



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE  
DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA”**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

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

**P R E S E N T A :**

**HUGO REYES MERCADO**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ**

**MÉXICO, D.F.**

**ENERO 2012**





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/085/11

Señor  
HUGO REYES MERCADO  
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.

**"ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. METODOLOGÍA
- III. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO
- IV. APLICACIONES Y RESULTADOS
- 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 lo 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 2 de Septiembre del 2011.  
EL PRESIDENTE

  
M. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JTS/MTH/gor

## AGRADECIMIENTOS

*A Jesucristo nuestro señor y  
a la Virgen de Guadalupe por  
guiarme en mi camino,  
en los momentos cuando más lo  
necesitaba. ¡¡Gracias!!*

Hoy que me encuentro a punto de finalizar y lograr una de las metas más importantes en la vida, no me queda más que agradecer sinceramente a todas las personas que formaron parte de este largo camino universitario y aquellas que me ayudaron a la realización de este trabajo.

A mis padres, por todo su apoyo, cariño y sacrificio, permitiéndome realizar este sueño.

A mi hermanita, por sus consejos que me alentaron a seguir adelante en los momentos difíciles pero, especialmente, por todo el apoyo incondicional que siempre me brindó.

Gracias por toda esta vida compartida, y aunque sea una persona de pocas palabras y afectos, saben bien que los quiero mucho y que todo lo logrado, poco o mucho, es por ustedes y para ustedes, mi gran familia, simplemente, son mi razón de ser.

A mis amigos y grandes compañeros de la Universidad, Diego, César, Oswaldo, Irving, Cuauhtémoc, Gabriel, Armando, Moisés, Jorge, Vizuet, Vivar, Joel, Paty, Gaby, Dianita y Laura, con quienes he compartido infinidad de experiencias, y que gracias a ellos se hizo más ameno el paso por la carrera. Hoy muchas cosas han cambiado, pero a pesar de todo y pase lo que pase, los grandes amigos son los que siempre quedarán al final del camino.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y, especialmente, a la Facultad de Ingeniería que a través de sus profesores nos transmitieron y compartieron los conocimientos, tan necesarios, para así poder formar grandes profesionistas pero, sobre todo, mejores personas para México, y que gracias a ellos hicieron crecer mi amor por la Ingeniería Civil.

Agradezco al Instituto de Ingeniería por permitirme ser parte de ese gran grupo de trabajo pero, especialmente, a la Dra. Maritza L. Arganis Juárez por abrirme las puertas y haberme permitido, bajo su asesoramiento, la realización de este trabajo, y así poder culminar una meta más en este largo camino.

## **DEDICATORIA**

A mi hermana, Monica  
Sabes que siempre contarás conmigo

A mis padres, Olgaliria y Espiridión  
Esperando que se sientan orgullosos

A mi prima Dulce y a Luis, así como a su linda familia;  
Dianney, Fernando, Arturo y Eric

A mis amigos de siempre; Orlando, Geovani, Liz y Beto  
Por toda una vida compartida, llena de buenos momentos

A la Universidad Nacional Autónoma de México  
y a la Facultad de Ingeniería

# ÍNDICE

Pág

INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES .....	3
I.1 INTRODUCCIÓN .....	3
I.2 LA NECESIDAD DE ACTUALIZAR AVENIDAS DE DISEÑO DE LAS PRESAS DEL PAÍS .....	4
I.3 EL CONCEPTO DEL PERIODO DE RETORNO .....	4
I.4 ESTUDIOS ANTECEDENTES SOBRE AVENIDAS DE DISEÑO DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS DE GRANDES PRESAS EN MÉXICO .....	5
I.5 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	7
I.6 OBJETIVO GENERAL DE LA TESIS .....	8
I.7 REFERENCIAS .....	8
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA .....	10
II.1 INTRODUCCIÓN .....	10
II.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA .....	11
II.2.1 MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL Y DE DISPERSIÓN .....	11
II.2.1.1 MEDIA.....	11
II.2.1.2 VARIANZA .....	11
II.2.1.3 DESVIACIÓN ESTÁNDAR .....	12
II.2.1.4 COEFICIENTE DE VARIACIÓN .....	12
II.2.1.5 COEFICIENTE DE ASIMETRÍA .....	12
II.3 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS .....	12
II.4 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD.....	14
II.4.1 FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL.....	14
II.4.2 FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DOBLE GUMBEL.....	16
II.5 MÉTODOS PARA LA OBTENCIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO .....	17
II.5.1 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA .....	17
II.5.2 TÉCNICA DE LAS CURVAS DE DURACIÓN (Referencia 4) .....	18
II.5.3 MÉTODO TRADICIONAL O DE MAYORACIÓN (Referencia 9) .....	20
II.6 TRÁNSITO DE AVENIDAS .....	21
II.6.1 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA .....	21

II.6.2 TRÁNSITO DE EMBALSE NIVELADO (Referencia 1).....	25
II.6.3 MÉTODO SEMIGRÁFICO (Referencia 5) .....	28
II.7 REFERENCIAS.....	30
CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO.....	31
III.1 INTRODUCCIÓN .....	31
III.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	32
III.2.1 PRESA LA ANGOSTURA.....	32
III.2.1.1 CORTINA.....	32
III.2.1.2 VERTEDEDOR .....	33
III.2.1.3 OBRA DE TOMA.....	33
III.2.2 PRESA EL NOVILLO.....	35
III.2.2.1 CORTINA.....	36
III.2.2.2 VERTEDEDOR .....	36
III.2.2.3 OBRA DE TOMA.....	36
III.2.3 PRESA EL OVIÁCHIC.....	37
III.2.3.1 CORTINA.....	38
III.2.3.2 VERTEDEDOR .....	38
III.2.3.3 OBRA DE TOMA.....	39
III.3 DATOS DE FUNCIONAMIENTO DE VASO .....	41
III.3.1 FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA LA ANGOSTURA, SON.....	42
III.3.1.1 ÁREA POR CUENCA PROPIA, LA ANGOSTURA, SON .....	42
III.3.2 FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA EL NOVILLO, SON .....	42
III.3.2.1 ÁREA POR CUENCA PROPIA, EL NOVILLO, SON.....	43
III.3.3 FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA EL OVIÁCHIC, SON .....	43
III.3.3.1 ÁREA POR CUENCA PROPIA, EL OVIÁCHIC, SON .....	43
III.4 DATOS DE HIDROMÉTRICAS.....	44
III.4.1 HIDROMÉTRICAS UTILIZADAS EN LA ANGOSTURA .....	45
III.4.2 HIDROMÉTRICAS UTILIZADAS EN EL NOVILLO .....	46
III.4.3 HIDROMÉTRICAS UTILIZADAS EN EL OVIÁCHIC.....	46
III.5 GASTOS MEDIOS DIARIOS POR CUENCA PROPIA.....	46
III.5.1 ENTRADAS POR CUENCA PROPIA, LA ANGOSTURA, SON .....	47
III.5.2 ENTRADAS POR CUENCA PROPIA, EL NOVILLO, SON .....	47

III.5.3 ENTRADAS POR CUENCA PROPIA, EL OVIÁCHIC, SON .....	48
III.6 REFERENCIAS.....	49
CAPÍTULO IV. APLICACIONES Y RESULTADOS.....	50
IV.1 ACTUALIZACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO .....	50
IV.1.1 PRESA LA ANGOSTURA.....	50
IV.1.1.1 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5 AÑOS .....	56
IV.1.1.2 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10 AÑOS .....	57
IV.1.1.3 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=50 AÑOS .....	58
IV.1.1.4 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=100 AÑOS .....	59
IV.1.1.5 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=500 AÑOS .....	60
IV.1.1.6 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=1,000 AÑOS .....	61
IV.1.1.7 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5,000 AÑOS .....	62
IV.1.1.8 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10,000 AÑOS .....	63
IV.1.2 PRESA EL NOVILLO .....	64
IV.1.2.1 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5 AÑOS .....	68
IV.1.2.2 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10 AÑOS .....	69
IV.1.2.3 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=50 AÑOS .....	70
IV.1.2.4 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=100 AÑOS .....	71
IV.1.2.5 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=500 AÑOS .....	72
IV.1.2.6 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=1,000 AÑOS .....	73
IV.1.2.7 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5,000 AÑOS .....	74
IV.1.2.8 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10,000 AÑOS .....	75
IV.1.3 PRESA EL OVIÁCHIC.....	76
IV.1.3.1 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5 AÑOS .....	80
IV.1.3.2 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10 AÑOS .....	81
IV.1.3.3 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=50 AÑOS .....	82
IV.1.3.4 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=100 AÑOS .....	83
IV.1.3.5 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=500 AÑOS .....	84
IV.1.3.6 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=1,000 AÑOS .....	85
IV.1.3.7 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5,000 AÑOS .....	86
IV.1.3.8 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10,000 AÑOS .....	87
IV.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS .....	88



IV.2.1 PRESA LA ANGOSTURA.....	88
IV.2.1.1 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=10,000 AÑOS .....	90
IV.2.1.2 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=100 AÑOS .....	91
IV.2.1.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=50 AÑOS .....	92
IV.2.2 PRESA EL NOVILLO .....	93
IV.2.2.1 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=10,000 AÑOS .....	95
IV.2.2.2 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=100 AÑOS .....	99
IV.2.2.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=50 AÑOS .....	102
IV.2.3 PRESA EL OVIÁCHIC.....	105
IV.2.3.1 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=10,000 AÑOS .....	106
IV.2.3.2 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=100 AÑOS .....	107
IV.2.3.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=50 AÑOS .....	108
IV.3 CUENCA TOTAL DEL RÍO YAQUI .....	109
IV.4 REFERENCIAS.....	112
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	113
ANEXO .....	117
BIBLIOGRAFÍA.....	139

## INTRODUCCIÓN

Las presas de almacenamiento son de gran importancia para el país; gracias a ellas se puede suministrar de agua a las poblaciones aledañas, ya sea para el uso doméstico o para el riego de cultivos en temporadas de estiaje, además de que permiten controlar y regular avenidas así como generar energía eléctrica.

Los elementos que conforman una obra hidráulica, como son las presas, sin importar el fin, se diseñan a partir de una avenida que está asociada a un cierto periodo de retorno, dicha avenida debe garantizar la correcta operación y funcionamiento de la presa ante la presencia de un evento extraordinario, y se le conoce como "avenida de diseño".

Hay que tener en cuenta que la elección de la avenida de diseño se ve influenciada por el costo y beneficio que se espera tenga la presa, si se quiere tener una seguridad mucho mayor en la presa, el costo de la misma también será mayor y a su vez el periodo de retorno asociado a la avenida también aumentará, pero la probabilidad de ocurrencia de un evento extraordinario que haga fallar a la presa disminuirá.

En el capítulo I de este trabajo se presenta un enfoque sobre la necesidad de actualizar las avenidas de diseño; principalmente para que fines de prevención y protección de las poblaciones es necesario hacer una revisión de las avenidas de diseño de las presas ya construidas. También se mencionan algunos estudios antecedentes que se han realizado con el propósito de actualizar las avenidas de diseño.

Las avenidas de diseño se pueden obtener por medio de métodos hidrometeorológicos y por métodos estadísticos. En el capítulo II se describe el método utilizado en el Instituto de Ingeniería (método estadístico) para la obtención de avenidas, se mencionan las bases estadísticas y probabilísticas, necesarias, para poder hacer uso del método, es decir, se habla sobre los parámetros estadísticos que sirven para poder caracterizar de mejor manera a una muestra y a una población, así como también, se mencionan las funciones de distribución de probabilidad de mayor uso en problemas hidrológicos, las cuales permiten ajustar y a la vez extrapolar los valores muestreados.

Finalmente en dicho capítulo se describe el procedimiento utilizado para realizar el tránsito de avenidas, el cual se basa en la ecuación de continuidad. Además del método utilizado por el instituto, también se mencionan algunos otros métodos de uso frecuente en la obtención de avenidas de diseño, así como en el tránsito de avenidas.

En el capítulo III se realiza una descripción general de la cuenca del río Yaqui, lugar donde se encuentran las presas que forman parte de este estudio (La Angostura, El Novillo y El Oviáchic, Son.). Se dan de manera general las características más importantes de cada presa, y lo que es más importante, se detalla el procedimiento para obtener las entradas por cuenca propia para cada presa, a partir del funcionamiento de vaso de cada embalse y de las hidrométricas cercanas a los embalses.

Las aplicaciones y resultados se presentan en el capítulo IV, en el que después de obtener las entradas por cuenca propia para cada presa, se utiliza el método desarrollado en el Instituto de Ingeniería para actualizar las avenidas de diseño para periodos de retorno de 5, 10, 50, 100, 500, 1000, 5,000 y 10,000 años. También se realizan los tránsitos, considerando las avenidas de 10,000, 100 y 50 años, para conocer si la operación de la obra de excedencias de cada presa es adecuada, y que no ponga en ningún riesgo la seguridad de la presa y de la población.

Por último, en el capítulo V se presentan las conclusiones obtenidas partir de actualizar las avenidas y realizar los tránsitos, así como también se mencionan algunas recomendación con base en los resultados obtenidos.

# CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

## I.1 INTRODUCCIÓN

El hombre a lo largo de su historia, se ha establecido en aquellos lugares que le han garantizado el suministro de agua, lo cual ocurre con ventaja en las orillas de los ríos y los lagos. Las primeras grandes civilizaciones se desarrollaron en regiones en que, además del agua, se contaba con planicies que pudieran ser regadas y permitieran el desarrollo intensivo de la agricultura; ello ocurrió, por ejemplo, a lo largo de los ríos como el Tigris, Éufrates o el Nilo.

Los asentamientos humanos cercanos a los ríos cuentan con el beneficio del agua necesaria para su subsistencia, pero corren el riesgo de sufrir inundaciones con los beneficios y daños que ellas ocasionan.

A medida que una región se desarrolla, llega un momento en que los daños que proceden a una inundación son mayores que los beneficios. Cuando ello ocurre se requiere controlar los escurrimientos o cuando menos avisar con oportunidad a las personas que puedan ser afectadas. Lo anterior se logra con las denominadas acciones estructurales y no estructurales.

Las primeras son obras construidas en los cauces o en la cuenca para encauzar, derivar, confinar, retener o almacenar los escurrimientos. Con ellas se logran abatir los gastos máximos de las avenidas, facilitar el paso libre del agua, aislar y, por tanto, proteger poblaciones y zonas más o menos extensas del efecto de los escurrimientos. Las segundas consisten en sistemas de alarma y una organización idónea que permita alertar a la población y ayudarla oportunamente ante la ocurrencia de una avenida extraordinaria. (Referencia 1)

## I.2 LA NECESIDAD DE ACTUALIZAR AVENIDAS DE DISEÑO DE LAS PRESAS DEL PAÍS

Una inundación se produce cuando una zona terrestre queda momentáneamente cubierta por agua. Ello se puede deber al almacenamiento de agua de lluvia en zonas con escaso drenaje, a mareas de tormenta o mareas de viento, o bien al desbordamiento de ríos y arroyos.

La necesidad de actualizar las avenidas de diseño radica en que gracias a la actualización se asegura un correcto funcionamiento de las presas de almacenamiento ya construidas en nuestro país, específicamente, se procura mantener una correcta operación de la obra de excedencias; al garantizar lo anterior por consiguiente se evita que se produzcan inundaciones a las poblaciones que se encuentran aguas abajo de las presas, pues en caso contrario una inundación se podría traducir tanto en pérdidas materiales como económicas para un país hasta lo que es aún peor, en la pérdida de vidas humanas.

## I.3 EL CONCEPTO DEL PERIODO DE RETORNO

Algunos sistemas hidráulicos como son las presas se diseñan para controlar y evitar inundaciones producidas por avenidas iguales o mayores que una preseleccionada que se denominará *avenida de diseño*, la que dependerá de un cierto periodo de retorno que permite estimar la probabilidad de que la avenida de diseño sea sobrepasada durante la vida útil de la obra.

El periodo de retorno se define como el tiempo estimado o, mejor dicho, como el número de años promedio en que un evento puede ser igualado o excedido en al menos una vez.

Para calcular el periodo de retorno suele utilizarse la fórmula de Weibull (referencia 2).

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad (I-1)$$

Donde  $n$  es el número total de la muestra, y  $m$  el número de orden de los datos, ordenados de mayor a menor.

Cabe mencionar, que aparte de la fórmula de Weibull existen otras fórmulas propuestas por otros autores para calcular el periodo de retorno (Referencia 2).

Ahora bien, el periodo de retorno siempre se encuentra asociado con una probabilidad  $p$ . La probabilidad  $p$ , de que en un año cualquiera se iguale o se exceda el gasto de diseño, con periodo de retorno  $T_r$ , es

$$p = \frac{1}{T_r} \quad (I-2)$$

Por tanto, la probabilidad  $p_n$  de que en  $L$  años de vida útil de la obra no ocurra ni una vez el gasto de diseño o alguno mayor, es igual a

$$p_n = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^L \quad (I-3)$$

Finalmente la probabilidad  $R$  de que cuando menos una vez en la vida útil de la obra se presente el gasto de diseño o uno mayor está dada por

$$R = 1 - p_n \quad (I-4)$$

donde

$L$  vida útil de la obra, en años

$Tr$  periodo de retorno seleccionado para el gasto de diseño, en años

Normalmente la vida económica de un proyecto se selecciona con la vida útil del mismo, ya que se compara su costo con los beneficios que aportará durante un periodo de tiempo determinado, sin importar que la obra pueda durar más. Lo anterior implica, en forma indirecta, acotar la vida de la obra y aceptar como más conveniente, desde el punto de vista económico, el que la obra pueda ser destruida por un gasto mayor después de cumplir su vida útil, en lugar de construir una obra de mayores dimensiones, que soporte o controle gastos mayores, pero cuyo costo inicial también sea mayor.

Durante la vida real de una obra siempre existe una probabilidad de que el gasto de diseño sea sobrepasado y la obra sea dañada. Puesto que las dimensiones de la obra son función del gasto de diseño, la obra tendrá menores dimensiones cuando el periodo de retorno es igual a la vida útil, y por tanto, su costo inicial es menor (Referencia 1).

#### **I.4 ESTUDIOS ANTECEDENTES SOBRE AVENIDAS DE DISEÑO DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS DE GRANDES PRESAS EN MÉXICO**

En México se han llevado a cabo varios estudios para la actualización de las avenidas de diseño de grandes presas con el fin de asegurar, como ya lo hemos mencionado anteriormente, la correcta operación de las obras de excedencia de las presas y así garantizar la seguridad de las personas que habitan cerca a las mismas.

Dentro de los estudios realizados se encuentra el trabajo realizado por parte del Instituto de Ingeniería, UNAM (Referencia 3), que fue presentado en el XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica Punta del Este Uruguay, en noviembre 2010.

En dicho trabajo se realiza la actualización de las avenidas de diseño del sistema de presas del río Grijalva (La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas) a petición de los organismos operadores (Comisión Nacional del Agua y Comisión Federal de Electricidad) debido a los eventos meteorológicos presentados en el año de 2007 a fin de obtener las mejores políticas de operación de las obras de excedencia del sistema de presas, en especial la operación de la presa Peñitas, pues una mala operación en las descargas de dicha presa podría afectar en gran medida a toda la población de la ciudad de Villahermosa, Tab.

El estudio se basa en los registros históricos de gastos medios diarios de entrada por cuenca propia. Al realizar las avenidas se pudo observar que los hidrogramas obtenidos fueron parecidos a los obtenidos en el 2006 y que solamente para la presa Peñitas si se observó un incremento en el gasto pico de la avenida de 10000 años, lo cual llevo a realizar el tránsito de la avenida, donde se pudo observar un incremento en el gasto máximo de salida, pero que finalmente no superaría la elevación del NAME, dándole seguridad a la presa.

Otro estudio realizado por el Instituto de Ingeniería es el de "*Validación de un método para estimar caudales de diseño para vertedores de presas con gran capacidad de regulación*" (Referencia 4). En dicho trabajo se realizaron las avenidas de diseño de la presa Malpaso, Chis., tomando en cuenta el registro del año 1959 a 2008 de donde se obtuvieron 47 avenidas máximas históricas, después de obtener las avenidas se prosiguió a realizar el tránsito de las mismas de donde se obtuvieron los gastos máximos de descargas y las elevaciones máximas alcanzadas. Los resultados obtenidos de gastos máximos descargados se ordenaron de mayor a menor y se calculó el periodo de retorno para cada dato. Estos valores se compararon con los resultados generados de hacer uso del método del II (el cual toma como base el análisis de los gastos medios diarios registrados históricamente), se pudo apreciar que ambos resultados son muy parecidos por lo que se concluyó que el método del Instituto de Ingeniería es válido además de que dicho método no sobreestima las avenidas de diseño.

Existen otros estudios que han sido publicados por parte del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Entre estos estudios se encuentran el de "*Avenidas de diseño para presas de gran capacidad*" (Referencia 5) y el "*Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas de gran capacidad*" (Referencia 6), en donde además de describir el método del Instituto de Ingeniería también se mencionan otros métodos utilizados para la obtención de avenidas de diseño para presas de gran capacidad como son: el método sudafricano, el método de mayoración, entre otros.

Por último, mencionar que existen varios trabajos de tesis en donde se aborda el tema de actualización de avenidas de diseño aplicados a distintos sistemas hidráulicos del país (Referencia 7).

Estos son tan solo algunos ejemplos de los trabajos realizados para el tema de avenidas de diseño, se puede ver que el método utilizado en el Instituto de Ingeniería es muy confiable y que nos da la aproximación de la forma de hidrograma que pudiera presentarse ante una avenida extraordinaria, pero no debemos de perder de vista que también existen otros métodos utilizados para el mismo fin.

### **I.5 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La obtención de las avenidas de diseño se realiza, principalmente, a partir de los gastos medios diarios registrados históricamente en el funcionamiento de los vasos de almacenamiento y en algunos casos de los registros de estaciones hidrométricas cercanas a las presas. Dichos datos son la base estadística que permite extrapolar la información ajustándola a distintas funciones de distribución (en especial, en la República Mexicana, las funciones de mejor ajuste llegan a ser de tipo Gumbel y doble Gumbel) para después poder formar las avenidas de diseño para distintos periodos de retorno y finalmente mediante los hidrogramas horarios de las avenidas de diseño y la curva de elevaciones-descargas poder realizar los tránsitos de avenidas de los vasos de almacenamiento para diferentes periodos de retorno.

Ahora bien, la constante revisión periódica y la actualización de las avenidas de diseño resultan de gran importancia, debido a que hoy en día han venido tomando mayor fuerza los efectos que provoca el llamado cambio climático presente en todo el mundo y que en consecuencia afecta a nuestro país.

Gran parte de la amenaza del cambio climático radica en la afectación del ciclo hidrológico y los regímenes de lluvia, la intensidad y frecuencia de eventos climatológicos extremos, sequías cada vez más graves a medida que sube la temperatura en el mundo, entre otros fenómenos. Todo ello impacta directamente a las poblaciones humanas.

La República Mexicana recibe una media anual de precipitación acumulada de 770 mm; gran parte de ella ocurre, de mayo a noviembre, asociada a sistemas meteorológicos como las ondas del este, ciclones tropicales, desprendimientos de la zona de convergencia intertropical, frentes fríos, el monzón de Norteamérica, además de sistemas convectivos de menor escala que se desarrollan localmente por forzamiento orográfico. (Referencia 8)

Las lluvias que toman una mayor importancia son aquellas que son provocadas por el ingreso de ciclones tropicales, en cualquiera de sus etapas (depresión, tormenta tropical o huracán), pues dichas precipitaciones pueden ser de tales magnitudes que en cuestión de horas o días pueden alcanzar grandes volúmenes al escurrir por los



cauces de los ríos llegando incluso a desbordarlos, generando así inundaciones, causando afectaciones a las poblaciones cercanas a los ríos.

Es por eso que, debido a los constantes cambios meteorológicos que pueden llegar a traer consigo avenidas extraordinarias, se deben de realizar revisiones periódicas de las avenidas de diseño de las presas para así asegurarnos que la operación de las mismas es adecuada y que no traerá afectaciones a las poblaciones en un futuro.

## **I.6 OBJETIVO GENERAL DE LA TESIS**

El objetivo general de la tesis consistió en actualizar las avenidas de diseño para periodos de retorno de 5, 10, 50, 100, 500, 1000 y 10000 años de las siguientes presas del río Yaqui, Son.:

- Lázaro Cárdenas (La Angostura)
- Plutarco Elías Calles (El Novillo)
- Álvaro Obregón (El Oviáchic)

utilizando el método del Instituto de Ingeniería, a partir de los registros históricos de los funcionamientos de vaso de las distintas presas reportadas por la Comisión Nacional del Agua (Referencia 9), además de datos de las hidrométricas cercanas al sitio.

Adicionalmente se realizaron tránsitos de avenidas bajo distintas políticas de operación de descarga de los vertedores, en especial para El Novillo, pues de las tres presas es la única que no tiene descarga libre hacia los vertedores, a fin de conocer la opción más confiable que garantice la seguridad de la presa.

## **I.7 REFERENCIAS**

1. José A. Maza Álvarez, Víctor Franco, "Obras de protección para el control de inundaciones" Capítulo 15 del manual de ingeniería de ríos,
2. Manual de CFE. Capítulo A.1.6.I. Análisis Estadístico
3. M. L. Arganis J., R. Domínguez M. y E. Carrizosa E., "*Actualización de las avenidas de diseño de las presas del río Grijalva, Mex.*", Congreso Latinoamericano de hidráulica punta del este Uruguay, noviembre 2010.
4. R. Domínguez M., M. L. Arganis J., A.A. Hernández R., "*Validación de un método para estimar caudales de diseño para vertedores de presas con gran capacidad de regulación*", Congreso Latinoamericano de hidráulica punta del este Uruguay, noviembre 2010.

5. Vázquez Ma. Teresa, Jiménez Martín, Domínguez Ramón, Fuentes Oscar, 1996, Cuaderno de Investigación, N° 28, "*Avenidas de Diseño para Presas de Gran Capacidad*", CENAPRED, México.
6. Vázquez Conde, Ma. Teresa, 1995, "*Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*", CENAPRED, México.
7. Pereira R., Carola E., "*Avenidas de diseño y transito de avenidas en la cuenca del río Grijalva*", Tesis de maestría, México, 1996.
8. <http://www.atl.org.mx/atlas-vulnerabilidad-hidrica-cc/>. sep 2011
9. [http://www.imta.gob.mx/index.php?option=com\\_wrapper&view=wrapper&Itemid=145](http://www.imta.gob.mx/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=145)

## CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

### II.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes o sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados (Referencia 1).

La metodología desarrollada en el Instituto de Ingeniería para la generación de avenidas de diseño hace uso frecuente de los registros históricos de los funcionamientos de los vasos de almacenamiento o en algunos casos de los registros de estaciones hidrométricas cercanas a los vasos (ya sea porque no se tiene registro alguno sobre el funcionamiento del vaso o simplemente para complementar la información recabada); dichos registros forman parte de toda una serie de datos estadísticos que deben ser manejados como tales, es por ello que el uso de las herramientas de la estadística se vuelven fundamentales para el manejo de este tipo de información con objeto de ordenar y presentar las características que mejor representen a los datos estudiados, y no solo eso, pues con la ayuda de las teorías de la probabilidad partiendo del uso y ajuste de funciones de probabilidad se puede proyectar y extrapolar la información para conocer cuál sería la posibilidad de que una variable en estudio tome valores diferentes a los muestreados, por ejemplo, se podría conocer la probabilidad de que en un futuro se presente en un río un gasto máximo mayor a los que se han producido históricamente.

A continuación, se abordan de una manera general los conceptos básicos de probabilidad y estadística, específicamente, se hablará sobre los parámetros estadísticos tanto para una muestra como para una población. También se mencionan las funciones de distribución de probabilidad de uso más frecuente en los estudios hidrológicos.

## II.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA

A continuación se define el concepto de resultado, muestra y población. (Referencia 2).

Resultado, es un dato aislado, obtenido mediante la observación de una variable cualquiera  $x$  en estudio.

Muestra, es un conjunto de resultados obtenidos para la variable  $x$  en cuestión.

Población, es el conjunto de todos los posibles valores que podría tener la variable  $x$ .

Considerando las definiciones anteriores se puede decir que el objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto extenso (población) a uno menor (muestra), que contenga las características del total de la población. Las estadísticas son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. Dentro de estas se encuentran las medidas de tendencia central y de dispersión, las cuales se describen a continuación.

### II.2.1 MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL Y DE DISPERSIÓN

#### II.2.1.1 MEDIA

Es una medida de tendencia central y se suele nombrar también como media aritmética, y no es más que el promedio de un conjunto de valores, la cual se define de la siguiente manera (Referencia 2)

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{II-1})$$

donde  $\bar{x}$  media de la muestra  
 $i$  contador de valores de la muestra  
 $n$  número total de valores

#### II.2.1.2 VARIANZA

Es una medida de dispersión y se define como la media aritmética del cuadrado de las desviaciones respecto a la media (Referencias 2 y 7), se expresa como

$$S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n(\bar{x})^2}{n - 1} \quad (\text{II-2})$$

donde  $S_x^2$  variancia de la muestra

### II.2.1.3 DESVIACIÓN ESTÁNDAR

Medida de dispersión que nos dice qué tan alejados se encuentran los valores de una muestra respecto a la media, y está dada por (Referencias 2 y 7)

$$S_x = \sqrt{S_x^2} \quad (\text{II-3})$$

donde  $S_x$  desviación estándar de la muestra

### II.2.1.4 COEFICIENTE DE VARIACIÓN

Es otra medida de dispersión que relaciona la desviación estándar con la media, y se define como (Referencia 2)

$$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}} \quad (\text{II-4})$$

donde  $C_v$  coeficiente de variación

### II.2.1.5 COEFICIENTE DE ASIMETRÍA

Medida de dispersión que nos permite conocer el grado de simetría de un conjunto de datos respecto de la media, es decir, nos da una idea respecto a si hay más valores distintos a la izquierda o derecha de la media, y se define como (Referencia 2)

$$g = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{\left(\frac{n-1}{n}\right)^{3/2} S_x^3} = \frac{\frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n x_i^3 - 3 \bar{x} \sum_{i=1}^n x_i^2 + 2 n \bar{x}^3)}{\left(\frac{n-1}{n}\right)^{3/2} S_x^3} \quad (\text{II-5})$$

donde  $g$  coeficiente de asimetría

## II.3 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Los parámetros estadísticos son características de una población. Un parámetro estadístico es el valor esperado E de alguna función de una variable aleatoria. Un parámetro simple es la media  $\mu$ , el valor esperado de la variable aleatoria (Referencias 1 y 2).

El valor esperado de una función continua cualquiera  $g(x)$  se calcula como

$$E[g(x)] = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) f(x) dx \quad (\text{II-6})$$

donde

$E[g(x)]$	valor esperado de la función
$g(x)$	función continua cualquiera
$f(x)$	función de densidad de probabilidades

A continuación se presentan los parámetros estadísticos de mayor uso para una población:

Media

$$\mu = E(x) \quad (\text{II-7})$$

Variancia

$$\sigma^2 = E\{(x - \mu)^2\} \quad (\text{II-8})$$

Desviación estándar

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (\text{II-9})$$

Coefficiente de variación

$$v = \frac{\sigma}{\mu} \quad (\text{II-10})$$

Coefficiente de asimetría

$$\gamma = \frac{E\{(x - \mu)^3\}}{\sigma^3} \quad (\text{II-11})$$

## II.4 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Una distribución de probabilidad es una función asociada a una variable aleatoria  $X$  que representa la probabilidad de ocurrencia de que dicha variable aleatoria tome valores menores o iguales que un valor fijo  $x$  (Referencias 2 y 6). Existe una gran variedad de funciones de distribución de probabilidad, pero para problemas hidrológicos las de uso más frecuente son las siguientes:

- Función de densidad Normal
- Función de densidad Lognormal
- Función de distribución Exponencial
- Función de densidad Gamma
- Función de distribución Gumbel
- Función de distribución doble Gumbel
- Función de distribución General de Valores Extremos (GEV)

En este texto solamente se mencionarán dos, la función de distribución Gumbel y la doble Gumbel, por ser las que mejor se ajustan a valores extremos, por ejemplo, a gastos máximos.

### II.4.1 FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Se dice que una variable aleatoria tiene una función de distribución Gumbel si

$$F(x) = \exp\{-\exp(-y)\} \quad (\text{II-12})$$

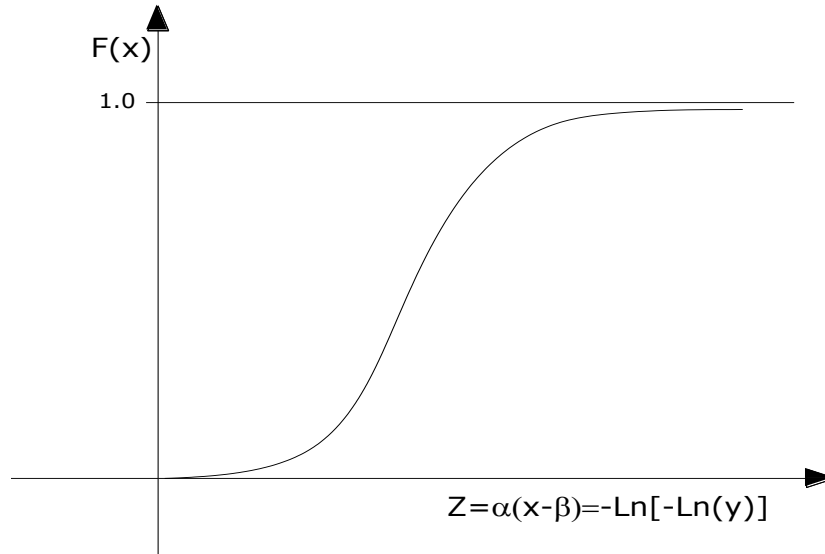
donde  $y$  es una variable reducida obtenida como

$$y = \alpha(x - \beta) \quad (\text{II-13})$$

donde

$\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de forma y escala, respectivamente  
 $x$  variable aleatoria

La gráfica de la función Gumbel se representa en la fig II-1



**Figura II-1. Función de distribución Gumbel**

Esta función de distribución se utiliza para determinar la probabilidad de que se presenten grandes avenidas, debido a que se ha demostrado teóricamente que se ajusta a los valores máximos (Referencia 2).

La función de densidad Gumbel está dada por

$$f(x) = \alpha e^{(-e^{-y}-y)} \quad (\text{II-14})$$

En el caso de contarse con una población muy grande de la que se toman muestras también grandes, los máximos de esas muestras siguen una distribución Gumbel.

Los parámetros estadísticos de esta función están dados por

Media

$$\mu = \beta + \frac{0.5772157}{\alpha} \quad (\text{II-15})$$

Variancia

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6 \alpha^2} \quad (\text{II-16})$$



## II.4.2 FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DOBLE GUMBEL

La función de distribución doble Gumbel se utiliza cuando los gastos máximos anuales de una cuenca pueden ser provocados por causas diferentes de un año a otro. Entre estos fenómenos hidrológicos, están las avenidas ocasionadas por deshielos o ciclones.

Entonces se puede decir que la función de distribución doble Gumbel se utiliza en el estudio estadístico de gastos máximos anuales que pertenezcan a dos poblaciones diferentes (Referencias 3 y 4): la primera es la de los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con fenómenos meteorológicos dominantes en la región en estudio y la segunda es la de los gastos producidos por precipitaciones ciclónicas o bien lluvias de invierno conocidas como "Equipatas", normalmente mayores que los primeros.

La ecuación de la función es de la forma (referencia 3)

$$F(x) = p (e^{-e^{-y_1}}) + (1 - p) e^{-e^{-y_2}} \quad (\text{II-17})$$

$$y_1 = \alpha_1(x - \beta_1) \quad (\text{II-18})$$

$$y_2 = \alpha_2(x - \beta_2) \quad (\text{II-19})$$

donde, los subíndices 1 y 2 se refieren a las funciones de distribución de probabilidad de cada una de las poblaciones, y la  $p$  es la probabilidad de que en un año el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica.

El valor de  $p$  se expresa como

$$p = \frac{N_n}{N_T} \quad (\text{II-20})$$

donde

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

Y su función de densidad es

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

## II.5 MÉTODOS PARA LA OBTENCIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO

Primero se describe el método utilizado por el Instituto de Ingeniería para la obtención de avenidas de diseño, y después se mencionan algunos otros métodos utilizados para el mismo fin.

### II.5.1 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

El procedimiento utilizado estima la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricamente registrados. Para ello se determinan los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones. El gasto medio máximo para una duración de 1 día corresponde al gasto medio diario máximo anual. Para obtener los gastos medios máximos para las otras duraciones se procede a encontrar para cada año de registro el promedio máximo para  $n$  días consecutivos según la duración que se analice:

$$\bar{Q}_{M_n} = \max_i \left( \frac{\sum_{i=i}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \quad (\text{II-22})$$

donde

- $\bar{Q}_{M_n}$  gasto medio máximo para  $n$  días de duración
- $Q_k$  gasto medio diario el día  $k$
- $n$  duración en días
- $i$  contador del día en que inicia el lapso de duración  $n$

Para cada duración se obtiene la función de distribución de probabilidades de mejor ajuste y con ella se determinan los gastos medios máximos para distintos periodos de retorno. La avenida de diseño se construye determinando en forma recursiva los gastos diarios,  $Q_n$ , a partir del concepto de gasto medio, es decir

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \quad (\text{II-23})$$

Para la forma de la avenida se usa el método de alternar bloques (Domínguez et al., 1981), en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo ( $Q_1$ ), hacia adelante se coloca el gasto ( $Q_2$ ), hacia atrás el gasto ( $Q_3$ ), y así sucesivamente.

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.

### II.5.2 TÉCNICA DE LAS CURVAS DE DURACIÓN (Referencia 4)

El National Environment Research Council (1975) propuso un método para estimar avenidas a través de la relación entre el promedio de los gastos medios máximos anuales con duraciones  $d= 1, 2, \dots, 10$  días, y el promedio de los gastos máximos anuales instantáneos. Estas relaciones se obtienen fácilmente de la información proporcionada en los boletines hidrométricos. Por ejemplo, para una duración de un día, el gasto medio máximo anual es igual al gasto máximo de los 365 días de cada año analizado. Para el caso de dos días de duración, el gasto medio máximo anual es el promedio máximo de dos días consecutivos de cada año analizado. Una vez obtenido los gastos máximos anuales para diferentes duraciones se procede a calcular sus valores promedio, para lo cual se toma todo el tamaño de la muestra disponible. A continuación se construye la curva de reducción (fig II-2) para cada sitio  $j$  con el siguiente procedimiento.

Paso 1. Obtener las relaciones de reducción  $r^j(d)$  para cierta duración  $d$

$$r^j(1) = Q_{prom}^j(1 \text{ día})/Q_{prom}^j(\text{máximo instantáneo})$$

$$r^j(2) = Q_{prom}^j(2 \text{ días})/Q_{prom}^j(\text{máximo instantáneo})$$

$$r^j(10) = Q_{prom}^j(10 \text{ días})/Q_{prom}^j(\text{máximo instantáneo}) \quad (\text{II-24})$$

Paso 2. Suavizar la tendencia de la relación  $r^j(d) - d$  mediante el ajuste de una curva del tipo

$$r^j(d) = \frac{1}{(1+Bd)^{NQ}} \quad (\text{II-25})$$

donde  $NQ$  y  $B$  son parámetros que se obtienen empíricamente al ajustar  $r^j(d) - d$

Para obtener el gasto de diseño  $\hat{Q}_T^j$  de cierto periodo de retorno T (años) se debe utilizar la expresión

$$\hat{Q}_T^j = \left( \frac{Q_i^j(\text{máximo instantáneo})}{Q_{prom}^j(\text{máximo instantáneo})} \right)_T \hat{Q}_{prom}^{regional} r^j(d) \quad (II-26)$$

Donde  $\left( \frac{Q_i^j(\text{máximo instantáneo})}{Q_{prom}^j(\text{máximo instantáneo})} \right)_T$  es el valor que se estima mediante el ajuste de la mejor distribución de probabilidad para la serie modulada de todos los sitios  $j=1,2,\dots,ms$  de la región, que tienen una serie de gastos instantáneos  $Q_i^j, i=1,2,\dots,n$ .

El gasto  $\hat{Q}_{prom}^{regional}$  se obtiene al asociar los  $Q_{prom}^j$ (máximo instantáneo) a las características fisiográficas y/o climatológicas de los  $j$  sitios analizados en la región, si se trata de estimar avenidas en sitios no aforados. Para el caso de estaciones aforadas se asume el valor real de  $Q_{prom}^j$ (máximo instantáneo).

Cabe mencionar que las estaciones analizadas deben pertenecer a la misma región meteorológicamente homogénea.

El valor del radio de reducción  $r^j(d)$  se obtiene para el correspondiente sitio  $j$  a través de la ecuación II-24.

Para estimar el volumen total de la avenida de diseño  $V_t$  para cierto periodo de retorno T se debe repetir el procedimiento anterior, solo que la variable analizada será el volumen correspondiente a cada uno de los hidrogramas de los cuales se obtuvieron los gastos máximos anuales.

Esta técnica si toma en cuenta al volumen para la estimación de la avenida de diseño, además del proceso de transferencia de información mediante la modelación regional, sin embargo, una posible debilidad del método es que los tiempos pico ( $t_p$ ) y base ( $t_b$ ) no se pueden obtener y por tanto, la distribución del volumen  $V_t$  no queda bien definida dentro del hidrograma.

Una posibilidad sería que la avenida de diseño tiene la forma de un hidrograma triangular y los tiempos de pico ( $t_p$ ) y base ( $t_b$ ) son función del tiempo de concentración de la cuenca, el cual puede estimarse a través de la fórmula de Kirpich

$$tc = 0.000325 \frac{L_{CP}^{0.77}}{S_{CP}^{0.385}} \quad (II-A)$$

donde

$t_c$ , tiempo de concentración, en horas  
 $L_{CP}$ , longitud del cauce principal, en metros  
 $S_{CP}$ , pendiente promedio de la cuenca

Otra lo sería en suponer que el hidrograma de diseño mantiene la misma relación  $t_p - t_b$  de la avenida máxima registrada.

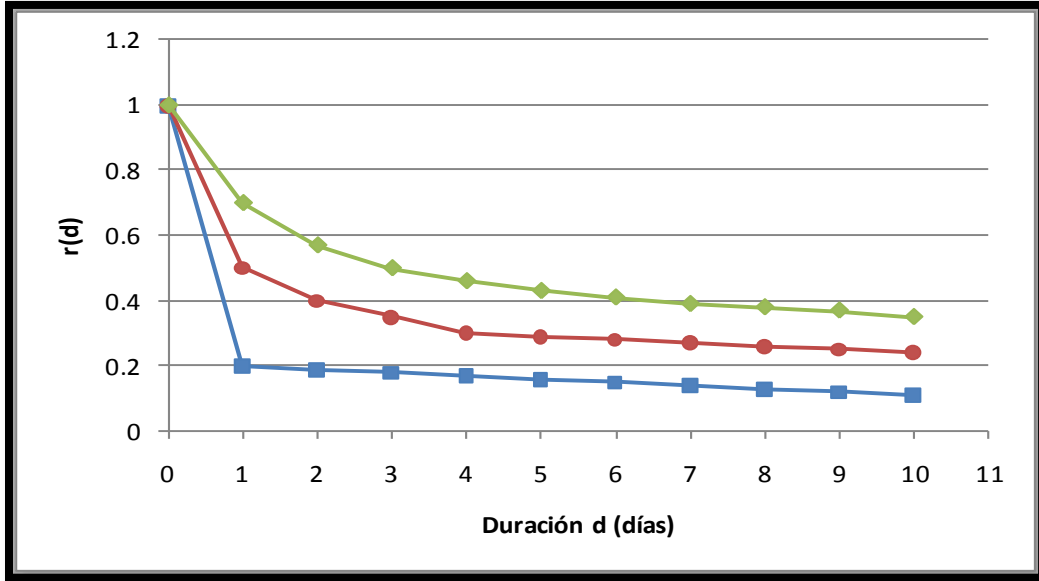


Fig II-2 Curva de reducción

### II.5.3 MÉTODO TRADICIONAL O DE MAYORACIÓN (Referencia 9)

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 ec II-27.

$$F = \frac{Q_T}{Q_p} \quad (\text{II-27})$$

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

$$Q_D = FQ_i \quad (\text{II-28})$$

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 debe seleccionarse adecuadamente tanto el gasto máximo, como el 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.

## **II.6 TRÁNSITO DE AVENIDAS**

El tránsito de avenidas en vasos tiene por objetivo principal obtener el hidrograma de salida de una presa a partir de proporcionarle su hidrograma de entrada. Este procedimiento resulta de gran utilidad, ya que algunas de sus aplicaciones son:

- a) Conocer el volumen de agua que deberá pasar por la obra de excedencia ante una elevación del vaso, y saber si la operación de las compuertas del vertedor es adecuada o no, para que cuando se presente una avenida no se ponga en riesgo a la presa, bienes materiales, o lo que es aun más importante, vidas humanas que se encuentren aguas abajo.
- b) Dimensionar la obra de excedencia, que será la encargada de conducir el volumen de agua que sobrepase la capacidad de almacenamiento del vaso.
- c) Calcular el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y dimensionar la obra de desvío y ataguías. (Referencia 8).

A continuación se presenta el procedimiento utilizado por el Instituto de Ingeniería para realizar el tránsito de avenidas y se mencionan dos métodos más, utilizados muy frecuentemente.

### **II.6.1 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA**

En la actualidad existen una gran cantidad de programas de cómputo que son utilizados para dar solución a cualquier tipo de problemas presentes en la vida cotidiana, sin importar la disciplina en que nos encontremos. En el caso de la Ingeniería esto no es la excepción, pues tal vez sea el área donde más se utilizan y generan programas. Una cosa que se tiene que tomar en cuenta es que todos los programas existentes solo son una herramienta de ayuda para la solución de problemas y que de ninguna manera sustituyen al ingeniero, pues siempre tendrá mayor valor el criterio que aplique el ingeniero, basado en los conocimientos teóricos así como en la experiencia adquirida del día a día, ya que a la hora de introducir datos en un programa, si estos no son correctos, los resultados que nos arroje el programa, obviamente, no serán confiables.

En el caso del tránsito de avenidas, el Instituto de Ingeniería utiliza el programa TRATE.bas (basado en la ecuación de continuidad), que es ejecutado desde QuickBASIC, para realizar el tránsito, dicho programa requiere de un archivo de datos con extensión .dat que se puede construir en un block de notas.

El archivo de datos contiene la información del nivel del embalse para comenzar el tránsito, un hidrograma de entrada, así como la curva de elevaciones-capacidades del vaso. La construcción de dicho archivo se realiza de la siguiente manera:

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  $m^3/s$ .

Después del segundo renglón se colocan los datos de las elevaciones del vaso, en msnm, tomando en cuenta que se colocara un dato por renglón.

Al colocar el último dato de las elevaciones al siguiente renglón se comienza por colocar los datos de los volúmenes en el vaso, en millones de  $m^3$ .

Enseguida se colocan los datos de las descargas por el vertedor, en  $m^3/s$ .

Y por último se introducen los datos del hidrograma de entrada, en  $m^3/s$ .

Finalmente, después de colocar todos los datos anteriores, en el siguiente renglón se coloca el tipo de restricción en la descarga, los detalles se especifican en el programa.

El último valor del archivo de datos depende del valor anterior. En el programa se especifican los detalles.

Después de haber construido el archivo se debe de guardar en la misma carpeta donde se encuentra el programa.

Para correr el programa primero se debe de ejecutar QB.exe, una vez abierto se le da clic en la opción *files*, de la barra de menú, y se elige la opción de *Open Program...*, hecho lo anterior, la ventana se debe de ver como la figura II-3.

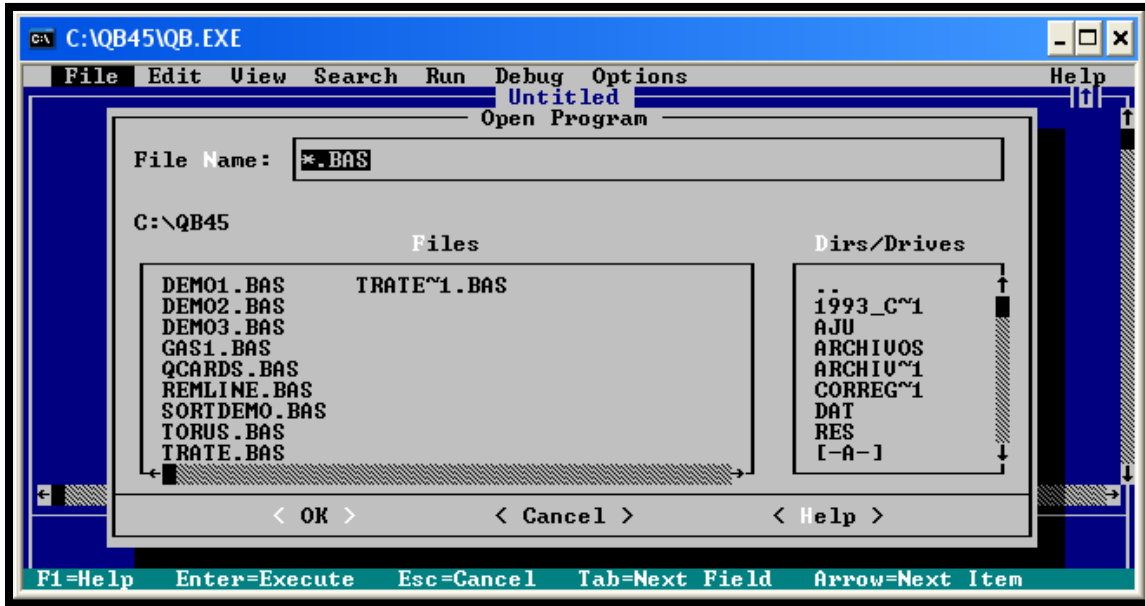


Figura II-3. Vista del programa al elegir la opción *Open Program*

Después de haber hecho lo anterior, se elige la opción *TRATE.BAS* y de la barra de menú se elige la opción *Run* y a continuación *Start* como se muestra en la figura II-4.

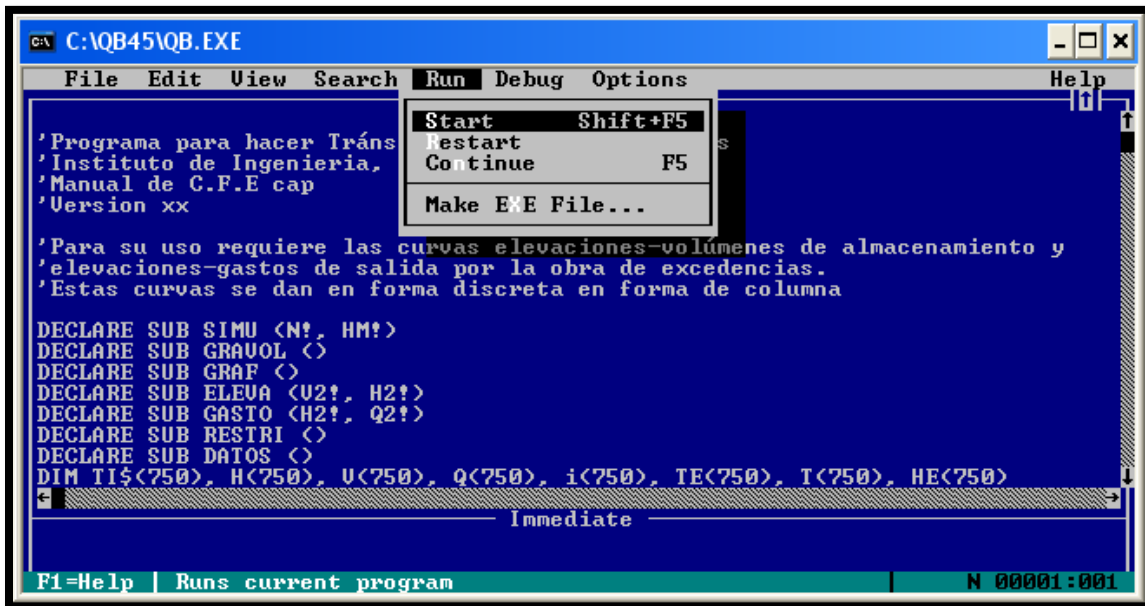


Figura II-4. Ejecución del programa eligiendo *Start*

El programa empieza a correr y genera un archivo con el mismo nombre que el archivo .dat pero con la extensión .RES, ejemplo, datos.RES. Dicho archivo contiene los datos del tránsito de la avenida donde se presentan los gastos de entrada y salida en cada



intervalo de tiempo. Además podemos obtener el gasto máximo descargado y calcular el nivel de aguas máximas (NAME) alcanzado.

El Archivo se puede abrir desde el Block de Notas (figura II-5) o desde Excel donde podemos gráficar los datos de gastos de entradas como de salida para observar más claramente el tránsito de la avenida.

