e^{-y_2}} \dots\dots\dots(21)$$

$$y_1 = \alpha_1(x - \beta_1)$$

$$y_2 = \alpha_2(x - \beta_2)$$

Donde los subíndices 1 y 2 se refieren a las funciones de distribución de probabilidad de cada una de las poblaciones (gastos producidos por tormentas ciclónicas y no ciclónicas) y  $p$  la probabilidad de que en un año el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica. El valor de  $p$  será entonces:

$$p = \frac{N_n}{N_T} \dots\dots\dots(22)$$

Donde,  $N_n$  es el número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por una tormenta ciclónica y  $N_T$  es el número total de años de registro.

La función de distribución (Figura I-4) se presenta completa, de la siguiente manera:

$$f(x) = p\alpha_1 e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} + (1-p)\alpha_2 e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \dots\dots\dots(23)$$

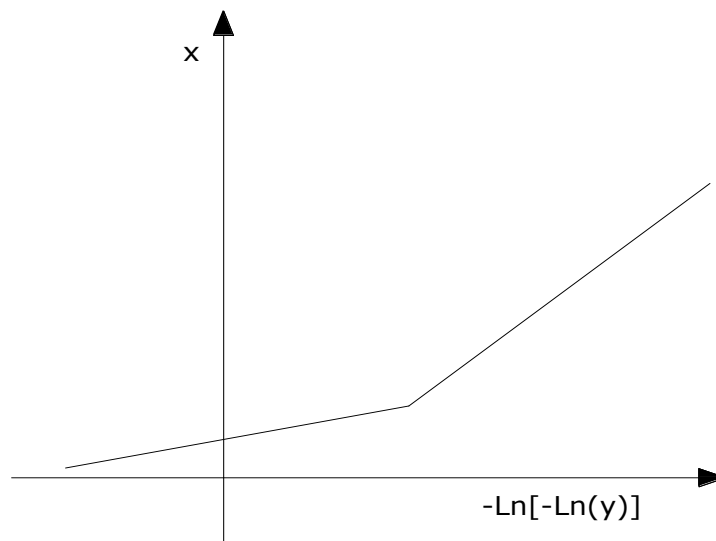


Figura II-4. Gráfica de Función de Distribución Doble Gumbel, con variable Z

### I.3 Conceptos generales sobre vertedores

Como ya se mencionó las obras de excedencias son estructuras que forman parte intrínseca de una presa, que tiene como función esencial permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes que se presentan en el aprovechamiento.

Cuando en un flujo de agua se ha determinado una sección de control, en donde se lleva a cabo la descarga del líquido y esta se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre dicha descarga, recibe el nombre de vertedor; el cual puede presentar diversas características según las necesidades de la descarga (Referencia 11).

También ya antes se mencionó que la capacidad de la obra de excedencias está determinada por la avenida de diseño, las características del vaso así como también la política de operación de la propia obra, la cual se puede expresar como:

$$V_E = V_s + \Delta V_a \dots\dots\dots(24)$$

$$V_s = V_E - \Delta V_a \dots\dots\dots(25)$$

Donde:

$V_E =$  Volumen de agua que entra al vaso en un lapso de tiempo [ $m^3$ ]

$V_s =$  Volumen de agua que sale del vaso en un lapso de tiempo [ $m^3$ ]

$\Delta V_a =$  Variación del volumen de agua almacenado en el vaso en el mismo lapso de tiempo [ $m^3$ ]

#### I.3.1 Vertedores de excedencias

A continuación se mencionan algunos de los tipos de vertedores para obras de excedencias, que existen (Referencia 14).

##### I.3.1.1 Vertedor de pared delgada

Cuando la descarga se realiza sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con la arista por donde derrama el agua, aguda, el vertedor se llama de pared delgada (Figura I-5).



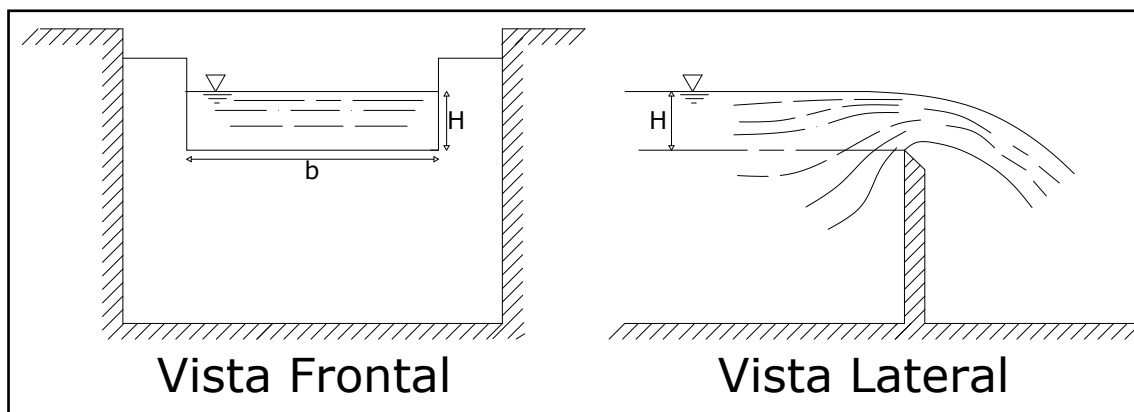


Figura I-5. Vertedor de Pared Delgada

### I.3.1.2 Vertedor de pared gruesa

Cuando a la descarga, el contacto entre la lamina vertiente y la pared, es más bien toda una superficie, el vertedor es de pared gruesa (Figura I-6).

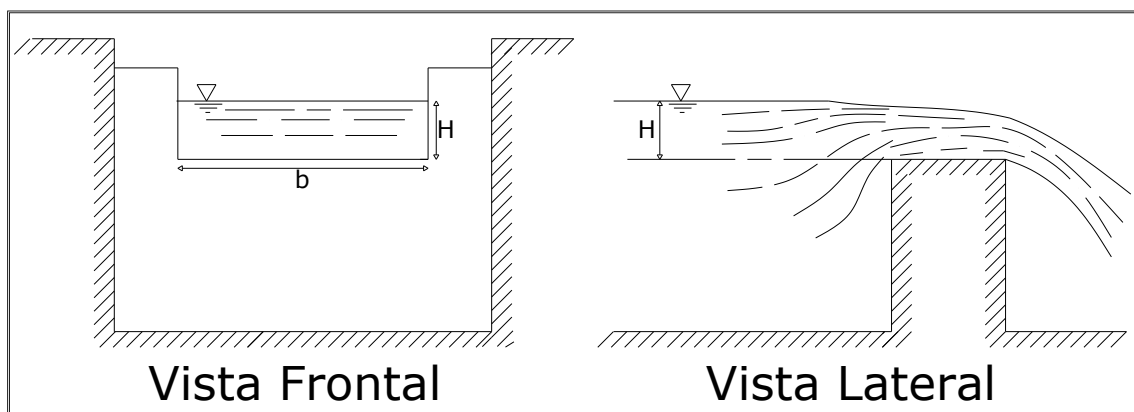


Figura I-6. Vertedor de Pared Gruesa

### I.3.1.3 Cresta vertedora libre (Cimacio tipo Creager)

Es la obra de excedencias más usual, con perfil del cimacio tipo Creager (Figura I-7), el cual se deriva del perfil inferior que adopta la lámina vertiente de agua cuando esta es descargada por un vertedor de pared delgada y se ha despegado de la pared del mismo vertedor. La cresta vertedora generalmente se encuentra a la elevación del NAMO. Se analiza este tipo de obras para determinar la elevación del NAME, el volumen del superalmacenamiento y el gasto de diseño del vertedor.

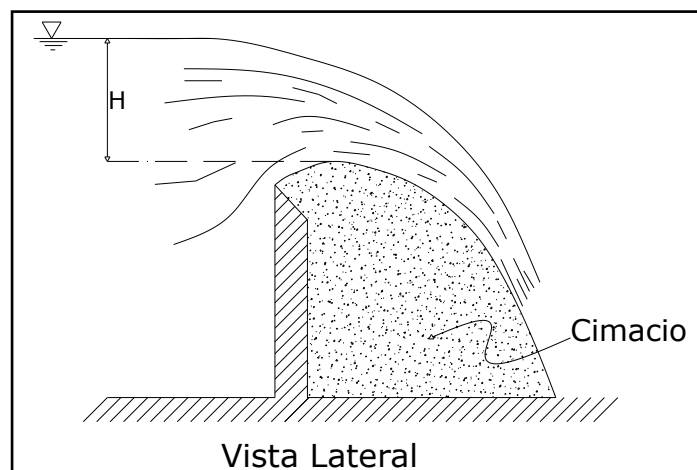


Figura I-7. Vertedor Tipo Creager

### I.3.1.4 Vertedor de caída libre

Este tipo de vertedores se asocia a los que tienen cortina de arco, o de contrafuertes (Figura I-8), en las cuales el espesor de la cresta y la geometría, no sean favorables para guiar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior, y además tenemos la condición de que la roca de cimentación es resistente a la erosión, podemos dejar caer libremente el agua sin protección, en caso contrario se debe implementar un dissipador de energía o tanque amortiguador.

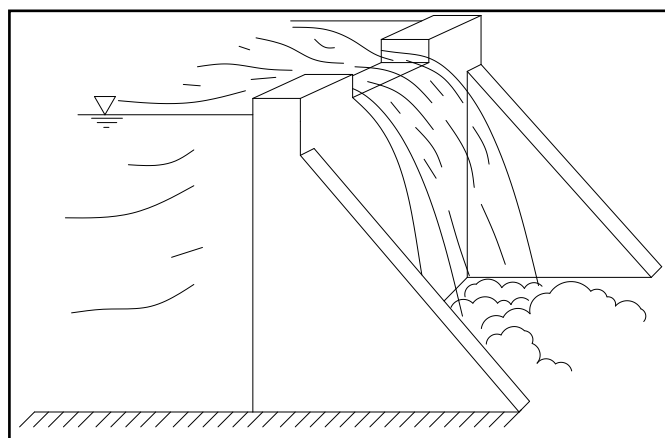


Figura I-8. Vertedor de Caída libre (Presa de Contrafuertes)

### I.3.1.5 Cortina vertedora con caída rápida

Este tipo de obras se encuentran en una sección reducida de una cortina de tipo gravedad (Figura I-9), en la cual se permite el paso del flujo del agua. En estas la cresta se forma para que se ajuste a la vena líquida, en condiciones de gasto máximo. En condiciones favorables, la parte inferior de la descarga se puede diseñar como un deflector o salto de esquí.

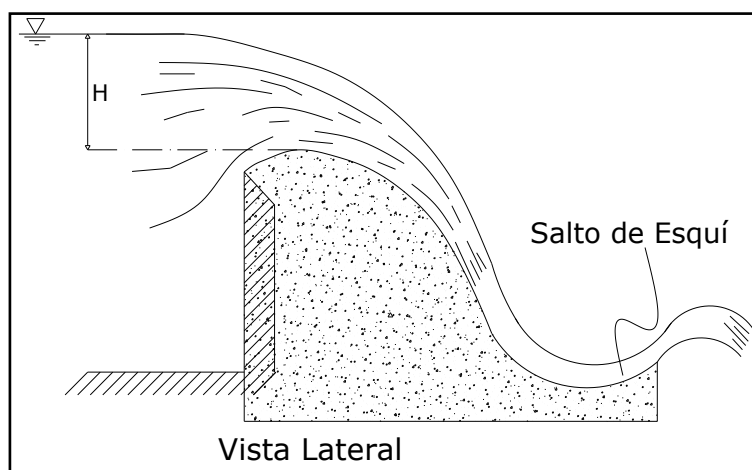


Figura I-9. Vertedor en Rápida (salto de esquí)

### I.3.1.6 Vertedores con tiro vertical

Estos vertedores tienen una entrada de tipo embudo que se conecta a un túnel, en cuyo extremo inferior puede existir un deflector o una estructura disipadora de energía. Este tipo de obras se asocia a presas con vaso de almacenamiento muy encañonados, gastos relativamente pequeños y que el agua que fluye esté libre de objetos que pudiesen obstruirlos.

### I.3.1.7 Vertedor de canal lateral

Este tipo de vertedores tiene la particularidad de que el eje del canal en el que se descarga es paralelo o casi paralelo al eje de la sección vertedora, la cual a su vez es paralela o casi paralela al eje de la corriente (Figura I-10).

Para realizar su análisis hidráulico se parte de que toda la energía del agua que pasa por el vertedor, se disipa en turbulencias, y la pendiente en el canal lateral o canal colector, debe ser suficiente para acelerar el agua en dirección del flujo en el canal de descarga.

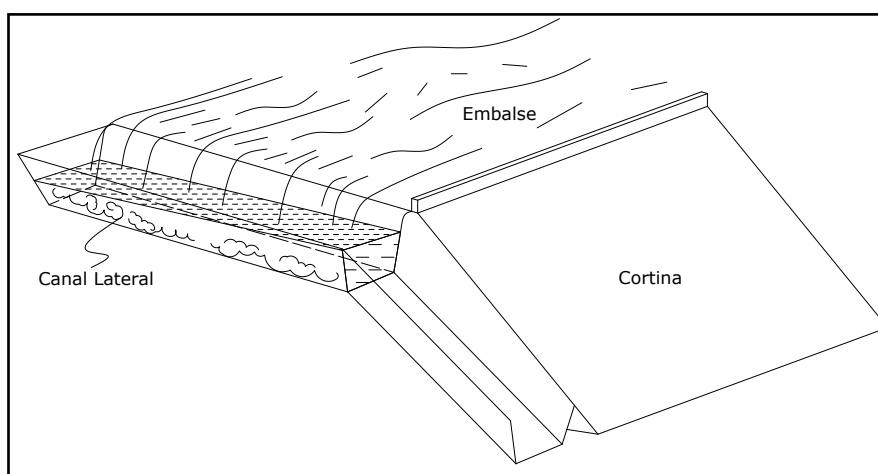


Figura II-10. Vertedor de canal lateral.

### I.3.1.8 Vertedor de abanico

Este tipo de vertedores viene a ser la estructura de un cimacio en curva cóncava en relación a la dirección del flujo, que descarga a un tanque cuya geometría provoca un salto hidráulico al pie del cimacio y en consecuencia un escurrimiento lento sobre el canal de salida (Figura II-11).

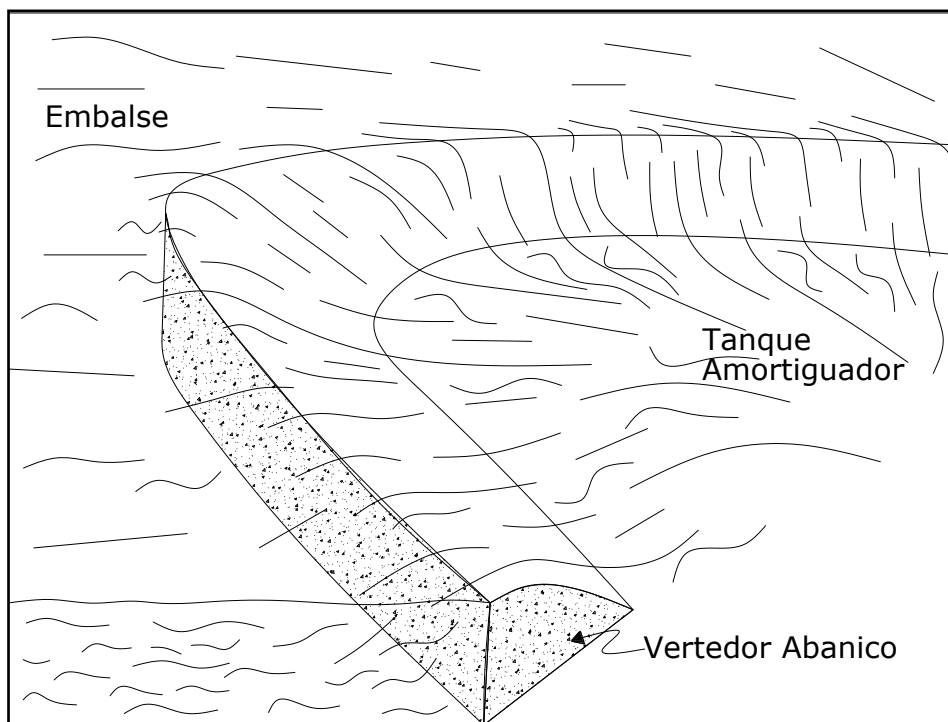


Figura II-11. Vertedor de abanico

### I.3.2 Generalidades sobre el diseño de vertedores de excedencias

Partiendo de la idea del vertedor de pared delgada. En los vertedores de cresta aguda, sección rectangular y contracciones laterales, el gasto que fluye a través de él se encuentra con la expresión de Francis (Referencia 11).

$$Q = C_d LH^{3/2} \dots\dots\dots(26)$$

En donde

$Q$  = Gasto descargado, en m<sup>3</sup>/s.

$C_d$  = Coeficiente de gasto, (se utilizan coeficientes entre 1.8-2.2).

$L$  = Longitud de la cresta, en m.

$H$  = Carga efectiva sobre la cresta = Carga estática + carga de velocidad, en m.

Estas estructuras se tratan como masivas (o sea estructuras monolíticas de gran peso propio), ya que se ha rellenado con concreto la zona bajo la vena líquida, lo que teóricamente no modifica el estado de presiones. En estas condiciones la carga original  $H$  se ve disminuida una cantidad  $r$  con lo que  $H_r < H$ . Debido a esto el coeficiente  $C$  de la fórmula de Francis variará en función de la carga.

**Tabla I-1. Valores del coeficiente  $C_d$**

Condiciones de carga	Valor del coeficiente $C_d$
> a la de diseño	1.8
= a la de diseño	2.0
< a la de diseño	2.2

Quando existen pilas sobre el vertedor, la longitud de la cresta se ve reducida y la longitud efectiva esta dada por la expresión:

$$L = L_0 - 2(NK_p + K_a)H \quad \dots\dots\dots(27)$$

En donde

$L$  = Longitud efectiva, en m.

$L_0$  = Longitud real, en m.

$N$  = Número de pilas.

$K_p$  = Coeficiente de contracción por pila.

$K_a$  = Coeficiente de contracción por muros extremos.

$H$  = Carga efectiva, en m.

En los vertedores cuyo flujo se encuentra controlado por compuertas la capacidad de descarga se determina con la ecuación correspondiente a orificios, como es la siguiente:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots(28)$$

Dicha ecuación es para alta carga, donde:

$C$  = Coeficiente de Gasto.

$A$  = Área del orificio bajo la compuerta, en  $m^2$ .

$H$  = Carga sobre el orificio, en m.

O bien, puede usarse la siguiente ecuación

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \dots\dots\dots(29)$$

Para cargas bajas, en donde:

$g$  = Valor de la gravedad.

$C$  = Coeficiente de gasto.

$L$  = Longitud de la cresta del vertedor, en m (ancho de la compuerta).

$H_1$  = Carga mayor, en m.

$H_2$  = Carga menor, en m.

El coeficiente  $C$  cambia para distintas compuertas y así como para distintas formas del cimacio, además de que se afecta por las condiciones del flujo aguas arriba y aguas abajo, cuando dichas condiciones estén afectadas a su vez por las contracciones del orificio (Referencia 11).

### I.4 Métodos para determinar avenidas de diseño

Existe diversidad de métodos que se han desarrollado para la obtención de avenidas de diseño, de los cuales se toman lo que son más comúnmente utilizados en México.

#### I.4.1 Método tradicional o de mayoración

Para la República Mexicana este es uno de los métodos mayormente utilizados. La avenida de diseño, por este método, se calcula mediante la mayoración del hidrograma de la máxima avenida histórica que se ha registrado en el área de estudio. Dicha mayoración se logra mediante la aplicación de un factor  $F$  que se obtiene del cociente del gasto medio máximo  $Q_{Tr}$  para el periodo de retorno con el que se diseñará, entre el gasto pico  $Q_p$  de la máxima avenida histórica, quedando como lo indica la ecuación (30).

$$F = \frac{Q_T}{Q_P} \dots\dots\dots(30)$$

Una vez teniendo este factor, se obtiene el hidrograma de la avenida de diseño  $Q_D$ , multiplicando cada una de las ordenadas de gasto  $Q_i$ , del hidrograma de la avenida histórica por el factor  $F$  obtenido anteriormente, esto es:

$$Q_D = F Q_i \dots\dots\dots(31)$$

Es importante mencionar que este método utiliza solamente el análisis de gastos máximos anuales; pero el volumen y la forma se consideran representados en la avenida histórica. Dicha avenida no necesariamente corresponde a la forma de otras avenidas máximas anuales para el sitio de interés.

Además, si el vaso de almacenamiento es de poca capacidad, el volumen de la avenida no resulta tan importante, ya que la presa no tiene gran capacidad para regular, ahora bien, si la presa es de gran capacidad resulta importante elegir muy bien tanto el gasto máximo como volumen y forma de la avenida. Y así poder determinar un diseño de la obra de excedencias y política de operación, en caso de que se requiera (Referencia 13).

#### **I.4.2 Método sudafricano**

Este método se basa en un modelo matemático que produce familias de hidrogramas de gasto pico y volumen variable, para periodos de retorno constantes. Usa la distribución lognormal bivariada para describir la relación entre estas características.

Para ello se necesitan series de gastos máximos y volúmenes de escurrimiento de las avenidas máximas anuales. Estos datos se obtienen de varias estaciones, las cuales deben contar con un mínimo de 10 años de registro en una área no mayor a los 10 km<sup>2</sup>.

Los volúmenes se calculan considerando el área bajo la curva del hidrograma que tenga como fronteras, el gasto pico, la curva de llenado  $Q_u$  y la curva de vaciado  $Q_v$ , para ambas curvas los gastos deben ser superiores al 10% del gasto pico.

Ya que se tiene la muestra de gastos y volúmenes máximos anuales, se ajustan funciones marginales de distribución lognormal, además, se calcula la probabilidad conjunta de ambas variables normalizadas y estandarizadas, así como el coeficiente de correlación.

Una vez que se conoce la distribución de probabilidad conjunta de las variables, que en este caso son: volumen ( $x$ ), gasto de pico ( $y$ ), sean estandarizado y normalizado, se obtienen las funciones de distribución condicionadas  $G(x/y)$  de que el volumen exceda un valor para gastos pico de 0.6, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y valores dados de coeficientes de correlación (0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95) (Referencia 12).

#### **I.4.3 Método estadístico considerando volúmenes**

El método estadístico se basa en un análisis estadístico del registro histórico de los volúmenes máximos (expresados en gastos medios) de entrada al sitio de estudio y también de la forma del hidrograma (Referencia 6).

Este método consiste en dos etapas:

- 1.-** Generación de la avenida máxima con un periodo de retorno determinado.
  - 2.-** Transito de dicha avenida por el vaso.
-

Para la primera etapa se realiza lo siguiente:

- Procedimiento de síntesis: a través de un proceso similar al análisis estadístico de los gastos máximos, se propone definir las avenidas máximas anuales.

Para considerar la forma de una avenida máxima de un año  $j$  cualquiera, se procede a:

- Definir una duración  $d$ , (1 día, 1 hora, 8 horas, etc.) la avenida máxima de este año  $j$  puede caracterizarse con las parejas de valores de tiempo y gasto promedio máximo asociado a dicha duración.
- Se definen duraciones de  $1d, 2d, 3d, \dots, md$ , con  $d$  tan pequeña y  $m$  tan grande como se requiera, de acuerdo al tamaño del vaso de la presa (como referencia, para una presa grande, puede manejarse  $d=1$  día y  $m$  entre 5 y 20)
- Para cada una de estas duraciones se calcula el gasto medio máximo anual. Los valores medios diarios se designan como  $Q_{kj}$ , para  $k=1, 2, 3, \dots, 365$  ó  $366$  días y para el año  $j$ .

Para encontrar el gasto medio máximo anual de la duración  $d=i=1$  día, del registro se escoge el máximo:

$$G_{1j} = \text{máx}\{Q_{kj}\} \dots\dots\dots(32)$$

Para dos días seguidos, se requiere el gasto medio máximo anual, que resulta de la combinación de dos días adyacentes en todo el registro ( $i = 2$ ), y ahora se usa la ecuación con  $k=1, 2, \dots, 364$ , cuando el año es de 365 días.

$$G_{2j} = \frac{1}{2} \text{máx}\{Q_{kj} + Q_{k+1j}\} \dots\dots\dots(33)$$

Aplicando el mismo principio para una duración  $i = md$ , la ecuación es:

$$G_{mj} = \frac{1}{i} \text{máx}\{Q_{kj} + Q_{k+1j} + \dots + Q_{mj}\} \dots\dots\dots(34)$$

Y  $k=1, 2, \dots, 365-m$ .

- La secuencia de valores  $G_{1j}; G_{2j}; \dots; G_{mj}$ , sintetiza la forma de la avenida máxima del año  $j$ .

La repetición de los pasos 2 a 4 determina la forma de las avenidas máximas de otros años hasta llegar al año  $n$ .



**Tabla I-2. Gastos medios máximos anuales (Procedimiento de síntesis)**

Año	Duración (en unidades de tiempo)					
	1	2	3	...	m-1	m
<b>j</b>	1	2	3	...	m-1	m
<b>1</b>	$G_{1,1}$	$G_{2,1}$	$G_{3,1}$	...	$G_{m-1,1}$	$G_{m,1}$
<b>2</b>	.	.	.	...	.	.
<b>3</b>	.	.	.	...	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
<b>n-1</b>	$G_{1,n-1}$	$G_{2,n-1}$	$G_{3,n-1}$	...	$G_{m-1,n-1}$	$G_{m,n-1}$
<b>n</b>	$G_{1,n}$	$G_{2,n}$	$G_{3,n}$	...	$G_{m-1,n}$	$G_{m,n}$

- Extrapolación estadística: se extrapolan las avenidas máximas. Los conjuntos de valores  $G_{m,1}; G_{m,2}; \dots, G_{m,n}$  obtenidos para una duración fija (Tabla I-2), se emplean para ajustar funciones de distribución de probabilidad. Es recomendable probar con distintos tipos de estas funciones y elegir la de mejor ajuste.

Una vez definida la función de distribución, se obtiene el valor  $Q_m(T)$  del gasto medio máximo asociado a un periodo de retorno  $T$  (Tabla I-3)

**Tabla I-3. Gasto máximo asociado a cada periodo de retorno.**

Tr	Duración (en unidades de tiempo)				
	1	2	...	m-1	m
<b>2</b>	$Q_1(2)$	$Q_2(2)$	...	$Q_{m-1}(2)$	$Q_m(2)$
.	.	.	...	.	.
<b>R</b>	$Q_1(R)$	$Q_2(R)$	...	$Q_{m-1}(R)$	$Q_m(R)$
.	.	.	...	.	.
<b>1000</b>	$Q_1(1000)$	$Q_2(1000)$	...	$Q_{m-1}(1000)$	$Q_m(1000)$

- Procedimiento de desagregación: este procedimiento comienza con establecer una secuencia en la que se cumpla el requisito de que el valor máximo sea igual a  $Q_1(T)$ ; el máximo promedio de dos valores sucesivos  $Q_L(T), Q_{L+1}(T)$  sea igual a

$Q_2(T)$ ; el máximo promedio de  $m$  valores sucesivos  $Q_L(T), Q_{L+1}(T), \dots, Q_{L+m-1}(T)$  sea igual a  $Q_m(T)$ . El cálculo se presenta en la Tabla II-4, que se forma

- 1) En la columna uno se anotan las duraciones consideradas.
- 2) En la columna 2 aparecen los valores de gasto medio para el periodo de retorno  $T$  que interesa para cada duración considerada (se toman de la Tabla I-3)
- 3) En la columna 3 se presentan los gastos (para la duración  $d$ ), que se obtiene de las ecuaciones que muestra la Tabla I-4:

**Tabla I-4. Ordenamiento de la secuencia no sintética**

Duración $d$	$Q_d(T)$	$q_k = q_d$
1	$Q_1(T)$	$q_1 = Q_1(T)$
2	$Q_2(T)$	$q_2 = 2Q_2(T) - Q_1(T)$
3	$Q_3(T)$	$q_3 = 3Q_3(T) - 2Q_2(T)$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
$m - 1$	$Q_{m-1}(T)$	$q_{(m-1)} = (m - 1)Q_{(m-1)}(T) - (m - 2)Q_{(m-2)}(T)$
$m$	$Q_m(T)$	$q_m = mQ_m(T) - (m - 1)Q_{(m-1)}(T)$

$$q_1 = Q_1(T) \quad \text{para } k = 1 \quad \dots\dots\dots(35)$$

$$q_k = kQ_k(T) - (k - 1)Q_{k-1}(T) \quad \text{para } 1 < k \leq m \quad \dots\dots\dots(36)$$

Donde

$q_k$  : es el gasto en el tiempo  $k$ .

$Q_k(T)$  : es el gasto medio máximo para una duración igual a  $k$ .

Para terminar los gastos  $q_k$  calculados de las ecuaciones anteriores se pueden arreglar para dar la forma de la avenida de diseño, de acuerdo a dos criterios, el de la avenida histórica o por el procedimiento sistemático.

- ✓ El primero, *procedimiento de la avenida histórica*, la forma de la avenida se obtiene al arreglar los gastos  $q_k$  de acuerdo a la presentación de los gastos (medios en la duración  $d$ ) de la avenida histórica que, por su volumen y gasto sea considerada de más importancia.

✓ El segundo, *procedimiento sistemático*, para obtener el arreglo de gastos  $q_k$  que defina la forma del hidrograma se siguen estos pasos:

1. Los gastos (medios para la duración  $d$ ) de cada avenida máxima registrada se ordenan de mayor a menor.
2. Se les asigna un número de acuerdo con el lugar en que aparecen en el acomodo anterior.
3. Se seleccionan 3 ó 4 valores alrededor del gasto pico para cada periodo de retorno (de 4 a 8 opciones de combinación), de la Tabla I-4. Las opciones de combinaciones para generar el hidrograma sintético son  $2^{(n-1)}$ , donde  $n$  es el número de valores que se consideren alrededor del pico.
4. El ordenamiento asignado a los gastos de las avenidas máximas anuales registradas (paso 1) deben ser semejantes con una de las opciones posibles.
5. Con los gastos correspondientes a la Tabla I-3, se construye una avenida para cada opción de ordenamiento. Posteriormente, se transita cada una de ellas por el vaso de la presa para obtener el gasto máximo de descarga.
6. El gasto de diseño del vertedor se obtiene mediante la expresión (Referencia 1).

$$Q_d = \sum_{k=1}^x Q_{s_{max}} f(k) \dots\dots\dots(37)$$

Donde:

$Q_d$  = es el gasto máximo de descarga o de diseño del vertedor.

$Q_{s_{max}}$  = es el gasto máximo de descarga para la opción de ordenamiento  $k$ .

$f(k)$  = es la frecuencia relativa de la opción de ordenamiento  $k$ .

$x$  = es el número total de opciones de ordenamiento.

#### **I.4.4 Método del Instituto de Ingeniería**

Este método fue desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en conjunto con la Comisión Federal de Electricidad. De alguna manera maneja el mismo principio que el método estadístico, partiendo de los datos históricos de gastos medios.

La importancia de este método radica en que, como se mencionó anteriormente, pocos son los que nos dan una aproximación adecuada de la forma del hidrograma, siendo éste, uno de ellos.

Ayuda a estimar la forma de la avenida de diseño con base en el análisis de los registros históricos de gastos medios diarios. Se hace un análisis para gastos medios diarios máximos para distintas duraciones, es decir, se hacen conjuntos de  $n$  días consecutivos, que se piensa dura la avenida, y de todas las posibles combinaciones se obtiene el máximo gasto promedio para cada año. Con lo que, por ejemplo, el gasto medio máximo para una duración de 1 día corresponde al gasto medio diario máximo anual.

$$\bar{Q}_{Mn} = \max_i \left( \frac{\sum_{k=i}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \dots\dots\dots(38)$$

Donde:

$\bar{Q}_{Mn}$  = es el gasto medio máximo para n días de duración, en m<sup>3</sup>/s.

$Q_k$  = es el gasto medio diario el día k, en m<sup>3</sup>/s.

n = es la duración en días.

i = es el contador del día en que inicia el lapso de duración n.

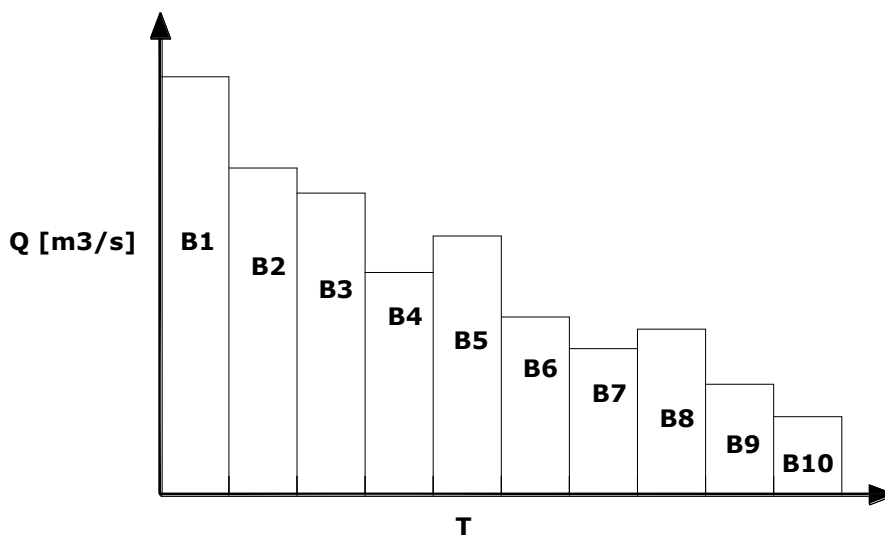
Lo siguiente es obtener la función que mejor se ajuste a los datos de cada duración.

Y con base en esa distribución obtenida se determinan los gastos medios máximos para los distintos periodos de retorno.

La avenida de diseño se construye determinando de forma recursiva los gastos diarios,  $Q_n$ , a partir del concepto de gasto medio, o sea:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_i^{n-1} Q_i \dots\dots\dots(39)$$

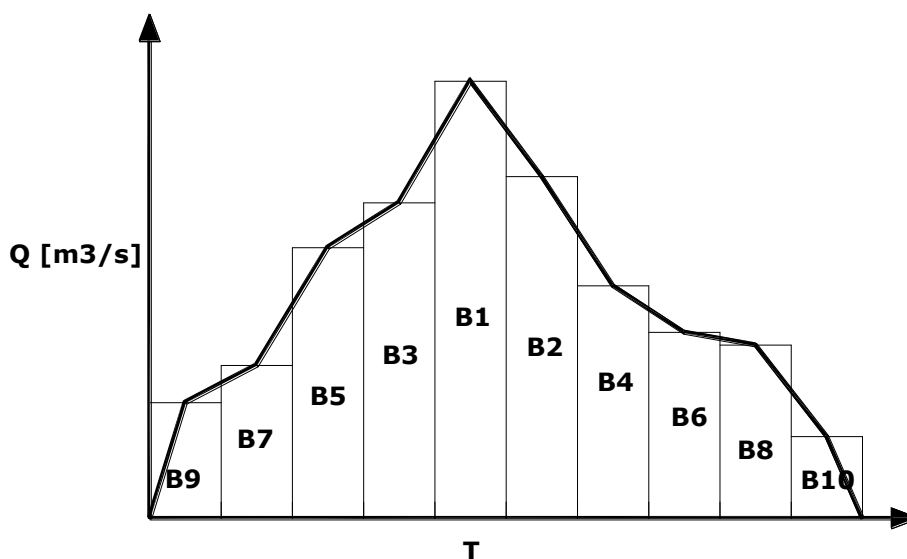
Y al desagregar los gastos correspondientes a cada duración, se obtienen los gastos individuales, un ejemplo se muestra en la Figura I-12.



**Figura I-12. Bloques que resultan de la desagregación de los gastos**

Ahora bien, para determinar la forma que tiene el hidrograma de la avenida que sea el caso, se usa el método de alternancia de bloques. Que sugiere se forme el hidrograma, colocando a la mitad de la duración, el valor máximo de los gastos, que viene a ser ( $Q_1$ ), hacia delante de este en el eje de las abscisas el gasto ( $Q_2$ ), hacia atrás el gasto ( $Q_3$ ), y así sucesivamente, hasta el menor de los datos de gasto.

La forma en cómo quedan acomodados los bloques de la Figura I-12, se muestra en la Figura I-13.



**Figura I-13. Bloques alternados, que dan la forma a la avenida de diseño**

Se ha objetado que con este método se considera que ocurren simultáneamente los máximos asociados a distintas duraciones y que esto puede llevar a un sobre dimensionamiento de los vertedores; sin embargo, el método parte de la hipótesis de que las condiciones críticas para el vertedor (gasto máximo de descarga y elevación del nivel máximo del agua) están asociadas a una duración que se desconoce a priori, de tal forma que al considerar todas las duraciones el método incluye dicha duración crítica (Referencia 5 y 12).

### **I.5 Métodos para realizar tránsito de avenidas en embalses**

El concepto de almacenamiento y tránsito de avenidas es importante, pues es la base en que se sustenta el diseño de presas y otras obras de aprovechamiento y protección contra inundaciones.

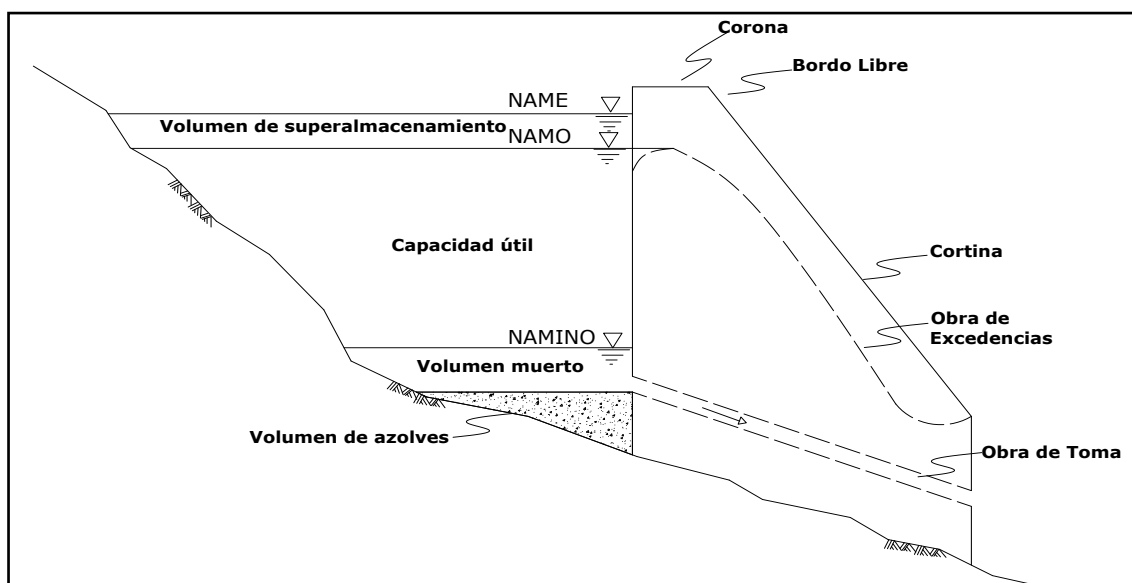
Un vaso de almacenamiento sirve para que se regulen los escurrimientos producidos en un río, en otras palabras, el vaso almacena el volumen de agua que escurre en exceso en época de lluvias para ser usado en el estiaje.

Los principales niveles que se deben identificar en un vaso de almacenamiento son:

El NAMINO o NAMin (Nivel de Aguas Mínimas de Operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa, cuando esta es para irrigación o generación eléctrica, es el nivel al que se encuentra la obra de toma. El volumen que queda

debajo del NAMin, se denomina volumen muerto, lo almacenado debajo del nivel de la toma se llama volumen de azolves, se reserva para que ahí se sedimenten los materiales acarreados por la corriente, a lo largo de la vida útil de la presa. Los niveles entre los cuales la presa puede operar son el NAMin y el NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias), es el máximo nivel con que puede operar la presa, satisfaciendo las demandas. Cuando el vertedor de excedencias, no tiene dentro de su sistema de regulación compuertas, el NAMO coincide con la cresta vertedora. El volumen que existe entre el NAMin y el NAMO se llama capacidad o volumen útil. El NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias), es el nivel más alto aceptable que puede alcanzar el agua. El volumen ubicado entre el NAME y El NAMO se denomina superalmacenamiento o capacidad de control de avenidas. Sirve para que ahí se aloje el agua que escurre como consecuencia de una tormenta, ocurrida cuando el nivel del agua se encontraba cercano o exactamente a la altura del NAMO.

Los niveles característicos antes mencionados se muestran en la Figura I-14.



**Figura I-14. Niveles característicos de una presa.**

Ahora bien, el tránsito de avenidas en un vaso es un proceso que sirve para poder determinar el hidrograma de salida de una presa, partiendo del hidrograma de entrada, sus principales aplicaciones son:

1.- Conocer la evolución de los niveles en el vaso así como también de los gastos de salida por el vertedor de excedencias, y en caso de que la obra de excedencias cuente con compuertas, se puede observar si la política de operación empleada es adecuada para que no se ponga en peligro la seguridad de la presa y como consecuencia los bienes materiales y humanos aguas abajo.

2.- Dimensionar la obra de excedencias.

3.- Determinar el NAME, así como dimensionar las obras de desvío y ataguías.

Para el Tránsito de avenidas en vasos se usa comúnmente la ecuación de continuidad.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots(40)$$

Donde:

I= Gasto de entrada al vaso, m<sup>3</sup>/s.

O= Gasto de salida del vaso, m<sup>3</sup>/s.

$\frac{dV}{dt}$  = Variación del volumen almacenado en el tiempo.

Esta ecuación se puede discretizar como sigue:

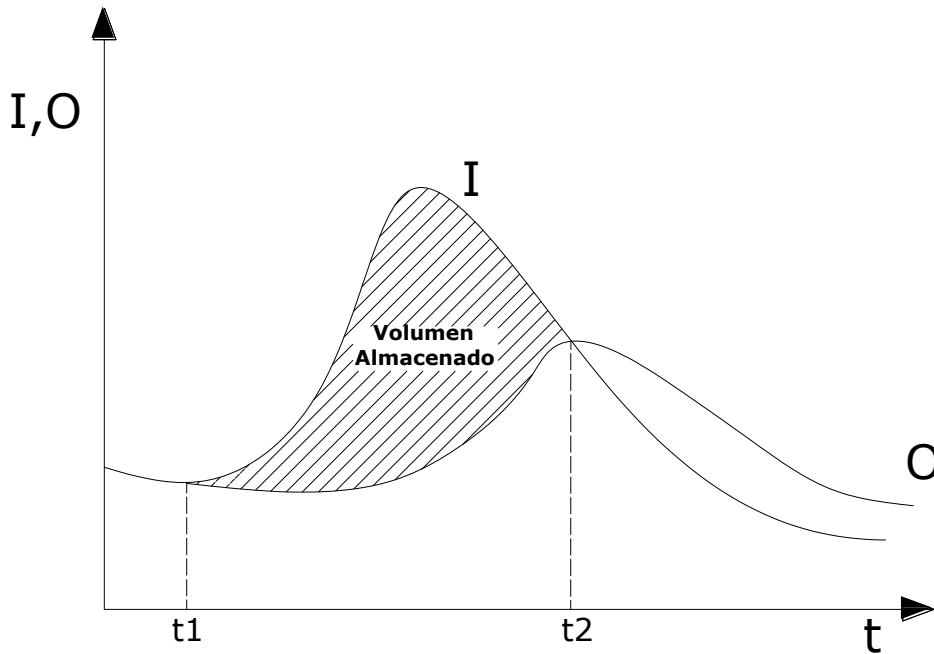
$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \dots\dots\dots(41)$$

Los subíndices (i) e (i+1) son los valores al inicio y al final de un intervalo de tránsito  $\Delta t$ .

Una recomendación es usar un  $\Delta t$  igual a una decima parte del tiempo pico del hidrograma de entrada.

$$\Delta t \leq 0.1 t_p \dots\dots\dots(42)$$

Al realizar el tránsito de una avenida en un vaso los hidrogramas de entrada y salida son generalmente muy parecidos a los que se muestran a continuación (Figura I-15).



**Figura I-15. Hidrogramas de Entrada y Salida**

Antes del tiempo  $t_0$  la entrada es igual a la salida. En el intervalo  $t_0 < t < t_1$ , la entrada es mayor que la salida, debido a ello el volumen almacenado aumenta al igual que el nivel en el vaso. Una vez llegado un tiempo  $t$ , se presenta el máximo almacenamiento y por consecuencia el máximo nivel en el almacenamiento. El área existente entre los dos hidrogramas en el intervalo  $(t_0, t_1)$ ,

$$V_s = \int_{t_0}^{t_1} (I - O) dt \quad \dots\dots\dots(43)$$

viene a ser el volumen máximo almacenado, o sea el superalmacenamiento requerido para dicha avenida de entrada que se transitó. Y el nivel que se presentó en el vaso en el tiempo  $t_1$  será el NAME que se necesita para esa misma avenida. Una vez que  $t > t_1$ , las salidas son mayores que las entradas y es entonces que el volumen en el vaso empieza a disminuir (Referencia 2).

En cualquier instante del tránsito de la avenida se conocen todas las condiciones en  $i$  ( $I, Q$  y  $V$ ), y el fin es conocer las condiciones en el siguiente instante  $i + 1$ . Por lo que la ecuación de continuidad queda con dos incógnitas ( $Q_{i+1}$  y  $V_{i+1}$ ), debido a esto se requiere de otra ecuación para tener un sistema determinado, y la ecuación necesaria es la que nos relaciona los gastos descargados por el vertedor con la carga hidráulica que se presenta sobre la cresta, la ecuación (26) que se presentó anteriormente.

Si se tienen compuertas operando durante el paso de la avenida se debe usar una regla de operación previamente establecida, lo que implica que el gasto de descarga será menor que el descargado libremente por el vertedor. Otra consideración importante es que si estará funcionando la obra de toma durante la avenida, y el gasto extraído es significativo en relación al descargado por la obra de excedencias, entonces el gasto de salida será:

$$Q = Q_v + Q_T \quad \dots\dots\dots(44)$$

Donde:

$Q$  = gasto de salida,  $m^3/s$ .

$Q_v$  = gasto descargado por vertedor,  $m^3/s$ .

$Q_T$  = gasto extraído por la obra de toma,  $m^3/s$ .



### I.5.1 Método semigráfico para el tránsito de una avenida

La ecuación de continuidad (41), se puede expresar de la siguiente forma:

$$I_i + I_{i+1} + \left( \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} \dots\dots\dots(45)$$

En la que las incógnitas se han colocado del lado derecho, debido a que  $V_{i+1}$  y  $O_{i+1}$  dependen del nivel en el vaso, conviene antes de transitar la avenida trazar una grafica auxiliar donde se relaciona  $\frac{2V}{\Delta t} + O$  con la  $O$  para cada elevación. Proponiendo el siguiente método para trazar dicha grafica.

- a) Se fija el  $\Delta t$  que se utilizará el cálculo.
- b) Se fija una carga sobre el vertedor.
- c) Calcular  $O$  con las ecuaciones (26) y (44)
- d) Se determina  $V$  con la curva de elevaciones-volúmenes.
- e) Calcular  $\frac{2V}{\Delta t} + O$
- f) Se regresa al punto b tanto como sea conveniente para tener suficientes puntos.
- g) Dibujar la curva.

Una vez que se tiene la curva, se sigue el siguiente proceso para transitar la avenida

- a) Se fija un nivel inicial en el vaso  $E_i$ . Preferiblemente este nivel sería el NAMO, para que el transito se realice en las condiciones más desfavorables.
- b) Se calculan las salidas  $O_i$  y el volumen  $V_i$  que corresponde a la elevación  $E_i$ .
- c) Calcular  $\frac{2V}{\Delta t} + O$
- d) Usando los gastos  $I_i$  y  $I_{i+1}$ , se calcula  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$  usando la ecuación de continuidad (45)
- e) Con el resultado anterior y la curva  $\frac{2V}{\Delta t} + O$  contra  $O$  se determina  $O_{i+1}$
- f) Se resta  $O_{i+1}$  dos veces de  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$  con lo que se tiene  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1}$ .
- g) Se pasa al siguiente intervalo (se iguala  $i = i + 1$ ) y se regresa al paso d) tantas veces como se necesite para terminar con el hidrograma de entrada. (Referencia 2).

### I.5.2 Método numérico

Los datos conocidos serán:  $I_i, E_i, V_i, O_i$  (gasto de entrada, elevación en el almacenamiento, volumen almacenado y gasto de salida, todos en el instante inicial) y  $\Delta t$ .

Este método usa un procedimiento de aproximaciones sucesivas, en el que se calcula el volumen y el gasto de salida en el instante  $i + 1$ . Lo cual se consigue, suponiendo que el gasto de salida es igual al que se tuvo en el instante anterior, con lo que se calcula en una primera aproximación el volumen almacenado  $V_{i+1}$ . Una vez que se tiene este volumen y utilizando la curva elevaciones-volúmenes, correspondiente al vaso, se determina la elevación correspondiente a dicho volumen, y con ella una nueva estimación del gasto de salida. Ahora con este nuevo gasto de salida  $O_{i+1}$  se calcula un nuevo volumen y, si es igual al calculado en la anterior iteración, ese es el resultado buscado, y ahora se puede pasar al siguiente intervalo (Referencia 2).

- Lo que se transitará serán los gastos  $I$  del hidrograma de entrada, de la avenida que se desee, en este caso la avenida de diseño, para un determinado periodo de retorno, en  $m^3/s$ .
- Utilizar la ecuación (45), que se puede expresar de la siguiente forma:

$$V_{i+1} = [(I_i + I_{i+1}) - (O_i + O_{i+1})] \frac{\Delta t}{2} + V_i \dots\dots\dots(46)$$

Donde

$I_i, I_{i+1}$ : Gastos de entrada al vaso en el instante inicial y final del intervalo en,  $m^3/s$ .

$O_i, O_{i+1}$ : Volúmenes almacenados en el vaso en el instante inicial y final del intervalo en,  $m^3$

$V_i, V_{i+1}$ : Volúmenes almacenados en el vaso en el instante inicial y final del intervalo en,  $m^3$ .

$\Delta t$ : Intervalo de análisis para el tránsito, en s.

Condiciones iniciales

Para  $t = 0 [s]$ , que corresponde a las condiciones en el instante  $i = 0$ , obtener  $I_i, I_{i+1}, O_i$  y calcular  $V_i$  con la ecuación de la curva elevaciones-capacidades.

- a) Para  $t = 1 [h]$ , sería por ejemplo el instante  $i + 1$ , suponer que  $O_{i+1sup} = 0$ .
- b) Calcular  $V_{i+1}$ , con la ecuación (46),  $E_{i+1}$  con la curva elevaciones capacidades y  $O_{i+1calc}$  con la ecuación (26).
- c) Comparar los gastos  $O_{i+1sup}$  y  $O_{i+1calc}$ , si son diferentes pasar al inciso d) y si son iguales pasar al inciso e).
- d) Proponer el gasto  $O_{i+1calc}$ , como un nuevo gasto  $O_{i+1sup}$ , y repetir los incisos a) al c).
- e) El gasto  $O_{i+1calc}$  es el gasto en el instante  $i + 1$  y se puede pasar al siguiente instante de análisis, en el cual se conocen las características del instante  $i$ , que corresponden al gasto  $O_i$  y se desconoce el gasto  $O_{i+1}$  en el instante  $i + 1$
- f) Repetir los incisos a) al e).

Se calculan los gastos  $O$  del hidrograma de salida medido, con las cargas  $h_s$  del vertedor, aplicando la ecuación (26). En la Tabla I-5 se presenta el resumen de la secuencia de cálculos.

**Tabla I-5. Tabla de cálculo para el método numérico**

Variables conocidas							Valor supuesto	(46)		(26)
I	t	$I_i$	$O_i$	$V_i$	$E_i$	$I_{i+1}$	$O_{i+1sup}$	$V_{i+1}$	$E_{i+1}$	$O_{i+1calc}$
	[h]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]
0	0									
1	1									
2	2									

## I.6 Aplicación de software

Como es común en muchos problemas de ingeniería, se desarrollan programas de cómputo que sistematizan los procesos que en ocasiones son imprácticos de resolver por medios manuales debido a la magnitud del problema.

Para el problema que se aborda en este documento, se contó con programas de cómputo para realizar el proceso de determinación de avenidas de diseño, así como para realizar el tránsito de una avenida a través de un embalse.

Los programas utilizados fueron: Gas1.bas, AX.exe y TRATE.bas.

El programa Gas1.bas realiza el análisis y proporciona promedios de gastos máximos para distintas duraciones, para la que se requiere introducir los datos a través de un archivo con extensión .dat, que contenga los registros históricos en años continuos. Los resultados son dos archivos, uno de extensión .aju y otro .res, el archivo .aju contiene los gastos medios máximos de cada año y el archivo .res, contiene esos mismo gastos máximos pero con la fecha en que se produjeron, según los registros históricos. Se crea una cantidad de archivos .aju y .res igual a la máxima duración para la que se haya requerido el análisis.

El programa Ax.exe, desarrollado por el CENAPRED y el IIUNAM, busca el mejor ajuste de un conjunto de datos a una distribución de probabilidad. Este programa es alimentado por los archivos .aju que arroja el Gas1.bas, para cada duración, le aplica el análisis debido y nos dice cuál es la distribución de mejor ajuste, y posteriormente el mismo programa puede realizar el ajuste y obtener una extrapolación de los datos a distintos periodo de retorno (Referencia 7).

El programa TRATE.bas, es ejecutado desde QuickBASIC, que se deriva del lenguaje de programación BASIC, para ser usado desde el sistema operativo MS-DOS, este programa realiza el tránsito de avenidas, con base en una hoja de datos con extensión .dat, que es arreglada en un block de notas.

Dicha hoja se arregla en una sola columna, que contiene los siguientes datos:

Primer renglón: La elevación inicial del embalse.

Segundo renglón: se colocan los siguientes datos, separados por comas:

- Número de puntos de hidrograma de entrada (obtenido al obtener el hidrograma horario de la avenida de diseño).
- Número de puntos de la curva elevaciones-capacidades.
- $\Delta t$ , incremento del tiempo del hidrograma de entrada, en h.
- Descarga por la obra de toma.
- Factor para dividir el  $\Delta t$  de cálculo, sus especificaciones, aparecen en el mismo programa.
- Elevación inicial del embalse, en msnm.
- Descarga máxima inicial por el vertedor, en m<sup>3</sup>/s.

En los renglones hacia abajo, se colocan, en el siguiente orden los datos de:

- Datos de las elevaciones en el vaso (msnm).
- Datos de volúmenes almacenados, correspondientes a las elevaciones anteriores (millones de m<sup>3</sup>).
- Descargas totales (m<sup>3</sup>/s).
- Datos del hidrograma de entrada en forma horaria (m<sup>3</sup>/s).
  
- Tipo de restricción en la descarga, los detalles se especifican en el programa.
- El último valor depende del valor anterior. También los detalles se especifican en el programa.

En la Figura I-16, se muestra la constitución de dicho archivo.

---



En la Figura I-18 parece direccionado un ejemplo que lleva por nombre "mrg2010.DAT"

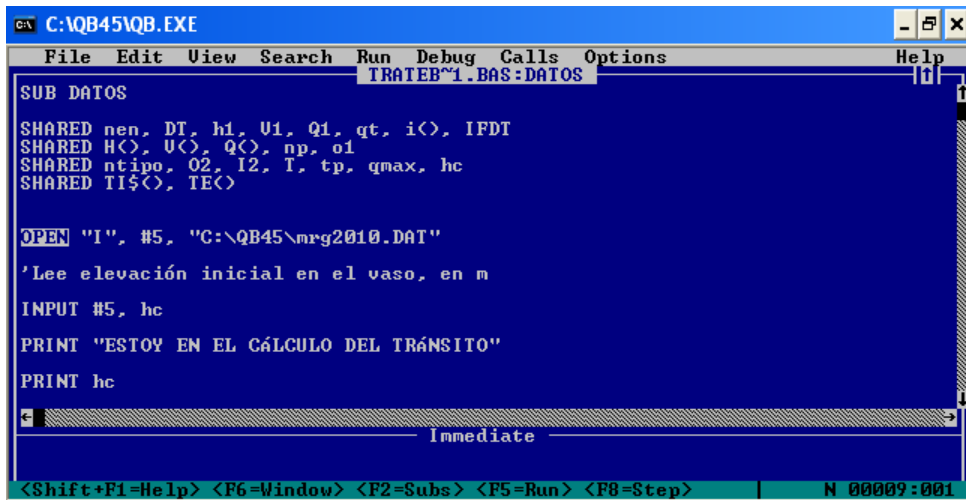


Figura I-18. Se direcciona la ruta desde la misma raíz donde está el QB

Finalmente la ejecución del programa se da desde la opción de "Run", y después eligiendo "Start", como muestra la Figura I-19.

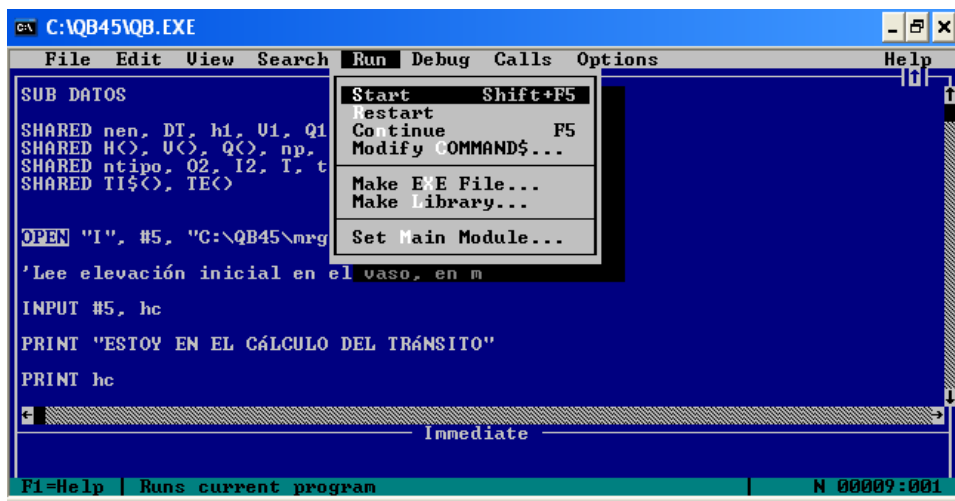


Figura I-19. Se inicia el programa desde "Run" y "Start"

El programa realiza el cálculo y entrega un archivo con extensión .RES, que contiene los datos del tránsito de la avenida. Con gastos de entrada y salida en cada intervalo de tiempo. El Archivo se puede abrir desde el Block de Notas o desde Excel. La Figura I-20 muestra el archivo desde el Block de Notas.

**PARAMETROS INICIALES**

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA	481
NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA ELEVACIONES	11
INTERVALO DE TIEMPO	1 hr
GASTO DE SALIDA POR LA OBRA DE TOMA	0 m <sup>3</sup> /s
FACTOR DE PARA EL INTERVALO DE CALCULO	4
TIPO DE RESTRICCION EN EL GASTO DE SALIDA	1
TIEMPO PICO DEL HIDROGRAMA	217

VOLUMEN EN MILLONES DE M <sup>3</sup>	ELEVACION EN METROS	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS EN M <sup>3</sup> /S
1112.36	162.25	6124.30
1132.57	162.40	6256.00
1366.00	164.09	7802.71
1525.55	165.09	8770.13
1626.62	165.86	9540.32
1666.95	166.08	9764.32
1683.72	166.17	9856.45
1711.65	166.32	10010.64
1717.24	166.35	10041.57
1784.29	166.72	10425.70
2392.21	169.58	13551.88

TIEMPO HRS	GASTO M <sup>3</sup> /S	TIEMPO HRS	GASTO M <sup>3</sup> /S	TIEMPO HRS	GASTO M <sup>3</sup> /S	TIEMPO HRS	GASTO M <sup>3</sup> /S	TIEMPO HRS	GASTO M <sup>3</sup> /S	TIEMPO HRS	GASTO M <sup>3</sup> /S
0.00	365.00	1.00	365.00	2.00	365.00	3.00	365.00	4.00	365.00	5.00	365.00
51.00	172.00	52.00	172.00	53.00	172.00	54.00	172.00	55.00	172.00	56.00	172.00
0	110.00	103.00	110.00	104.00	110.00	105.00	110.00	106.00	110.00	107.00	110.00
2028.00	154.00	2028.00	155.00	2028.00	156.00	2028.00	157.00	2028.00	158.00	2028.00	159.00
.00	205.00	2225.00	206.00	2225.00	207.00	2225.00	208.00	2225.00	209.00	2225.00	210.00
256.00	3784.00	257.00	3784.00	258.00	3784.00	259.00	3784.00	260.00	3784.00	261.00	3784.00
7.00	2633.00	308.00	2633.00	309.00	2633.00	310.00	2633.00	311.00	2633.00	312.00	2633.00
586.00	359.00	586.00	360.00	586.00	361.00	586.00	362.00	586.00	363.00	586.00	364.00
77.00	410.00	477.00	411.00	477.00	412.00	477.00	413.00	477.00	414.00	477.00	415.00
0	461.00	124.00	462.00	124.00	463.00	124.00	464.00	124.00	465.00	124.00	466.00

**CONDICIONES INICIALES**

VOLUMEN	1125.835 MILLONES DE M <sup>3</sup>
ELEVACION	162.35 m
GASTO DE ENTRADA	365 m <sup>3</sup> /s
GASTO DE SALIDA	0 m <sup>3</sup> /s

TIEMPO hr	VOLUMEN ALMACENADO EN MILLONES DE M <sup>3</sup>	ELEVACION EN m	GASTOS DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	GASTO DE SALIDA m <sup>3</sup> /s
0	1125.835	162.350	365.000	365.000
1	1125.835	162.350	365.000	365.000
2	1125.835	162.350	365.000	365.000
3	1125.835	162.350	365.000	365.000
4	1125.835	162.350	365.000	365.000
5	1125.835	162.350	365.000	365.000
6	1125.835	162.350	365.000	365.000
7	1125.835	162.350	365.000	365.000
8	1125.835	162.350	365.000	365.000
9	1125.835	162.350	365.000	365.000
10	1125.835	162.350	365.000	365.000
11	1125.835	162.350	365.000	365.000
12	1125.835	162.350	365.000	365.000
13	1125.835	162.350	365.000	365.000
14	1125.835	162.350	365.000	365.000
15	1125.835	162.350	365.000	365.000
16	1125.835	162.350	365.000	365.000
17	1125.835	162.350	365.000	365.000
18	1125.835	162.350	365.000	365.000
19	1125.835	162.350	365.000	365.000
20	1125.835	162.350	365.000	365.000

**Figura I-20. Archivo RES, que contiene los resultados del tránsito**

En este capítulo se han planteado los principios teóricos, la elección de la opción más adecuada la dictan las condiciones propias del lugar, en cuanto a información disponible y certeza de los datos.

El siguiente paso es el reconocimiento del sitio u objeto de estudio, para llevar a cabo la elección de un método coherente se aborda en el siguiente capítulo. Dicho reconocimiento ayuda a identificar las características principales y así poder emplear la metodología más adecuada.

## I.7 Referencias

1. Alvarado Cuadra, Antonio J. (1993), "*Cálculo de avenidas de diseño para vertedores de presas de almacenamiento. Aplicación a la presa Peñitas*", Tesis Maestría, DEPFI, UNAM, México.
  2. Aparicio, M. J. "*Fundamentos de Hidrología de Superficie*", México, Limusa, 2008.
  3. De Groot, Morris H. Probabilidad y estadística. 2ª Ed (1988). Addison-Wesley Iberoamericana, EUA
  4. Devore, Jay L. Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias. 6ª Ed.(2006). Thompson. México.
  5. Domínguez M. R., Arganis J.M., Carrizosa E.E., Fuentes G., Echeverri C., "*Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva*". Informe Final para CFE. Proyecto 6327. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.
  6. Domínguez M.R., Mendoza R. R., Alvarado C. A., Márquez L. E., "*Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva*". Informe para CFE. Proyecto 2307. Instituto de Ingeniería. UNAM, México 1993.
  7. Jiménez, Martín (1993). Manual de operación de programa AX.exe (ajuste de funciones de distribución de probabilidad). Coordinación de investigación, Riesgos Hidrometeorológicos. CENAPRED. México.
  8. Larson, Harold J. Introducción a la teoría de la probabilidad e inferencia estadística (1995). Limusa. México.
  9. Manual de Obras civiles de CFE. Capítulo Análisis Estadístico.
  10. Meyer, Paul L. Probabilidad y aplicaciones estadísticas (1992). Addison-Wesley Iberoamericana, EUA.
  11. Sotelo Ávila, Gilberto. "*Hidráulica General*", México, Limusa-Noriega, 1999.
  12. Vázquez Conde, Ma. Teresa (1995), "*Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*", Tesis Maestría, DEPFI, UNAM, México.
  13. Vázquez C. Ma. T., Jiménez E. M., Domínguez M. R., Fuentes M. O., "*Avenidas de diseño para presas de gran capacidad*". Cuadernos de Investigación N° 28. CENAPRED. México, 1996
  14. Zarate Diego. (2004). "Vertedores tipo abanico y transversales". Tesis Licenciatura. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Instituto Politécnico Nacional. México.
-



## **CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO**

### **II.1 introducción**

Las presas El Cuchillo y Marte R: Gómez, se encuentran sobre el cauce del río San Juan, que es el segundo afluente de importancia del río Bravo. El río San Juan nace en las montañas de la Sierra Madre Oriental y la altiplanicie Mexicana en Coahuila fluye hacia el este, cruzando por el centro de Nuevo León, hasta desembocar en el río Bravo. A continuación se presenta la ubicación de dichas presas, así como sus principales características de diseño.

### **II.2 Presa Marte R. Gómez**

Entre los años de 1936 a 1946, se lleva a cabo la construcción de la Presa Marte R. Gómez, por la Comisión Nacional de Irrigación, dependencia de la Secretaría de Agricultura y Ganadería, durante la administración de los presidentes Lázaro Cárdenas del Río y Manuel Ávila Camacho.

Se llevó a cabo el proyecto de la presa Marte R. Gómez, con el propósito de aprovechar para riego, las aguas del río San Juan, en el sitio Comales de Arriba, dicha presa consiste en una cortina de tierra, que cuenta con dos obras de toma a base de túneles de concreto, uno en cada margen, cuenta también con una obra de excedencias del tipo vertedor de cresta libre, el cual se ubica en la margen izquierda, además también se implementaron cuatro diques para el cierre de cuatro puertos y así permitir la formación del vaso (Referencia 1).

El área beneficiada con esta obra fue de 75 000 ha, dentro del Distrito de Riego N°25, Bajo Río San Juan. Forma parte de la infraestructura para el aprovechamiento de los ríos mexicanos afluentes al río Bravo.

Otra función importante que cumple la presa Marte R. Gómez, es el control de avenidas, principalmente como protección a las ciudades de Camargo y Reynosa, en Tamaulipas.

La presa es del tipo cortina de tierra, con corazón impermeable amplio asimétrico y respaldos de material semipermeable, siendo mayor el que corresponde a aguas abajo. Distinguiéndose tres principales materiales:

---

Zona 1.- Corazón impermeable, formado por limo arenoso.

Zona 2.- Formada esencialmente por grava y arena con escaso contenido de finos.

Zona 3.- Respaldo permeable de aguas abajo, colocado enfrente del material compactado, con material similar a la zona 2.

La cortina tiene una altura total de 49 m, con una altura de 46 m sobre el lecho del río. Con una longitud de la corona de 6000 m, un ancho en la base de 600 m y 10 m de ancho en la corona (Referencia 2). En la Figura II-1 se aprecia una imagen del embalse de la presa Marte R. Gómez.



**Figura II-1. Embalse presa Marte R. Gómez**

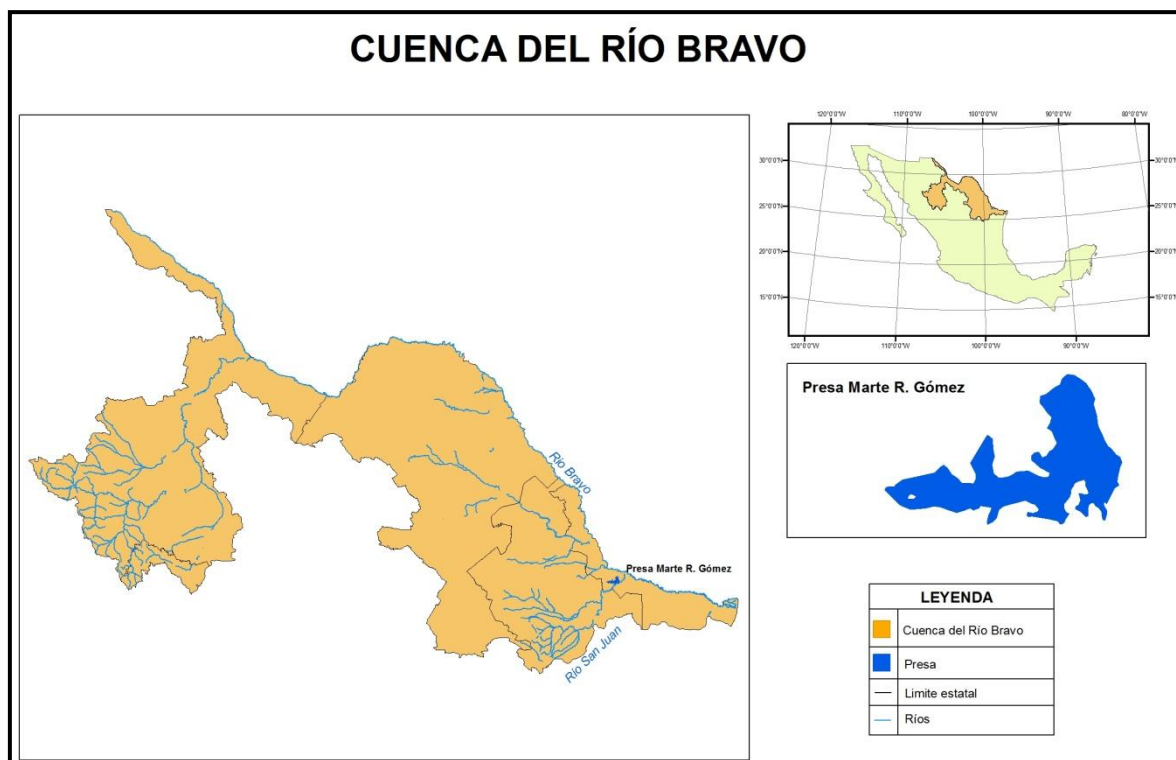
## **II.2.1 Ubicación geográfica**

La presa se ubica aproximadamente a 65 km al oeste de la Ciudad de Reynosa y 16 km de la Ciudad de Camargo aguas arriba del río San Juan, esto en el mismo municipio de Camargo Tamaulipas.

El acceso al sitio se puede realizar a través de la carretera Reynosa- Nuevo Laredo hasta la Ciudad de Camargo y de éste punto hasta la presa se recorren 18 km de camino revestido.

En La Figura II-2 puede verse la ubicación de la presa dentro de la cuenca del río Bravo, con la distribución de los principales escurrimientos superficiales permanentes (Referencia 2).

---



### II.2.2 Características hidrológicas

En cuanto a la hidrología, como ya se mencionó, la presa se ubica en el municipio de Camargo, sobre el cauce del río San Juan cuya área de la cuenca es de 32 220 km<sup>2</sup>, que abarca territorio de los estados de Coahuila, Nuevo León y Tamaulipas. El embalse de la presa cubre prácticamente el 50% de la superficie del municipio

El escurrimiento máximo anual registrado fue de 4 380 millones de m<sup>3</sup>. Y un mínimo de 77 millones de m<sup>3</sup>. Con un promedio de 994 millones de m<sup>3</sup>.

El vaso tiene una capacidad de 1080 millones de m<sup>3</sup>, al NAMO, con una área de embalse de 16 500 ha. Un volumen útil de 780 millones de m<sup>3</sup>. Una capacidad de superalmacenamiento de 1550 millones de m<sup>3</sup>, es decir entre el NAMO y el NAME, con una área de 32 500 ha.

La avenida máxima registrada es de 9 000 m<sup>3</sup>/s, en agosto de 1909. Actualmente la precipitación pluvial está en el orden de los 400 mm por año.

### II.2.3 Características generales de la obra de excedencias de la presa Marte R. Gómez

La obra de excedencias se encuentra situada en la margen izquierda, en el puerto N° 1, al extremo de la cortina. Siendo del tipo vertedor de cresta libre con cimacio cuya longitud de la cresta describe una curva, constituida por un arco de tres centros, que descarga por una rápida hacia un tanque amortiguador al pie.

Originalmente la obra de excedencias consideraba la instalación de 9 compuertas, de manufactura alemana, las cuales no fueron entregadas en tiempo, a causa de la segunda guerra mundial, lo que llevó a su eliminación dentro del proyecto.

La obra de excedencias (Figura I-3) se proyectó con una avenida de diseño de 21 000 m<sup>3</sup>/s. La longitud total de la cresta vertedora es de 300 m, con una capacidad máxima de descarga de 13 000 m<sup>3</sup>/ s.

El cimacio tiene una altura total de 18.34 m, situado entre las elevaciones 58.00 a 76.34 m, situándose a esta segunda elevación la cresta del vertedor. La elevación del NAME a la cota 83.00m. La carga máxima de diseño es de 6.66 m. Hasta 1994 se había reportado una descarga máxima de 603 m<sup>3</sup>/s, que se presentó en septiembre de 1953 (Referencia 2).



**Figura II-3. Obra de excedencias presa Marte R. Gómez**

Tomada de: [www.enlineadirecta.info/fotos/presa-marte-R\\_Gomez.jpg](http://www.enlineadirecta.info/fotos/presa-marte-R_Gomez.jpg)

En la tabla II-1 se resumen las características generales de la presa Marte R. Gómez.

**Tabla II-1. Características generales Presa Marte R. Gómez**

		CAPACIDAD	ELEVACIÓN
		Mm <sup>3</sup>	msnm
CORONA:		3400.00	86.00
NAME:		2406.10	83.00
NIVEL DE CONSERVACIÓN:		932.20	76.34
CRESTA DL VERTEDOR:		932.20	76.34
OBRA DE TOMA	NORTE	27.55	
	SUR	8.16	
CAPACIDAD MUERTA:		8.16	
SUPERALMACENAMIENTO:		1473.90	
ALMACENAMIENTO ÚTIL:		632.20	

### II.3 Presa El Cuchillo

La construcción de la presa El Cuchillo en el municipio de China N.L. se proyectó con el objeto de abatir el déficit de abasto de agua en la zona (ciudad de Monterrey, su área metropolitana y a poblaciones aguas abajo de la obra, al igual que a municipios aledaños como General Bravo, Dr. Coss y Los Aldamas) regular y controlar avenidas del Río San Juan, protegiendo a más de 50 000 personas, y cubrir el riego de 3 640 has del Distrito de Riego Las Lajas. Se proyecta la construcción de la presa El Cuchillo en el municipio de China N.L.

Los trabajos de ejecución de la obra iniciaron en noviembre de 1990, y terminaron en octubre de 1994, bajo la administración del Presidente Carlos Salinas, con lo que se buscó aprovechar las aguas de la cuenca del Río San Juan, para ayudar a mitigar los aspectos antes mencionados.

La cortina es del tipo materiales graduados, cuenta con una longitud total de 4800.00 m, compuesta por dos partes, una de 4480.00m de materiales graduados y otro tramo de 320.00 m de cortina de concreto, en dicha sección se encuentra situada la obra de excedencias. Por el lado izquierdo la cortina se prolonga mediante un dique también de materiales graduados con una longitud de 6000 m y una altura máxima de 35 m. La obra cuenta también con tres obras de toma (Referencia 1).

En la Figura II-4 se aprecia una imagen del embalse de la presa El Cuchillo.



**Figura II-4. Embalse presa El Cuchillo**

Tomada de: [www.azull.com/Azull\\_Conociendo\\_Mexico/Azull\\_C...](http://www.azull.com/Azull_Conociendo_Mexico/Azull_C...)

### II.3.1 Ubicación geográfica

La presa El Cuchillo se localiza a 102 km al Este de la Ciudad de Monterrey, dentro del municipio de China N.L. Aguas arriba de la unión de los ríos San Juan y el Pesquería, y a 3 km de la población de China.

Los accesos al sitio son, la carretera Federal #40 Monterrey-Reynosa, en el km 108 al sur se encuentra un acceso hacia la cortina. También es posible utilizar la autopista Monterrey-Reynosa y la carretera #48 Montemorelos-China (Figura II-5)

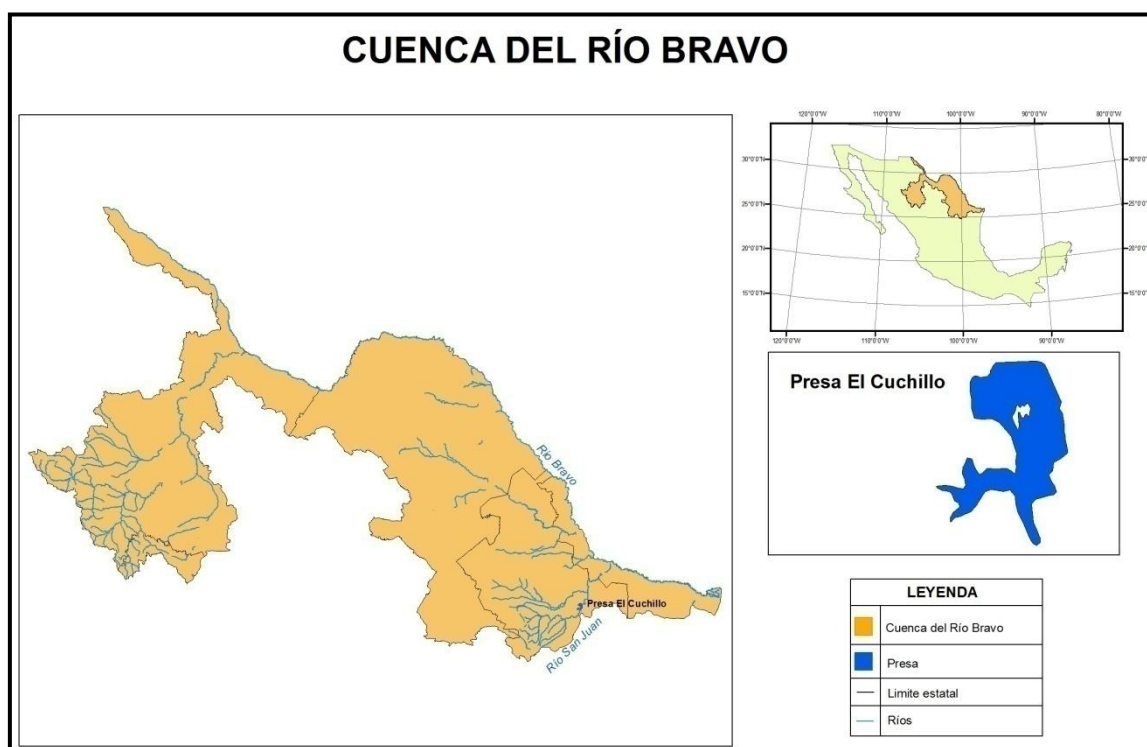


Figura II-5. Ubicación presa El Cuchillo

### II.3.2 Características hidrológicas

El vaso tiene una capacidad total de 1 784 millones de m<sup>3</sup>. Forma parte de la Región hidrológica. N°. 24. Bajo Bravo y San Juan.

El río San Juan cuenta con un área de cuenca, hasta el sitio donde se ubica la presa, de 8924 km<sup>2</sup>. Las condiciones ambientales y climáticas, permiten un escurrimiento anual mínimo de 30.7 millones de m<sup>3</sup>, una media de 660.0 millones de m<sup>3</sup> y un máximo de 2776.5 millones de m<sup>3</sup> (Referencia 1).

El gasto máximo registrado en la obra de excedencias es de 7500 m<sup>3</sup>/s. Las áreas de embalse que corresponden al NAMO y NAME son: 12 795 has al NAMO y de 18092 has al NAME.

Para un periodo de retorno de 10 000 años se tiene una avenida de diseño de 15 000 m<sup>3</sup>/s.

Sus elevaciones características son las siguientes: el nivel de azolves se encuentra a la elevación 147.64 m, con un volumen de 100 millones de m<sup>3</sup>, una capacidad útil de 1123 millones de m<sup>3</sup> hasta la cota 162.35, y un superalmacenamiento de 661 millones de m<sup>3</sup> a la elevación 166.66 m (Referencia 1).

### II.3.3 Características generales de la obra de excedencias de la presa El Cuchillo

La obra de excedencias está conformada por un vertedor, ubicado en el tramo de concreto de la cortina, el cual es conformado mediante una cresta recta controlada con perfil del tipo Creager, en la zona descendente en rápida del vertedor (Figura II-6). La cresta vertedora se encuentra a la elevación 151.75 m, con una longitud total de 90 m; cuenta con 7 compuertas radiales de 13 m por 16 m.