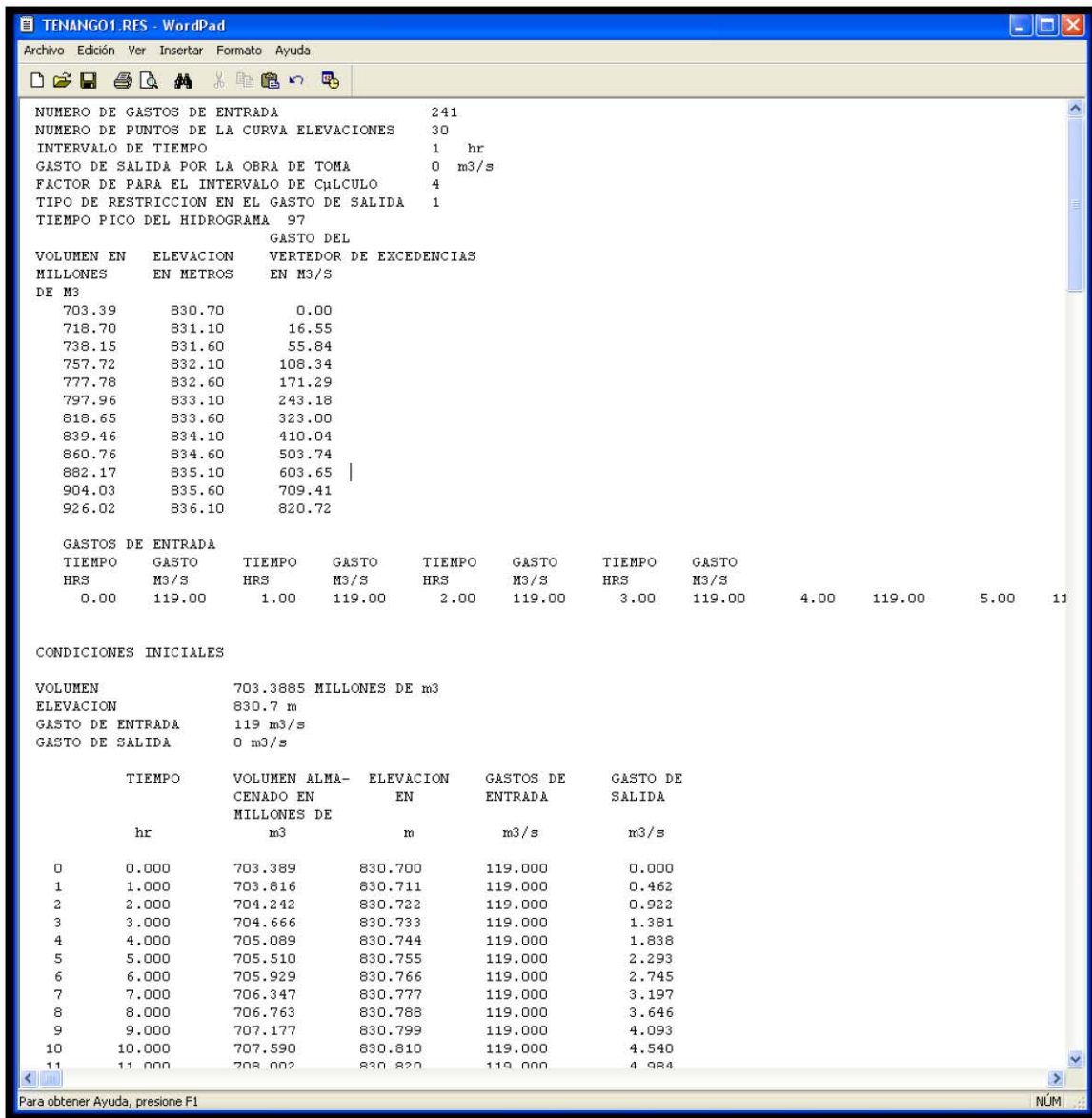


Figura II-5. Resultados del archivo .RES

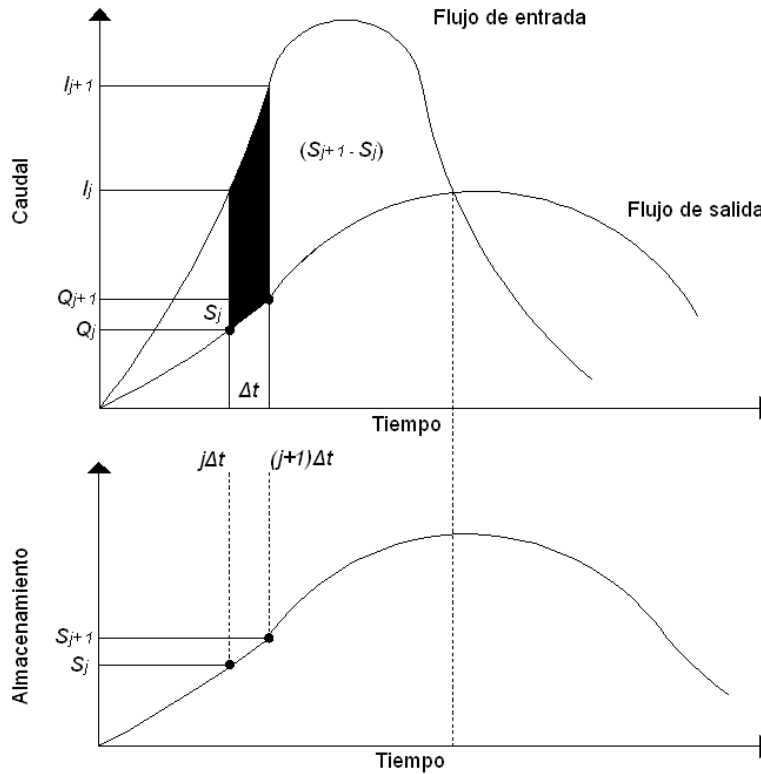
### II.6.2 TRÁNSITO DE EMBALSE NIVELADO (Referencia 1)

El tránsito de embalse nivelado es un procedimiento para calcular el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento-caudal de salida.

El procedimiento es el siguiente:

El horizonte de tiempo se divide en intervalos de duración  $\Delta t$ , indexados por  $j$ , es decir,  $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1)\Delta t, \dots$ , y la ecuación de continuidad,  $\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t)$ , se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la figura II-6. Para el  $j$ -ésimo intervalo de tiempo

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} ds = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt \quad (\text{II-29})$$



**Figura II-6. Cambio de almacenamiento durante un periodo de tránsito  $\Delta t$**

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del  $j$ -ésimo intervalo son  $I_j$  e  $I_{j+1}$ , respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son  $Q_j$  y  $Q_{j+1}$ .

Aquí, tanto el caudal de entrada como el caudal de salida son tasas de flujo medidas como información por muestra, en lugar de que el caudal de entrada sea información por pulso y el caudal de salida sea información por muestra como ocurría con el hidrograma unitario. Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo  $S_{j+1} - S_j$ , puede encontrarse rescribiendo (II-29) como

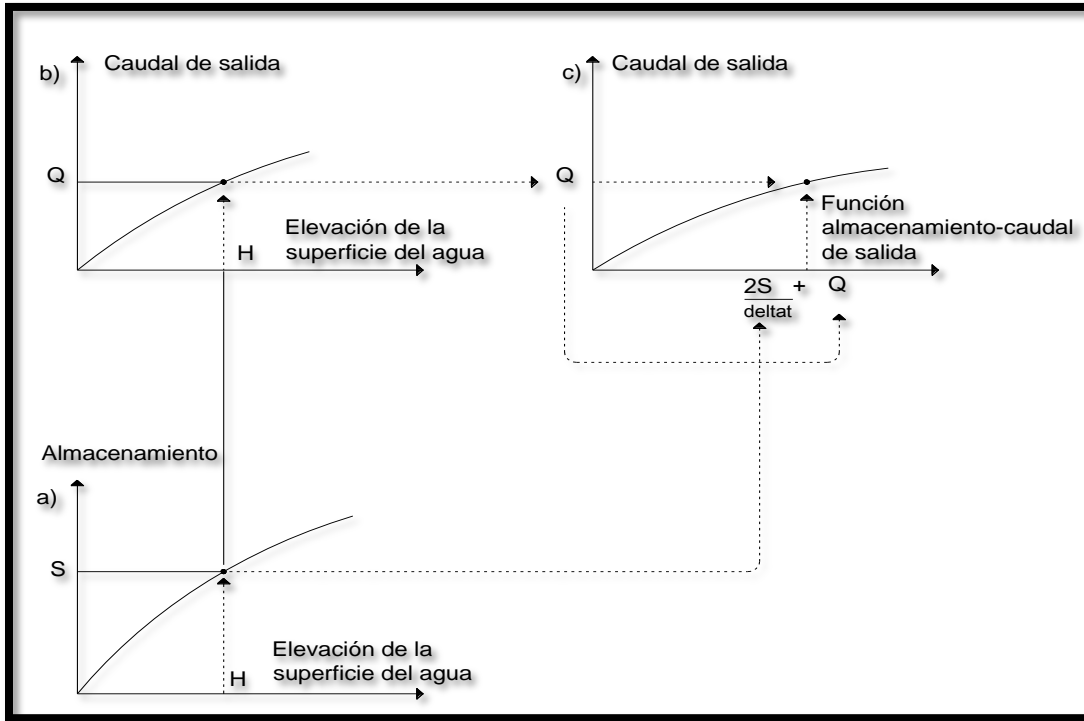
$$S_{j+1} - S_j = \frac{(I_j + I_{j+1})}{2} \Delta t - \frac{(Q_j + Q_{j+1})}{2} \Delta t \quad (\text{II-30})$$

Los valores de  $I_j$  e  $I_{j+1}$  se conocen debido a que han sido preespecificados. Los valores de  $Q_j$  y  $S_j$  se conocen en el intervalo de tiempo  $j$ -ésimo a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo previo. Por consiguiente, la ecuación II-30 contiene dos incógnitas,  $Q_{j+1}$  y  $S_{j+1}$ , las cuales pueden aislarse multiplicando la ecuación (II-30) por  $2/\Delta t$ , y reordenando el resultado para producir:

$$\left( \frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left( \frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right) \quad (\text{II-31})$$

Con el fin de calcular el caudal de salida,  $Q_{j+1}$ , a partir de la ecuación II-31, se necesita una función *almacenamiento-caudal de salida* que relacione  $(2S/\Delta t) + Q$  y  $Q$ . El método para desarrollar esta función utilizando las relaciones elevación-almacenamiento y elevación-caudal de salida como se muestra en la figura II-7.

El valor de  $\Delta t$  se toma como el intervalo de tiempo del hidrograma del caudal de entrada. Para un valor dado de la elevación de la superficie de agua, se determinan los valores de almacenamiento  $S$  y del caudal de salida  $Q$  (partes a) y b) de la figura II-7), luego se calcula el valor de  $(2S/\Delta t) + Q$  y se dibuja en el eje horizontal de una gráfica con el valor del caudal de salida  $Q$  en el eje vertical (parte c) de la figura II-7).



**Figura II-7. Desarrollo de una función almacenamiento-caudal de salida para tránsito de embalse nivelado con base en las curvas almacenamiento-elevación y elevación-caudal de salida**

Durante el tránsito de flujo a través del intervalo de tiempo  $j$ , todos los términos de la parte derecha de la ecuación II-31 se conocen, luego el valor de  $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$  puede calcularse. El valor correspondiente de  $Q_{j+1}$  puede determinarse a partir de la función almacenamiento-caudal de salida  $\frac{2S}{\Delta t} + Q$  versus  $Q$ , ya sea gráficamente o por interpolación lineal de unos valores dados en forma tabular. Con el fin de organizar la información requerida para el siguiente intervalo de tiempo, el valor  $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}$  se calcula utilizando

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \quad (\text{II-32})$$

Este cálculo se repite para los subsiguientes periodos del tránsito.

### II.6.3 MÉTODO SEMIGRÁFICO (Referencia 5)

$$I_i + I_{i+1} + \left( \frac{2V_i}{\Delta t} - 0_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + 0_{i+1} \quad (\text{II-33})$$

En la ecuación de continuidad, mostrada arriba, los términos desconocidos se han puesto del lado derecho de la ecuación. Dado que  $V_{i+1}$  como  $0_{i+1}$  dependen del nivel en el vaso, antes de realizar el tránsito conviene trazar una gráfica auxiliar que relaciona  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  con  $0$  para cada elevación (figura II-8). Para trazar dicha figura los pasos a seguir son:

- Se fija el  $\Delta t$  que se usará en el cálculo.
- Se fija un valor  $E$ , mayor que  $E_0$ .
- Se calcula  $0$  con las siguientes ecuaciones

$$0_v = CL(E - E_0)^{3/2}, \quad E > E_0 \quad (\text{II-34})$$

donde

$E$  = elevación de la superficie libre del vaso, m  
 $E_0$  = elevación de la cresta del vertedor, m  
 $L$  = longitud de la cresta del vertedor, m  
 $C$  = coeficiente de descarga  
 $0_v$  = gasto por el vertedor de excedencia,  $m^3/s$

$$0 = 0_v + 0_T \quad (\text{II-35})$$

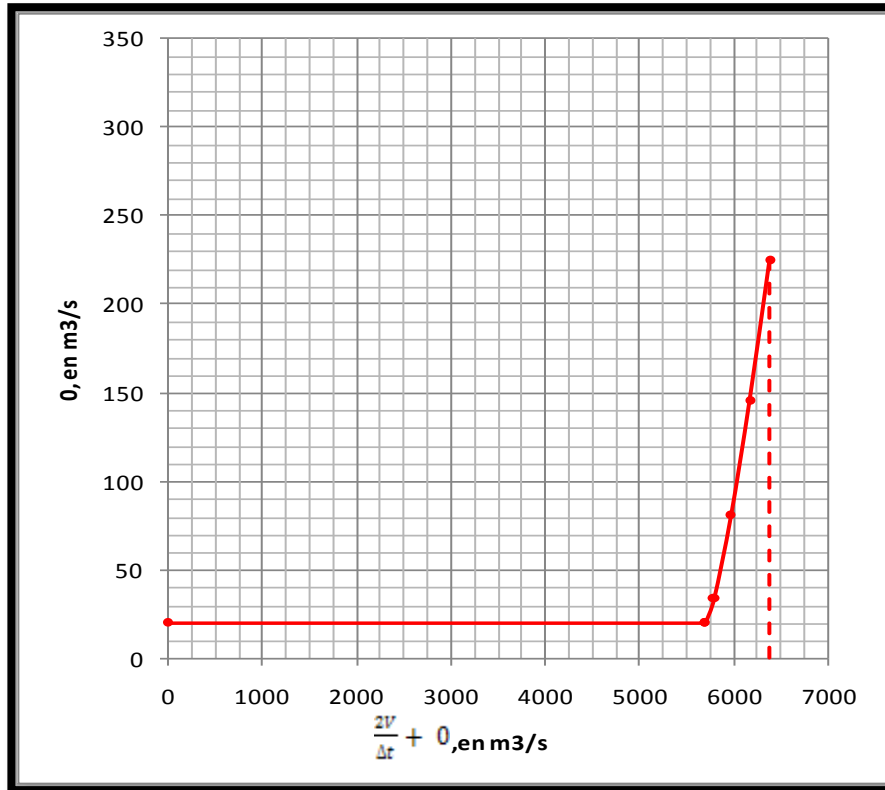
donde

$0$  = gasto total de salida,  $m^3/s$   
 $0_v$  = gasto por el vertedor de excedencia,  $m^3/s$   
 $0_T$  = gasto por la obra de toma,  $m^3/s$

- Se determina  $V$  con la curva elevaciones-volúmenes de vaso
- Se calcula  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$
- Se regresa al punto b tantas veces como sea necesario para definir suficientes puntos
- Se dibuja la curva

Una vez dibujada la curva, se utiliza el siguiente procedimiento para el tránsito de avenida:

- Se fija un nivel inicial en el vaso  $E_i$ . En general conviene que este nivel sea el del NAMO para hacer el tránsito en las condiciones más desfavorables
- Se calculan las salidas  $0_i$  y el volumen  $V_i$  correspondiente a la elevación  $E_i$ .
- Se calcula  $\frac{2V_i}{\Delta t} - 0_i$



**Figura II-8. Gráfica que relaciona  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  vs  $0$**

- Con los gastos  $I_i$  e  $I_{i+1}$ , conocidos de la avenida de entrada y el resultado del inciso c, se calcula  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + 0_{i+1}$  usando la ecuación de continuidad (II-33).
- Con el resultado del inciso anterior y la curva  $\frac{2V}{\Delta t} + 0$  contra  $0$  (figura II-8) se determina  $0_{i+1}$
- Se resta  $0_{i+1}$  dos veces de  $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + 0_{i+1}$ . Con esto se tiene:

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - 0_{i+1}$$

- g) Se pasa al siguiente intervalo (esto es, se hace  $i = i + 1$ ) y se vuelve al paso d) tantas veces como sea necesario para terminar con el hidrograma de entrada

Después de analizar los principios en los que se basa el método del Instituto de Ingeniería para realizar las avenidas de diseño, en el siguiente capítulo se hace una descripción del sitio de estudio, y se menciona la forma en que se obtuvieron los gastos de entrada por cuenca propia, los cuales son la base estadística para hacer uso del método.

## II.7 REFERENCIAS

1. Chow, Ven Te, 1994, "Hidrología aplicada", Edit. McGraw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.
2. "Manual de diseño de obras civiles, CFE". Sección Hidrotecnia, Tema Hidrología, Capítulo A.1.6.I. Análisis Estadístico, Instituto de Ingeniería, Unam.
3. González, F., 1970, "Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río", Instituto de Ingeniería, UNAM, Pub. 227, México.
4. Rossi, F., Florentino, M. y Versace, P., 1984, "Two-Component Extreme Value Distribution for Flood Frequency Analysis", Water Resources Research, 20 (7), pp. 847-856.
5. Escalante Sandoval, C. y Lilia Reyes C, 2005, "Técnicas estadísticas en hidrología", 2ª. ed, Facultad de Ingeniería, UNAM, México
6. Aparicio, M. J., 2008, "Fundamentos de Hidrología de superficie", Limusa, México.
7. Larson, Harold J., 1995, "Introducción a la teoría de la probabilidad e inferencia estadística", Limusa, México.
8. [http://catarina.udlap.mx/u\\_dl\\_a/tales/documentos/lic/solis\\_m\\_j/capitulo4.pdf](http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/solis_m_j/capitulo4.pdf)
9. 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

## CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

### III.1 INTRODUCCIÓN

El río Yaqui es la corriente más importante de la Región Hidrológica 9 (Sonora sur), drena un área de 69 590 km<sup>2</sup> hasta la presa Álvaro Obregón y aproximadamente hasta 72 575 km<sup>2</sup> hasta su desembocadura en el Golfo de California. Su escurrimiento medio anual, hasta la presa mencionada es de 2 600 millones de m<sup>3</sup>.

Su cuenca se limita por el norte con el arroyo el Guajolote, de la cuenca del río Colorado en territorio de E.U.; por el noreste con la cuenca del río Santa María y la laguna de Bustillos de la región hidrológica 34; por el extremo oriente con el río Santa Isabel de la cuenca del río Fuerte, de la región hidrológica 10; por el sureste con la cuenca del río Mayo y arroyo Cocoraque; por el norponiente con el río San Pedro, de la cuenca del río Colorado, que forma la región hidrológica 7 y por el oeste con las cuencas de los ríos Sonora y Mátape, así como algunas pequeñas corrientes costeras.

En la corriente del río Yaqui se sitúan los más importantes aprovechamientos hidráulicos, que además se cuentan entre los más importantes del noroeste del país (ver Figura III-1). La capacidad de almacenamiento conjunto de los vasos construidos en su cuenca asciende a 6 847 millones de m<sup>3</sup> (Referencia 1).



## CUENCA DEL RÍO YAQUI

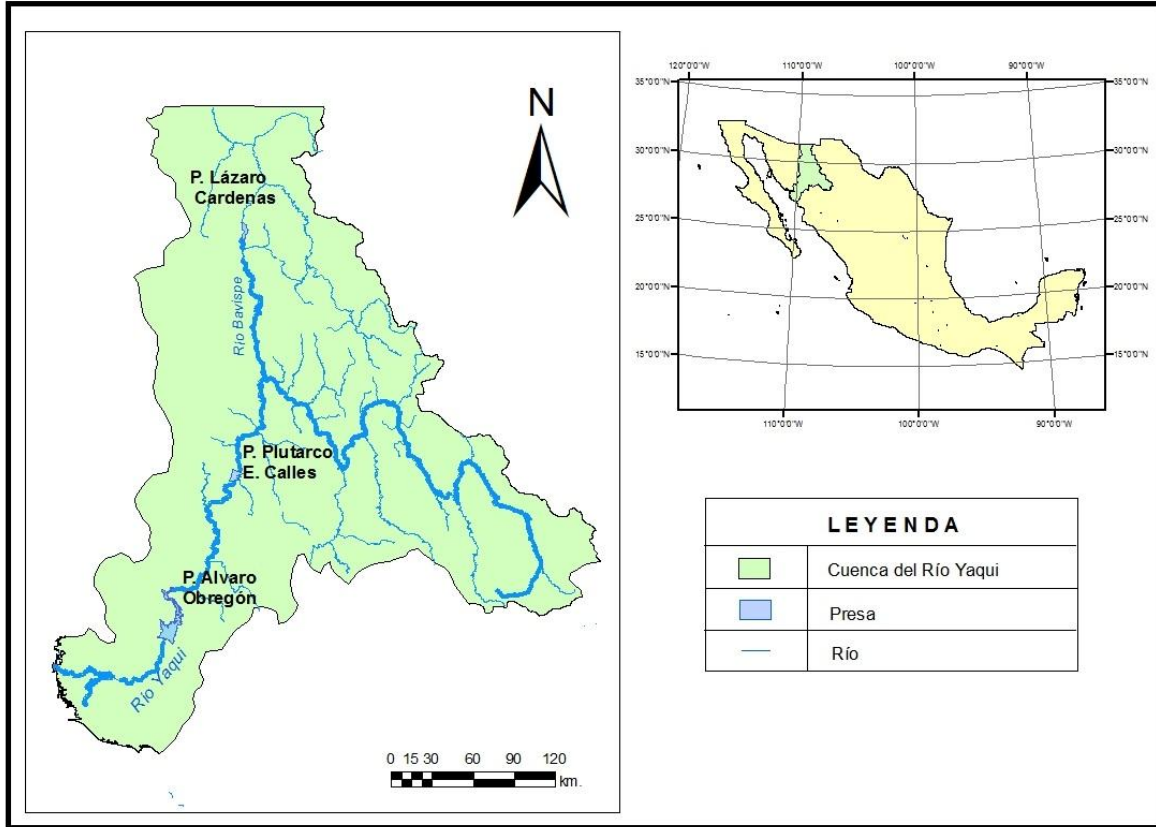


FIGURA III-1. Localización del sistema de presas del río Yaqui

### III.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES

#### III.2.1 PRESA LA ANGOSTURA

Fue construida sobre el río Bavispe principal afluente del río Yaqui y controla las aguas procedentes de un gran porcentaje de su cuenca. Tiene una capacidad de 864 millones de m<sup>3</sup>; se construyó con fines de generación de energía, regulación de los escurrimientos del río y para mejorar el régimen de estiaje del valle del Yaqui.

##### III.2.1.1 CORTINA

Tipo: De arco-gravedad, con radio de curvatura constante; construida de concreto. En la ladera derecha el arco está empotrado en la pared del cañón y en la izquierda, la pared superior se apoya en un contrafuerte de concreto.

Cimentación: Tratamiento: Limpia del material de relleno del cauce del río y de las laderas, especialmente la derecha, donde el fracturamiento local exigió un gran movimiento de material. Inyectado en la zona de desplante de la cortina y en las laderas.

Materiales: En la construcción de la cortina se emplearon 184 000 m<sup>3</sup> de concreto en masa con agregados de 152 mm (6") máximo. Los bancos de agregados estaban situados en el cauce del río y fueron lavados y clasificados en una planta con capacidad para producir 600 m<sup>3</sup> de concreto por día. Se usó cemento Portland de bajo calor, producido por primera vez en México, empleándose 223 kg/m<sup>3</sup>. Para disipar gran parte del calor producido por la hidratación del cemento, se hizo circular agua fría por serpentines embebidos en el concreto, formados con tubos de fierro de 2.5 cm de diámetro exterior (Referencia 2).

### **III.2.1.2 VERTEADOR**

Localizado en el lado izquierdo del cañón, su estructura está ligada con la cortina. Del tipo de cresta libre con canal de descarga en curva y terminado en un umbral deflector. (En el diseño original de vertedor estaban previstas dos compuertas Stoney de 15.24 x 15.24 m, con su umbral a la elevación 824.91 m, que fueron suprimidas por las dificultades que se presentaron para su adquisición durante la Segunda Guerra Mundial, substituyéndose por un vertedor de cresta libre a la elevación 830.70 m).

### **III.2.1.3 OBRA DE TOMA**

Descripción: 4 tuberías de acero que atraviesan la cortina en la parte central del cauce, provistas aguas arriba de rejillas y aguas abajo de válvulas para emergencia y de servicio, que se operan desde una casa de maquinas construida al pie de la cortina. Las dos tuberías centrales permiten hacer las extracciones para riego y las de los extremos son para alimentar las turbinas de la planta hidroeléctrica que se instale al pie de la cortina.

Tuberías: 4 tuberías de acero ahogadas en el concreto de la cortina, con su eje a la elevación 777.60 m en el paramento de aguas arriba y a la elevación 770.65 m en el de aguas abajo. Las dos centrales tienen un diámetro interior de 1.78 m (70") y las de los extremos de 2.03 m (80").

Rejillas: 2 montadas en estructuras especiales sobre el paramento de aguas arriba de la cortina. Cada rejilla cubre una tubería para riego y una para generación de energía. El umbral está a la elevación 777.60 m (Referencia 2).

En la Figura III-2 se puede observar el vaso de almacenamiento, la cortina y la obra de excedencia de la presa La Angostura, Son.



**Figura III-2. Vista de la presa La Angostura, Son**

En la Tabla III-1 se puede observar la información más importante de la presa como son elevaciones, capacidades, etc., dichos datos fueron obtenidos de los boletines hidrológicos de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) y también mediante la ayuda de la CONAGUA.

**Tabla III-1 Características generales de la presa La Angostura, Son**

<b>PRESA: La Angostura</b>		
<b>Lázaro Cárdenas</b>		
<b>Concepto</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>
Capacidad total al NAME	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	1116.5
Capacidad total al NAMO	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	864
Capacidad Útil	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	703.4
Capacidad para control de avenidas	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	413.1
Capacidad de azolves	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	100
Área máxima de embalse	ha	4800
Nivel máximo de embalse (NAME)	msnm	840.15
Nivel de aguas máximo ordinario (NAMO)	msnm	830.7
Nivel mínimo (NAMINO)	msnm	777.6
Nivel medio de desfogue	msnm	
Elevación de la cresta	msnm	830.7
Elevación de la corona	msnm	843.75
Altura de la cortina	m	91.75
Longitud de la corona	m	178
Bordo libre	m	3.60
Avenida		
Máxima de entrada	m <sup>3</sup> /s	
Máxima de salida	m <sup>3</sup> /s	
Avenida de diseño	m <sup>3</sup> /s	3000
Gasto de diseño de la obra de toma	m <sup>3</sup> /s	
Avenida de diseño del vertedor de excedencias	m <sup>3</sup> /s	3000
Gasto máximo de descarga por el vertedor	m <sup>3</sup> /s	1900
Longitud total de la cresta	m	30.48
Carga	m	9.45
Superficie regable	ha	

### III.2.2 PRESA EL NOVILLO

Esta presa fue construida por la Comisión Federal de Electricidad sobre el río Yaqui con fines de generación de energía hidroeléctrica y se sitúa aguas abajo de la confluencia del río Moctezuma.

La presa tiene una capacidad de 2 925 millones de m<sup>3</sup> y la planta hidroeléctrica, una capacidad instalada de 90 000 KVA; la generación media anual es de 500 millones de KWH que abastecen al sistema Sonora-Sinaloa (Referencia 3).

### III.2.2.1 CORTINA

Su cortina es de tipo arco de enrocamiento con impermeable y tiene 68.5 m de altura, con un volumen de concreto de 262000 metros cúbicos.

Tipo	Arco-Cupula	
Elevación de la corona	297.80	msnm
Longitud de la corona	188	m
Altura máxima	133.80	m
Volumen total (Incl. Aguas)	0.375	mill.m <sup>3</sup>

### III.2.2.2 VERTEDEDOR

Elevación de la cresta	275	msnm
Longitud total de la cresta	124	m
Gasto máx. de descarga total	12 216	m <sup>3</sup> /s
Compuertas radiales (No.,Ixa)	4, 15x16	
Elev. labio superior compuertas	291	msnm
Gasto máx. (Avenida de diseño)	12 559	m <sup>3</sup> /s

### III.2.2.3 OBRA DE TOMA

Número de tomas	2
Gasto máximo por toma	120/60 m <sup>3</sup> /s
Compuertas rodantes (No., Ixa)	1,3.6x6.6

En la Figura III-3 podemos apreciar la obra de excedencias de la presa El Novillo, Son.

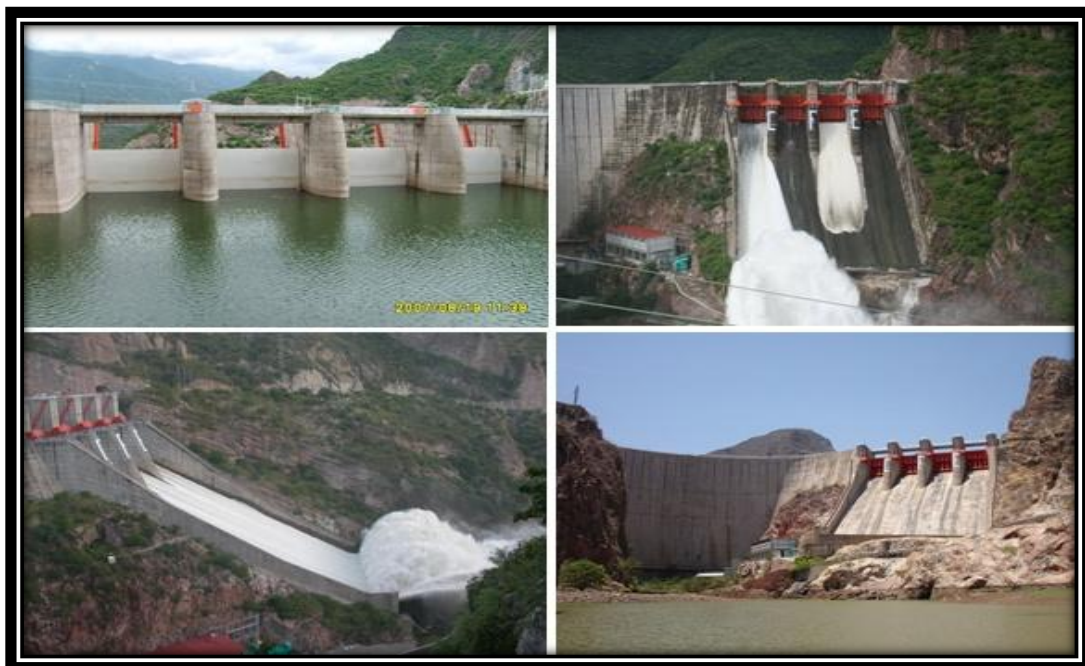


Figura III-3. Vista del vertedor de la presa El Novillo, Son

En la Tabla III-2 se pueden observar más a detalles las características más importantes y relevantes de la presa.

**Tabla III-2. Características generales de la presa El Novillo, Son**

<b>PRESA: El Novillo</b>		
<b>Plutarco Elías Calles</b>		
<b>Concepto</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>
Capacidad total al NAME	$10^6 \text{ m}^3$	3511.96
Capacidad total al NAMO	$10^6 \text{ m}^3$	2963
Capacidad Útil	$10^6 \text{ m}^3$	2682.2
Capacidad para control de avenidas	$10^6 \text{ m}^3$	630.26
Capacidad de azolves	$10^6 \text{ m}^3$	
Área máxima de embalse	ha	
Nivel máximo de embalse (NAME)	msnm	296.80
Nivel de aguas máximo ordinario (NAMO)	msnm	291
Nivel mínimo (NAMINO)	msnm	293.5
Nivel medio de desfogue	msnm	189
Elevación de la cresta	msnm	275
Elevación de corona	msnm	297.8
Eficiencia de las turbinas		
Capacidad máxima de las turbinas	MW	
Altura de la cortina	m	133.80
Longitud de la corona	m	188
Bordo libre	m	1.0
Avenida		
Máxima de entrada	$\text{m}^3/\text{s}$	
Máxima de salida	$\text{m}^3/\text{s}$	
Avenida de diseño	$\text{m}^3/\text{s}$	18000
Gasto de diseño de la obra de toma	$\text{m}^3/\text{s}$	
Avenida de diseño del vertedor de excedencias	$\text{m}^3/\text{s}$	18000
Gasto máximo de descarga por el vertedor	$\text{m}^3/\text{s}$	12000
Longitud total de la cresta	m	60.00
Carga	m	
Superficie regable	ha	
Compuertas radiales		4.15x16
Elevación labio superior sobre compuertas	msnm	291

### III.2.3 PRESA EL OVIÁCHIC

Se localiza sobre el río Yaqui ligeramente aguas arriba del valle del Yaqui y controla prácticamente la totalidad de los escurrimientos del río. Tiene una capacidad de 2 988 millones de  $\text{m}^3$  y fue construida principalmente con fines de riego, aplicándose las

extracciones hechas por la toma baja, para la generación de energía hidroeléctrica secundaria mediante una planta con capacidad instalada de 12 000 KW.

### **III.2.3.1 CORTINA**

Tipo: De tierra y roca. Consta esencialmente de 3 zonas de materiales seleccionados, distinguiéndose cada una por sus características estructurales particulares, por sus propiedades de permeabilidad y por el método de colocación.

La primera zona, que es la central, forma la barrera impermeable; tiene taludes de 1.25:1 aguas arriba y 0.75:1 aguas abajo; el material usado en su construcción es el producto seleccionado de la explotación de las terrazas situadas dentro del vaso, que son una mezcla de limo y arena con un bajo contenido de arcilla. Este material se colocó bien compactado con 6 pasadas de rodillo de pata de cabra en capas de 0.20 m. de espesor.

La segunda zona está constituida propiamente por los filtros colocados entre los materiales impermeables y los permeables; están formados con grava y arena con talud exterior de de 1.5:1 el de aguas arriba y 1:1 el de aguas abajo, colocados en capas de 0.50 m de espesor y compactados con el paso de bandas de tractor.

La tercera zona está constituida por materiales permeables y tiene taludes, aguas arriba, de 2:1 de la corona a la elevación 108.80 m, de donde se sigue con 2.5:1 hasta la elevación 75.00 m y 6:1 de este punto hasta la elevación 63.00 m, continuando con 2:1 hasta el fondo del cauce; aguas abajo, 1.77:1 desde la corona hasta la elevación 101.67 m (banqueta de 6 m), 1.55:1 hasta la elevación 88.33 m (banqueta de 6 m), 1.31:1 hasta la elevación 84.00 m, 2:1 hasta la elevación 75.00 m, y continua con 6:1 hasta la elevación 65.00 m (banqueta de 10 m), donde sigue con talud de 2:1 hasta el fondo del cauce. Para su construcción se usaron principalmente roca y rezaga procedentes de las excavaciones de los tajos de acceso de los túneles y de las canteras explotadas para ese fin, colocándose a volteo en capas de 4 m de espesor. La cara de aguas arriba se protegió contra el efecto del oleaje con una capa de roca seleccionada de 3 m de espesor, colocada a volteo.

Cimentación: Limpia general del área de cimentación quitando la tierra vegetal y los materiales sueltos e intemperizados. En el cauce del río se excavó una amplia trinchera a lo largo del eje de la cortina, hasta encontrar basalto sano y se rellenó con material impermeable compactado para interceptar los mantos profundos y permeables de grava y arena (Referencia 2).

### **III.2.3.2 VERTEDOR**

Descripción: Alojado en el puerto de El Pochote . Del tipo abanico, de cresta libre, curva en planta y cimacio tipo Creager, convergiendo a un canal de descarga de gran desarrollo que conduce las aguas al cauce de río Yaqui. Muros de retención en los extremos del cimacio, siguiendo a continuación diques de tierra y roca que cierran el resto del puerto.

### III.2.3.3 OBRA DE TOMA

La obra de toma se divide en dos partes:

Toma alta: La extracción se hace a través de dos conductos de sección ovoide revestidos de concreto reforzado, que trabajan sin presión, controlados en el extremo de aguas arriba por medio de compuertas deslizantes operadas desde una torre, cuya parte superior se comunica con la corona de la cortina por medio de un puente de acceso. Esta toma alimenta directamente al Canal Alto del Distrito.

Toma baja: La extracción se hace a través de dos túneles en cuya parte media se instalaron tapones de concreto, donde están ancladas tuberías de acero, provistas en su extremo de aguas arriba de válvulas de mariposa para emergencia. Cada tubería tiene una bifurcación que permite extraer el agua por una válvula de servicio de chorro hueco, que descarga en un tanque amortiguador localizado a la salida de cada túnel, o alimentar a las turbinas de la planta hidroeléctrica. Un tercer túnel central, que se utilizó durante la desviación del río, se cerró con una tapa ciega (Referencia 2).

En la Figura III-4 se muestra una imagen del embalse y el vertedor de la presa El Oviáchic.



**Figura III-4. Vista de la obra de excedencia de la presa El Oviáchic**



En la Tabla III-3 se pueden observar los datos más importantes de la presa El Oviáchic.

**Tabla III-3. Características generales de la presa El Oviáchic, Son**

<b>PRESA: El Oviáchic</b>		
<b>Álvaro Obregón</b>		
<b>Concepto</b>	<b>unidad</b>	<b>cantidad</b>
Capacidad total al NAME	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	4200
Capacidad total al NAMO	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	2989
Capacidad Útil	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	2739
Capacidad para control de avenidas	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	1210.8
Capacidad de azolves	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	500
Área máxima de embalse	ha	20500
Nivel máximo de embalse (NAME)	msnm	112.20
Nivel de aguas máximo ordinario (NAMO)	msnm	105.50
Nivel mínimo (NAMINO)	msnm	76
Nivel medio de desfogue	msnm	
Elevación de la cresta	msnm	105.50
Elevación de corona	msnm	115.1
Eficiencia de las turbinas		
Capacidad máxima de las turbinas	MW	
Altura de la cortina	m	90
Longitud de la corona	m	1457
Bordo libre	m	2.90
Avenida		
Máxima de entrada	m <sup>3</sup> /s	
Máxima de salida	m <sup>3</sup> /s	
Avenida de diseño	m <sup>3</sup> /s	20000
Gasto de diseño de la obra de toma	m <sup>3</sup> /s	
Avenida de diseño del vertedor de excedencias	m <sup>3</sup> /s	20000
Gasto máximo de descarga por el vertedor	m <sup>3</sup> /s	11100
Longitud de la cresta	m	315.1
Carga	m	6.40
Superficie regable	ha	

### III.3 DATOS DE FUNCIONAMIENTO DE VASO

En la actualidad existen registros históricos que nos presentan la información más importante sobre el funcionamiento de los distintos vasos de almacenamiento de todo el país. Dichos registros se pueden obtener por medio del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de la CONAGUA (Referencia 4), dentro de estos registros se presenta información referente a varios rubros, que se identifican mediante distintas claves, como se muestra en la Tabla III-4.

**Tabla III-4. Rubros presentes en los archivos históricos de los distintos vasos de almacenamiento**

Clave	Descripción	Unidades
01LL	Lluvia	mm
02EV	Evaporación	mm
03EL	Elevación (nivel del agua)	m
04AR	Áreas de inundación	Ha
05AL	Almacenamiento	miles de m <sup>3</sup>
06VA	Variación de almacenamiento	miles de m <sup>3</sup>
07VL	Volumen de lluvia	miles de m <sup>3</sup>
<b>16ER</b>	<b>Suma de entradas por ríos</b>	<b>miles de m<sup>3</sup></b>
17SE	Suma de entradas totales	miles de m <sup>3</sup>
26ST	Suma de tomas	miles de m <sup>3</sup>
27DF	Desfogues	miles de m <sup>3</sup>
28FT	Filtraciones	miles de m <sup>3</sup>
29DR	Derrames	miles de m <sup>3</sup>
30VE	Volumen de evaporación	miles de m <sup>3</sup>
31SS	Suma de salidas totales	miles de m <sup>3</sup>
33AP	Aportaciones deducidas diarias	miles de m <sup>3</sup>
34ET	Entradas totales por ríos	miles de m <sup>3</sup>
35EN	Entradas netas por ríos	miles de m <sup>3</sup>
36DM	Datos especiales mensuales	miles de m <sup>3</sup>

El rubro de mayor interés es el referente a las sumas de entradas por ríos (16ER), ya que mediante este rubro se pueden obtener los gastos medios diarios registrados históricamente. Dichos gastos son importantes, pues son la base estadística que se necesita para la generación de avenidas de diseños para distintos periodos de retornos, así como para los tránsitos de avenidas.

### III.3.1 FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA LA ANGOSTURA, SON

Después de obtener los registros históricos por medio del BANDAS, se analizó el periodo que se tenía registrado por concepto de entradas por ríos(16ER) en La Angostura; en la Tabla III-5 se presenta el periodo de registro con el que cuenta la presa.

**Tabla III-5. Periodo de registro de la presa La Angostura (Lázaro Cárdenas)**

NOMBRE COMÚN	NOMBRE OFICIAL	REGISTRO BANDAS		ENTRADAS POR RIOS (16ER)	
		DE	A	DE	A
La Angostura	Lázaro Cárdenas	Jul. de 1941	Dic. de 2006	No marca ningún registro	

Como se puede observar en la Tabla III-5 de todos los datos registrado para cada uno de los rubros se cuenta con un periodo recabado de 1941 a 2006, pero específicamente para las entradas por ríos no se tiene ningún registro anotado, por lo que es necesario obtener las entradas por medio de otro procedimiento, para esto se utilizó un antifuncionamiento el cual se describe a detalle en el apartado III.5.1.

#### III.3.1.1 ÁREA POR CUENCA PROPIA, LA ANGOSTURA, SON

En este caso el área por cuenca de la cuenca propia de la presa La Angostura coincide con su área drenada que es de 18305 km<sup>2</sup>.

### III.3.2 FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA EL NOVILLO, SON

De acuerdo a los registros del BANDAS (Referencia 4) se pudo obtener el funcionamiento histórico del vaso, con base en lo obtenido, se pudo ver que el registro de entradas por ríos para la presa va de enero de 1964 a diciembre de 2006 como se muestra a continuación.

**Tabla III-6. Periodo de registro de la presa Plutarco E. Calles (EL NOVILLO)**

NOMBRE COMÚN	NOMBRE OFICIAL	REGISTRO BANDAS		ENTRADAS POR RIOS (16ER)	
		DE	A	DE	A
El Novillo	Plutarco Elías C.	Ene de 1964	Dic. de 2006	Ene de 1964	Dic de 2006

### III.3.2.1 ÁREA POR CUENCA PROPIA, EL NOVILLO, SON

El área por cuenca propia de la presa El Novillo es la diferencia de su área drenada menos el área drenada de la presa La Angostura, es decir:  $57832 - 18305 = 39527 \text{ km}^2$ .

### III.3.3 FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA EL OVIÁCHIC, SON

Finalmente, al igual que lo realizado para las presas anteriores, se obtuvieron los registros del funcionamiento histórico del vaso de almacenamiento, como se muestra en la Tabla III-7.

**Tabla III-7. Periodo de registro de la presa Álvaro Obregón (El Oviáchic)**

NOMBRE COMUN	NOMBRE	REGISTRO BANDAS		ENTRADAS POR RIOS	
		DE	A	DE	A
El Oviáchic	Álvaro Obregón	Jun. de 1952	Dic. de 2006	Ene. de 1970	Dic. de 2006

Se puede observar que en lo que se refiere a las entradas por ríos, los registros no cuentan con un intervalo de tiempo registrado, que comprende del año 1952 a 1969, es decir, que a pesar de que en otros rubros se tienen registros desde el año de 1952, para las entradas por ríos los registros comienzan desde 1970. Además de que en lo que se refiere a los años 1987, 1988, 1989, 1990, 1991 y 1993 no se cuentan con registros completos, como se observa a continuación (Tabla III-8).

**Tabla III-8. Meses faltantes en el periodo de registro histórico. Presa El Oviáchic**

AÑO	MESES FALTANTES
1987	Octubre
1988	junio, julio y agosto
1989	marzo – diciembre
1990	enero y de marzo – diciembre
1991	enero - junio, agosto – octubre y diciembre
1993	junio y diciembre

### III.3.3.1 ÁREA POR CUENCA PROPIA, EL OVIÁCHIC, SON

El área por cuenca propia de la presa El Oviáchic es la diferencia de su área drenada total menos el área drenada de la presa el Novillo, esto es:  $69540 - 57832 = 11708 \text{ km}^2$ .

### III.4 DATOS DE HIDROMÉTRICAS

Para complementar la información proporcionada por los registros históricos de las presas y a fin de obtener las entradas por cuenca propia se buscaron y localizaron en los boletines hidrológicos de la antigua Secretaria de Recursos Hidráulicos, específicamente, en el boletín No. 40 de la región hidrológica No. 9 que abarca las cuencas de los ríos Sonora-Yaqui-Mayo todas las estaciones hidrométricas que se encontraban sobre el cauce del río Yaqui. En la Figura III-5 se pueden observar todas las estaciones presentes en la cuenca del río Yaqui, algunas estaciones están ubicadas mediante claves, las cuales son designadas por el BANDAS.

Después de ubicar las estaciones presentes en la zona, se analizó cuales podrían ser las hidrométricas más importantes y que servirían como complemento para poder obtener las entradas por cuenca propia a las presas. Realizado lo anterior, se obtuvieron los registros históricos de gastos medios diarios que presentan cada una de las hidrométricas, así como también, se observaron cuales fueron los periodos registrados por las estaciones; para ello se utilizó el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) para obtener dichos registros. Mediante los boletines hidrológicos de la SRH se pudo obtener la información referente al estado actual, el área drenada, su ubicación geográfica, etc. que presenta cada una de las hidrométricas.

En la Tabla III-9 se presentan dichos resultados.

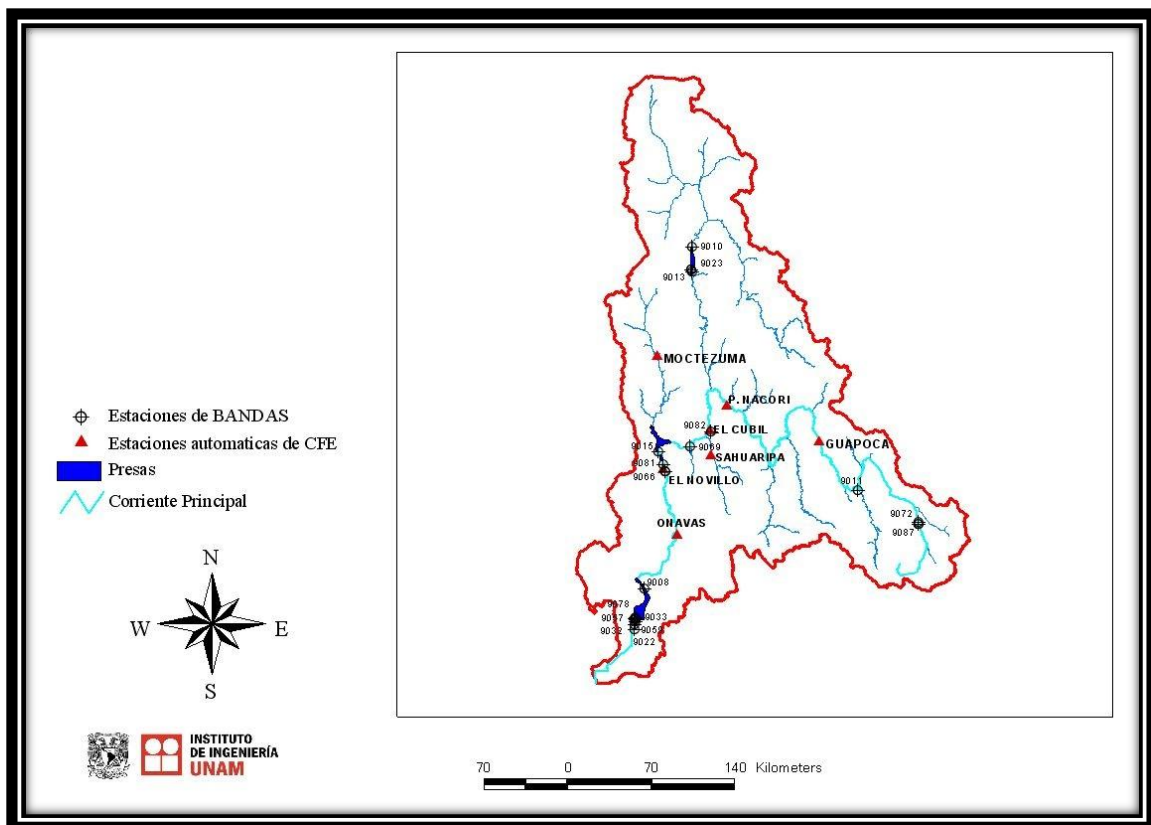


Figura III-5. Estaciones cercanas a los vasos de almacenamiento

**Tabla III-9. Características de las estaciones hidrométricas cercanas a las presas del río Yaqui. BANDAS Y Boletines SRH**

ESTACIONES HIDROMETRICAS CERCANAS A LAS PRESAS						
CLAVE	ESTACION	COORDENADAS		AREA DRENADA (km <sup>2</sup> )	REGISTRO	
		LATITUD	LONGITUD		DE	A
9010	Las Lanchas	30°36'30"	109°22'00"	17829	1936	1937
9013	La Angostura I	30°26'30"	109°23'00"	18305	1937	1941
9023	La Angostura II	30°25'30"	109°22'10"	18305	1945	1984
9015	El Águila	29°04'30"	109°41'00"	57505	1942	1963
9081	El Novillo I	28°55'30"	109°37'30"	57908	1958	1963
9066	El Novillo II	28°55'30"	109°37'30"	57908	1958	2006
9082	El Cubil	29°13'00"	109°14'00"	45624	1965	2003
9069	La Rastra	29°06'30"	109°24'30"	49004	1962	1964
9011	La Junta	28°45'30"	107°59'00"	8713	1936	2006
9045	Nácori	29°27'30"	109°04'30"	539	1962	1978
9084	Paso de Nácori	29°25'00"	109°05'30"	21675	1957	2003
9086	Cándido	29°11'00"	109°15'00"	2853	1964	1974
9057	Km 1+503	27°48'30"	109°53'30"	--	1954	1985
9059	Col. Yaquis	27°48'00"	109°53'45"	--	1952	1980
9008	Tecori	28°02'30"	109°49'00"	66878	1928	1952

#### III.4.1 HIDROMÉTRICAS UTILIZADAS EN LA ANGOSTURA

La presa La Angostura, como ya se mencionó, no cuenta con ningún periodo de registro reportado por el BANDAS en lo que se refiere a las entradas por ríos.

Por otro lado, las hidrométricas más cercanas a la presa se ubican aguas abajo de la presa, tales hidrométricas son: La Angostura I y La Angostura II (Tabla III-10).

**Tabla III-10. Hidrométricas cercanas a la presa La Angostura. BANDAS**

CLAVE	ESTACION	ESTADO	REGISTRO	
			DE	A
9013	La Angostura I	suspendida	Ago de 1937	Jun de 1941
9023	La Angostura II	operación	Ene de 1945	Dic de 1984

Como se observa en la tabla anterior, la hidrométrica Angostura I se suspendió en junio de 1941, y la Angostura II tiene un periodo de registro algo corto, por tal motivo no es de gran ayuda para obtener las entradas por cuenca propia.

### III.4.2 HIDROMÉTRICAS UTILIZADAS EN EL NOVILLO

Para poder obtener las entradas por cuenca propia del Novillo se utilizaron los registros de la estación La Angostura II (que presenta un registro de 1945 a 1984), cuya área drenada corresponde al área por cuenca propia de la presa La Angostura y que son de gran ayuda para obtener las entradas por cuenca propia para El Novillo en ese lapso de registro.

También se utilizaron las salidas totales que se presentan en la presa La Angostura, es decir, la información del rubro 31SS del funcionamiento de vaso de dicha presa para restar dichas salidas a las entradas del Novillo y tener las entradas por cuenca propia.

### III.4.3 HIDROMÉTRICAS UTILIZADAS EN EL OVIÁCHIC

Como sabemos, la presa cuenta con un periodo de registro que va de junio de 1952 a diciembre de 2006, analizando las estaciones hidrométricas de la cuenca del río Yaqui podemos observar que las estaciones que nos pueden servir para complementar la información del registro de la presa son: El Novillo I y El Novillo II (ver Tabla III-11).

**Tabla III-11. Hidrométricas cercanas a la presa El Oviáchic**

CLAVE	ESTACION	ESTADO	REGISTRO	
			DE	A
9010	El Novillo I	suspendida	May de 1958	Nov de 1963
9013	El Novillo II	operación	May de 1958	Dic de 2006

Ahora bien, tomando en cuenta El Novillo II (debido a que tiene un registro más amplio) se pueden utilizar los registros de la hidrométrica para restarlos a los registros del funcionamiento del vaso del Oviáchic y así obtener las entradas por cuenca propia en el periodo de 1958 a 2006.

### III.5 GASTOS MEDIOS DIARIOS POR CUENCA PROPIA

Ahora bien, después de analizar los funcionamientos de los vasos de las tres presas y localizar las estaciones hidrométricas (La Angostura II y El Novillo II) más cercanas que tuvieran el mayor registro y que sirvieran como complemento se precedió a obtener los gastos medios diarios por cuenca propia para cada una de las presas, las entradas por cuenca propia a cada presa se presentan a continuación.

### III.5.1 ENTRADAS POR CUENCA PROPIA, LA ANGOSTURA, SON

Como ya se había mencionado, debido a que no se cuenta con ningún registro histórico de entradas a la presa, se tiene que recurrir a deducir las entradas por ríos mediante otros rubros, obtenidos de los mismos registros históricos, específicamente, los registros que muestran los rubros 06VA (variaciones de almacenamiento) y 31SS (suma de salidas totales).

Entonces las entradas por cuenca propia se dedujeron de la siguiente forma:

$$\text{Entradas} = \Delta v + \text{suma de salidas totales} \quad (\text{III-1})$$

donde

- $\Delta v$ , variaciones de almacenamiento del vaso (Rubro 06VA)
- Suma de salidas totales (Rubro 31SS del funcionamiento del vaso)

Cabe mencionar que los registros del BANDAS se pudieron completar hasta el año de 2010 mediante datos proporcionados por la CONAGUA.