**Figura II-6. Obra de Excedencias presa El Cuchillo**

Tomada de: <http://impreso.milenio.com/media/imagecache/Principal/2011/01/22/mty-met-3.jpg>

En la Tabla II-2 se presenta de manera resumida las características generales de la presa El Cuchillo, N.L.

**Tabla II-2. Características generales Presa El Cuchillo, N.L.**

	CAPACIDAD	ELEVACIÓN
	Mm <sup>3</sup>	msnm
CORONA:	2392.91	169.66
NAME:	1784.29	166.66
NIVEL DE CONSERVACIÓN:	1123.14	162.35
CRESTA DEL VERTEDOR:	242.57	151.75
LABIO SUPERIOR DE COMPUERTAS CERRADAS:	1987.31	167.75
UMBRAL OBRA DE TOMA:	100.10	147.64
ALMACENAMIENTO ÚTIL:	1023.04	

## II.4 Eventos ciclónicos en la región

El territorio nacional ubicado en la costa norte del Golfo de México es la puerta de entrada para ciclones, que en su mayoría no se forman en las aguas locales, sino que acceden a estas costas provenientes del Atlántico o del Mar Caribe. Alrededor de 21 ciclones (de distinta categoría) son los que han llegado a tocar tierra en Tamaulipas y Nuevo León, además de varias tormentas tropicales, en los últimos 40 años.

Se tienen registros de grandes huracanes, ocurridos en el siglo pasado en los años 1933 con un huracán que no se le nombró de ninguna forma, en 1955 se presentaron casi simultáneos los huracanes "Gladis" e "Hilda" directamente sobre estos territorios, además de que también sufrieron los remanentes de otro llamado "Janet" (Referencia 3).

En 1967, se presenta un gran ciclón denominado Beulah, que arribó por el Caribe pasando por la península de Yucatán, y al cruzar el Golfo de México se intensificó, hasta categoría 5, con la cual azotó el norte del país. Y sobre el río San Juan se observó un gasto de 4 900 m<sup>3</sup>/s en la duración de un día. Lo cual se ratifica más adelante, donde se identificó un gasto alto en el año 1967 para ambas presas.

En el año 1972, remanentes de Agnes, pudieron ser la causa de las intensas precipitaciones en la región, aunque este meteoro golpeó más que nada las costas de E.U.A (Referencia 3).

En 1974 Fifi y Carmen, impactaron cerca de la frontera entre México y E.U.A. siendo más importante Carmen, por haberse ubicado más cercano a la frontera, y provocar severas lluvias en la zona de Tamaulipas (Referencia 3).

También en 1975 Caroline impacta sobre La Pesca, Tamaulipas con una categoría 3.

En 1977 "Anita" toca tierra en septiembre, mas tarde en el año 1980 Allen entró con categoría 5, en 1988 Gilberto, que es de los que más estragos dejó a su paso por el norte del país, para el cual se registró en la estación Tepehuaje un gasto de 5880 m<sup>3</sup>/s y en la estación Aldamas un gasto de 4500 m<sup>3</sup>/s. este dato se acerca a al máximo reportando para la duración de un día en la presa el cuchillo.

Más recientemente en el año 2000, durante la época de huracanes se presenta Beryl, entró por la región de Soto la Marina. En 2005 "Emily" causó destrozos, después de haber dejado atrás Yucatán. Y el último evento de importantes magnitudes a considerarse, es "Alex" con 2800 m<sup>3</sup>/s registrados en la ciudad de Monterrey en el río Santa Catarina, ya con categoría de tormenta tropical, que es justamente otro año, en el que se tienen reportes de gastos máximos para una duración de un día. Ocurrido en el año 2010, que dejó a su paso gran cantidad de avenidas, lo que puso a prueba la operación de varias presas en los estados de Nuevo León y Tamaulipas, al presentar niveles históricos en los almacenamientos. Este último es prácticamente el motivo de la actualización de las avenidas para las presas que se tratan en este texto.

---



Es lógico pensar que la ocurrencia de ciclones hace que se disparen los registros hidrométricos que se tiene, lo cual invita a realizar revisiones de las avenidas de diseño para la obras, con el fin de asegurarse de que la actual política de operación sea válida y segura.

Después de haber identificado los años en los cuales se presentaron huracanes, en el siguiente capítulo se han señalado los registros máximos que en su mayoría coinciden con los años en los cuales se presentó algún ciclón.

## II.5 Referencias

1. Arganis Maritza, De Luna Faustino, Domínguez Ramón (2011) "Políticas de operación en condiciones de excedente del sistema de presas de la cuenca del Río Bravo". Informe para CONAGUA. México.
2. CONAGUA, SEMARNAP (1997). Presas de México, 1982-1994, Volumen II. México, 1997.
3. CONAGUA (2009). "Ciclones tropicales que impactaron México de 1970-2008". Subgerencias de pronóstico meteorológico.

### Referencias electrónicas

4. [virtual.cocef.org/Estudios\\_Mexico/.../cap2.2-3\(2-inun-hel-graniz\).pdf](http://virtual.cocef.org/Estudios_Mexico/.../cap2.2-3(2-inun-hel-graniz).pdf) (21 Abril 2011)
  5. [www.azull.com/Azull\\_Conociendo\\_Mexico/Azull\\_C...](http://www.azull.com/Azull_Conociendo_Mexico/Azull_C...) (14 marzo 2011)
  6. [www.enlineadirecta.info/fotos/presa-marte-R\\_Gomez.jpg](http://www.enlineadirecta.info/fotos/presa-marte-R_Gomez.jpg) (22 marzo 2011)
  7. <http://impreso.milenio.com/media/imagecache/Principal/2011/01/22/mty-met-3.jpg> (22 enero 2011)
-

## **CAPÍTULO III: ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO**

### **III.1 Introducción**

Para aplicar el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se utilizaron los registros históricos de la CONAGUA, de gastos medios diarios de ingreso, para el periodo de 1967-2009 para la presa Marte R. Gómez, y para el caso de El Cuchillo el registro abarcaba tan sólo los años 1995-2009, por lo que se tuvo que hacer una estimación con estaciones cercanas, que midieron entre los años 1958 y 1994, para poder ampliar ese registro, dicha estimación se presenta más adelante. Y los datos existentes de 2010, se obtuvieron de los funcionamientos de vaso, después de la avenida del 2010.

### **III.2 Presa Marte R. Gómez**

Los datos de gastos medios diarios fueron la base para determinar la avenida de diseño para distintos periodos de retorno, aplicando el Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Referencia 2 y 3), existían registros anteriores a ese periodo, pero la mayor parte de los años estaban incompletos, por lo que se optó por tomar el periodo a partir del cual los registros son casi continuos, que fue de 1967 al 2009 (Ver Anexo 1). Para el análisis se empleó el programa Gas1.BAS y el AX.exe.

El conjunto de datos históricos de gastos medios diarios, expresados en  $m^3/s$  se introdujeron al programa Gas1.BAS, este programa realiza el análisis para obtener los gastos medios máximos para las duraciones que se necesite, y arroja dos tipos de archivos, uno con extensión .aju y otro con extensión .res, el primero es el que contiene los gastos medios máximos para las duraciones de 1 a 20 días en este caso (para el periodo de 1967 al 2009), para el 2010 se consideraron los datos medidos durante el evento de huracán Alex para duraciones de 1 a 10 días.

Los archivos .aju, se toman para alimentar al programa AX. Después de que el programa ajusta los datos de gastos medios máximos, a varias funciones, y tomando al que tenga menor error estándar, arroja que la función de mejor ajuste es la Doble Gumbel, para todas las duraciones. Con esta función se hace el análisis

---

probabilístico para obtener la extrapolación a los distintos periodos de retorno (Referencia 1).

En la Tabla III-1, se muestran los resultados de lo que son los gastos medios diarios máximos, para las distintas duraciones, de todo el registro comprendido entre 1967-2010, que arrojó el programa Gas1.BAS.

Es importante hacer notar varios aspectos de estos resultados.

El primero es que se observa que para el año 1979 se repite el mismo valor para la duración de 1 día que el del año 1978, y a partir de ahí, las siguientes duraciones sufren un decremento muy abrupto. Situación que no su pudo cambiar al revisar los datos originales. Por lo que se decide eliminar este año para los siguientes procedimientos, sin que esto signifique un grave error, e influya en la confiabilidad de los posteriores resultados. Dicho inconsistencia en los datos se atribuye, a que se tenían pocos datos y al insertar valores de (-9999) que el programa identifica como no datos, provocaba una inestabilidad en el algoritmo de cálculo y ello causaba ese error en la estimación.

La segunda cuestión, sobre las fila sombreadas, se quiere hacer notar los años, que según la investigación, se presentaron eventos de huracán importantes en la zona de la presa (costa norte del país), y claramente se observa que dichos años de huracán coinciden con gastos grandes en los registros, aunque no todos los incrementos de gasto se pudieron asociar a la ocurrencia de un ciclón.

Otro aspecto importante es el relacionado con el año 2010, en el cual presenta los valores más altos del periodo de registro, lo que implica una muy buena y suficiente razón para llevar a cabo una actualización de las avenidas de diseño para la presa, después de la ocurrencia de unas avenidas que claramente dan un salto muy grande en la cantidad de escurrimientos que deja, con referencia a lo que se había presentado los años anteriores.

---



Una vez teniendo los datos por duraciones que son extraídos de los archivos .aju que nos proporciona el Gas1.BAs, y el Ax los ha ajustado a la función de probabilidad para cada duración. Se realiza la reducción de los datos a la variable Z, y así poder comparar los datos reales y los ajustados en el plano, Gasto vs Z. En las Figuras III-1 a III-4 se presentan dichos ajustes para algunas duraciones (1, 5, 10, y 20 días). En este caso la función de mejor ajuste fue del tipo Doble Gumbel, con valores de  $p=0.81$  para las duraciones de 1 a 2 días y de  $p=0.84$  para duraciones de 3 a 20 días.

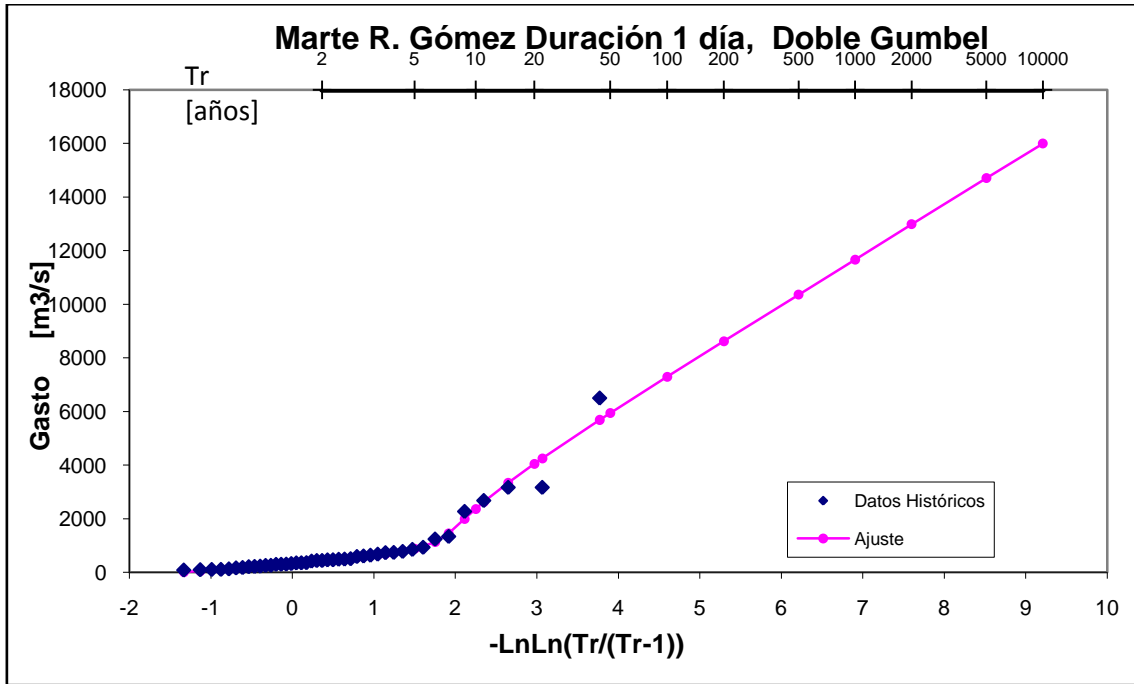


Figura III-1. Ajuste para duración de 1 día. Marte R. Gómez

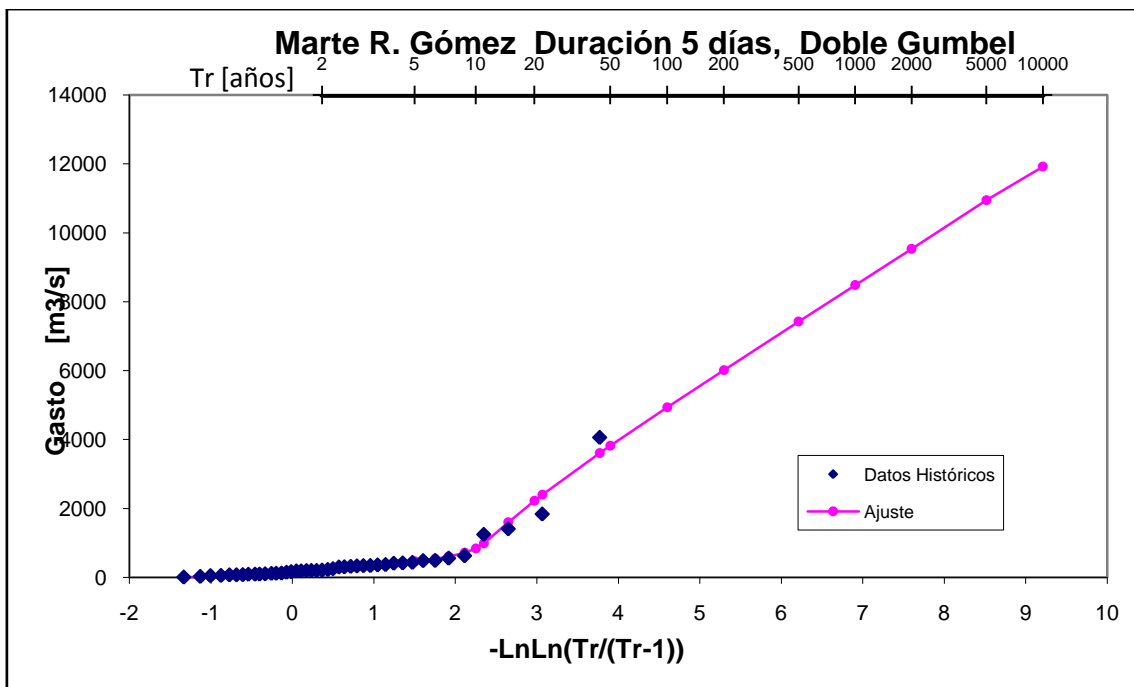


Figura III-2. Ajuste para duración de 5 días. Marte R. Gómez

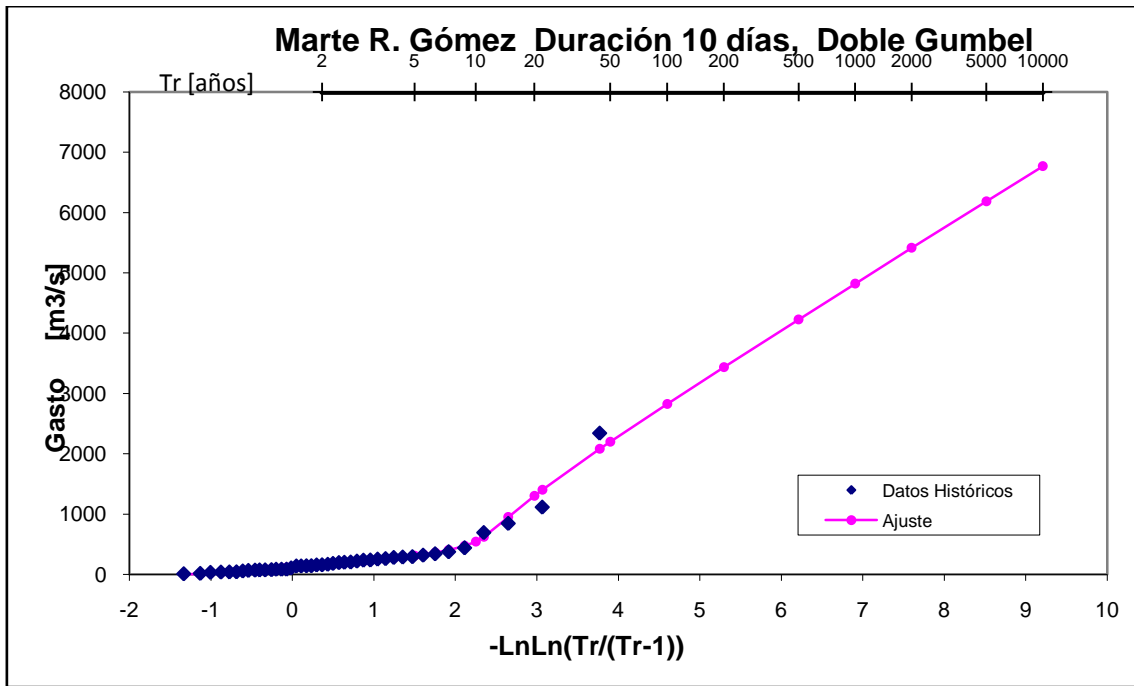


Figura III-3. Ajuste para duración de 10 días. Marte R. Gómez

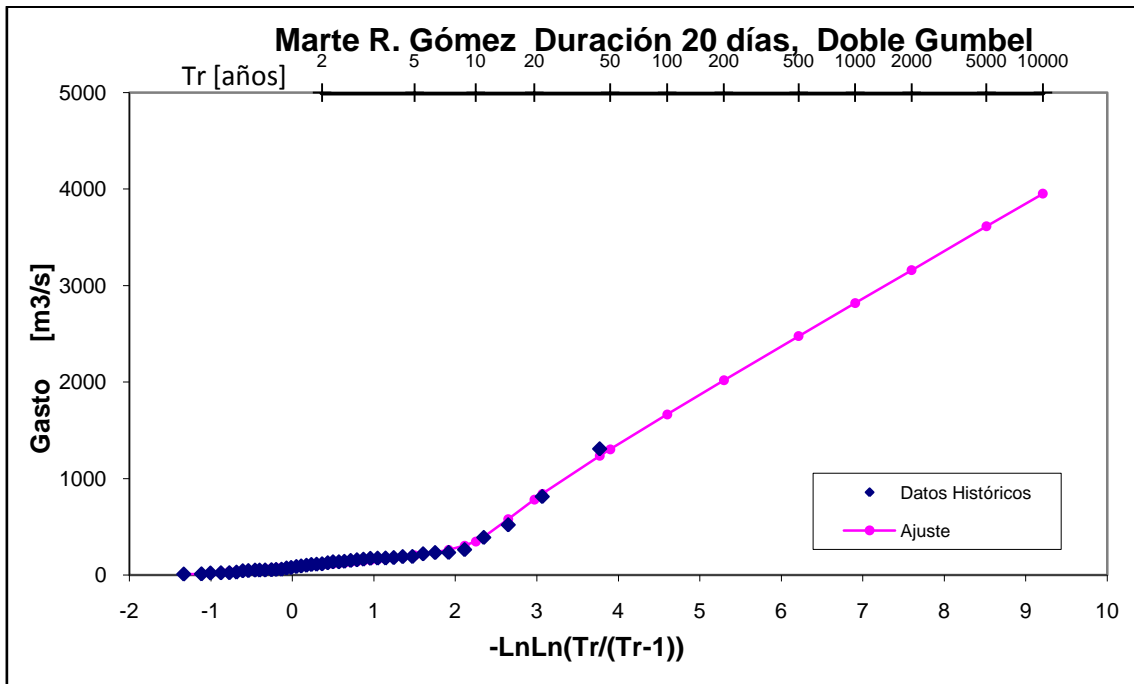
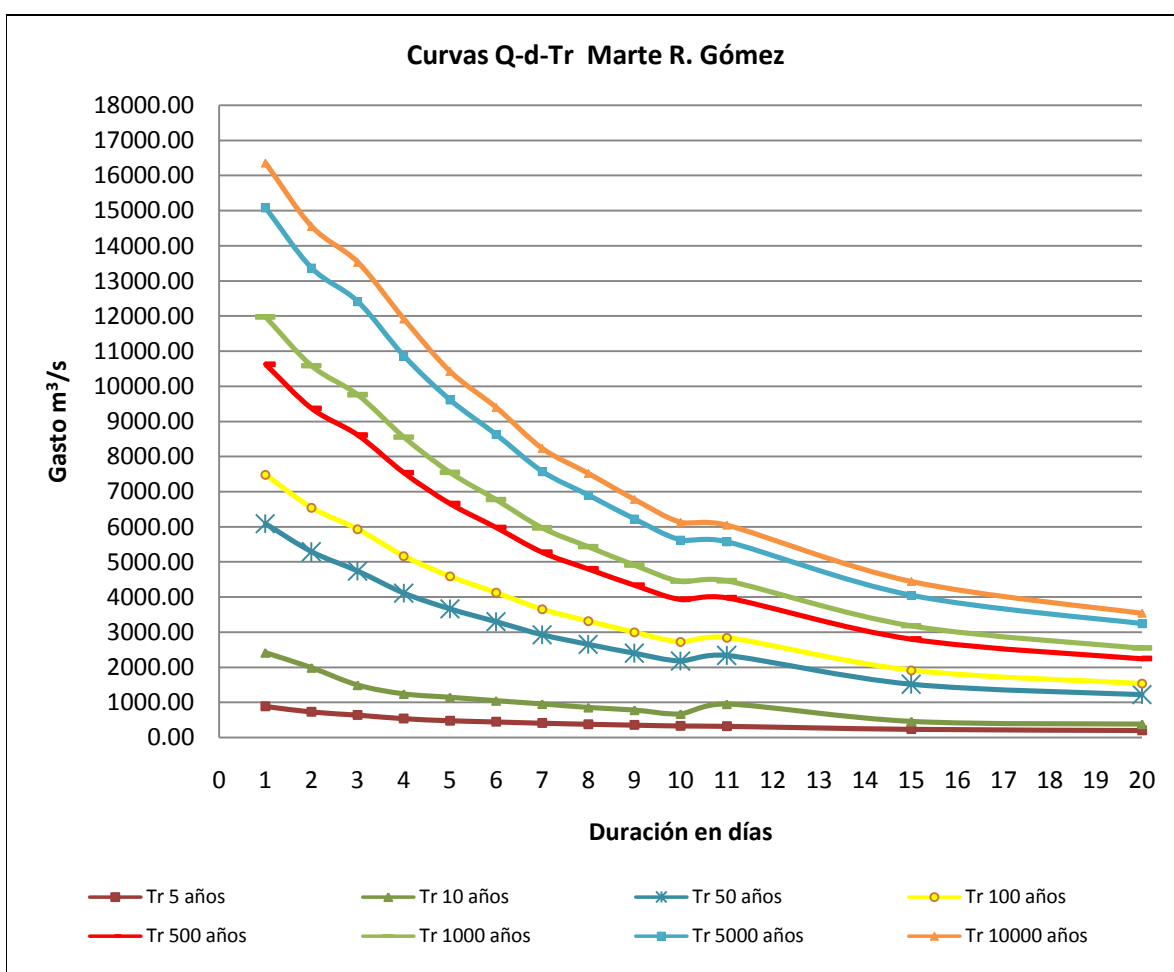


Figura III-4. Ajuste para duración de 20 días. Marte R. Gómez

Con base en los resultados de los ajustes para cada duración, se estructuraron las curvas Q-d-Tr (Gasto-Duración-Periodo de retorno), que se muestra a continuación. En la Tabla III-2 y la Figura III-5.

**Tabla III-2. Q-d-Tr**

P	0.81		0.84										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	15	20
2	430.23	340.39	298.35	251.33	229.86	216.54	199.56	185.71	174.23	160.23	155.78	126.11	109.04
5	885.87	728.40	639.12	538.42	479.55	444.97	409.14	379.82	353.91	330.15	320.67	235.73	202.80
10	2415.27	1987.46	1492.42	1241.65	1144.72	1047.01	954.34	854.14	780.28	671.88	952.39	456.78	380.73
20	4141.30	3539.48	3049.76	2616.67	2355.01	2128.92	1901.92	1716.30	1555.99	1404.50	1621.16	958.36	776.03
50	6090.71	5293.12	4741.33	4114.41	3664.90	3300.68	2928.47	2654.27	2401.63	2182.17	2338.29	1519.51	1223.09
100	7482.37	6545.76	5932.41	5169.33	4587.81	4126.13	3651.29	3315.44	2997.82	2723.08	2843.74	1914.74	1538.03
200	8847.57	7772.30	7096.10	6198.53	5489.08	4931.47	4357.48	3959.59	3579.20	3248.93	3337.09	2300.34	1845.58
500	10633.43	9375.96	8617.01	7543.01	6663.61	5983.49	5276.47	4800.63	4339.77	3934.27	3980.64	2804.06	2245.80
1000	11975.41	10582.76	9756.59	8551.84	7549.60	6772.89	5968.04	5432.63	4909.65	4447.78	4464.23	3182.03	2546.98
2000	13307.06	11789.57	10904.94	9560.68	8432.20	7556.21	6659.60	6064.63	5483.92	4961.29	4947.82	3560.01	2848.16
5000	15082.60	13367.70	12412.70	10864.41	9613.52	8624.93	7574.60	6900.81	6220.38	5624.90	5572.76	4048.46	3242.01
10000	16362.64	14555.94	13534.75	11919.81	10428.23	9402.19	8234.25	7523.08	6781.49	6130.51	6048.91	4443.88	3538.56



**Figura III-5. Curvas Q-d-Tr. Marte R. Gómez**

Se tomaron los valores de los gastos medios obtenidos con distintas duraciones, para los periodos de retorno que se necesitan. De estos gastos se obtienen los gastos individuales mediante el proceso de desagregación, con el concepto de gasto medio, y se estructura la avenida de diseño alternando los bloques. Las avenidas de diseño para periodos de retorno de 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años, se reportan en los apartados III.2.1 a III.2.6 y de la Figura III-6 a la Figura III-11.



### III.2.1 Avenida de diseño para Tr de 50 años

#### Presa Marte R. Gómez

Tr=50 años

t [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>indiv</sub> [m <sup>3</sup> /s]
1	6090.71	6091
2	5293.12	4496
3	4741.33	3638
4	4114.41	2234
5	3664.90	1867
6	3300.68	1480
7	2928.47	695
8	2654.27	735
9	2401.63	381
10	2182.17	207
11	2049.67	725
12	1917.14	459
13	1784.61	194
14	1660.00	40
15	1550.00	10
16	1460.26	114
17	1400.97	452
18	1341.69	334
19	1282.40	215
20	1223.09	96

#### Presa Marte R. Gómez Hidrograma Tr=50 años

Colocando el mayor en el centro y, alternando los siguientes hacia adelante y atrás de éste

d [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	215
2	452
3	10
4	194
5	725
6	381
7	695
8	1867
9	3638
10	6091
11	4496
12	2234
13	1480
14	735
15	207
16	459
17	40
18	114
19	334
20	96

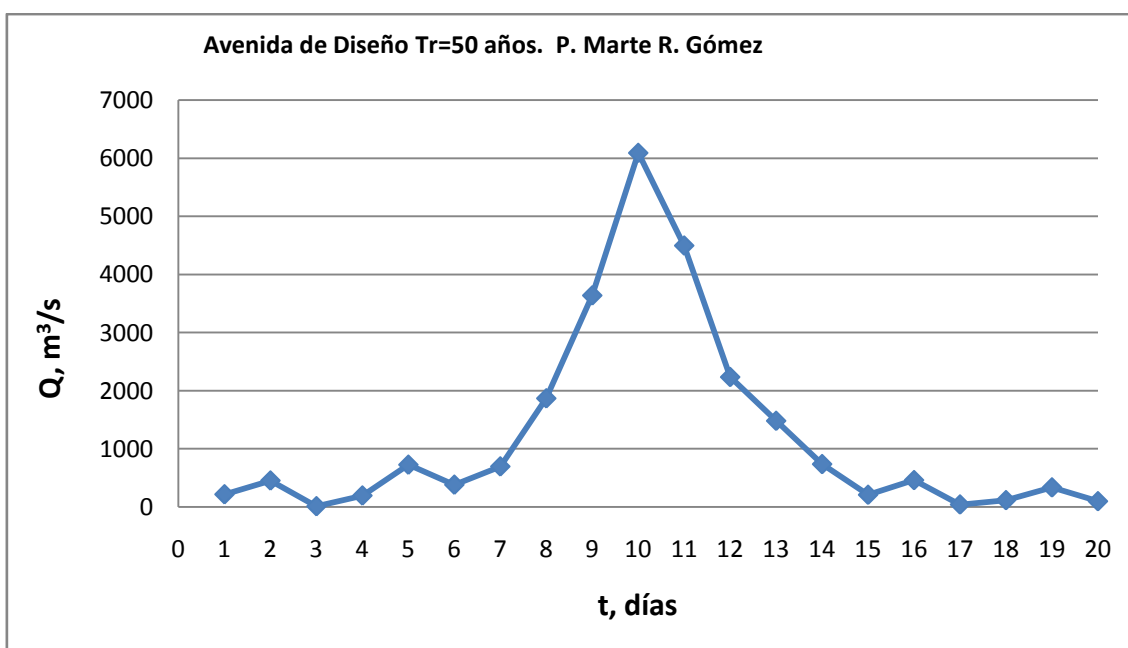


Figura III-6. Avenida de diseño para un Tr de 50 años. Marte R. Gómez

### III.2.2 Avenida de diseño para Tr de 100 años

**Presa Marte R. Gómez**

Tr=100 años

t [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>indiv</sub> [m <sup>3</sup> /s]
1	7482.37	7482
2	6545.76	5609
3	5932.41	4706
4	5169.33	2880
5	4587.81	2262
6	4126.13	1818
7	3651.29	802
8	3315.44	964
9	2997.82	457
10	2723.08	250
11	2561.43	945
12	2399.76	621
13	2238.09	298
14	2090	165
15	1960	140
16	1839.428	31
17	1764.086	559
18	1688.744	408
19	1613.402	257
20	1538.03	106

**Presa Marte R. Gómez  
Hidrograma Tr=100 años**

Colocando el mayor en el centro y, alternando los siguientes hacia adelante y atrás de éste

d [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	257
2	559
3	140
4	298
5	945
6	457
7	802
8	2262
9	4706
10	7482
11	5609
12	2880
13	1818
14	964
15	250
16	621
17	165
18	31
19	408
20	106

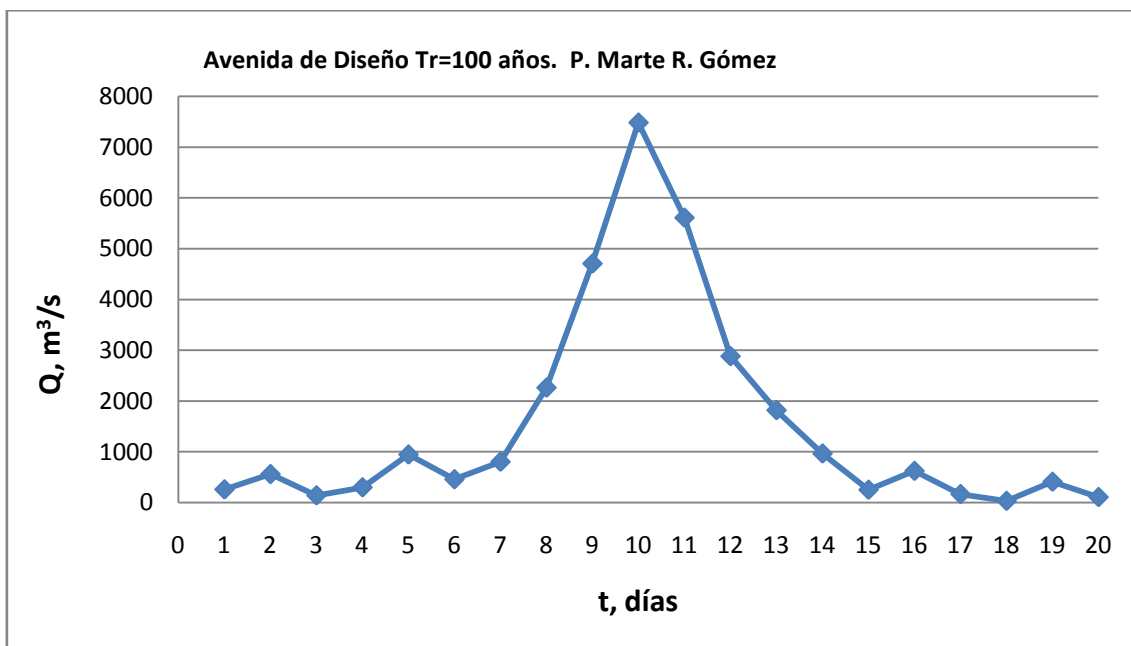


Figura III-7. Avenida de diseño para un Tr de 100 años. Marte R. Gómez

### III.2.3 Avenida de diseño para Tr de 500 años

#### Presa Marte R. Gómez

Tr=500 años

t [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>indiv</sub> [m <sup>3</sup> /s]
1	10633.43	10633
2	6545.76	2458
3	5932.41	4706
4	5169.33	2880
5	4587.81	2262
6	4126.13	1818
7	3651.29	802
8	3315.44	964
9	2997.82	457
10	2723.08	250
11	2561.43	945
12	2399.76	621
13	2238.09	298
14	2090.00	165
15	1960.00	140
16	1839.43	31
17	1764.09	559
18	1688.74	408
19	1613.40	257
20	1538.03	106

#### Presa Marte R. Gómez Hidrograma Tr=500 años

Colocando el mayor en el centro y, alternando los siguientes hacia adelante y atrás de éste

d [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	257
2	559
3	140
4	298
5	945
6	457
7	802
8	2262
9	4706
10	10633
11	2458
12	2880
13	1818
14	964
15	250
16	621
17	165
18	31
19	408
20	106

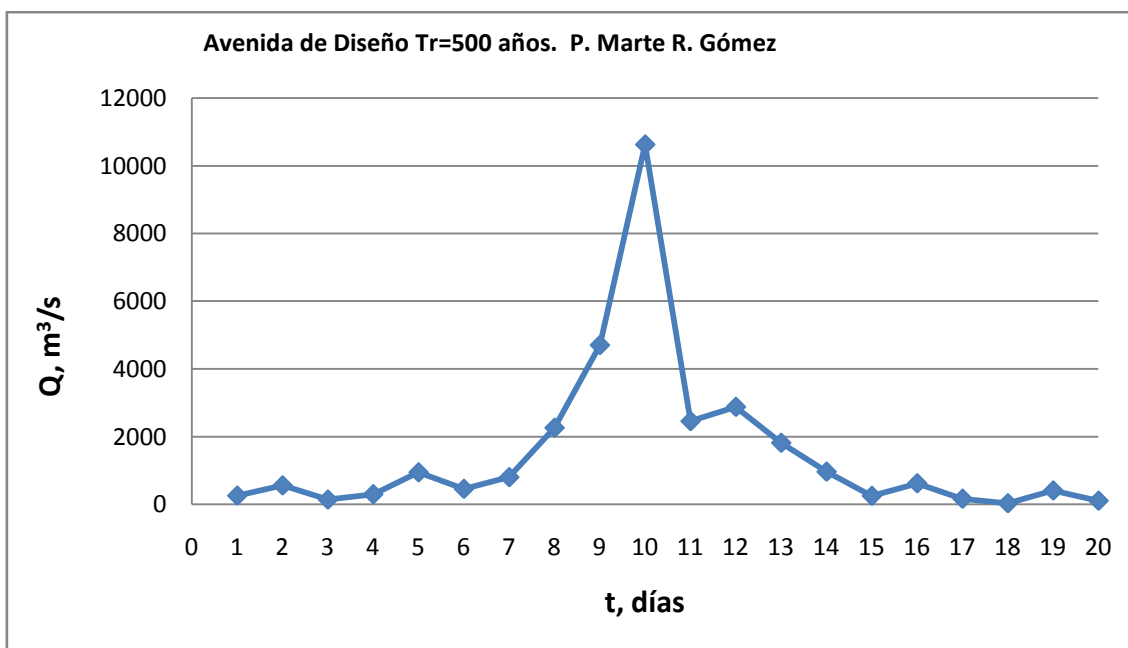


Figura III-8. Avenida de diseño para un Tr de 500 años. Marte R. Gómez

### III.2.4 Avenida de diseño para Tr de 1 000 años

#### Presa Marte R. Gómez

Tr=1000 años

t [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>indiv</sub> [m <sup>3</sup> /s]
1	11975.41	11975
2	10582.76	9190
3	9756.59	8104
4	8551.84	4938
5	7549.60	3541
6	6772.89	2889
7	5968.04	1139
8	5432.63	1685
9	4909.65	726
10	4447.78	291
11	4194.65	1663
12	3941.50	1157
13	3688.35	651
14	3435.20	144
15	3210.00	57
16	3055.04	731
17	2928.03	896
18	2801.02	642
19	2674.01	388
20	2546.98	133

#### Presa Marte R. Gómez Hidrograma Tr=1000 años

Colocando el mayor en el centro y, alternando los siguientes hacia adelante y atrás de éste

d [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	388
2	896
3	57
4	651
5	1663
6	726
7	1139
8	3541
9	8104
10	11975
11	9190
12	4938
13	2889
14	1685
15	291
16	1157
17	144
18	731
19	642
20	133

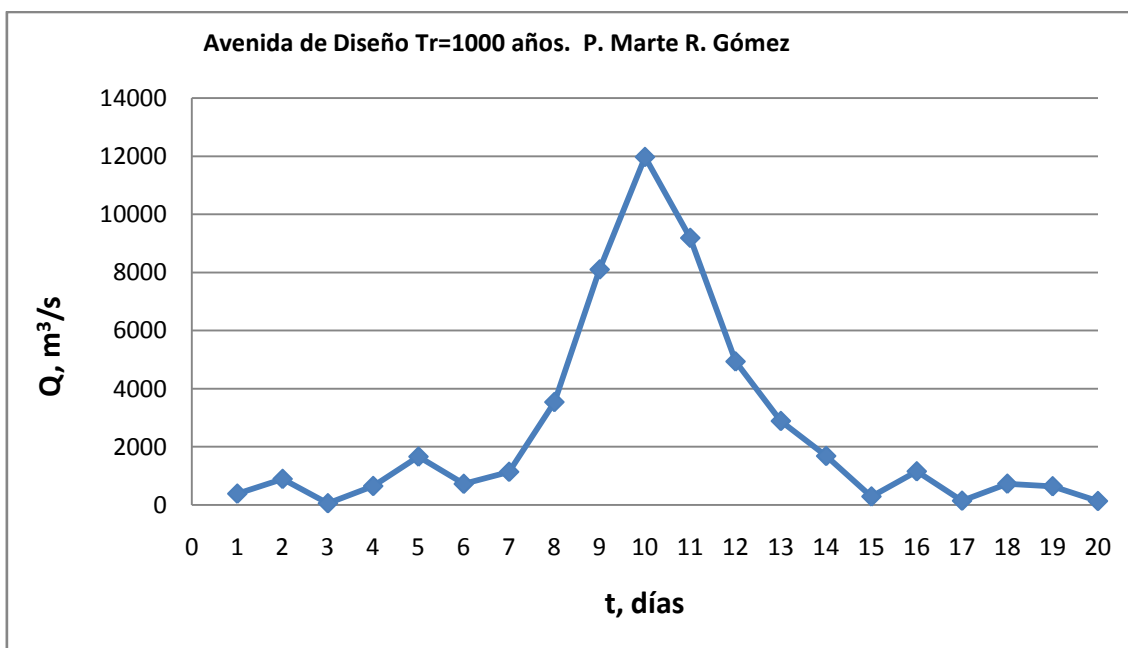


Figura III-9. Avenida de diseño para un Tr de 1000 años. Marte R. Gómez

### III.2.5 Avenida de diseño para Tr de 5 000 años

#### Presa Marte R. Gómez

Tr=5000 años

t [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>indiv</sub> [m <sup>3</sup> /s]
1	15082.60	15083
2	13367.70	11653
3	12412.70	10503
4	10864.41	6220
5	9613.52	4610
6	8624.93	3682
7	7574.60	1273
8	6900.81	2184
9	6220.38	777
10	5624.90	266
11	5309.61	2157
12	4994.32	1526
13	4679.03	896
14	4363.74	265
15	4090.00	258
16	3887.16	845
17	3725.87	1145
18	3564.58	823
19	3403.29	500
20	3242.01	178

#### Presa Marte R. Gómez Hidrograma Tr=5000 años

Colocando el mayor en el centro y, alternando los siguientes hacia adelante y atrás de éste

d [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	500
2	1145
3	258
4	896
5	2157
6	777
7	1273
8	4610
9	10503
10	15083
11	11653
12	6220
13	3682
14	2184
15	266
16	1526
17	265
18	845
19	823
20	178