Ahora bien, el periodo del cálculo comprende del año de 1942 a 1986 y de 1992 a 2010. No se contemplaron los años de 1987 a 1991 debido a que existían muchos datos faltantes en dicho periodo.

En el Anexo 1 se presenta el registro total de las entradas por cuenca propia para la presa la Angostura.

### III.5.2 ENTRADAS POR CUENCA PROPIA, EL NOVILLO, SON

Debido a que el registro obtenido por medio del Bandas no represa un registro por cuenca propia, fue necesario obtenerlo de otra manera. En el caso del Novillo, el total de entradas por cuenca propia se obtendrán por medio de tres periodos.

Para el primer periodo las entradas se obtuvieron de la siguiente manera:

$$\text{Entradas} = [\Delta V + \text{Suma de salidas totales}] - \text{Angostura II} \quad (\text{III-2})$$

donde

- $\Delta v$ , variaciones de almacenamiento del vaso (Rubro 06VA)
- Suma de salidas totales (Rubro 31SS del funcionamiento del vaso)
- Angostura II (registro histórico de dicha estación hidrométrica)



El periodo comprendido será de enero de 1964 a diciembre de 1984 por ser el periodo en común entre la hidrométrica y los rubros 06VA y 31SS.

Para el segundo periodo de enero de 1985 a diciembre de 2006 las entradas se obtuvieron de la siguiente forma:

$$\mathbf{Entradas} = [\Delta V + \mathbf{Suma de salidas totales}] - \mathbf{31SS Ang} + \mathbf{2.7} \quad (\text{III-3})$$

donde

- $\Delta v$ , Variaciones de almacenamiento del vaso (Rubro 06VA)
- Suma de salidas totales (Rubro 31SS del funcionamiento del vaso)
- 31SS Ang, suma de salidas totales de la presa La Angostura
- 2.7, gasto adicional en  $\text{m}^3/\text{s}$

Por último, del año 2007 al 2010 se calculó el gasto por cuenca propia restando el gasto de entrada al novillo las salidas por toma, vertedor y derrame reportados para la Angostura, información que fue proporcionada gracias a la CONAGUA.

En el Anexo 1 se presenta el cálculo total de los gastos medios diarios por cuenca propia para la presa El Novillo.

### **III.5.3 ENTRADAS POR CUENCA PROPIA, EL OVIÁCHIC, SON**

Se consideraron los gastos medios diarios estimados de 1958 a 2010, de 1958 al 2006 dichos valores se obtuvieron a partir del funcionamiento de vaso proporcionado por la CONAGUA; si el incremento del volumen es igual a las entradas menos las salidas, entonces las entradas por cuenca propia se determinaron sumando al incremento del volumen las salidas totales por tomas más el volumen de salida por evaporación y se le restó el gasto registrado por la hidrométrica el Novillo II.

Del año 2007 al 2010 el gasto medio diario se estimó con el gasto medio diario por cuenca propia con el gasto de entrada al embalse El Oviáchic menos las salidas por obra de toma, vertedor y derrame de la presa el Novillo.

Hay que mencionar que se quitaron datos dudosos de gastos máximos de los años 1994, 1995, 1997, 1999 y 2005, al presentar discrepancias entre dichos valores con los reportados por la CONAGUA.

Después de conocer las características más importantes de cada una de las presas y de seleccionar las entradas por cuenca propia, en el siguiente capítulo se obtendrán las avenidas de diseño para varios periodos de retorno, así como también los tránsitos de avenidas para conocer si la operación es adecuada, haciendo uso de la metodología empleada en el Instituto de Ingeniería y tomando como base la información recabada en el presente capítulo.

### III.6 REFERENCIAS

1. Secretaria de recursos hidráulicos, 1969, "Región hidrológica No. 9, Sonora sur", Boletín hidrológico No. 40
2. COMISION NACIONAL DEL AGUA, SEMARNAP. "PRESAS DE MEXICO, VOL 1
3. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. "*PRESAS DE ALMACENAMIENTO EN MEXICO (CONSTRIDAS DESDE 1926 A 1958)*" 1958 2DA EDICION
4. [http://www.imta.gob.mx/index.php?option=com\\_wrapper&view=wrapper&Itemid=145](http://www.imta.gob.mx/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=145)

## CAPÍTULO IV. APLICACIONES Y RESULTADOS

### IV.1 ACTUALIZACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO

Para realizar la actualización de las avenidas de diseño mediante el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería se utilizó como base la información de los registros de gastos medios diarios registrados en cada una de las presas (obtenidos del BANDAS), aunque como ya se mencionó, los registros no representaron una entrada por cuenca propia, por lo que fue necesario deducirlos de otra manera (ver apartado III.5).

A continuación se presentarán las avenidas de diseños para periodos de retorno de 5, 10, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10,000 años para cada presa.

#### IV.1.1 PRESA LA ANGOSTURA

Primero se obtuvo el registro por cuenca propia de los gastos medios diarios obtenidos del funcionamiento de vaso, el periodo de registro resultó de 1942 a 1986 y de 1992 a 2010 (ver Anexo 1), donde los años 1987, 1988, 1989, 1990 y 1991 se omitieron debido a que existían muchos datos faltantes en el registro.

Después de tener dicho registro y con la ayuda del programa Gas1.BAS se calcularon los gastos medios máximos para distintas duraciones, en la Tabla IV-1 se presentan los resultados obtenidos para las duraciones de 1 a 10 días.

El programa Gas1.BAS da como resultados dos archivos para cada duración, uno con extensión .AJU donde se registran los gastos medios máximos para cada año considerado en el registro, y el otro archivo con extensión .RES que presenta en forma de lista las fechas en que inició la máxima avenida.

Ahora bien, los resultados obtenidos de los archivos de extensión .AJU permiten realizar el análisis estadístico para poder extrapolar los valores de gastos medios máximos para distintas duraciones y así poder conocer la magnitud de los gastos para diferentes periodos de retorno. Esto se logra ajustando los datos a distintas funciones de probabilidad, para el caso de la Angostura, la función de mejor ajuste fue la de tipo Doble Gumbel para las duraciones de 1 a 10 días; considerando un valor del parámetro  $p=0.92$ .

Los ajustes se realizaron haciendo uso del programa AX, el cual se alimenta de los archivos con extensión .AJU. En las Figuras IV-1, IV-2, y IV-3 se presenta la comparación entre los valores históricos y los valores calculados y extrapolados con la función Doble Gumbel para las duraciones de 1, 5 y 10 días, respectivamente.

**Tabla IV-1. Gastos medios máximos para distintas duraciones, en m<sup>3</sup>/s. La Angostura, Son.**

Año	Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1942	472	392	329	277	237	206	182	164	150	137
1943	348	194	171	156	145	137	130	127	131	130
1944	255	202	179	169	162	140	132	125	117	111
1945	227	190	163	143	126	114	109	102	97	91
1946	187	112	88	78	70	64	59	55	51	48
1947	63	61	55	51	47	44	41	40	41	41
1948	564	484	377	301	253	215	189	169	152	148
1949	1312	944	739	597	560	652	604	596	542	512
1950	445	295	227	190	162	143	133	125	117	111
1951	541	272	182	137	110	92	81	72	66	96
1952	431	288	234	191	163	145	136	126	116	108
1953	837	504	375	299	261	229	203	186	172	159
1954	361	304	224	174	152	138	122	111	103	102
1955	407	376	321	282	255	239	231	229	220	209
1956	94	64	54	42	35	30	29	28	27	27
1957	362	205	152	121	104	93	88	83	80	76
1958	668	445	347	281	237	205	182	163	147	144
1959	310	275	245	237	221	220	215	203	192	183
1960	1106	793	631	522	445	389	345	311	284	263
1961	150	116	103	88	77	68	64	59	53	50
1962	702	618	481	393	338	293	261	234	215	196
1963	131	123	116	114	112	108	105	100	95	93
1964	350	288	264	230	197	180	164	153	141	135
1965	890	739	576	464	392	343	304	276	258	242
1966	369	329	287	241	231	216	199	183	171	159
1967	1284	899	750	649	634	682	658	629	582	540
1968	582	495	437	397	355	326	298	273	253	235
1969	262	173	141	127	118	109	100	90	83	77
1970	250	178	137	116	105	98	91	93	94	93
1971	147	114	94	87	86	78	71	66	64	66
1972	279	181	139	118	104	97	94	92	94	92
1973	653	471	384	323	281	253	226	207	189	174
1974	155	112	94	80	73	66	61	54	48	46
1975	169	132	124	115	106	106	98	93	87	80
1976	157	141	124	121	122	115	111	108	108	106
1977	520	414	376	292	242	204	176	156	139	127
1978	967	649	651	547	463	416	395	370	344	320
1979	666	609	487	399	338	297	264	256	293	305
1980	101	85	61	53	48	42	37	35	33	31
1981	282	229	190	175	158	144	134	126	117	110
1982	714	422	385	304	254	218	194	171	156	151
1983	566	477	392	345	317	294	273	256	241	228
1984	749	600	521	474	425	385	364	364	365	364
1985	461	391	325	279	245	221	201	183	169	157
1986	279	213	214	207	195	185	174	164	157	147
1992	429	274	210	153	117	93	107	104	92	81
1993	311	264	208	189	185	162	141	126	114	105
1994	360	358	285	243	208	183	162	157	159	154
1995	1765	1158	860	709	597	516	457	411	374	345
1996	95	72	61	53	48	47	46	44	41	39
1997	375	214	161	130	111	103	94	87	85	83
1998	203	142	127	114	122	115	111	107	101	97
1999	490	318	239	205	190	182	170	158	148	145
2000	240	201	173	157	138	124	114	106	100	94
2001	214	182	155	127	111	97	88	79	74	70
2002	158	143	127	110	95	84	79	79	77	74
2003	54	33	29	26	24	23	21	21	20	20
2004	636	318	212	160	128	213	234	227	213	200
2005	1072	715	535	440	374	324	285	255	231	210
2006	191	166	156	144	137	130	121	112	107	102
2007	449	360	319	268	228	198	175	159	146	135
2008	246	143	136	129	125	115	105	99	94	90
2009	251	190	169	141	122	106	95	86	79	81
2010	502	422	335	274	239	218	222	219	208	196

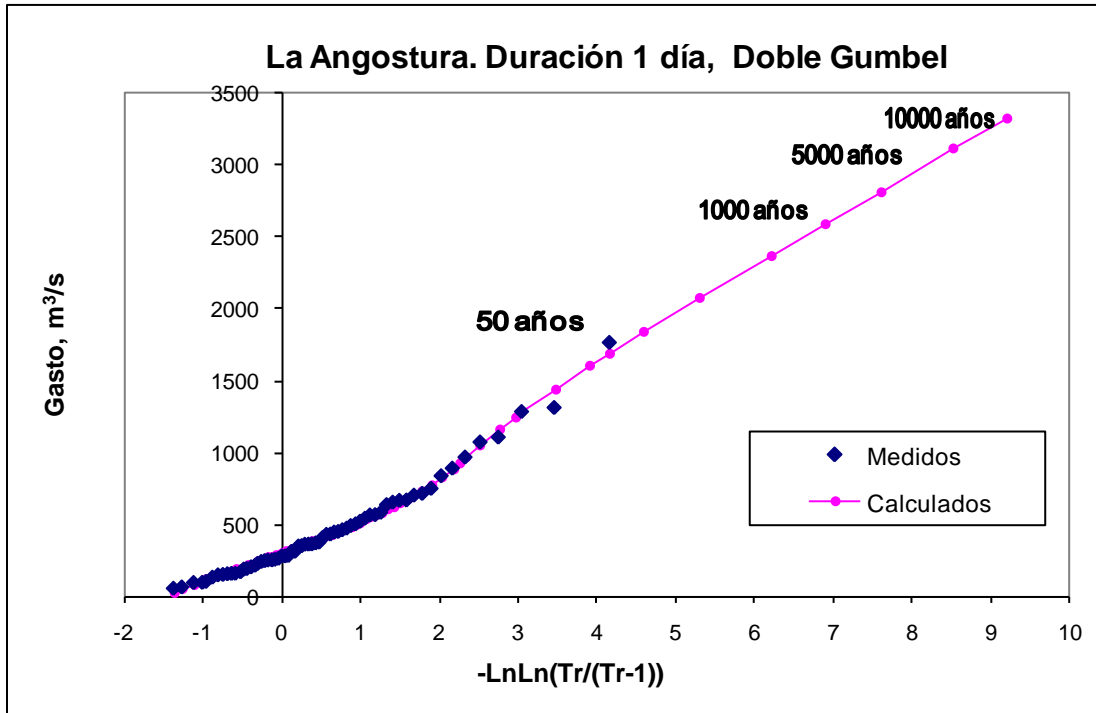


Figura IV-1. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 1 día. La Angostura, Son

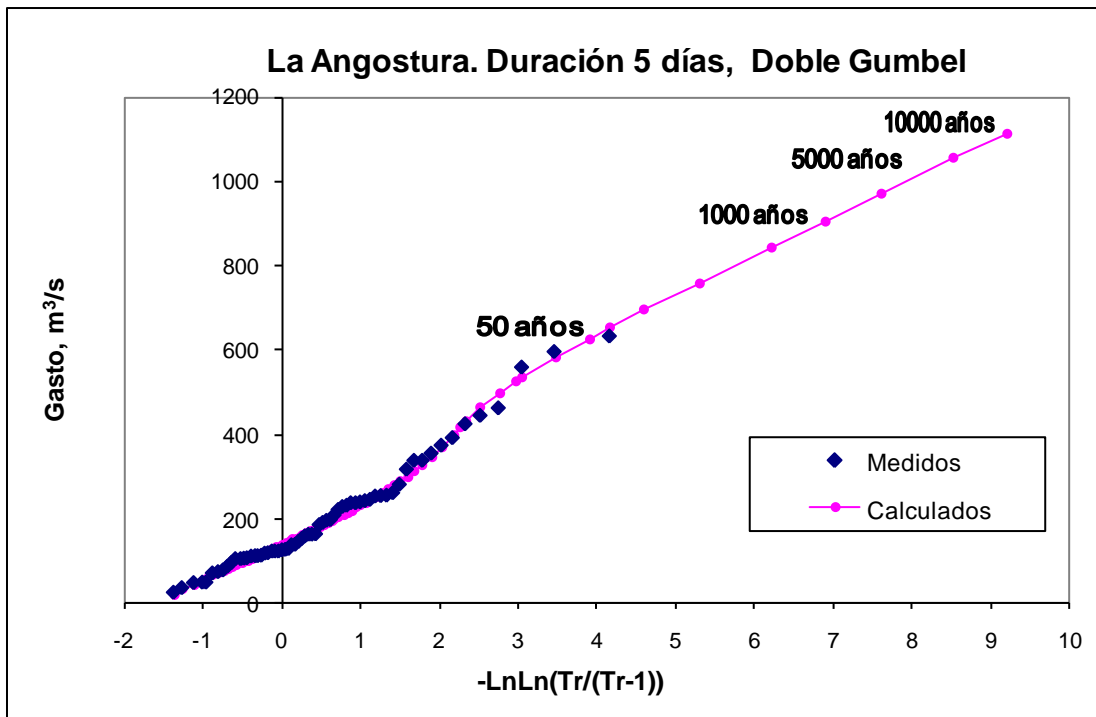
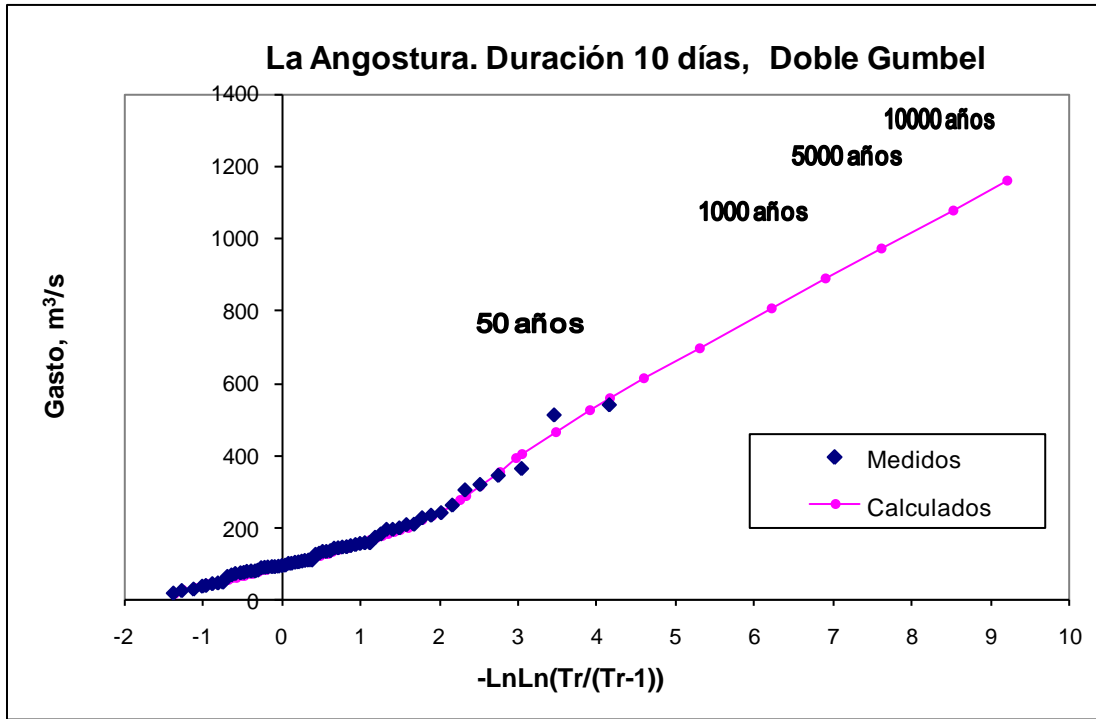


Figura IV-2. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 5 días. La Angostura, Son

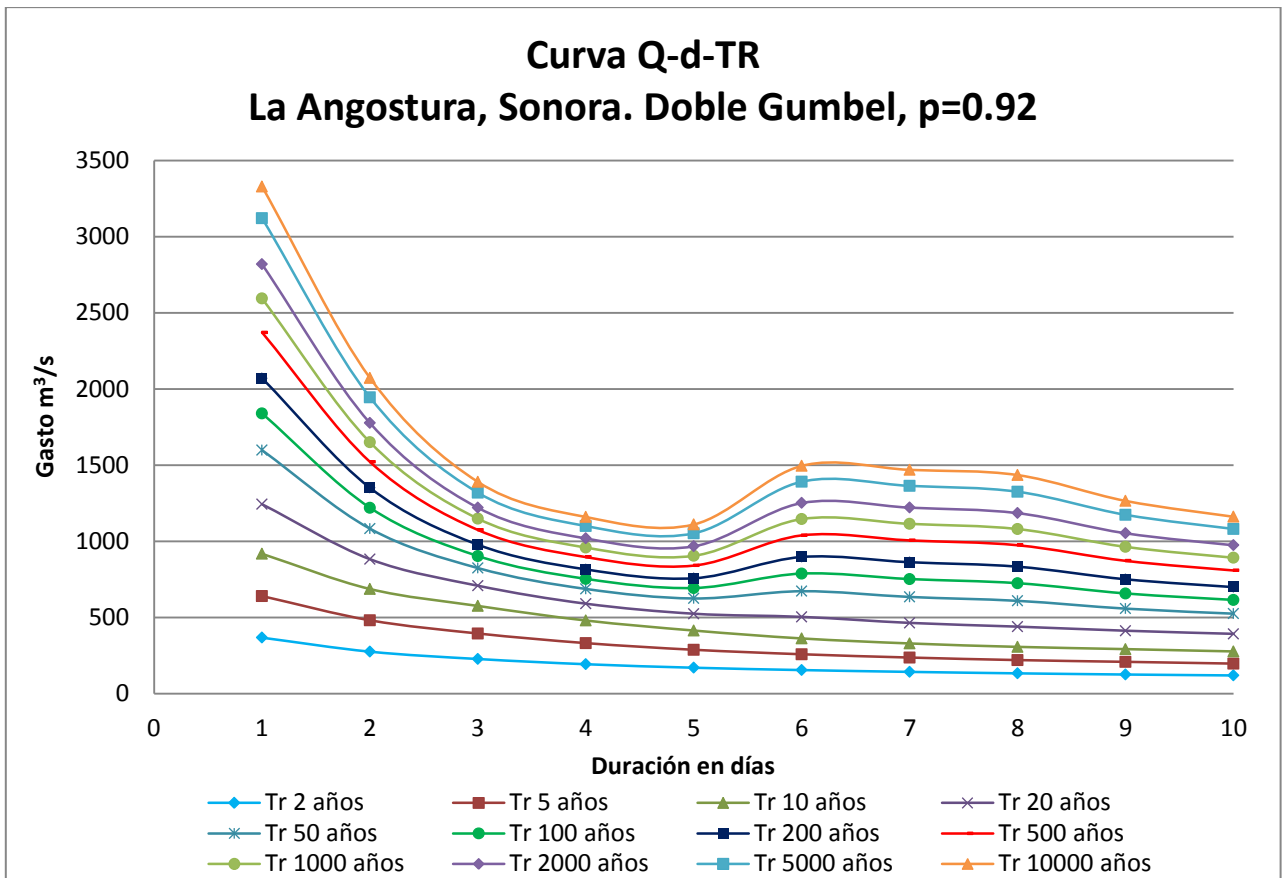


**Figura IV-3. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 10 días. La Angostura, Son**

Con la función doble Gumbel se determinaron los gastos medios de diseño para distintas duraciones y distintos periodos de retorno; para obtener la curva gasto-duración-periodo de retorno (ver Tabla IV-2 y Figura IV-4)

**Tabla IV-2. Gasto-duración-Periodo de retorno. LA Angostura, Son**

Tr	Doble Gumbel p=0.92									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	369	276.35	228.09	193.84	170.86	155.33	143.5	133.81	126.15	120.1
5	641	481.68	394.92	331.65	287.95	258.54	236.92	220.33	208.68	197.16
10	919	687.69	576.54	480.83	414.62	362.74	329.93	307.43	292.68	277.46
20	1244	883.06	708.78	590.63	524.65	504.12	464.38	440	413.03	392.61
50	1599	1083.72	825.3	688.18	625.84	673.37	635.69	610.26	559.11	526.05
100	1840	1220.28	903.39	753.6	693.48	788.15	752.16	725.01	657.63	615.25
200	2071	1351.72	978.49	816.53	758.43	898.12	863.58	834.5	751.66	700.42
500	2371	1522.33	1075.89	898.06	842.29	1040.46	1007.39	975.69	873.42	810.3
1000	2595	1651.03	1149.18	959.59	905.46	1146.66	1115.1	1081.02	964.14	892.71
2000	2820	1777.74	1221.63	1020.42	968.63	1252.85	1222.39	1186.36	1054.16	975.44
5000	3122	1945.35	1319.72	1100.9	1052.86	1391.73	1364.34	1325.72	1174.18	1081.53
10000	3330	2073.05	1391.06	1160.79	1111.63	1496.29	1469.98	1435.92	1266.29	1162.36



**Figura IV-4. Gasto-duración-Periodo de retorno. La Angostura, Son**

Para formar las avenidas de diseño se tomaron los gastos medios máximos de diseño con duración de 1 a 10 días para cada periodo de retorno, de estos gastos se obtienen los gastos individuales y posteriormente se construye la avenida con el método de alternar bloques (Referencia 1).

En los siguientes apartados se presentan las avenidas de diseño para periodos de retorno de 5, 10, 50, 100, 500, 1000, 5000, 10000 años.

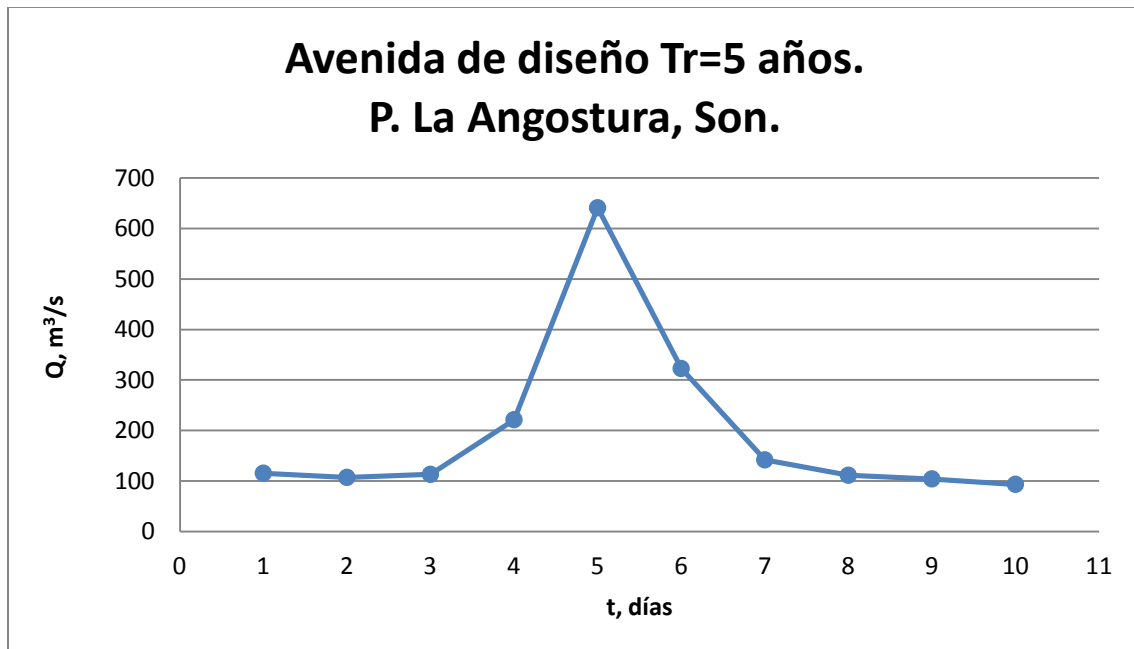


**IV.1.1.1 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 5 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-3 y Figura IV-5).

**Tabla IV-3. Construcción de la avenida de diseño para Tr=5 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	641	641	115
2	482	323	107
3	395	221	113
4	332	142	221
5	288	113	641
6	259	111	323
7	237	107	142
8	220	104	111
9	209	115	104
10	197	93	93



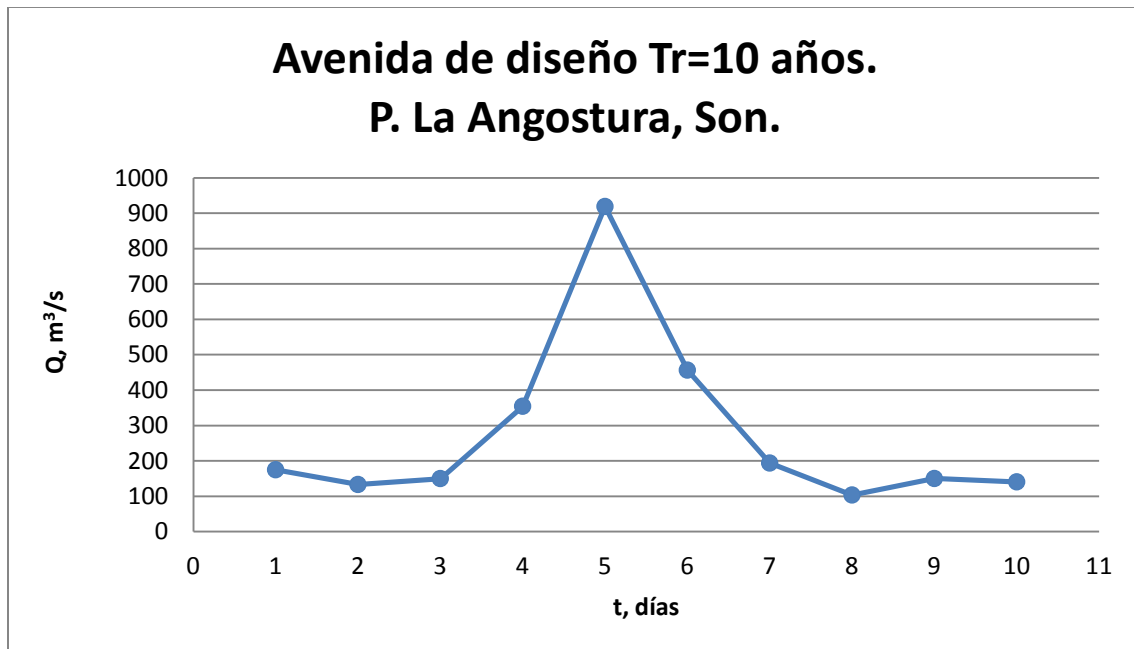
**Figura IV-5. Avenida de diseño para Tr= 5 años. Presa La Angostura, Son**

**IV.1.1.2 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 10 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-4 y Figura IV-6).

**Tabla IV-4. Construcción de la avenida de diseño para Tr=10 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	919	919	175
2	688	456	133
3	577	354	150
4	481	194	354
5	415	150	919
6	363	103	456
7	330	133	194
8	307	150	103
9	293	175	150
10	277	140	140



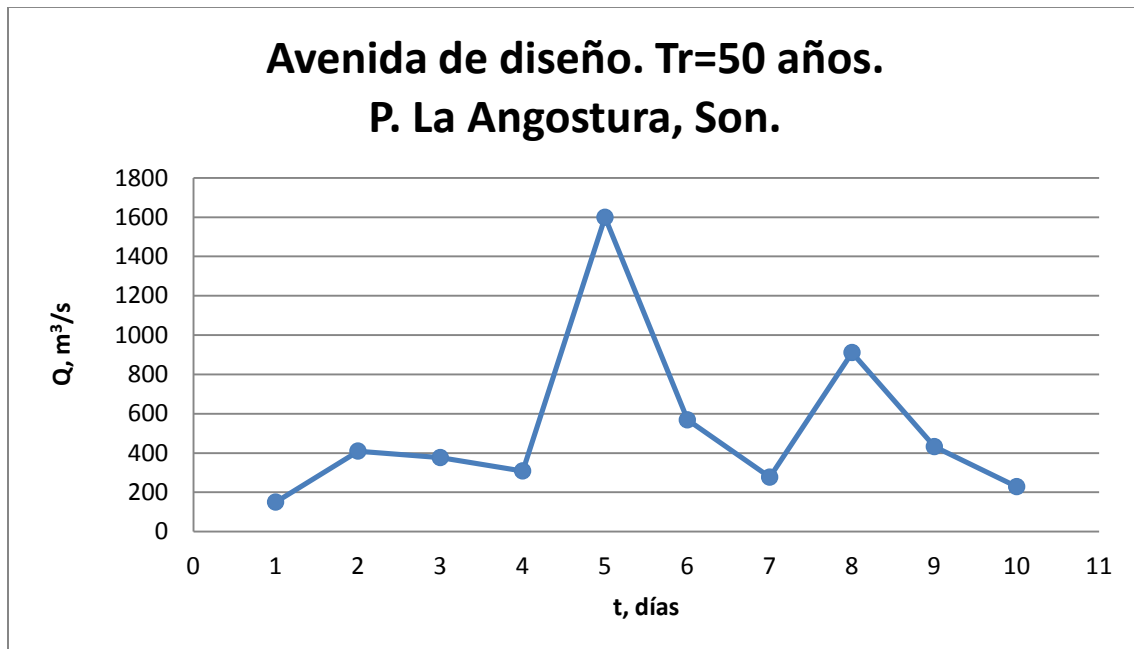
**Figura IV-6. Avenida de diseño para Tr=10 años. Presa La Angostura, Son**

**IV.1.1.3 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=50 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 50 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-5 y Figura IV-7).

**Tabla IV-5. Construcción de la avenida de diseño para Tr=50 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1599	1599	150
2	1084	568	410
3	825	308	376
4	688	277	308
5	626	376	1599
6	673	911	568
7	636	410	277
8	610	432	911
9	559	150	432
10	526	229	229



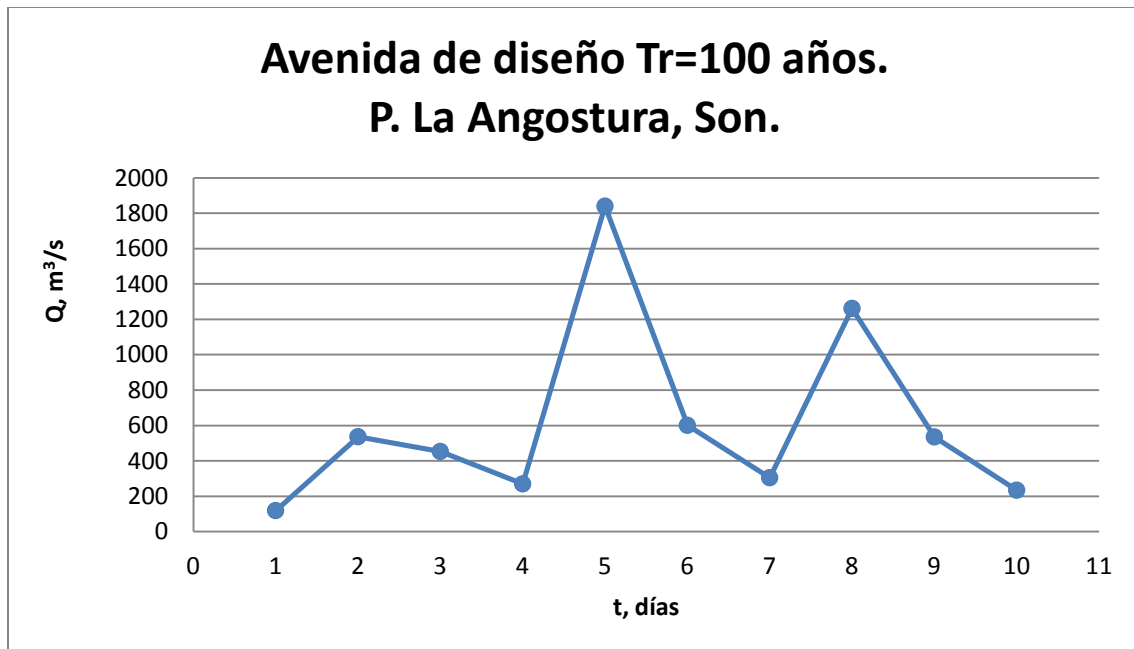
**Figura IV-7. Avenida de diseño para Tr=50 años. Presa La Angostura, Son**

**IV.1.1.4 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=100 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 100 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-6 y Figura IV-8).

**Tabla IV-6. Construcción de la avenida de diseño para Tr=100 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1840	1840	119
2	1220	601	536
3	903	270	453
4	754	304	270
5	693	453	1840
6	788	1262	601
7	752	536	304
8	725	535	1262
9	658	119	535
10	615	234	234



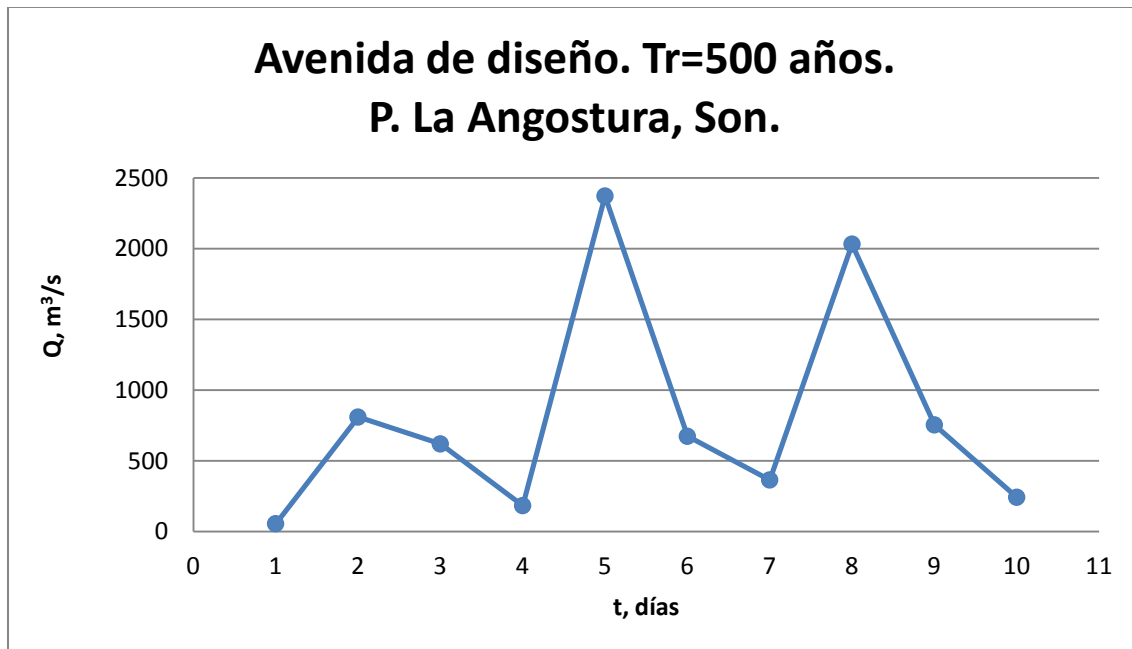
**Figura IV-8. Avenida de diseño para Tr=100 años. Presa La Angostura, Son**

#### IV.1.1.5 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=500 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 500 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-7 y Figura IV-9).

**Tabla IV-7. Construcción de la avenida de diseño para Tr=500 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	2371	2371	55
2	1522	673	809
3	1076	183	619
4	898	365	183
5	842	619	2371
6	1040	2031	673
7	1007	809	365
8	976	754	2031
9	873	55	754
10	810	242	242



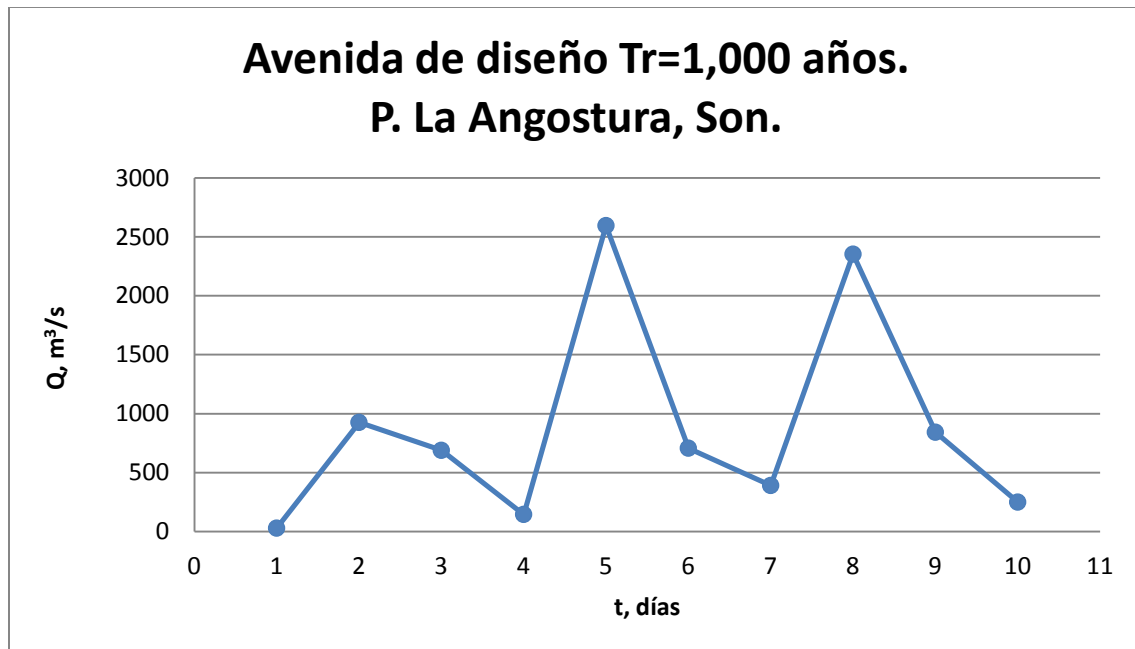
**Figura IV-9. Avenida de diseño para Tr=500 años. Presa La Angostura, Son**

**IV.1.1.6 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=1,000 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 1000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-8 y Figura IV-10).

**Tabla IV-8. Construcción de la avenida de diseño para Tr=1,000 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	2595	2595	29
2	1651	707	926
3	1149	145	689
4	960	391	145
5	905	689	2595
6	1147	2353	707
7	1115	926	391
8	1081	842	2353
9	964	29	842
10	893	250	250



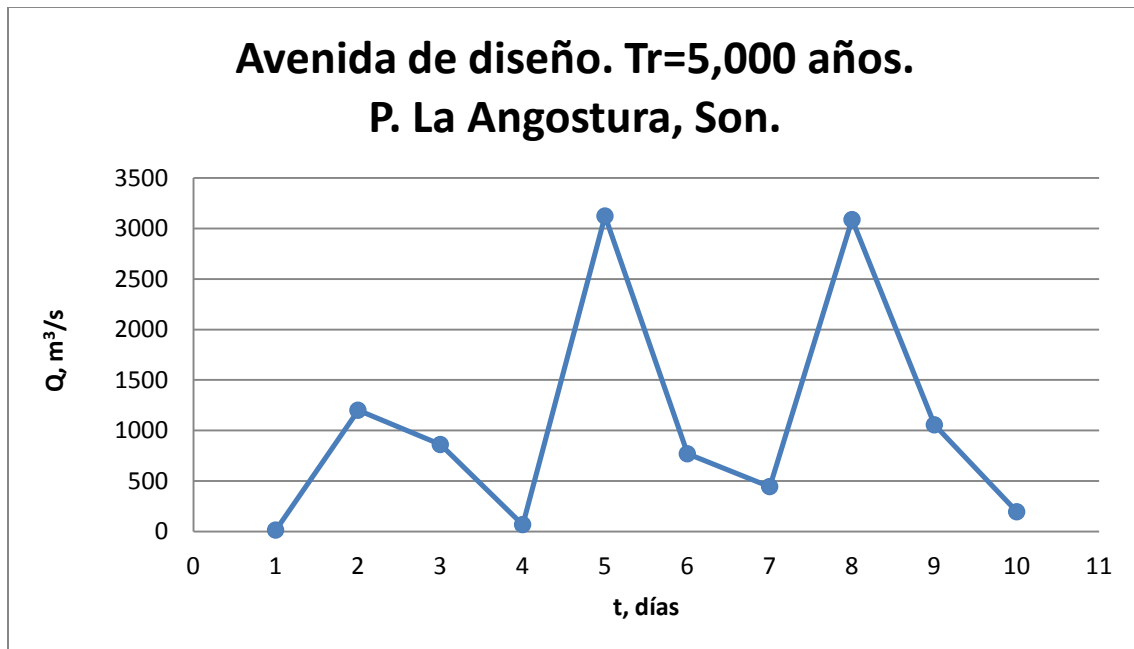
**Figura IV-10. Avenida de diseño para Tr=1,000 años. Presa La Angostura, Son**

**IV.1.1.7 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5,000 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 5,000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-9 y Figura IV-11).

**Tabla IV-9. Construcción de la avenida de diseño para Tr=5,000 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	3122	3122	14
2	1945	769	1200
3	1320	68	861
4	1101	444	68
5	1053	861	3122
6	1392	3086	769
7	1364	1200	444
8	1326	1055	3086
9	1180	14	1055
10	1082	195	195



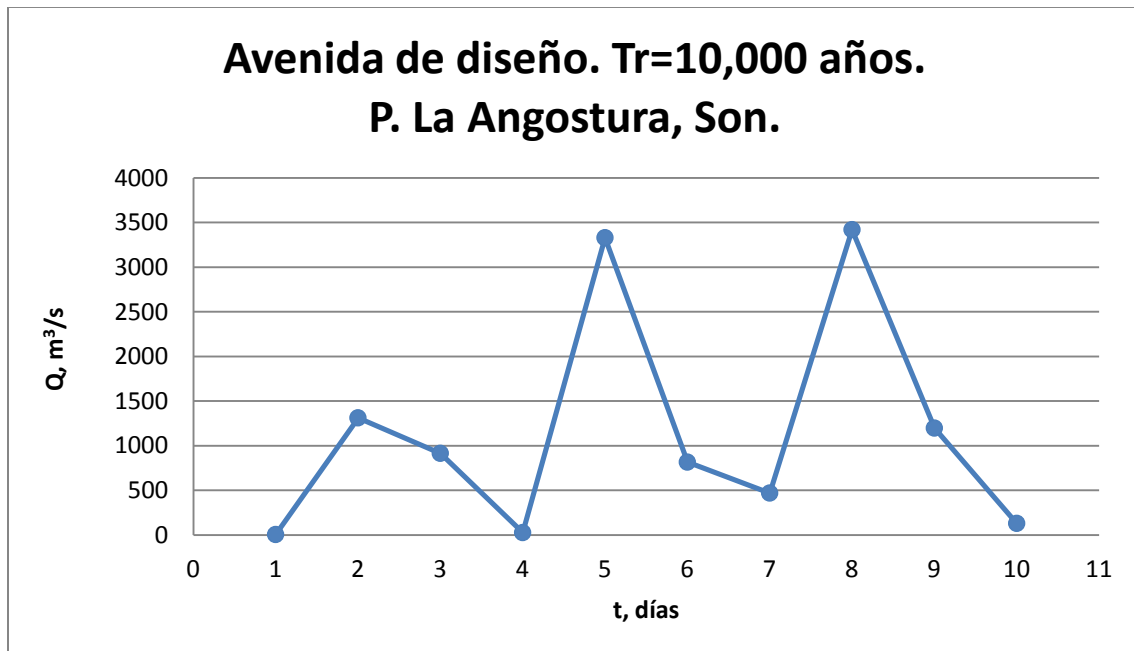
**Figura IV-11. Avenida de diseño para Tr=5,000 años. Presa La Angostura, Son**

**IV.1.1.8 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10,000 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-2 para un periodo de retorno de 10,000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-10 y Figura IV-12).

**Tabla IV-10. Construcción de la avenida de diseño para Tr=10,000 años. Presa La Angostura, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	3330	3330	6
2	2073	817	1312
3	1391	27	915
4	1161	470	27
5	1112	915	3330
6	1496	3420	817
7	1470	1312	470
8	1436	1198	3420
9	1277	6	1198
10	1162	131	131



**Figura IV-12. Avenida de diseño para Tr=10,000 años. Presa La Angostura, Son**



#### IV.1.2 PRESA EL NOVILLO

Se obtuvieron los gastos medios diarios por cuenca propia para el periodo comprendido de 1964 a 2010 de acuerdo al procedimiento descrito en el apartado III.5.2. En el Anexo 1 se presentan los resultados obtenidos de entradas por cuenca propia para la presa.

Igualmente, con la ayuda del programa Gas1.BAS se calcularon los gastos medios máximos para las duraciones de 1 a 10 días, en la Tabla IV-11 se muestran los resultados obtenidos.

Los gastos medios máximos obtenidos para cada duración se ajustaron para distintas funciones de probabilidad con la ayuda del programa AX. Para el caso del Novillo, la función de mejor ajuste resultó ser Doble Gumbel; utilizando un parámetro  $p = 0.92$ . En las Figuras IV-13, IV-14, y IV-15 se presenta la comparación entre los valores históricos y los valores calculados y extrapolados con la función Doble Gumbel para las duraciones de 1, 5 y 10 días, respectivamente.