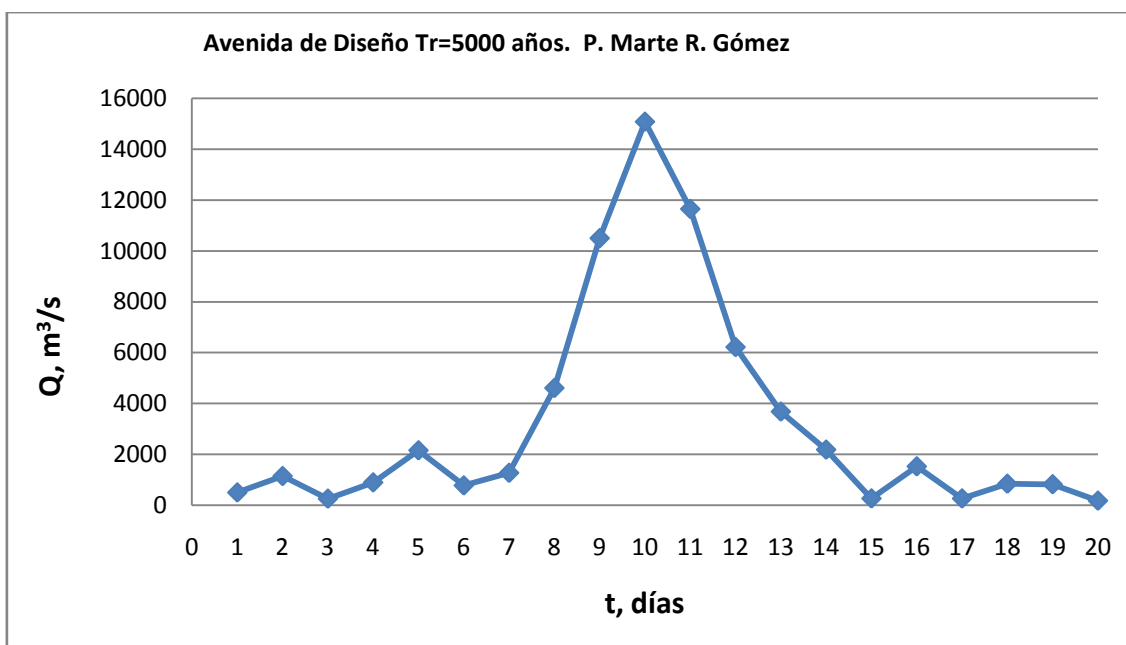


Figura III-10. Avenida de diseño para un Tr de 5000 años. Marte R. Gómez

### III.2.6 Avenida de diseño para Tr de 10 000 años

**Presa Marte R. Gómez**

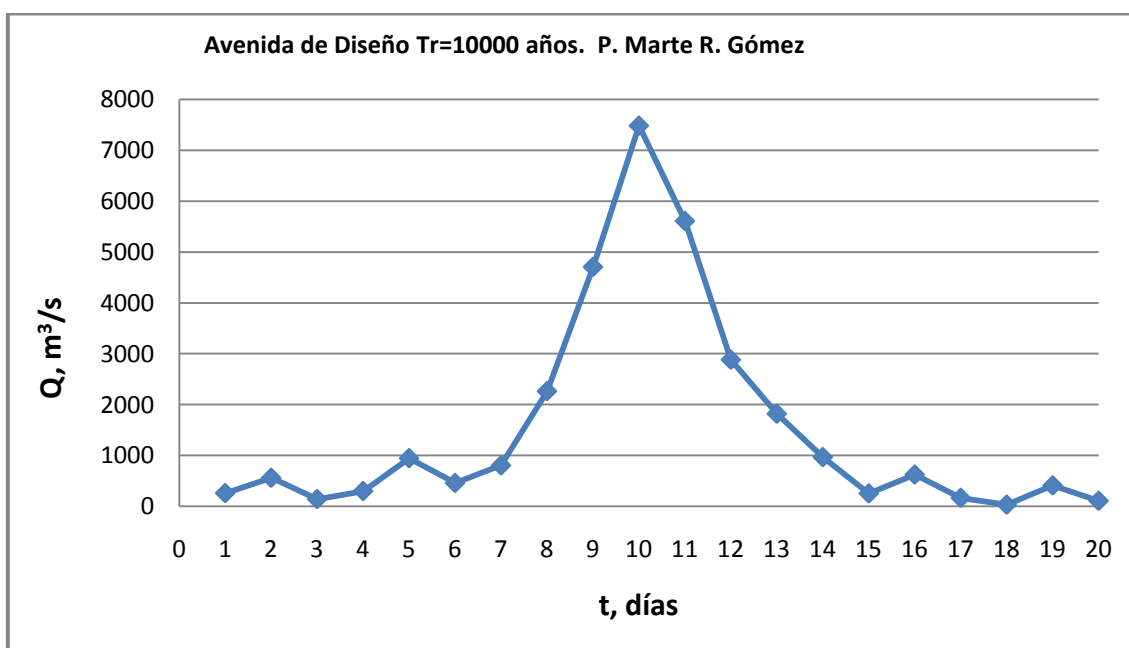
**Tr=10000 años**

t [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>indiv</sub> [m <sup>3</sup> /s]
1	16362.64	16363
2	14555.94	12749
3	13534.75	11492
4	11919.81	7075
5	10428.23	4462
6	9402.19	4272
7	8234.25	1227
8	7523.08	2545
9	6781.49	849
10	6130.51	272
11	5793.17	2420
12	5455.84	1745
13	5118.51	1071
14	4781.18	396
15	4470.00	113
16	4262.84	1155
17	4081.78	1185
18	3900.72	823
19	3719.66	461
20	3538.56	98

**Presa Marte R. Gómez**  
**Hidrograma Tr=10000 años**

Colocando el mayor en el centro y, alternando los siguientes hacia adelante y atrás de éste

d [día]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	461
2	1185
3	113
4	1071
5	2420
6	849
7	1227
8	4462
9	11492
10	16363
11	12749
12	7075
13	4272
14	2545
15	272
16	1745
17	396
18	1155
19	823
20	98



**Figura III-11. Avenida de diseño para un Tr de 10 000 años. Marte R. Gómez**

### III.3 Presa El Cuchillo

Como se mencionó previamente, en el caso de la presa El Cuchillo se presenta la situación de que los registros históricos que existen en el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), que maneja la CONAGUA, contienen información de los años 1995 a 2009, siendo este un periodo muy corto para tomarlo como base del análisis. Por lo cual se consideran las estaciones hidrométricas Tepehuaje, Montemorelos y Las Enramadas (propuesta del Dr. Ramón Domínguez Mora, Académico del Instituto de Ingeniería).

Estas estaciones se encuentran en:

Estación	Cuenca del río	Ubicación	Estado
Tepehuaje	San Juan	Cadereyta	Nvo. León
Las Enramadas	San Juan	Los Ramones	Nvo. León
Montemorelos	San Juan	Montemorelos	Nvo. León

Comparando los registros de dichas estaciones y los de la presa en periodo común, se observa que lo registrado en Las Enramadas es muy similar a los registros de la presa. Además se estimó la suma de los registros de las estaciones Tepehuaje más Montemorelos, para posteriormente compararse con los registros de la presa, pudiendo establecerse una ecuación de regresión entre los datos diarios de los meses que reportaron los valores máximos en dicho mes, con lo que se determinó que el gasto en El Cuchillo se podía aproximar con la suma de estas dos estaciones con la siguiente ecuación:

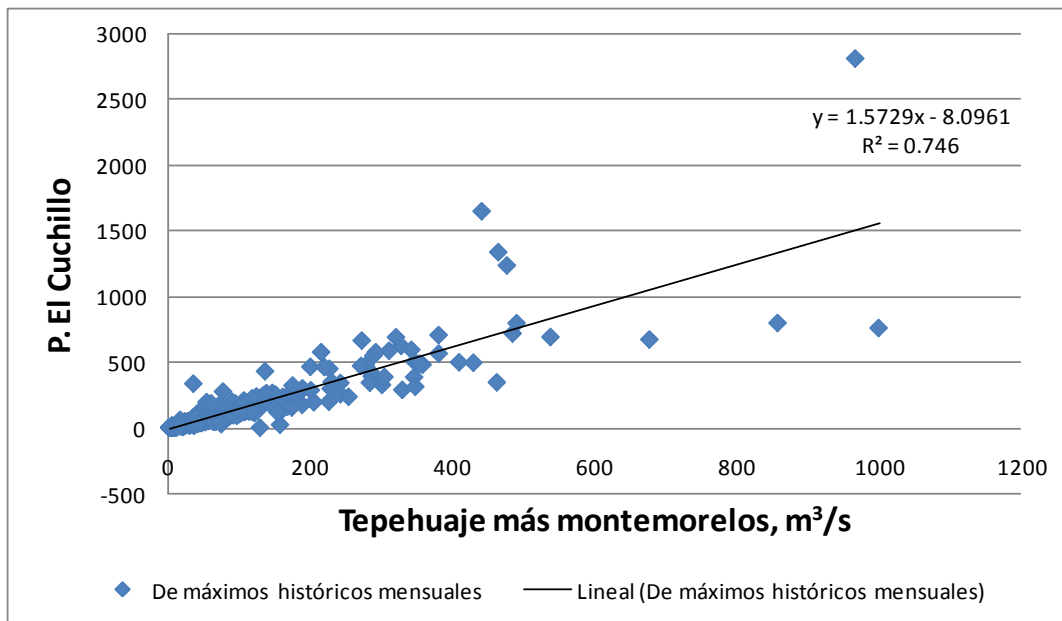


Figura III-12. Gráfica y ecuación de regresión para la sumas de las Estaciones Tepehuaje y Montemorelos.

$$Q_{med\ diario\ Cuchillo} = 1.5729Q_{Tepehuaje+Montemorelos} - 8.0691 \dots\dots\dots(43)$$

Con la ecuación (43) se estimó el gasto en El Cuchillo en el periodo 1958 a 1994. Utilizándose también el dato de Las Enramadas en los lugares donde los registros de ingresos por ríos a la presa existían ceros. Por lo que el registro de datos final para la presa El Cuchillo quedó constituido entre los años 1958 al 2009.

Al igual que en la presa Marte R. Gómez, los registros del año 2010, se obtuvieron a partir de los reportes del funcionamiento diario que tuvieron las presas durante el evento Alex.

Así el conjunto final de datos a emplearse, es más extenso que lo que se tenía en un principio (Ver Anexo 2).

El proceso que se le aplicó fue idéntico a lo realizado con la presa Marte R. Gómez.

Se procedió a obtener los gastos medios máximos, para duraciones de 1 a 20 días, con el programa Gas1.BAS y los gastos medios diarios de 1958 al 2009, para el año 2010 se determinaron los gastos medios máximos para duraciones de 1 a 8 días con los datos medidos durante el evento de huracán Alex. A dichos gastos medios máximos se les realizó el análisis probabilístico para encontrar la función de mejor ajuste, que resultó Doble Gumbel, con un valor del parámetro  $p=0.83$ . Para posteriormente, obtener las avenidas de diseño para cada periodo de retorno.

En la Tabla III-3, se muestran los gastos medios máximos, y en la misma se señalan los años, en donde se registraron más altos valores de gasto, y se puede ver que existen similitudes y coincidencias en los años en que se presentaron eventos ciclónicos en la región, al igual que ocurrió en la presa Marte R. Gómez.

---





De la Figura III-13 a la Figura III-16 se presentan los ajustes de los gastos medios máximos, a la correspondiente función de distribución de probabilidad para algunas duraciones (1, 5, 10, y 20 días).

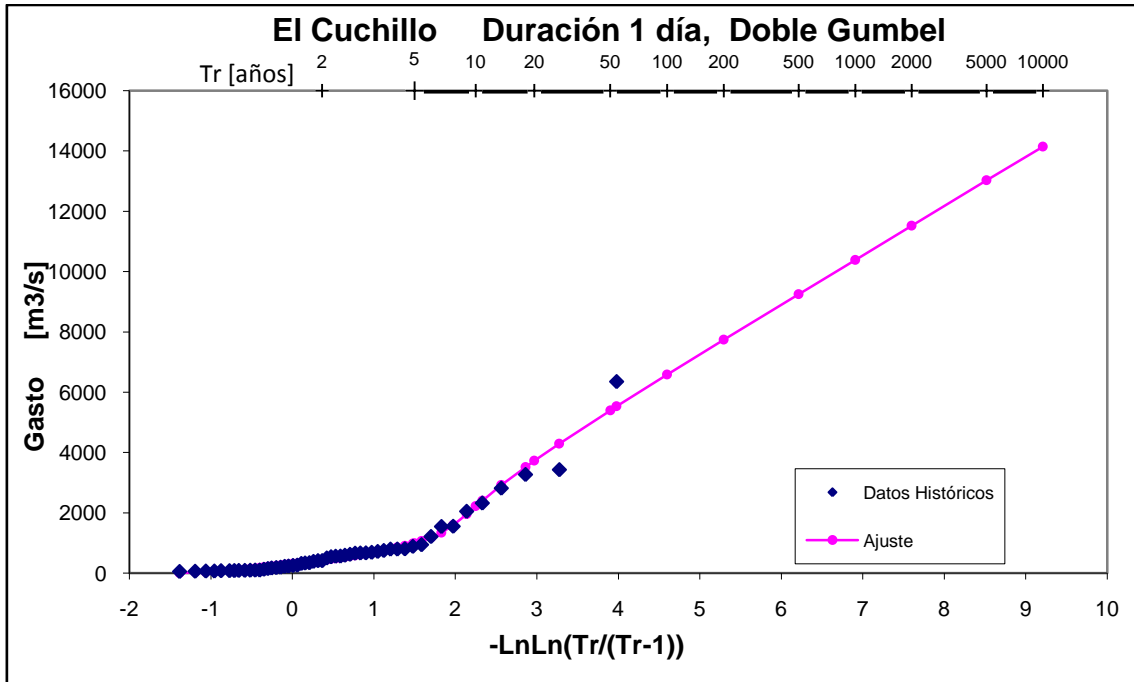


Figura III-13. Ajuste para duración de 1 día. El Cuchillo

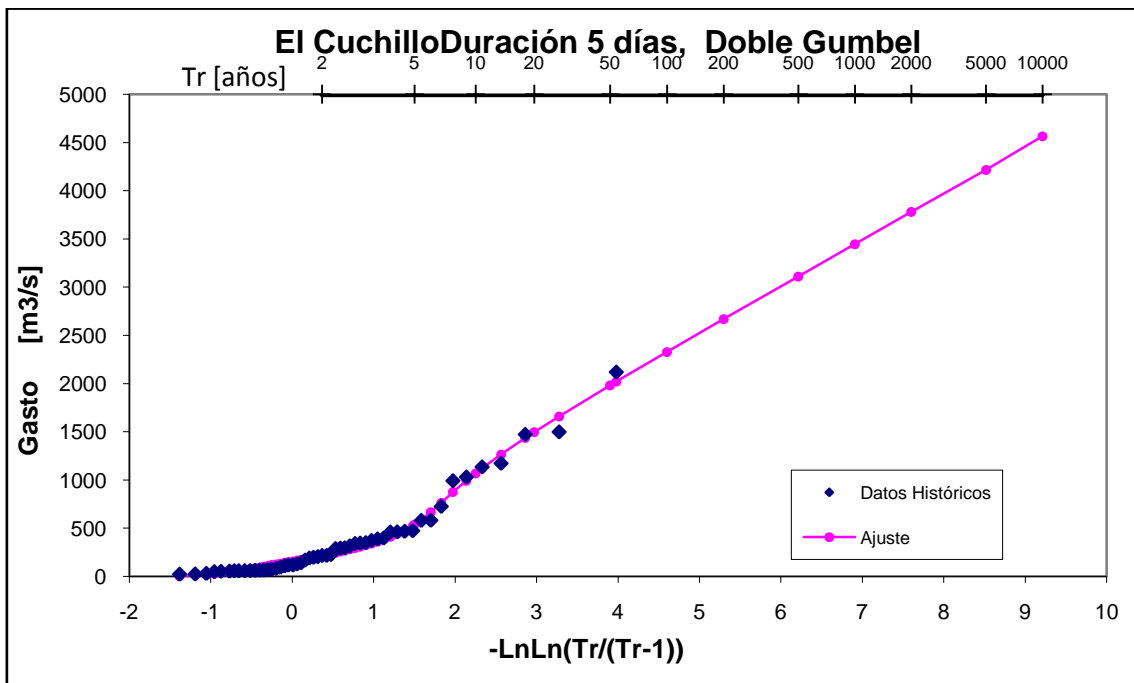


Figura III-14. Ajuste para duración de 5 días. El Cuchillo

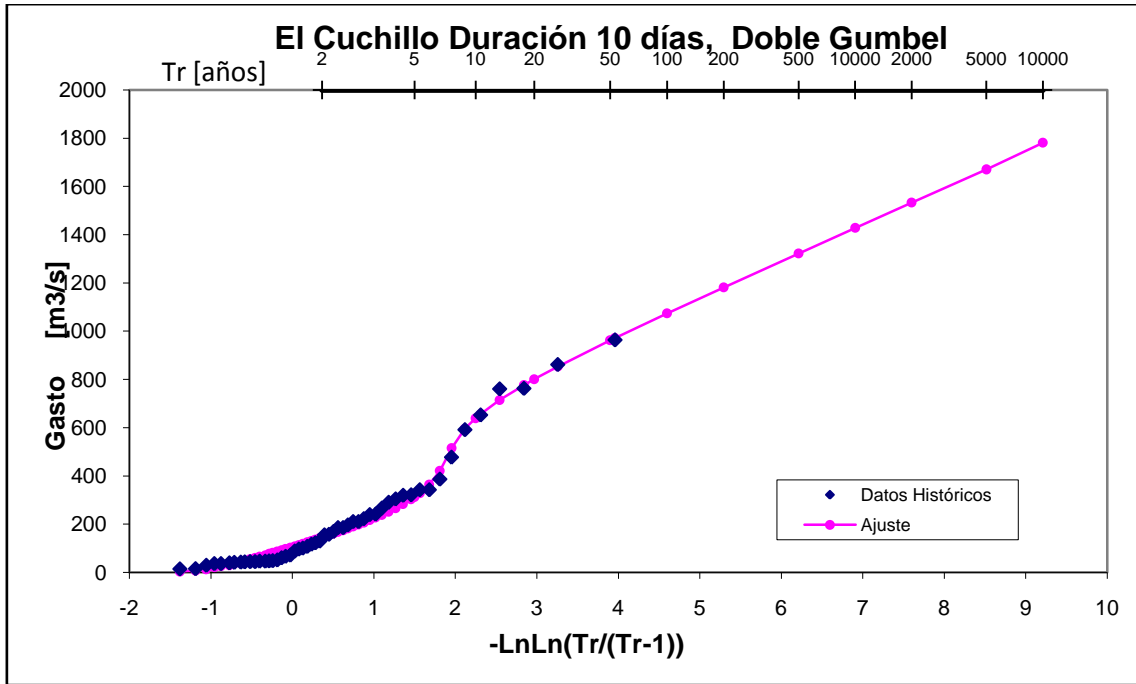


Figura III-15. Ajuste para duración de 10 días. El Cuchillo

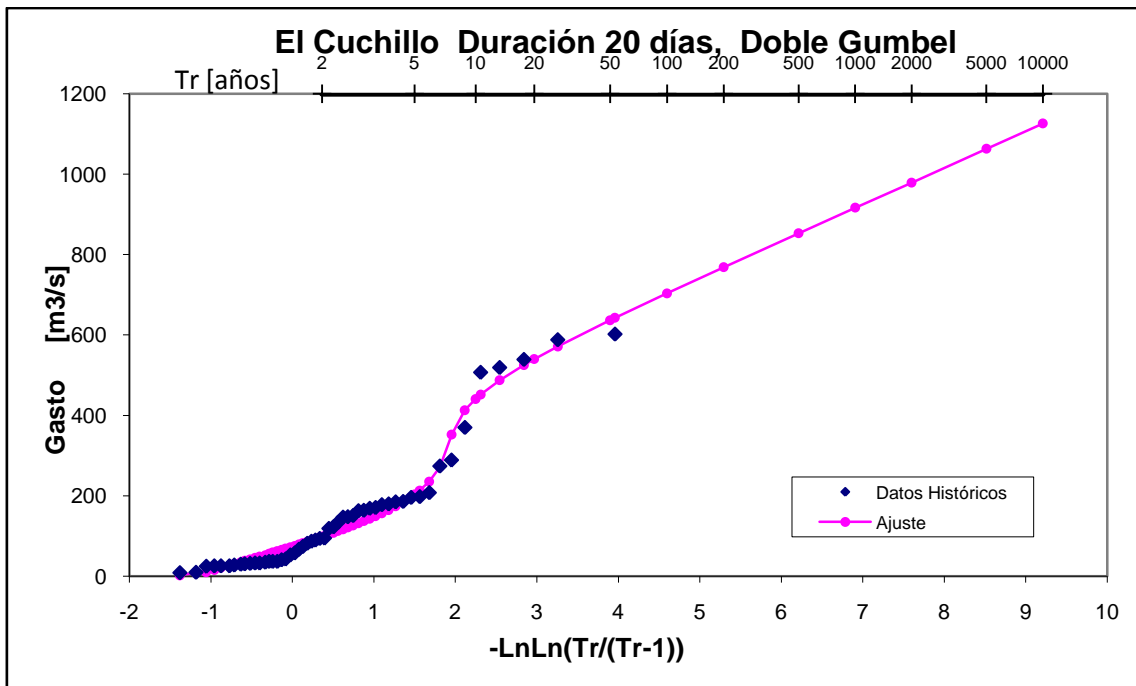


Figura III-16. Ajuste para duración de 20 días. El Cuchillo

Con base en los resultados de los ajustes para cada duración, se estructuraron las curvas Q-d-Tr (Gasto-Duración-Periodo de retorno), que se muestra a continuación en las Tabla III-4 y la Figura III-17.

**Tabla III-4. Q-d-Tr**

<b>P</b>	<b>0.83</b>							
<b>Tr</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	430.13	344.69	282.89	243.2	215.98	194.72	181.07	166.99
<b>5</b>	990.48	805.46	703.19	607.71	536	491.05	447.69	412.61
<b>10</b>	2216.31	1725.02	1412.68	1205.54	1068.6	958.81	865.73	790.89
<b>20</b>	3724.31	2640.21	2048.85	1718.27	1495.35	1350.37	1230.84	1115.63
<b>50</b>	5394.4	3653.38	2787.3	2312.94	1980.09	1804.55	1655.22	1492.98
<b>100</b>	6577.11	4370.89	3318.08	2740.45	2326.67	2131.27	1960.44	1764.3
<b>200</b>	7734.17	5072.5	3840.22	3160.59	2666.17	2451.91	2259.69	2030.44
<b>500</b>	9244.9	5988.1	4522.55	3709.36	3109.84	2871.11	2651.88	2380.24
<b>1000</b>	10384.49	6677.13	5038.75	4123.53	3444.2	3187.49	2947.44	2641.07
<b>2000</b>	11519.72	7371.45	5545.06	4537.7	3781.14	3501.43	3243	2903.92
<b>5000</b>	13021.71	8283.08	6241.24	5072.93	4213.23	3920.02	3634.06	3247.66
<b>10000</b>	14139.48	8961.5	6715.9	5506.21	4563.02	4241.27	3925.07	3522.64

**Tabla III-4. Continuación**

<b>P</b>	<b>0.83</b>							
<b>Tr</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>
<b>2</b>	154.67	145.47	130.33	119.95	115.56	112.15	105.14	98.6
<b>5</b>	332.55	312.97	278.76	253.61	243.72	234.91	218.43	203.33
<b>10</b>	690.73	639.25	598.44	547.52	532.1	506.33	474.09	441.13
<b>20</b>	865.52	801.54	733.01	670.53	648.98	621.83	581.81	540.03
<b>50</b>	1038.29	962.33	865.18	791.14	763.45	735.08	687.3	636.85
<b>100</b>	1157.78	1073.59	956.51	874.49	842.53	813.34	760.16	703.72
<b>200</b>	1273.62	1181.6	1045.04	955.29	919.25	889.24	830.86	768.67
<b>500</b>	1424.2	1321.88	1160.4	1060.57	1019.14	987.91	922.76	853.14
<b>1000</b>	1537.85	1427.75	1247.34	1139.3	1094.42	1061.81	991.59	916.31
<b>2000</b>	1651.5	1533.62	1332.94	1218.65	1168.54	1136.28	1060.95	978.98
<b>5000</b>	1798.37	1670.44	1445.3	1323.63	1265.82	1233.66	1153.78	1063.21
<b>10000</b>	1910.27	1781.19	1536.25	1401.75	1339.94	1306.98	1217.81	1125.89

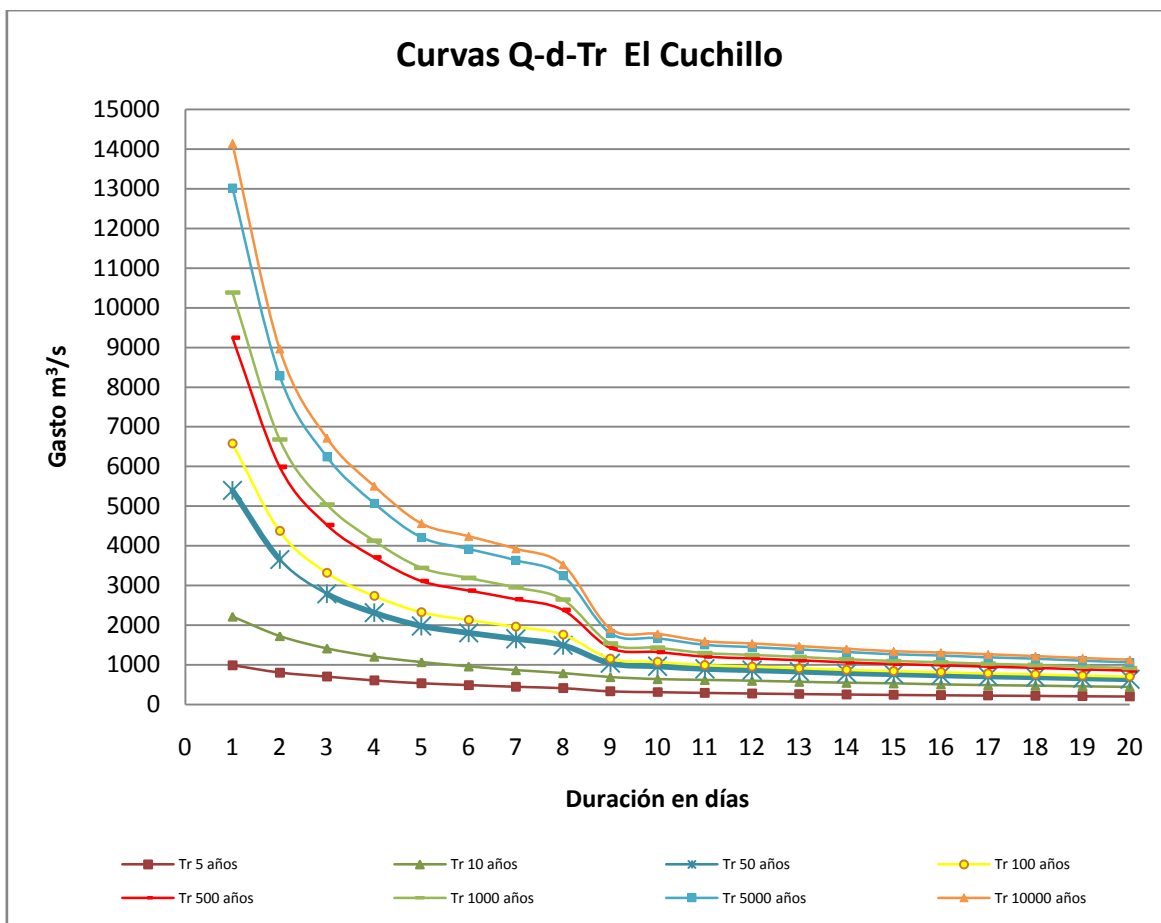


Figura III-17. Curvas Q-d-Tr. El Cuchillo

Tomamos los valores de los gastos medios obtenidos con distintas duraciones, para los periodos de retorno que se necesitan. De estos gastos se obtienen los gastos individuales y se estructura la avenida de diseño alternando los bloques.

Las avenidas de diseño calculadas para periodos de retorno de 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años, se reportan en los apartados III.3.1 al III.3.6 y en las figuras III-18 a la III-23.

### III.3.1 Avenida de diseño para Tr de 50 años

Presa El Cuchillo

Tr=50 años

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	5394.4	5394
2	3653.38	1912
3	2787.3	1055
4	2312.94	890
5	1980.09	649
6	1804.55	927
7	1655.22	759
8	1492.98	357
9	1395	611
10	1305	495
11	1213	293
12	1149	445
13	1109	629
14	1041	157
15	1012	606
16	955	100
17	920	360
18	876	128
19	842	230
20	826	522

Presa El Cuchillo  
Hidrograma Tr=50 años  
Alternado bloques

d (día)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	230
2	360
3	606
4	629
5	293
6	611
7	759
8	649
9	1055
10	5394
11	1912
12	890
13	927
14	357
15	495
16	445
17	157
18	100
19	128
20	522

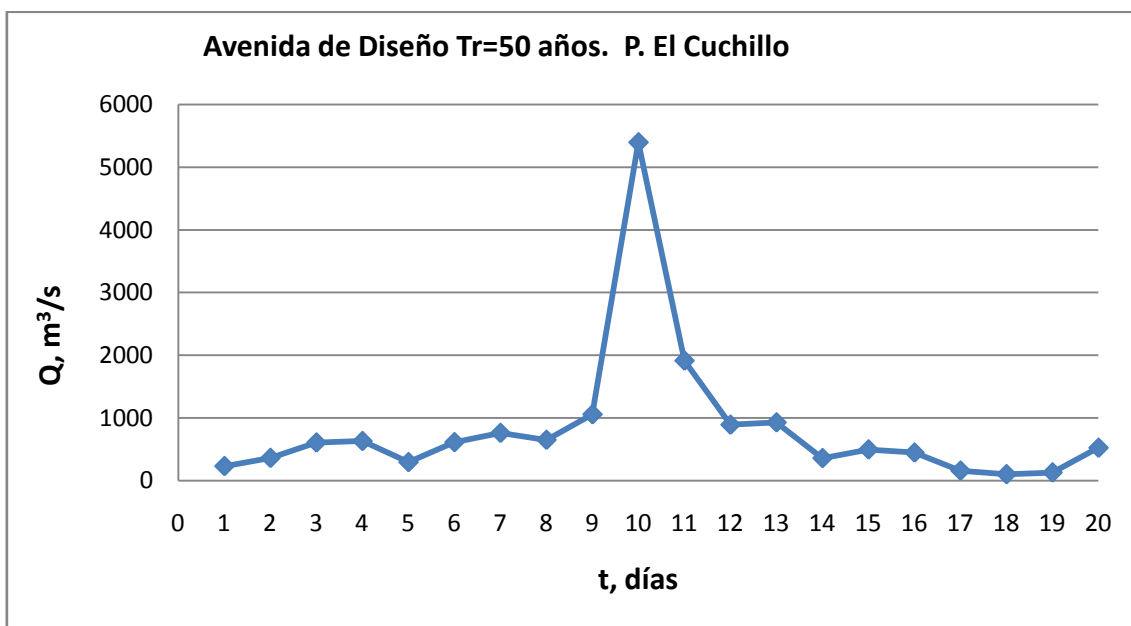


Figura III-18. Avenida de diseño para un Tr de 50 años. El Cuchillo

### III.3.2 Avenida de diseño para Tr de 100 años

**Presa El Cuchillo**

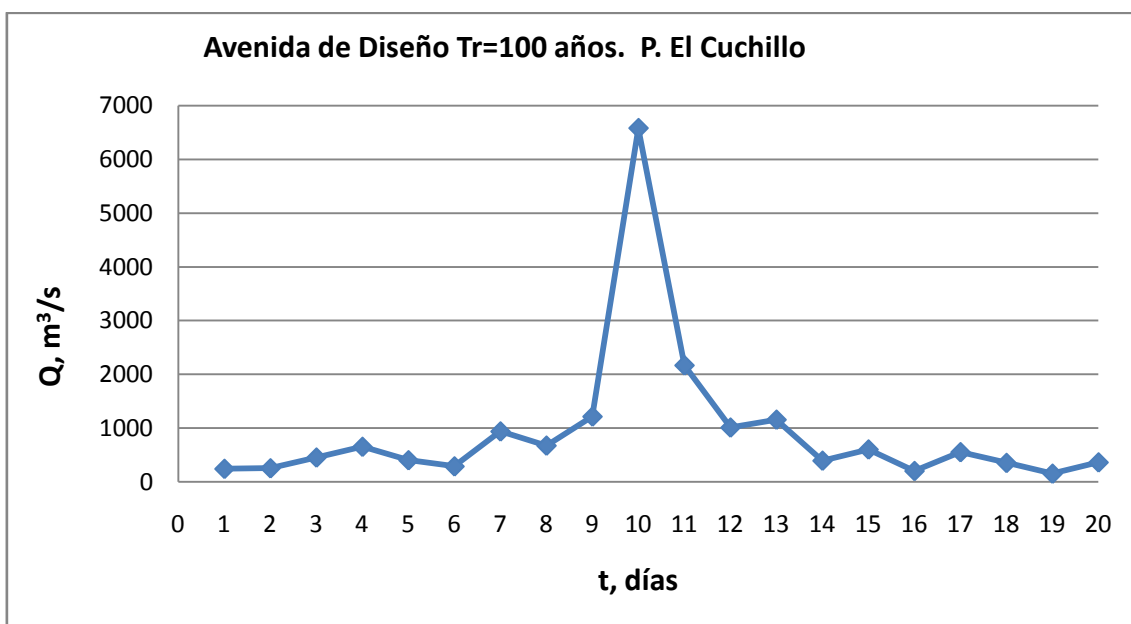
**Tr=100 años**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	6577.11	6577
2	4370.89	2165
3	3318.08	1212
4	2740.45	1008
5	2326.67	672
6	2131.27	1154
7	1960.44	935
8	1764.3	391
9	1600	286
10	1500	600
11	1400	400
12	1300	200
13	1250	650
14	1200	550
15	1150	450
16	1100	350
17	1050	250
18	1000	150
19	960	240
20	930	360

**Presa El Cuchillo**

**Hidrograma Tr=100 años**  
Alternado bloques

d (día)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	240
2	250
3	450
4	650
5	400
6	286
7	935
8	672
9	1212
10	6577
11	2165
12	1008
13	1154
14	391
15	600
16	200
17	550
18	350
19	150
20	360



**Figura III-19. Avenida de diseño para un Tr de 100 años. El Cuchillo**

### III.3.3 Avenida de diseño para Tr de 500 años

**Presa El Cuchillo**

Tr=500 años

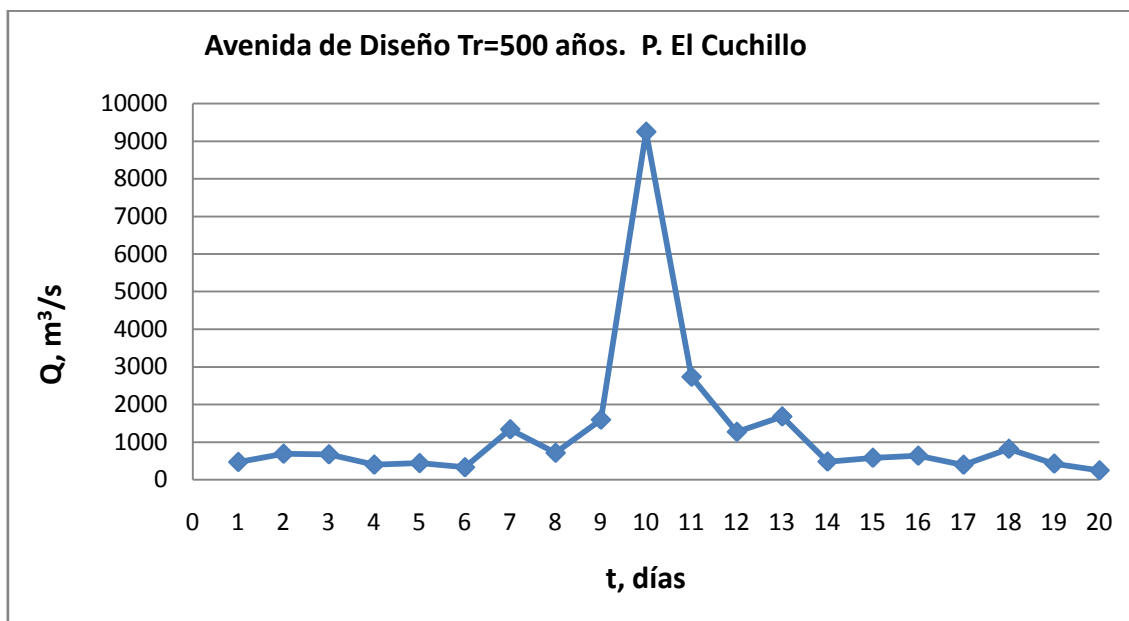
t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	9244.9	9245
2	5988.1	2731
3	4522.55	1591
4	3709.36	1270
5	3109.84	712
6	2871.11	1677
7	2651.88	1337
8	2380.24	479
9	2152.23	328
10	1994.96	580
11	1853.42	438
12	1751.87	635
13	1647.65	397
14	1558.14	395
15	1498.96	670
16	1456.35	817
17	1411.08	687
18	1356.28	425
19	1309.51	468
20	1256.32	246

**Presa El Cuchillo**

**Hidrograma Tr=500 años**

Alternado bloques

d (día)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	468
2	687
3	670
4	397
5	438
6	328
7	1337
8	712
9	1591
10	9245
11	2731
12	1270
13	1677
14	479
15	580
16	635
17	395
18	817
19	425
20	245.71



**Figura III-20. Avenida de diseño para un Tr de 500 años. El Cuchillo**



### III.3.4 Avenida de diseño para Tr de 1 000 años

Presa El Cuchillo

Tr=1000 años

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	10384.49	10384
2	6677.13	2970
3	5038.75	1762
4	4123.53	1378
5	3444.2	727
6	3187.49	1904
7	2947.44	1507
8	2641.07	496
9	2413.23	591
10	2198.65	267
11	2058.94	662
12	1916.21	346
13	1805.64	479
14	1693.28	233
15	1607.08	400
16	1517.26	170
17	1456.32	481
18	1421.01	821
19	1356.84	202
20	1298.48	190

Presa El Cuchillo

Hidrograma Tr=1000 años

Alternado bloques

d (día)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	202
2	481
3	400
4	479
5	662
6	591
7	1507
8	727
9	1762
10	10384
11	2970
12	1378
13	1904
14	496
15	267
16	346
17	233
18	170
19	821
20	190