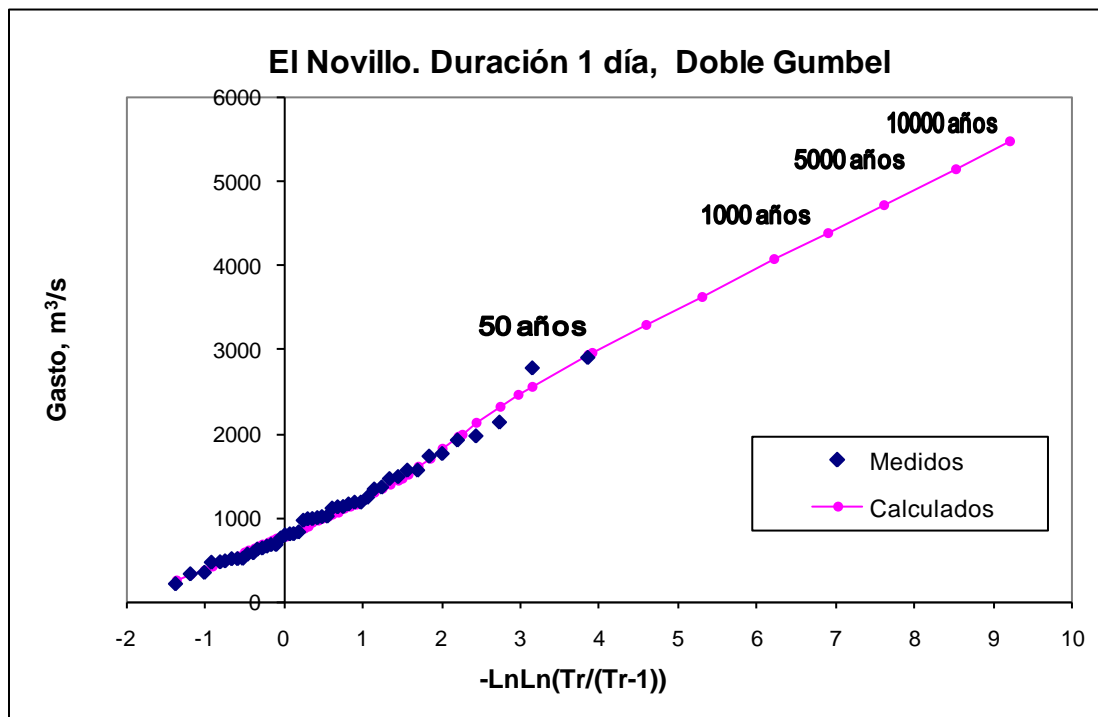


Figura IV-13. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 1 día. El Novillo, Son

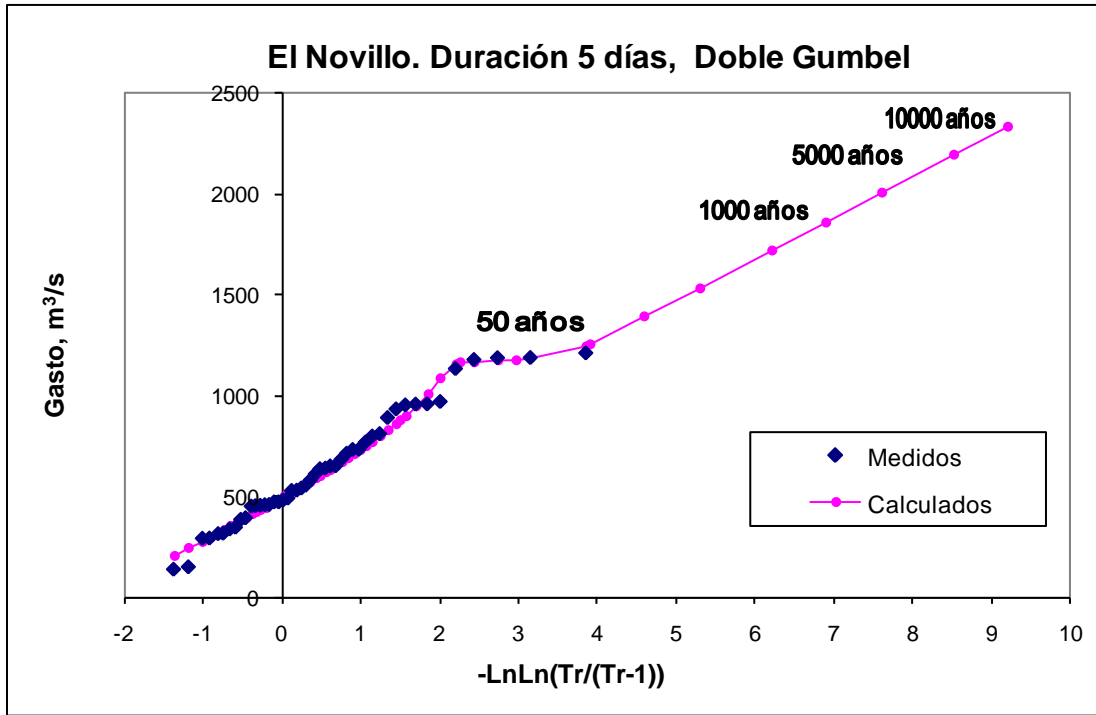


Figura IV-14. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 5 días. El Novillo, Son

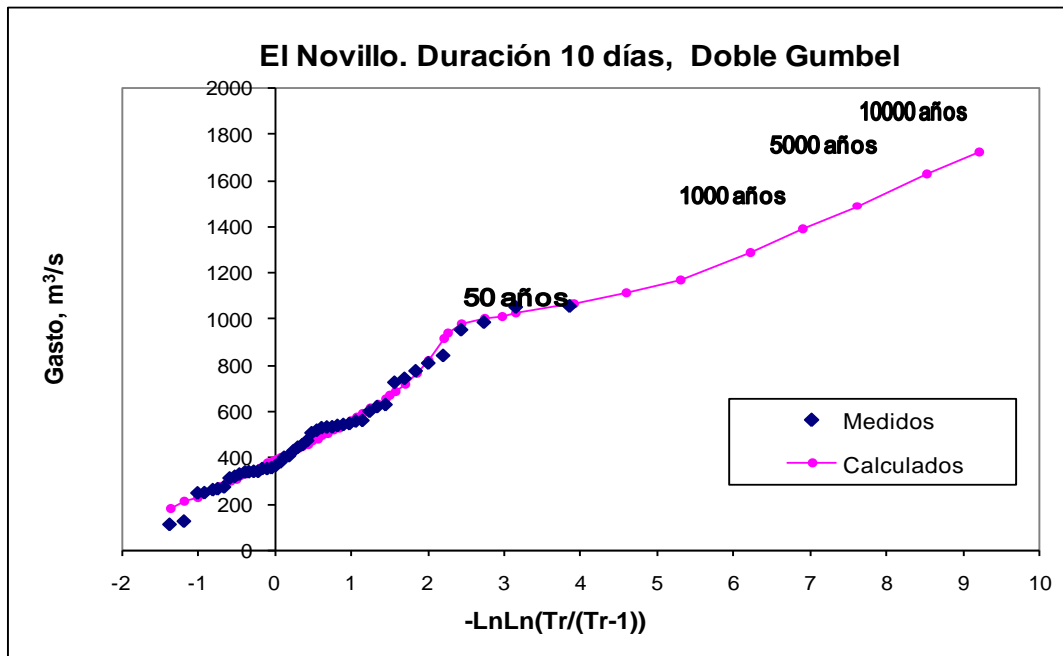


Figura IV-15. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 10 días. El Novillo, Son

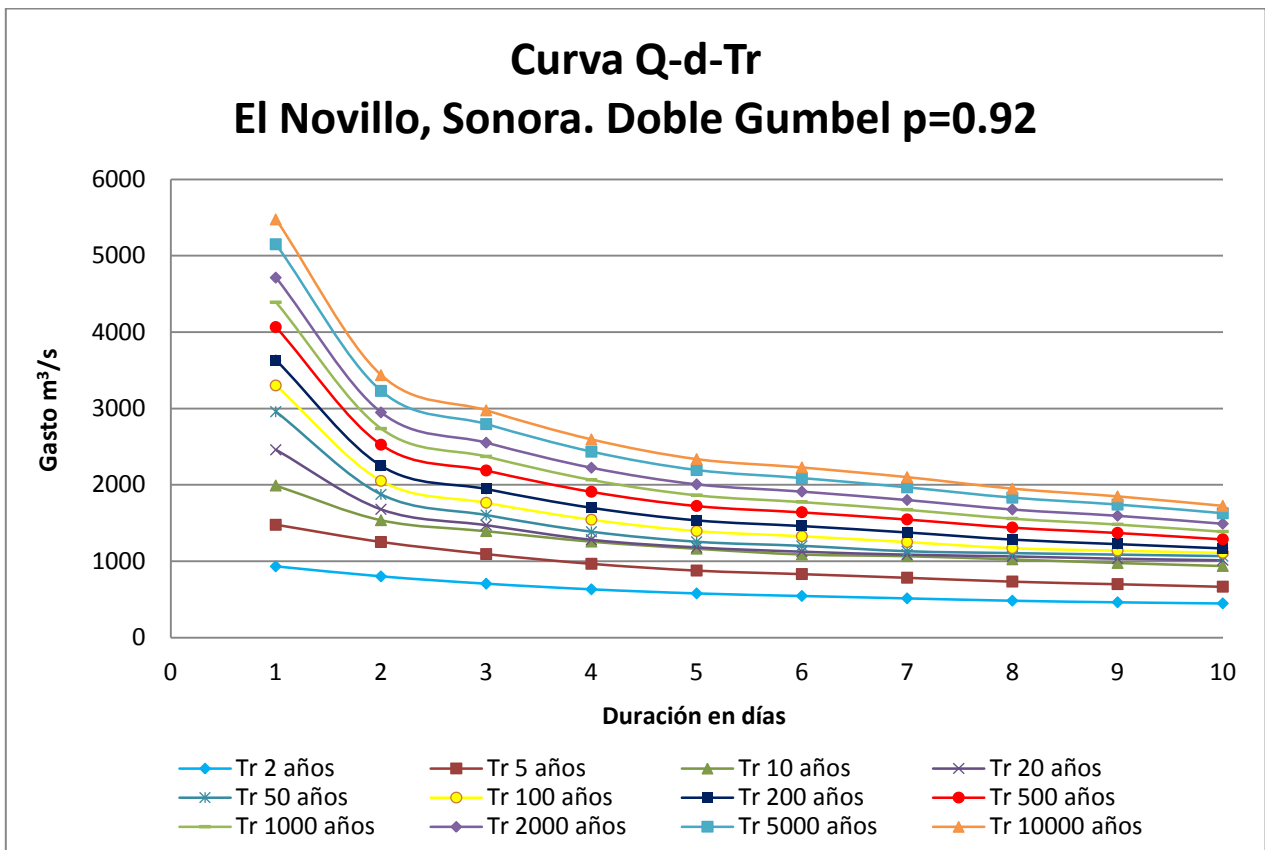
**Tabla IV-11. Gastos medios máximos para distintas duraciones, m<sup>3</sup>/s. El Novillo, Son**

Año	Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1964	803	788	689	674	638	614	602	588	570	543
1965	1180	944	752	653	582	509	450	403	387	380
1966	2904	1870	1566	1332	1191	1153	1105	1053	994	956
1967	1562	1257	1133	1045	956	940	912	881	847	777
1968	965	899	803	745	715	713	712	684	658	630
1969	465	432	371	333	317	297	286	277	267	259
1970	1014	739	616	510	454	438	411	396	384	365
1971	1921	1573	1139	920	801	680	636	597	566	533
1972	791	734	607	516	456	403	362	329	303	339
1973	1337	1096	924	791	685	616	585	562	543	529
1974	1461	1332	1052	866	734	774	682	622	571	532
1975	561	492	450	423	394	371	358	357	358	351
1976	753	727	683	668	653	648	628	600	578	561
1977	578	481	444	410	386	391	387	371	361	355
1978	1008	922	745	622	542	485	435	395	363	339
1979	1238	1026	840	732	641	569	513	472	539	558
1980	508	447	378	355	338	324	313	299	304	310
1981	676	581	560	525	492	466	447	434	424	429
1982	805	669	606	520	459	411	371	342	322	337
1983	2134	1705	1494	1315	1182	1074	990	921	861	811
1984	1760	1490	1365	1243	1137	1054	1036	1012	1009	989
1985	1125	1052	968	867	813	772	718	666	635	601
1986	1562	1409	1321	1265	1192	1134	1108	1106	1088	1059
1987	344	342	324	307	292	298	292	285	277	271
1988	1128	1060	1027	986	960	913	903	842	781	727
1989	209	179	161	144	138	135	131	130	127	122
1990	634	598	557	546	531	520	513	501	487	473
1991	511	479	462	457	460	446	419	393	363	336
1992	1360	1303	1286	1262	1215	1180	1131	1087	1063	1055
1993	1180	1080	1018	978	936	908	884	858	856	844
1994	1159	800	626	534	473	430	406	371	344	317
1995	2780	1522	1489	1159	973	833	731	649	591	539
1996	996	941	885	805	735	681	644	609	571	547
1997	675	641	573	518	482	456	412	378	350	327
1998	481	379	336	330	315	290	279	265	254	246
1999	826	586	525	489	473	483	476	469	461	444
2000	507	476	451	394	347	311	296	279	262	245
2001	621	621	579	540	530	513	487	478	475	455
2002	327	321	307	296	293	276	264	262	264	263
2003	470	286	217	178	150	133	122	115	110	108
2004	1729	903	642	541	452	451	442	405	373	351
2005	1970	1420	1191	1021	893	788	712	650	633	621
2006	1110	1052	999	979	961	941	895	838	787	744
2007	1485	1184	1055	889	771	690	627	579	542	518
2008	985	850	799	715	652	617	589	554	529	507
2009	983	898	813	700	612	529	486	445	407	407
2010	656	640	598	575	556	517	477	448	424	400

Con la función doble Gumbel se determinaron los gastos medios de diseño para distintas duraciones y distintos periodos de retorno; para obtener la curva gasto-duración-periodo de retorno (ver Tabla IV-12 y Figura IV-16).

**Tabla IV-12. Gasto-duración-Periodo de retorno. El Novillo, Son**

Tr	Doble Gumbel p=0.92									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	930.68	800	704.32	630.83	577.28	544	512.59	482	461.37	446.42
5	1475.45	1250	1091.99	964.88	876.7	830.61	782.88	733	698.97	665.31
10	1990.09	1536	1393.05	1255.77	1162.88	1087.61	1065.47	1023	976.31	936.76
20	2457.95	1678	1471.6	1280.51	1180.55	1125	1085.98	1063	1033.24	1012.82
50	2956.87	1874	1602.38	1384.48	1252.81	1199.37	1128.72	1104	1084.27	1064.84
100	3300.39	2051	1764.49	1542.73	1394.65	1326.52	1250.55	1171	1137.86	1109.04
200	3632.48	2249	1945.88	1700.49	1536.13	1461.93	1378.18	1284	1225.45	1169.31
500	4064.9	2525	2187.36	1908.61	1722.76	1640.25	1546.49	1440	1370.35	1285.89
1000	4390.01	2736	2370.87	2065.37	1864.11	1775.54	1673.99	1558	1481.86	1387.21
2000	4712.57	2947	2550.99	2222.8	2005.46	1910.82	1800.36	1676	1594.09	1489.75
5000	5149.43	3229	2794.16	2433.59	2192.59	2087.1	1965.88	1831	1740.41	1626.47
10000	5474.54	3436	2974.28	2593.68	2335.93	2226.48	2100.08	1950	1848.37	1724.13



**Figura IV-16. Gasto-duración-Periodo de retorno. La Angostura, Son**

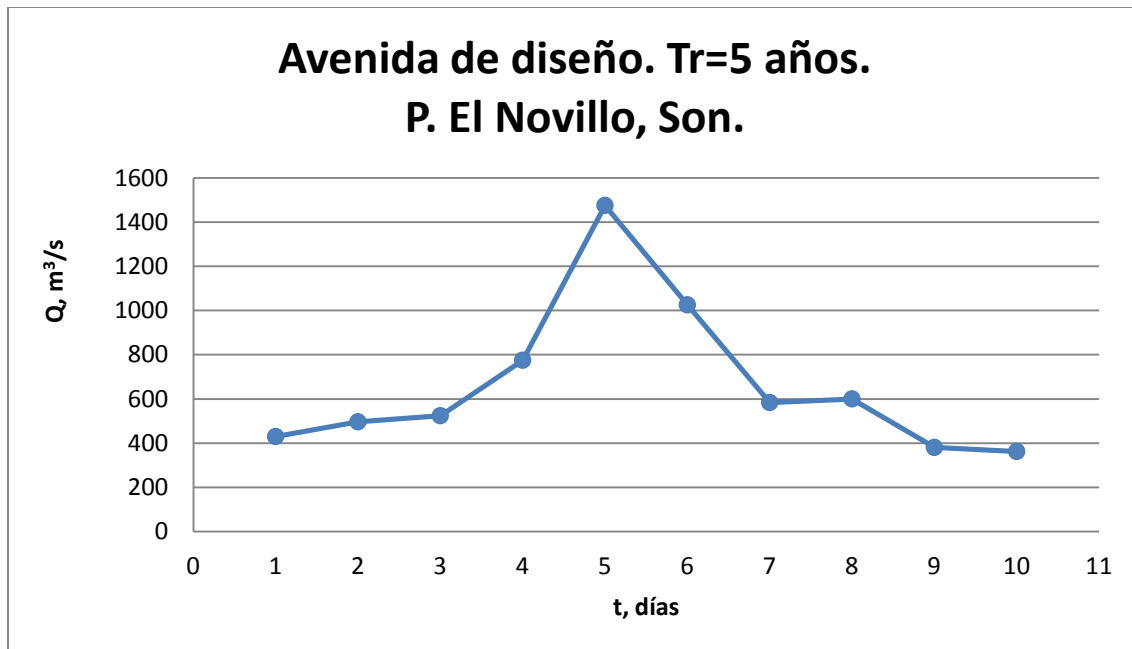
Finalmente la avenida de diseño para cada periodo de retorno se forma tomando los gastos medios máximos de diseño con duración de 1 a 10 días, de estos gastos se obtienen los gastos individuales y posteriormente se construye la avenida con el método de alternar bloques.

### IV.1.2.1 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 5 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-13 y Figura IV-17).

**Tabla IV-13. Construcción de la avenida de diseño para Tr=5 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1475	1475	430
2	1250	1025	497
3	1092	775	524
4	965	584	775
5	877	524	1475
6	831	600	1025
7	783	497	584
8	733	381	600
9	699	430	381
10	665	362	362



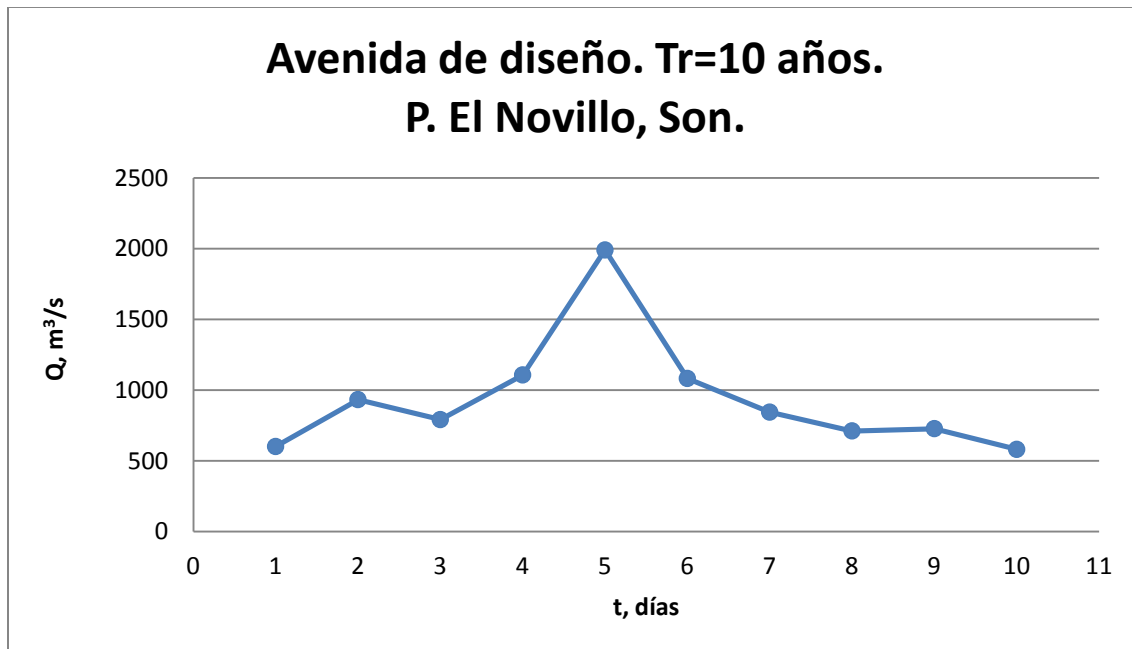
**Figura IV-17. Avenida de diseño para Tr= 5 años. Presa El Novillo, Son**

#### IV.1.2.2 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 10 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-14 y Figura IV-18).

**Tabla IV-14. Construcción de la avenida de diseño para Tr=10 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1990	1990	601
2	1536	1082	933
3	1393	1107	791
4	1256	844	1107
5	1163	791	1990
6	1088	711	1082
7	1065	933	844
8	1023	727	711
9	976	601	727
10	937	581	581



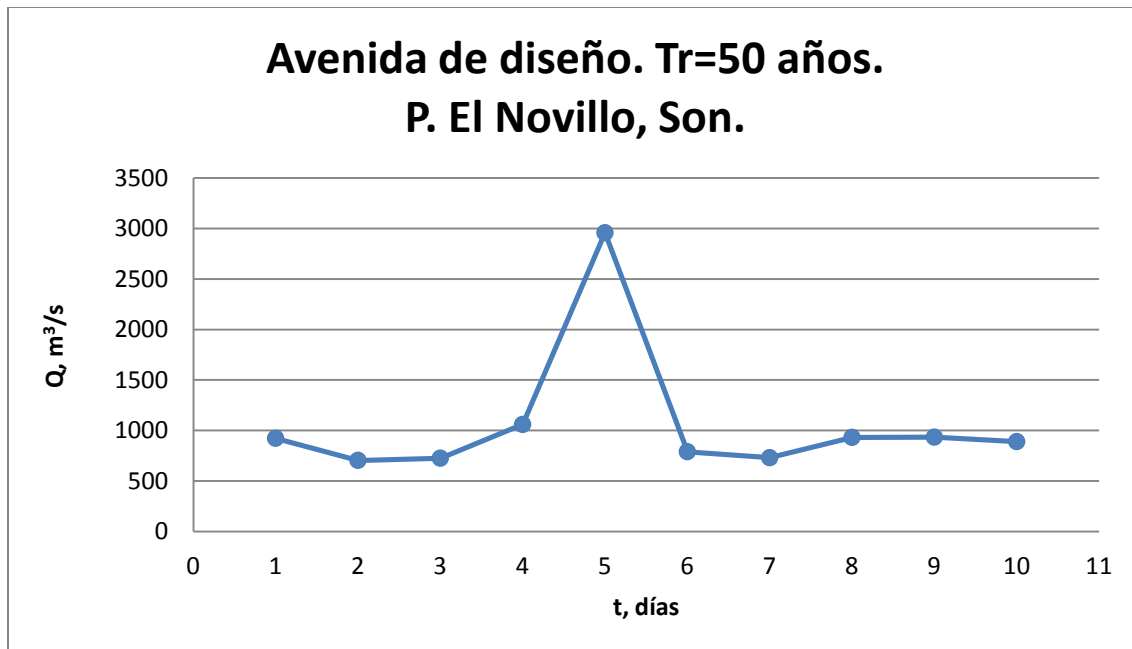
**Figura IV-18. Avenida de diseño para Tr=10 años. Presa El Novillo, Son**

### IV.1.2.3 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=50 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 50 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-15 y Figura IV-19).

**Tabla IV-15. Construcción de la avenida de diseño para Tr=50 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	2957	2957	923
2	1874	790	705
3	1602	1060	726
4	1384	731	1060
5	1253	726	2957
6	1199	932	790
7	1129	705	731
8	1104	934	932
9	1084	923	934
10	1065	890	890



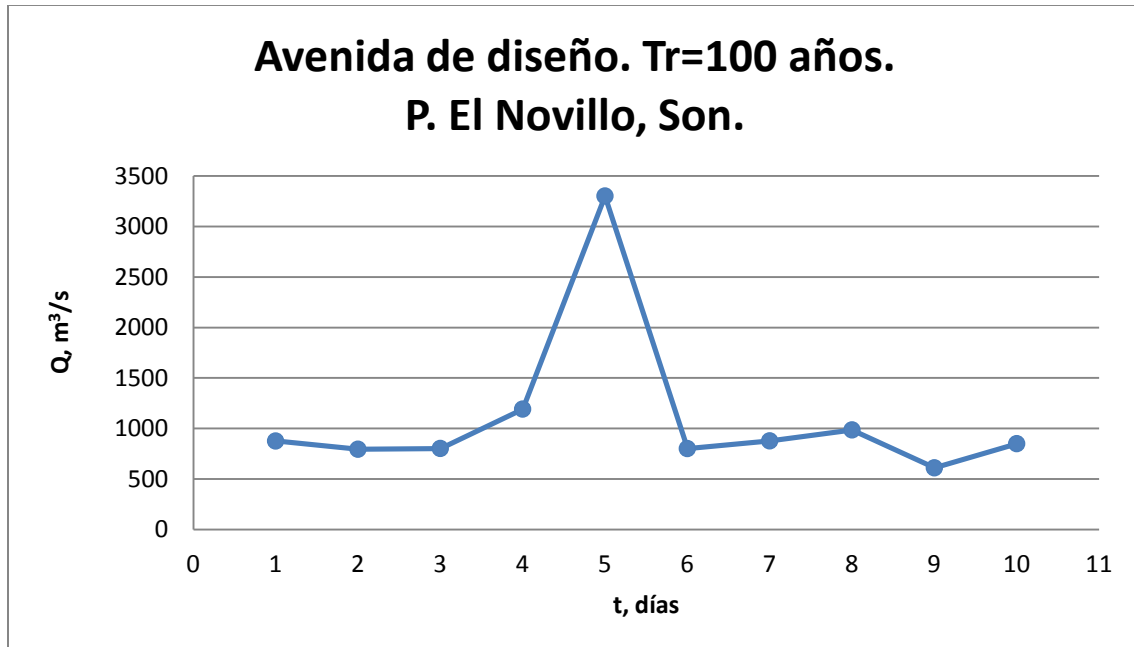
**Figura IV-19. Avenida de diseño para Tr=50 años. Presa El Novillo, Son**

**IV.1.2.4 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=100 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 100 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-16 y Figura IV-20).

**Tabla IV-16. Construcción de la avenida de diseño para Tr=100 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	3300	3300	876
2	2051	801	795
3	1764	1192	802
4	1543	877	1192
5	1395	802	3300
6	1327	986	801
7	1251	795	877
8	1171	611	986
9	1138	876	611
10	1109	850	850



**Figura IV-20. Avenida de diseño para Tr=100 años. Presa El Novillo, Son**

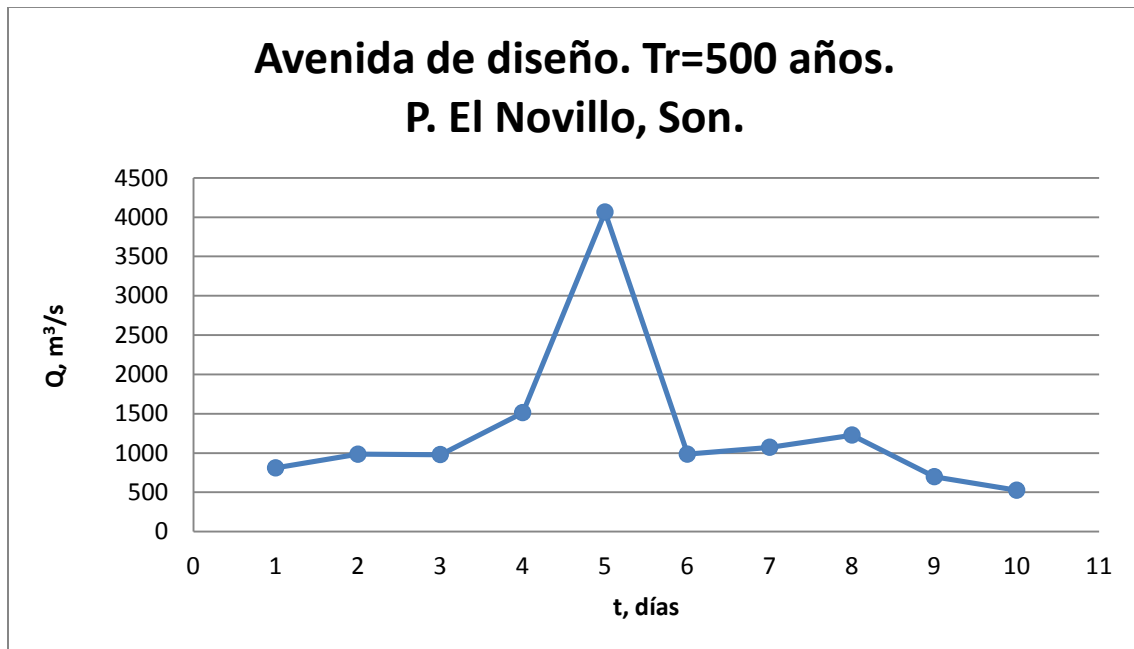


**IV.1.2.5 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=500 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 500 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-17 y Figura IV-21).

**Tabla IV-17. Construcción de la avenida de diseño para Tr=500 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	4065	4065	810
2	2525	984	984
3	2187	1513	979
4	1909	1072	1513
5	1723	979	4065
6	1640	1228	984
7	1546	984	1072
8	1440	698	1228
9	1370	810	698
10	1286	526	526



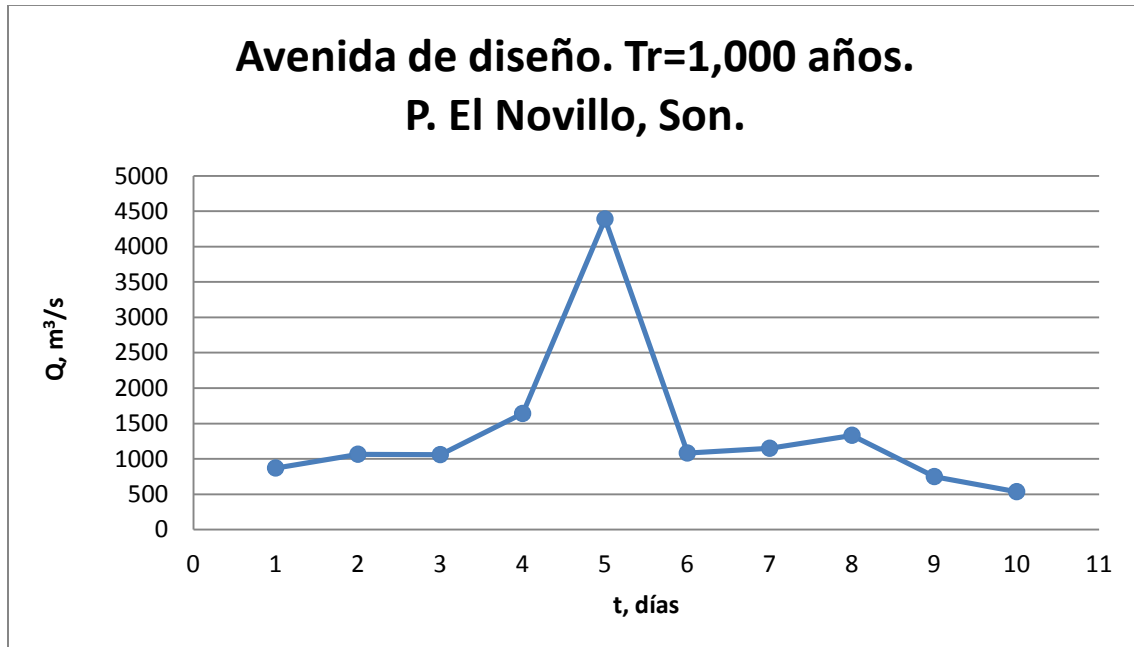
**Figura IV-21. Avenida de diseño para Tr=500 años. Presa El Novillo, Son**

**IV.1.2.6 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=1,000 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 1000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-18 y Figura IV-22).

**Tabla IV-18. Construcción de la avenida de diseño para Tr=1,000 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	4390	4390	870
2	2736	1082	1065
3	2371	1641	1059
4	2065	1149	1641
5	1864	1059	4390
6	1776	1333	1082
7	1674	1065	1149
8	1558	749	1333
9	1482	870	749
10	1387	535	535



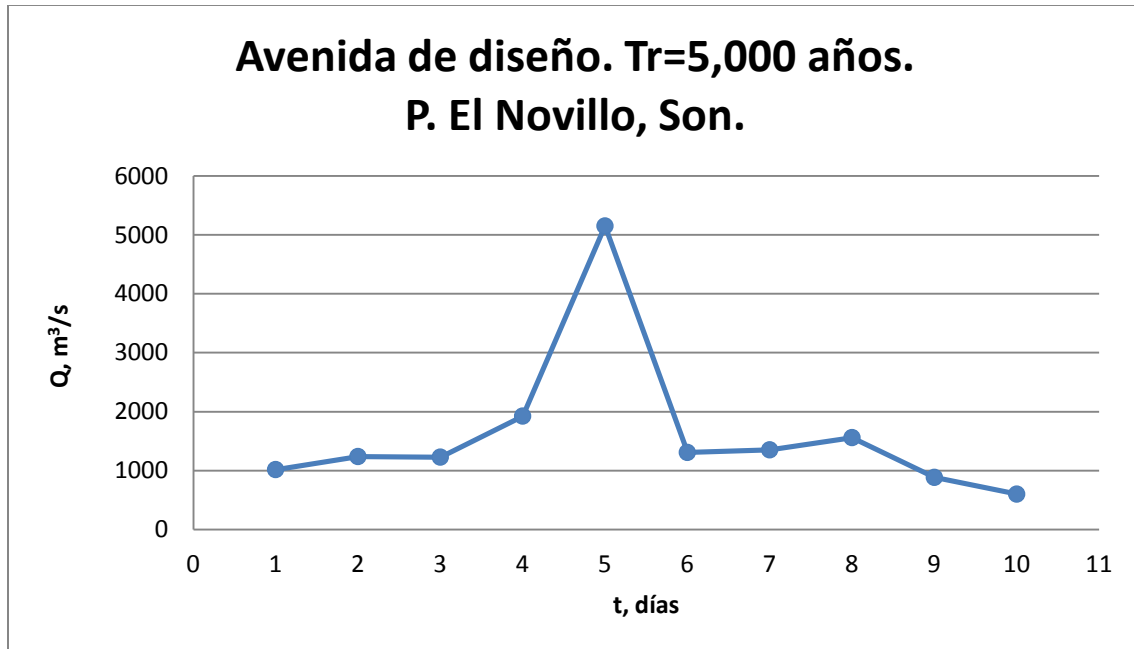
**Figura IV-22. Avenida de diseño para Tr=1,000 años. Presa El Novillo, Son**

**IV.1.2.7 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5,000 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 5,000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-19 y Figura IV-23).

**Tabla IV-19. Construcción de la avenida de diseño para Tr=5,000 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	5149	5149	1017
2	3229	1308	1239
3	2794	1925	1229
4	2434	1352	1925
5	2193	1229	5149
6	2087	1560	1308
7	1966	1239	1352
8	1831	885	1560
9	1740	1017	885
10	1626	601	601



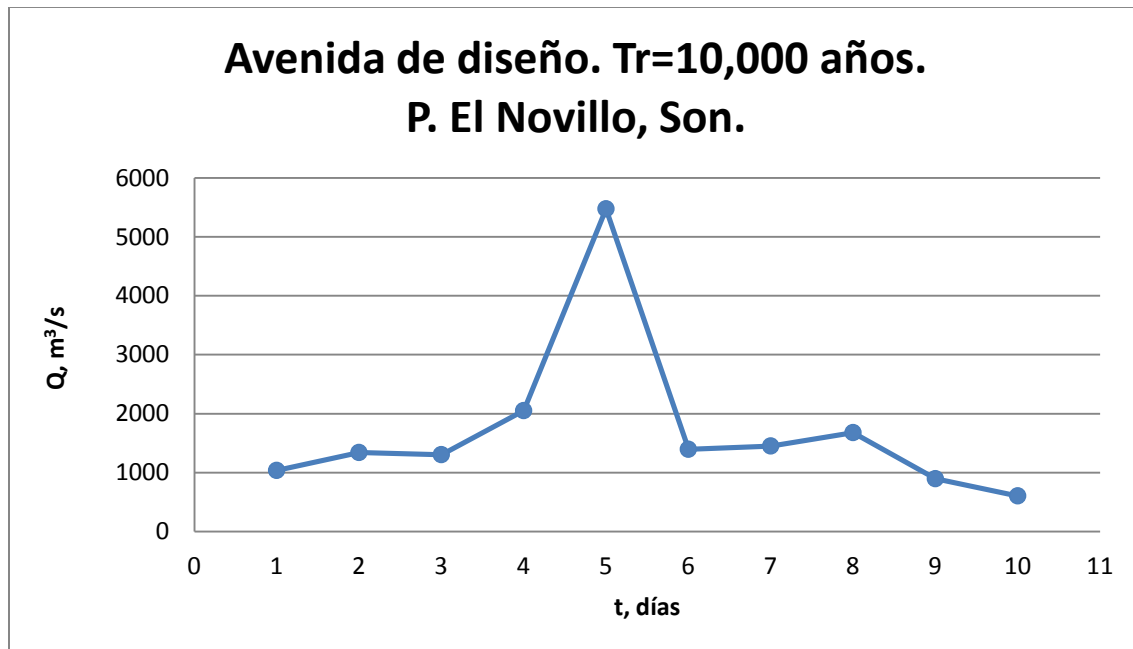
**Figura IV-23. Avenida de diseño para Tr=5,000 años. Presa El Novillo, Son**

#### IV.1.2.8 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10,000 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-12 para un periodo de retorno de 10,000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-20 y Figura IV-24).

**Tabla IV-20. Construcción de la avenida de diseño para Tr=10,000 años. Presa El Novillo, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	5475	5475	1038
2	3436	1396	1342
3	2974	2052	1305
4	2594	1452	2052
5	2336	1305	5475
6	2226	1679	1396
7	2100	1342	1452
8	1950	897	1679
9	1848	1038	897
10	1724	606	606



**Figura IV-24. Avenida de diseño para Tr=10,000 años. Presa El Novillo, Son**

### IV.1.3 PRESA EL OVIÁCHIC

Al igual que lo hecho con las dos presas anteriores, para el Oviáchic también se obtuvieron los gastos medios diarios por cuenca propia. El periodo de registro resultó del año de 1958 al 2010, tomando en cuenta que se quitaron datos dudosos de gastos máximos de los años 1994, 1995, 1997, 1999 y 2005, al encontrar discrepancias entre dichos valores con los reportados por la CONAGUA. En el Anexo 1 se presentan los resultados de las entradas por cuenca propia.

Se calcularon los gastos medios máximos para las duraciones de 1 a 10 días con la ayuda del programa Gas1.BAS, en la Tabla IV-21 se observan los gastos obtenidos.

Después se realizó el análisis estadístico de los gastos medios máximos para cada duración donde los mejores ajustes resultaron del tipo Doble Gumbel, donde se consideró un valor del parámetro  $p=0.94$ . Las Figuras IV-25, IV-26, y IV-27 presentan la comparación entre los valores históricos y los valores calculados y extrapolados con la función Doble Gumbel para las duraciones de 1, 5 y 10 días, respectivamente.

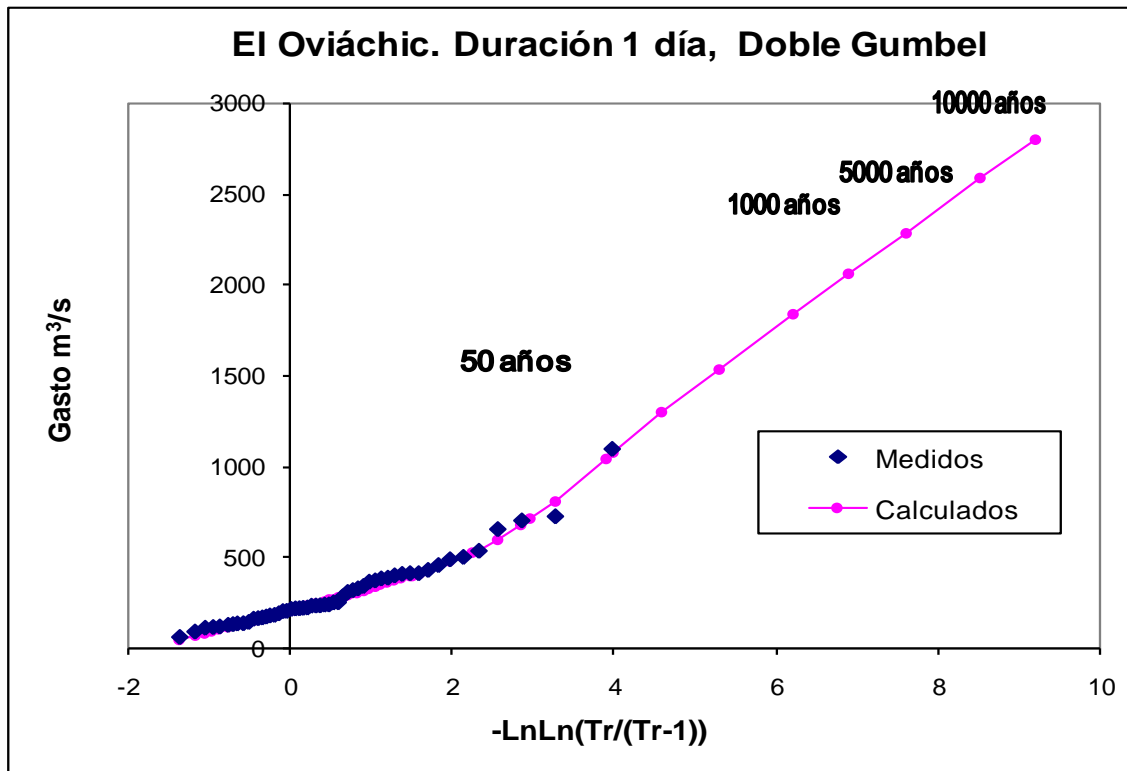


Figura IV-25. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 1 día. El Oviáchic, Son

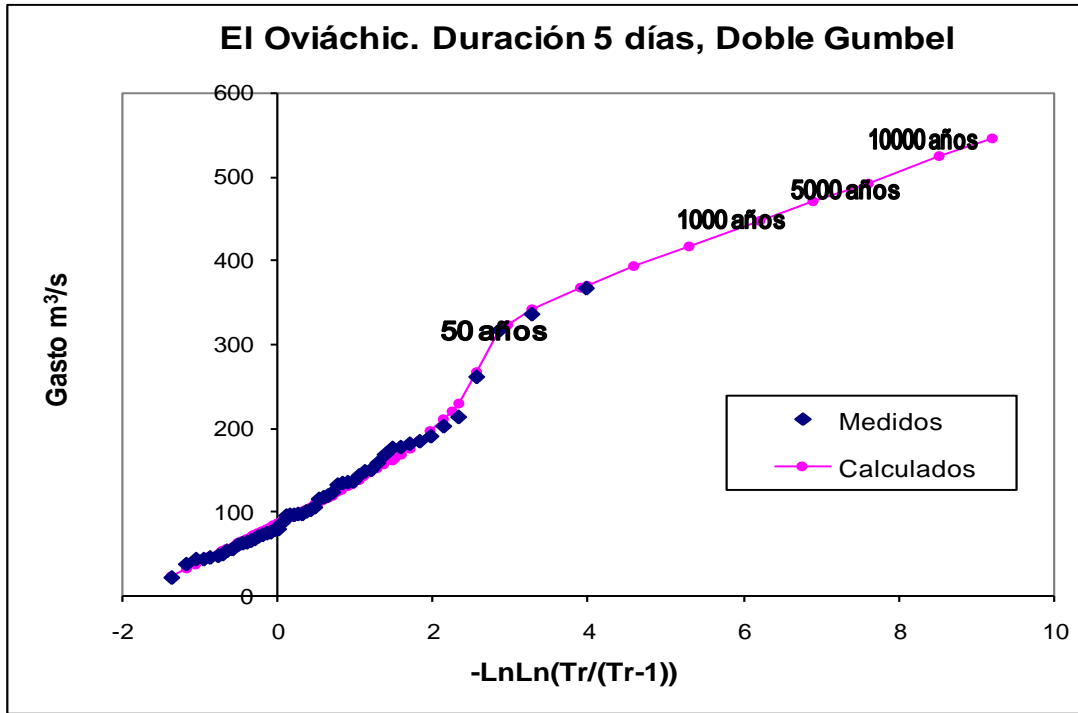


Figura IV-26. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 5 días. El Oviáchic, Son

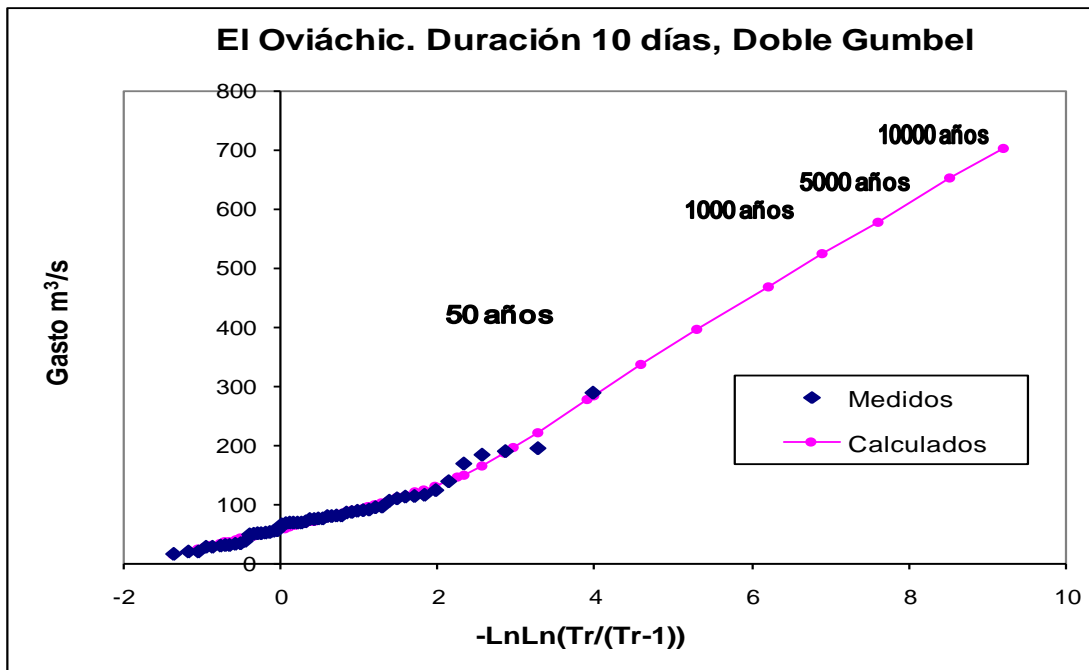


Figura IV-27. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 10 días. El Oviáchic, Son

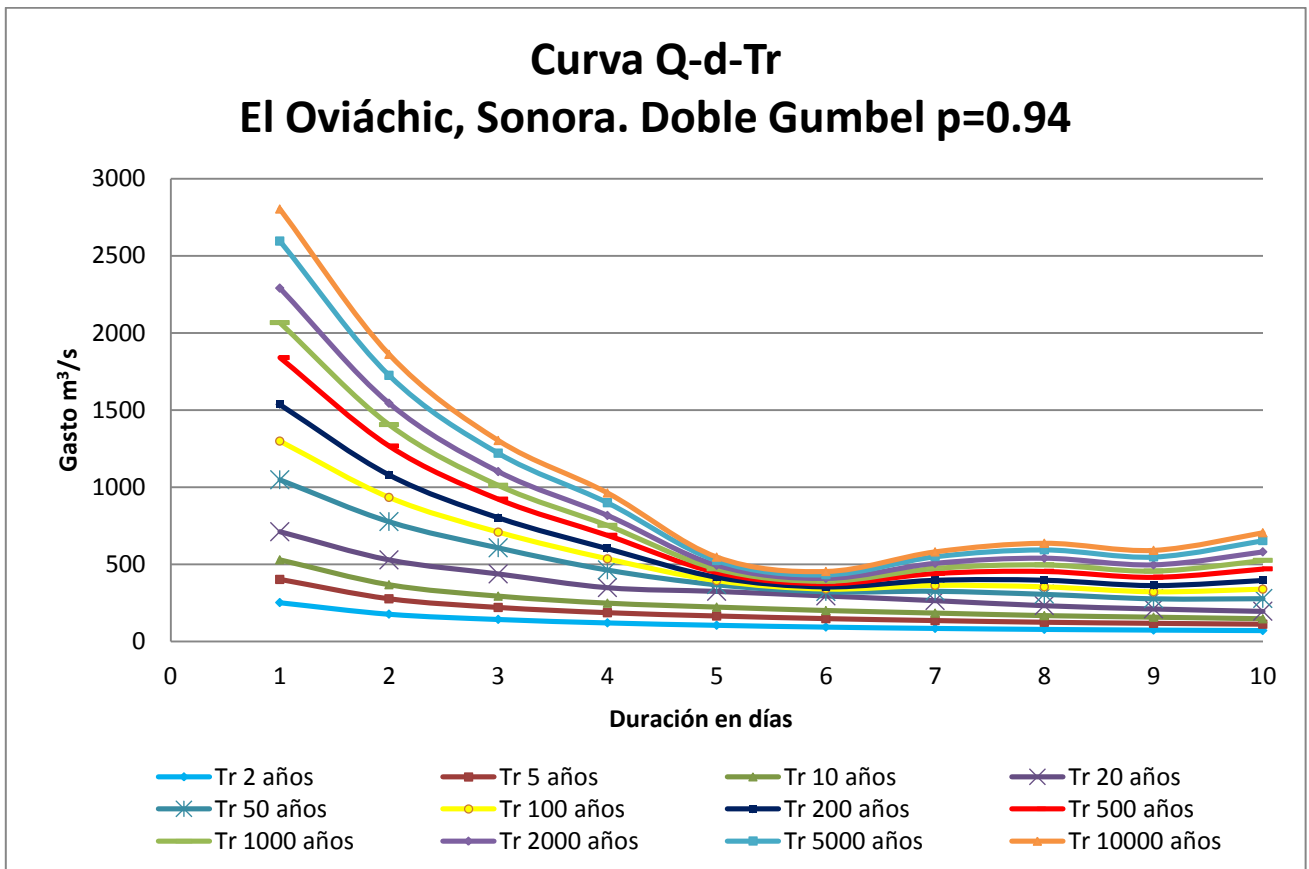
**Tabla IV-21. Gastos medios máximos para distintas duraciones, m<sup>3</sup>/s. El Oviáchic, Son.**

Año	Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1958	197	135	97	77	61	52	44	41	36	34
1959	167	101	88	76	75	73	71	69	68	69
1960	497	330	231	162	135	117	107	101	96	91
1961	185	118	87	78	68	59	59	59	60	53
1962	217	179	134	114	97	89	71	62	54	49
1963	407	273	254	234	214	208	181	162	148	139
1964	228	162	122	101	98	101	98	90	85	80
1965	176	160	134	111	97	90	85	84	79	75
1966	403	194	133	114	106	97	97	96	95	95
1967	378	353	237	184	144	116	101	90	81	75
1968	651	327	218	146	120	104	90	81	77	69
1969	173	140	119	103	96	85	80	77	74	71
1970	278	276	206	160	133	115	98	88	83	76
1971	452	321	237	207	177	145	121	105	97	90
1972	213	179	152	129	116	109	99	92	86	80
1973	130	129	110	113	103	101	95	90	85	81
1974	125	93	84	67	56	47	43	41	39	38
1975	227	164	163	149	137	132	127	120	114	113
1976	112	96	54	45	38	37	36	35	33	31
1977	162	89	68	58	50	40	29	30	29	28
1978	233	148	122	103	88	76	65	58	52	50
1979	234	191	130	107	101	91	89	83	78	76
1980	722	517	405	322	318	321	332	315	286	289
1981	303	223	190	170	151	132	116	104	94	86
1982	121	111	103	71	63	61	48	51	55	55
1983	245	185	168	172	169	143	138	132	135	124
1984	425	340	304	269	262	238	217	196	180	169
1985	198	133	108	91	71	62	58	57	55	52
1986	313	297	227	186	185	163	147	133	120	110
1987	155	107	97	86	80	67	69	66	66	69
1988	382	209	155	112	79	61	52	46	43	66
1989	137	80	77	57	48	40	29	25	21	20
1990	54	40	35	31	22	21	22	25	22	16
1991	84	74	62	62	54	45	37	32	31	30
1992	129	97	85	69	64	53	49	51	49	51
1993	209	115	88	79	66	59	56	60	62	56
1994	1737	962	623	588	474	388	344	297	269	242
1995	1549	799	549	415	336	282	246	224	199	186
1996	531	348	274	230	203	169	146	130	118	106
1997	905	420	253	188	188	198	176	156	133	113
1998	215	79	54	48	44	40	33	32	28	28
1999	2224	1126	757	576	464	394	341	299	269	248
2000	360	212	193	194	178	167	150	136	123	116
2001	1095	779	589	453	368	312	272	240	215	195
2002	109	72	55	48	44	40	37	37	35	33
2003	158	118	92	82	73	69	65	61	56	51
2004	395	295	257	217	182	160	140	120	104	96
2005	2021	979	627	457	366	308	265	233	207	189
2006	105	73	63	52	46	41	32	24	22	20
2007	699	616	532	416	337	288	264	231	204	184
2008	323	223	224	169	124	91	81	76	78	87
2009	407	213	181	163	136	118	92	77	71	69
2010	367	168	134	102	76	72	102	84	80	68

Finalmente, con la función doble Gumbel se determinaron los gastos medios de diseño para distintas duraciones y distintos periodos de retorno; para obtener la curva gasto-duración-periodo de retorno (ver Tabla IV-22 y Figura IV-28).

**Tabla IV-22. Gasto-duración-Periodo de retorno. El Oviáchic, Son**

Tr	Doble Gumbel p=0.94									
	Duración									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	251.21	176.23	142.11	119.63	104.15	92.46	83.86	77.53	73.06	69.84
5	401.03	275.52	219.35	185.26	164.05	147.04	134.39	123.4	116.48	110.86
10	528.32	366.74	292.75	247.18	221.58	199.46	182.91	166.41	156.15	145.95
20	710.72	528.15	437.26	348.27	324.31	294.71	264.43	231.72	210.51	195.02
50	1047.44	776.17	606.57	463	367.69	322.46	325.78	305.81	276.82	277.75
100	1298.02	933.1	707.76	534.54	392.96	338.7	362.45	352.9	320.69	338.25
200	1535.39	1079.38	801.91	601.66	416.66	354.2	396.76	397.17	362.4	395.91
500	1839.46	1266.36	921.96	687.54	447.23	374.78	440.62	454.08	415.99	469.76
1000	2066.43	1405.2	1011.83	752.01	470.03	390.95	473.54	496.64	456.08	525.04
2000	2289.94	1543.51	1100.33	815.99	493.01	407.97	505.95	539.03	495.87	579.9
5000	2594.88	1724.37	1219.69	898.67	523.87	432.11	549.5	593.82	547.68	653.33
10000	2802.8	1860.55	1302.01	961.67	545.82	452.8	579.88	635.57	589.63	703.97



**Figura IV-28. Gasto-duración-Periodo de retorno. El Oviáchic, Son**

La avenida de diseño para cada periodo de retorno se forma tomando los gastos medios máximos de diseño con duración de 1 a 10 días, de estos gastos se obtienen los gastos individuales y posteriormente se construye la avenida alternando los gastos.

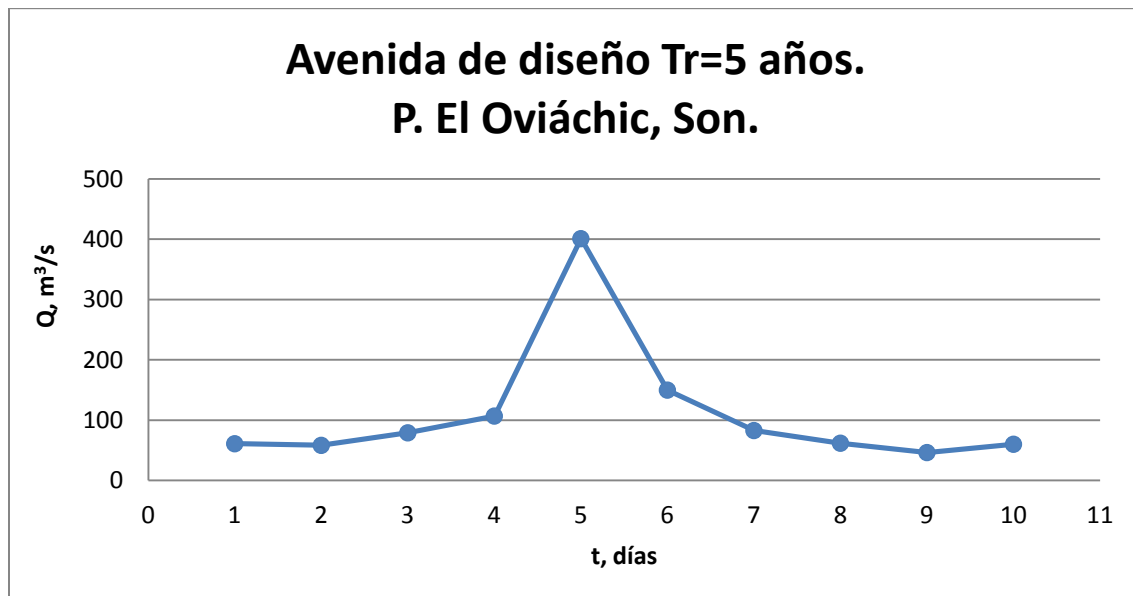


### IV.1.3.1 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 5 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-23 y Figura IV-29).

**Tabla IV-23. Construcción de la avenida de diseño para Tr=5 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	401.03	401	61
2	275.52	150	58
3	219.35	107	79
4	185.26	83	107
5	164.05	79	401
6	147.04	62	150
7	134.39	58	83
8	123.4	46	62
9	116.48	61	46
10	110.86	60	60



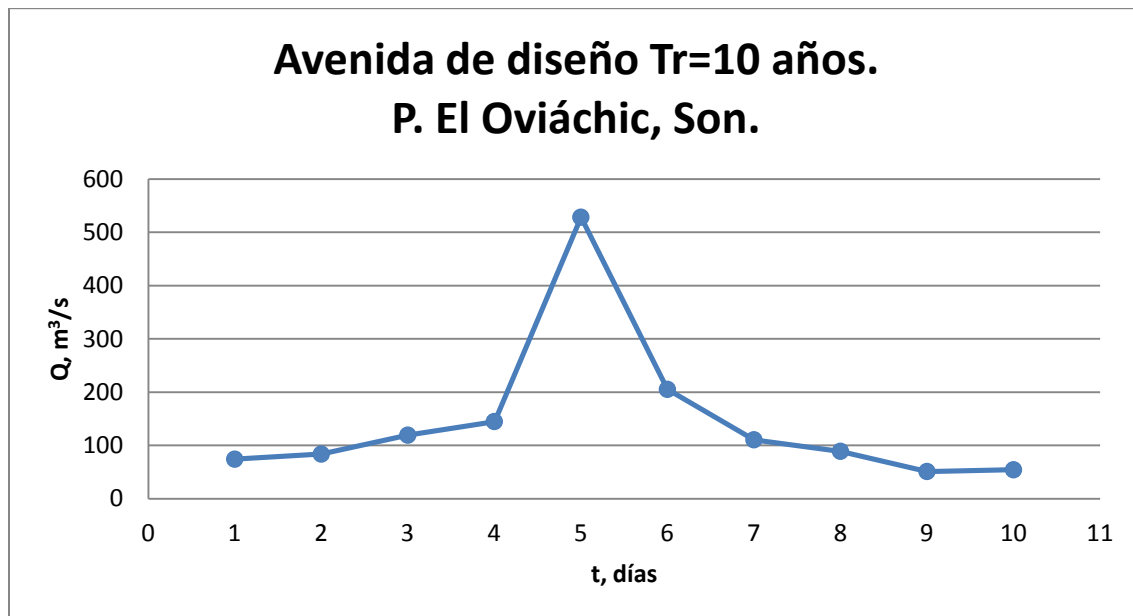
**Figura IV-29. Avenida de diseño para Tr= 5 años. Presa El Oviáchic, Son**

### IV.1.3.2 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 10 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-24 y Figura IV-30).

**Tabla IV-24. Construcción de la avenida de diseño para Tr=10 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	528.32	528	74
2	366.74	205	84
3	292.75	145	119
4	247.18	110	145
5	221.58	119	528
6	199.46	89	205
7	182.91	84	110
8	166.41	51	89
9	156.15	74	51
10	145.95	54	54



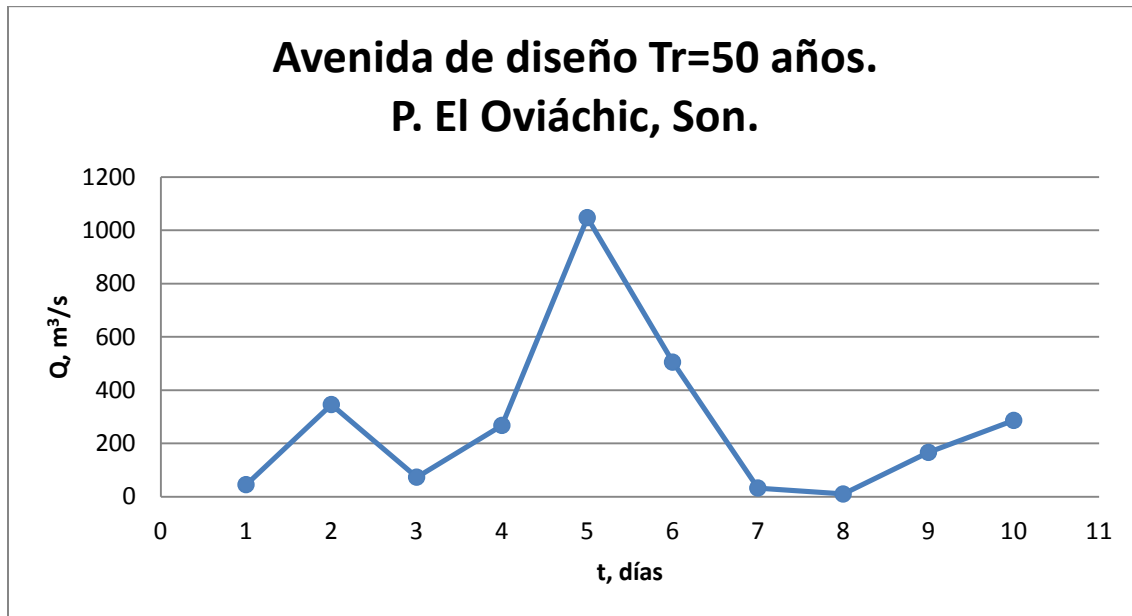
**Figura IV-30. Avenida de diseño para Tr=10 años. Presa El Oviáchic, Son**

### IV.1.3.3 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=50 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 50 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-25 y Figura IV-31).

**Tabla IV-25. Construcción de la avenida de diseño para Tr=50 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1047.44	1047	45
2	776.17	505	346
3	606.57	267	73
4	463	32	267
5	385	73	1047
6	322.46	10	505
7	325.78	346	32
8	305.81	166	10
9	276.82	45	166
10	277.75	286	286



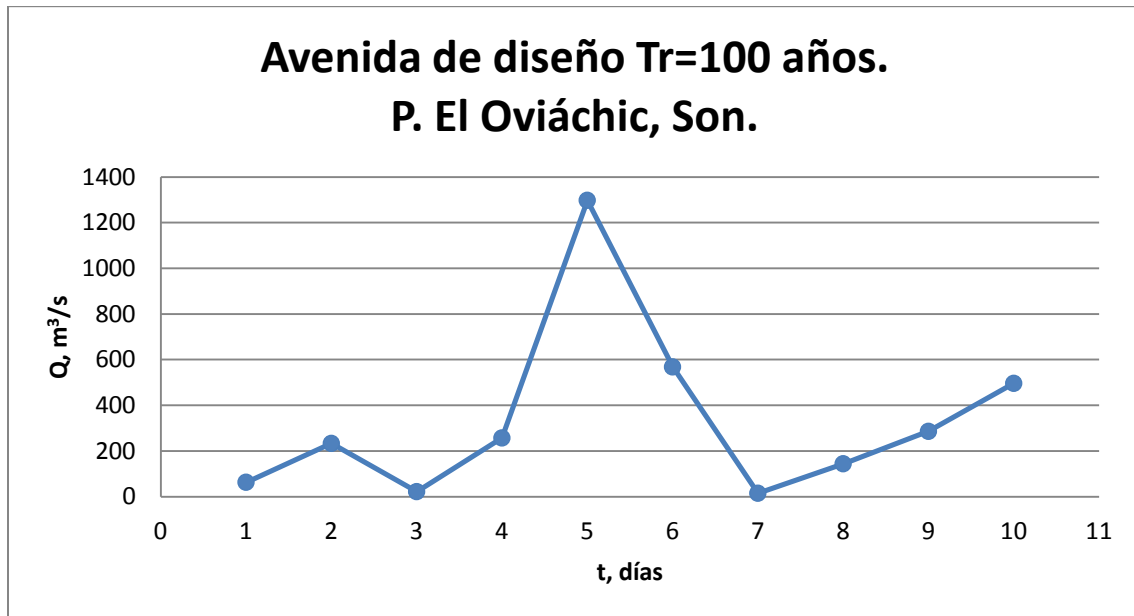
**Figura IV-31. Avenida de diseño para Tr=50 años. Presa El Oviáchic, Son**

**IV.1.3.4 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=100 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 100 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-26 y Figura IV-32).

**Tabla IV-26. Construcción de la avenida de diseño para Tr=100 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1298.02	1298	63
2	933.1	568	233
3	707.76	257	22
4	534.54	15	257
5	432	22	1298
6	384	144	568
7	362.45	233	15
8	352.9	286	144
9	320.69	63	286
10	338.25	496	496



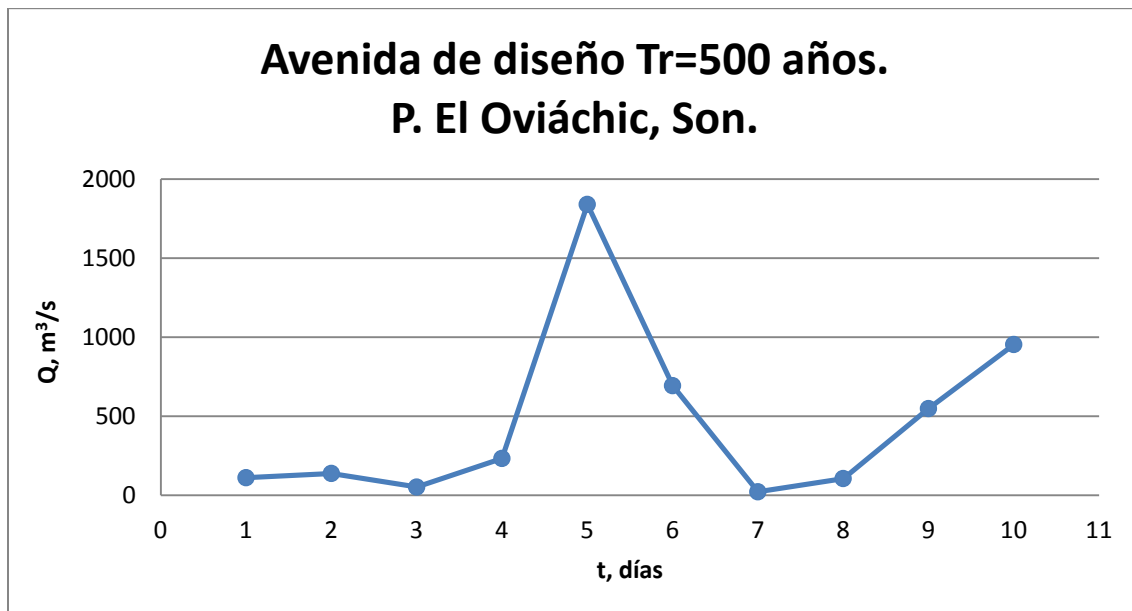
**Figura IV-32. Avenida de diseño para Tr=100 años. Presa El Oviáchic, Son**

### IV.1.3.5 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=500 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 500 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-27 y Figura IV-33).

**Tabla IV-27. Construcción de la avenida de diseño para Tr=500 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1839.46	1839	111
2	1266.36	693	138
3	921.96	233	52
4	697	22	233
5	568	52	1839
6	491	106	693
7	440.62	138	22
8	454.08	548	106
9	415.99	111	548
10	469.76	954	954



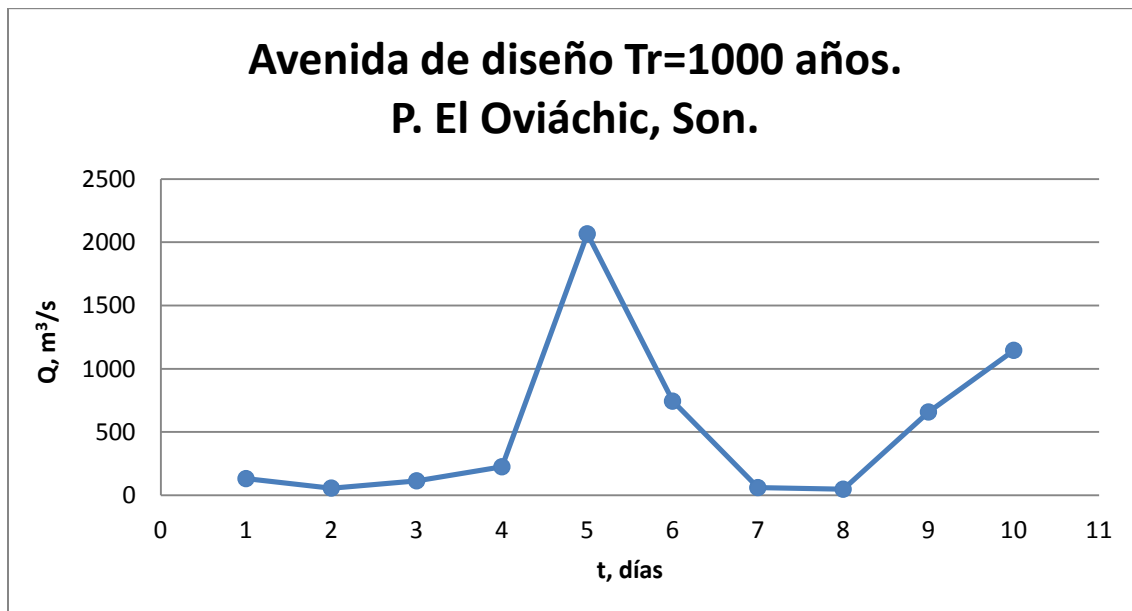
**Figura IV-33. Avenida de diseño para Tr=500 años. Presa El Oviáchic, Son**

### IV.1.3.6 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=1,000 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 1000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-28 y Figura IV-34).

**Tabla IV-28. Construcción de la avenida de diseño para Tr=1,000 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	2066.43	2066	132
2	1405.2	744	57
3	1011.83	225	114
4	774	61	225
5	642	114	2066
6	543	48	744
7	473.54	57	61
8	496.64	658	48
9	456.08	132	658
10	525.04	1146	1146



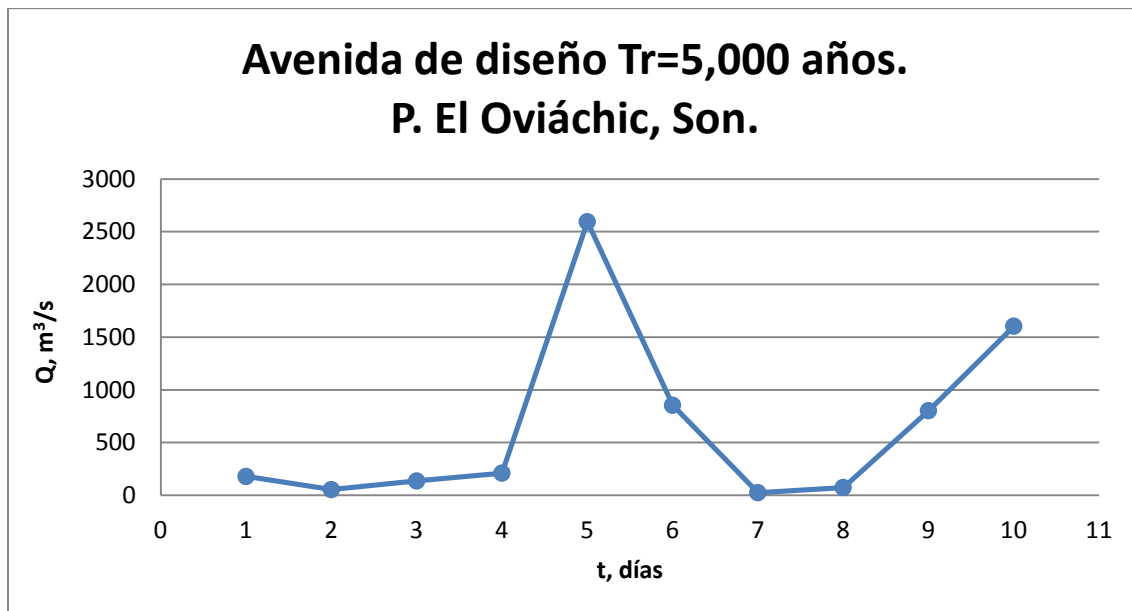
**Figura IV-34. Avenida de diseño para Tr=1,000 años. Presa El Oviáchic, Son**

### IV.1.3.7 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=5,000 AÑOS

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 5,000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-29 y Figura IV-35).

**Tabla IV-29. Construcción de la avenida de diseño para Tr=5,000 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	2594.88	2595	179
2	1724.37	854	54
3	1219.69	210	136
4	921	25	210
5	764	136	2595
6	649	74	854
7	564	54	25
8	593.82	803	74
9	547.68	179	803
10	653.33	1604	1604



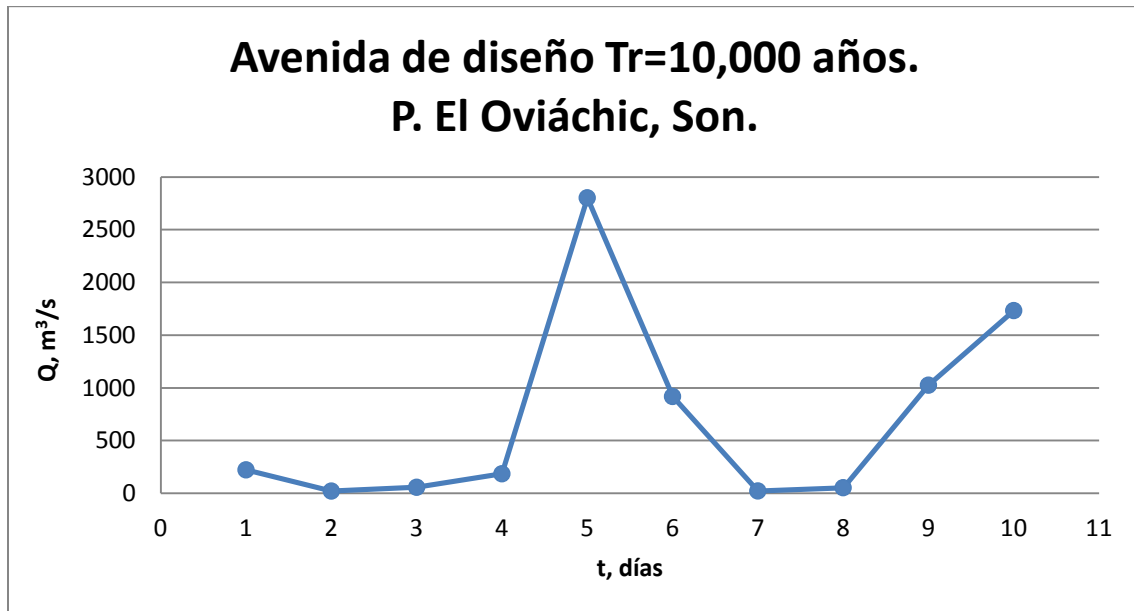
**Figura IV-35. Avenida de diseño para Tr=5,000 años. Presa El Oviáchic, Son**

**IV.1.3.8 AVENIDA DE DISEÑO PARA UN TR=10,000 AÑOS**

Al seleccionar los datos de la Tabla IV-22 para un periodo de retorno de 10,000 años, se construyó la avenida de diseño (Tabla IV-30 y Figura IV-36).

**Tabla IV-30. Construcción de la avenida de diseño para Tr=10,000 años. Presa El Oviáchic, Son**

t (día)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>indiv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Alternando gastos Q(m <sup>3</sup> /s)
1	2802.8	2803	222
2	1860.55	918	21
3	1302.01	185	57
4	982	22	185
5	797	57	2803
6	673	53	918
7	579.88	21	22
8	635.57	1025	53
9	589.63	222	1025
10	703.97	1733	1733



**Figura IV-36. Avenida de diseño para Tr=10,000 años. Presa El Oviáchic, Son**



## IV.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS

Como se mencionó, anteriormente, el tránsito de avenidas tiene por finalidad conocer el hidrograma de salida a partir de proporcionar un hidrograma de entrada. En el caso de las presas ya construidas, el principal uso de realizar los tránsitos radica en conocer si la operación de la obra de excedencias es adecuada, asegurándonos de que ante la presencia de una avenida el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) no será rebasado, garantizando así la seguridad de la presa y de las poblaciones aledañas a la misma.

En este apartado se describen los tránsitos de avenidas para 10,000, 100 y 50 años realizados para cada una de las presas.

Al contar La Angostura y El Oviáchic con un vertedor de descarga libre (el NAMO coincide con la cresta vertedora), se realizarán sus tránsitos considerando esa política de descarga.

Para el caso del Novillo las descargas en la obra de excedencias son controladas por medio de cuatro compuertas radiales, lo que quiere decir que el NAMO (291 msnm) se encuentra por encima de la cresta vertedora (275 msnm). En este caso, primero, se realizó el tránsito considerando una descarga libre en la obra de excedencia y posteriormente se considerará una restricción en la descarga en donde mientras no se alcance el gasto de entrada pico el gasto de salida tomará el menor entre el gasto que da la curva de descarga libre y el de entrada. Bajo la consideración de la restricción en la descarga se realizó el tránsito tomando en cuenta 4 políticas de descargas diferentes (propuestas por el Instituto de Ingeniería) y de acuerdo a los resultados se eligió la mejor opción que garantice la seguridad de la presa.

Por último, después de realizar los tránsitos por cuenca propia para cada una de las presas, se presentan los tránsitos analizando a las 3 presas en conjunto, es decir, la cuenca del río Yaqui en general. El procedimiento se describirá más adelante en el apartado IV.3.

### IV.2.1 PRESA LA ANGOSTURA

Para el caso de la Angostura los datos que se consideraron en el vertedor de descarga libre se muestran en la Tabla IV-31.

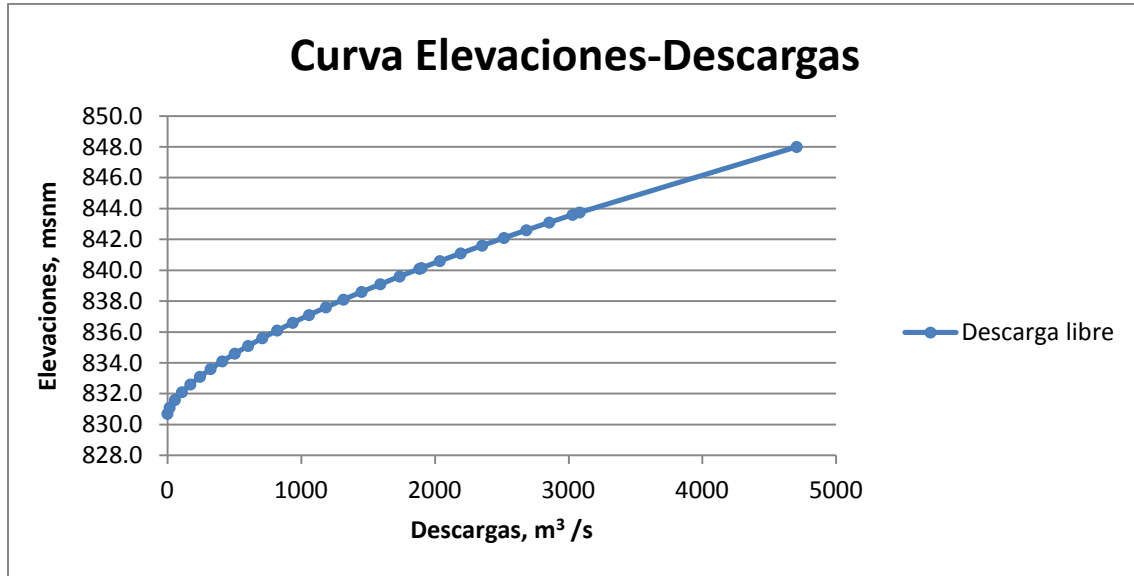
**Tabla IV-31. Datos del vertedor de la presa La Angostura, Son**

Datos de vertedor	
Longitud del vertedor (L)	30.48 m
$Q_{dis}$	1900 m <sup>3</sup> /s
Carga (H)	9.45 m
Cd (diseño)	2.15 m
Elevación de cresta	830.7 m
NAMO	830.7 m
NAME	840.15 m

Los datos de elevaciones y capacidades fueron proporcionados por la CONAGUA, de todos los datos se seleccionaron solo algunos puntos y se calcularon las descargas por el vertedor. En la Tabla IV-32 se presentan los valores definitivos para el tránsito, y en la Figura IV-37 su muestra la curva elevaciones-descargas.

**Tabla IV-32. Curva elevaciones-capacidades-descarga. La Angostura, Son**

Elevación msnm	Capacidades millones de m <sup>3</sup>	Descargas m <sup>3</sup> /s
830.7	703.39	0
831.1	718.70	16.55
831.6	738.15	55.84
832.1	757.72	108.34
832.6	777.78	171.29
833.1	797.96	243.18
833.6	818.65	323.00
834.1	839.46	410.04
834.6	860.76	503.74
835.1	882.17	603.65
835.6	904.03	709.41
836.1	926.02	820.72
836.6	948.49	937.31
837.1	971.08	1058.95
837.6	994.19	1185.44
838.1	1017.42	1316.60
838.6	1041.19	1452.27
839.1	1065.08	1592.30
839.6	1089.49	1736.56
840.1	1113.98	1884.94
840.15	1116.46	1900.00
840.6	1139.05	2037.32
841.1	1164.27	2193.59
841.6	1189.92	2353.67
842.1	1215.70	2517.46
842.6	1241.94	2684.89
843.1	1268.29	2855.87
843.6	1295.08	3030.33
843.75	1303.06	3083.34
848.0	1530.75	4706.25

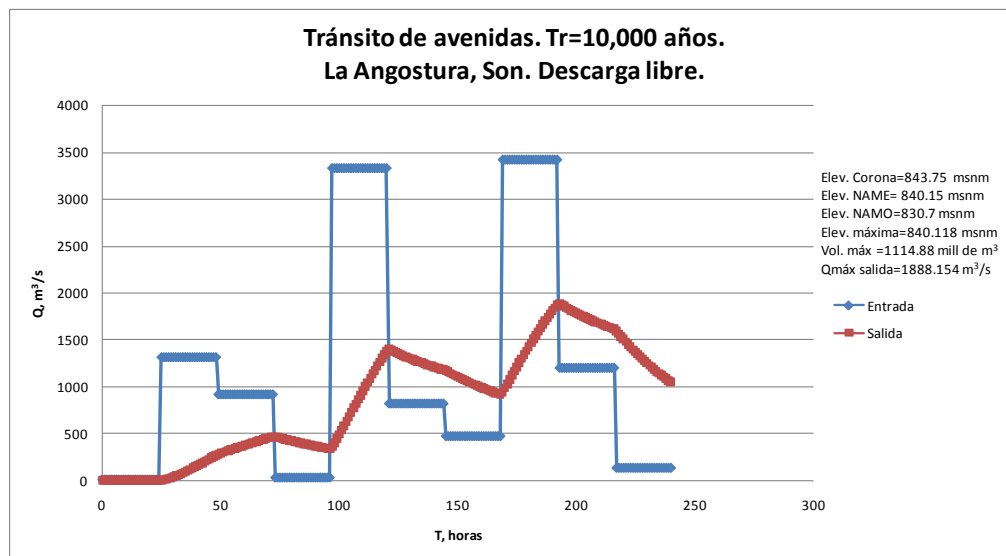


**Figura IV-37. Curva elevaciones-descarga libre. La Angostura, Son**

Todos los tránsitos se iniciaron a la altura de la elevación del NAMO (830.7 msnm). Las avenidas de diseño utilizadas (10,000, 100, 50 años) se pasaron a hidrogramas horarios con intervalos de  $\Delta t = 1 \text{ hr}$ .

#### IV.2.1.1 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=10,000 AÑOS

A continuación, se presenta el hidrograma de salida que resultó después de transitar la avenida de 10,000 años para la descarga libre (Figura IV-38).

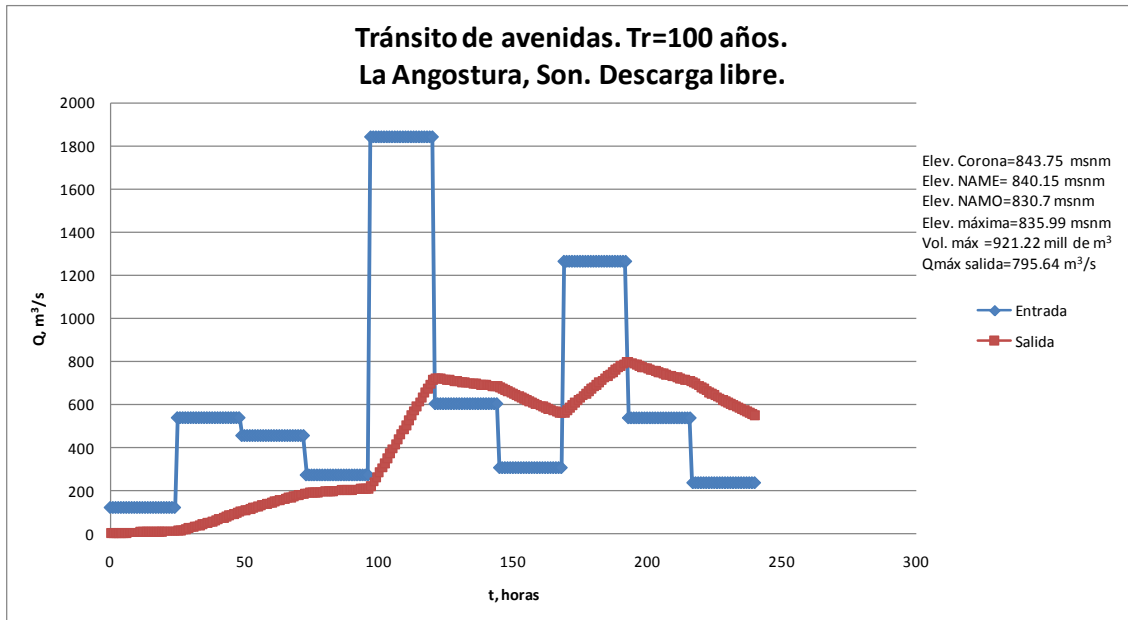


**Figura IV-38. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Descarga libre. La Angostura, Son**

Los resultados del tránsito de avenidas permiten observar que no se rebasaría el NAME de la presa (840.15 msnm) al quedar el nivel máximo del agua tres centímetros debajo de éste (840.12 m), se tendría un gasto máximo de salida de 1888.15 m<sup>3</sup>/s, que es ligeramente inferior al gasto de diseño del vertedor.

#### IV.2.1.2 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=100 AÑOS

El resultado del tránsito para un periodo de retorno de 100 años y una descarga libre se muestra en la Figura IV-39.

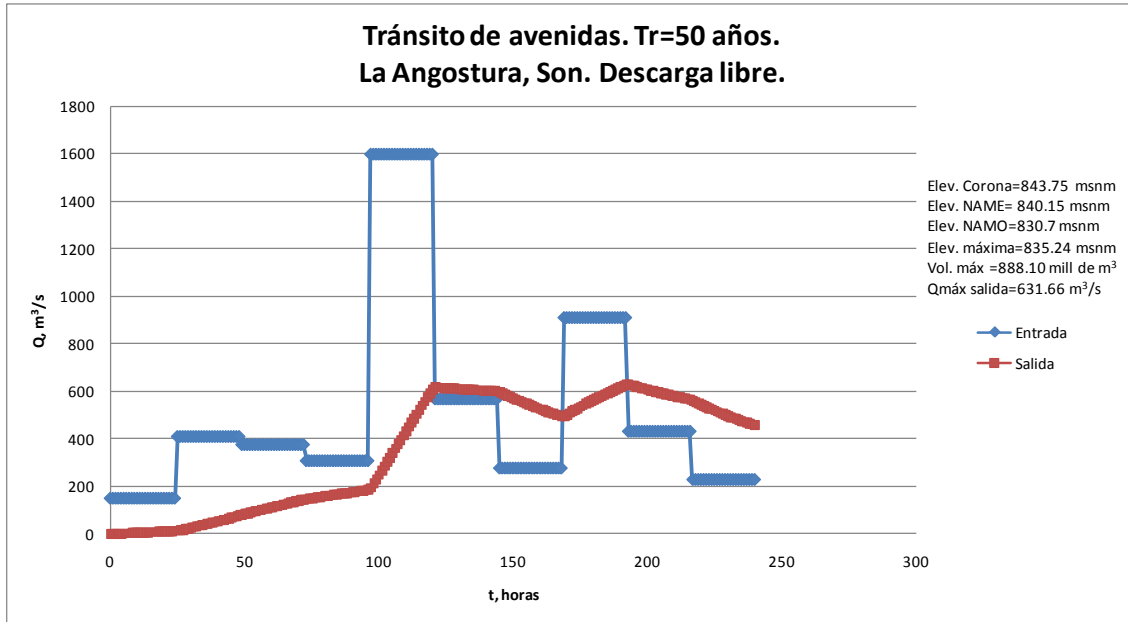


**Figura IV-39. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Descarga libre. La Angostura, Son**

Se puede ver que no se rebasa el NAME de la presa (840.15 msnm) al quedar el nivel máximo del agua 4.16 m debajo de éste (a la elevación 835.99 m), se tendría un gasto máximo de salida de 795.64 m<sup>3</sup>/s.

**IV.2.1.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=50 AÑOS**

Al transitar la avenida correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, calculada anteriormente, se obtuvo el hidrograma de salida presentado en la Figura IV-40.



**Figura IV-40. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Descarga libre. La Angostura, Son**

Se puede observar que la elevación máxima (835.24 msnm) que se alcanza en el tránsito no rebasa el NAME (840.15 msnm) de la presa. El gasto máximo de salida es de 631.666 m<sup>3</sup>/s.

Finalmente, en la Tabla IV-33 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para los tránsitos de 10,000, 100 y 50 años.

**Tabla IV-33. Resumen de los tránsitos de avenida, La Angostura Son**

Gasto máximo		Elevación máxima msnm	Vol. máximo almacenado mill m <sup>3</sup>	TR años
Entrada m <sup>3</sup> /s	Salida m <sup>3</sup> /s			
3420	1888.15	840.12	1114.75	10,000
1840	795.64	835.99	921.22	100
1599	631.66	835.24	888.1	50

Elevaciones	
	msnm
NAME	840.15
NAMO	830.7
CORONA	843.75

#### IV.2.2 PRESA EL NOVILLO

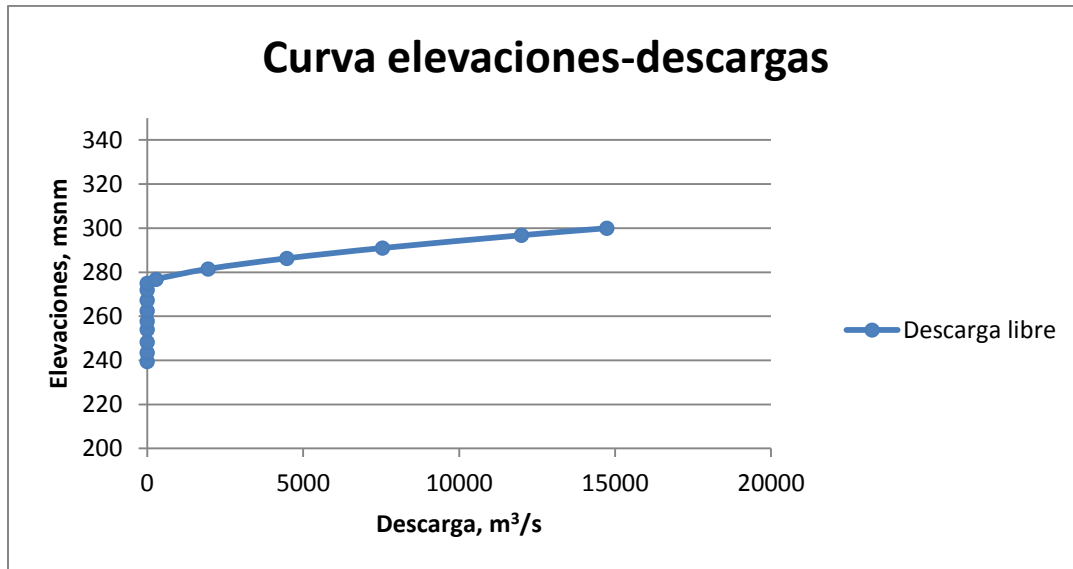
Para el caso del Novillo se obtuvieron los datos de elevaciones y capacidades, proporcionados por la CONAGUA, y con los datos del vertedor (ver Tabla IV-34) se calcularon las descargas en el vertedor para cada elevación. Finalmente en la Tabla IV-35 y Figura IV-41 se presenta la curva elevaciones-capacidades-descargas definitiva utilizada para el tránsito, considerando una descarga libre.

**Tabla IV-34. Datos del vertedor de la presa El Novillo, Son**

<b>Datos de vertedor</b>	
Longitud del vertedor (L)	60 m
$Q_{dis}$	12000 m <sup>3</sup> /s
Carga (H)	21.80 m
Cd (diseño)	1.96 m
Elevación de cresta	275 m
NAMO	291 m
NAME	296.8 m

**Tabla IV-35. Curva elevaciones-capacidades-descarga libre. El Novillo, Son**

<b>Elevaciones msnm</b>	<b>Capacidades mill de m<sup>3</sup></b>	<b>Descargas m<sup>3</sup>/s</b>
239.5	0	0
243.5	62.32	0
248.3	160.59	0
254	315.30	0
257.8	439.68	0
262.5	617.38	0
267.3	842.40	0
272	1102.66	0
275	1292.82	0
276.8	1413.32	284.71
281.5	1800.85	1953.74
286.3	2221.43	4478.31
291	2682.19	7545.30
296.8	3312.47	12000
300	3660.51	14736.91

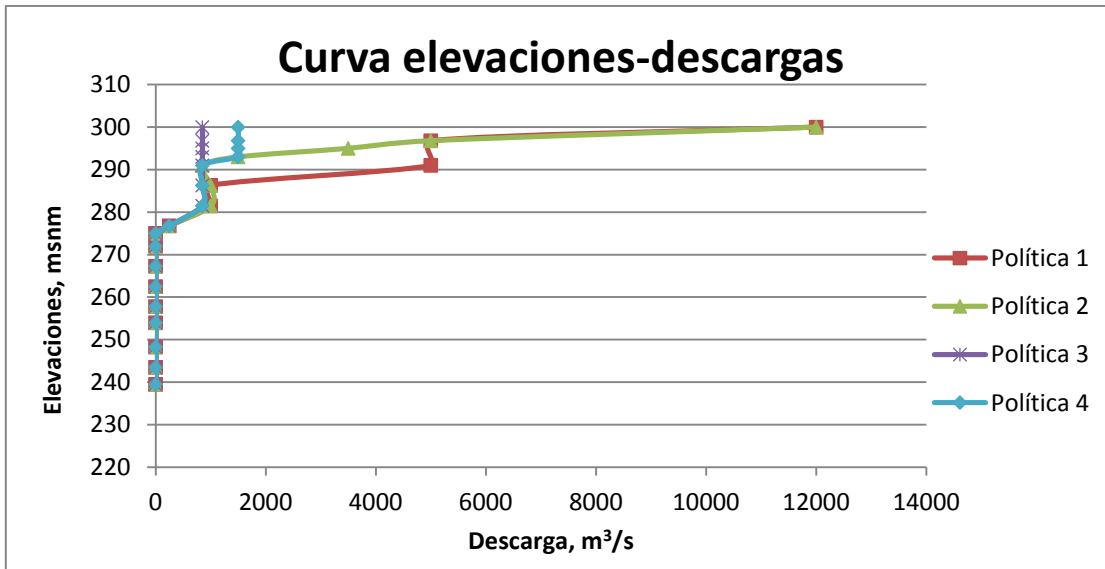


**Figura IV-41. Curva elevaciones-descargas. El Novillo, Son**

Después de obtener la curva elevaciones-descargas, para la presa del Novillo, considerando una descarga libre en el vertedor, en el Instituto de Ingeniería se propusieron cuatro políticas diferentes de descarga en la obra de excedencia (ver Tabla IV-36 y Figura IV-42). Con estas cuatro políticas de descarga se realizaron los tránsitos para las avenidas de 10,000, 100 y 50 años de periodo de retorno y que después se compararon para saber cuál sería la mejor opción de las políticas propuestas.

**Tabla IV-36. Curva elevaciones-capacidades-descargas. El Novillo, Son**

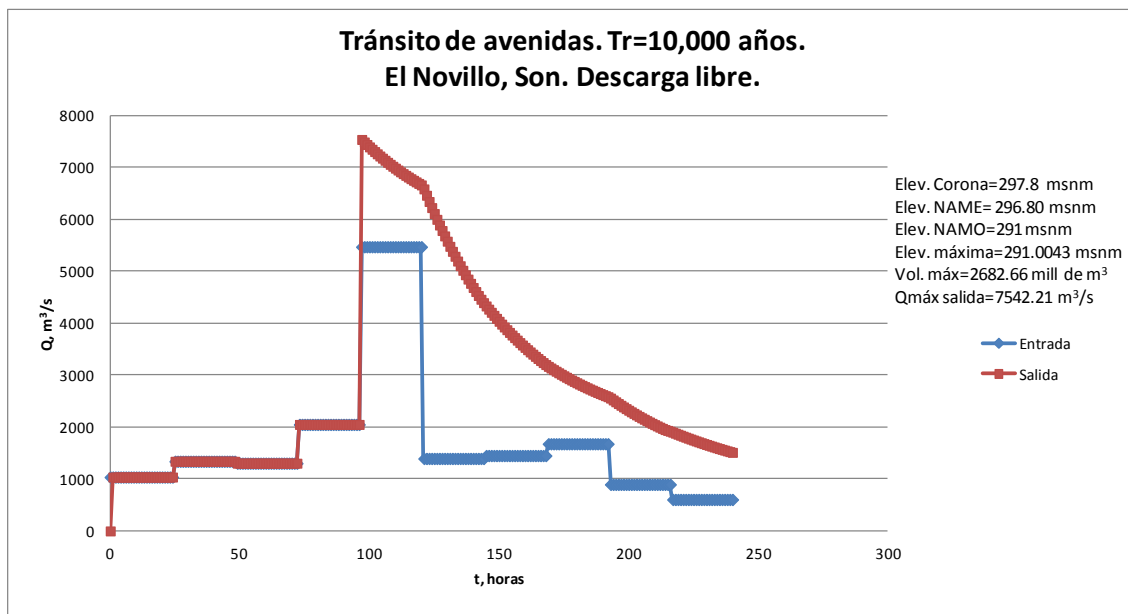
Elevaciones msnm	Capacidades mill de m <sup>3</sup>	Descarga	Descargas			
		Política 1 m <sup>3</sup> /s	Política 2 m <sup>3</sup> /s	Política 3 m <sup>3</sup> /s	Política 4 m <sup>3</sup> /s	
239.5	0	0	0	0	0	0
243.5	62.32	0	0	0	0	0
248.3	160.59	0	0	0	0	0
254	315.30	0	0	0	0	0
257.8	439.68	0	0	0	0	0
262.5	617.38	0	0	0	0	0
267.3	842.40	0	0	0	0	0
272	1102.66	0	0	0	0	0
275	1292.82	0	0	0	0	0
276.8	1413.32	250	250	250	250	250
281.5	1800.85	1000	1000	850	850	850
286.3	2221.43	1000	1000	850	850	850
291	2682.19	5000	1000	850	850	850
296.8	3312.47	5000	1500	850	1500	1500
300	3660.51	12000	3500	850	1500	1500
			5000	850	1500	1500
			12000	850	1500	1500



**Figura IV-42. Curva elevaciones-descargas, considerando cuatro políticas de descarga. El Novillo, Son**

#### IV.2.2.1 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=10,000 AÑOS

Primero se presenta el tránsito de la avenida considerando una descarga libre en la obra de excedencia (Figura IV-43) y después se presentan los tránsitos resultados de considerar cuatro políticas de descarga diferente (Figuras IV-44 a IV-47).



**Figura IV-43. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Descarga libre. El Novillo, Son**



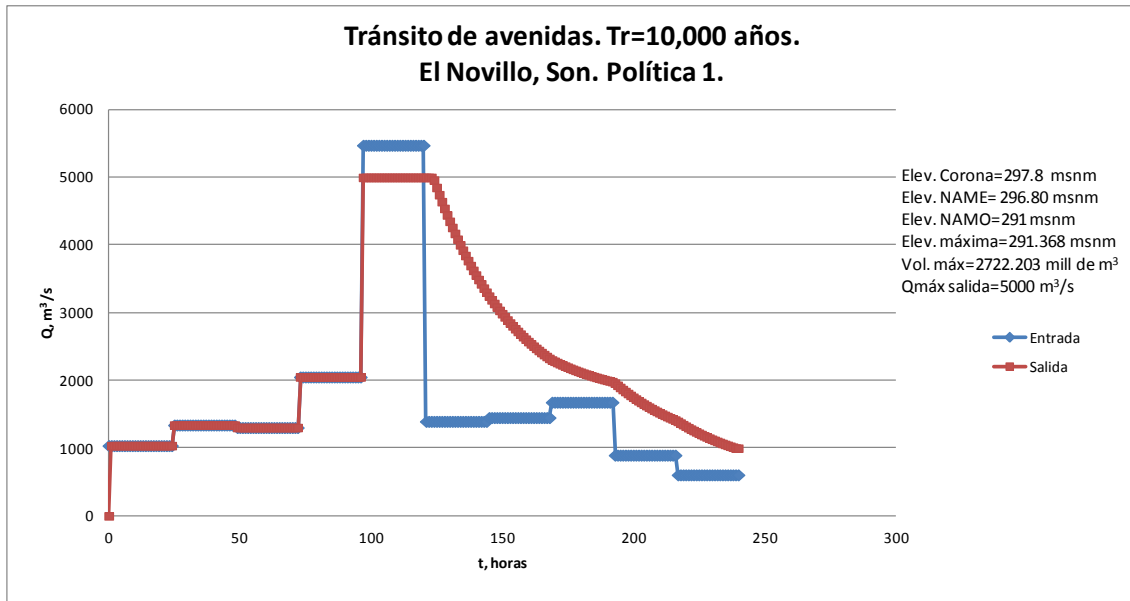


Figura IV-44. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Política 1. El Novillo, Son

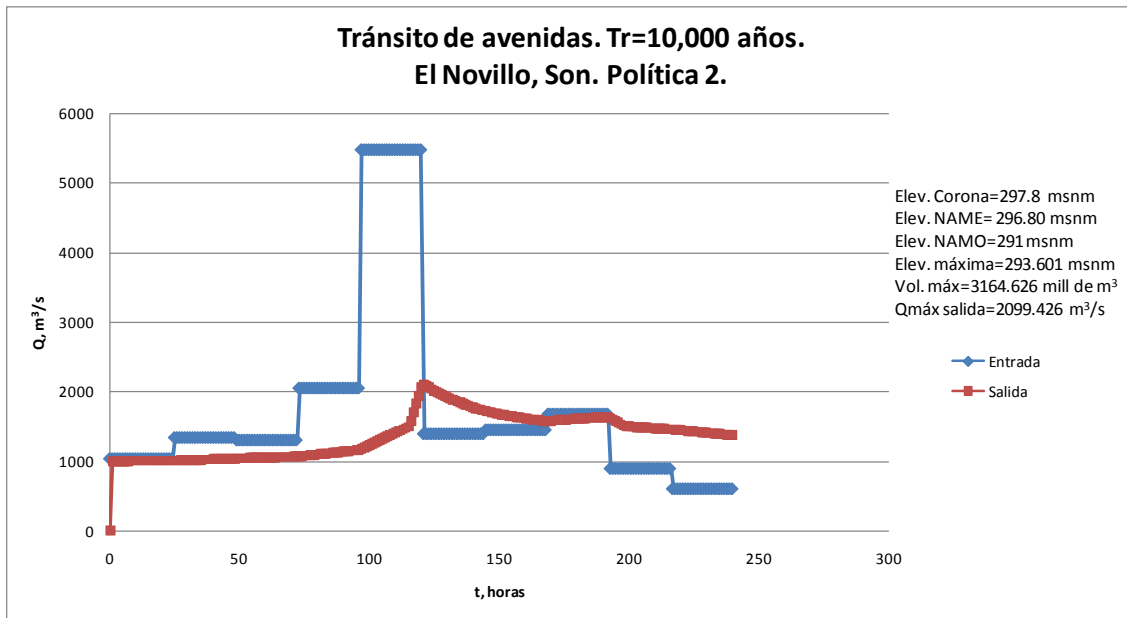


Figura IV-45. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Política 2. El Novillo, Son

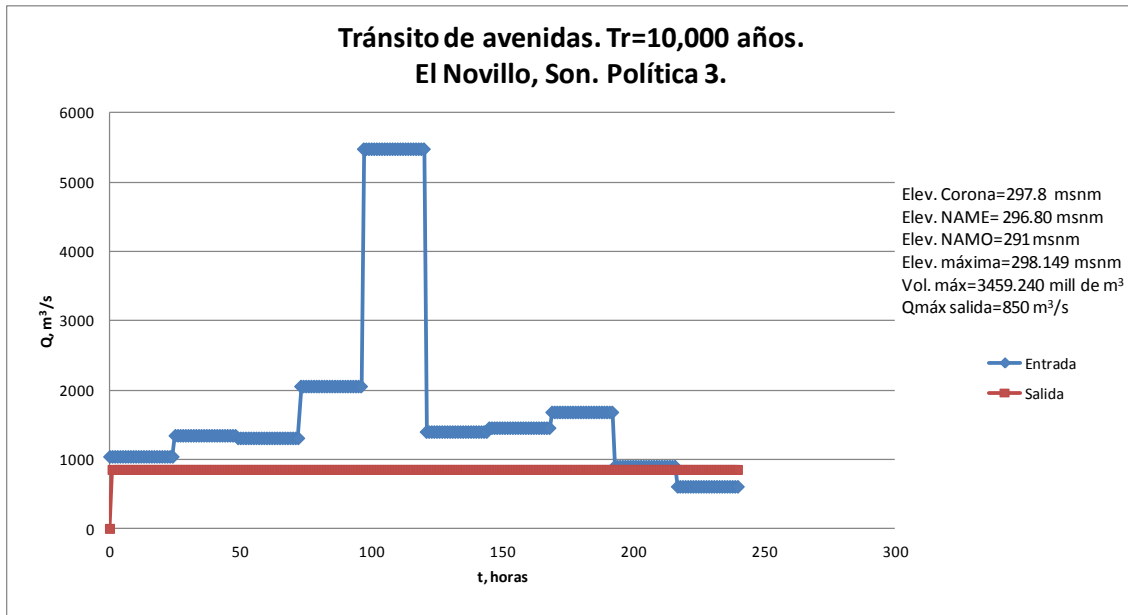


Figura IV-46. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Política 3. El Novillo, Son

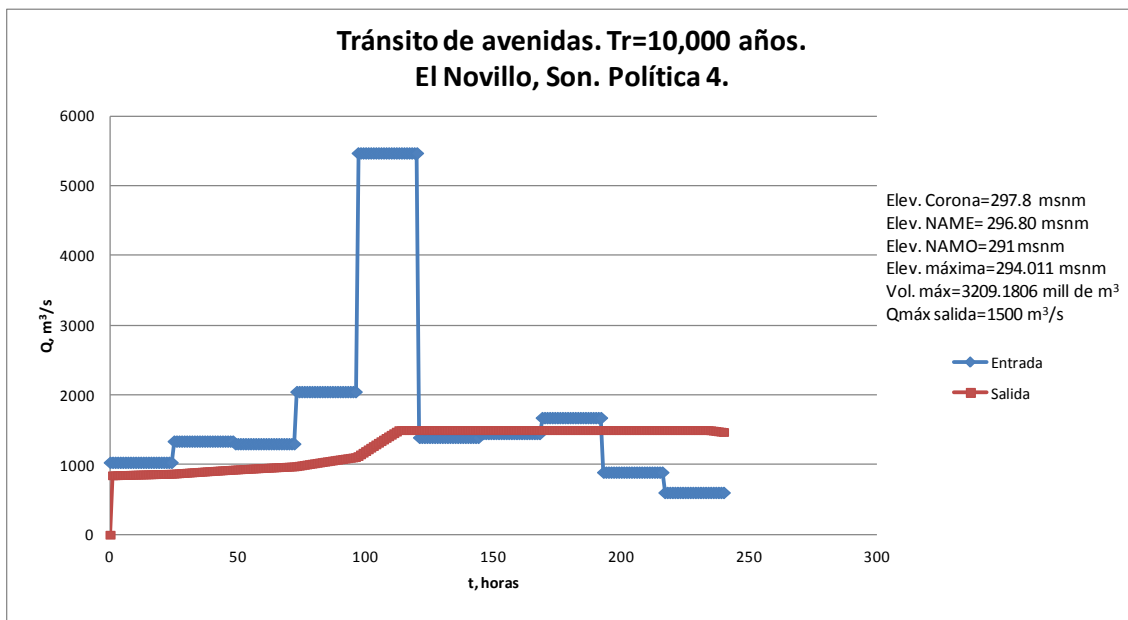


Figura IV-47. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Política 4. El Novillo, Son

De todos los tránsitos realizados se puede observar que la elevación máxima que se alcanza en todos ellos, se produce con la política 3 (298.149 msnm), la cual es mayor al NAME (296.8 msnm) y que si llegaría a poner en riesgo la seguridad de la presa.

La elevación menor que se alcanza es producida con la descarga libre (291 msnm) que corresponde a la elevación del NAMO, en la descarga libre también se presenta el gasto máximo de salida, que es de 7542.21 m<sup>3</sup>/s, gasto que está por debajo del gasto de diseño del vertedor (12,000 m<sup>3</sup>/s).

En la Tabla IV-37 se resumen los resultados obtenidos en los tránsitos, considerando una descarga libre y las cuatro políticas de descarga, ya mencionadas, de donde se puede concluir que la mejor opción de operación resultaría ser la política 4, ya que con esta política se tiene el menor gasto máximo de salida (1500 m<sup>3</sup>/s) y que no pone en ningún riesgo a la presa (el NAME no se ve rebasado) y que a su vez presenta el mayor volumen de almacenamiento.

**Tabla IV-37. Resumen de los tránsitos de avenida para un Tr=10,000 años, El Novillo, Son**

Gasto máximo		Elevación máxima msnm	Vol. máximo almacenado mill m <sup>3</sup>	Tr = 10000 años Política de operación
Entrada m <sup>3</sup> /s	Salida m <sup>3</sup> /s			
5475	7542.21	291.004	2682.66	Descarga libre
5475	5000	291.368	2722.2	Política 1
5475	2099.426	293.601	3164.626	Política 2
5475	850	298.149	3459.24	Política 3
5475	1500	294.011	3209.18	Política 4

Elevaciones	
	msnm
<b>NAME</b>	296.8
<b>NAMO</b>	291
<b>CORONA</b>	297.8

### IV.2.2.2 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=100 AÑOS

Los tránsitos que resultan después de transitar la avenida para un periodo de retorno de 100 años, considerando diferentes políticas de descarga así como una descarga libre, se presentan a continuación. Todos los tránsitos se iniciaron a la elevación del NAMO (291 msnm).