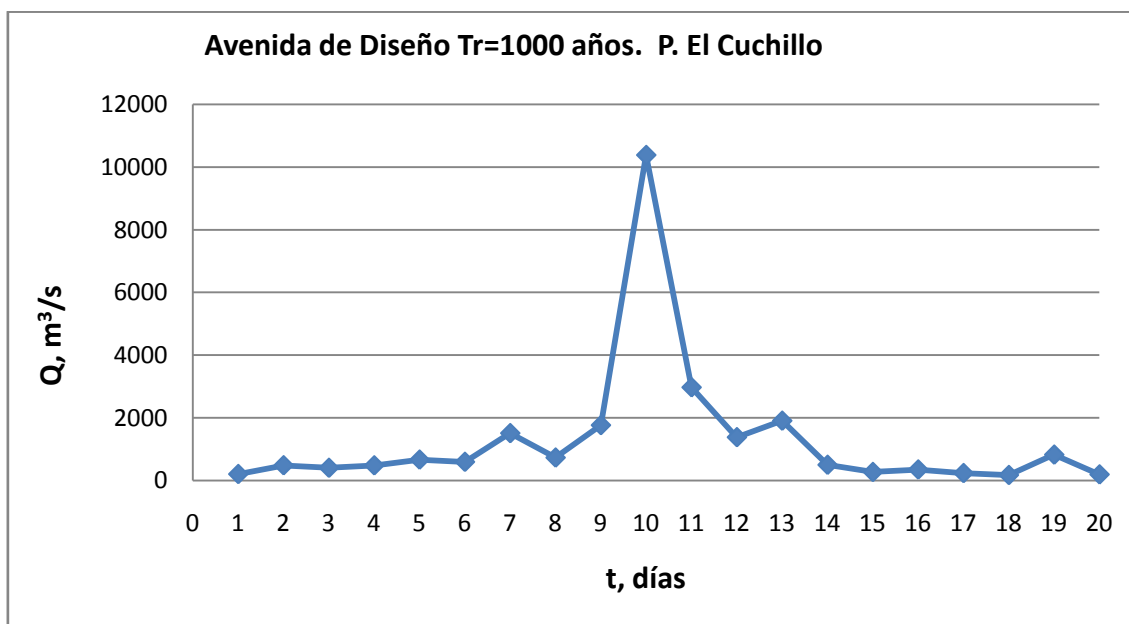


Figura III-21. Avenida de diseño para un Tr de 1000 años. El Cuchillo

### III.3.5 Avenida de diseño para Tr de 5 000 años

**Presas El Cuchillo**

**Tr=5000 años**

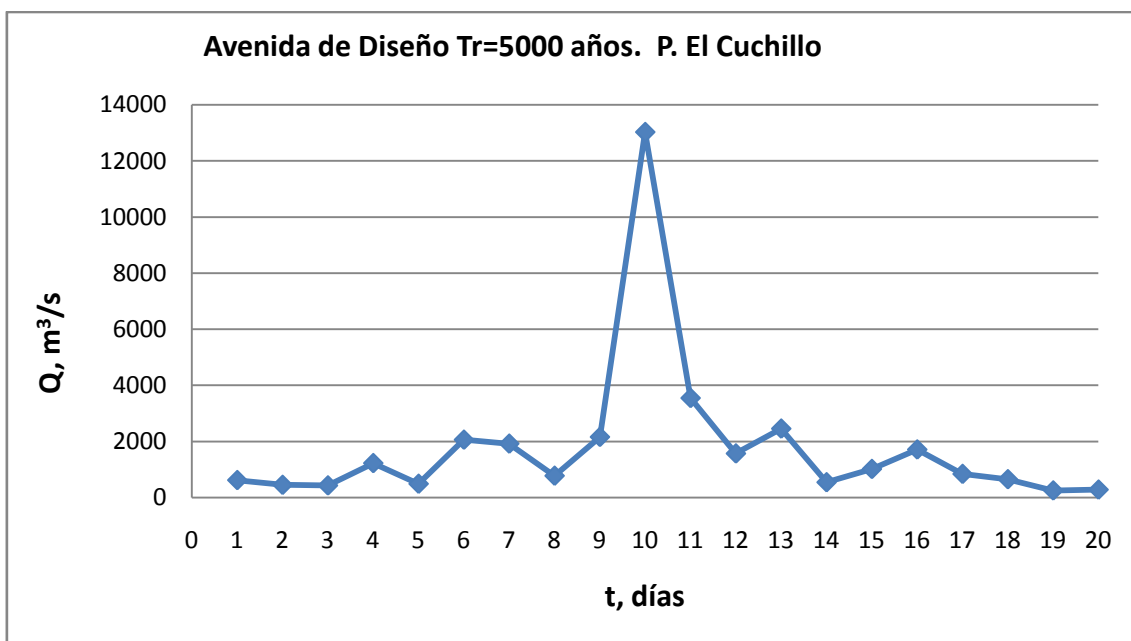
t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	13021.71	13022
2	8283.08	3544
3	6241.24	2158
4	5072.93	1568
5	4213.23	774
6	3920.02	2454
7	3634.06	1918
8	3247.66	543
9	3115.56	2059
10	2905.62	1016
11	2685.91	489
12	2604.58	1710
13	2498.45	1225
14	2380	840
15	2250	430
16	2150	650
17	2050	450
18	1950	250
19	1880	620
20	1800	280

**Presas El Cuchillo**

**Hidrograma Tr=5000 años**

**Alternado bloques**

d (día)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	620
2	450
3	430
4	1225
5	489
6	2059
7	1918
8	774
9	2158
10	13022
11	3544
12	1568
13	2454
14	543
15	1016
16	1710
17	840
18	650
19	250
20	280.00



**Figura III-22. Avenida de diseño para un Tr de 5 000 años. El Cuchillo**

### III.3.6 Avenida de diseño para Tr de 10 000 años

Presa El Cuchillo

Tr=10000 años

Presa El Cuchillo

Hidrograma Tr=10000 años

Alternado bloques

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	14139.48	14139
2	8961.5	3784
3	6715.9	2225
4	5506.21	1877
5	4563.02	790
6	4241.27	2633
7	3925.07	2028
8	3522.64	706
9	3152.23	189
10	2895.63	586
11	2642.36	110
12	2448.69	318
13	2281.09	270
14	2127.98	138
15	1997.58	172
16	1902.57	477
17	1797.86	123
18	1718.45	368
19	1647.24	365
20	1571.08	124

d (día)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	365
2	123
3	172
4	270
5	110
6	189
7	2028
8	790
9	2225
10	14139
11	3784
12	1877
13	2633
14	706
15	586
16	318
17	138
18	477
19	368
20	124

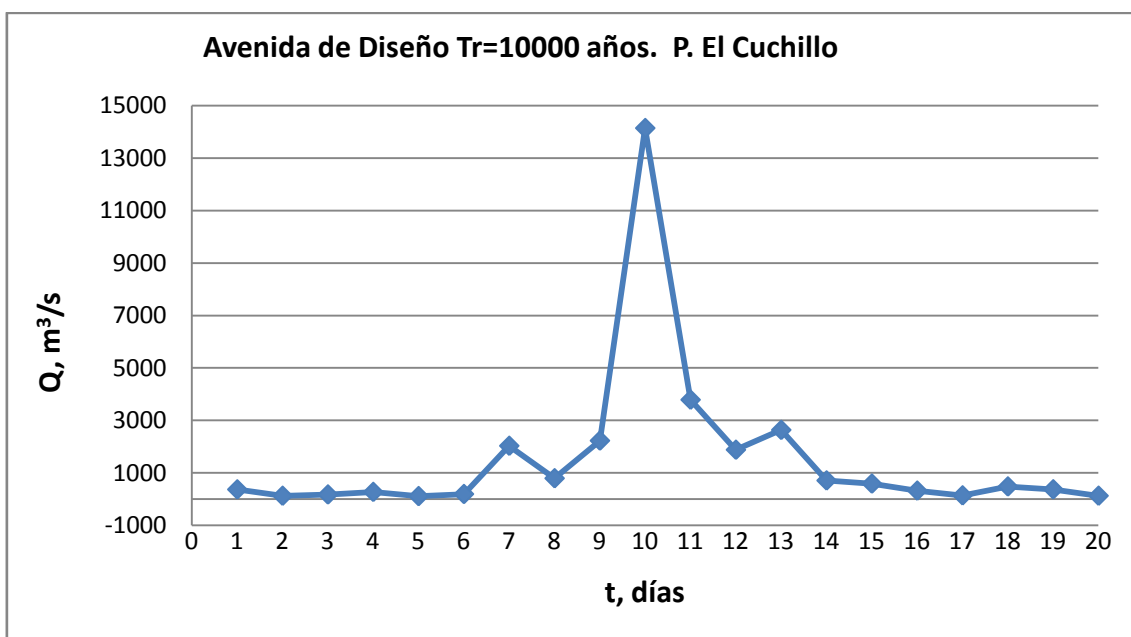


Figura III-23. Avenida de diseño para un Tr de 10 000 años. El Cuchillo

El resultado de las avenidas de diseño para periodos de retorno de 10000 años, reportan gastos máximos de 16 363 m<sup>3</sup>/s y 14 139 m<sup>3</sup>/s, para Marte R. Gómez y El Cuchillo respectivamente. Cabe mencionar que la influencia de los eventos extremos, como el caso del huracán Alex, radica en que si no se consideran datos más actuales que contengan lo ocurrido a causa de un ciclón, los gastos de pico son menores, un ejemplo es el caso de la presa El Cuchillo, para la cual cuando se realizó el mismo análisis sin tomar en cuenta los datos existentes del año 2010, la avenida de 10 000 años presenta un gasto pico de alrededor de los 8 000 m<sup>3</sup>/s. observándose una importante variación una vez que se consideran los datos del evento extremo del huracán Alex. Por lo que al realizar un estudio similar en el que se pretende actualizar avenidas de diseño, es recomendable contar con la información más reciente, que incluya el evento extraordinario más reciente ocurrido en la región y que pudo tener influencia sobre la presa que se analice.

---

### III.4 Referencias

1. Jiménez E. , M. , Manual de operación del programa AX.exe (Ajuste de funciones de distribución de probabilidad). Centro Nacional de Prevención de Desastres, RH/05/92. Mayo 1992.
  2. Vázquez Conde, Ma. Teresa (1995), "*Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*", Tesis Maestría, DEPMI, UNAM, México.
  3. Vázquez C. Ma. T., Jiménez E. M., Domínguez M. R., Fuentes M. O., (1996) "*Avenidas de diseño para presas de gran capacidad*". Cuadernos de Investigación N° 28. CENAPRED. México.
-

## **CAPÍTULO IV: TRÁNSITOS DE AVENIDAS DE DISEÑO Y DE AVENIDA HISTÓRICA POR EVENTO DE HURACÁN BAJO DISTINTAS PROPUESTAS DE POLÍTICAS DE OPERACIÓN**

### **IV.1 Introducción**

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos al transitar las avenidas correspondientes a periodos de retorno de 10 000 y 100 años, así como también la avenida histórica ocurrida en el año 2010 a causa del huracán Alex.

El tránsito se realizó considerando los datos de descargas propios de cada presa que se presentan más adelante y bajo distintas políticas de operación, las cuales se describen a continuación.

Dichas políticas fueron el proceso para llegar a unas condiciones aceptables de llenado y de descarga de las presas, para eventos extraordinarios con un periodo de retorno de hasta 10 000 años, además de verificar su comportamiento para avenidas derivadas de eventos ciclónicos, como lo es el caso de la última avenida histórica del huracán Alex, constatar que hay una influencia importante de de los resultados, cuando se presentan eventos extremos de esta naturaleza

#### **IV.1.1 Descargas Libres**

Para la presa Marte R. Gómez por tener un vertedor de descarga libre, se llevó a cabo el tránsito bajo esta condición, pero con reservas de que si fuese necesario plantear algún método de control, como la utilización de agujas, que han sido utilizadas actualmente por los operadores de este embalse.

Para la presa El Cuchillo, por el hecho de que el NAMO se encuentra por encima de la cresta, se hace la consideración de que antes del tiempo de pico se descargue lo mismo que ingresa al vaso, debido a que por la diferencia de niveles entre cresta y NAMO, si se descarga libremente, habría un gasto de salida mucho mayor al de ingreso.

---

### IV.1.2 Descargas controladas

Las políticas de descargas controladas se aplican para la presa El Cuchillo, debido a que es la que cuenta con obra de excedencias controlada mediante compuertas. Después de desarrollar los tránsitos, partiendo de una política de operación propuesta en un informe hecho para la CONAGUA por el Instituto de Ingeniería, dicha política fue modificándose hasta llegar a una política escalonada que permitiera tener condiciones de operación razonablemente seguras para la presa (que no se llegue a sobrepasar el NAME de la presa).

### IV.2 Presa Marte R. Gómez

Como se ha mencionado en el Capítulo II, la presa Marte R. Gómez, cuenta con un vertedor, con descarga libre y las características descritas en el mismo capítulo, se realizó el tránsito de las avenidas de diseño para un periodo de retorno de 10 000 y 100 años, obtenidas en el capítulo anterior, así como la provocada por el Huracán Alex. Los datos utilizados, para el tránsito son los mostrados en la Tabla IV-1.

**Tabla IV-1. Consideraciones para la descarga por el vertedor. Marte R. Gómez**

Datos	Cantidad	Unidad
Longitud del vertedor	300	m
Cd (diseño)	2.5	m
$Q_{diseño}$	13 000	m <sup>3</sup> /s
Elevación de cresta	76.34	m
NAMO	76.34	m
NAME	83	m

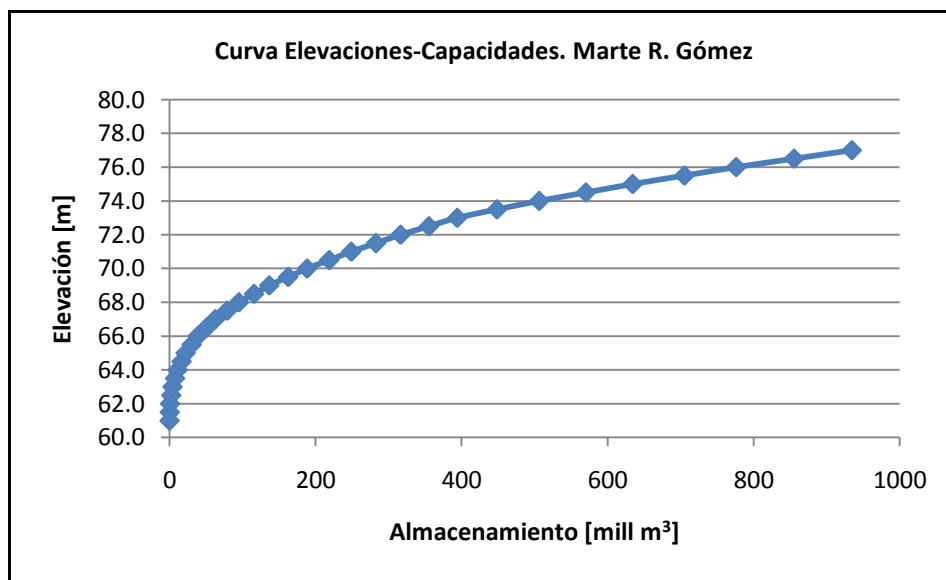
El coeficiente  $C_d$ , es calculado mediante la ecuación (26), con los datos de diseño de la obra de excedencias de Marte R. Gómez.

$$C_d = \frac{Q}{LH^{3/2}} = \frac{13000}{300 ((6.7)^{3/2})} = 2.50$$

La curva elevaciones capacidades (proporcionada por la CONAGUA) se presenta a continuación en la Figura IV-1 y en la Tabla IV-2, de donde fueron interpolados o extrapolados algunos puntos, para obtener la curva definitiva, presentada en la Tabla IV-3 usada en el tránsito de la avenida.

**Tabla IV-2. Elevaciones-Capacidades. Marte R. Gómez**

Elevacion m	Capacidad mill m <sup>3</sup>
61.0	0.000
61.5	0.323
62.0	0.646
62.5	2.337
63.0	4.029
63.5	7.520
64.0	11.011
64.5	16.486
65.0	21.962
66.0	38.583
67.0	62.579
68.0	95.011
69.0	136.555
70.0	188.442
71.0	248.916
72.0	316.455
73.0	394.020
74.0	506.319
74.5	570.312
75.0	634.305
75.5	705.209
76.0	776.112
76.5	855.333
77.0	934.554



**Figura IV-1. Curva elevaciones-capacidades. Marte R. Gómez.**

Finalmente la curva Elevaciones-Capacidades-Descargas, usada en el tránsito de las avenidas, es mostrada en la Tabla IV-3.



**Tabla IV-3. Curva elevaciones-capacidades-descargas (libres). Marte R. Gómez**

<b>Elevación [m]</b>	<b>Capacidades [mill de m<sup>3</sup>]</b>	<b>Q [m<sup>3</sup>/s]</b>
75.00	634.30	0.00
76.00	776.11	0.00
76.34	932.20	0.00
77.34	1132.20	750.00
79.08	1266.00	3401.63
79.23	1290.50	3684.75
83.00	2406.10	12890.58
86.00	3400.00	22517.85
90.00	4725.00	37864.94
95.00	6381.50	60454.51

Las avenidas de diseño, así como la avenida histórica, se presentaron en forma horaria para llevar a cabo el tránsito con un intervalo de tiempo de 1 hora. A continuación se muestran los hidrogramas de entrada y salida que se obtuvieron en cada tránsito. La altura inicial se considero a la elevación del NAMO (76.34 msnm), justo antes de comenzar la descarga por el vertedor.

#### **IV.2.1 Tránsitos de avenidas con descargas libres**

A continuación de presentan los tránsitos de las avenidas correspondientes en la presa Marte R. Gómez.

### IV.2.1.1 Tránsito de avenida con $Tr= 10\ 000$ años

La Avenida de la Figura III-11, expresada en forma horaria, fue transitada con los resultados presentados en forma gráfica en la Figura IV-2.

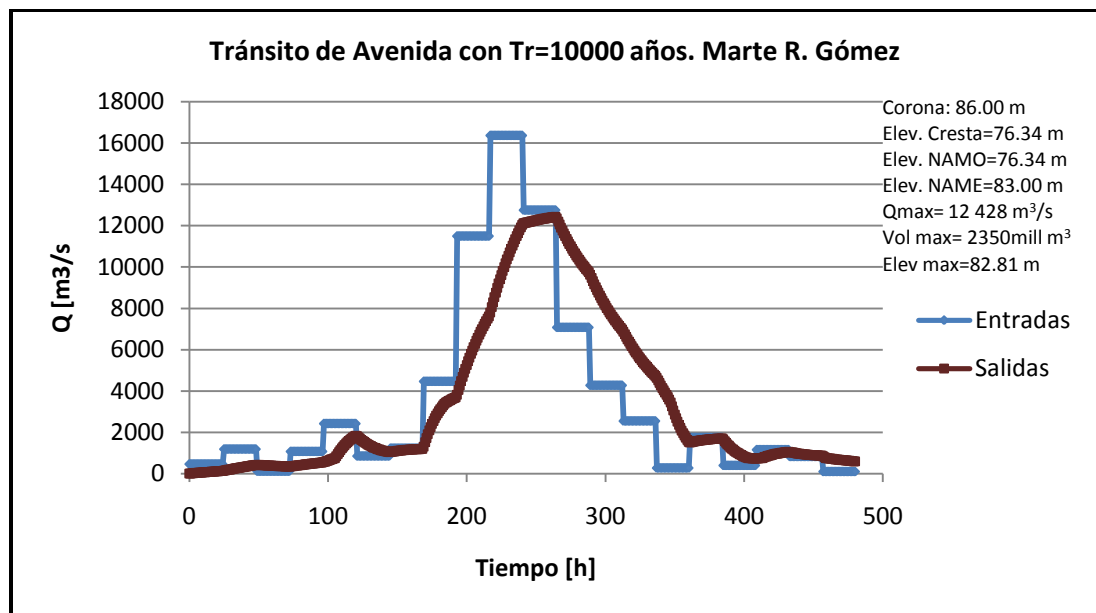


Figura IV-2. Tránsito de la avenida para un  $Tr= 10, 000$  años. Marte R. Gómez

Bajo las condiciones dadas, el resultado del tránsito de la avenida, indicó que no se rebasa el nivel del NAME, quedando el nivel máximo en 82.81 m, con un gasto máximo descargado de 12 428  $m^3/s$ , que se ubica dentro de lo admisible por el gasto de diseño.

### IV.2.1.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años

Se transitó también la avenida de diseño con un  $Tr=100$  años, para analizar el comportamiento del embalse ante un evento que podría presentarse con mayor frecuencia. En este caso se obtuvo un nivel máximo alcanzado de 80.05 m, que está por debajo del nivel del NAME, con un gasto máximo descargado de 5 724.75  $m^3/s$ , que también se ubica dentro del rango de gasto de diseño para Marte R. Gómez. La gráfica correspondiente a esta avenida de 100 años se encuentra en la Figura IV-3.

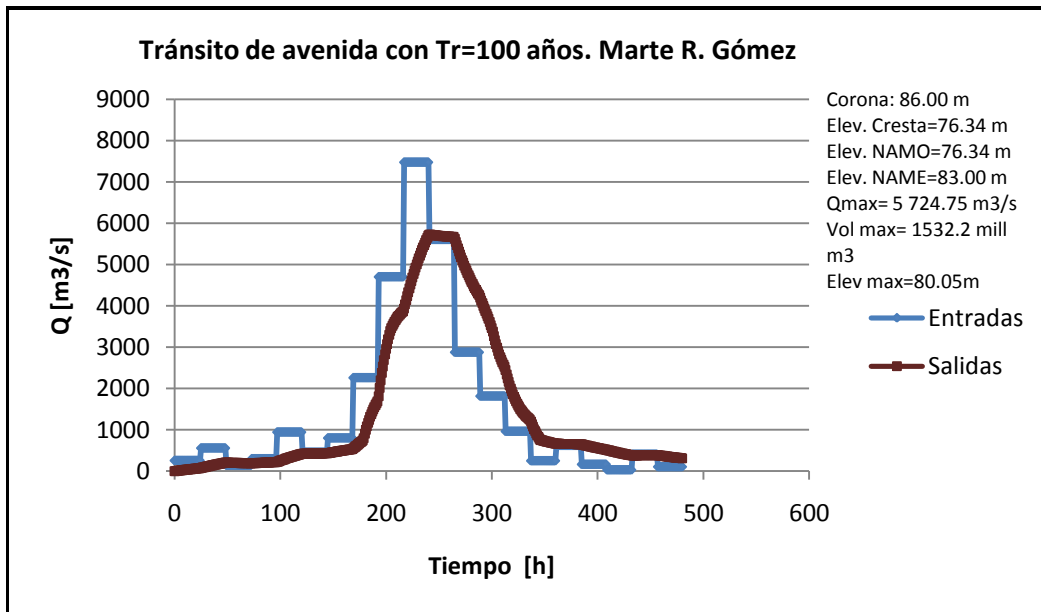


Figura IV-3. Tránsito de la avenida para un Tr= 100 años. Marte R. Gómez

### IV.2.1.3 Tránsito de avenida histórica del huracán Alex

Para el evento del huracán Alex, se transitó la avenida histórica provocada, obteniendo los siguientes resultados, en la Figura IV-4.

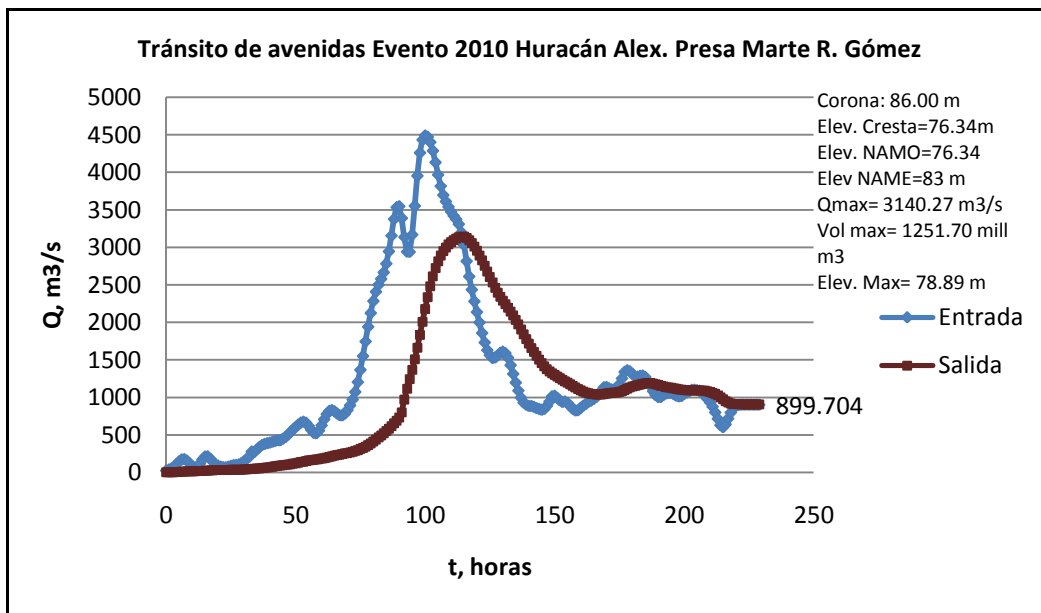


Figura IV-4. Tránsito de la avenida del evento Alex. Marte R. Gómez

### IV.2.2 Comparación de las condiciones finales después de los tránsitos con cada política de operación

En la Tabla IV-4 se muestra el resumen de los resultados de los tránsitos de cada avenida por la presa Marte R. Gómez, en condiciones de descarga libre.

**Tabla IV-4. Comparativa de condiciones en el embalse para cada avenida.**

<b>Para la presa Marte R. Gómez. Descargas Libres.</b>				
Elev. Corona =	86.00	m		
Bordo libre =	3.00	m		
NAME =	83.00	m		
Elev cresta =	76.34	m		

Condiciones	Unidades	Tipo de Avenida		
		Tr= 10 000	Tr= 100	Histórica
<b>NAMO</b>	m	76.34	76.34	76.34
<b>Q<sub>max</sub> descar</b>	m <sup>3</sup> /s	12428.00	5724.75	3140.27
<b>Vol. Almac max</b>	mill m <sup>3</sup>	2350.00	1532.20	1251.70
<b>Elevación max</b>	m	82.81	80.05	78.89
<b>Bordo Libre</b>	m	3.19	5.95	7.11

Para las avenidas transitadas, se observan condiciones de elevación máxima que no superan el NAME. La más extrema, que es la avenida que se generó con un periodo de retorno de 10 000 años, mantiene una elevación máxima de 82.81 msnm, quedando 0.19 m por debajo del NAME, se tiene un mayor margen de seguridad para el caso de la avenida con periodo de retorno de 100 años. Cabe destacar que un evento de magnitudes similares a la que presento en huracán Alex, la política de descarga libre funciona correctamente sin requerimiento de agujas, pues el nivel máximo alcanzado se ubicó 4.11 m por debajo del NAME.

### IV.3 Presa El Cuchillo

Se realizó el tránsito de la avenida con periodo de retorno de 10 000 y 100 años, y la avenida histórica del huracán Alex, para dos casos, uno con descarga libre y otro con descargas controladas.

Para realizar el tránsito de avenidas se consideraron algunos puntos interpolados de la curva elevaciones-capacidades (Tabla IV-5 y Figura IV-5). Dichos puntos correspondieron a los almacenamientos reportados durante la operación del Huracán Alex en un informe de la CONAGUA. Para el gasto descargado se consideró un vertedor con descarga libre y cresta ancha y con las características y datos proporcionados en la Tabla IV-6.

Tabla IV-5. Curva elevaciones-capacidades. El Cuchillo

Elevación [m]	Capacidad [mill de m <sup>3</sup> ]
128	0
130	0.111
132	0.775
134	2.305
136	4.772
138	8.234
140	13.053
142	20.527
144	35.164
146	63.025
148	108.242
150	171.425
152	252.729
154	355.720
156	486.078
158	648.439
160	844.823
162	1075.972
164	1345.523
166	1661.367
168	2033.866
170	2465.626

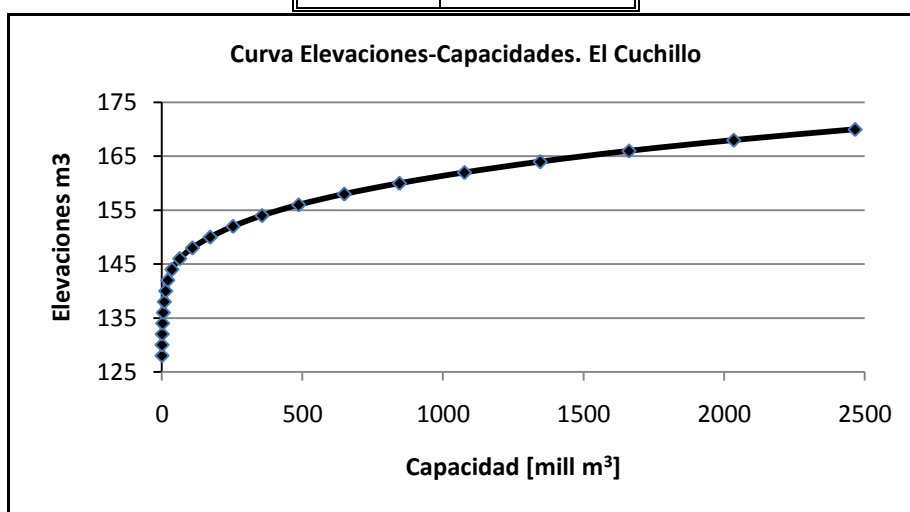


Figura IV-5. Curva elevaciones-capacidades. El Cuchillo

Las características de la obra de excedencias, se muestran en la Tabla IV-6.

**Tabla IV-6. Consideraciones para la descarga por el vertedor. El Cuchillo**

Datos	Cantidad	Unidad
Longitud del vertedor	90	m
Cd (propuesto)	1.7	m
$Q = CdLh^{3/2}$		
Elevación de cresta	151.75	m
NAMO	162.35	m
NAME	166.66	m

La curva elevaciones-capacidades-descargas empleada finalmente para la realización del tránsito de la avenida es la de la Tabla IV-7. Se observa que en este caso si existen descargas desde el nivel del NAMO con la ley de descargas libres, debido a que la cresta vertedora, se encuentra por debajo de este nivel.

**Tabla IV-7. Curva elevaciones-capacidades-descargas (libres). El Cuchillo**

Elevación [m]	Almacenamiento [mill de m <sup>3</sup> ]	Q [m <sup>3</sup> /s]
162.25	1112.36	5205.65
162.4	1132.57	5317.60
164.09	1366.00	6632.30
165.09	1525.55	7454.61
165.86	1626.62	8109.27
166.08	1666.95	8299.67
166.17	1683.72	8377.98
166.32	1711.65	8509.04
166.35	1717.24	8535.34
166.72	1784.29	8857.00
169.58	2392.21	11523.00
172.38	3000.00	14336.41

### IV.3.1 Tránsitos de avenidas con descargas libres

A continuación se presentan los tránsitos de las avenidas correspondientes a descargas libres, por la presa El Cuchillo.

### IV.3.1.1 Tránsito de avenida con $Tr= 10\ 000$ años

La Avenida de la Figura III-23, expresada en forma horaria, fue transitada, considerando la elevación inicial al NAMO (162.35 msnm) con los resultados presentados en forma gráfica en la Figura IV-6. Con la consideración antes mencionada, de descargar un gasto igual al que entra, hasta el tiempo de pico.

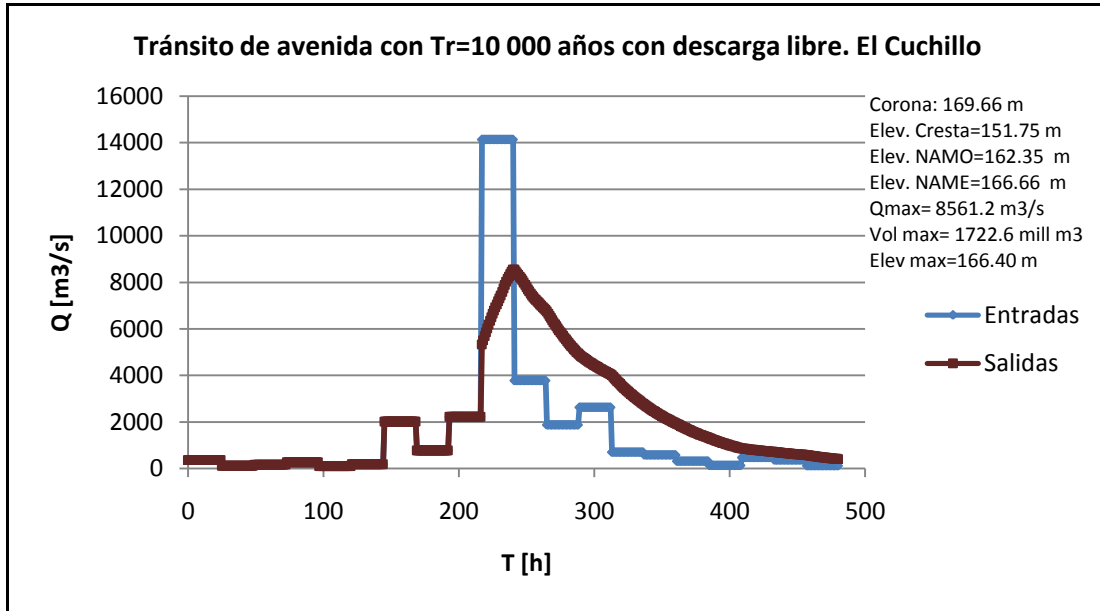


Figura IV-6. Tránsito de la avenida para un  $Tr= 10, 000$  años. El Cuchillo

### IV.3.1.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años

Para el caso de la avenida de diseño con un periodo de retorno de 100 años (Figura III-19), el tránsito correspondiente arrojó lo mostrado en la Figura IV-7.

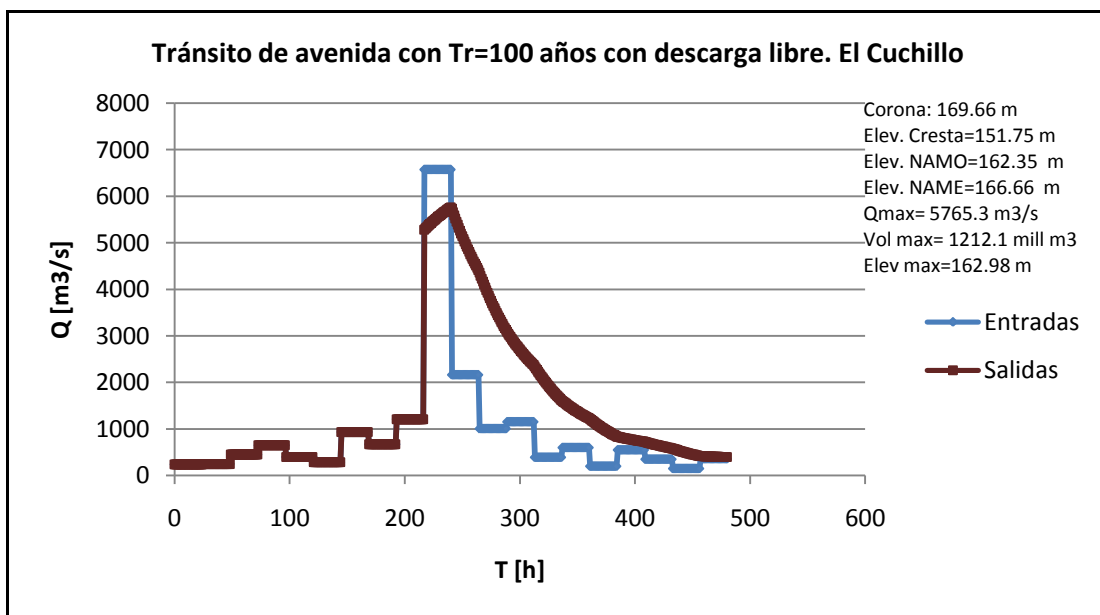


Figura IV-7. Tránsito de la avenida para un  $Tr= 100$  años. El Cuchillo

### IV.3.1.3 Tránsito de avenida histórica del evento de huracán Alex

Así mismo la avenida histórica de huracán Alex, implicó unas condiciones finales mostradas en la Figura IV-8.

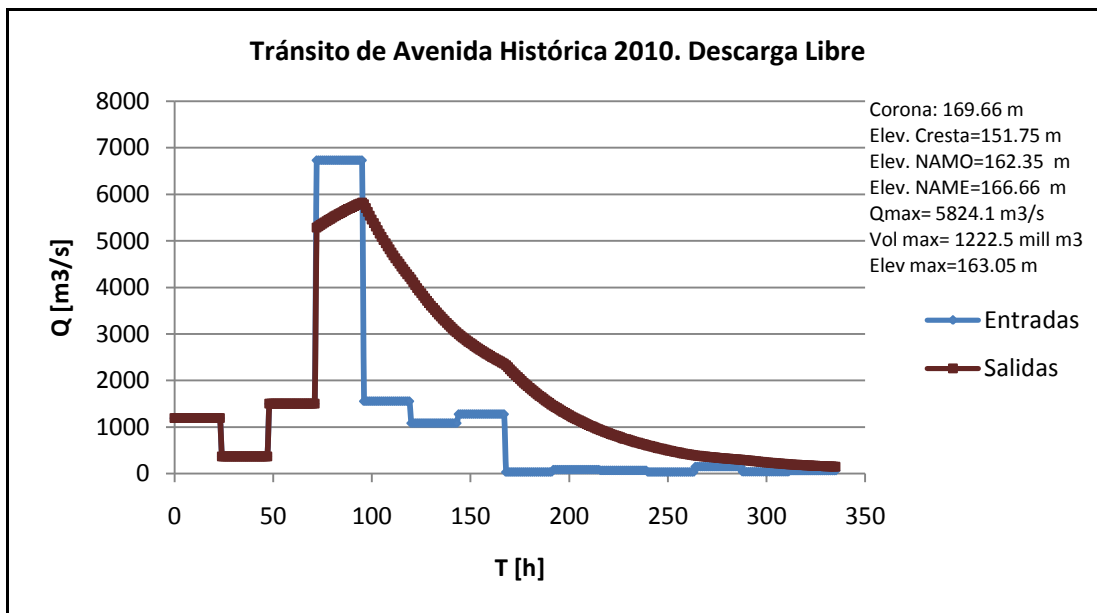


Figura IV-8. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo



### IV.3.1.4 Comparación de las condiciones finales después de los tránsitos con descargas libres

En la Tabla IV-8 se comparan los resultados de los tránsitos de las 3 avenidas a través el vaso de la presa El Cuchillo, con descarga libre.

**Tabla IV-8. Comparativa de condiciones en el embalse para cada avenida.**

<b>Para la presa El Cuchillo. Descargas Libres</b>				
Elev Corona =	169.66	m		
Bordo libre =	3.00	m		
NAME =	166.66	m		
Elev cresta =	151.75	m		

Condiciones	Unidades	Tipo de Avenida		
		Tr= 10000	Tr= 100	Histórica
<b>NAMO</b>	m	162.35	162.35	162.35
<b>Q<sub>max</sub> descar</b>	m <sup>3</sup> /s	8561.20	5765.30	5824.10
<b>Vol. Almac<sub>max</sub></b>	mill m <sup>3</sup>	1722.60	1212.10	1222.50
<b>Elevación<sub>max</sub></b>	m	166.40	162.98	163.05
<b>Bordo Libre</b>	m	3.26	6.68	6.61

Se obtiene que los tránsitos para descargas libres, presentan una elevación máxima adecuada debido a que no se rebasaría el NAME de la presa, además de que los gastos también se mantienen dentro de las capacidades de la obra de excedencias.

### IV.3.2 Tránsitos de avenidas con políticas de descargas controladas

#### IV.3.2.1 Política controlada 1

Se tomó como política de inicio la presentada en un estudio anterior hecho por el Instituto de Ingeniería, sobre el Evento del Huracán Alex para la CONAGUA (Tabla IV-9).

Tabla IV-9. Política de operación 1. El Cuchillo

NAMO= 162.35 m.s.n.m

Elevación m.s.n.m	Capacidades mill m <sup>3</sup>	Descargas m <sup>3</sup> /s
162.25	1112.36	500
162.40	1132.57	501
164.09	1366.00	1500
165.09	1525.55	1501
165.86	1626.62	2500
166.08	1666.95	2501
166.17	1683.72	3500
166.32	1711.65	3501
166.35	1717.24	4500
166.72	1784.29	8857
169.58	2392.21	11523

Estas son descargas libres

#### IV.3.2.1.1 Tránsito de avenida con Tr=10 000 años

El tránsito bajo dicha ley de descargas se presenta en la Figura IV-9.

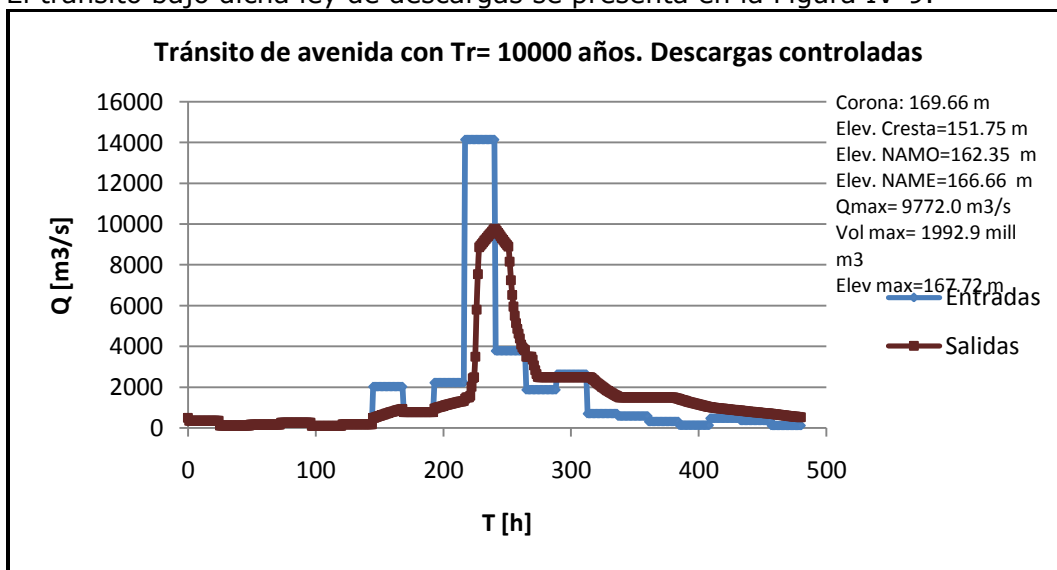


Figura IV-9. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

### IV.3.2.1.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años

Las condiciones de esta avenida con la política 1 se presentan en la Figura IV-10.