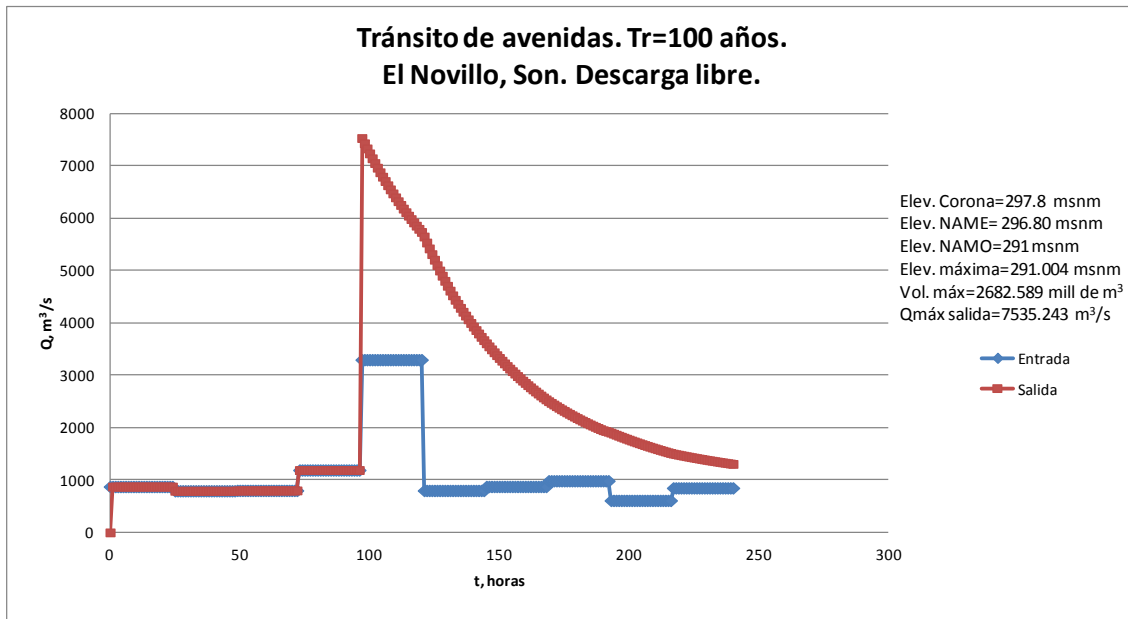


Figura IV-48. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Descarga libre. El Novillo, Son

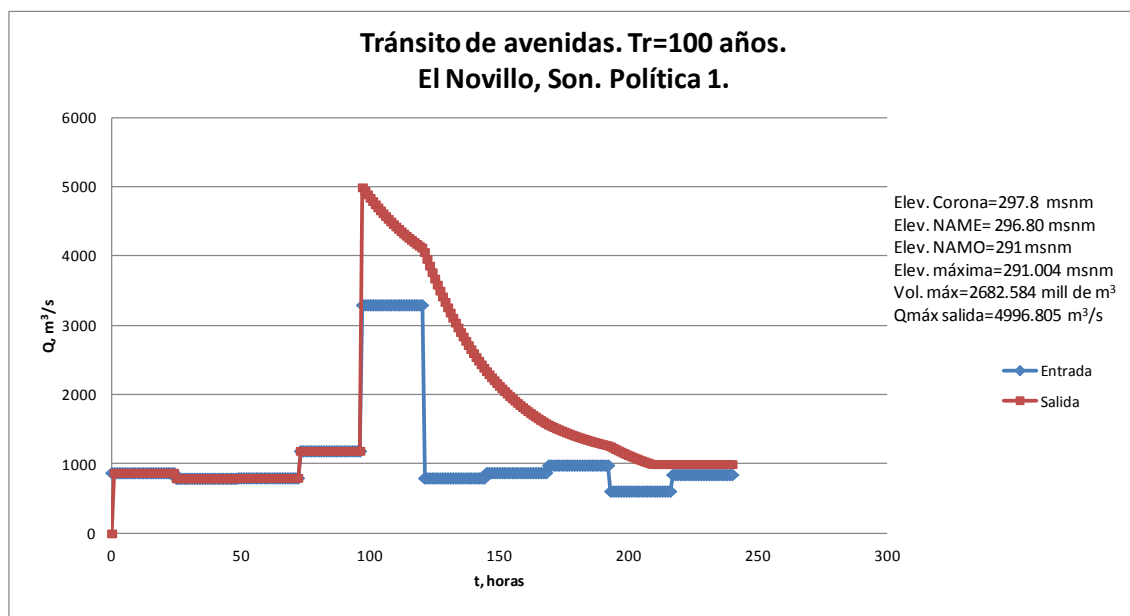
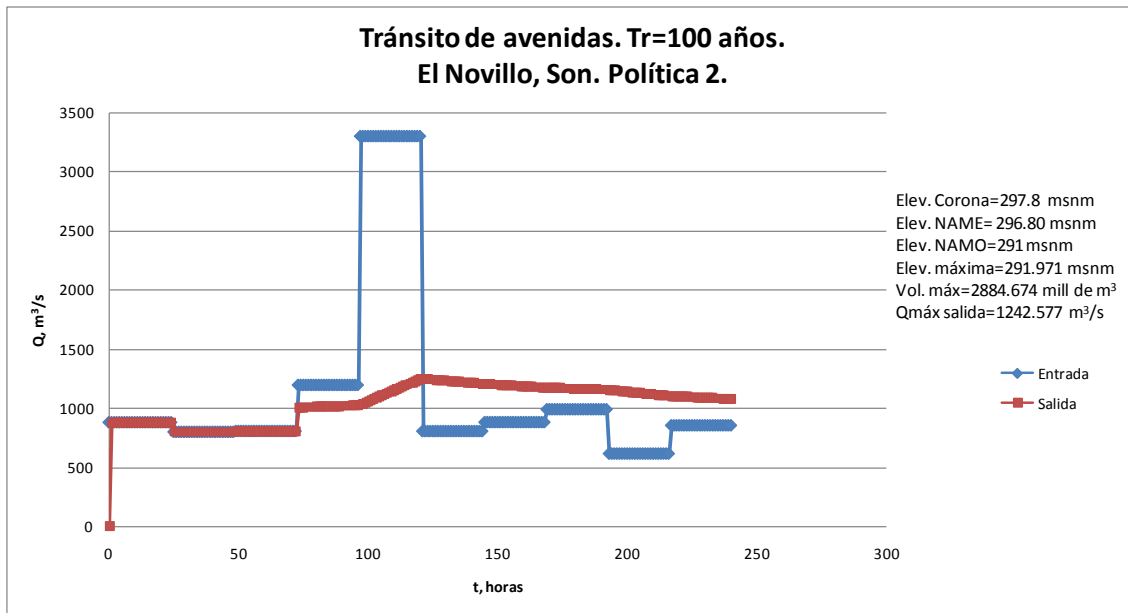
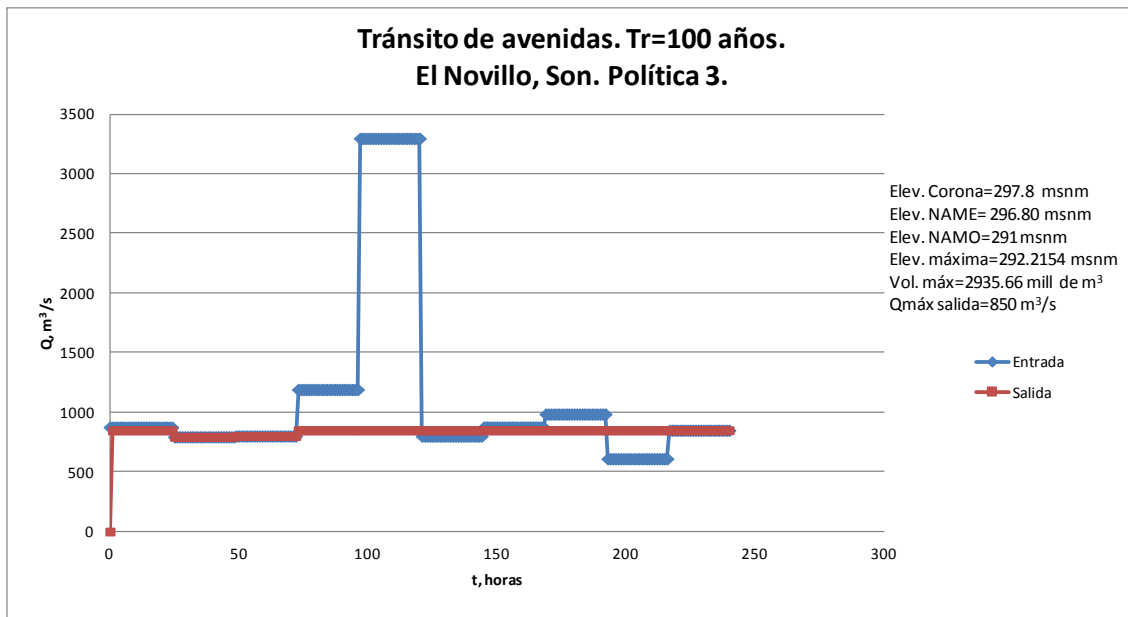


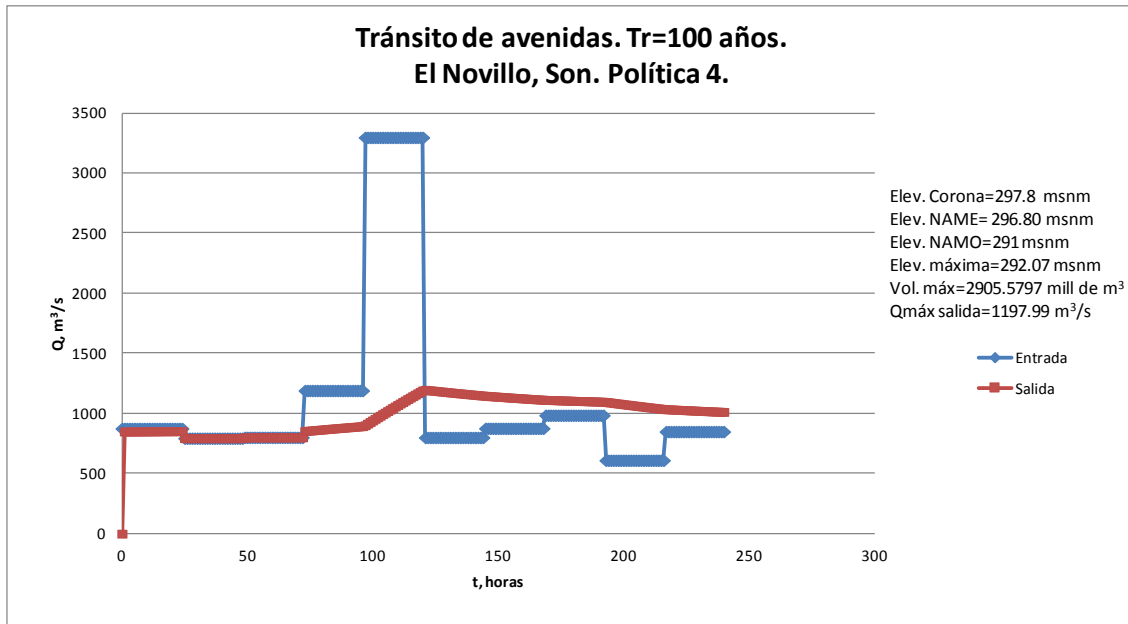
Figura IV-49. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Política 1. El Novillo, Son



**Figura IV-50. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Política 2. El Novillo, Son**



**Figura IV-51. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Política 3. El Novillo, Son**



**Figura IV-52. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Política 4. El Novillo, Son**

En la Tabla IV-38 se resumen los resultados de los tránsitos realizados para la avenida de Tr=100 años. Podemos observar que en ningún tránsito se rebasa el nivel del NAME.

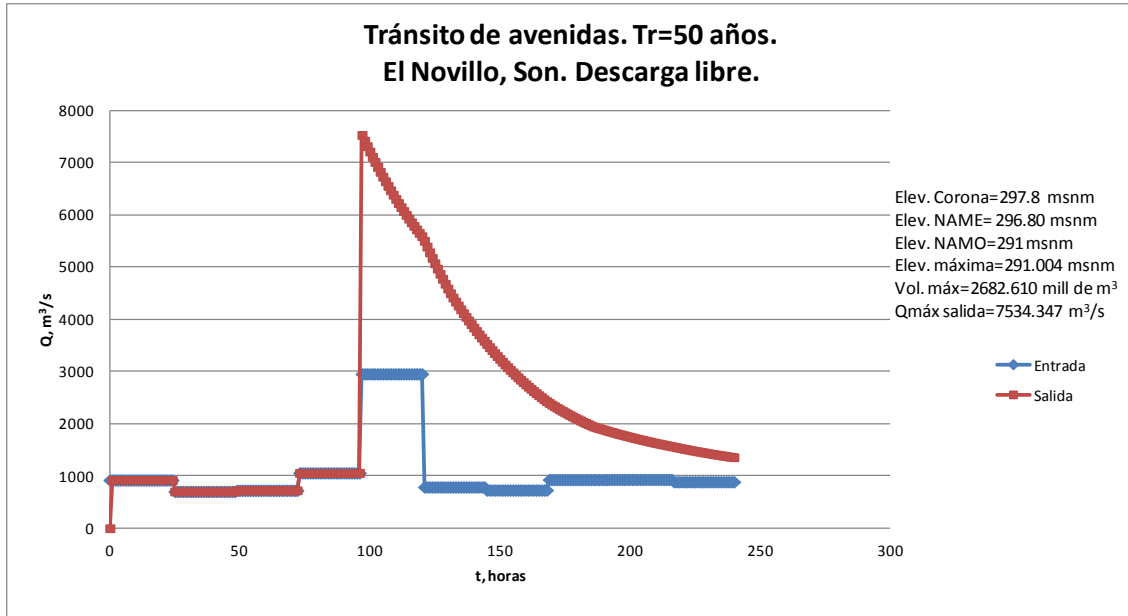
**Tabla IV-38. Resumen de los tránsitos de avenida para un Tr=100 años, El Novillo, Son**

Gasto máximo		Elevación máxima msnm	Vol. máximo almacenado mill m <sup>3</sup>	Tr = 100 años Política de operación
Entrada m <sup>3</sup> /s	Salida m <sup>3</sup> /s			
3300	7535.243	291.004	2682.589	Descarga libre
3300	4996.805	291.004	2682.584	Política 1
3300	1242.577	291.971	2884.674	Política 2
3300	850	292.215	2935.665	Política 3
3300	1197.99	292.071	2905.579	Política 4

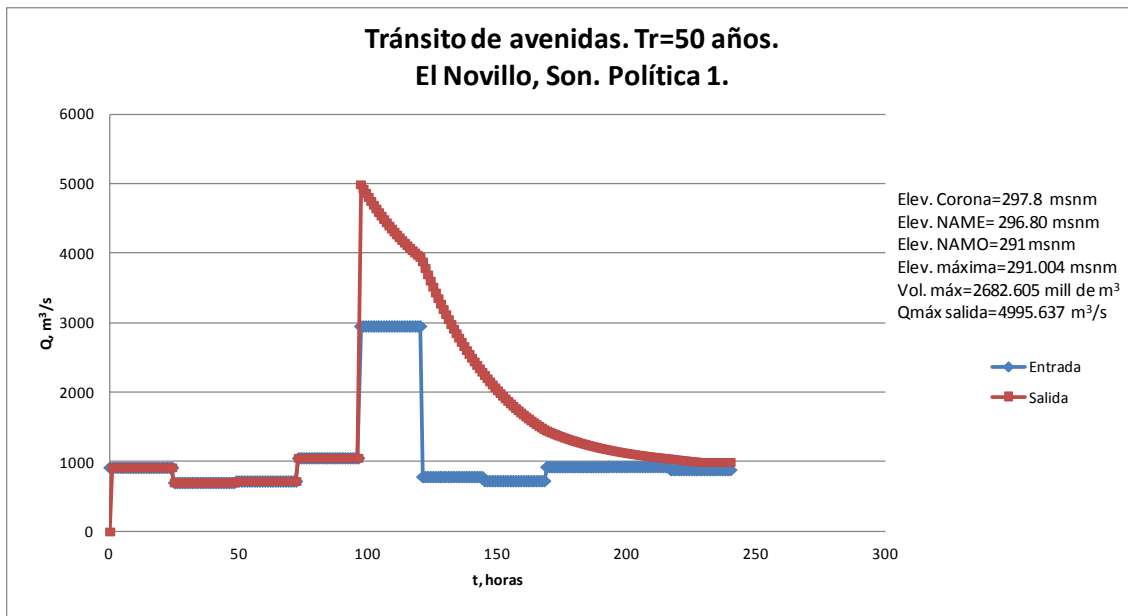
Elevaciones	
	msnm
<b>NAME</b>	296.8
<b>NAMO</b>	291
<b>CORONA</b>	297.8

### IV.2.2.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=50 AÑOS

Finalmente, se presentan los tránsitos considerando la avenida de diseño para un  $Tr=50$  años, evento que podría presentarse con mayor frecuencia que los anteriores (100 y 10,000 años). En la Figura IV-53 se presenta el tránsito considerando una descarga libre, y en las Figuras IV-54, IV-55, IV-56 y IV-57 se presentas los tránsitos considerando políticas de descarga diferentes.



**Figura IV-53. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Descarga libre. El Novillo, Son**



**Figura IV-54. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Política 1. El Novillo, Son**

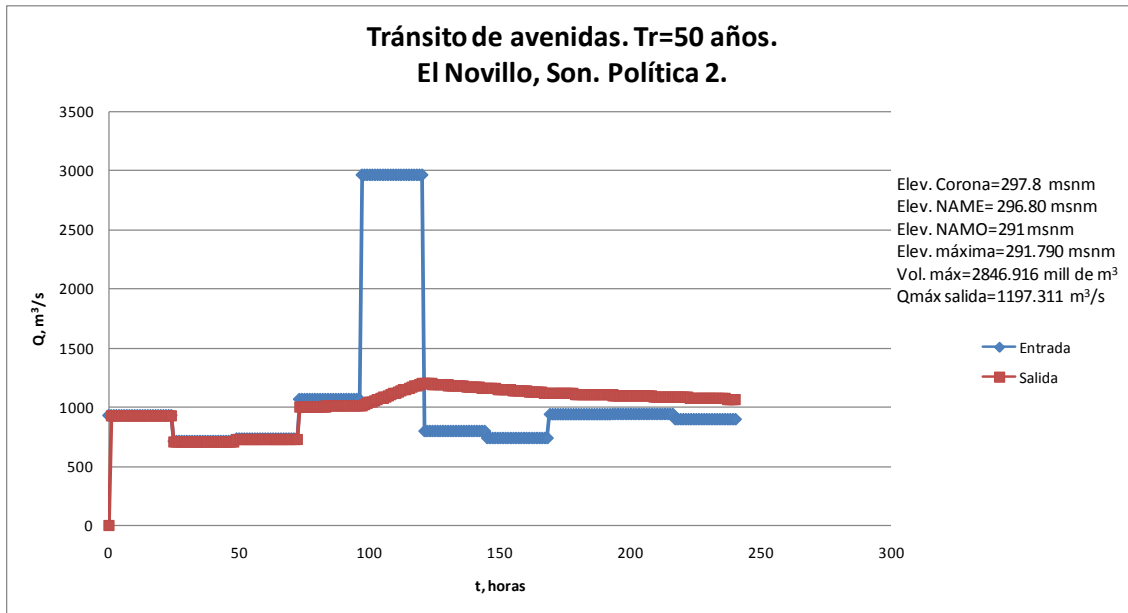


Figura IV-55. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Política 2. El Novillo, Son

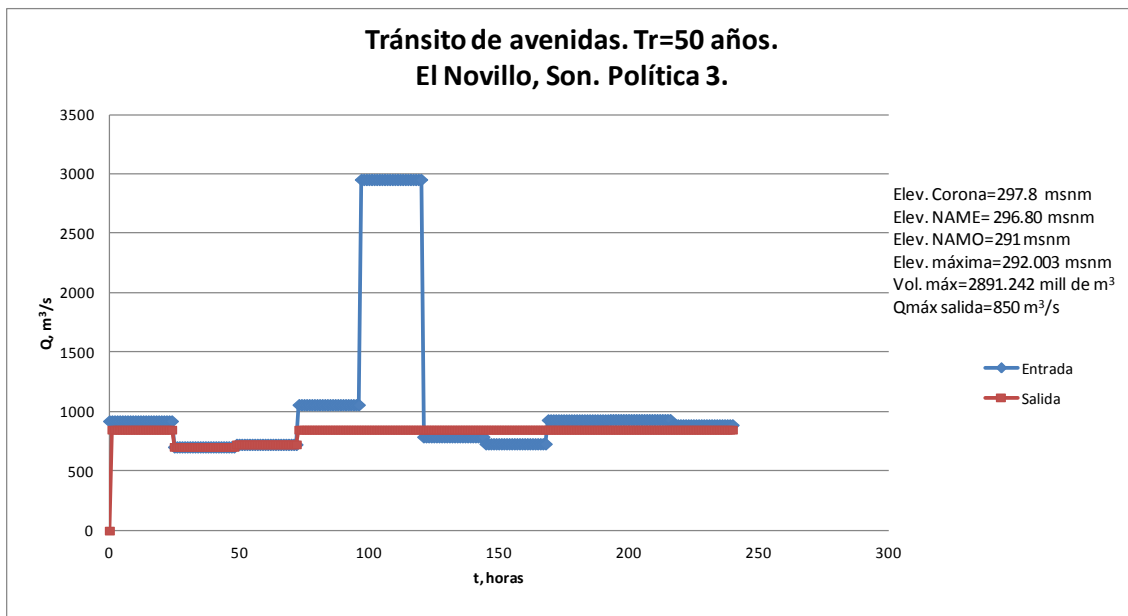
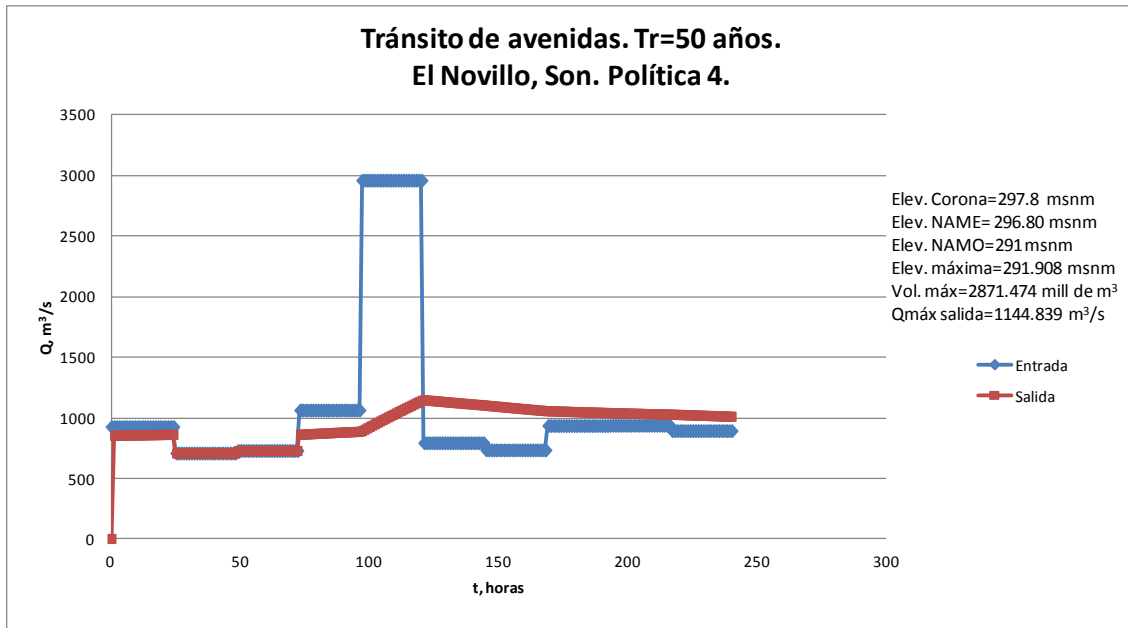


Figura IV-56. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Política 3. El Novillo, Son





**Figura IV-57. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Política 4. El Novillo, Son**

Se observa que para la descarga libre, así como para ninguna política de descarga, el NAME se ve rebasado. En la Tabla IV-39 se resumen los resultados obtenidos en cada uno de los tránsitos.

**Tabla IV-39. Resumen de los tránsitos de avenida para un Tr=50 años, El Novillo, Son**

Gasto máximo		Elevación máxima msnm	Vol. máximo almacenado mill m <sup>3</sup>	Tr = 50 años Política de operación
Entrada m <sup>3</sup> /s	Salida m <sup>3</sup> /s			
2957	7534.347	291.004	2682.61	Descarga libre
2957	4995.637	291.004	2682.605	Política 1
2957	1197.311	291.790	2846.916	Política 2
2957	850	292.002	2891.242	Política 3
2957	1144.839	291.907	2871.473	Política 4

Elevaciones	
	msnm
<b>NAME</b>	296.8
<b>NAMO</b>	291
<b>CORONA</b>	297.8

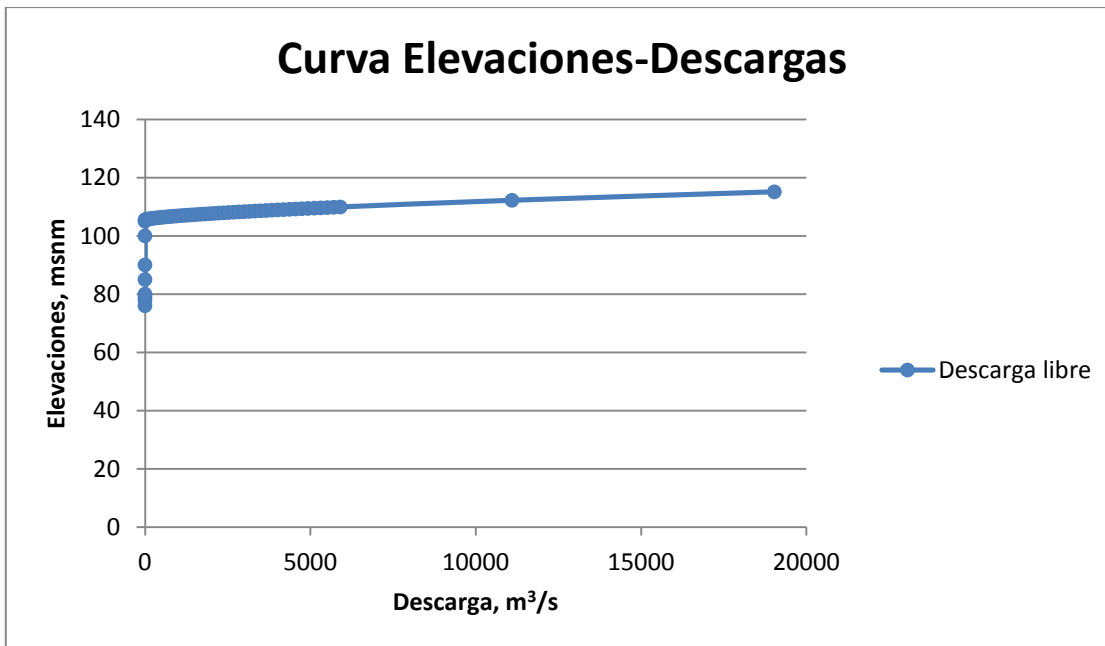
### IV.2.3 PRESA EL OVIÁCHIC

Para el caso del Oviáchic los datos que se consideraron en el vertedor de descarga se muestran en la Tabla IV-40.

**Tabla IV-40. Datos del vertedor de la presa El Oviáchic, Son**

Datos de vertedor	
Longitud del vertedor (L)	315.1 m
$Q_{dis}$	11100 m <sup>3</sup> /s
Carga (H)	6.70 m
Cd (diseño)	2.03 m
Elevación de cresta	105.5 m
NAMO	105.5 m
NAME	112.2 m

Los datos de elevaciones y capacidades fueron proporcionados por la CONAGUA, de todos los datos se seleccionaron solo algunos puntos y se calcularon las descargas por el vertedor. En la Tabla IV-41 se presentan los valores definitivos para el tránsito, y en la Figura IV-58 su muestra la curva elevaciones-descargas.



**Figura IV-58. Curva elevaciones-descarga libre. El Oviáchic, Son**

**Tabla IV-41. Curva elevaciones-capacidades-descarga. El Oviáchic, Son**

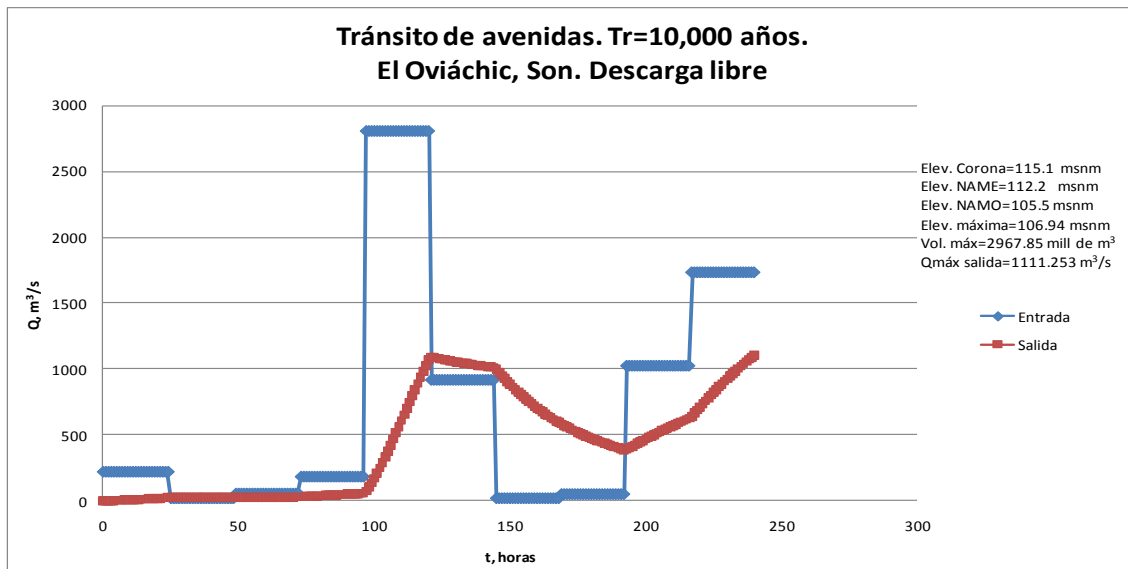
Elevación msnm	Capacidades millones de m <sup>3</sup>	Descarga m <sup>3</sup> /s
76	0	0
78	75	0
79	120	0
80	167	0
85	446	0
90	816	0
100	1914	0
105	2660	0
105.5	2739.15	0
105.6	2754.98	20.24
105.7	2770.81	57.25
105.8	2786.64	105.17
105.9	2802.47	161.92
106	2818.3	226.29
106.1	2834.14	297.47
106.2	2849.98	374.85
106.3	2865.82	457.98
106.4	2881.66	546.48
106.5	2897.5	640.05
106.6	2913.34	738.41
106.7	2929.18	841.36
106.8	2945.02	948.69
106.9	2960.86	1060.24
107	2976.7	1175.84
107.1	2992.53	1295.36
107.2	3008.36	1418.68
107.3	3024.19	1545.68
107.4	3040.02	1676.26

Elevación msnm	Capacidades millones de m <sup>3</sup>	Descarga m <sup>3</sup> /s
107.5	3055.85	1810.32
107.6	3071.68	1947.78
107.7	3087.51	2088.55
107.8	3103.34	2232.56
107.9	3119.17	2379.73
108	3135	2530.00
108.1	3150.83	2683.31
108.2	3166.66	2839.60
108.3	3182.49	2998.80
108.4	3198.32	3160.88
108.5	3214.15	3325.77
108.6	3229.98	3493.44
108.7	3245.81	3663.83
108.8	3261.64	3836.91
108.9	3277.47	4012.63
109	3293.3	4190.95
109.1	3304.97	4371.84
109.2	3316.63	4555.26
109.3	3328.3	4741.18
109.4	3339.97	4929.55
109.5	3351.63	5120.36
109.6	3363.3	5313.57
109.7	3374.97	5509.15
109.8	3386.63	5707.07
109.9	3398.3	5907.31
112.2	3950	11100.00
115.1	4448.56	19037.84

Los tránsitos se iniciaron a la altura de la elevación del NAMO (105.5 msnm). Las avenidas de diseño utilizadas (10,000, 100, 50 años) se pasaron a hidrogramas horarios con intervalos de  $\Delta t = 1$  hr.

#### IV.2.3.1 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=10,000 AÑOS

A continuación se presentan el hidrograma de salida que resulto después de transitar la avenida de 10,000 años considerando una descarga libre (Figura IV-59).

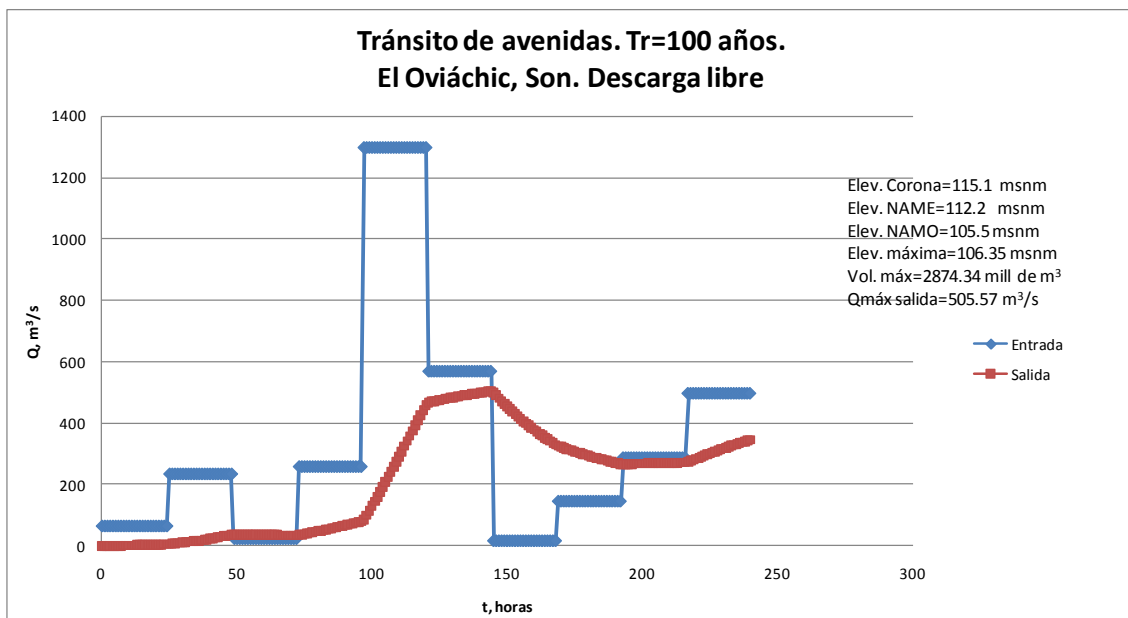


**Figura IV-59. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años. Descarga libre. El Oviáchic, Son**

En este caso se obtuvo un nivel máximo alcanzado de 106.94 msnm, el cual se encuentra por debajo del nivel del NAME (112.2 msnm) y que no pone en ningún riesgo a la presa. El gasto máximo de salida es de 1111.25 m<sup>3</sup>/s.

#### IV.2.3.2 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=100 AÑOS

El resultado del tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 100 años y una descarga libre se muestra en la Figura IV-60.

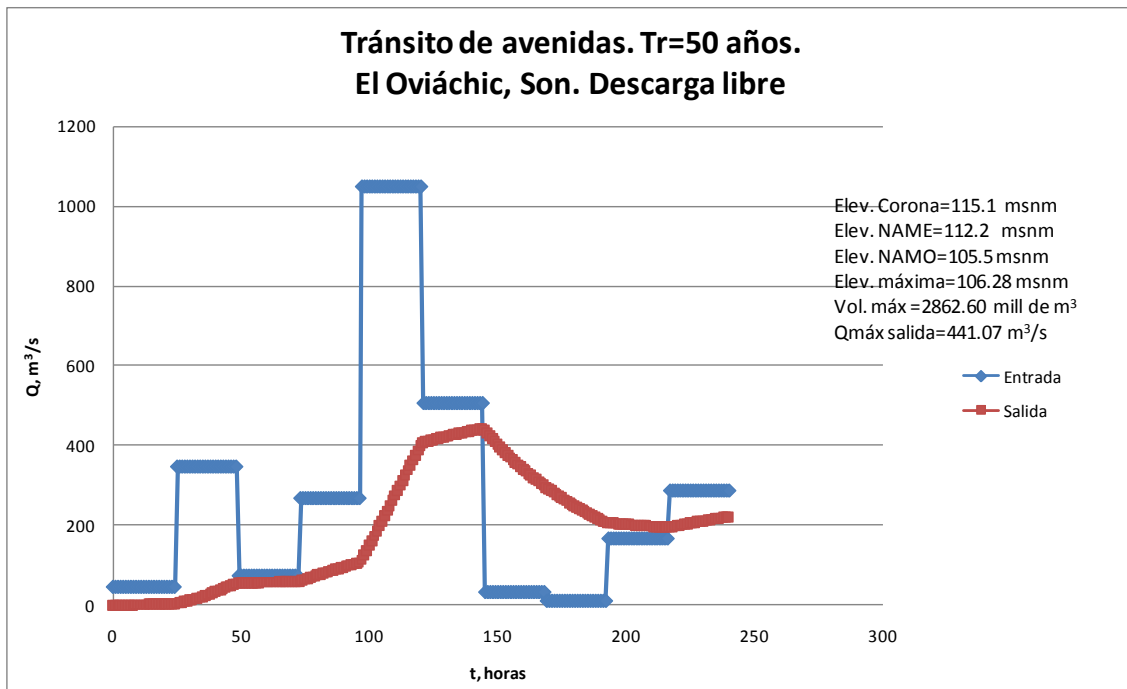


**Figura IV-60. Tránsito de avenidas. Tr=100 años. Descarga libre. El Oviáchic, Son**

En este caso se obtuvo un nivel máximo de 106.35 msnm, que no representa riesgo alguno para la presa pues dicho nivel se encuentra 5.85 m por debajo del NAME (112.2 msnm). Se presentaría un gasto máximo de salida de 505.57 m<sup>3</sup>/s.

#### IV.2.3.3 TRÁNSITO DE LA AVENIDA PARA TR=50 AÑOS

Por último se transitó también la avenida correspondiente a un Tr=50 años, evento que podría presentarse con mucho mayor frecuencia que los anteriores (100 y 10,000 años). La Figura IV-61 presenta el tránsito de la avenida.



**Figura IV-61. Tránsito de avenidas. Tr=50 años. Descarga libre. El Oviáchic, Son**

Se puede observar que la elevación máxima disminuye un poco, comparándola con la alcanzada en el tránsito de 100 años, quedando la elevación en 106.28 msnm, lo que representa 5.92 m por debajo del NAME (112.2 msnm). El gasto máximo de salida es de 441.07 m<sup>3</sup>/s.

Finalmente, para comparar los valores obtenidos en los tres tránsitos, se presenta la Tabla IV-42 que resume las condiciones finales que se presentaron en el embalse.

**Tabla IV-42. Resumen de los tránsitos de avenida. El Oviáchic, Son**

Gasto máximo		Elevación máxima	Vol. máximo almacenado	TR años
Entrada m <sup>3</sup> /s	Salida m <sup>3</sup> /s			
		msnm	mill m <sup>3</sup>	
2803	1111.25	106.94	2967.85	10,000
1298	505.57	106.35	2874.34	100
1047	441.07	106.28	2862.6	50

Elevaciones	
	msnm
<b>NAME</b>	112.2
<b>NAMO</b>	105.5
<b>CORONA</b>	115.1

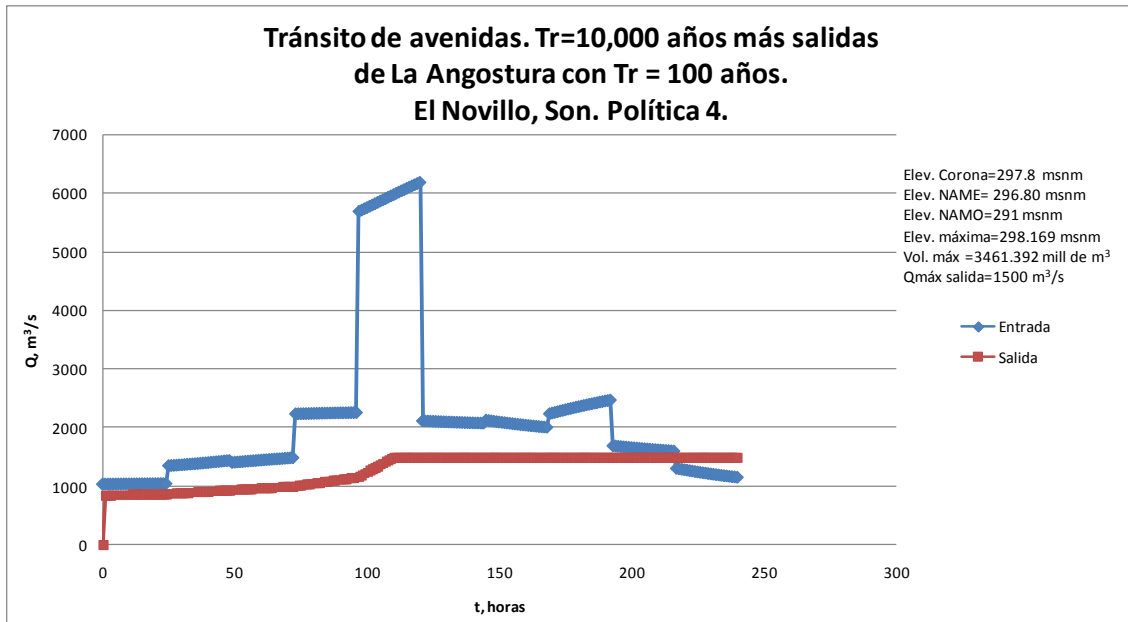
### IV.3 CUENCA TOTAL DEL RÍO YAQUI

Como se vio en el apartado IV.2, se presentaron los tránsitos de las avenidas de diseño para 10,000, 100 y 50 años, analizando a cada una de las presas de manera "individual", es decir, manejando los registros de gastos medios diarios por cuenca propia.

Posteriormente se analizó de manera general a la cuenca del río Yaqui.

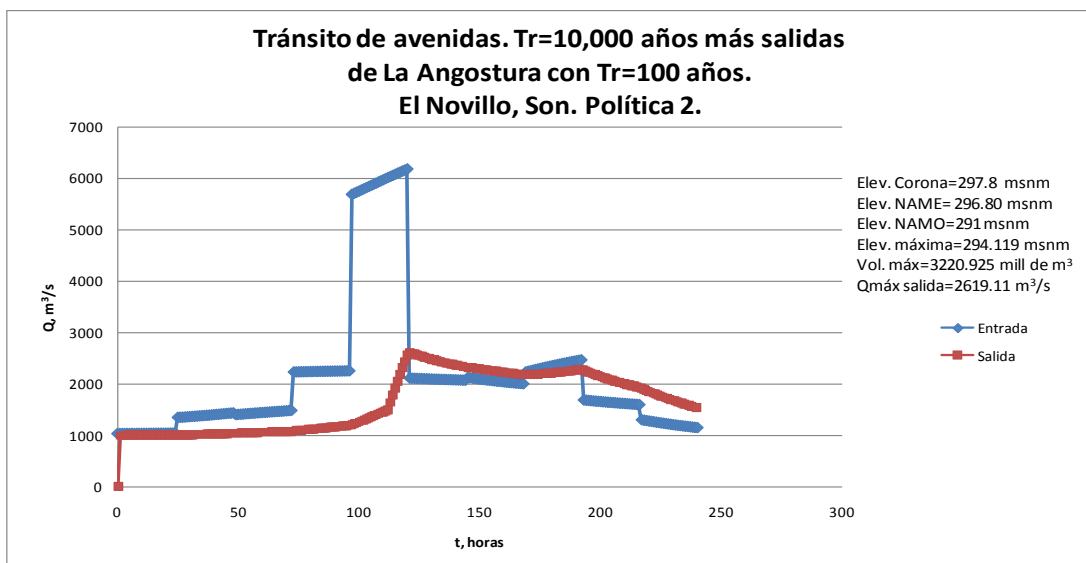
Primero se estudió a la presa El Novillo. Después de obtener la avenida de diseño para 10,000 años se procedió a transformar dicha avenida en un hidrograma horario y, posteriormente, a dicho hidrograma se le sumaron las salidas horarias que resultaron de transitar la avenida de 100 años de la presa La Angostura.

El hidrograma obtenido se transitó nuevamente. En primer lugar se consideró la política de descarga 4, pero después de obtener los resultados se observó que, para este caso, el NAME (296.8 msnm) del Novillo era rebasado (ver Figura IV-62), por tal motivo se utilizó la política de descarga 2, los resultados obtenidos se muestran en la Figura IV-63.



**Figura IV-62. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años más salidas de La Angostura para la avenida con Tr=100 años. Política 4. El Novillo, Son**

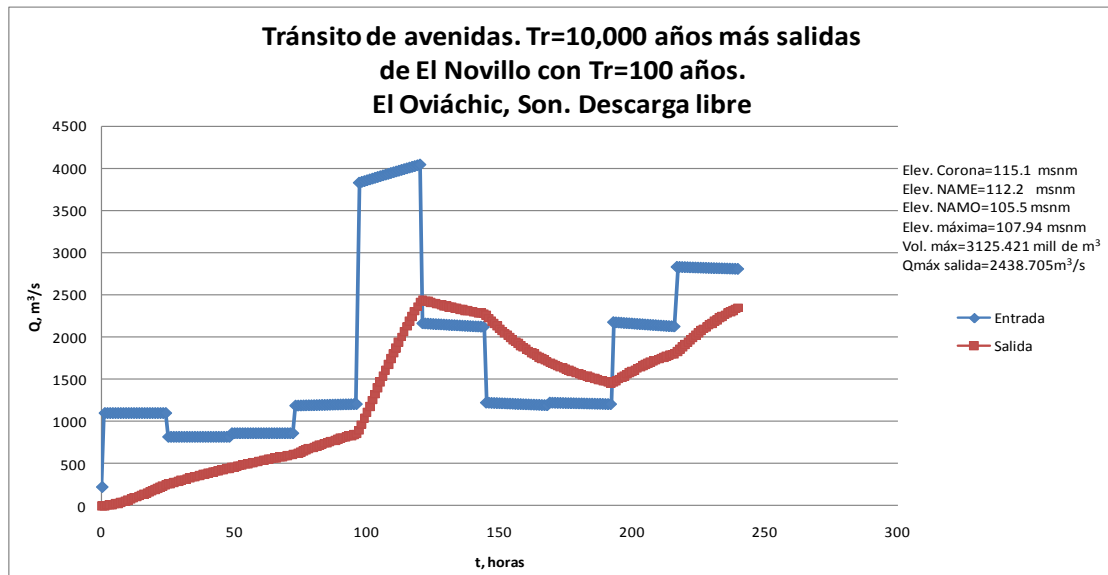
Se observa que al considerar una política de descarga 4, el NAME (296.8 msnm) de la presa si se ve rebasado, pues la elevación máxima que se alcanza en el tránsito (298.169 msnm) queda 1.37 m por arriba del nivel máximo permitido.



**Figura IV-63. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años más salidas de La Angostura para la avenida con Tr=100 años. Política 2. El Novillo, Son**

Se observa que con la política 2 el NAME (296.8 msnm) no se ve sobrepasado, debido a que la elevación máxima que se alcanza llega a los 294.119 msnm. Se tiene un volumen máximo almacenado de 3220.925 millones de m<sup>3</sup>. El gasto máximo de salida que se presenta es de 2619.11 m<sup>3</sup>/s.

Para el caso del Oviáchic, la avenida de diseño para 10,000 años se transformó en hidrograma horario, a dicho hidrograma se le sumaron las salidas obtenidas después de transitar la avenida de 100 años para el Novillo, considerando la política de descargas 2. En la Figura IV-64 se presentan los resultados.



**Figura IV-64. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años más salidas del Novillo para la avenida con Tr=100 años. Descarga libre. El Oviachic, Son**

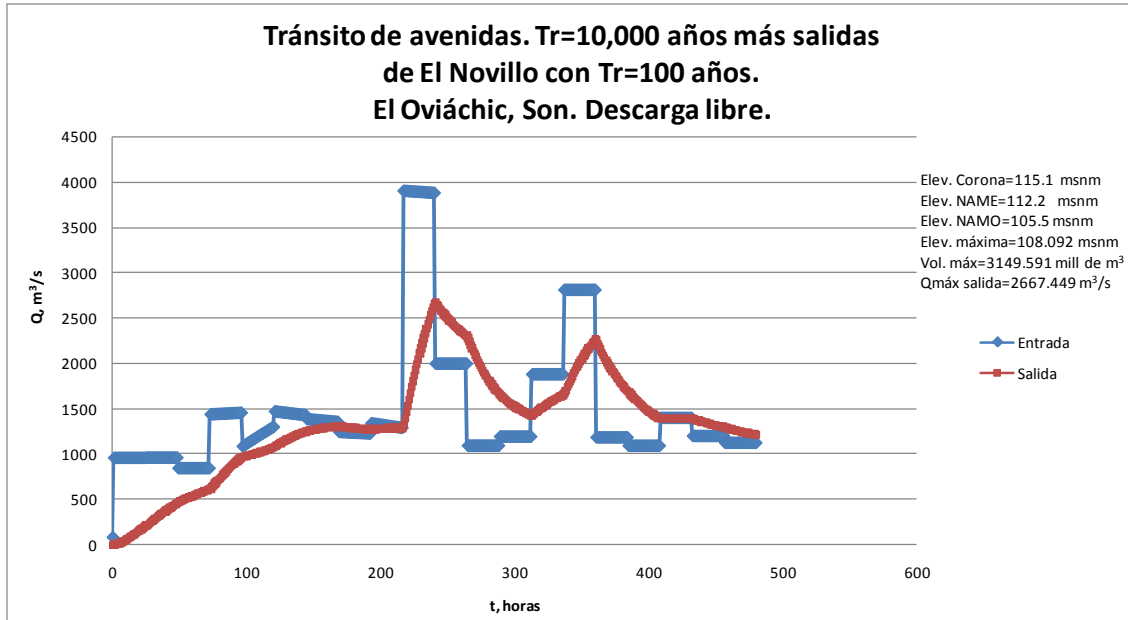
Se observa que para dicho tránsito, la elevación máxima que se alcanza llega a los 107.94 msnm, elevación que se encuentra 4.26 m por debajo del NAME (112.2 msnm), lo que garantiza la seguridad de la presa.

Cabe mencionar que para el hidrograma del Oviáchic se consideró sumarle las salidas de El Novillo que resultaron de realizar el tránsito considerando una política 2 debido a que, como ya habíamos visto, con dicha política se garantiza la seguridad de la presa El Novillo después de realizar el tránsito de la avenida de 10,000 años más las salidas obtenidas en La Angostura.

Ahora bien, si se observa el hidrograma de salida se puede apreciar que al final del hidrograma no se observa claramente el descenso o bajada de este, por tal motivo se decidió prolongar la avenida de diseño (Tr=10,000 años) del Oviáchic a 20 días y, posteriormente, transitar dicha avenida considerando también las salidas obtenidas en



El Novillo respetando una política 2 en la descarga. Los resultados se muestran en la Figura IV-65.



**Figura IV-65. Tránsito de avenidas. Tr=10,000 años más salidas del Novillo para la avenida con Tr=100 años. Descarga libre. El Oviachic, Son**

Se observa que aumentando la duración de la avenida del Oviáchic (Tr=10,000 años) a 20 días, y después de transitarla sumándole las salidas del Novillo con una política 2, el descenso del hidrograma de salida es más claro, lo que resulta bueno, pues se observa la disminución en las salidas de la presa, lo que en el tránsito de la avenida a 10 días no era claro, ya que no se definía claramente si las salidas seguían aumentando o hasta que punto descendían. Se presenta una elevación máxima de 108.092 msnm, y un gasto máximo de salida de 2667.449 m<sup>3</sup>/s.

Después de realizar los tránsitos de avenida y con base en los resultados obtenidos para cada una de las presas, en el siguiente y último capítulo, se presentan las conclusiones a las que se llegaron con este trabajo, y lo importante que es el seguir realizando la constante actualización de las avenidas de diseño de las presas de todo el país. También se mencionan algunas recomendaciones para garantizar la correcta operación de las obras de excedencias.

#### IV.4 REFERENCIAS

1. Domínguez M., R., Fuentes M., O. A. y Franco, V. "Avenidas de Diseño", capítulo A.1.10 del Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE. México, 1981.

## CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se puede decir que las obras de aprovechamiento, como las presas, son de gran importancia ya que gracias a ellas se pueden regular los caudales en exceso que transportan los ríos y que son ocasionados por la presencia de una avenida. En algunas ocasiones, estas avenidas llegan a ser de magnitudes considerables que no pueden ser retenidas completamente en el vaso de almacenamiento y parte de ellas tienen que ser desalojadas por la obra de excedencias para cumplir dos funciones importantes:

- Mantener la operación de la presa en condiciones seguras, evitando que la cortina se vea rebasada por la avenida.
- Controlar las salidas en la presa a manera de reducir la magnitud de los gastos descargados a fin de poder evitar inundaciones aguas abajo.

El cálculo de las avenidas de diseño es de vital importancia ya que estas avenidas son las que se transitan por el vaso y mediante los resultados obtenidos se puede determinar:

- El gasto de diseño que permitirá establecer las dimensiones de la obra de excedencias, y así obtener obras más seguras contra inundaciones.
- La regulación del gasto de descarga en las compuertas, lo que también ayuda a mejorar la política de operación de la obra de excedencias y a su vez garantiza la seguridad de la presa.

Existen varios métodos que permiten calcular las avenidas de diseño. El método desarrollado en el Instituto de Ingeniería (método estadístico) se basa en la obtención de los gastos máximos anuales para distintas duraciones y después mediante el ajuste de los datos a una función de distribución de probabilidad (función que mejor represente la población de los datos muestreados) poder extrapolar las estimaciones probabilísticas a fin de conocer el gasto máximo que podría presentarse para cierto periodo de retorno.

Cuando una presa tiene la capacidad de regular la avenida que entra a su vaso, el gasto máximo que sale será menor al de entrada y dependerá del volumen de la avenida. En cambio, si la presa no tiene capacidad de regulación, los gastos máximos de entrada y salida serán casi iguales.

Esto es de gran importancia, ya que para poder plantear la política de operación de una presa con gran capacidad de regulación no basta con conocer el gasto pico de la avenida de diseño que se transita por el vaso sino que también depende de conocer el volumen, la duración y la forma de la avenida de diseño.

Por ejemplo, el método de mayoración (mencionado en el capítulo II) no toma en cuenta los volúmenes, en donde a través de un factor se maximiza una avenida histórica adversa para obtener la avenida de diseño, esto resulta hasta cierto punto subjetivo pues la forma y el volumen de la avenida de diseño que resulta no necesariamente corresponderá a la que podría presentarse en un futuro.

A diferencia de esto, podemos decir que el método utilizado en el Instituto de Ingeniería resulta ser bastante confiable ya que aparte del gasto pico también nos da la forma que puede presentar la avenida, pues toma en consideración los días que podría durar la avenida y a su vez los máximos gastos (volúmenes) asociados a cada duración. Además de que al considerar simultáneamente los máximos asociados a distintas duraciones también toma en cuenta la condición crítica para el vertedor (gasto máximo de descarga y elevación máxima del agua) que está asociada a una cierta duración, garantizando mayor seguridad.