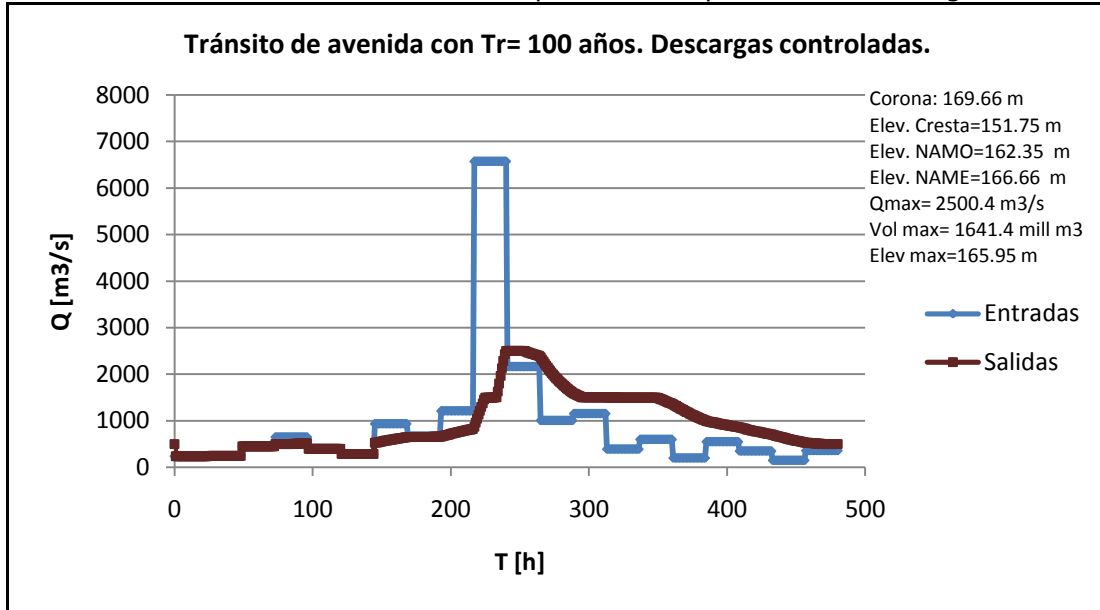


Figura IV-10. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

### IV.3.2.1.3 Tránsito de avenida histórica del evento Alex

La avenida presentada en el 2010 tiene un comportamiento como el siguiente, al ser transitada.

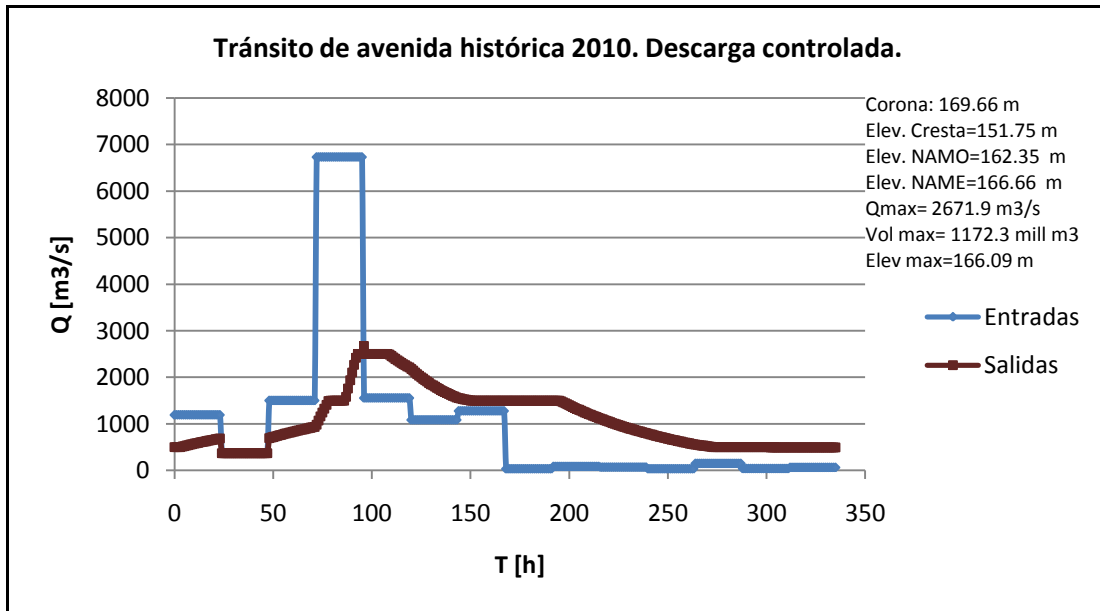


Figura IV-11. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

Esta ley de descargas, funciona adecuadamente sólo para los casos de las últimas dos avenidas, pero con un evento de magnitudes más grandes, como lo es la avenida con periodo de retorno de 10 000 años, se pone en riesgo la seguridad, debido al rebase del NAME de la presa.

### IV.3.2.2 Política controlada 2

Se disminuyen las primeras 5 elevaciones 2 metros, manteniendo las descargas iguales. Además de que al disminuir los niveles, se deben modificar los almacenamientos correspondientes (Tabla IV-10).

**Tabla IV-10. Política de operación 2. El Cuchillo**

NAMO= 162.35 m.s.n.m.

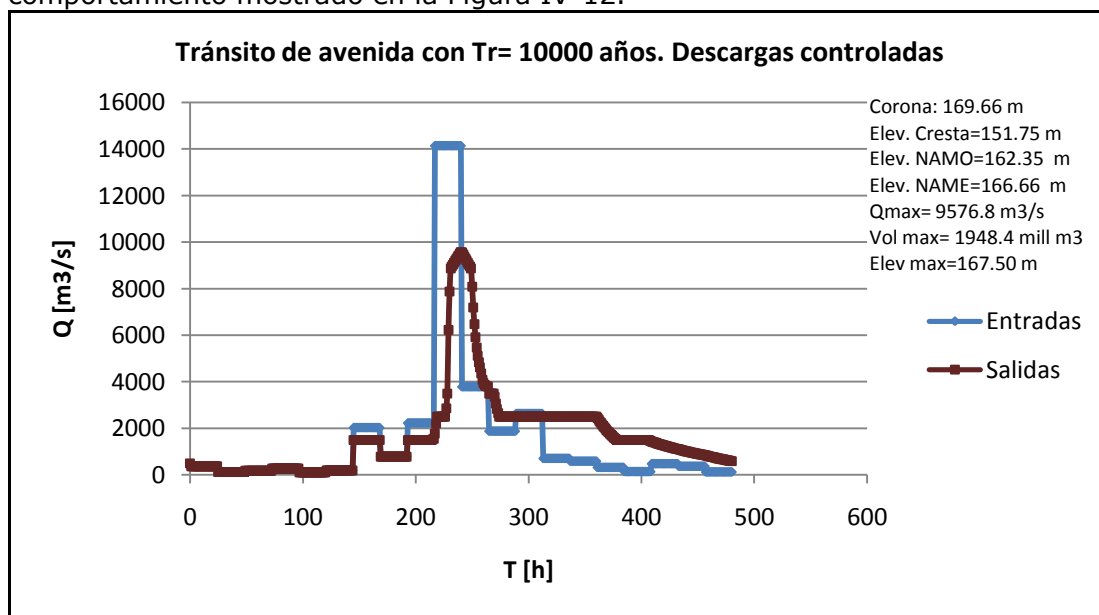
Elevación m.s.n.m	Capacidades mill m <sup>3</sup>	Descargas m <sup>3</sup> /s
160.25	873.09	500
160.4	890.43	501
162.09	1088.49	1500
163.09	1223.27	1501
163.86	1327.05	2500
166.08	1666.95	2501
166.17	1683.72	3500
166.32	1711.65	3501
166.35	1717.24	4500
166.72	1784.29	8857
169.58	2392.21	11523

Se disminuyen estas elevaciones 2 metros, respecto a la política 1, manteniendo las descargas iguales, se modifica el almacenamiento.

Estas son descargas libres

#### IV.3.2.2.1 Tránsito de avenida con Tr=10 000 años

Para la avenida más crítica, la de 10 000 años, con la política 2, se tiene el comportamiento mostrado en la Figura IV-12.



**Figura IV-12. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo**

### IV.3.2.2.2 Tránsito de avenida con $Tr= 100$ años

Así mismo en el caso de la avenida de 100 años, se presentan las siguientes condiciones (Figura IV-13).

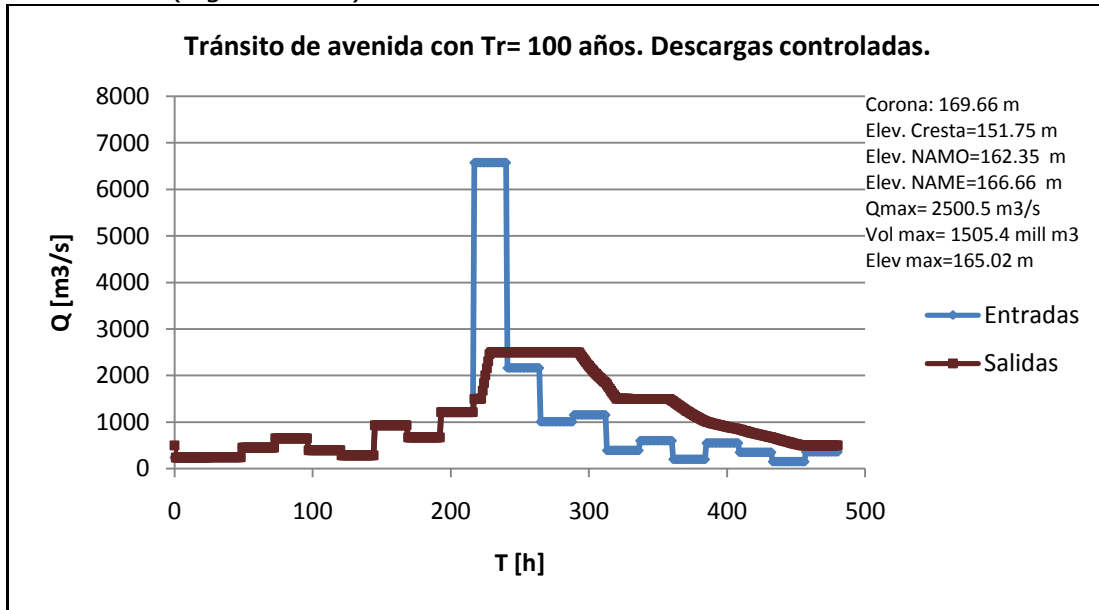


Figura IV-13. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

### IV.3.2.2.3 Tránsito de avenida histórica del evento Alex

Los resultados del tránsito de la creciente debida al huracán Alex, se presnetan en la Figura IV-14.

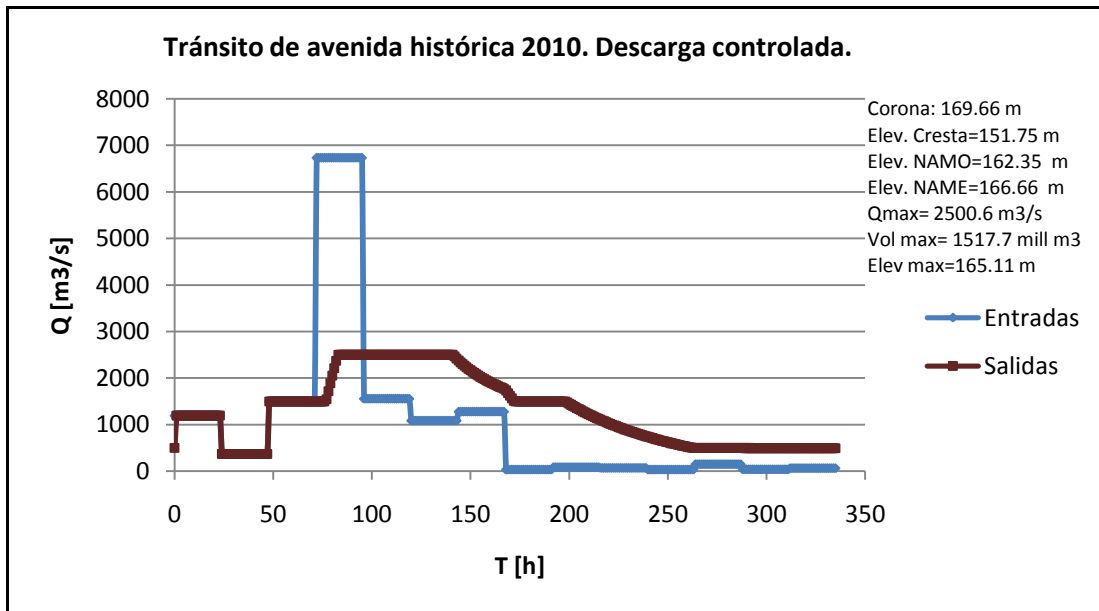


Figura IV-14. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

Después del análisis con esta política, se mantienen las condiciones desfavorables para la avenida de 10 000 años.

### IV.3.2.3 Política controlada 3

Se disminuye el NAMO un metro, manteniendo las condiciones de la política 2 (Tabla IV-11).

**Tabla IV-11. Política de operación 3. El Cuchillo**

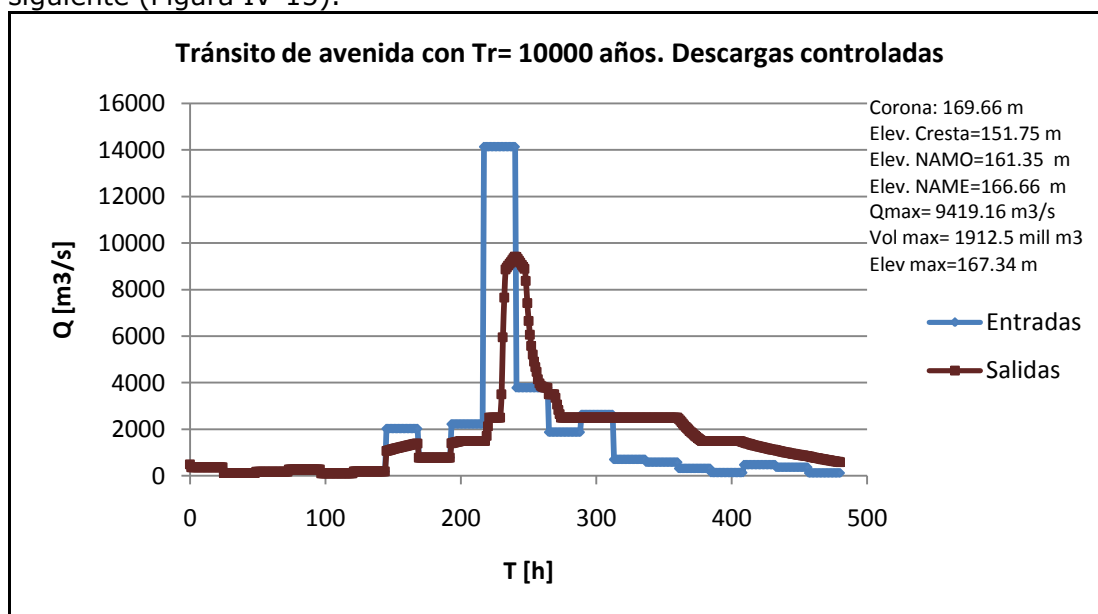
Elevación m.s.n.m	Capacidades mill m <sup>3</sup>	Descargas m <sup>3</sup> /s
160.25	873.09	500
160.4	890.43	501
162.09	1088.49	1500
163.09	1223.27	1501
163.86	1327.05	2500
166.08	1666.95	2501
166.17	1683.72	3500
166.32	1711.65	3501
166.35	1717.24	4500
166.72	1784.29	8857
169.58	2392.21	11523

NAMO= 161.35 m.s.n.m.

Mismas condiciones de Elevación - Capacidades - Descargas, que en la política 2.

#### IV.3.2.3.1 Tránsito de avenida con Tr=10 000 años

Al aplicar la política 3, el resultado del tránsito de la avenida de 10 000 fue el siguiente (Figura IV-15).



**Figura IV-15. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo**

### IV.3.2.3.2 Avenida con Tr= 100 años

Para el caso de la avenida de 100 años, se tiene lo mostrado en la Figura V-16.

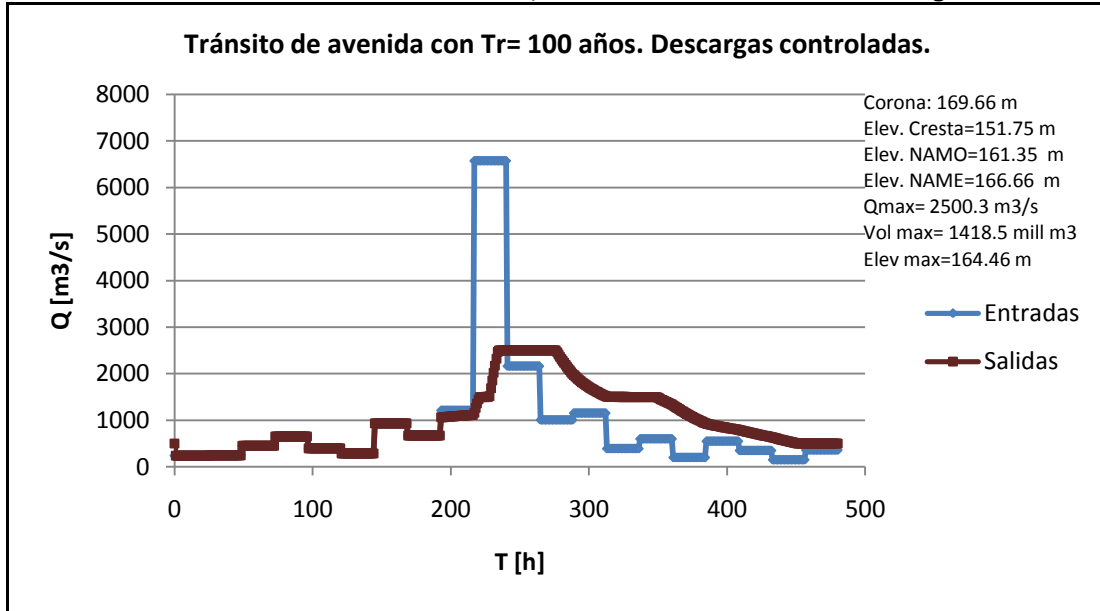


Figura IV-16. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

### IV.3.2.3.3 Avenida histórica del evento Alex

El evento de huracán Alex, se presenta transitado a continuación (Figura IV-17).

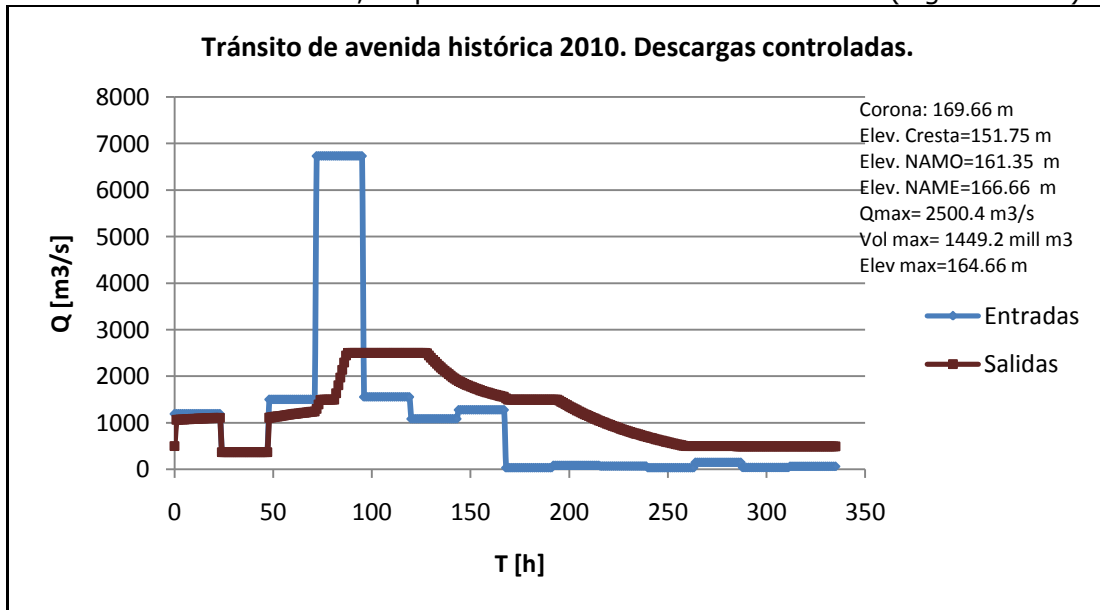


Figura IV-17. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

### IV.3.2.4 Política controlada 4

Se vuelve a disminuir el NAMO un metro, respecto a la política 3. Se aumentan las descargas, incluyendo las dos últimas que dejan de ser descargas libres, además de que se disminuyen las últimas 6 elevaciones un metro, respecto a la política 3 (Tabla IV-12).

Tabla IV-12. Política de operación 4. El Cuchillo

Elevación m.s.n.m	Capacidades mill m <sup>3</sup>	Descargas m <sup>3</sup> /s
160.25	873.09	700
160.40	890.43	701
162.09	1088.49	1700
163.09	1223.27	1701
163.86	1327.05	2900
165.08	1515.43	2901
165.17	1529.65	3900
165.32	1553.33	3901
165.35	1558.07	5500
165.72	1616.50	8500
168.58	2159.05	11300

NAMO= 160.35 m.s.n.m

El NAMO se bajó en total 2 metros, respecto a la política 1.

Se mantienen estas elevaciones de la política 3, pero se aumentan las descargas.

Estas elevaciones se disminuyen 1 metro, se aumentan las descargas, incluyendo las 2 últimas, que dejan de ser descargas libres.

#### IV.3.2.4.1 Avenida con Tr=10 000 años

Con la implementación de la política anterior, las condiciones que se derivaron del tránsito de la avenida de 10 000 años es el mostrado en la Figura IV-18.

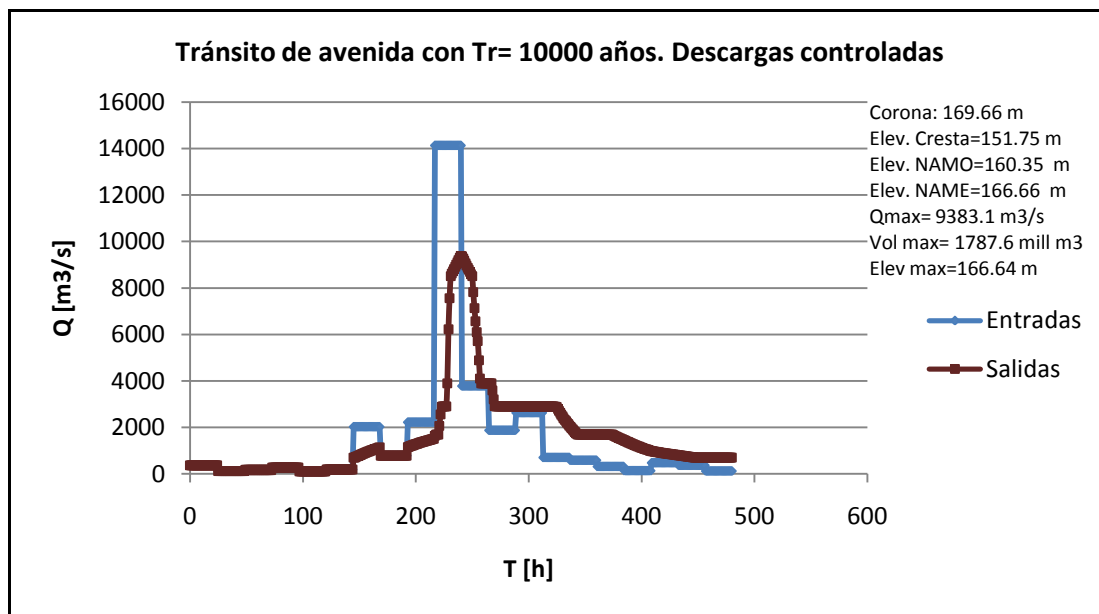


Figura IV-18. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo.



#### IV.3.2.4.2 Tránsito de avenida con Tr= 100 años

Para la avenida con periodo de retorno de 100 años, se presentan las siguientes condiciones después del tránsito (Figura VI-19).

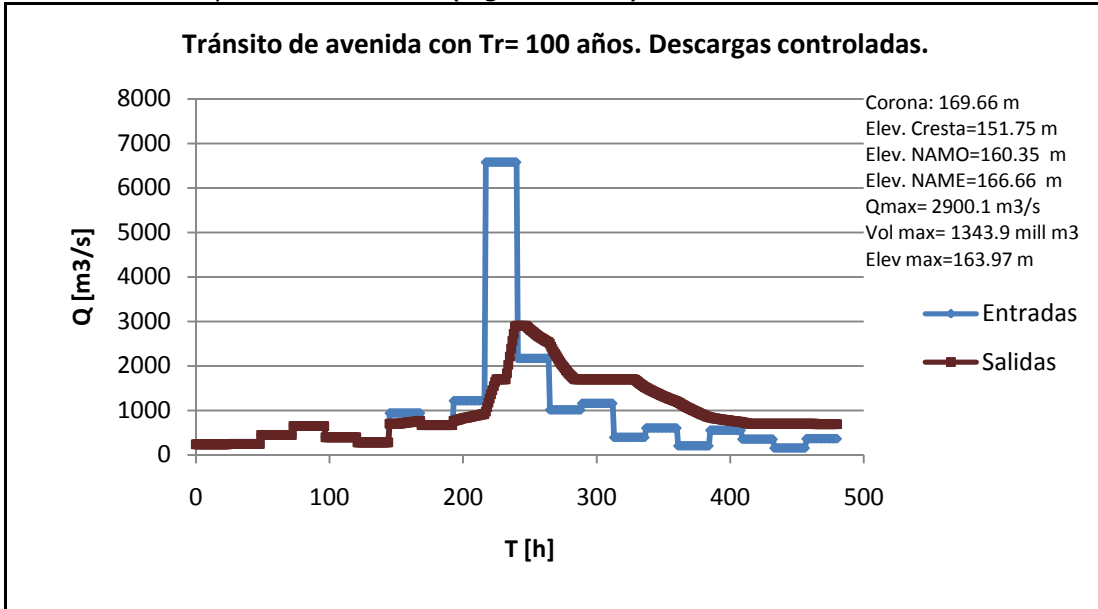


Figura IV-19. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

#### IV.3.2.4.3 Tránsito de avenida histórica del evento Alex

De igual manera, para la crecida provocada por el evento de huracán Alex.

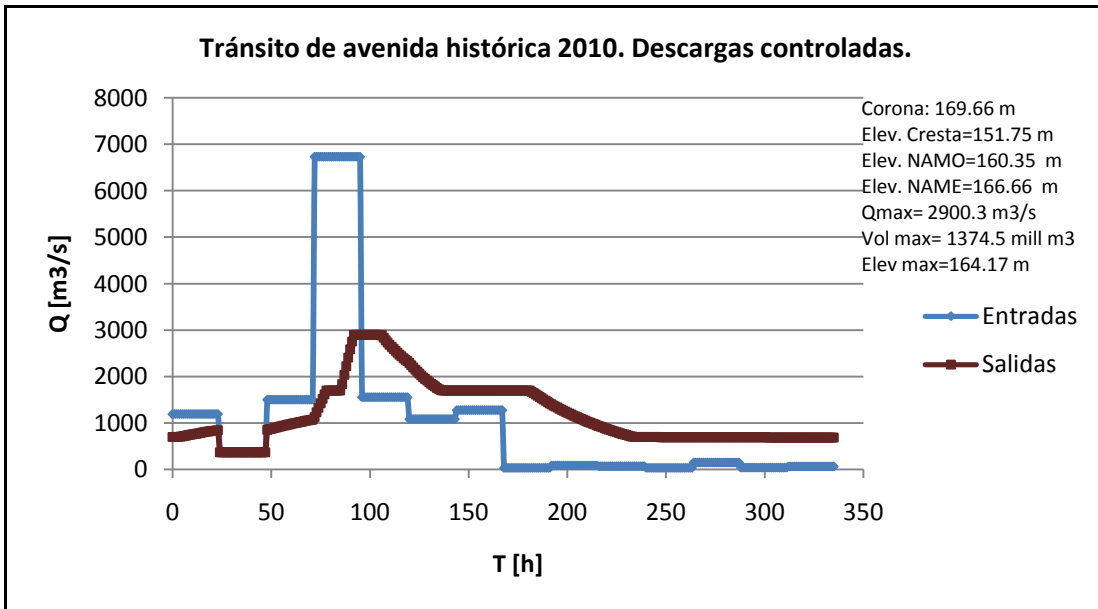


Figura IV-20. Tránsito de la avenida del evento Alex. El Cuchillo

Finalmente con la política 4 se alcanzaron condiciones del embalse aceptables en cuanto a elevaciones máximas y gastos máximos descargados, para las 3 avenidas.

### IV.3.3 Comparación de las condiciones finales después de los tránsitos con cada política de operación

En las tablas IV-13 a IV-15, se muestra la evolución de los tránsitos de las avenidas al ir aplicando cada una de las políticas, hasta llegar hasta ésta última política. Se presenta la comparación entre los niveles máximos alcanzados, gastos descargados y volúmenes almacenados.

**Tabla IV-13. Comparación de condiciones finales de la avenida de 10 000 años, con cada política**

Para la Avenida de diseño con Tr= 10 000 años						
Elev Corona =	169.66	m				
Bordo libre =	3.00	m				
NAME =	166.66	m				
Elev cresta =	151.75	m				

Condiciones	Unidades	Descarga Libre	Política de operación			
			Política 1	Política 2	Política 3	Política 4
<b>NAMO</b>	m	162.35	162.35	162.35	161.35	160.35
<b>Q<sub>max</sub> descar</b>	m <sup>3</sup> /s	8561.2	9772.00	9576.80	9419.20	9383.10
<b>Vol. Almac max</b>	mill m <sup>3</sup>	1722.6	1992.90	1948.40	1912.50	1787.60
<b>Elevación max</b>	m	166.4	167.72	167.50	167.34	166.64
<b>Bordo Libre</b>	m	3.26	1.94	2.16	2.32	3.02

**Tabla IV-14. Comparación de condiciones finales de la avenida de 100 años, con cada política**

Para la Avenida de diseño con Tr=100 años						
Elev Corona =	169.66	m				
Bordo libre =	3.00	m				
NAME =	166.66	m				
Elev cresta =	151.75	m				

Condiciones	Unidades	Descarga Libre	Política de operación			
			Política 1	Política 2	Política 3	Política 4
<b>NAMO</b>	m	162.35	162.35	162.35	161.35	160.35
<b>Q<sub>max</sub> descar</b>	m <sup>3</sup> /s	5765.3	2500.40	2500.50	2500.30	2900.10
<b>Vol. Almac max</b>	mill m <sup>3</sup>	1212.1	1641.40	1505.40	1418.50	1343.90
<b>Elevación max</b>	m	162.98	165.95	165.02	164.46	163.97
<b>Bordo Libre</b>	m	3.26	3.71	4.64	5.20	5.69

**Tabla IV-15. Comparación de condiciones finales de la avenida histórica del huracán Alex, con cada política**

<b>Para la Avenida causada por Huracán Alex</b>						
Elev Corona=	169.66	m				
Bordo libre=	3.00	m				
NAME=	166.66	m				
Elev cresta=	151.75	m				

Condiciones	Unidades	Descarga Libre	Política de operación			
			Política 1	Política 2	Política 3	Política 4
<b>NAMO</b>	m	162.35	162.35	162.35	161.35	160.35
<b>Q<sub>max</sub> descar</b>	m <sup>3</sup> /s	5824.10	2671.90	2500.60	2500.40	2900.30
<b>Vol. Almac max</b>	mill m <sup>3</sup>	1222.50	1172.30	1517.70	1449.20	1374.50
<b>Elevación max</b>	m	163.05	166.09	165.11	164.66	164.17
<b>Bordo Libre</b>	m	6.61	3.57	4.55	5.00	5.49

Al observar los resultados en las Tablas IV-13 a IV-15, para el caso de la avenida más desfavorable de periodo de retorno de 10 000 años, se obtuvo una elevación máxima aceptable con la política 4, la cual logró disminuir el nivel máximo respecto a la política 1 en 1.08 m, con lo que queda debajo del NAME. Para la avenida de periodo de retorno de 100 años, con la política 1, se satisfacen correctamente las condiciones de seguridad, al igual que con la avenida ocurrida a causa del huracán Alex, ambas mantienen sus niveles, por debajo del NAME con al política 1. Cabe señalar que la segunda avenida implicó una mayor elevación que la provocada por la avenida de periodo de retorno de 100 años, lo que nos indica lo extremo de la creciente provocada por Alex.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo, se detallan a continuación.

En cuanto al método elegido, para la obtención de las avenidas de diseño (Método de Instituto de Ingeniería), el inconveniente que se presentó, fue al desagregar los gastos individuales, en alguna ocasión llevaron a gastos individuales negativos, situación que se corrigió extendiendo la avenida en esa porción del hidrograma.

Otra situación que vale la pena resaltar, es la implicación de los eventos ciclónicos en la obtención de los gastos medios máximos. Por ejemplo para la duración de un día en los registros de ambas presas, se tienen los gastos mayores en los años 1967, 1974, 1978, 1988 y 2010, los cuales justamente coinciden con los años en que se presentaron huracanes. Estos valores mayores, tienen una clara influencia en la magnitud del pico de la avenida de diseño, pues son valores que llegan a ser 3 ó 4 veces mayores que el promedio del resto de los registros, disparando así, el máximo que se presenta para un día, que influye directamente con el pico de la avenida, esto se ve más claramente en las avenidas de la presa El Cuchillo en la cual, el pico está más distante que el resto de los valores. Para la presa Marte R. Gómez es menos abrupto este cambio en el pico de la avenida.

Para la presa Marte R. Gómez se puede afirmar que las condiciones de seguridad de la obra no se verían amenazadas, en caso de una avenida tan importante como la que se presentó a causa del huracán Alex, ya que los niveles descargando libremente se encuentran debajo de NAME, aun con una avenida mayor como la propuesta para un periodo de retorno de 10 000 años. No obstante, como se ha mencionado, la variabilidad en cuanto a ocurrencia y magnitud de los fenómenos ciclónicos, supone que se deban en algún momento, llevar a cabo acciones para seguir manteniendo la seguridad de la presa, tal vez la implementación de agujas, que ayuden a elevar la capacidad de regulación.

En el caso de la presa El Cuchillo tenemos que, para una descarga libre, las condiciones de seguridad nunca se ven rebasadas para ninguna de las avenidas analizadas. Para el caso de tener descargas controladas se presenta el riesgo del rebase del NAME por 1.06 m con la política 1, para la avenida de 10 000 años. Aunque para la avenida de periodo de retorno de 100 años, esta política 1 cumple satisfactoriamente los requerimientos de seguridad, quedando prácticamente 71 cm por debajo del NAME. Con una avenida similar a la alcanzada por el huracán Alex, el NAME queda más cercano a tan sólo 57 cm.

---

1.- Se concluye que la política 4 puede ser una buena opción en caso de una avenida importante como la que se determinó para un periodo de retorno de 10 000 años ya que deja sólo un poco por debajo del NAME el nivel máximo que alcanzaría una avenida de esa magnitud. Pero hay que señalar, que esta política implica la disminución del NAMO 2 metros, lo que lleva a tener en cuenta que el nivel de conservación, antes de una avenida de tal magnitud, debe estar a los 160.35 msnm.

2.- Este último aspecto, la disminución del NAMO, fue lo que ayudó en gran medida a conseguir que las elevaciones máximas alcanzadas, tanto por la avenida de 10 000 años como la histórica, se ubicaran más en el rango de seguridad, ya que con la política 1, incluso la avenida histórica quedaba cerca de los niveles críticos del vaso.

3.- Todo lo anterior nos lleva a la conclusión más relevante, que fue parte de los objetivos de este trabajo, visualizar lo importante que resulta el llevar a cabo un estudio minucioso de las condiciones de operación de una presa, después de que ha ocurrido un evento de magnitudes históricas, como fue el caso del huracán Alex, ya que se puede llegar a cuestiones que tal vez no se hubieran podido ver sin una actualización de avenidas, como en este caso fue, el visualizar que una buena propuesta es la de disminuir el NAMO, ya que con esto, si se pudiera implementar en la realidad dicha sugerencia, permitiría tener mayor certeza de la seguridad en caso de un evento de mayor escala que el presentado en el año 2010.

La recomendación para el caso específico de las dos presas analizadas, son que:

1. Los resultados de este trabajo puedan recuperarse y ser útiles para los organismos operadores, en especial para el caso de la presa El Cuchillo (con una política como la 4), pues el hecho de actualizar las avenidas de diseño, además de realizar el tránsito de las mismas significa garantizar la seguridad de la población cercana a la presa, en este caso China N.L.
  2. Se pone a consideración de personal experto en la materia la disminución un poco más del NAMO, para tener un margen de seguridad mayor, o en su defecto tener la previsión de que cuando se esperen grandes crecientes, las aguas de la presa se encuentren un poco por debajo del NAMO establecido.
  3. Para Marte R. Gómez, tal vez valdría la pena, proponer un cambio en las extracciones, que mantenga el nivel del embalse un poco más por debajo, para tener un mayor margen de regulación hasta antes del NAMO, en caso de una creciente. Pero dichas descargas, tendrían que ser consideradas en la el comportamiento del Río Bravo, aguas abajo, pues Marte R. Gómez es el último vaso regulador en el río San Juan, y la presa internacional Falcón en el río Bravo, pero se encuentra aguas arriba de la desembocadura del río San Juan, lo que implicaría un latente riesgo el aumento de las extracciones, para las ciudades de Camargo, Reynosa y Matamoros, que son las que se encuentran aguas abajo del río Bravo.
-

4. La recomendación para los organismos operadores, no solo de éstas sino de todas las presas de regulación, es el no escatimar en recursos y tiempo para llevar a cabo este tipo de estudios, porque en un caso extremo podría ser la única herramienta que se tenga para prever y evitar desastres.
  
  5. Queda de manifiesto la importancia que adquiere el continuar realizando este tipo de pruebas de políticas de operación, para llegar a una que sea adecuada para cada presa en lo que implica el manejo de las crecientes que al paso de los años se vuelven más caudalosas.
-

## Bibliografía

1. Alvarado Cuadra, Antonio J. (1993), "Cálculo de Avenidas de Diseño para Vertedores de Presas de Almacenamiento. Aplicación a la Presa Peñitas", Tesis Maestría, DEPMI, UNAM, México.
  2. Aparicio, M. J.(2008) "*Fundamentos de Hidrología de Superficie*". Limusa. México.
  3. Arganis Maritza, De Luna Faustino, Domínguez Ramón (2011) "Políticas de operación en condiciones de excedente del sistema de presas de la cuenca del Río Bravo". Informe para CONAGUA. UNAM. México.
  4. CONAGUA (2011) Anuario "Estadísticas del Agua en México". Edición 2011. CNA. SEMARNAT.
  5. CONAGUA (2009). "Ciclones tropicales que impactaron México de 1970-2008". Subgerencias de pronóstico meteorológico.
  6. CONAGUA, SEMARNAP (1997). Presas de México, 1982-1994, Volumen II. México.
  7. Domínguez, Ramón. Arganis Maritza, Carrizosa Eliseo, Fuentes Guadalupe, Echeverri Carlos (2007). "Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva". Informe Final para CFE. Proyecto 6327. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.
  8. Domínguez M.R., Mendoza R. R., Alvarado C. A., Márquez L. E. (1993) "*Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva*". Informe para CFE. Proyecto 2307. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.
  9. De Groot, Morris H. Probabilidad y estadística. 2ª Ed (1988). Addison-Wesley Iberoamericana, EUA
  10. Devore, Jay L. (2006). Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias. 6ª Ed. Thompson. México.
  11. Jiménez, Martín (1993). Manual de operación de programa AX.exe (ajuste de funciones de distribución de probabilidad). Coordinación de investigación, Riesgos Hidrometeorológicos. CENAPRED. México.
  12. Larson, Harold J (1995). Introducción a la teoría de la probabilidad e inferencia estadística. Limusa. México.
  13. Manual de Obras Civiles de CFE. Capítulo Análisis Estadístico. Hidrotecnia. Instituto de Ingeniería. UNAM.
  14. Meyer, Paul L. (1992) Probabilidad y aplicaciones estadísticas. Addison-Wesley Iberoamericana, EUA.
  15. Sotelo Ávila, Gilberto (1999) "*Hidráulica General*". Limusa-Noriega México.
-

16. Vázquez Conde, Ma. Teresa (1995), "*Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*", Tesis Maestría, DEPTI, UNAM, México.
17. Vazquez Ma. Teresa, Jimenez Martin, Dominguez Ramon, Fuentes Oscar. (1996). Cuaderno de Investigación, N° 28. "Avenidas de Diseño para Presas de Gran Capacidad". CENAPRED. México.
18. Zarate Diego. (2004). "Vertedores tipo abanico y transversales". Tesis Licenciatura. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Instituto Politécnico Nacional. México.

#### Referencias electrónicas

19. [virtual.cocef.org/Estudios\\_Mexico/.../cap2.2-3\(2-inun-hel-graniz\).pdf](http://virtual.cocef.org/Estudios_Mexico/.../cap2.2-3(2-inun-hel-graniz).pdf) (21 Abril 2011)
  20. [www.azull.com/Azull\\_Conociendo\\_Mexico/Azull\\_C...](http://www.azull.com/Azull_Conociendo_Mexico/Azull_C...) (14 marzo 2011)
  21. [www.enlineadirecta.info/fotos/presa-marte-R\\_Gomez.jpg](http://www.enlineadirecta.info/fotos/presa-marte-R_Gomez.jpg) (22 marzo 2011)
  22. <http://impreso.milenio.com/media/imagecache/Principal/2011/01/22/mty-met-3.jpg> (22 enero 2011)
  23. <http://www.cenapred.gob.mx/es/Investigacion/RHidrometeorologicos/FenomenosMeteorologicos/CiclonesTropicales/> (29 enero 2011)
  24. <http://smn.cna.gob.mx/ciclones/historia/ciclones1970-2008> (6 febrero 2011)
-



ANEXOS

Anexo 1. Gastos Medios Diarios. Presa Marte R. Gómez

Año	Mes	Día																																	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31			
1967	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.7	0.0	0.0	42.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
1967	2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	1.9	6.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
1967	3	0.3	0.3	0.3	0.4	1.7	1.9	1.7	1.3	1.2	1.2	1.4	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	5.9	85.0	76.3	51.3	20.3	12.5	8.9	7.1	5.8			
1967	4	5.2	5.0	4.3	4.2	4.2	3.9	3.5	2.9	2.7	2.1	2.1	2.1	1.5	1.4	1.4	1.6	3.5	1.7	1.6	1.1	1.0	0.8	0.7	0.7	49.5	200.1	63.8	32.3	14.1	0.0	0.0			
1967	5	66.0	5.0	4.9	4.5	3.9	3.5	3.4	3.4	3.2	2.8	2.3	1.7	1.4	24.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.0	1.0	0.9	0.8	0.6	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3		
1967	6	90.1	113.5	140.9	52.5	13.6	9.2	4.6	2.8	1.9	1.6	1.1	1.1	0.9	1.1	1.0	0.9	0.9	0.8	0.7	0.3	0.3	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1967	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.2	0.1	21.5	0.0	9.2	5.0	3.6	3.0	1.8	0.9	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	
1967	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1967	9	148.2	121.9	105.7	129.6	192.3	143.9	108.9	95.1	83.5	75.4	76.8	66.3	62.2	59.4	57.4	63.0	59.8	83.7	153.7	258	1406	3916	6698.8	976.0	1569	1257	940.3	981.8	938.0	551	539	248		
1967	10	309	271.5	346.4	319.4	355.8	262.0	254.0	310.3	252.8	218.7	199.7	188.8	182.1	172.0	189.9	161.9	150.8	152.3	150.4	144.2	139.3	135.1	131.7	129.9	126.7	122.8	121.1	117.7	113.8	111.2	108.8			
1967	11	107.0	105.8	102.1	102.0	127.8	151.0	128.3	129.4	113.7	108.2	105.4	103.9	115.4	103.8	97.1	90.6	89.2	86.4	84.6	84.6	83.6	81.8	81.8	80.7	77.6	76.1	73.6	73.4	74.7	71.7	70.0			
1967	12	73.2	69.7	67.8	67.6	65.2	70.6	65.0	65.2	67.6	65.8	59.6	55.2	55.0	54.8	54.2	53.2	49.9	48.4	48.3	48.3	48.1	44.3	40.7	36.9	36.7	36.7	36.4	32.8	39.7	32.5	35.8			
1968	1	34.9	35.5	35.1	41.3	31.5	37.9	47.3	50.6	34.7	36.6	47.9	39.6	31.1	28.8	28.0	28.0	28.0	31.1	27.0	26.6	26.5	26.5	25.7	25.5	25.1	24.6	24.6	24.1	24.1	24.1	24.1			
1968	2	22.9	22.3	22.1	21.3	21.1	20.3	19.6	18.9	17.7	26.9	17.3	18.0	65.4	18.7	17.7	26.9	22.5	18.2	17.4	17.5	19.1	18.4	18.2	17.3	16.4	15.5	15.3	14.7	14.5					
1968	3	13.7	13.0	26.1	24.2	19.6	17.3	19.7	19.2	18.7	17.7	16.7	14.9	13.4	12.9	12.9	12.9	13.0	13.7	13.0	12.5	12.1	11.8	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4
1968	4	14.0	10.6	10.6	10.6	10.6	10.3	10.1	9.7	30.1	33.9	33.6	19.8	15.5	14.5	14.2	13.7	13.4	13.4	14.4	163.0	17.7	28.3	26.1	16.3	13.5	12.2	14.9	35.0	24.7	39.3	0.0			
1968	5	26.6	23.1	16.2	20.5	15.5	21.3	16.6	20.4	108.0	165.0	28.0	17.2	14.5	15.4	12.5	11.8	11.3	11.5	82.6	25.3	50.5	30.4	19.0	14.3	12.9	12.2	11.4	18.0	12.2	12.5	10.5	10.6		
1968	6	10.6	19.5	37.5	25.8	16.6	13.4	12.0	10.3	9.8	9.4	9.1	8.9	8.6	8.3	7.5	6.9	33.8	6.4	12.9	72.6	31.9	66.4	82.3	54.9	76.0	33.0	49.0	28.1	19.2	15.3	0.0			
1968	7	25.0	37.7	47.6	20.7	69.6	75.4	41.5	35.7	41.5	58.0	152.9	144.8	101.3	54.6	41.6	33.5	31.4	23.9	18.1	16.2	14.8	13.7	12.7	11.4	9.7	9.6	10.0	10.9	10.7	23.3	34.0			
1968	8	14.2	11.9	25.9	33.6	23.3	22.0	19.8	18.0	14.9	11.9	10.4	9.5	8.6	8.1	7.6	7.5	7.2	6.7	6.0	5.5	5.6	7.4	6.3	5.2	74.3	9.0	11.4	23.1	19.9	13.7	26.0			
1968	9	164.0	162.7	118.7	89.5	88.5	108.5	199.5	190.8	175.3	150.0	342.8	216.8	144.3	109.4	93.9	84.2	74.9	65.5	58.9	51.7	47.9	44.1	40.7	42.8	34.1	40.7	52.4	43.4	41.1	41.0	41.0			
1968	10	40.1	88.9	84.7	79.1	96.5	80.1	66.6	71.2	95.7	57.3	170.0	141.7	101.2	87.5	76.3	66.0	72.2	204.2	183.6	150.2	79.5	71.6	76.4	94.7	70.0	67.8	67.7	56.7	58.7	54.8	50.7			
1968	11	47.5	44.7	44.5	43.3	41.5	39.7	42.2	34.8	34.7	34.7	33.4	30.9	30.2	30.9	29.3	27.7	26.9	25.8	24.3	22.5	24.1	25.0	23.6	22.2	22.0	21.6	20.9	20.2	26.3	0.0				
1968	12	20.5	22.3	21.7	20.9	20.2	20.2	20.2	20.1	19.1	17.4	18.6	19.0	17.3	16.7	16.6	16.1	15.5	15.0	15.9	16.4	14.5	14.4	14.1	15.9	16.0	15.3	14.4	14.0	13.5	12.8	12.5			
1969	1	11.7	33.6	12.1	12.8	13.8	14.3	13.5	12.5	12.5	11.6	10.6	10.1	10.0	9.6	10.0	10.1	10.1	7.2	9.5	8.1	7.5	7.6	7.2	7.2	6.9	6.6	6.4	6.2	5.9	14.9	7.7			
1969	2	5.6	5.3	4.8	4.4	4.6	4.7	4.7	4.6	4.4	4.2	3.9	3.5	21.1	3.4	3.5	11.6	6.8	7.1	7.2	2.5	2.5	2.5	2.9	2.8	2.6	2.8	2.5	2.7						
1969	3	3.4	2.5	2.5	2.6	2.1	2.0	1.9	1.6	1.6	1.9	1.1	2.5	2.4	2.1	2.9	2.5	2.5	2.2	1.9	1.8	1.8	2.0	2.3	2.5	2.4	1.9	1.7	1.6	2.0	1.9	1.9			
1969	4	1.7	1.6	1.6	2.0	3.5	3.3	4.1	11.9	9.1	7.5	7.3	6.9	6.2	5.8	5.4	5.4	5.1	4.7	4.4	4.1	3.8	3.5	3.1	3.1	2.9	2.8	2.2	1.8	0.0					
1969	5	1.7	1.7	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	6.2	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	
1969	6	1.4	1.6	1.4	1.3	1.1	1.1	1.0	0.8	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
1969	7	1.7	1.4	1.3	1.1	1.1	1.1	1.0	0.8	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
1969	8	1.6	1.4	1.3	1.1	1.1	1.1	1.0	0.8	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
1969	9	113.6	102.8	76.3	38.7	30.5	23.0	28.3	62.7	46.3	33.2	91.6	29.1	29.9	159.9	73.0	44.5	36.9	44.6	78.7	169.1	124.9	133.7	172.9	187.6	153.0	141.4	107.2	88.6	78.5	60.0	0.0			
1969	10	51.2	46.1	41.0	35.6	55.0	169.3	133.2	151.5	91.7	62.1	46.3	42.2	47.7	134.6	74.7	46.9	41.2	53.6	127.1	57.1	43.3	37.9	34.2	34.7	105.5	88.5	106.4	127.0	138.9	187.8	118.1			
1969	11	95.5	80.7	71.8	61.8	53.6	49.1	46.2	43.6	41.4	38.8	37.5	36.2	34.7	33.7	33.0	31.9	31.3	30.1	28.9	27.5	27.9	27.9	26.0	26.7	34.3	35.9	49.1	32.1	56.1	41.8	0.0			
1969	12	39.2	62.5	42.5	39.2	34.0	33.3	32.1	30.8	30.7	31.0	30.3	30.2	29.5	29.5	29.4	28.6	28.0	27.2	27.2	27.1	26.5	26.4	26.4	26.7	25.7	25.6	25.6	24.9	24.8	33.6	24.1	23.4		
1970	1	23.3	22.7	22.6	69.4	21.8	21.1	20.7	32.6	27.3	23.4	20.3	20.3	37.2	20.0	28.7	22.7	19.3	18.8	17.9	16.8	21.6	15.1	13.7	13.1	13.1	13.8	11.9	11.8	10.7	9.5	8.2			
1970	2	9.6	9.2	8.8	8.4	7.9	7.1	7.1	10.0	6.7	4.9	14.2	23.2	17.7	14.7	12.5	11.8	10.3	9.7	13.1	22.3	8.4	38.8	23.5	10.7	11.8	11.2	11.0	8.7						
1970	3	8.0	7.6	8.9	10.3	9.8	18.5	11.7	10.3	10.0	9.1	8.1	8.6	8.4	8.0	7.6	7.5	6.8	6.7	6.4	6.1	6.1	6.1	5.8	5.7	5.4	5.3	4.7	3.9	3.8	3.2	2.9			
1970	4	2.3	2.1	1.9	1.9	1.9	2.1	1.9	1.9	1.7	57.5	4.5	38.4	22.0	11.6	7.9	7.0	6.2	5.6	5.0	4.4	3.6	3.5	3.2	3.1	3.0	2.9	2.9	2.9	2.5	2.3	0.0			

**Anexo 1. Gastos Medios Diarios. Presa Marte R. Gómez (Continuación)**

1975	8	21.7	21.2	20.7	19.8	24.5	48.7	880.1	77.1	189.2	148.6	119.7	129.0	77.7	60.4	49.0	40.9	35.2	30.5	28.9	28.2	28.3	26.8	23.9	22.6	21.2	20.6	21.3	25.4	22.2	25.0	144.3				
1975	9	242	557	348.3	149.7	105.4	90.1	138.2	100.8	168.3	175.1	208.9	168.4	128.3	243	218.4	189.7	117.9	102.3	79.8	69.1	77.2	83.7	440.1	191.4	124.1	104.9	88.9	77.3	69.1	64.0	0.0				
1975	10	58.2	56.4	56.9	53.8	45.1	41.4	39.3	37.9	42.5	31.0	28.9	28.8	27.0	71.7	24.0	23.0	21.5	20.0	18.6	17.4	17.1	17.2	18.5	48.4	22.6	17.2	17.2	17.2	17.3	19.0	0.0				
1975	11	30.2	30.9	32.1	31.2	29.4	25.9	22.9	21.4	21.4	20.6	19.2	18.7	17.9	18.0	18.7	18.4	18.0	16.8	16.7	16.6	15.8	16.3	16.3	15.8	15.5	15.6	15.5	15.2	14.5	14.4	0.0	0.0			
1975	12	13.8	14.2	14.2	14.2	14.3	13.7	13.7	13.6	13.6	13.9	13.9	13.7	13.9	13.7	13.5	12.1	12.0	12.1	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	15.8	11.9	10.6	10.5	10.5	10.5	10.6	11.9	0.0			
1976	1	12.0	11.6	11.9	11.9	13.4	15.1	12.2	12.1	12.3	12.2	11.7	11.8	11.6	11.0	12.5	11.6	12.0	12.1	12.4	13.3	11.4	11.5	11.5	11.2	10.3	10.2	9.8	10.2	9.6	8.4	11.2	0.0			
1976	2	7.3	6.9	6.7	6.7	6.1	5.9	5.1	3.5	2.3	2.2	1.9	1.8	1.2	1.1	0.8	0.7	0.6	0.8	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.0			
1976	3	0.6	0.6	0.6	0.5	0.6	2.9	7.5	3.6	0.5	0.7	0.7	0.6	1.5	5.2	3.8	0.8	0.9	1.2	1.5	1.4	1.4	1.9	14.8	9.6	1.7	1.5	1.4	2.2	1.2	1.4	1.0	0.0			
1976	4	0.9	0.9	0.9	0.9	16.8	11.7	48.6	16.9	13.7	7.5	5.5	5.3	8.1	4.9	8.0	5.2	4.7	6.5	4.9	2.5	2.1	1.7	1.4	1.3	30.2	1.2	1.1	0.9	0.9	16.4	0.0	0.0			
1976	5	5.1	6.0	5.3	4.2	2.1	1.0	0.9	1.0	4.1	2.9	1.8	1.9	1.9	1.2	0.7	1.2	2.2	2.9	7.9	7.4	5.2	3.5	1.9	1.2	10.3	10.9	10.8	10.0	9.3	7.5	5.3	0.0			
1976	6	23.7	31.9	17.5	10.3	10.0	6.2	3.7	2.8	2.2	2.2	1.7	1.5	1.5	1.1	1.1	0.8	43.4	62.8	18.9	14.5	9.1	8.1	5.6	3.3	17.6	22.1	9.5	12.9	6.8	0.0	0.0	0.0			
1976	7	6.5	5.3	4.2	3.6	42.0	370.3	379.5	464.7	1004	705	732.9	425	244	173.8	134.1	119.0	109.7	99.1	88.9	82.5	74.3	69.2	67.8	71.9	85.3	66.9	65.5	59.5	52.4	48.8	44.5	0.0			
1976	8	42.4	40.7	36.4	35.6	31.0	49.5	38.8	34.6	30.6	27.0	23.6	22.1	19.4	18.1	17.6	17.0	25.1	23.2	52.5	31.4	43.7	41.0	43.3	41.0	35.9	55.1	29.6	32.8	64.7	43.6	0.0	0.0			
1976	9	34.7	30.7	28.0	25.1	24.1	23.4	20.3	17.4	19.4	43.2	87.0	29.9	20.9	41.3	88.8	56.2	65.8	57.3	364.1	139.3	90.1	117.4	98.4	82.2	70.2	103.9	87.9	65.8	98.1	230.0	0.0	0.0			
1976	10	141.5	127.8	110.5	94.8	127.1	87.7	73.0	63.0	61.4	61.1	59.7	55.1	53.0	49.0	47.1	45.9	47.6	44.3	41.7	40.4	38.3	35.8	33.1	32.6	31.9	34.2	29.3	46.7	124.8	104.1	68.5	55.6	0.0		
1976	11	52.1	49.0	48.5	42.8	41.1	37.8	37.8	38.1	40.4	39.3	37.9	37.2	50.2	45.3	40.6	44.3	73.8	208.3	217.3	168.5	130.6	113.0	102.1	114.9	106.8	92.1	88.0	109.4	129.4	117.8	0.0	0.0			
1976	12	100.5	91.2	80.6	81.4	94.4	83.9	77.8	74.3	75.3	73.5	71.4	70.0	90.9	84.4	76.3	72.5	71.8	69.9	68.3	67.2	65.4	68.0	70.0	70.4	69.0	64.1	64.1	60.7	60.3	59.8	57.4	0.0			
1977	1	56.5	78.5	57.1	56.9	55.8	60.0	56.3	55.0	54.5	52.7	53.4	63.9	57.7	55.4	50.0	45.6	45.0	44.0	43.8	41.7	39.5	39.3	37.5	37.1	37.4	36.5	35.4	34.4	34.2	36.4	39.8	0.0	0.0		
1977	2	44.1	42.0	35.9	35.8	35.2	35.4	35.1	37.3	45.0	67.3	50.5	48.9	47.1	46.0	44.7	44.9	44.8	44.9	44.8	43.6	43.3	42.5	42.8	42.5	41.3	40.9	40.1	40.1	40.1	40.1	40.1	40.1	0.0		
1977	3	39.2	23.3	22.0	21.7	21.1	21.1	21.0	20.5	20.4	19.6	19.2	19.2	19.1	19.2	19.0	18.7	18.2	17.7	17.6	17.0	16.6	14.8	13.8	13.2	12.7	12.0	11.6	12.0	10.9	10.8	0.0	0.0			
1977	4	10.6	10.2	10.3	10.0	10.2	9.9	8.8	8.1	8.0	8.1	8.2	8.6	8.7	8.7	16.9	41.7	90.4	15.9	11.4	14.1	9.8	8.0	7.5	8.2	9.9	8.8	7.4	7.2	7.2	9.5	0.0	0.0			
1977	5	8.7	8.0	7.4	6.5	6.4	5.6	5.4	4.7	5.7	4.8	4.5	4.6	4.7	5.4	15.4	12.2	10.3	8.1	6.9	6.6	6.7	8.6	184.3	60.6	14.5	12.0	10.2	8.9	8.1	7.4	5.7	0.0			
1977	6	5.1	4.4	3.7	3.6	2.8	3.2	4.1	3.1	2.5	1.6	1.5	2.6	1.1	1.5	33.8	7.6	4.4	3.2	2.1	1.1	1.0	3.5	11.2	2.2	0.8	0.8	1.1	1.2	1.2	1.0	0.0	0.0			
1977	7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0.6	0.7	0.7	0.6	0.6	0.4	0.4	0.4	0.6	0.7	1.7	0.9	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	0.7	0.8	0.0	0.0			
1977	8	0.9	0.7	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.4	1.3	0.5	0.4	0.3	0.5	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.0		
1977	9	25.2	106.3	1378	791.4	196.9	130.0	105.9	126.1	96.0	82.6	76.1	69.2	64.9	71.8	80.6	60.1	57.4	51.2	45.3	43.9	42.2	38.8	34.1	28.6	26.5	24.8	24.1	20.8	20.6	18.9	0.0	0.0			
1977	10	17.7	15.6	16.0	130.1	172.9	101.5	69.5	45.0	49.2	46.6	42.9	46.5	40.4	38.1	35.3	34.0	33.8	32.5	31.1	28.8	28.6	28.8	32.3	66.7	72.7	45.6	36.1	35.3	32.5	31.3	31.1	0.0	0.0		
1977	11	31.1	30.9	30.4	29.6	27.3	26.7	26.5	24.7	23.8	23.7	22.6	22.1	22.3	22.2	22.2	22.2	21.5	21.4	21.4	20.9	20.2	20.5	20.6	20.7	20.3	20.3	18.3	17.8	17.5	17.1	0.0	0.0			
1977	12	17.9	17.7	17.6	17.8	17.9	16.9	16.8	16.7	16.9	19.8	20.0	21.8	18.3	17.0	15.4	14.3	14.3	14.3	14.4	14.5	14.8	14.6	14.6	14.5	14.4	14.5	14.5	14.5	14.3	13.5	13.4	0.0	0.0		
1978	1	13.4	19.0	16.2	13.9	13.9	13.4	12.9	12.7	12.6	12.8	12.9	13.0	12.8	12.4	12.4	10.9	33.3	21.7	10.2	10.8	15.8	12.7	6.3	4.7	4.8	4.8	4.5	4.2	9.9	2.7	0.0	0.0			
1978	2	3.1	2.0	7.5	4.0	4.4	3.7	4.0	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.2	4.3	4.2	5.2	4.2	4.2	4.2	4.1	3.9	3.9	3.7	3.2	3.2	3.2	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	0.0		
1978	3	2.0	1.1	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.9	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	0.0	
1978	4	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.3	1.3	1.3	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.0
1978	5	0.7	0.5	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1978	6	4.8	4.1	118.2	133.4	154.1	67.9	54.5	43.0	16.7	14.0	13.4	12.8	9.3	4.6	3.9	6.2	2.6	2.1	1.9	1.9	1.9	2.3	2.0	1.2	1.9	1.2	1.0	0.9	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1978	7	0.9	0.7	0.7	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.2	0.1	0.6	0.9	0.4	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1978	8	58.1	65.5	22.9	11.6	8.0	6.9	5.9	3.2	0.8	0.7	0.5	0.5	1.7	6.2	9.4	4.3	2.4	1.6	0.8	0.5	4.3	2.3	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.0
1978	9	339	142.0	82.6	55.1	62.9	171.8	201.7	141.7	345.3	246	1166.2	941.5	233	140.9	94.3	82.3	77.1	73.5	66.8	60.9	58.0	76.6	408.6	322	219.1	1187.0	1025	1754	738	347	0.0	0.0	0.0	0.0	
1978	10	263	226	202.0	220	401.2	339.8	882.5	1364.8	817.2	426	282.7	241	213.8	212.3	228.1	188.9	172.8	163.8	158.2	154.3	153.0	152.3	148.1	139.5	140.0	137.0	185.8	195.1	186.1	136.7	134.1	0.0	0.0		
1978	11	129.6	125.0	131.5	123.9	121.6	122.7	118.8	115.5	114.1	109.7	107.8	104.5	102.6	101.8	104.3	101.4	98.1	97.2	104.5	100.7	102.1	94.5	96.4	96.9	98.0	97.8	95.2	94.8	93.8	95.3	0.0	0.0	0.0	0.0	
1978	12	91.6	90.8	87.2	85.3	82.0	81.1																													

Anexo 1. Gastos Medios Diarios. Presa Marte R. Gómez (Continuación)

1984	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.3	10.7	7.3	3.6	3.4	3.0	2.9	3.2	4.6	88.2	82.1	47.1	24.9	15.2	14.8	12.0	10.9	11.0	9.7	9.5	8.2	8.4	8.6	10.0		
1984	6	10.1	7.8	7.6	7.7	40.3	30.0	77.8	37.4	20.0	15.7	12.5	10.5	9.9	10.1	9.8	9.7	9.5	8.2	8.1	8.2	7.8	7.0	6.6	6.3	4.7	4.7	4.6	4.6	4.6	5.0		
1984	7	7.7	69.0	34.5	22.7	96.3	6.0	5.3	5.3	4.8	4.8	5.2	43.3	21.8	12.1	9.3	7.2	5.9	5.3	5.3	5.3	5.0	4.8	8.9	108.5	37.9	13.5	9.3	8.1	18.0	50.0		
1984	8	49.9	17.4	10.9	9.8	9.7	8.7	8.5	7.3	8.1	13.9	11.6	9.1	6.8	6.0	74.0	51.0	34.6	33.4	23.5	10.9	10.1	9.3	15.0	19.8	11.9	9.5	9.3	7.8	8.0	7.6		
1984	9	5.5	5.2	12.5	59.5	223.6	218.9	164.7	146.9	124.7	112.7	96.6	86.9	77.4	67.6	66.9	123.7	189.2	198.1	161.2	131.2	127.0	127.0	112.8	120.7	112.8	115.0	83.4	112.4	180.9	179.4	0.0	
1984	10	110.2	108.9	104.5	96.3	90.2	89.4	88.7	85.1	76.3	73.6	73.4	73.2	70.6	62.3	59.9	67.3	66.6	67.0	66.0	64.0	61.3	59.3	58.5	60.3	56.2	63.0	52.3	51.0	50.9	50.4	51.8	
1984	11	49.4	48.2	81.9	48.1	48.1	47.2	46.5	46.4	47.1	44.0	43.8	43.7	43.5	44.7	44.5	44.2	44.1	43.6	37.3	38.8	40.6	40.3	36.6	36.3	36.2	35.6	32.7	31.7	31.6	34.8	0.0	
1984	12	34.4	34.4	34.7	79.2	42.8	37.0	35.0	34.8	34.4	34.3	34.2	33.7	32.6	29.1	19.0	9.2	8.9	8.3	8.2	8.2	8.2	8.2	10.8	8.2	8.2	21.8	7.5	9.4	6.8	6.8	6.8	
1985	1	6.8	28.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.3	6.0	6.0	12.6	7.7	10.1	6.0	16.6	6.0	6.0	6.0	5.8	6.1	6.3	5.9	6.1	23.9	7.2	7.6	7.7	6.5		
1985	2	6.7	6.8	7.5	9.0	6.7	6.9	6.9	6.5	6.5	6.6	6.6	6.4	5.9	5.5	5.4	5.4	5.3	4.7	4.6	4.7	4.6	4.4	4.2	4.2	4.0	3.2	34.4	12.5				
1985	3	5.4	3.1	3.1	3.4	3.1	5.7	3.4	2.6	2.6	2.6	2.6	2.5	4.5	48.3	66.9	60.0	51.0	45.4	38.6	37.7	36.6	35.3	34.1	34.1	34.2	35.0	34.2	33.8	32.4	30.7	30.7	
1985	4	30.9	30.7	30.6	29.6	29.6	29.6	29.6	66.3	81.9	40.6	44.2	34.2	28.8	65.7	57.2	46.5	39.6	32.6	29.2	27.1	25.2	22.7	19.9	18.9	38.4	31.7	26.2	44.7	20.9	19.9	0.0	
1985	5	20.9	38.8	53.4	30.8	27.5	25.6	20.0	16.9	16.4	13.3	12.7	8.9	8.7	8.7	52.7	72.5	5.9	56.5	79.2	59.9	26.5	21.4	15.0	39.0	75.5	55.9	58.5	33.8	28.3	23.4	22.5	
1985	6	16.4	15.5	9.4	9.0	9.0	9.0	8.9	6.8	6.7	6.7	6.7	9.9	129.9	68.5	31.6	9.0	9.0	9.4	65.9	126.6	52.2	67.0	72.0	64.5	56.5	49.4	45.5	50.0	55.7	60.3	0.0	
1985	7	68.8	60.4	52.0	102.7	41.4	39.9	38.0	30.8	23.3	16.3	16.0	15.8	11.1	11.1	10.8	8.3	7.3	6.7	6.2	6.2	6.2	5.2	5.2	22.6	27.6	15.6	7.7	7.2	6.0	5.7		
1985	8	6.0	5.6	5.6	5.2	4.6	2.5	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
1985	9	15.2	9.2	7.4	6.0	5.1	4.2	3.7	4.1	3.7	2.4	2.2	2.2	1.9	5.6	77.0	58.0	38.4	3.4	2.2	1.8	1.7	1.4	1.4	1.2	1.4	1.5	1.5	1.1	25.7	0.0		
1985	10	1.5	2.2	2.1	2.0	2.0	2.0	2.0	1.9	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	
1985	11	31.1	30.8	30.5	27.0	30.8	30.4	30.0	27.9	27.7	27.7	26.6	26.4	25.7	25.4	25.1	25.0	25.1	24.9	23.2	28.9	29.0	43.5	79.7	56.4	53.7	48.7	45.6	42.1	38.3	35.9	35.7	
1985	12	23.1	23.2	24.3	21.2	22.2	23.0	23.0	22.9	22.0	21.6	21.1	20.2	20.8	18.4	18.4	18.3	15.8	18.6	14.6	14.5	14.5	17.3	14.2	14.6	14.5	13.7	13.7	13.7	13.7	13.7	14.2	12.0
1986	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1986	2	0.7	0.7	0.7	12.7	0.8	0.8	0.9	0.9	2.6	0.7	0.7	0.7	3.9	3.7	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	
1986	3	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
1986	4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
1986	5	52.7	66.8	57.0	45.5	31.0	18.7	15.1	15.9	53.9	14.9	12.4	10.0	8.5	7.1	7.3	6.2	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	
1986	6	135.8	46.5	369.7	411.1	265.4	49.7	17.2	11.8	106.7	12.9	13.0	95.2	133.0	118.4	40.4	20.8	15.2	13.1	14.0	17.8	14.3	16.5	36.4	50.8	41.6	26.5	20.5	16.7	14.1	11.9	0.0	
1986	7	9.9	9.1	8.8	8.0	7.3	6.7	6.3	6.2	6.1	6.2	6.9	9.4	6.3	5.6	5.3	5.6	5.5	5.4	5.3	5.3	5.2	5.2	4.7	3.4	3.2	3.1	3.0	2.9	2.9	2.4	2.4	
1986	8	2.0	1.9	1.9	1.9	1.3	0.9	0.8	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
1986	9	0.6	0.6	0.6	18.2	119.5	229.7	91.6	381.4	576.1	601.3	170.5	104.0	80.4	66.3	54.5	48.3	36.9	32.4	28.7	27.1	25.5	22.9	22.5	23.0	24.9	49.5	28.4	19.7	16.3	0.0		
1986	10	14.1	14.0	14.0	13.2	13.1	13.3	38.9	15.1	23.6	59.1	33.6	34.1	36.3	34.0	30.5	24.6	20.3	19.2	17.7	15.5	15.4	20.6	22.2	17.5	20.7	27.5	28.3	22.1	19.7	19.6	18.3	
1986	11	18.1	18.1	18.0	17.1	17.2	28.1	23.7	21.7	23.3	49.2	24.4	32.2	37.4	24.1	25.2	23.3	23.5	22.6	24.9	25.5	24.9	26.1	25.8	25.6	25.1	24.5	25.0	23.9	23.7	23.0	0.0	
1986	12	23.2	23.2	23.4	22.4	20.1	19.0	16.7	16.2	16.3	15.3	49.5	17.7	14.3	13.4	14.4	13.5	16.4	13.6	13.9	13.9	22.2	23.1	18.8	15.4	16.1	16.1	16.3	16.2	14.7	16.8	46.8	
1987	1	30.8	31.0	31.7	26.0	25.7	25.7	24.5	24.6	24.5	24.5	24.5	21.6	29.5	34.5	21.0	21.4	25.1	25.4	20.8	20.8	36.6	22.4	19.0	18.4	20.0	19.5	19.7	19.5	18.8	17.5	16.2	
1987	2	16.1	16.1	16.1	14.9	15.2	99.5	15.3	14.1	14.0	13.3	13.3	12.5	11.9	11.1	9.7	8.4	8.3	6.9	5.6	18.8	3.3	68.6	68.6	3.3	4.9	80.8	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	
1987	3	3.3	2.1	2.3	2.3	2.2	2.3	2.6	2.8	2.7	2.9	31.2	5.6	3.5	10.8	6.1	3.2	4.5	4.7	4.9	5.4	5.7	5.7	5.7	5.9	5.2	6.6	5.2	5.1	4.6	5.5	4.4	
1987	4	4.3	4.3	4.2	3.2	3.3	108.8	17.5	3.2	3.2	3.2	2.8	2.4	2.5	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	
1987	5	59.9	59.4	59.4	59.4	38.1	103.3	139.9	122.8	88.1	68.3	94.4	59.6	67.1	61.4	56.8	53.0	52.1	54.1	117.1	128.1	76.8	53.4	51.5	51.3	51.9	49.8	49.8	49.8	49.8	49.8		
1987	6	163.9	38.9	39.1	39.1	39.8	45.1	162.4	187.8	191.0	114.6	204	112.7	97.8	83.2	92.5	118.6	144.5	117.3	94.8	83.0	75.4	68.0	60.9	57.8	55.5	53.5	53.4	53.4	53.4	53.4	53.4	
1987	7	52.7	51.6	50.9	48.0	43.3	39.3	35.8	32.9	49.0	57.8	51.8	47.5	43.2	43.7	53.9	38.0	37.4	35.7	35.6	34.6	33.4	32.7	79.7	46.2	73.8	110.7	74.8	47.4	60.2	64.0	55.3	50.0
1987	8	51.4	43.8	41.7	40.6	40.0	38.3	33.3	29.6	29.5	28.5	26.2	23.4	22.5	22.5	23.0	23.2	19.4	18.4	14.5	5.6	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3
1987	9	237	411.2	194.4	115.0	86.4	77.3	67.3	57.3	52.9	48.7	43.7	39.2	36.8	35.2	34.5	34.0	32.9	37.2	41.2	220.1	186.4	196.5	310.8	478.5	116.9	92.3	80.7	74.9	77.2	114.0	0.0	
1987	10	187.1	121.7	93.7	73.3	74.0	69.9	64.8	60.7	58.2	57.2	55.5	50.0	48.9	46.6	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4	44.4
1987	11	36.1	36.1	34.6	33.2	33.1	33.4	33.2	33.3	48.3	31.6	29.6	24.7	24.3	24.0	22.5	22.3																

Anexo 1. Gastos Medios Diarios. Presa Marte R. Gómez (Continuación)

1993	2	2.5	2.5	2.5	2.4	6.3	3.9	2.2	2.0	2.0	2.1	2.3	2.3	2.1	1.9	1.8	1.8	1.7	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	0.8	16.5	1.7	1.7	1.5	1.5			
1993	3	3.7	0.8	0.8	0.8	1.0	1.7	2.0	10.7	1.6	1.8	2.2	49.3	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.1	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.5	1.5				
1993	4	1.5	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.0	14.1	0.9	0.8	0.8	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.6	3.8	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.6	8.6	2.6	2.2	5.0	0.0	0.0				
1993	5	1.4	1.3	1.2	1.3	1.6	1.5	1.4	1.9	1.9	34.4	47.7	57.8	27.1	9.6	3.2	2.4	2.1	1.6	1.2	1.1	1.0	0.9	0.9	19.3	38.4	91.4	120.3	50.2	28.3	22.4	14.6	0.0			
1993	6	8.0	5.3	3.7	2.7	2.5	2.3	2.1	1.8	1.7	1.4	23.3	44.7	34.9	33.4	52.2	67.9	48.4	42.5	50.3	72.4	264.1	257.8	298.1	203.5	150.1	108.6	85.4	102.4	80.8	57.1	0.0	0.0			
1993	7	42.0	33.1	30.3	28.9	27.5	25.5	23.5	24.3	20.8	14.3	12.1	9.5	8.7	7.9	6.9	6.1	5.2	6.4	5.1	4.7	4.5	4.3	3.8	3.6	3.1	2.8	2.6	2.4	2.0	1.6	1.5	0.0			
1993	8	2.8	15.7	5.2	2.1	1.2	0.7	0.4	0.2	0.2	0.4	0.4	0.5	0.6	0.6	0.5	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.7	0.9	0.7	0.6	0.0			
1993	9	0.4	0.3	1.4	3.8	2.1	1.9	133.8	28.8	10.1	6.8	7.0	8.2	5.7	2.8	4.3	5.0	4.2	3.1	2.9	2.9	24.8	50.6	84.5	14.7	9.0	5.8	77.8	106.0	31.0	14.1	0.0	0.0			
1993	10	7.8	6.2	6.1	11.8	14.1	9.3	6.0	5.4	5.5	4.9	4.8	4.5	4.4	4.1	3.9	3.8	3.8	4.0	3.9	3.7	11.5	3.8	3.6	3.2	3.0	2.7	2.6	2.5	2.4	2.4	2.6	0.0			
1993	11	4.9	4.2	6.4	3.6	3.3	3.4	3.8	3.9	3.7	3.6	3.2	4.2	4.8	4.8	4.4	4.2	3.9	3.8	3.6	3.5	3.3	3.3	2.8	2.7	2.7	2.4	2.4	2.3	2.1	2.1	0.0	0.0			
1993	12	2.7	2.6	2.4	2.3	2.1	1.8	1.7	1.5	1.4	1.4	1.4	1.7	1.7	1.6	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.7	1.6	1.6	1.7	1.6	1.7	1.4	1.3	1.2	2.0	2.0	1.6	0.0		
1994	1	1.4	1.5	2.2	1.9	1.6	1.5	1.4	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	26.3	2.0	1.7	1.7	1.3	1.4	1.3	1.2	46.8	61.0	30.7	15.8	11.0	8.8	6.5	5.9	5.4	5.4	5.3	0.0			
1994	2	4.9	4.4	4.6	6.0	5.4	5.2	5.0	4.9	4.6	4.1	3.8	3.5	3.4	3.4	3.3	3.0	2.7	2.6	2.4	2.4	2.6	3.0	2.7	2.6	2.4	2.3	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	0.0			
1994	3	2.3	3.1	2.7	2.6	2.4	2.1	2.0	1.7	1.6	1.3	1.6	1.4	1.3	3.9	1.8	14.7	7.9	6.3	5.7	4.9	4.7	4.2	3.6	3.3	3.1	3.1	3.0	2.9	2.9	2.7	2.5	0.0			
1994	4	2.5	2.9	3.1	3.6	3.4	3.0	2.9	2.8	2.7	2.7	2.5	4.5	2.4	2.6	3.3	2.5	2.8	2.3	2.2	2.1	2.0	2.3	1.8	1.9	2.8	2.4	1.9	2.2	1.5	0.0	0.0				
1994	5	15.7	14	1.3	2.2	1.4	1.6	1.6	2.0	2.3	2.0	1.9	1.6	1.7	5.6	27.0	5.0	3.3	2.5	1.9	1.6	1.6	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	23.3	97.0	13.4	4.4	4.3	0.0			
1994	6	3.0	1.9	7.3	1.5	5.9	6.7	4.6	3.6	3.2	7.1	5.0	2.2	26.6	6.2	4.3	60.6	25.4	4.4	2.5	2.7	2.6	21.2	6.2	2.9	3.6	8.4	4.8	3.0	2.5	2.1	0.0	0.0			
1994	7	1.7	1.3	1.1	1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	21.0	11.0	3.6	3.0	2.2	1.7	1.5	1.2	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.4	0.6	2.7	14.4	123.2	0.0			
1994	8	30.1	15.8	5.9	3.3	2.3	5.9	3.1	1.9	1.3	1.3	2.5	1.6	1.4	1.9	2.8	2.2	1.7	1.3	1.0	1.0	0.9	0.9	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.7	0.7	0.8	0.7	0.8			
1994	9	0.9	0.9	2.7	1.2	1.8	2.2	1.7	1.5	1.6	6.4	3.1	5.2	5.6	3.0	8.8	14.2	19.7	92.8	21.0	11.2	7.5	5.6	4.5	4.3	4.0	3.7	3.5	3.3	3.1	2.9	0.0	0.0			
1994	10	2.7	2.5	2.5	2.5	2.4	2.2	2.2	34.4	11.8	22.0	5.7	3.9	3.2	2.9	2.8	2.8	2.9	2.9	2.9	2.7	2.5	2.5	2.1	2.2	2.4	3.4	2.8	3.6	3.8	3.7	0.0	0.0			
1994	11	3.7	4.0	3.9	3.7	3.6	3.5	3.2	3.1	2.9	2.6	2.3	2.2	2.0	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.6	1.6	1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.7	1.9	2.5	2.5	2.4	0.0	0.0			
1994	12	2.2	2.2	1.8	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.8	0.0		
1995	1	2.3	2.3	2.6	2.3	2.3	2.2	2.0	2.0	2.0	2.0	1.7	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.0		
1995	2	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.7	0.7	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
1995	3	0.0	3.6	0.6	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.0		
1995	4	4.8	1.1	2.5	1.4	25.6	1.4	1.1	1.1	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.3	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.0		
1995	5	1.1	1.4	3.5	3.0	2.6	2.5	2.3	2.3	2.3	1.9	1.7	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	0.0	
1995	6	28.1	7.5	2.8	2.5	2.3	1.9	1.4	1.4	1.4	1.4	97.9	147.8	24.5	9.5	4.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.7	1.6	2.3	2.8	3.5	2.3	2.3	2.3	2.0	2.0	1.7	1.7	0.0	0.0		
1995	7	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	30.2	29.5	16.7	4.5	2.5	2.3	2.0	2.0	1.7	2.3	1.9	1.7	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	0.0	
1995	8	0.7	13.3	1.3	4.2	2.5	2.0	0.9	1.9	1.7	2.3	8.1	117.0	173.6	66.7	19.0	15.4	9.1	5.5	4.5	4.0	4.0	3.3	2.8	2.6	2.5	2.3	5.5	48.5	7.1	5.0	4.5	0.0	0.0		
1995	9	24.5	105.9	45.0	12.6	7.5	5.0	4.5	4.0	3.0	2.8	3.0	2.8	3.0	2.6	2.3	2.3	4.2	4.0	3.3	3.0	2.2	6.0	213.0	64.4	16.0	6.8	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	0.0		
1995	10	2.3	2.3	2.4	3.3	4.2	3.8	2.3	2.5	2.5	2.5	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	0.0	
1995	11	2.3	2.3	2.3	2.3	4.0	2.3	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	0.0
1995	12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	0.0
1996	1	2.0	2.0	2.2	2.3	5.0	64.2	6.7	3.2	2.3	2.3	2.3	2.3	1.7	1.4	1.4	1.4	1.3	1.1	1.1	1.1	1.3	241.6	410.0	394.1	293.8	179.8	7.5	2.7	2.2	2.2	2.2	2.2	0.0		
1996	2	2.0	2.0	1.7	1.7	1.4	1.1	0.8	0.7	0.7	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1996	3	1.0	0.0	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.9	0.8	0.7	0.7	0.6	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.0
1996	4	0.0	0.0	1.3	1.4	1.1	3.3	1.1	1.4	1.4	1.4	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.7	0.7	0.7	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.0
1996	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1996	6	1.4	0.9	15.3	4.2	2.5	2.3	1.5	0.9	0.9	0.9	0.7	0.4	0.4	0.4	0.4	0.0	10.3	4.5	3.8	2.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1996	7	1.1	0.4	0.4	0.8	0.9	0.9	0.7	0.4	0.4	0.4	0.0	10.3	4.5	3.8	2.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1996	8	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	6.8	6.7	1.9	1.4	1.1	1.1	0.9	1.1																			