Al calcular las avenidas de diseño para la presa La Angostura, El Novillo y El Oviáchic, el gasto máximo que se presentó para el periodo de retorno de 10,000 años fue de 3330 m<sup>3</sup>/s, 5475 m<sup>3</sup>/s y 2803 m<sup>3</sup>/s, respectivamente.

Después de simular los tránsitos para las 3 presas estudiadas en este trabajo se pudo ver que:

- Para la presa La Angostura, que cuenta con un vertedor de descarga libre, la condición de operación de la presa es segura ya que para ninguno de los tránsitos realizados (10,000, 100 y 50 años) el NAME (840.15 msnm) se ve rebasado, aunque la elevación máxima alcanzada en el tránsito para un Tr=10,000 años apenas se encuentra 3 cm por debajo del nivel de NAME, es decir, a una elevación de 840.12 msnm.

La capacidad máxima del vertedor ( $1900 \text{ m}^3/\text{s}$ ) es apenas segura para desalojar el gasto máximo de salida que se presenta en dicho tránsito, que es de  $1888.15 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- En el caso del Novillo, que cuenta con compuertas de descarga en la obra de excedencias, después de realizar los tránsitos considerando una descarga libre así como también 4 políticas de descarga diferentes se tiene que al no considerar una restricción en la descarga (descarga libre) las condiciones de seguridad en la presa son aceptables ya que el NAME ( $296.8 \text{ msnm}$ ) no se ve rebasado, quedando la elevación máxima en  $291.004 \text{ msnm}$ , así mismo, la máxima descarga que se tiene es de  $7542.21 \text{ m}^3/\text{s}$  que se encuentra por debajo del gasto máximo admitido por el vertedor ( $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ), todo esto al transitar la avenida más desfavorable ( $Tr=10,000$  años).

Al analizar los resultados de los tránsitos realizados con las 4 políticas de descarga, se observa que las condiciones más desfavorables en la presa se alcanzan con la política 3 (donde se restringe un gasto máximo de salida por el vertedor a  $850 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ya que bajo esta condición se alcanza una elevación máxima en el nivel del almacenamiento de  $298.149 \text{ msnm}$ , elevación que se encuentra a  $1.35 \text{ m}$  por arriba del NAME y que pondría en severo riesgo a la presa. Por tal motivo, la política 3 se descarta como una opción para la operación de la presa.

La mejor opción de descarga resulta con la política 4, ya que con ella se alcanzaría una elevación máxima de  $294.011 \text{ msnm}$  que se encuentra  $2.789 \text{ m}$  por debajo del NAME, permitiendo un gasto máximo de salida de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Estos resultados se basan en considerar una avenida de  $10,000$  años, cabe mencionar que para la presencia de avenidas más probables ( $100$  y  $50$  años) la seguridad en la presa se garantiza bajo cualquier política de descarga.

- Por último, en el caso del Oviáchic se concluye que para ninguna de las 3 avenidas transitadas ( $10,000$ ,  $100$  y  $50$  años) las condiciones finales resultantes ponen en riesgo a la presa, pues la elevación máxima llega a los  $106.94 \text{ msnm}$ , elevación que se encuentra muy por debajo del NAME ( $112.2 \text{ msnm}$ ), teniendo un gasto máximo de salida de  $1111.25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Analizando a la cuenca total del río Yaqui podemos concluir lo siguiente:

- Para el caso del Novillo, donde a la avenida de diseño con  $Tr=10,000$  años se le sumaron las salidas transitadas en la Angostura, se observó que al realizar el tránsito con una política 4, la operación de la obra de excedencias no era segura, debido a que el nivel máximo que se alcanzaba en el vaso quedaba  $1.37 \text{ m}$  por arriba del NAME y por esta razón resultó más conveniente la operación de la presa con la política de descarga 2, con dicha política, el nivel máximo ( $294.119 \text{ msnm}$ ) queda  $2.68 \text{ m}$  por debajo del NAME.

- En el caso de El Oviáchic, al considerar las salidas transitadas de El Novillo con una política 2, se observa que la seguridad de la presa se sigue manteniendo, y que el nivel máximo alcanzado solo sube un metro, en relación al nivel alcanzado al analizar El Oviáchic por cuenca propia, quedando el nivel máximo en 107.94 msnm, es decir, 4.26 m por debajo del NAME. Por otra parte, resultó conveniente aumentar la duración de la avenida a 20 días, ya que al transitar la avenida se observa, de manera más clara, la disminución de los gastos de salida, lo que nos permite regular de mejor manera la avenida, aumentando un poco el volumen de almacenamiento, y disponer de gastos suficientes a la hora de satisfacer determinado propósito.

Finalmente, las recomendaciones que se hacen después de analizar los resultados obtenidos son las siguientes:

- En primera, se debe mencionar que a la hora de realizar este tipo de estudios (actualización de avenidas de diseño) se tiene que tener muy presente la evaluación de los datos, es decir, se tienen que estudiar de manera detallada los datos recabados que después se seleccionarán para el análisis (en este caso los registros históricos de entrada por cuenca propia para cada presa), todo esto con el fin de poder llegar a obtener resultados confiables.
- La actualización de las avenidas de diseño nos permiten predecir el gasto pico de una avenida asociada a un cierto periodo de retorno logrando una mayor precisión a medida que se cuente con más años de registro.
- No se debe perder de vista que la actualización periódica de las avenidas de diseño es de suma importancia, ya que debido a los constantes cambios climáticos que afectan el ciclo hidrológico y los regímenes de lluvia, intensidad y frecuencia de eventos climatológicos extremos se llegan a generar avenidas extraordinarias que podrían poner en riesgo la seguridad de la presa. Es por eso que con la actualización de avenidas se considera la presencia de nuevos eventos y a su vez se proponen nuevas políticas de operación que puedan abatir los picos de las avenidas así como regular las descargas en la presa que podrían llegar a ocasionar inundaciones por una mala operación de la obra de excedencias.
- Finalmente, que los resultados obtenidos en este trabajo sirvan de gran apoyo para los organismos operadores de las presas (CONAGUA, CFE). En el caso concreto del Novillo, se recomienda la utilización de una política de operación como la 2, que garantiza la seguridad de la presa ante la posible presencia de algún evento extraordinario.

# ANEXO

**REGISTRO HISTORICO DE GASTOS MEDIOS  
DIARIOS POR CUENCA PROPIA. PRESA LA  
ANGOSTURA, SON.**

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA  
ANEXO

Tabla A-1. Gastos medios diarios por cuenca propia. La Angostura, Son

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
1942	1	7.2	9.4	6.9	9.3	6.4	6.7	9.6	9.7	12.1	7.0	6.5	12.2	12.7	9.7	12.3	9.4	18.0	6.5	12.9	6.9	10.5	6.9	10.0	6.8	10.0	-15.0	-0.9	5.2	2.4	1.4	9.6
1942	2	1.0	1.1	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	1.0	1.6	
1942	3	6.7	32.6	30.3	36.8	17.0	17.7	13.1	9.9	7.3	10.5	4.4	7.5	4.9	2.7	4.8	8.6	5.4	3.5	3.4	6.0	2.1	2.9	2.6	5.2	2.6	3.3	1.6	1.3	1.4		
1942	4	1.6	1.8	1.9	1.9	1.1	-1.6	3.9	3.6	4.2	-1.2	1.8	0.3	3.9	-1.5	4.2	1.4	1.8	1.8	1.4	1.7	-3.9	3.8	2.8	5.9	2.2	0.9	1.2	4.6	6.5		
1942	5	3.9	3.5	2.7	3.5	11.5	2.8	11.9	3.2	32.1	-30.8	12.1	14.3	11.9	5.7	-5.5	12.3	11.8	2.8	11.7	12.0	3.1	-2.6	12.1	3.1	-2.0	-0.8	-4.6	13.0	-12.8		
1942	6	12.5	12.5	-1.9	4.1	-1.4	-1.4	-3.7	1.1	-1.2	4.2	9.3	5.5	3.3	-1.3	5.6	0.5	0.6	0.3	0.2	1.2	5.5	-3.5	-0.6	10.7	-12.0	-0.9	1.3	-1.1	-1.8		
1942	7	-1.1	1.5	-4.5	-9.5	7.2	1.9	0.1	22.5	15.7	1.5	1.0	-1.2	27.0	19.2	16.6	38.7	1.4	4.2	3.8	1.2	3.8	3.6	8.7	13.5	8.3	15.2	10.4	8.1	3.6		
1942	8	6.0	8.8	5.5	5.0	15.1	29.4	32.2	28.7	116.5	51.7	35.0	33.0	35.0	39.2	42.7	55.9	38.5	24.5	22.2	42.8	40.0	35.4	30.5	47.0	54.1	80.7	99.9	39.8			
1942	9	31.1	24.7	30.7	42.7	42.6	62.4	42.9	36.9	25.4	24.5	26.4	20.8	29.4	43.9	61.6	24.7	29.5	23.8	88.3	64.3	81.6	47.2	43.6	32.6	26.7	18.0	20.9	18.3			
1942	10	5.8	8.9	14.7	40.7	31.8	25.2	25.3	25.1	28.1	28.3	13.5	16.8	14.8	12.5	9.2	12.3	11.9	12.9	5.8	9.4	9.1	6.3	9.2	9.2	9.2	9.3	6.9	2.5			
1942	11	3.0	6.2	2.4	6.2	6.3	6.1	5.7	11.8	5.0	6.7	3.3	6.0	5.9	3.5	3.4	3.3	2.9	3.4	3.6	-0.1	3.6	-0.4	2.9	3.1	3.1	2.8	3.1	2.9			
1942	12	3.2	2.3	3.0	8.5	6.0	311.8	472.3	201.8	120.6	75.3	51.2	40.2	35.4	35.5	21.6	14.7	21.8	8.2	17.4	17.0	10.2	10.2	6.9	13.6	6.1	6.7	6.1	6.3			
1943	1	6.1	6.1	6.5	6.7	6.2	2.8	6.3	2.8	2.7	6.0	5.9	6.8	9.8	6.3	2.7	6.6	6.3	6.4	3.0	6.5	6.8	3.7	6.4	6.6	9.8	3.0	6.2	6.4			
1943	2	-1.5	4.9	4.9	-0.4	0.4	7.8	1.3	-2.8	1.0	1.1	8.3	8.1	-13.0	-0.2	6.7	-14.0	13.7	3.7	3.4	0.2	0.7	-0.2	0.2	0.3	-4.2	-6.4	6.0				
1943	3	-2.4	3.9	-6.5	-3.2	2.7	0.7	-2.5	0.7	1.4	4.6	3.0	1.7	5.8	-1.4	1.7	-1.2	-5.2	-0.6	6.4	-7.6	-3.5	-3.3	-0.2	0.0	-6.6	0.1	-3.1	-2.6			
1943	4	-3.5	6.2	1.5	-7.8	-1.6	1.6	1.2	1.8	0.8	-2.3	-0.6	-0.1	3.3	-0.9	2.5	-0.5	3.2	5.6	-3.4	-3.7	6.4	3.1	0.2	2.9	-0.8	-2.2	1.0	2.9			
1943	5	1.0	1.7	-1.2	-4.5	4.2	2.0	-4.9	-1.1	1.5	5.2	8.3	2.6	8.8	3.5	-0.1	2.5	0.5	2.7	2.4	3.0	-0.3	2.6	0.0	2.8	2.9	0.1	4.9	-0.1			
1943	6	-5.6	1.3	0.9	-51.8	58.1	3.3	4.6	0.2	0.2	4.1	5.0	-5.2	2.1	-0.2	5.2	-0.2	-2.1	-1.8	4.3	-4.7	1.1	-1.6	-1.8	1.1	-0.2	-3.2	0.0	8.3			
1943	7	18.0	6.6	1.5	-1.0	4.4	19.1	4.5	4.8	4.6	4.4	4.0	9.7	35.7	84.7	20.8	31.8	48.2	29.8	65.6	69.9	44.4	27.0	24.4	18.6	21.1	29.3	27.6	4.0	5.1		
1943	8	6.5	44.0	9.9	9.6	6.3	43.6	20.4	159.6	182.2	191.1	56.6	64.8	100.1	110.9	236.9	160.6	126.4	99.9	86.9	28.4	85.6	59.2	115.9	141.3	124.2	96.9	40.8	82.5			
1943	9	116.2	28.7	88.7	89.6	48.0	69.7	13.1	24.5	19.0	-17.5	-17.7	13.8	1.7	-17.0	2.1	6.9	-3.2	347.9	29.4	36.7	-22.0	3.2	24.2	15.8	30.3	69.9	75.1	44.1	2.7		
1943	10	17.2	13.4	2.8	2.9	5.7	-2.8	3.8	11.0	1.4	4.9	-3.8	5.1	2.1	1.7	5.6	1.3	-3.3	-0.4	-0.8	5.9	-0.4	-3.7	5.3	-7.7	-7.7	-11.4	-0.2	-3.1			
1943	11	-0.5	-6.2	-2.5	-0.7	-2.5	-5.2	-11.4	-2.7	-6.3	-6.3	3.0	-6.2	-0.1	1.4	1.6	-1.4	8.2	2.4	16.6	2.4	2.6	2.5	0.0	1.4	5.6	5.6	6.8	1.0	3.7		
1943	12	0.9	1.1	1.3	6.1	6.2	0.7	-1.1	4.6	8.6	3.2	3.3	3.3	14.3	6.7	3.9	9.5	7.0	3.8	4.0	4.2	9.7	4.1	3.9	3.8	4.0	3.5	3.7	3.5			
1944	1	3.5	6.3	6.5	3.7	3.6	4.0	4.1	6.7	3.7	1.1	1.3	4.1	4.0	-6.0	3.5	1.0	0.9	6.4	1.1	-2.7	0.2	2.7	7.0	12.4	12.6	4.4	23.2	25.0			
1944	2	6.8	24.8	18.7	24.8	20.2	26.1	43.8	32.6	41.6	32.6	31.6	43.8	32.6	41.6	32.6	41.6	32.6	41.6	32.6	41.6	32.6	41.6	32.6	41.6	32.6	41.6	32.6	41.6			
1944	3	109.9	30.3	85.8	73.4	58.0	48.4	17.6	54.0	37.7	20.4	24.1	20.9	21.0	14.4	18.3	15.1	15.2	18.4	15.6	13.3	31.8	59.6	38.3	53.1	31.5	27.4	27.3	24.4			
1944	4	14.0	17.6	10.8	14.4	10.8	10.9	7.5	10.3	9.1	3.3	3.8	24.8	-8.9	7.5	15.8	5.8	5.2	5.4	5.1	5.7	5.5	-2.4	5.2	2.3	-1.8	0.5	4.1	-2.7			
1944	5	4.7	4.7	1.5	0.7	4.4	-1.9	2.0	4.7	-5.5	3.4	-3.5	10.8	2.3	-7.0	7.0	8.4	4.6	5.2	-7.5	-7.6	-14.3	29.9	-3.5	6.3	11.1	1.5	1.5	5.0			
1944	6	2.5	-1.0	-0.6	-1.1	4.2	2.6	8.3	2.8	8.5	-0.8	-7.1	-9.7	-6.9	2.1	-0.9	5.5	-6.0	4.0	1.2	3.8	2.1	-1.7	1.5	1.6	1.8	2.1	1.6	0.6			
1944	7	1.7	1.0	15.6	-2.5	15.5	1.2	26.4	13.8	12.2	7.0	4.1	7.7	1.5	3.2	5.7	3.5	-5.8	3.9	-4.6	-7.2	9.8	6.4	76.8	45.0	16.2	24.5	15.9	-5.1			
1944	8	4.8	2.9	2.6	2.2	1.8	7.1	2.8	6.1	0.5	8.1	0.5	5.6	8.4	25.5	108.5	158.3	107.2	79.4	104.3	60.0	42.5	28.3	31.1	17.5	20.1	11.8	11.7	3.4			
1944	9	-29.6	-26.9	17.4	-5.3	-10.4	-6.1	4.5	0.2	25.6	6.7	7.9	7.4	-0.1	-16.0	8.8	2.1	9.1	9.0	-2.3	-6.4	-16.5	7.9	7.8	5.9	5.8	5.7	5.7	5.7			
1944	10	-8.1	0.3	-2.8	-4.8	-1.4	3.7	7.0	7.1	-1.1	-11.1	-12	3.9	1.5	-6.9	-3.6	-0.5	5.7	4.6	1.8	-3.3	1.7	0.6	-4.1	9.6	4.3	15.8	9.7	8.8			
1944	11	0.1	5.3	2.7	5.1	4.2	5.5	4.4	3.3	1.5	0.8	4.3	3.6	4.9	1.4	8.3	6.4	5.2	5.9	3.9	3.8	4.5	5.2	14.6	8.6	7.2	5.8	6.5				
1944	12	6.5	4.5	5.8	5.8	4.4	5.1	4.4	4.4	3.7	4.5	3.7	3.7	4.4	3.0	4.4	3.0	3.6	3.8	2.9	3.0	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4				
1945	1	10.4	6.8	6.3	7.9	4.6	4.6	5.4	5.4	4.5	4.6	4.4	4.4	3.7	3.6	4.5	4.7	2.8	3.6	3.8	3.7	3.8	4.6	4.7	3.7	3.7	5.4	4.4				
1945	2	6.3	7.2	8.4	5.4	7.2	7.1	3.4	3.4	5.8	-5.9	3.4	4.3	2.6	3.4	1.9	1.8	2.3	-3.4	8.8	5.1	8.1	5.8	2.8	4.7	3.7	3.6	4.6				
1945	3	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4			
1945	4	8.3	5.5	4.0	2.5	2.8	2.0	2.1	1.6	2.0	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2	2.1	2.2				
1945	5	0.8	1.5	1.5	1.6	0.1	1.5	1.6	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1.5	0.9	-0.2	1.1	-3.9	-6.9	4.2	3.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7				
1945	6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	1.2	2.0	0.8	1.4	0.9	0.8	0.8	-22.5	-0.7	11.3	4.0	1.4	-0.7	-1.0				
1945	7	5.2	5.9	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	1.4	1.4				
1945	8	53.1	40.1	41.0	44.2	51.8	44.8	61.6	38.8	36.0	62.8	53.5	36.8	29.7	34.5	53.9	227.3	152.6	110.3	88.7	55.5	52.4	82.3	53.4	33.9	25.7	19.2	17.2				
1945	9	33.7	62.4	33.9	19.4	7.7	10.4	24.2	11.6	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2	11.0	14.2				
1945	10	1.2	-2.0	0.3	-0.7	-9.4	11.5	18.5	21.0	48.6	73.4	42.8	28.8	19.3	16.3	13.3	10.2	3.8	4.2	3.8	3.1	0.0	6.4	8.2	0.5	3.0	5.0	5.0				
1945	11	1.4	2.6	1.4	3.9	-1.5	-1.7	4.4	1.6																							



Tabla A-1. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. La Angostura, Son

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
1952	5	17.3	13.3	5.3	9.6	23.8	26.0	2.6	4.3	4.1	2.1	4.1	2.1	13.1	2.9	3.2	4.8	4.5	4.6	4.7	4.8	-9.0	-0.6	1.0	5.2	9.3	5.2	2.9	3.2	-2.3	2.8	6.8
1952	6	16.4	38.6	35.2	15.8	12.3	11.2	11.2	7.3	-5.7	4.8	4.1	7.4	5.9	6.1	5.5	2.8	0.3	8.5	1.8	1.8	9.2	2.7	1.8	0.5	0.5	2.2	1.0	24.2	7.9	1.2	2.5
1952	7	-23.8	-1.7	-2.4	-5.0	-8.8	5.6	14.5	0.8	-0.7	1.8	0.0	1.5	0.9	4.6	2.1	2.7	16.3	16.3	21.7	22.5	52.8	52.6	58.5	64.6	49.1	46.1	24.2	25.7	8.7	16.8	17.0
1952	8	24.6	9.1	-2.6	25.3	33.5	9.0	25.3	57.6	50.2	69.7	33.4	43.7	41.2	2.1	25.4	128.8	208.8	42.0	31.5	27.8	28.4	27.9	159.8	119.8	50.9	53.4	39.6	28.0	28.4	39.9	
1952	9	26.0	21.5	17.0	14.7	-11.1	33.1	7.6	10.2	14.6	16.5	12.0	8.1	2.3	2.7	3.0	2.2	3.7	5.3	5.4	5.4	5.6	5.4	5.3	5.4	5.5	5.1	4.9	5.1	4.9		
1952	10	5.5	5.6	4.5	4.7	5.1	5.3	5.9	5.6	3.4	5.6	5.0	4.6	6.0	3.9	4.7	4.4	4.3	-0.1	4.4	0.2	2.0	0.0	0.6	2.0	0.4	0.0	1.9	1.7	-0.2	-0.7	-0.5
1952	11	-0.4	-0.4	-0.3	-2.5	-0.9	-0.9	-0.7	-1.2	-0.9	-1.1	-0.7	-0.7	-0.7	1.6	1.6	1.3	3.0	3.4	3.6	3.3	1.2	3.4	3.4	4.0	1.2	1.0	1.2	1.8	1.6	0.9	1.3
1952	12	-1.1	1.3	-0.8	1.7	-0.9	1.8	-0.6	1.5	-0.9	1.7	-1.1	1.6	-0.9	1.5	-0.9	1.6	3.4	5.7	44.6	37.5	23.7	18.9	14.5	12.0	9.6	21.3	17.0	17.1	14.4	16.5	12.2
1953	1	2.7	0.8	0.8	3.2	0.7	3.3	3.2	0.7	3.3	0.8	3.2	0.6	3.4	1.1	3.0	0.7	2.9	0.9	0.7	3.1	1.1	0.9	0.8	3.1	1.1	0.8	1.1	1.3	3.3	0.9	
1953	2	3.1	3.1	3.2	3.5	3.3	3.2	3.5	3.5	3.8	6.1	7.2	0.6	7.2	7.1	7.3	7.2	7.4	8.0	7.3	4.5	4.7	7.1	4.3	6.2	6.7	6.9	6.9	8.0	7.3	6.9	
1953	3	15.9	836.9	171.7	117.2	70.4	111.0	67.2	44.9	69.6	55.4	47.5	9.8	13.1	10.1	56.8	19.0	13.3	10.4	10.6	25.6	24.8	13.4	13.3	7.9	7.7	4.8	4.8	8.3	5.0	4.6	4.8
1953	4	4.7	5.8	6.2	6.1	5.9	6.0	3.2	6.0	6.2	6.0	3.3	3.6	2.6	3.0	3.5	3.5	3.9	3.5	2.7	4.4	2.5	1.6	1.5	2.1	2.2	2.5	3.0	4.9	1.2	3.3	
1953	5	2.5	3.1	5.9	3.1	5.6	2.5	5.8	3.4	4.1	5.1	5.7	5.4	2.5	3.2	5.3	2.7	2.1	2.1	3.1	3.6	0.3	0.4	0.5	0.3	0.5	0.3	0.4	0.8	1.4	-0.3	0.4
1953	6	1.4	1.1	0.6	0.2	0.5	2.2	3.4	0.8	3.0	0.2	2.4	-0.4	0.1	-0.1	0.1	0.4	0.6	0.5	0.0	0.3	0.2	0.8	0.4	1.0	1.0	0.2	0.7	1.1	0.5	0.9	
1953	7	0.2	0.4	-4.6	16.4	15.0	88.5	177.9	86.1	5.7	53.7	20.6	8.0	30.5	37.2	30.9	87.8	17.6	61.6	38.6	20.3	19.8	19.4	71.5	36.6	28.4	19.2	39.9	43.0	82.3	54.0	
1953	8	45.5	46.0	25.8	14.5	11.5	11.0	12.0	13.6	11.5	11.4	8.1	2.4	5.6	3.2	4.0	3.8	5.0	4.9	8.0	4.9	5.2	1.7	2.6	2.3	6.8	5.9	2.5	6.2	6.3	6.6	6.0
1953	9	8.7	8.4	8.8	6.4	3.6	4.0	7.1	3.7	6.8	6.4	4.1	7.3	4.4	7.7	7.5	7.2	7.0	6.9	7.3	4.5	5.9	2.2	5.2	2.4	5.6	5.6	5.7	5.4	5.5	5.8	
1953	10	3.3	6.3	4.3	5.7	5.6	5.8	2.0	4.9	4.7	1.8	1.7	1.9	1.7	4.5	1.5	4.3	4.3	1.1	4.4	1.8	4.7	1.4	4.8	2.1	4.8	2.1	4.8	2.1	4.2	3.5	1.8
1953	11	3.9	2.7	3.0	6.1	3.8	3.2	0.6	3.5	3.0	2.2	3.1	2.3	2.3	2.4	2.0	1.9	5.0	2.6	2.0	2.7	2.2	1.9	1.9	-0.4	0.2	2.4	2.4	2.5	-0.3	2.3	
1953	12	0.5	2.3	4.2	2.6	1.9	-0.7	2.4	2.7	2.5	2.4	0.7	0.2	1.3	1.6	0.3	0.1	2.6	-24.9	-1.1	-0.7	0.7	0.4	-1.6	-0.3	0.1	3.3	0.8	-1.8	-0.3	-3.5	-1.0
1954	1	-4.1	-4.4	-2.6	10.6	6.0	0.8	-3.3	-1.1	9.9	14.3	14.2	8.3	1.8	6.3	1.3	0.5	10.1	5.8	10.2	11.7	14.2	58.1	5.4	9.4	3.5	0.1	-0.7	2.1	5.1	1.9	18.7
1954	2	5.8	4.5	3.0	-3.6	-6.5	-4.7	-17.7	26.3	1.9	6.9	5.2	8.4	7.2	7.3	3.2	2.3	0.9	2.9	2.4	1.0	2.4	2.5	0.9	2.4	1.1	2.8	1.2	0.9	1.9	1.9	
1954	3	2.5	0.9	2.2	0.8	-0.1	2.0	2.2	3.6	1.9	2.5	-0.1	2.6	3.7	2.2	2.1	3.9	2.2	-19.1	-7.5	-5.2	-1.5	-8.9	7.2	108.0	-122.7	-16.9	-9.0	-9.4	-13.1	-13.7	
1954	4	-7.7	-10.2	-9.4	18.6	5.9	5.9	5.9	6.4	5.9	6.4	5.9	5.8	6.4	5.4	1.3	1.4	1.8	1.4	1.4	1.4	2.2	2.9	2.8	2.7	1.3	1.3	1.3	1.9	2.1	0.5	
1954	5	0.4	0.3	0.4	0.9	0.5	0.5	0.9	0.5	0.4	0.6	0.4	0.9	0.4	0.4	0.5	0.5	0.9	0.3	0.8	2.1	1.8	1.7	2.2	1.7	1.8	1.8	1.2	1.0	0.5	0.5	
1954	6	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
1954	7	4.1	3.2	3.2	3.3	3.8	4.1	23.7	44.9	22.4	6.0	9.0	6.7	8.3	9.2	13.0	3.1	3.5	33.9	52.7	59.6	38.8	21.5	38.6	66.5	33.1	33.2	7.2	2.9	2.7	24.0	
1954	8	65.6	246.1	361.0	3.7	7.8	76.9	29.9	35.0	33.3	51.3	109.2	78.7	98.3	33.8	41.6	123.0	142.9	62.3	21.2	10.6	9.0	7.1	12.1	41.7	143.8	55.6	8.9	10.9	31.4	24.6	8.1
1954	9	21.7	20.7	16.4	20.6	18.1	9.1	7.0	30.4	25.8	18.8	14.7	14.4	10.1	8.7	7.9	5.2	7.2	4.8	7.0	5.4	5.0	4.4	1.7	1.5	1.7	1.4	2.4	2.8	3.0	3.1	
1954	10	2.7	1.6	7.3	27.0	34.0	19.6	19.6	94.0	84.6	68.9	24.9	6.0	3.7	6.3	5.3	12.0	7.4	7.3	7.4	7.2	7.3	4.9	1.9	3.9	1.5	3.9	3.6	3.5	3.2	3.6	
1954	11	4.3	3.7	3.6	3.6	1.9	4.7	3.9	3.7	2.0	1.7	2.3	2.2	2.0	2.1	2.2	2.3	1.3	1.3	-1.3	0.9	1.0	-1.4	-1.0	-1.2	1.2	1.7	-1.0	1.5	1.1	6.1	
1954	12	0.6	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
1955	1	1.5	5.3	3.0	2.5	2.7	2.9	3.0	2.6	14.1	7.5	0.4	0.4	2.9	5.2	6.7	162.8	69.6	53.1	34.3	28.6	20.3	17.5	20.2	14.5	17.4	9.3	10.9	15.9	6.8	4.3	
1955	2	4.1	4.6	1.0	3.8	0.9	3.9	4.0	1.1	4.1	1.7	1.9	3.5	1.0	1.2	1.3	4.2	1.6	1.3	1.5	3.7	1.3	1.0	1.7	1.3	3.8	0.9	1.4	1.0	1.0	1.0	
1955	3	1.6	1.7	-14.8	18.6	1.9	4.0	2.4	2.4	2.1	1.8	4.4	1.7	1.8	2.0	1.7	1.7	3.9	1.1	5.9	1.8	1.5	1.7	1.3	4.8	3.6	2.4	2.1	4.2	4.7	2.5	
1955	4	4.9	3.3	5.4	2.6	5.1	1.9	3.5	4.8	4.6	4.8	3.1	2.4	2.2	2.2	2.2	2.0	1.8	2.5	2.8	2.2	2.1	2.0	1.9	2.2	2.5	2.6	1.9	2.6	2.9	2.5	
1955	5	1.1	2.3	2.4	2.5	2.3	1.7	2.3	2.4	3.0	2.6	2.5	2.8	1.0	0.2	3.0	3.0	3.1	3.2	2.4	2.9	3.1	0.5	0.1	0.6	2.3	2.2	0.0	0.4	0.5	0.1	
1955	6	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	0.2	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	0.2	0.2	
1955	7	3.0	0.8	0.1	2.8	-0.5	2.9	3.1	0.7	1.2	6.3	2.6	33.5	27.4	5.3	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	5.2	5.2	5.2	
1955	8	184.5	56.9	39.1	27.6	59.7	129.4	166.6	107.6	189.5	126.9	177.3	33.1	52.4	41.9	35.4	89.6	89.4	49.3	51.8	385.9	366.2	209.9	167.8	148.1	156.7	180.0	216.8	108.9	82.6	36.3	
1955	9	54.6	35.4	31.6	35.3	40.1	23.7	35.5	25.9	26.4	22.8	51.1	15.6	11.7	7.7	9.1	7.5	4.0	4.7	8.6	4.9	5.3	5.2	5.1	5.0	2.9	0.7	3.3	3.1	0.0	2.3	
1955	10	4.7	7.7	5.8	8.7	37.3	82.0	35.3	34.3	22.5	18.8	18.7	10.4	7.2	6.3	8.2	5.7	4.5	4.7	8.7	8.5	8.6	8.8	8.1	5.7	3.8	8.8	4.0	4.6	2.3	-393.4	399.1
1955	11	2.8	1.4	1.4	1.4	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	
1955	12	0.9	-2.4	-2.8	1.2	1.3	-2.5	2.5	2.4	2.5</																						







ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA

ANEXO

Tabla A-1. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. La Angostura, Son

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	
1998	11	3.9	-0.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	-0.6	-0.3	-0.4	-0.1	1.6	4.1	4.4	1.6	2.0	2.1	1.9	2.0	1.1	3.1	4.5	4.9									
1998	12	2.6	2.7	0.3	0.4	0.6	0.6	0.3	0.5	0.5	0.2	0.7	0.5	0.7	-0.2	-0.4	1.6	1.8	1.3	1.6	1.9	2.0	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
1999	1	4.5	-0.4	1.4	1.4	1.8	1.6	2.0	2.2	2.1	1.6	2.0	2.2	2.3	2.0	2.2	2.4	1.9	1.8	2.1	2.2	0.2	-0.2	-0.3	-0.5	0.2	-0.2	-0.2	-0.3	-0.5	-0.3	-0.9	
1999	2	1.427	1.339	2.332	2.128	2.32	2.053	2.071	2.12	1.98	2.738	2.509	2.536	2.165	2.59	2.169	1.818	-0.065	0.007	0.2	-0.103	0.192	-0.64	-0.461	0.234	0.698	-0.174	-0.088	0.3	0.1	0.23	0.338	1.103
1999	3	0.077	-0.297	0.576	-0.566	0.633	0.186	-0.011	-0.263	-0.098	0.142	0.613	-0.271	0.075	0.398	-0.265	-0.25	-0.559	-0.078	0.171	0.281	0.767	0.297	0.282	0.579	0.279	0.005	0.341	0.23	0.338	1.103		
1999	4	0.971	-0.049	-0.094	-0.188	0.035	0.171	-0.037	0.036	0.693	0.285	0.676	0.146	0.207	-1.867	-1.883	-1.429	-1.922	-1.354	-2.113	-1.741	-0.939	-1.323	-0.229	-0.592	-0.62	-35.58	31.25	-1.567	-3.756	-19.99		
1999	5	11.832	-3.522	-4.047	-3.834	-3.707	-1.514	-1.523	-1.379	-1.105	-1.951	-2.009	-1.716	-1.483	-1.126	-1.454	-1.074	-2	-1.989	-1.457	-1.296	-2.039	-1.332	-1.481	-1.461	-1.329	-1.794	-1.555	-1.533	-1.427	-1.685	-1.921	
1999	6	-2.65	-1.238	-1.185	-1.144	-1.535	-1.531	0.176	0.284	-2.017	-1.099	0.692	0.893	0.439	-0.11	-2.024	-1.683	-0.173	0.247	-1.528	-1.837	-1.821	-3.068	-2.052	-1.76	-1.716	-2.131	-1.896	-2.973	-11.26	-11.83		
1999	7	-0.171	-0.001	-0.015	-0.174	-0.678	2.23	7.476	7.528	7.451	27.73	28.15	19.41	29.713	29.81	20.5	97.194	63.944	44.23	26.83	30.2	53.75	56.744	60.886	106.06	54.966	75.213	65.53	-1.670	-9.99	98.89	47.78	
1999	8	47.932	29.081	58.71	133.93	99.825	489.632	146.11	82.33	102	127.85	145.7	93.71	72.98	70.71	119.31	128.16	102.88	81.11	59.76	48.06	64.56	48.762	35.729	29.003	13.996	19.376	19.64	26.1	16.99	19.37	28.31	
1999	9	47.835	35.07	26.38	23.53	23.53	24.96	10.641	10.286	11.16	29.98	36.471	17.77	18.16	24.726	17.85	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	17.722	
1999	10	6.823	6.969	3.267	2.98	3.164	3.896	-5.626	-15.7	3.983	9.45	3.989	1.699	1.858	-1.32	1.283	1.865	-17.67	-0.39	1.288	3.2	3.8	1.766	1.633	4.883	1.597	1.714	1.993	1.353	1.872	1.851	1.562	
1999	11	1.599	-2.49	3.074	3.267	3.269	3.27	3.538	-1.547	3.073	3.236	3.383	3.345	3.407	3.421	11.22	2.888	3.2	0.741	0.851	2.632	2.333	1.848	2.974	2.637	-2.891	5.521	6.466	6.621	4.57	1.31		
1999	12	4.682	-3.827	-6.02	-6.301	-6.306	-11.383	-25.68	-1.999	2.79	4.008	2.904	-4.242	-0.014	0.323	0.392	0.455	0.549	0.1	0.005	1.6	2.591	3.656	6.324	8.001	6.264	8.001	6.264	8.001	6.264	8.001	6.264	
2000	1	4.271	4.085	3.329	3.787	4.15	1.698	-0.721	-0.788	-0.414	-0.912	-0.988	1.886	1.947	1.826	1.856	2.261	1.493	1.499	2.163	1.902	2.056	1.973	1.991	1.044	1.807	1.945	1.063	0.956	1.158	1.158	0.844	
2000	2	5.584	3.258	3.774	3.138	3.56	3.62	3.706	3.713	3.78	4.089	2.141	2.135	2.01	1.522	-1.028	-0.196	-0.423	-0.244	-0.361	-0.561	-1.028	-0.4	-1.522	-0.522	-0.522	-0.522	-0.522	-0.522	-0.522	-0.522	-0.522	
2000	3	0.301	-0.19	-0.169	-0.184	-0.452	-0.847	3.713	4.1	4.147	1.9	2.168	2.477	-0.873	-0.632	-0.1	-0.484	-0.64	-0.339	0.295	-0.791	-1.019	-0.56	-0.67	0.245	-0.1	0.362	-0.163	0.104	0.039	0.546	-2.335	
2000	4	-2.149	-2.218	-2.825	-2.164	-1.596	-1.764	-0.004	0.442	-0.033	0.225	-0.091	0.074	-0.277	0.539	0.521	-0.08	0.627	0.671	0.433	1.063	0.379	0.382	0.013	-1.674	-1.700	-0.564	-1.103	-1.464	-1.799	-1.799	-1.799	
2000	5	0.32	-1.002	-0.363	-0.267	-0.667	-0.424	0.017	-0.333	-2.951	-2.39	-2.345	-2.669	-0.264	-0.448	0.172	-0.495	-0.13	-0.559	-0.749	-0.854	-0.852	-0.627	-0.51	-0.215	3.804	-0.67	-3.84	-2.281	1.594	6.762	3.985	
2000	6	-3.439	-1.375	-2.668	-2.51	-2.87	-3.684	-2.991	-2.974	-2.778	-2.436	-2.135	-2.817	-3.629	-2.631	-2.172	-2.827	-2.876	-3.358	8.973	-15.43	-3.267	-2.954	1.466	-0.843	7.856	1.078	4.673	3.134	1.536	1.428	1.248	
2000	7	31.787	20.341	19.5	9.606	12.126	6.618	5.511	6.377	57.312	64.232	21.38	28.24	23.795	36.53	28.77	42.231	38.56	14.17	16.39	18.28	16.572	16.716	14.382	16.378	10.787	23.69	15.55	19.11	45.89	26.5	26.5	
2000	8	5.922	27.218	12.92	8.521	9.938	20.275	13.477	65.57	33.267	28.901	38.25	26.91	24.12	17.23	13.523	8.54	7.944	122	25.29	19.97	10.43	12.906	10.602	12.949	12.949	10.437	17.91	51.91	100.1	42.96	36.12	
2000	9	22.384	15.669	15.66	13.73	10.803	6.418	6.668	7.002	8.334	8.469	8.083	6.116	8.384	9.552	7.72	5.526	6.097	0.95	3.01	-1.306	-1.033	-0.312	-1.196	1.611	0.912	1.199	-1.026	-3.183	3.79	45.63		
2000	10	-0.51	-1.242	-1.432	1.166	3.53	1.628	1.972	1.682	0.725	0.79	25.86	6.067	6.687	26.399	17.16	12.08	7.215	7.382	6.005	5.281	0.030	0.431	27.116	68.572	52.416	27.647	24.33	30.01	65.55	88.46	46.61	
2000	11	25.398	5.064	11.18	54.255	51.752	56.554	117.26	239.8	161.49	109.64	60.12	51.9	39.497	30.883	22.559	25.288	25.6	22.79	8.807	23.93	38.1	15.921	4.46	4.896	10.03	13.682	18.58	15.77	18.85	18.5	18.5	
2000	12	19.039	15.18	16.13	16.500	7.992	1.342	1.426	-4.125	1.535	1.435	1.102	1.123	7.016	7.016	7.016	7.016	7.016	7.122	6.726	7.249	7.385	8.198	6.854	6.828	6.924	19.683	7.49	7.078	7.375	4.479	4.479	
2001	1	3.955	-1.888	2.441	5.755	9.203	16.465	-5.36	5.06	-13.17	27.69	22.29	19.53	13.659	11.28	26.79	44.37	8.25	10.96	11.34	5.662	8.923	-27.13	41.567	3.977	3.078	6.024	6.702	13.06	22.5	25.52	21.31	
2001	2	14.625	17.817	16.56	16.998	13.829	10.949	11.089	18.882	13.547	13.718	14.23	10.78	13.678	10.78	14.726	23.76	10.139	45.36	45.98	28.56	26.81	20.222	20.361	16.977	16.977	16.977	16.977	16.977	16.977	16.977	16.977	
2001	3	11.072	8.162	8.478	8.718	10.992	10.541	11.805	17.8	4.063	4.717	10.16	3.888	4.238	7.628	4.498	-15.48	-12.77	-10.12	7.603	-9.212	-8.22	-11.029	-16.71	10.73	10.69	9.916	16.66	17.64	16.48	17.48	17.48	
2001	4	3.212	3.28	7.219	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57
2001	5	-0.022	0.015	-0.467	-0.67	-0.559	2.066	-0.881	2.159	2.043	2.189	1.604	1.408	0.513	-0.358	0.509	0.142	0.076	0.706	3.024	-1.038	1.359	0.649	-0.31	-0.17	-2.376	1.854	2.204	-0.237	0.522	-0.423	-0.069	
2001	6	-0.606	-0.952	-1.24	2.883	-1.263	-1.322	-1.191	-1.275	-0.878	-0.753	-1.457	-1.247	-3.411	-3.81	-3.595	-3.667	-1.151	-1.938	-1.641	-1.943	-1.615	-1.497	-1.23	-1.292	-2.761	-2.055	-4.176	-7.65	-7.446	-7.15	-7.15	
2001	7	-0.644	-0.479	-0.566	-0.948	-0.959	-0.922	5.873	2.74	22.55	21.731	6.422	6.537	6.274	6.548	6.125	5.604	21.793	-8.986	26.109	15.91	12.68	27.424	28.909	42.41	64.073	47.05	73.7	70.5	70.5	70.5	70.5	
2001	8	67.209	85.695	55.41	50.566	39.868	28.46	22.81	22.86	18.972	19.004	19.89	20.36	17.031	11.713	11.668	83.509	44.782	28.44	22.83	97.98	121.91	111.06	96.137	59.008	35.749	36.94	35.08	20.84	14.92	14.46	12.08	
2001	9	1.852	1.728	1.949	9.396	9.703	7.018	4.187	4.144	4.645	3.134	3.240	3.298	3.407	3.743	3.133	6.751	20.556	-8.36	41.74	13.07	12.28	12.346	6.994	6.949	6.941	0.01	0.836	0.66	1.056	3.035	3.035	
2001	10	-0.761	5.439	5.824	6.058	2.91	3.204	6.998	5.384	5.506	5.953	6.255	6.065	7.991	6.512	5.52	5.875	3.416	3.256	3.077	0.652	0.751	0.044	0.183	-0.007	0.515	0.073	0.568	0.359	-3.266	0.103	1.032	
2001	11	-0.401	-0.058	0.209	0.433	-0.529	-0.744	-0.031	3.1																								

**ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA**  
**ANEXO**

**Tabla A-1. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. La Angostura, Son**

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					
2007	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	3	3	3	3	3	3	3	0	0	0	0	0	0	3	3	0	3	3	3						
2007	12	3	76.438	52.44	33.382	20.361	3	34.722	11.68	3	101.05	100.9	97.54	97.537	57.02	12.005	56.007	0	22	12.99	21.99	13	3.981	40	0	12.986	0	8.484	0	26.81	0						
2008	1	4.734	0	26.77	7.41	3	3	7.41	3	3	3	3	0	0	3	3	0	3	3	0	3	3	3	3	0	3	3	3	3	7.34	11.68	77.94					
2008	2	25.037	25.037	4.042	15.188	12.005	12.005	3	3	12.005	7.491	3	12.01	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	246.1	0	0						
2008	3	0	0	0	0	0	0	0	0	3	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
2008	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
2008	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					
2008	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4					
2008	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8.225	0	4	37.854	42.1	42.09	29.394	16.697	16.7	25.17	37.87	50.55	37.866	55.424	71.315	64.764	64.764	56.08	90.82	82.01	35.53	53.22				
2008	8	26.782	26.84	44.34	40	31.319	22.639	13.958	22.64	40	53.021	61.7	40	123.22	155.3	130.04	107.52	107.52	65.02	45.51	60	46.49	41.991	37.488	64.502	12.257	3.576	12.25	33.96	14.64	0	105					
2008	9	67.839	30.898	46.51	37.488	32.986	32.998	41.991	0	28.495	41.991	28.48	42	28.484	51	78.009	4	37.488	19.49	14.98	10.58	42.37	12.031	0	7.188	12.257	3.576	12.25	33.96	14.64	0	0					
2008	10	0	0.741	60	4	0	0	0	0	0	4	8.225	4	8.236	4	0	0	4	4	4	4	4	4	4	0	0	20.933	0	0	0	0	0					
2008	11	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	9.236	13.46	0.775	0	0	0					
2008	12	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	4	0	0	0	0.377	0					
2009	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	4	0	0				
2009	2	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				
2009	3	0	4	4	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.03	0.03	0.019	0.03	0.019	0.03				
2009	4	0.019	0.03	0.019	0.03	1.06	0	0.03	0.019	0.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.007	0.042	0.019	0.03	0.019	0.03	0.03	0.019	0.03	0.019	0.03	0	0				
2009	5	0	0	0.03	0.019	0.03	1.03	1.019	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				
2009	6	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	1.134	0	1.134	5	1.146	0				
2009	7	0	5	0	1.134	5	16.597	24.317	28.19	35.926	16.597	12.73	5	1.134	5	8.866	24.329	35.926	35.93	22.33	10.73	10.73	14.597	10.731	14.597	33.914	18.903	14.93	6.97	15.38	14.47	18.9					
2009	8	18.891	14.933	10.95	10.94	6.981	10.951	10.951	6.97	3	6.981	6.97	14.92	10.951	38.78	10.951	3	6.981	18.9	3	6.97	14.92	6.981	34.794	22.884	54.667	42.757	27.48	23.51	27.62	19.4	15.3					
2009	9	7.109	0	15.32	7.097	3	11.206	15.303	7.097	11.206	11.206	15.3	15.3	19.412	15.3	11.206	11.206	11.094	7.109	3	7.097	3	0	3	3	0	0	0	3	0	0	0					
2009	10	0	0	15.32	0	126.056	250.5	129.99	58.07	45.28	28.509	24.7	24.7	20.361	102.8	120.2	68.787	42.664	33.86	29.64	30	21.01	43.521	43.509	30.014	20.998	12.005	12.01	12.01	7.502	12.01	3					
2009	11	3	12.005	7.502	7.502	7.502	3	7.491	3	7.502	7.502	0	7.502	3	3	3	3	0	3	0	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
2009	12	0	3	7.502	3	3	3	0	3	7.525	3	3	3	3	0	3	3	0	3	0	0	0	0	0	0	3	3	3	3	3	0	3	3				
2010	1	3	3	3	3	3	3	7.502	3	3	3	3	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	342.039	502.29	160.78	89.3	98.88	114.2	247	195.8	118.5
2010	2	95.877	88.474	90.47	171.35	195.535	124.82	97.6	74.63	62.726	55.018	65.16	97.58	89.9	70.75	62.103	52.553	46.942	41.48	31.36	30.06	29.85	37.389	10.279	18.293	19.635	16.724	23.12	17.87	0	0	0	0				
2010	3	15.076	17.786	21.14	15.858	14.576	13.348	12.128	15.55	19.61	28.904	30.08	17.36	16.759	16.16	15.547	14.959	0	9.118	8.006	11.56	10.96	5.818	9.377	8.869	0	10.197	9.642	6.347	5.879	5.399	0.298	0	0			
2010	4	4.047	3.559	3.159	2.659	2.259	1.859	1.447	5.7	5.7	1.059	0.659	4.96	0.319	0	0	0	0	3.22	3.22	3.22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
2010	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8.653	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
2010	6	7	0	0	0	0	0	0	0	12.181	0	0	0	0	0	12.339	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.66	5	0	0	0	0	0.472			
2010	7	0	0.66	0	0	0	0	0	0	0	0	5	48.4	78.785	48.4	31.042	13.681	26.91	9.688	23.08	32.71	50	35.967	70.619	32.147	42.822	63.719	64.8	71.62	91.5	132.1	320.8					
2010	8	156.143	90.9	58.4	52.336	50.516	41.395	47.751	39.76	41.034	25.764	31.74	28.58	34.465	41.94	46.452	42.71	33.705	41.19	27.68	25.44	32.26	45.035	55.489	53.947	47.212	34.465	46.45	38.21	41.95	37.45	32.10					
2010	9	26.193	23.985	21.8	19.683	13.101	23.538	18.735	12.92	15.505	14.245	13.02	11.8	10.49	9.561	12.798	12.198	11.698	11.1	0	8.488	7.999	25.475	27.029	33.988	35.319	21.112	24.71	16.3	15.71	18.22	0	0				
2010	10	14.528	13.948	8.875	12.248	7.185	10.598	5.555	4.505	7.999	2.975	6.488	6.018	1.035	4.71	8.66	4.262	3.799	3.37	2.962	2.53	2.11	1.7	5.72	0	4.96	0.55	4.59	0.192	4.24	0	3.89					
2010	11	0	0	0	2.91	0	2.6	2.6	0	2.02	0	0.671	3.5	0	1.042	0	0.65	0.66	0	0	0.66	0	0	0.66	0	0	0.66	0	0	0	0	0.66	0	0			
2010	12	0	0.66	0.66	0	5	0	0	0	0	0	5	0	0	0	0.66	0.66	0.66	5	0.66	0.66	0.66	5	0.66	0.66	0.66	0.66	0.637	0.683	0.671	5	5	0				