Anexo 2. Gastos Medios Diarios. Presa El Cuchillo (Continuación)

1966	8	11.0	11.1	10.2	13.5	8.7	5.4	2.5	24.5	25.7	9.4	7.9	8.5	6.2	4.9	3.3	3.1	2.7	1.8	1.2	0.6	0.2	-0.5	-1.3	-2.1	-2.1	207.2	105.8	52.7	36.0	27.7	22.4		
1966	9	19.2	14.1	10.0	9.3	8.4	6.6	12.6	3.0	22.5	43.7	78.4	29.1	21.4	17.2	13.6	10.7	9.8	13.8	32.3	205.6	56.5	34.4	26.0	19.9	19.6	16.5	13.4	9.5	5.5	5.3			
1966	10	6.6	6.0	5.6	5.5	3.4	3.2	5.6	3.8	3.2	15.3	179.4	114.9	63.3	49.5	44.8	36.8	32.5	28.5	26.0	24.7	23.0	20.7	19.0	19.1	44.0	30.0	21.7	19.1	18.1	17.3	16.6		
1966	11	13.8	11.8	11.0	9.9	7.9	6.1	5.6	4.2	4.3	4.1	2.9	2.8	2.3	139.4	124.4	50.1	34.2	23.5	20.5	21.0	17.4	13.0	11.9	10.0	8.7	8.3	7.9	7.1	5.9	6.0			
1966	12	7.6	7.8	7.6	7.2	6.4	6.2	3.5	3.3	2.3	2.1	1.9	1.7	1.3	1.1	1.0	1.0	0.9	0.6	0.7	0.5	0.3	0.2	0.0	0.0	0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.3	-0.3	1.1		
1967	1	2.3	2.4	3.0	2.8	2.0	-2.2	-2.3	-2.4	-2.2	-2.1	-1.9	-2.5	-3.0	-3.0	-3.0	-2.9	-3.2	-3.7	-3.7	-3.5	-3.4	-3.2	-3.2	-3.3	-3.5	-3.5	-3.6	-3.6	-3.7	-3.9	-2.7		
1967	2	1.3	1.7	1.3	1.6	0.4	-3.1	-3.1	-3.1	-3.1	-2.9	-3.4	-4.3	-5.4	-5.6	-7.4	-7.4	-7.3	-7.3	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.5	-7.5	-7.4	-7.5	-7.5	-6.9					
1967	3	-0.8	0.4	0.5	0.7	-1.6	-7.3	-7.3	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.4	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.1	-7.2	-7.5	-7.2	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	
1967	4	-0.2	0.9	1.0	1.0	0.2	-7.1	-7.7	-7.6	-7.6	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	
1967	5	-4.5	-4.5	-4.5	-4.6	-5.1	-7.4	-7.4	-7.4	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	
1967	6	-4.0	-3.8	-4.1	-4.1	-4.4	-7.4	-7.7	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.7	-7.7	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	
1967	7	-3.5	-2.4	-2.4	-2.8	-2.8	-2.8	-5.2	-5.2	-5.3	-5.3	-5.2	-5.1	11.5	18.8	-2.4	-4.6	-4.8	-4.9	-5.0	-5.1	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	
1967	8	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.1	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	-5.3	
1967	9	106.5	87.1	93.0	96.7	140.5	87.4	64.7	49.8	40.2	37.2	29.0	24.0	20.5	18.3	16.2	15.7	65.9	27.9	23.8	88.4	78.3	828.5	348.2	1665.1	933.4	631.9	558.5	491.9	407.4	369.8			
1967	10	327.4	289	261.6	259	259	265	245.0	256.7	208.8	182.7	168.3	158.1	150.9	142.4	138.8	147.0	135.4	127.9	123.1	119.4	116.1	112.4	104.4	101.1	98.2	94.8	92.9	92.2	89.7	87.3			
1967	11	77.8	73.0	68.0	65.2	63.9	63.4	69.4	70.4	69.1	66.8	65.3	63.7	60.5	57.7	55.3	54.0	52.5	51.5	50.6	50.7	48.0	46.7	44.5	43.2	41.3	40.4	39.0	38.6	38.4	36.1			
1967	12	34.7	34.0	34.0	32.8	33.0	33.0	32.2	32.0	31.2	31.1	31.0	29.0	28.8	29.0	30.9	30.2	30.1	29.3	29.1	27.8	27.0	26.9	26.9	26.5	26.5	26.0	24.0	23.5	23.5	23.3	23.7		
1968	1	24.6	23.9	23.9	24.0	22.4	20.8	20.0	19.1	19.8	19.0	17.9	17.6	16.8	16.7	16.2	15.4	14.9	14.7	14.3	14.1	13.5	13.0	12.8	12.9	12.6	12.3	12.0	11.6	11.5	11.2	11.4		
1968	2	11.3	12.1	12.0	12.0	12.0	11.9	11.3	10.7	10.0	9.8	9.7	9.8	9.7	9.9	10.0	9.3	9.3	9.5	9.8	9.4	9.1	8.9	8.8	9.3	10.7	10.6	10.0	10.9	10.8				
1968	3	11.6	11.2	11.0	12.4	13.6	12.1	11.8	10.6	9.9	9.5	9.1	9.3	9.3	9.1	9.0	9.0	8.6	8.1	8.1	7.8	7.8	7.6	7.4	7.2	7.1	6.9	6.9	6.8	7.1	7.5			
1968	4	8.1	8.3	7.6	7.1	6.3	5.3	4.8	4.7	8.3	25.4	11.8	10.7	9.7	9.7	8.9	10.7	11.0	11.3	9.9	10.7	11.3	10.0	9.1	8.6	7.2	7.2	7.4	7.5	7.5	11.5			
1968	5	15.8	13.1	12.6	12.1	12.4	11.6	10.1	9.7	9.6	14.3	10.6	9.2	8.6	8.0	7.4	6.8	6.6	10.4	9.0	8.9	12.2	8.3	7.5	6.9	7.0	6.6	6.1	5.8	7.1	9.1	6.2		
1968	6	8.5	10.7	9.1	8.3	7.5	1.8	0.8	0.5	0.1	0.0	-0.4	-0.6	-1.0	-0.7	-0.9	-1.3	-1.4	29.2	54.6	13.7	11.7	24.3	43.5	25.8	21.5	18.8	21.1	15.8	10.8	9.4			
1968	7	10.9	14.4	13.7	13.1	20.0	19.2	13.6	9.5	8.8	16.2	48.8	35.0	17.8	13.9	11.7	11.0	9.6	8.3	7.8	8.2	7.2	6.9	7.0	6.4	5.6	5.1	4.4	4.8	4.7	13.3	8.6		
1968	8	11.7	46.2	38.7	26.4	23.1	20.4	12.2	9.6	8.1	5.8	5.0	4.4	3.4	2.8	1.5	1.2	0.9	0.9	1.0	0.2	-0.3	-0.3	-0.5	-0.6	-0.4	0.4	3.4	7.9	6.4	8.8	6.9		
1968	9	124.3	144.1	77.0	55.9	79.1	307.1	184.8	113.6	91.4	389	253.9	170.2	128.6	115.0	101.7	90.5	72.5	63.9	61.2	57.5	56.8	52.4	51.9	50.2	55.8	52.9	50.3	55.0	56.8	53.9			
1968	10	127.4	122.9	92.0	83.1	79.8	72.8	82.1	59.2	55.5	102.8	156.6	146.7	113.7	89.9	73.8	72.4	175.3	134.6	77.9	67.1	65.2	59.4	60.3	57.5	91.2	84.0	75.1	65.6	64.8	62.4	60.6		
1968	11	60.4	56.8	54.5	48.5	44.5	38.3	37.1	35.6	34.7	32.9	30.1	29.1	28.5	27.1	25.9	24.8	24.3	22.7	24.1	25.7	24.0	21.8	20.4	20.4	19.8	19.2	18.8	18.8	18.9				
1968	12	21.7	21.3	20.9	20.3	18.6	15.8	13.9	12.6	12.9	13.4	12.2	12.1	11.5	11.4	10.5	10.4	9.7	8.6	7.0	6.9	6.9	6.3	6.2	5.7	5.7	5.3	4.7	4.5	4.1	3.9	3.1		
1969	1	7.8	8.6	11.7	13.8	11.7	6.6	5.8	6.2	5.5	5.1	5.3	5.1	4.7	3.7	3.8	3.7	4.5	4.7	4.3	3.3	2.7	2.3	2.7	1.7	1.6	1.2	0.8	0.5	0.7	0.3	0.9		
1969	2	5.5	6.0	5.9	6.2	5.9	-0.1	-0.8	-0.7	-1.1	-2.0	-2.4	-2.7	-2.9	-3.2	-3.3	-3.3	-3.3	-2.0	-2.0	-2.3	-2.6	-2.7	-2.7	-2.8	-2.9	-3.3	-3.5	-3.1	-3.0				
1969	3	1.1	2.0	2.2	1.9	1.9	-2.1	-3.6	-3.7	-3.7	-3.6	-3.7	-2.5	-3.9	-4.2	-4.4	-4.5	-4.9	-4.6	-4.6	-4.3	-4.3	-3.7	-4.7	-5.1	-5.0	-5.0	-5.1	-5.0	-4.9	-4.6			
1969	4	-1.0	-0.2	-0.5	-0.4	-1.4	-2.0	0.2	0.5	-0.4	-0.5	-1.3	-1.4	-1.4	-1.8	-1.9	-2.6	-2.6	-2.9	-3.0	-3.3	-3.0	-3.0	-3.4	-4.4	-5.0	-5.1	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2	-5.2
1969	5	0.5	1.4	1.1	0.4	-1.0	-4.2	-4.5	-4.8	-5.1	-5.1	-5.6	-5.9	-5.4	-5.1	-5.1	-4.8	-3.9	-4.2	-4.5	-4.8	-5.3	-5.5	-6.3	-6.6	-6.7	-6.8	-6.9	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1		
1969	6	-6.2	18.3	11.5	14.4	33.8	22.0	16.9	11.5	5.0	3.4	2.0	1.3	0.3	0.3	-1.4	-2.5	-2.8	-3.2	-3.6	-4.1	-4.5	-4.7	-5.0	-5.4	-5.5	-5.6	-4.6	-4.8	-5.3				
1969	7	-4.1	-4.4	-4.7	-4.7	-4.6	-4.6	-6.2	-6.4	-6.5	-6.6	-6.7	-6.8	-6.8	-6.9	-7.0	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.1	-7.1	-7.0	-6.3	-6.9	-6.8	-6.9		
1969	8	-0.5	7.9	8.4	8.4	8.3	4.9	-6.6	-6.8	-6.8	-7.0	-7.1	-7.1	-7.2	-7.2	-7.2	-7.3	-7.4	-7.4	-7.4	-7.1	-6.9	-6.3	-6.8	-7.0	-7.1	-6.4	-2.1	3.8	7.4				
1969	9	79.4	74.7	61.2	52.8	45.4	35.2	29.4	33.4	46.6	33.2	32.1	191.6	141.5	75.5	62.4	66.8	42.3	48.0	212.7	150.9	133.0	115.9	88.3	361.4	175.6	115.9	107.7	98.4	79.1	68.7			
1969	10	65.5	54.0	43.1	39.5	36.5	60.0	188.7	100.6	67.0	58.0	49.9	43.5	97.8	72.7	50.0	43.9	42.0	180.9	67.2	52.2	45.7	37.6	35.1	155.3	109.2	81.5	76.3	414.7	213.1	153.2	128.4		
1969	11	108.3	86.9	70.7	61.2	59.5	64.2	46.3	42.5	41.2	39.2	34.0	32.8	31.4	30.0	27.5	26.5	25.8	24.6	23.3	23.2	22.5	21.8	21.9	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2	23.2
1969	12	44.5	36.9	32.3	28.8	25.9	22.5	21.6	22.0	21.5	21.7	22.3	22.3	21.7	21.6	21.4	20.1	19.2	19.1	18.4	17.7	16.9	16.8	15.9	14.1	13.5	13.6	13.9	14.5	15.5	16.9	14.7		
1970	1	15.0	14.7	14.5	14.2	13.8	13.6	13.1	11.9	11.0	10.9	10.6	10.2	10.1	10.1	9.9	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.8	9.9	10.0	19.8	15.8	12.4	10.1	10.1	9.7	9.5			
1970	2	10.7	10.7	10.2	10.0	9.8	9.2	9.3	9.5	9.5	9.9	10.3	9.9	9.9	9																			

**Anexo 2. Gastos Medios Diarios. Presa El Cuchillo (Continuación)**

1975	5	-3.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.9	-4.4	-6.9	-7.0	-6.6	-2.1	-2.6	-2.6	36.1	-0.3	-5.9	-6.0	-2.9	-3.1	-4.4	-5.0	-6.2	10.1	7.5	6.8	2.1	-3.3	1.4	2.3	2.3	-0.4	-1.1		
1975	6	-0.7	-2.2	-2.4	-2.4	-2.4	-2.7	-2.6	-2.6	-2.8	-3.2	-3.1	-3.0	-3.3	-3.7	-4.5	-5.9	-5.5	-5.7	-5.7	-5.9	-6.0	-6.0	-6.1	-6.2	-6.3	-6.1	-6.0	-6.2	-6.4	-6.1			
1975	7	-1.9	-1.5	-1.5	-1.6	-1.6	-2.2	-6.6	-6.9	-7.1	-7.3	-7.4	-7.3	-1.9	38.6	382.6	176.4	127.4	55.0	45.5	41.5	33.2	26.9	21.4	20.3	20.5	20.2	19.7	14.0	12.1	10.5	9.1		
1975	8	10.2	9.9	9.9	10.0	14.1	46.3	37.2	32.9	131.5	91.8	161.5	90.0	55.3	47.0	42.9	38.6	35.4	33.0	25.7	19.2	16.0	13.0	10.8	11.7	12.9	11.5	10.7	11.2	10.6	10.8	22.0		
1975	9	119.2	160.0	83.9	104.2	87.4	77.4	83.8	90.7	87.2	110.3	127.0	99.1	215.4	195.5	241.6	135.3	97.5	80.3	71.6	59.8	59.4	806.1	411.1	215.1	117.8	117.8	141.5	114.4	103.6	95.9	89.7		
1975	10	80.1	72.4	75.5	69.1	66.5	50.8	46.2	40.2	35.8	36.5	36.2	35.9	34.6	30.8	27.7	27.0	28.2	29.5	28.6	26.9	21.6	18.5	18.4	18.0	16.7	17.6	15.5	15.9	16.8	21.8	28.0		
1975	11	26.4	22.8	22.4	20.7	20.7	16.5	15.8	14.7	14.5	14.5	13.6	13.6	13.3	13.3	13.1	12.6	11.1	11.1	9.7	9.6	9.0	9.2	9.2	9.1	8.5	8.6	8.4	8.6	8.4	8.1			
1975	12	10.0	9.8	9.9	10.5	10.6	8.6	7.1	5.5	5.1	4.9	4.8	4.5	4.5	4.4	4.5	4.1	4.1	4.4	4.8	4.9	4.9	5.0	5.2	5.0	4.9	4.8	4.8	4.7	3.8	3.7	4.1		
1976	1	-1.4	-1.6	-2.3	-2.5	-2.7	-2.9	-2.9	-3.1	-3.3	-3.4	-3.4	-3.3	-3.3	-3.4	-3.7	-3.6	-3.5	-3.6	-3.7	-4.1	-4.1	-3.4	-3.4	-3.5	-3.5	-3.7	-4.6	-4.8	-4.9	-4.8	-4.9		
1976	2	-5.5	-5.6	-5.6	-5.5	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.7	-5.6	-5.7	-5.8	-5.8	-5.8	-5.9	-5.9	-6.2	-6.2	-6.3	-6.3	-6.3	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4		
1976	3	-6.5	-6.4	-6.4	-6.4	-6.5	-6.5	-6.4	-6.4	-6.5	-6.4	-6.1	-6.1	-6.1	-5.8	-5.1	-5.8	-6.1	-6.3	-6.3	-6.2	-6.0	-6.0	-5.2	-5.2	-5.7	-5.6	-5.6	-5.5	-5.7	-5.5	-5.5		
1976	4	-5.8	-6.0	-6.1	-6.0	-4.8	-3.0	-3.6	-2.6	-3.8	-4.7	-4.7	-4.6	-4.6	-4.6	-4.7	-5.5	-5.6	-5.6	-5.8	-5.7	-6.0	-6.0	-5.9	-5.9	-5.8	-5.8	-5.8	-4.4	-2.0	-2.0	-2.0		
1976	5	-1.1	-3.1	-3.7	-4.7	-4.7	-5.0	-5.4	-5.4	-5.4	-4.9	-4.9	-5.0	-5.1	-5.3	-5.3	-4.8	6.4	-1.2	-1.0	11.4	1.8	-0.7	-1.5	-2.3	-2.5	-2.8	-3.0	-3.2	-3.2	-3.8	-3.9		
1976	6	-4.2	-4.5	-2.8	-3.8	-4.3	-4.7	-5.2	-5.3	-5.4	-5.4	-5.5	-5.7	-5.7	-5.8	-6.1	-6.4	-6.4	-6.2	-3.9	-4.4	-5.2	-5.8	-5.9	6.1	-6.2	-6.2	-5.9	-4.9	-5.8	-6.0	-6.0		
1976	7	-6.4	-6.4	-6.7	-5.8	187.8	290	550.6	944.0	832.6	751.3	544.7	306.2	206.2	171.3	121.0	90.2	78.3	76.8	68.1	59.4	53.9	48.9	48.3	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	25.9	23.3	23.3		
1976	8	21.2	19.7	18.4	17.7	24.1	21.4	18.0	16.9	14.2	13.3	12.0	10.5	10.4	10.3	8.5	8.5	9.2	9.7	24.8	27.3	29.6	24.1	14.1	13.1	10.5	13.9	10.7	10.7	26.2	21.1	18.6		
1976	9	15.1	12.0	10.0	8.5	8.6	8.5	7.1	4.8	4.1	5.1	5.1	5.0	3.2	2.3	6.4	74.3	49.3	38.0	30.6	36.2	107.8	82.4	60.8	48.4	45.3	46.6	37.0	45.7	386.8	204.9	204.9		
1976	10	130.1	99.9	84.1	69.4	65.3	61.1	45.8	47.1	49.9	50.1	46.0	40.1	34.4	32.3	30.3	26.6	20.4	20.5	24.6	20.5	17.7	15.8	14.4	13.7	13.1	12.7	13.7	32.1	35.6	32.2	29.9		
1976	11	27.3	25.4	21.7	21.4	20.9	23.5	21.5	20.3	14.8	12.9	11.7	11.6	13.9	17.3	18.2	33.4	22.1	188.6	162.0	115.6	98.5	81.9	69.1	72.0	70.0	64.8	62.7	72.9	77.8	71.0	71.0		
1976	12	61.1	59.3	52.9	47.2	45.7	44.4	41.5	35.7	35.4	36.1	33.1	31.0	30.9	30.4	29.3	32.6	27.4	26.8	26.5	24.2	21.4	21.1	19.5	19.6	18.9	18.8	18.8	18.7	19.9	18.9	17.8		
1977	1	16.0	16.7	16.0	17.2	18.8	14.8	14.4	14.1	13.2	11.8	12.1	10.3	10.1	8.4	7.7	7.8	7.8	7.5	6.3	6.3	6.4	6.5	6.6	6.5	6.6	6.5	6.6	6.1	5.6	5.7	5.7		
1977	2	5.7	5.6	5.4	5.1	4.3	3.9	4.1	7.2	13.3	10.8	9.0	8.0	8.0	8.0	7.9	6.8	7.3	7.9	7.1	6.9	6.1	6.2	6.7	6.2	6.0	6.2	6.4	6.5	6.5	6.5	6.5		
1977	3	6.3	7.5	7.6	7.6	8.5	8.6	9.2	8.5	6.4	6.0	5.1	4.4	4.3	4.2	2.6	2.8	3.0	3.1	3.2	3.2	3.3	3.3	2.8	3.2	2.7	2.3	2.4	2.4	2.1	2.1	1.6		
1977	4	2.1	1.5	1.5	1.4	1.4	0.7	0.6	0.6	0.3	0.2	0.1	-0.1	-0.2	-0.8	-0.8	-1.4	-1.7	-1.6	-0.5	-1.6	-1.7	2.5	0.7	0.2	0.2	-0.3	-0.5	-0.4	-0.9	-0.9	-0.9		
1977	5	-1.5	-1.5	-1.4	-2.0	-2.1	-2.7	-2.7	-2.7	-2.7	-2.7	-2.5	-2.8	4.8	6.9	3.5	1.5	0.8	0.1	-0.4	-0.6	-0.7	-0.7	-0.6	-1.0	-1.6	-1.9	-1.9	-2.0	-2.2	-2.4	-2.6		
1977	6	-3.2	-3.9	-4.5	-5.0	-5.1	-5.4	-4.8	-3.7	-4.3	-4.8	-5.5	-5.2	-4.6	-4.3	-3.5	-3.1	-3.5	-4.1	-4.4	-4.4	-4.5	-4.7	-4.4	-4.5	-4.7	-4.3	-4.7	-4.9	-5.1	-5.1	-5.1		
1977	7	-5.2	-5.5	-6.0	-6.0	-6.2	-6.5	-6.6	-6.6	-6.5	-6.7	-6.8	-6.9	-7.0	-7.1	-7.5	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	-7.7	
1977	8	-7.8	-7.7	-7.8	-7.7	-7.7	-7.9	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8
1977	9	30.4	45.3	88.7	197.7	108.8	76.5	145.6	77.3	66.0	49.1	43.8	41.9	40.6	37.3	35.6	33.7	31.2	27.4	26.1	24.4	24.0	18.8	16.8	16.5	14.7	13.1	12.8	11.2	9.6	9.4	9.2		
1977	10	7.8	6.6	14.2	32.2	136.1	71.3	45.7	39.9	36.2	41.7	26.3	24.6	18.3	16.2	14.5	12.8	12.8	13.3	12.7	12.6	11.0	9.3	9.4	5.4	24.4	13.0	11.1	10.8	9.3	9.2	9.2		
1977	11	10.2	11.1	9.6	9.0	9.2	9.1	7.4	8.0	8.0	7.0	7.3	7.2	7.0	6.8	6.5	5.1	3.8	4.4	6.3	6.7	7.3	6.8	6.1	5.8	5.4	5.1	3.3	1.8	1.6	0.7	0.7		
1977	12	0.7	0.7	0.7	0.3	0.3	-0.1	-0.2	0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6		
1978	1	-0.6	-0.6	-0.8	-0.8	-1.0	-1.0	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	
1978	2	-2.8	-2.8	-2.7	-2.2	-1.7	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	-2.4	
1978	3	-3.5	-5.1	-5.2	-5.6	-5.5	-5.4	-5.3	-5.3	-5.3	-5.4	-5.7	-5.8	-6.3	-6.3	-6.2	-6.2	-6.2	-6.2	-6.2	-6.2	-6.2	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	
1978	4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4	-6.4
1978	5	-6.4	-6.4	-6.4	-6.7	-6.9	-7.0	-7.0	-7.2	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.4	-6.9	-2.6	-3.6	7.3	-1.2	-1.9	-0.3	-2.1	-3.3	-3.5	-5.2	-5.5	-5.9	-5.5	-5.5	-5.7	-5.9	-5.9		
1978	6	-6.0	-5.9	123.1	64.6	18.3	10.2	6.7	2.9	0.3	1.7	0.9	-0.2	-1.0	-1.6	-1.7	-2.1	-6.7	-7.0	-7.0	-7.3	-7.3	-6.5	-6.5	-6.5	-6.6	-6.7	-6.8	-7.0	-7.1	-7.1	-7.1		
1978	7	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.2	-7.3	-7.5	-7.5	-7.5	-7.4	-7.7	-7.8	-7.8	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	
1978	8	-5.9	-7.1	-7.9	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.9	-7.7	-7.7	-7.8	-7.8	-7.8	-7.8	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	-7.9	
1978	9	108.7	48.9	31.7	15.9	16.5	301.6	62.6	115.1	91.4	89.2	114.4	72.6	48.1	35.3	32.0	25.1	17.3	12.8	11.1	9.4	9.4	28.1	20.9	14.7	73.6	83.6	892.8	519.9	318.0	605.6	605.6		
1978	10	335.5	182.9	159.3	362	611.3	382	1127.5	687.8	426.9	296.1	253.2	215.9	252.8	430.1	190.8	154.2	135.2	129.5	123.3	114.8	108.4	103.8	101.2	89.1	81.6	83.6	83.3	81.8	81.4	74.5	74.5		
1978	11	61.7	56.9	56.2	56.6	54.3	52.3	47.5	47.2	46.6	44.1	39.2	38.2	38.4	39.5	38.7	38.0	35.7	33.1	32.5	32.5	32.7	33.6	33.8	33.5	31.3	31.0	30.7	30.6	30.8	30.9	30.9		
1978	12	30.2																																

**Anexo 2. Gastos Medios Diarios. Presa El Cuchillo (Continuación)**

1984	1	6.1	6.2	8.4	16.8	12.6	8.3	7.5	7.0	7.0	6.9	6.6	6.4	6.3	6.3	6.2	5.3	5.2	5.0	4.9	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.9	22.4	43.2	33.5	22.2	18.2	20.8	107.9
1984	2	102.9	71.0	56.5	48.3	44.4	41.2	38.5	34.7	32.5	30.4	28.1	25.9	25.0	24.8	24.4	23.0	22.4	22.3	22.0	20.5	20.0	18.9	17.3	15.2	13.4	12.0	12.0	11.1	-1.1	-1.1	-1.1	1.3
1984	3	9.7	9.7	9.8	9.6	9.4	9.6	8.9	8.6	8.0	8.3	6.8	6.0	5.7	4.7	4.1	1.1	1.3	0.3	-0.3	-0.2	-0.2	-0.3	-0.3	-0.2	-0.4	-0.1	-0.1	-1.1	-1.1	-1.1	1.3	
1984	4	6.0	5.9	5.6	3.8	0.9	-2.7	-3.9	-4.0	-4.6	-4.7	-4.7	-4.9	-4.9	-4.9	-3.2	-3.3	-3.7	-4.6	-5.1	-5.4	-5.6	-5.5	-5.5	-5.6	-5.7	-4.9	-5.1	-5.3	-5.2	-3.7		
1984	5	-0.2	-0.1	-0.5	-1.2	-2.8	-6.0	-6.8	-15.7	6.1	0.1	-1.9	-2.5	-2.6	-1.7	29.8	28.3	17.6	14.0	11.8	11.0	17.1	9.1	5.8	19.3	7.2	1.8	-2.8	-4.1	-1.9	28.5	31.7	
1984	6	26.7	21.5	19.4	15.4	15.1	13.5	10.9	9.4	7.6	5.1	4.9	9.0	5.5	8.7	9.7	7.6	7.4	5.4	-1.3	2.7	9.6	6.7	5.2	6.0	5.6	2.9	6.7	9.3	11.3	15.0		
1984	7	19.0	19.7	20.5	19.6	17.5	16.2	15.4	15.6	15.2	15.3	15.7	17.1	20.4	18.0	16.9	15.8	15.8	14.3	11.6	11.5	10.3	10.2	9.5	9.6	39.9	33.9	33.8	30.3	40.6	41.9	42.2	
1984	8	48.1	64.6	55.2	47.1	42.2	38.8	34.1	29.9	26.8	28.1	23.2	21.5	21.5	23.0	24.8	42.0	44.0	41.3	38.3	34.6	31.2	30.7	41.6	76.0	59.2	52.4	45.7	41.0	37.2	32.4	27.7	
1984	9	25.8	23.9	39.7	118.9	255	139.9	107.3	86.3	72.3	59.9	47.9	38.4	33.3	30.2	29.8	33.5	221.4	212.7	118.8	85.8	69.5	58.4	52.3	43.5	37.3	48.2	101.4	98.0	78.7	87.5		
1984	10	83.2	82.2	75.3	68.0	60.9	57.1	51.2	48.8	46.7	43.2	38.9	37.6	39.9	40.7	35.2	35.5	33.2	30.0	29.0	27.3	23.8	23.5	23.3	23.1	21.8	22.0	21.4	21.1	19.5	19.2		
1984	11	17.5	17.5	30.3	25.9	21.7	17.2	16.5	13.6	9.1	11.6	14.1	11.1	7.9	7.0	7.2	7.2	6.3	6.7	6.2	6.2	5.7	7.0	8.9	5.7	4.6	4.3	4.0	4.4				
1984	12	7.5	7.4	7.2	7.2	8.3	7.4	6.4	6.6	6.6	6.6	6.4	6.0	5.4	5.2	5.4	4.9	4.9	4.3	3.9	3.7	3.7	3.3	3.5	4.5	4.9	4.9	4.1	3.8	3.4	3.3	4.3	
1985	1	6.3	6.4	6.6	7.1	6.8	4.8	4.1	3.8	3.5	3.4	3.6	3.6	3.6	3.1	3.2	3.3	4.0	4.3	4.6	4.9	5.1	4.7	3.6	4.5	4.1	4.3	4.3	4.2	3.8	3.5	3.7	
1985	2	5.1	3.3	2.9	3.7	4.4	3.2	3.0	3.1	2.7	2.6	2.5	2.2	2.1	2.1	1.4	1.1	1.0	0.3	-0.6	-0.6	-0.4	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-1.6	-1.1	0.6				
1985	3	2.5	2.5	2.6	2.4	1.5	-1.1	-1.6	-1.8	-2.2	-3.3	-4.2	-4.3	-4.6	20.5	1.4	-0.5	-0.6	-1.4	-2.2	-2.2	-2.6	-2.7	-3.0	-3.1	-3.6	-3.6	-3.6	-3.7	-4.5	-2.9		
1985	4	-1.5	-0.8	-0.3	0.2	0.2	-2.0	2.2	38.7	18.8	11.7	10.4	9.8	19.8	16.5	13.9	9.1	8.8	8.3	8.1	7.8	7.7	5.1	3.0	6.3	4.2	3.6	2.7	1.5	1.4			
1985	5	1.6	2.2	3.0	3.3	2.7	1.2	-0.8	-2.5	-3.0	-4.0	-4.2	-4.1	-4.2	-4.2	-2.2	-2.1	-2.6	-1.1	1.1	0.9	0.6	-0.1	-0.3	29.3	26.6	11.6	10.4	9.9	8.2	4.4	4.7	
1985	6	7.5	8.8	8.8	8.3	8.3	7.3	11.3	1.6	-1.2	-3.3	-3.6	-3.5	-2.0	-2.6	-3.0	-3.1	-3.7	3.7	0.0	76.5	91.8	53.9	30.8	17.2	8.5	3.9	1.9	30.6	92.4	83.4		
1985	7	45.8	32.0	25.8	21.5	18.1	13.8	7.4	5.7	5.1	2.0	0.2	1.3	-0.5	-0.7	-1.8	-2.0	-1.0	-2.6	-3.4	-3.3	-1.7	-2.0	-3.2	-1.8	-2.9	-3.4	-3.9	5.3	-1.8	-2.0		
1985	8	-1.9	-3.1	-2.8	2.0	0.4	-2.6	-6.2	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	
1985	9	0.8	2.0	1.3	0.6	0.3	-4.0	-4.6	-4.8	-4.9	-5.1	-5.2	-4.7	-5.1	-6.1	-4.0	-2.6	-4.1	9.1	12.8	8.9	8.7	9.4	8.7	7.6	7.7	7.3	6.6	15.0	14.0	14.0		
1985	10	10.5	11.5	8.6	10.1	9.4	7.6	-0.2	-3.1	-3.6	-3.6	-3.4	-3.2	-3.5	24.0	68.6	41.2	40.7	38.9	101.6	72.3	45.5	31.6	25.7	22.6	20.4	17.4	15.0	13.1	9.9	11.2		
1985	11	14.5	14.3	13.7	12.5	9.9	5.1	4.9	4.9	5.0	4.8	4.8	4.7	3.9	4.0	3.1	3.0	3.0	2.9	2.9	2.4	2.4	3.2	2.6	2.0	2.0	2.1	2.0	1.7	2.9			
1985	12	7.2	7.2	7.6	7.1	7.1	2.7	2.4	2.2	2.1	1.9	2.1	0.3	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0	-0.2	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.2	0.1		
1986	1	2.0	2.0	4.1	4.1	2.5	-3.0	-3.8	-1.8	-3.9	-4.4	-4.4	-5.3	-5.7	-5.8	-5.9	-5.9	-6.4	-6.4	-6.1	-6.4	-6.3	-6.2	-6.3	-6.3	-6.3	-6.4	-6.5	-7.0	-7.1	-6.8		
1986	2	-3.7	-3.3	-3.1	-2.7	-3.5	-6.8	-7.1	-7.0	-7.0	-7.1	-7.3	-7.2	-7.2	-6.9	-6.5	-6.5	-7.2	-7.0	-7.5	-7.4	-7.2	-7.3	-7.3	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5	-7.3	-7.3	-7.3	-6.6	
1986	3	-4.1	-3.8	-3.7	-3.6	-4.0	-6.7	-7.0	-7.0	-7.0	-6.9	-6.9	-6.9	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.1	-7.1	-7.1	-7.1	-7.3	-7.3	-7.2	-7.2	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-6.6	
1986	4	-4.4	-4.4	-4.5	-4.8	-5.5	-7.3	-7.2	-7.4	-7.5	-7.6	-7.6	-7.6	-7.6	-7.5	4.3	1.0	6.3	2.0	-0.1	-3.1	-5.1	-5.3	-5.3	-5.6	-5.6	-5.7	-5.6	3.7	4.3	12.2		
1986	5	10.5	30.3	12.7	7.8	5.7	3.6	3.4	1.5	0.4	-0.3	-0.3	-0.3	-0.5	-1.2	-1.9	-2.0	-0.7	0.5	-0.9	-3.0	-4.7	-4.8	-6.0	-6.1	-4.5	42.4	14.7	8.8	7.0	31.0	62.0	
1986	6	47.4	73.9	373.2	107.2	55.7	38.0	30.5	28.9	26.2	22.7	22.4	21.9	66.6	55.2	49.8	40.2	31.1	26.4	20.9	19.5	16.6	20.2	27.0	37.4	53.1	53.9	46.6	32.0	22.2	17.6		
1986	7	19.5	17.9	17.8	16.4	16.1	9.1	7.4	6.3	4.0	0.0	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.8	-0.9	-1.0	-1.1	-1.6	-1.6	-1.7	-3.8	-4.2	-4.2	-4.6	-4.7	-4.7	-4.8	-1.1	-5.9		
1986	8	-5.5	-4.9	-4.7	-5.0	-6.1	-6.3	-6.9	-7.2	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.3	-7.2	-7.2	-7.2	-7.3	-7.3	-7.1	-6.8	-3.1	-1.7	-0.1	
1986	9	2.5	2.5	0.5	50.6	34.5	101.4	557.3	683.3	1214.3	187.4	121.1	92.7	78.1	54.4	46.0	38.2	32.2	28.2	24.9	20.1	16.2	15.7	14.3	13.6	12.4	10.3	9.0	7.1	5.4	5.4		
1986	10	6.6	5.2	5.3	7.3	2.9	1.0	28.7	18.0	12.2	23.2	23.5	15.5	15.0	15.0	16.4	15.2	10.3	10.3	10.2	9.8	10.2	10.1	21.5	18.4	16.3	8.4	7.9	8.7	8.6	9.3		
1986	11	9.2	9.1	8.9	9.2	12.6	24.3	22.6	21.7	19.4	18.7	18.7	36.2	29.8	29.4	29.7	21.9	18.1	18.0	16.6	16.2	13.7	13.1	13.0	10.3	9.4	9.3	9.1	9.0	9.1			
1986	12	9.5	10.3	9.4	9.1	8.5	6.8	7.3	7.4	7.1	7.5	13.6	10.8	7.9	7.4	7.4	7.5	7.5	7.4	7.7	8.0	8.0	7.9	10.0	9.0	8.8	8.3	8.2	8.2	8.7	21.1	46.3	
1987	1	29.9	26.1	23.8	17.7	16.9	16.0	15.5	14.2	14.2	9.7	9.2	9.3	10.1	13.8	15.2	15.2	10.0	9.8	9.6	9.5	9.7	14.7	10.0	9.6	9.8	9.7	8.3	8.5	8.6	7.9	8.2	
1987	2	8.6	8.8	8.8	8.5	7.6	6.8	8.1	6.8	6.6	5.9	5.6	5.4	5.4	5.1	4.8	4.7	4.9	4.4	4.5	4.7	4.5	4.3	4.1	4.1	4.4	4.7	4.9	4.7	4.9	4.7		
1987	3	5.2	5.8	7.6	6.1	6.0	4.7	4.2	3.8	3.4	3.0	11.4	14.2	14.4	12.3	8.0	7.9	7.4	5.3	5.2	5.2	5.1	5.3	6.8	6.9	5.0	4.6	4.0	3.3	2.7	1.8	1.9	
1987	4	3.3	3.3	3.1	3.1	3.2	1.6	0.6	0.5	-0.6	-0.9	-0.9	-1.2	-1.9	-1.8	-3.6	-3.1	-1.9	-4.0	-4.0	-4.2	-4.3	-1.7	5.8	7.8	7.5	6.6	3.9	2.3	0.1	-0.7		
1987	5	0.5	0.8	0.9	2.3	23.4	28.6	45.2	19.8	17.9	15.2	11.4	10.9	7.3	7.3	8.4	8.2	6.8	6.5	10.0	6.2	5.2	5.7	5.0	4.2	4.2	4.8	3.6	4.0	2.7	7.3	3.9	
1987	6	2.3	-2.5	-4.0	-3.4	7.2	18.1	81.1	78.5	101.6	88.9	75.8	57.4	47.0	55.9	238.2	131.0	74.5	58.6	51.6	43.3	38.8	34.1	31.2	27.7	25.5	24.2	31.9	29.6	26.4	21.3		
1987	7	21.9	20.8	16.7	16.5	14.4	14.2	15.2	15.0	36.8	31.1	25.5	19.5	16.0	13.6	12.9	11.8	11.8	10.0	8.5	7.1	5.9	5.1	4.5	3.4	2.5	2.9	3.1	16.8	60.9	32.1	22.0	22.2
1987	8	22.7	18.6	14.1	14.5	13.5	9.9	6.0	5.4	3.6	3.0	1.8	0.3	1.0	0.4	0.0	-0.4	-1.2	-1.8	-2.1	-2.2	-3.2	-1.7	-1.7	-1.8	-3.6	-3.9	-3.9	5.0	0.6	30.7	89.1</	