**REGISTRO HISTORICO DE GASTOS MEDIOS  
DIARIOS POR CUENCA PROPIA. PRESA EL  
NOVILLO, SON.**

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA

ANEXO

Tabla A-2. Gastos medios diarios por cuenca propia. El Novillo, Son

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	
1964	1	18.3	11.3	20.9	14.6	14.6	14.6	16.0	14.6	8.2	11.2	13.2	10.6	10.4	13.8	11.9	10.6	8.5	14.0	12.3	10.7	12.4	10.5	9.0	14.7	6.0	5.9	15.3	13.4	4.1	7.9	9.7	
1964	2	11.4	7.9	7.9	9.1	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8		
1964	3	21.9	11.4	12.3	11.9	11.2	11.2	13.6	13.4	13.5	11.3	13.7	9.4	9.4	10.5	11.5	4.7	13.4	11.5	6.3	4.5	-13.9	-20.7	-1.9	2.0	1.9	4.8	9.0	8.7	0.3			
1964	4	3.1	-1.4	-4.6	3.5	1.6	0.4	-0.5	0.0	-2.5	0.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0			
1964	5	-7.5	-1.2	-6.7	-5.0	3.3	-9.5	-4.6	-2.5	14.5	-4.4	-3.4	-2.4	-0.1	-2.2	0.5	7.1	2.9	3.1	0.6	1.3	-1.6	-1.6	-2.2	-2.4	-5.2	-1.0	-3.0	-4.1	-3.5			
1964	6	-30.8	-16.9	-2.4	-2.2	-5.9	1.4	15.3	32.6	14.0	-14.0	-11.6	-32.6	-20.0	-24.4	-9.2	-8.2	-12.5	-3.9	-7.4	16.8	32.7	9.2	6.4	8.3	4.1	22.8	-1.0	-1.9	-20.1	-9.5		
1964	7	21.4	28.9	55.5	103.4	12.6	2.6	1.6	3.0	35.9	58.3	27.6	0.9	35.9	40.4	-25.7	7.1	60.8	139.6	193.7	320.5	244.6	369.4	471.6	425.8	97.2	45.7	449.9	122.6	146.6	204	444.5	
1964	8	63.4	80.0	381.8	257.6	205.3	252.9	280.8	246.3	23.5	169.9	168.8	25.3	42.0	72.6	82.4	48.2	62.1	63.0	49.7	44.7	58.0	42.0	30.4	192.2	184.3	183.6	183.3	301.5	235.5	205.9	141.7	77.0
1964	9	75.5	103.8	116.3	110.1	99.1	122.5	122.0	122.5	45.8	549.5	410.2	468.9	692.2	592.0	520.2	422.1	685.7	219.2	322.0	288.5	273.9	199.0	159.5	134.3	128.8	83.0	140.8	170.0	128.1	64.5	41.1	
1964	10	58.3	48.6	27.9	50.6	54.5	12.2	28.7	33.8	31.0	17.6	26.2	47.8	18.0	-8.9	18.0	26.8	24.0	32.3	31.1	6.3	2.1	16.8	6.1	8.5	23.7	47.4	6.3	-9.5	10.2	14	18.8	
1964	11	39.2	7.7	3.2	22.5	21.8	8.1	19.3	6.9	9.0	20.9	7.8	16.8	8.8	-1.0	-22.3	47.3	6.6	16.2	26.5	16.0	24.3	21.9	14.1	19.7	2.1	18.0	23.8	19.6	15.3	11.6		
1964	12	4.9	13.5	19.9	14.4	12.8	19.7	11.6	-57.1	42.0	14.5	10.4	7.9	15.1	-14.8	7.9	-1.1	-0.6	14.5	14.2	10.4	17.9	35.0	13.1	44.0	-11.8	-3.1	18.2	9.3	6.0	25.4	17.9	
1965	1	2.6	3.5	14.6	16.3	13.5	22.2	8.2	34.9	15.3	8.8	21.8	5.7	20.5	11.3	17.2	11.1	14.0	34.1	-15.7	9.1	10.0	15.3	23.8	16.8	26.2	17.5	21.3	13.3	30.8	1.1	15.7	
1965	2	11.7	25.1	16.1	19.5	9.5	51.2	21.0	47.8	205.3	183.0	120.7	75.6	76.8	66.9	58.5	37.6	49.2	28.7	18.3	32.7	22.5	18.4	41.4	19.2	14.2	14.7	46.2	21.3				
1965	3	16.5	29.1	29.2	22.2	26.8	26.1	17.9	16.4	39.2	25.0	51.7	21.1	38.3	36.4	270.5	-169.6	41.9	41.2	41.0	35.3	33.8	28.9	35.0	2.8	14.0	13.3	28.2	0.9	-0.5	3.1	0.1	
1965	4	12.4	32.4	13.9	25.3	24.6	19.3	32.5	28.2	17.1	18.7	10.2	21.2	25.1	15.7	3.6	6.8	7.3	23.3	19.4	5.5	4.9	5.4	-0.3	2.0	5.6	7.1	0.3	-4.1	15.3			
1965	5	-2.3	-2.1	5.5	1.5	5.5	1.5	1.1	-0.7	3.5	-1.7	3.3	-1.7	3.1	5.7	-8.5	-21.1	-28.6	-21.3	-0.6	-4.1	-5.2	-3.5	-0.4	-0.3	-6.2	2.3	8.3	-5.0	-0.8	1.3	-8.5	
1965	6	8.3	-17.7	-8.7	-5.6	1.6	8.0	21.4	11.4	-25.5	-28.7	1.9	8.9	-5.4	15.0	40.9	22.2	17.3	8.7	9.7	5.9	-1.7	5.4	17.2	-1.0	-59.1	-22.0	-8.0	-12.9	-0.5	-12.4		
1965	7	-7.1	-2.1	-0.9	32.9	13.7	6.7	-23.7	8.6	1.6	42.2	2.1	64.1	36.1	-17.2	-13.1	36.1	60.9	41.5	79.3	31.5	-10.5	19.7	47.4	92.2	11.1	135.9	138.9	124.2	191.2	152.1	151.1	
1965	8	162.6	105.0	128.0	71.1	89.0	91.3	5.4	6.5	22.6	109.3	-25.5	23.3	28.7	25.5	16.6	69.0	82.6	100.0	106.7	83.6	67.7	136.0	244.4	377.2	127.0	118.5	112.4	114.2	101.1	165.0	126.2	
1965	9	142.2	396.2	770.4	455.5	277.6	281.9	262.5	257.3	327.7	427.1	316.1	277.1	269.0	197.6	126.5	138.2	173.5	96.2	72.8	56.8	54.9	35.7	47.6	32.8	47.6	32.8	47.6	32.8	47.6	32.8	47.6	
1965	10	39.1	28.5	29.4	20.6	9.7	25.6	21.3	8.2	11.3	17.9	3.7	13.1	21.8	12.3	13.9	3.7	18.3	7.1	4.9	8.9	5.3	6.8	11.5	7.4	5.5	12.8	12.6	-14.0	3.8	4.2		
1965	11	16.7	9.2	12.8	5.6	12.6	0.5	6.5	14.8	16.6	-0.2	11.8	3.1	13.3	8.8	6.4	8.7	8.6	-4.0	25.3	2.9	8.6	8.6	13.2	1.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	
1965	12	16.4	5.8	11.4	10.5	8.7	13.6	7.4	7.1	23.1	19.3	34.6	25.5	26.1	24.8	9.9	33.8	47.6	174.7	68.0	62.2	65.1	358.8	1180.0	708.8	366.2	62.2	65.1	156.8	193.0	77.9	73.2	
1966	1	64.6	37.0	43.7	63.0	58.5	35.4	41.6	31.7	33.3	-29.7	23.8	24.5	32.2	30.8	15.9	11.5	9.0	35.9	13.5	22.2	29.7	18.8	28.5	31.5	-18.1	10.4	31.3	17.8	10.5	18.5		
1966	2	12.6	24.4	37.1	31.4	29.9	31.8	-0.1	83.5	29.2	39.5	16.1	141.9	85.0	74.6	60.9	50.3	50.0	39.8	41.1	82.4	73.3	67.7	73.1	69.7	43.6	42.6	42.6	42.6	42.6	42.6		
1966	3	39.8	37.6	30.5	29.8	-5.0	3.6	22.3	51.1	-27.5	3.0	10.1	33.5	89.9	80.9	50.0	-33.8	49.4	36.2	37.5	44.5	25.2	-21.2	15.4	15.8	19.4	5.0	98.6	51.3	-43.0	-3.3		
1966	4	30.1	13.5	16.3	6.6	23.5	-20.7	22.9	22.7	13.8	9.1	68.1	13.6	-17.6	3.3	18.4	-13.8	6.7	44.2	27.4	-15.7	0.7	7.0	7.6	15.8	57.1	9.0	-27.8	6.1	15.3	12.2		
1966	5	-12.3	64.1	-9.6	-22.5	-4.6	5.1	5.7	-12.6	69.4	17.7	-23.3	8.1	2.6	18.3	-0.1	11.4	0.4	-26.1	-36.5	7.1	36.3	22.6	4.2	15.7	39.6	-56.6	-2.6	4.2	14.3	35.2	16.7	
1966	6	-8.4	-0.6	8.6	27.9	50.3	27.8	7.8	20.5	-5.8	17.5	9.0	9.5	9.4	-4.0	-11.4	6.3	5.6	6.1	2.2	2.4	2.3	7.8	16.5	4.3	10.0	27.4	46.0	19.8	47.9	68.6		
1966	7	98.0	69.4	40.4	105.2	71.5	43.8	80.8	124.6	115.7	89.0	70.5	60.5	124.1	39.8	74.4	65.2	130.9	132.5	159.2	160.1	215.2	340.5	167.9	224.2	251.2	290.6	575.1	665.6	640.5	410.3	399.0	
1966	8	41.1	29.6	28.1	31.2	40.9	59.4	32.5	190.3	34.6	24.1	39.1	49.2	59.8	30.0	71.5	128.0	42.4	94.7	55.8	-2.4	29.4	88.1	93.0	62.7	62.5	95.5	83.8	68.3	52.6	61.2	40.0	
1966	9	17.6	25.8	170.6	135.3	103.2	246.6	175.5	111.8	41.3	184.1	208.8	152.3	130.8	124.6	138.3	147.8	124.8	102.5	122.6	100.7	85.8	61.5	62.2	47.3	37.9	75.6	93.5	42.2	119.0			
1966	10	85.8	49.5	46.8	46.2	21.2	32.2	45.3	80.2	69.2	61.0	39.6	42.5	28.2	42.7	6.5	37.6	26.2	13.3	26.4	1.3	16.2	28.4	27.6	33.4	-11.6	-8.7	12.0	-15.6	-9.3	8.9		
1966	11	-18.3	10.5	-14.0	10.8	0.4	-10.5	51.7	10.2	-24.3	8.8	10.1	10.8	-1.1	10.4	-1.3	13.9	5.4	6.2	6.6	9.8	-25.1	8.7	-2.4	11.0	17.6	49.5	19.0	-22.3				
1966	12	1.6	18.8	4.1	13.2	16.3	26.1	-3.1	30.4	23.7	16.4	25.8	3.3	8.9	21.5	30.0	-12.6	29.5	25.2	16.6	7.0	26.2	14.6	17.4	23.6	7.2	4.4	24.4	3.0	-21.7	9.6	29.9	
1967	1	8.1	-0.8	14.3	9.1	-0.5	24.2	13.2	11.6	9.1	3.9	8.5	7.6	3.2	23.4	11.5	9.8	10.7	3.3	-37.1	-11.7	-7.0	-7.9	53.5	7.3	-24.0	8.5	6.1	12.5	10.5	39.7	3.8	
1967	2	12.9	28.4	37.1	34.1	42.9	31.8	-0.1	81.2	29.2	39.5	16.1	141.9	85.0	74.6	60.9	50.3	50.0	39.8	41.1	82.4	73.3	67.7	73.1	69.7	43.6	42.6	42.6	42.6	42.6	42.6		
1967	3	22.7	8.5	12.2	11.1	27.6	8.2	16.2	6.2	13.3	12.0	0.1	17.3	5.7	25.5	17.7	4.6	15.9	5.7	23.7	-55.1	20.6	86.2	13.4	4.4	2.0	-7.6	-10.7	3.1	18.5	11.0	12.2	
1967	4	16.5	4.2	7.5	17.1	8.6	10.4	-3.3	9.0	-5.8	14.1	3.2	-1.7	9.0	5.8	10.9	15.1	16.9	3.9	4.8	10.1	14.1	17.8	14.7	1.6	10.8	2.3	5.5	4.9	21.4	1.2		
1967	5	9.7	7.8	17.2	4.6	6.2	25.4	19.9	18.4	17.1	-3.5	4.4	3.2	17.9	25.3	8.4	11.3	7.2	10.0	10.2	5.5	11.9	9.0	10.4	5.3								



ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA

ANEXO

Tabla A-2. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Novillo, Son

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
1974	5	-14.9	-14.8	-17.1	3.71	4.82	54.9	24.4	13.5	9.4	6.7	-18.9	-0.5	19.3	8.0	5.5	5.9	3.9	21.2	4.9	17.0	5.2	-6.3	-0.2	-2.4	11.9	-1.1	-6.3	-15.1	-16.2	-17.5	-0.6
1974	6	2.6	11.6	16.4	6.1	30.7	67.7	86.2	115.6	141.8	167.9	194.0	220.1	246.2	272.3	298.4	324.5	350.6	376.7	402.8	428.9	455.0	481.1	507.2	533.3	559.4	585.5	611.6	637.7	663.8	689.9	716.0
1974	7	83.5	88.2	73.5	8.1	19.8	28.8	29.1	116.4	104.7	173.2	369.1	414.1	339.7	157.9	20.2	236.5	161.7	139.7	358.1	327.7	284.3	265.1	217.2	145.5	115.2	92.2	124.3	127.2	24.7	10.3	227.4
1974	8	309.5	308.5	309.4	270.1	128.2	234.2	198.1	299.3	152.3	180.6	120.6	121.7	198.7	191.1	247.3	247.1	210.5	164.1	179.0	159.5	147.8	217.1	215.0	232.3	286.1	291.1	254.3	204.4	171.3	153.9	102.7
1974	9	102.1	75.7	104.6	179.3	165.4	152.3	147.5	49.4	47.0	72.8	76.3	44.4	119.3	49.2	63.5	224.5	338.8	333.1	261.9	185.1	183.3	160.1	200.3	128.1	1460.8	1203.7	490.7	309.0	206.9	99.7	20.0
1974	10	124.3	97.3	99.3	79.3	64.3	51.8	86.7	81.9	74.0	85.0	39.7	61.2	49.4	49.8	63.8	38.1	46.8	42.6	13.3	50.3	1.4	-793.0	21.2	-38.7	45.0	-5.3	-15.3	-28.0	-1.0	12.0	16.0
1974	11	16.6	25.8	23.9	38.7	27.6	48.7	31.7	77.8	272.8	487.4	283.5	226.4	144.1	130.3	73.6	54.9	44.4	29.2	52.9	47.3	55.5	43.5	35.6	16.3	34.4	35.5	30.0	18.0	-0.3	24.1	
1974	12	23.6	24.7	13.4	5.1	8.9	18.9	24.6	13.0	18.0	23.7	20.0	11.2	11.6	32.8	24.4	20.5	14.1	13.5	27.5	21.5	21.3	12.6	23.3	21.7	28.1	5.1	28.6	22.5	14.3	31.8	23.7
1975	1	39.8	34.0	44.0	24.9	37.8	25.5	29.0	20.1	46.4	20.7	27.1	26.7	13.8	15.5	30.4	16.9	22.7	22.3	27.0	23.4	18.1	10.8	17.1	16.7	22.5	28.3	-7.0	13.7	50.3	48.3	33.4
1975	2	12.1	129.0	172.4	122.6	107.4	117.0	41.3	50.5	59.3	30.4	36.1	56.3	40.2	39.2	18.0	-13.4	65.3	31.6	33.8	12.5	12.0	0.7	13.3	41.6	21.0	15.6	13.4	26.2			
1975	3	38.1	5.9	0.4	-5.1	-9.1	10.4	24.4	31.7	13.4	7.8	13.1	25.7	26.4	6.5	6.5	-0.1	12.5	16.2	14.2	10.7	-7.6	17.6	4.1	22.7	26.0	11.0	5.2	-2.6	-11.8	9.9	15.6
1975	4	15.2	28.5	19.6	-18.8	-48.4	-47.7	30.2	33.0	-13.9	13.3	2.6	0.6	4.7	3.7	-2.2	3.3	18.3	-6.6	5.0	3.8	44.8	14.2	2.2	-3.5	-3.8	2.4	-7.2	54.4	32.5	-20.3	
1975	5	-16.0	54.9	42.7	-5.4	49.1	33.1	32.2	9.5	2.7	11.9	5.6	45.7	39.1	21.5	7.4	7.3	9.4	18.2	38.8	38.2	14.9	-11.3	-6.1	-6.0	-7.9	23.3	2.2	3.7	0.3	11.2	27.3
1975	6	31.3	32.0	11.6	-1.3	5.2	9.4	4.0	7.8	-7.4	3.5	-0.5	-2.0	6.8	8.7	10.3	-1.1	-1.8	-3.6	0.8	8.0	-1.6	10.3	15.6	10.5	-11.1	5.3	1.3	0.3	-0.1	7.4	
1975	7	-1.9	-1.1	-2.9	26.1	77.4	184.8	97.6	48.1	30.5	56.6	78.6	188.6	486.7	276.9	140.0	161.3	260.5	227.7	222.5	214.1	307.9	206.1	310.6	288.5	365.5	394.9	275.2	321.0	247.1	342.6	366.6
1975	8	561.5	422.3	276.8	244.5	150.4	120.4	103.3	54.9	100.6	6.2	66.1	46.2	36.1	17.2	95.6	98.8	70.0	105.6	250.2	233.5	233.3	196.9	311.9	275.1	428.7	208.8	166.5	151.3	295.2	404.3	369.2
1975	9	322.4	245.9	258.8	202.8	201.3	183.3	350.4	310.3	261.7	285.6	248.1	238.6	312.8	410.0	413.3	309.3	312.0	340.6	143.5	135.9	114.1	88.4	80.4	85.8	77.4	109.7	102.9	45.5	66.1	56.9	
1975	10	33.8	22.5	32.3	43.0	28.0	42.2	27.0	24.4	21.2	27.9	17.8	29.8	31.9	9.5	3.3	32.3	14.7	19.4	18.9	7.8	3.7	-14.8	-7.4	-4.5	35.6	4.4	10.2	19.8	25.3	22.9	-6.7
1975	11	14.6	-3.3	13.3	-2.6	21.3	6.6	14.0	14.0	17.1	14.3	15.8	17.3	-22.9	-29.0	-17.4	-31.7	28.3	37.7	-8.7	-7.1	2.3	7.7	14.2	27.6	23.3	-42.9	-0.3	20.1	8.9	-5.0	
1975	12	42.8	17.5	32.2	36.4	59.1	12.2	58.0	73.4	1.0	0.5	-6.8	-2.3	37.1	68.4	49.5	41.1	8.7	31.8	32.6	24.8	45.9	31.2	29.8	84.5	24.1	49.4	33.9	27.1	59.9	38.0	40.2
1976	1	35.8	37.9	12.0	24.6	21.9	23.8	16.0	0.5	16.5	17.4	15.8	-3.6	33.5	4.0	14.8	28.7	-0.2	-5.8	-8.6	36.2	25.6	1.2	12.2	25.3	14.6	15.5	9.4	12.8	17.4	27.5	
1976	2	13.5	11.1	12.9	40.3	44.8	64.4	50.7	78.4	123.1	70.2	72.9	92.5	90.8	88.7	40.9	59.0	55.0	28.0	22.8	62.9	18.2	17.8	13.1	13.6	-6.1	8.0	9.0	6.5	8.4		
1976	3	2.5	4.6	1.9	9.0	16.9	6.2	16.2	37.7	40.7	4.6	41.0	26.2	45.9	47.5	56.8	50.8	-30.1	56.9	13.4	6.0	14.9	10.0	2.7	8.1	4.3	12.5	15.9	7.4	8.6	6.6	4.0
1976	4	4.7	9.1	6.7	5.6	9.6	14.6	27.6	23.6	28.4	27.5	29.5	25.1	27.3	12.2	30.5	22.4	5.5	12.7	33.8	33.4	1.3	6.8	7.8	16.6	14.6	10.0	19.5	-1.8	24.2	22.6	
1976	5	6.1	4.9	-6.9	0.4	7.9	17.7	4.3	4.2	10.6	11.6	0.1	4.9	11.1	5.7	2.7	-1.0	20.1	1.3	5.1	3.2	14.0	2.5	2.5	2.6	17.9	-12.7	2.9	7.4	0.9	6.3	4.4
1976	6	1.7	7.9	12.8	16.1	12.7	4.8	8.1	14	17.8	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4	11.4
1976	7	23.1	42.3	62.3	89.3	69.1	61.1	46.3	35.6	37.3	35.9	27.2	38.6	16.0	12.3	4.1	145.9	409.8	620.9	593.5	753.4	700.9	559.8	657.5	507.0	399.2	408.7	284.1	197.0	424.1	370.0	263.7
1976	8	74.4	117.3	106.0	114.6	100.5	103.1	100.1	106.5	110.8	96.5	121.9	92.6	59.8	44.2	51.3	81.3	62.0	69.9	42.9	57.4	68.0	123.7	69.7	86.6	67.8	69.7	66.6	67.8	69.7	69.7	69.7
1976	9	76.9	79.3	76.3	75.6	102.3	175.8	156.8	192.2	218.5	187.0	158.7	111.5	89.5	89.8	99.1	72.6	83.7	83.1	161.1	124.0	81.9	98.4	81.3	94.3	127.7	159.6	111.0	108.6	74.9	41.3	
1976	10	67.8	120.8	303.7	165.5	145.2	92.2	79.5	54.8	38.7	38.4	107.0	179.4	96.4	12.9	35.6	32.2	14.9	28.2	13.4	-27.4	31.0	12.0	26.0	13.9	10.6	6.7	8.8	10.9	10.7	9.8	
1976	11	37.1	22.7	-32.2	7.4	15.6	9.6	3.8	49.5	11.0	-50.4	32.5	39.2	18.4	5.6	47.1	20.5	-29.9	7.2	13.6	15.8	5.1	54.5	15.6	-24.3	-4.5	7.5	10.2	-4.7	7.3	34.5	
1976	12	45.9	48.6	0.3	-1.6	-4.2	63.5	31.6	9.7	-19.1	-5.6	27.6	39.1	57.4	25.7	37.2	16.7	14.0	13.0	37.8	14.3	11.3	2.0	24.3	10.7	0.5	12.6	9.9	14.3	9.5	57.5	54.4
1977	1	23.3	-4.7	22.5	-25.1	-21.6	52.9	40.2	22.3	14.8	8.7	13.9	21.1	21.1	31.9	10.5	26.0	22.4	27.9	21.4	16.2	35.8	27.9	60.9	43.7	73.3	70.0	55.7	44.4	69.8	52.0	43.7
1977	2	44.8	46.0	45.2	28.4	-8.4	13.9	10.1	14.9	18.8	18.8	57.3	58.9	47.9	28.9	-15.2	-24.1	2.2	21.9	22.8	-16.2	52.1	53.1	-9.3	-2.6	35.5	9.4	34.3	38.6			
1977	3	18.5	-29.3	1.1	35.9	7.2	39.4	7.3	15.7	19.3	12.0	21.9	10.4	26.1	-3.7	8.3	2.8	-14.0	14.8	17.4	7.8	1.8	7.6	3.9	-13.7	-1.7	8.1	13.6	-2.6	10.4	-8.9	3.7
1977	4	2.9	6.6	3.0	9.5	5.6	17.1	8.8	15.4	18.0	16.4	-13.7	-9.8	2.2	8.6	8.1	7.9	12.5	-3.7	0.7	-22.9	-38.1	-36.1	17.2	33.1	-9.1	4.2	20.2	27.6	28.9	30.7	
1977	5	24.0	3.1	8.6	24.1	12.9	16.3	22.1	3.1	31.4	15.1	17.0	17.7	5.4	6.7	0.5	21.1	-3.9	-0.9	-33.6	38.7	14.7	14.2	16.4	9.0	28.4	14.0	12.4	18.1	6.3	-22.0	8.6
1977	6	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	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
1977	7	21.5	32.9	160.5	37.6	21.9	39.1	171.8	137.6	129.7	156.1	126.1	142.1	178.5	165.6	137.2	321.2	89.6	115.2	82.9	50.3	153.2	163.3	186.4	183.0	131.0	251.9	259.4	236.6	204.6	212.1	400.7
1977	8	26.6	256.5	262.2	163.0	150.6	177.7	183.9	151.7	334.7	317.1	179.1	187.4	196.8	176.9	261.8	48.5	44.7	272.8	225.0	384.7	578.1	363.9	263.7	274.2	308.4	291.4	289.4	235.5	245.5	188.5	289.4
1977	9	452.1	487.8	391.0	309.8	236																										



ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA  
ANEXO

Tabla A-2. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Novillo, Son

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
1995	8	36.4	3.2	29.6	17.2	19.0	20.2	-13.9	26.9	14.8	60.2	39.2	29.5	63.0	35.6	16.2	-13.2	11.9	75.2	195.6	198.9	197.5	142.8	96.7	44.6	76.9	24.0	61.2	182.0	126.2	19.4	72.9
1995	9	35.4	45.3	25.7	111.0	45.4	-6.1	46.0	24.7	16.4	7.4	28.5	126.4	26.1	85.7	78.0	345.8	36.7	25.4	170.1	61.6	25.7	23.4	85.7	71.4	35.2	36.5	47.6	27.3	39.0		
1995	10	19.9	38.3	24.0	14.4	38.9	3.8	33.5	-35.0	57.0	17.6	20.0	7.9	3.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.4	
1995	11	12.7	17.3	21.4	17.5	27.4	30.0	17.7	14.0	33.4	27.1	27.4	28.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-1.4	
1995	12	10.2	7.1	34.4	-63.9	21.7	28.2	9.5	2.9	28.9	16.9	4.0	6.0	9.0	0.0	-6.4	-2.2	23.9	-10.5	3.3	-3.4	-1.5	27.3	12.7	11.2	20.7	11.8	17.7	7.3	5.9	10.6	-3.5
1996	1	-5.2	19.9	25.6	-19.5	0.9	18.2	4.8	17.6	21.6	-12.2	-3.2	16.5	20.3	26.2	18.3	-41.2	-0.2	3.2	13.4	14.9	-11.1	15.5	6.3	-9.6	15.3	18.3	6.4	-28.4	-0.4	-7.6	
1996	2	19.1	15.4	22.2	2.1	4.6	-0.6	27.4	4.8	10.1	-11.6	8.3	6.7	13.0	14.0	8.4	6.0	4.6	11.2	-9.2	11.8	-4.6	12.4	-2.7	1.7	12.4	0.6	6.1	7.4	3.4	2.9	
1996	3	2.7	-11.9	9.0	19.5	-2.7	5.5	9.9	10.0	-0.1	10.1	13.3	-11.6	22.2	4.5	28.7	4.2	4.8	19.0	3.0	10.5	0.3	10.9	-9.7	5.9	12.0	3.8	-10.1	3.8	-3.6	13.2	
1996	4	-5.5	0.9	1.8	-0.3	-5.5	21.1	-2.5	7.0	4.1	-3.7	-3.3	7.6	4.6	1.5	2.9	-3.9	-9.1	77.6	-60.4	3.4	-1.2	11.1	-5.2	-2.1	12.9	-21.8	-9.5	6.8	7.4	3.4	
1996	5	-19.1	4.0	-5.8	4.8	-2.9	-4.2	2.5	-2.5	5.2	3.5	-3.6	-6.8	-4.2	7.7	7.5	3.1	-0.9	1.3	-4.5	24.8	16.7	-31.2	-51.9	-8.0	7.1	6.5	-7.9	21.6	4.6	-12.5	-15.1
1996	6	-6.2	9.5	-16.3	-4.2	0.9	-22.1	8.9	7.1	11.1	-6.9	-12.2	-1.7	-22.0	5.7	10.1	-5.1	-10.3	-3.6	-58.7	-17.6	-13.2	-23.3	-3.2	-7.7	-20.5	-27.3	-54.8	28.3	-5.3	-30.7	
1996	7	-14.7	8.2	4.15	-14.3	-2.7	183.3	43.4	165.8	92.4	188.2	-244.7	630.1	381.1	369.3	278.1	178.8	113.2	110.3	135.6	220.0	359.7	255.6	147.2	191.5	227.0	206.4	239.9	10.7	52.7	57.0	
1996	8	54.4	74.9	134.2	217.3	252.2	311.6	229.9	238.7	180.5	184.8	164.3	114.8	-39.7	39.1	131.8	207.0	145.5	178.5	153.5	96.7	-669.7	809.5	107.9	32.4	154.1	96.6	56.2	367.6	562.5	774.4	995.9
1996	9	85.1	454.6	411.2	420.0	269.7	331.5	241.7	268.3	277.3	274.2	383.4	349.0	298.4	288.6	593.8	832.4	577.9	264.1	377.1	126.2	107.4	77.6	143.6	-25.5	39.2	75.7	68.4	116.9	38.4	6.5	1.8
1996	10	-8.5	38.2	60.2	-23.2	9.7	-0.8	28.3	14.0	10.0	5.4	2.3	14.2	9.7	8.7	-3.0	-29.8	99.6	-4.8	39.4	37.7	3.6	22.5	9.6	8.4	17.9	-86.2	87.3	0.0	28.2	10.1	21.5
1996	11	23.5	36.4	36.7	28.4	30.0	11.6	-13.7	-17.5	-2.5	-21.7	14.6	22.8	8.6	-21.2	6.7	-81.1	33.8	-4.8	23.9	16.7	-15.9	36.6	11.7	12.6	-31.6	9.4	17.2	25.0	27.5	-11.3	-2.1
1996	12	23.1	12.8	14.2	109.6	-85.5	31.3	10.9	-12.2	-6.6	2.6	-126.3	146.0	-6.0	-14.8	6.3	33.0	9.8	-14.1	9.4	6.1	3.7	-0.9	22.1	25.0	-0.6	2.9	0.6	4.9	6.9	25.7	-2.1
1997	1	5.5	9.7	36.8	-16.1	-4.6	17.3	-5.4	-12.0	-16.1	48.9	-3.4	5.9	-14.3	1.2	3.2	5.7	2.0	15.5	24.3	207.5	-17.3	-9.4	-21.8	-5.2	8.4	22.5	5.3	47.7	28.8	-7.9	12.0
1997	2	2.9	0.8	20.2	3.2	10.6	-0.1	3.1	-2.1	4.2	12.3	1.5	29.8	2.0	6.6	0.9	14.0	34.2	7.1	1.1	0.2	9.6	23.8	3.8	5.2	-1.2	4.2	11.1	6.1	-40.9	42.2	0.3
1997	3	37.9	-15.0	3.1	22.1	32.0	-1.3	-31.1	23.2	-1.9	30.1	34.3	-15.1	-14.1	12.9	4.4	12.3	-10.0	-2.7	-1.6	-2.4	-21.8	-21.3	8.1	-21.5	-30.4	35.2	-1.1	-5.6	18.7	-33.3	
1997	4	-26.5	-11.0	-12.2	-11.2	-19.7	5.1	25.6	-8.0	-14.9	6.7	-5.4	4.8	-10.5	24.5	7.5	-0.6	-8.3	10.8	9.7	-0.5	20.1	-2.4	-9.7	-8.8	21.5	-14.6	-0.2	-13.4	0.2	-1.4	
1997	5	-6.2	8.4	10.0	15.9	-4.2	-0.9	1.2	1.5	-0.6	-1.4	0.4	9.2	5.1	27.7	18.7	-7.5	-2.3	-16.7	13.3	9.2	22.9	4.8	3.6	4.8	1.2	12.7	-7.2	7.6	14.1	24.6	
1997	6	-1.0	-3.7	17.7	-10.6	-8.0	17.9	-5.5	5.7	-134.1	-58.4	150.1	-34.3	-22.8	23.8	16.0	40.6	70.7	33.6	-25.1	283.8	-247.3	-15.6	13.1	7.3	-1.3	2.5	-5.4	-25.4	-97.90	24.1	
1997	7	-2.2	-10.1	-1.7	5.9	27.7	-19.9	-13.1	38.7	27.1	43.4	0.6	38.5	55.4	49.9	22.2	6.2	55.6	6.9	22.7	199.8	103.3	106.1	72.0	54.3	193.3	83.2	83.2	53.7	96.6	112.8	
1997	8	15.5	218.3	45.4	112.6	456.4	250.2	229.9	238.7	286.0	271.0	22.3	28.0	232.9	279.5	279.2	280.8	221.5	304.1	264.1	201.1	179.2	282.6	136.8	487.2	382.0	288.5	209.8	558.7	435.5	403.1	227.8
1997	9	56.8	225.8	116.4	102.4	61.5	131.6	144.5	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9	95.2	105.0	113.9
1997	10	131.8	126.6	153.3	-56.5	104.3	54.6	55.1	44.5	37.3	34.4	21.9	13.9	62.6	11.8	-1.7	3.6	14.5	36.8	32.4	14.5	11.7	-2.8	7.3	18.9	-1.8	14.5	-2.1	17.8	7.2	-0.1	7.1
1997	11	6.6	-18.0	14.3	7.0	8.2	-17.9	6.3	3.1	5.8	11.4	36.1	28.2	23.9	18.2	16.2	52.3	53.5	42.4	37.6	11.2	30.9	13.6	26.0	38.2	5.7	-21.4	30.7	-16.1	-15.5	7.5	
1997	12	38.2	23.7	8.4	16.0	38.7	47.7	33.0	74.1	149.9	113.3	88.0	36.9	88.2	5.8	41.7	11.8	17.5	40.5	10.9	15.2	117.8	675.2	606.1	496.9	355.2	338.2	324.4	150.6	108.0	123.7	
1998	1	99.5	129.0	89.8	139.7	127.4	136.1	119.8	111.3	90.4	79.8	57.7	60.0	40.6	38.2	36.2	20.4	40.2	13.4	1.9	8.3	45.7	6.8	14.9	27.1	68.6	10.3	-5.4	11.4	-32.2	-12.5	0.8
1998	2	17.7	186.1	40.1	94.8	95.9	213.3	189.9	201.5	215.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1
1998	3	52.9	99.2	58.7	16.5	8.6	42.9	40.4	30.8	71.6	24.6	5.9	23.9	40.3	48.8	11.6	70.9	28.3	31.7	58.7	59.1	46.5	30.1	93.0	-21.8	0.4	7.9	29.6	13.8	21.2	66.3	19.4
1998	4	-2.1	20.0	35.4	-22.9	17.6	100.1	25.1	-7.8	41.9	31.1	-13.2	-8.8	14.7	2.8	3.2	5.8	6.4	35.1	8.9	-24.4	-17.5	1.7	-4.0	10.1	31.3	-4.9	-20.1	12.6	-1.6	1.0	
1998	5	-8.8	-9.6	-4.3	28.4	-6.6	-6.8	-32.2	-2.3	-3.4	-10.6	34.4	-15.6	-21.3	-22.3	-4.1	3.3	3.8	22.0	2.9	-44.8	-13.0	-20.1	5.3	-2.5	14.5	11.6	-24.8	-13.9	-7.8	9.5	-22.6
1998	6	30.3	-0.6	-16.6	-27.1	-15.6	-28.8	-16.8	57.4	18.9	47.5	-2.6	-5.2	35.3	2.2	8.9	15.7	20.3	22.3	-30.7	29.5	24.5	-6.4	35.9	-4.1	24.8	-9.7	-1.9	-14.4	-15.1	-23.7	
1998	7	3.4	-10.2	3.0	19.5	39.2	45.5	48.5	50.5	64.8	16.6	8.3	-1.4	2.4	1.9	0.7	80.0	3.8	122.3	33.7	39.9	59.3	120.9	84.6	183.9	216.1	120.8	83.7	207.4	230.0	197.4	183.5
1998	8	29.7	186.1	101.1	94.8	95.9	213.3	189.9	201.5	215.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1	205.9	191.5	181.5	173.1
1998	9	51.6	71.5	60.9	68.4	262.8	115.4	94.8	59.6	61.3	90.3	37.2	31.8	41.1	39.9	37.2	12.0	9.9	16.6	22.7	44.5	10.7	18.8	-10.5	-15.6	53.1	9.4	11.8	24.5	9.1	3.5	
1998	10	8.4	31.4	14.2	141.4	38.7	25.7	19.1	33.0	180.2	19.1	13.1	-4.9	13.4	17.5	0.5	-11.8	26.6	0.4	-0.1	19.0	-26.2	-3.1	-5.4	-5.5	14.0	-16.5	35.7	18.3	-21.9	29.9	30.9
1998	11	11.3	-13.3	22.5	6.9	-3.7	8.7	3.1	4.2	-10.6	11.6	-66.7	26.9	2.0	-9.3	-1.5	-11.0	5.3	-18.4	-25.1	8.8	-6.9	-12.8	8.4	-29.9	-28.3	-44.2	-25.6	-3.6	9.9	31.1	
1998	12	5.4	13.7	16.0	15.0	11.0	8.2	26.9	6.9	-7.8	12.6	7.4	-5.7	26.4	1																	

**Tabla A-2. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Novillo, Son**

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	
2006	1	34.4	3.9	12.0	-1.8	4.8	4.3	-4.8	10.6	36.1	-9.3	19.6	11.7	9.5	3.2	0.6	-4.1	20.2	-2.0	10.8	3.2	-4.1	18.6	2.8	0.6	6.9	7.8	-1.1	15.4	1.9	1.9	1.6	
2006	2	23.5	4.8	6.8	73.2	-52.9	4.7	-0.5	6.4	-3.9	15.6	4.6	4.3	8.8	-12.5	0.7	0.3	-0.4	8.1	20.8	1.2	-9.2	6.7	13.3	46.5	-40.6	8.2	6.4	4.4				
2006	3	9.2	8.6	-11.4	13.0	7.5	-5.5	6.1	3.6	-1.6	-23.7	22.8	9.0	17.5	-4.0	1.6	4.0	27.6	-13.5	18.0	-60.3	12.2	37.1	9.3	2.5	11.7	16.9	-23.1	-15.6	8.2	17.0	26.8	
2006	4	10.6	8.1	9.5	-9.5	2.4	12.1	10.7	-17.8	20.6	5.1	4.0	1.7	-3.8	-32.0	26.3	-76.4	77.9	2.6	6.5	10.7	-28.1	1.5	9.0	1.5	-6.7	2.5	1.0	1.8	1.4	0.2		
2006	5	1.9	-3.8	0.7	0.6	-0.5	-0.4	0.2	-4.4	0.1	631.7	-633.1	-0.8	2.2	0.4	-6.2	3.0	-4.3	1.3	-5.1	-5.8	1.7	-1.2	-8.3	-4.9	-2.4	-5.7	0.1	1.7	1.3	-14.8	6.7	
2006	6	1.8	-2.1	-5.7	-0.1	4.5	7.5	7.1	2.1	-13.9	-3.8	0.5	1.7	1.1	-4.8	1.1	0.9	-4.6	1.7	0.7	1.4	0.5	2.1	5.2	1.0	0.3	-9.6	10.9	3.5	6.1	6.6	3.0	
2006	7	37.5	44.3	66.1	116.9	83.1	107.6	65.5	45.6	45.1	83.1	115.9	161.0	138.5	180.9	286.6	128.9	101.3	90.5	84.8	65.0	74.1	59.5	85.2	40.3	27.3	9.9	55.9	6.3	83.3	115.8	69.0	
2006	8	313.7	238.2	146.3	863.6	643.8	398.8	242.9	291.1	271.5	174.3	196.1	154.9	142.4	193.0	111.1	181.5	180.2	178.4	103.7	169.8	189.7	194.4	163.9	256.6	427.4	323.1	126.3	244.4	400.7	310.6	286.8	
2006	9	349.7	355.5	618.2	891.2	995.0	1109.6	851.0	959.8	841.1	442.2	374.5	264.2	254.4	413.3	350.4	180.2	179.8	125.3	58.6	-17.8	159.0	54.4	62.9	27.5	51.1	25.7	36.6	60.4	104.7	-27.8		
2006	10	32.1	36.4	13.1	42.3	-2.7	39.4	54.6	0.2	43.1	25.0	20.7	21.9	10.4	20.5	12.4	1.0	11.9	12.3	11.7	14.5	-5.9	15.0	39.6	-25.6	40.9	39.3	53.3	10.3	13.7			
2006	11	12.7	36.3	12.7	31.8	6.1	15.3	6.9	-1.8	15.1	8.8	11.1	4.1	17.7	3.4	12.5	2.2	14.7	1.8	6.6	2.7	-6.6	2.0	9.2	11.4	12.6	1.4	5.8	-0.4	15.3	3.0		
2006	12	-13.7	13.7	2.3	9.6	-5.5	20.5	-15.8	-5.2	21.9	28.3	-19.1	21.0	8.8	-0.6	-5.4	-9.6	4.9	30.4	-3.9	11.9	-4.8	-17.1	15.9	14.6	34.4	11.3	-16.9	31.6	16.7	19.0	-5.7	
2007	1	-3.0	56.3	25.5	-3.0	7.0	-3.0	-1.0	61.8	-3.0	-3.0	55.5	70.6	-3.0	-3.0	22.0	51.7	28.4	28.6	51.6	178.5	365.8	187.1	208.6	21.4	65.7	57.4	35.4	36.7	23.1	56.5	3.0	
2007	2	-3.0	34.1	53.7	54.5	61.5	72.3	13.4	15.1	40.2	71.8	54.8	-3.0	16.1	14.1	-3.0	5.9	60.3	15.3	24.8	98.4	1.5	-8.0	38.5	26.4	65.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0		
2007	3	-8.0	-7.2	15.0	98.9	-8.0	-8.0	1.2	2.9	-4.6	-8.0	25.2	15.4	19.6	-1.2	8.5	9.4	19.1	0.0	55.9	65.0	86.3	-8.0	13.2	6.9	-5.3	18.9	114.8	10.9	10.9	164.6	16.1	
2007	4	12.3	16.2	-8.0	-7.1	4.1	11.7	-8.0	-0.6	-8.0	22.8	0.7	-5.6	0.1	-5.8	-3.2	0.1	-8.0	-8.0	-8.0	5.1	5.1	-3.0	-3.0	5.1	3.8	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0		
2007	5	-3.0	-4.0	-4.0	-2.7	-2.4	-4.0	-4.0	4.1	-3.9	4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-20.0	-11.7	-30.0	-30.0	12.2	-40.0	-23.9	8.0	-8.4	-23.8	8.0	-1.5	-17.7	-25.0	-40.0	
2007	6	12.4	36.6	25.2	35.4	89.9	-40.0	-40.0	1.0	74.3	42.1	53.6	-40.0	-40.0	-40.0	-2.0	3.4	37.1	-14.9	22.9	22.9	-1.1	-1.2	-3.0	3.0	-3.0	8.9	28.8	45.9	3.1	10.0	79.3	56.6
2007	7	7.0	-3.0	45.4	-3.0	-3.0	103.5	103.5	-3.0	58.2	61.0	104.5	35.3	187.2	102.2	25.7	17.6	52.5	67.0	63.9	110.7	110.7	528.1	122.8	137.4	247.1	315.1	406.2	458.2	279.8	203.2	297.6	
2007	8	196.2	-3.0	302.3	883.4	1484.8	796.2	390.3	248.3	170.0	252.8	211.5	189.7	154.1	130.5	102.2	89.2	94.3	142.0	128.5	190.0	138.2	205.3	347.2	334.4	44.6	474.8	167.3	108.5	139.1	101.7	97.6	
2007	9	101.0	71.1	69.7	31.8	253.0	922.0	473.0	213.7	210.3	108.0	-21.2	127.3	129.9	165.5	98.1	104.7	217.2	99.5	81.0	103.7	157.8	81.8	79.3	144.5	62.3	12.6	39.2	39.1	86.1	149.3		
2007	10	-3.0	29.4	17.1	43.2	47.5	25.6	184.5	5.7	7.9	35.9	47.1	85.9	61.3	30.5	16.2	1.9	18.8	8.0	-2.9	-3.0	5.7	-3.0	16.4	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	
2007	11	-3.0	45.7	46.6	53.3	-3.0	-3.0	0.5	-3.0	106.7	-3.0	14.1	-3.0	15.5	10.3	15.5	49.9	21.9	-3.0	-3.0	49.4	10.0	-3.0	72.1	14.6	7.0	23.5	-3.0	6.1	7.5	49.3		
2007	12	38.8	133.6	99.9	37.9	34.9	-3.0	0.0	84.6	37.0	67.0	392.2	311.7	182.8	125.1	100.4	106.6	37.9	17.8	-8.7	-27.5	-12.6	31.4	46.3	0.0	133.5	-40.0	16.8	3.1	5.8	45.3	61.4	
2008	1	22.4	36.6	25.2	35.4	89.9	-40.0	-40.0	1.0	74.3	42.1	53.6	-40.0	-40.0	-40.0	-2.0	3.4	37.1	-14.9	22.9	22.9	-1.1	-1.2	-3.0	3.0	-3.0	8.9	28.8	45.9	3.1	10.0	79.3	56.6
2008	2	61.7	1.7	52.9	24.0	35.1	32.8	5.9	52.5	22.5	22.2	-3.0	71.6	50.1	-3.0	29.8	-3.0	100.9	13.8	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	52.5	6.8	-3.0	6.2	-3.0	2.4	53.2			
2008	3	-3.0	54.3	-3.0	-3.0	53.5	-3.0	41.3	-3.0	84.1	-3.0	24.4	15.2	6.3	-3.0	86.0	-3.0	8.3	-3.0	0.5	-3.0	11.0	0.3	-3.0	30.2	-3.0	30.2	-3.0	66.9	49.8	-3.0	-3.0	
2008	4	70.9	27.2	-3.0	7.7	12.0	-3.0	6.8	-3.0	-3.0	34.9	2.6	-4.0	-4.0	3.7	-4.0	9.6	-4.0	-4.0	18.1	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	19.5	-4.0	20.5	-4.0	82.4	5.5	-4.0		
2008	5	-4.0	-4.0	6.1	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-2.2	8.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	7.3	-4.0	2.4	8.6	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0
2008	6	0.4	-4.0	-4.0	31.5	13.5	-4.0	-4.0	68.3	-4.0	2.2	-4.0	-4.0	33.5	22.1	7.7	-4.0	-4.0	-4.0	5.8	17.7	-4.0	42.3	-4.0	4.2	51.4	16.5	-4.0	-4.0	49.5	-4.0	-4.0	
2008	7	44.9	-4.0	30.2	31.3	31.4	13.7	129.2	57.2	76.4	220.4	351.3	178.9	506.3	297.3	231.5	187.6	140.7	62.4	105.7	484.7	228.8	254.4	243.5	428.5	434.4	397.5	696.6	985.1	715.5	462.3	313.4	
2008	8	324.4	311.9	357.6	300.1	288.1	402.9	322.4	562.2	40.0	516.7	470.8	698.4	607.5	470.0	517.0	488.4	344.2	359.3	393.3	49.5	227.3	309.9	344.0	199.1	331.0	187.0	658.7	554.0	484.2	484.4	412.5	
2008	9	517.5	412.4	386.4	302.6	202.1	185.4	141.5	514.4	157.9	389.8	222.2	748.0	705.6	561.6	761.5	485.4	440.5	215.8	152.5	-12.6	105.4	123.1	64.0	57.2	69.2	46.1	46.1	34.2	74.1	5.1		
2008	10	28.8	29.3	29.3	85.3	138.7	77.8	44.2	-4.0	-4.0	27.4	102.6	123.6	-0.7	6.7	-4.0	-4.0	36.1	36.2	89.1	-4.0	45.6	33.4	-4.0	-4.0	16.8	59.6	-4.0	-4.0	-2.0	17.1	22.6	
2008	11	22.0	43.5	-3.6	23.5	28.9	8.8	12.3	1.5	55.0	19.1	6.4	5.8	-5.0	-2.7	-5.0	-2.7	-5.0	-5.0	23.7	-5.0	11.1	11.0	21.8	0.3	-5.0	4.2	7.9	8.9	-0.8	42.0		
2008	12	7.6	-4.0	13.5	-4.0	-4.0	1.7	1.7	-4.0	42.9	-4.0	14.7	-4.0	-4.0	38.2	-4.0	19.6	34.0	27.1	-4.0	-4.0	6.8	-4.0	6.7	-4.0	-4.0	6.7	-4.0	28.1	-4.0	6.7	17.4	
2009	1	6.8	17.3	17.4	38.9	-4.0	-4.0	-4.0	2.7	2.2	13.3	58.2	-4.0	-4.0	19.3	-4.0	-4.0	-1.6	-4.0	17.1	-4.0	41.3	23.0	34.5	34.5	-4.0	38.5	16.0	-3.5	25.0	71.1		
2009	2	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	29.8	41.3	76.4	-4.0	13.0	-4.0	4.4	13.8	15.0	50.5	-4.0	51.7	-4.0	35.7	3.3	3.4	25.9	0.7	-3.6	-4.0	-1.4	-4.0	4.2				
2009	3	60.7	-4.0	-4.0	12.7	10.0	-4.0	-4.0	7.2	7.3	10.6	-4.0	3.9	3.8	-4.0	-4.0	-4.0	-0.7	-4.0	-4.0	38.6	38.6	-4.0	-4.0	108.2	-4.0	-4.0	2.7	36.5	-4.0	-4.0		
2009	4	12.3	-4.0	-4.0	4.4	94.0	-4.0	-4.0	15.6	1.5	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	1.6	3.7	2.5	12.6	-1.0	25.5	25.5	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-4.0	-2.9	124.3		
2009	5	2.7	-4.0	-4.0	-4.0	32.4	3.7	-5.0	4.1	-5.0	25.9	-5.0	3.1	-5.0	-5.0	20.8	68.0	-5.0	38.2	30.3	-4.0	-5.0	-4.4	-5.0	6.9	21.7	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	
2009	6	4.1	-5.0	-4.0	-5.0	-5.0	12.5	-5.0	-5.0	13.5	-5.0</																						

**REGISTRO HISTORICO DE GASTOS MEDIOS  
DIARIOS POR CUENCA PROPIA. PRESA EL  
OVIACHIC, SON.**

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SONORA

ANEXO

Tabla A-3. Gastos medios diarios por cuenca propia. El Oviáchic, Son

Table with columns for Año, Mes, and Día (1-31). The table contains a grid of numerical data representing daily average expenses for various years and months.

Tabla A-3. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Oviáchic, Son

Table with columns for Año, Mes, Día (1-31), and 31 columns of daily data values. The table contains a dense grid of numerical data points for each day of the year from 1968 to 1978.





Tabla A-3. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Oviáchic, Son

Table with columns: Año, Mes, Día (1-31), and numerical values representing daily expenses. The table contains 31 rows for each month from 1989 to 1999, with 31 columns for each day of the month.

Tabla A-3. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Oviáchic, Son

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
1999	9	61.6	6.1	15.5	16.7	-2178.9	2224.5	27.0	18.6	32.4	15.5	48.3	18.6	10.4	27.0	58.5	81.3	75.7	22.1	22.4	34.0	16.4	14.1	25.3	15.1	46.9	25.2	22.2	14.6	9.7	-5.3	
1999	10	40.4	15.9	7.8	17.1	15.4	11.4	15.8	127.9	25.0	59.2	48.3	67.3	72.8	134.3	101.0	101.3	50.7	4.8	4.5	4.3	4.7	14.2	5.9	4.3	7.3	-0.8	7.3	-0.2	76.2	59.4	43.2
1999	11	17.4	24.3	9.5	20.4	-3.0	16.2	115.4	135.4	135.2	159.2	170.5	174.9	188.4	191.0	176.4	182.9	186.9	186.3	197.1	188.1	180.5	187.6	188.4	187.4	187.3	187.3	185.5	187.5	187.2	187.2	
1999	12	194.7	181.0	197.4	182.3	171.7	194.7	208.3	139.0	187.4	195.1	180.7	147.6	189.9	199.3	174.3	200.1	179.0	174.1	195.3	190.5	203.8	146.9	110.9	111.2	137.3	88.5	91.8	165.1	157.7	116.6	97.2.5
2000	-0.7	-105.6	-106.6	83.6	-37.8	13.4	-47.4	-19.7	-67.5	-109.2	-53.3	3.5	19.8	-12.4	-80.0	-130.3	-36.5	-54.1	-21.8	-26.2	-29.8	5.1	25.0	63.1	71.4	18.4	14.9	7.1	-11.2	-37	-19.7	
2000	-0.9	-105.6	-106.6	83.6	-37.8	13.4	-47.4	-19.7	-67.5	-109.2	-53.3	3.5	19.8	-12.4	-80.0	-130.3	-36.5	-54.1	-21.8	-26.2	-29.8	5.1	25.0	63.1	71.4	18.4	14.9	7.1	-11.2	-37	-19.7	
2000	3	46.0	29.5	25.5	-47.6	-24.2	-26.4	-2.0	0.1	43.0	25.3	6.6	-7.1	10.9	2.8	5.0	0.6	-3.8	5.1	-0.9	3.2	1.1	-26.0	-6.6	-12.0	-6.5	8.7	14.9	12.3	-2.7	-5.2	9.9
2000	4	51.8	64.0	66.7	63.6	67.8	23.9	35.1	17.8	13.9	4.5	31.4	16.9	13.7	8.7	-11.2	10.3	18.2	1.2	-6.2	17.5	9.6	15.2	2.0	10.7	-2.2	9.4	15.5	18.8	-9.1	4.7	5.9
2000	5	2.1	3.9	-2.4	-3.7	-3.1	-3.4	-2.7	6.1	-3.3	4.6	2.2	2.6	-4.8	5.9	-2.2	-1.6	-0.8	4.9	5.9	-0.2	-0.7	-0.7	-1.3	5.5	-1.6	-2.6	0.1	5.4	14.1	-10.8	-35.1
2000	6	5.6	-24.4	4.6	6.3	6.3	6.2	5.8	-1.7	5.5	6.0	19.4	1.8	5.5	-9.7	-2.8	1.9	-6.7	1.6	7.2	3.4	3.2	3.3	-17.6	27.2	10.5	15.7	7.1	27.0	15.4	-16.6	-16.6
2000	7	8.7	11.0	-0.3	3.9	7.4	68.2	31.9	22.9	-1.1	12.3	7.1	4.0	6.0	5.4	3.5	-32.3	-100.2	-32.3	-66.3	-40.7	-51.4	18.8	3.9	-30.6	99.3	62.4	-57.0	53.9	37.1	63.0	-86.4
2000	8	-83.9	-91.1	-25.6	-15.9	-41.2	3.3	-50.7	-53.9	-43.5	15.5	24.4	14.2	-71.2	23.7	19.5	-39.7	11.1	-10.7	-68.7	-13.8	-12.5	-11.4	-10.0	-39.4	-65.1	32.2	-35.5	14.1	-104.3	-19.6	-24.0
2000	9	-31.2	-64.5	107.3	257.4	-65.1	-25.9	-43.0	-39.3	-3.2	48.4	31.7	74.1	-75.3	-97.4	-50.1	-19.2	32.6	59.4	-10.8	-79.0	-56.6	-63.8	-43.7	55.4	109.4	-75.4	-30.5	-15.5	81.9	-39.7	-40.7
2000	10	-59.6	55.9	128.9	121.0	-96.4	15.7	56.6	132.8	110.8	83.5	32.6	31.6	2.6	-24.9	6.3	16.1	6.1	-74.9	108.1	196.9	28.2	107.1	266.4	115.4	53.2	33.3	24.5	44.6	51.1	21.8	13.5
2000	11	15.1	-1.8	-67.6	-79.1	-4.1	32.8	859.7	4.0	25.3	3.8	17.1	33.1	30.4	29.4	16.0	-4.0	-15.7	-2.1	33.5	42.0	35.0	2.8	-4.5	28.4	16.4	-8.8	-35.2	3.3	11.7	14.7	13.5
2000	12	-1.2	-21.4	-15.1	-31.8	-58.2	-66.9	-42.9	38.1	37.4	8.6	-59.8	-104.3	-26.9	-75.8	-34.8	-39.4	-35.6	-96.7	-30.8	-46.6	-25.6	-31.5	20.3	-29.9	-58.2	-22.4	37.5	-23.1	-14.7	-9.0	3.0
2001	1	-0.4	-2.2	-1.75	43.8	-23.9	46.2	-8.4	-33.7	-13.6	32.7	20.9	1.2	26.9	-52.2	-69.4	-80.3	-33.4	10.1	19.9	1.7	-9.0	-14.1	-16.3	-60.9	-54.5	20.6	40.8	38.8	-1.7	-4.1	-23.8
2001	2	-82.1	-125.8	-66.8	-85.4	-99.5	-99.0	-93.5	-78.4	-55.6	-33.8	-54.2	-96.1	-73.8	-86.6	-86.6	-103.0	-90.3	-65.1	-90.5	-71.9	-52.4	-58.3	-30.6	56.5	39.0	-47.3	-96.5	-85.2	-52.1	-13.7	-13.7
2001	3	-23.2	49.4	43.1	22.4	16.7	-17.8	-123.4	-119.5	-21.5	-16.9	-55.1	-54.6	-24.1	-81.1	-76.5	-44.7	-2.9	1.5	-30.7	17.0	-20.9	9.8	-34.7	528.3	-37.8	-6.4	26.0	59.1	-12.7	13.7	-13.7
2001	4	39.4	16.4	52.2	56.1	55.3	34.4	40.8	18.4	87.8	98.6	87.3	122.5	66.5	44.1	38.6	42.5	24.9	75.8	54.5	9.1	39.5	16.1	7.8	7.8	2.8	3.8	-0.1	1.1	2.5	6.8	12.4
2001	5	12.3	-3.3	-6.9	2.9	4.7	-1.7	-6.1	-0.1	0.8	7.6	-1.4	8.7	-39.9	1.0	10.0	14.1	-3.5	12.0	-12.7	3.8	5.5	-1.7	-1.5	2.9	3.8	-2.3	7.2	8.8	7.7	-1.2	0.9
2001	6	1.4	-6.3	-6.3	1.1	2.1	1.7	9.7	8.2	-14.5	-22.4	-8.8	0.8	7.1	0.4	-6.1	1.2	9.1	-3.5	-82.0	-48.1	7.0	-8.1	-142.2	-68.0	29.7	38.6	31.1	-13.0	8.1	-59.2	-40.7
2001	7	-80.3	-90.2	84.1	57.5	-51.2	7.0	-44.9	-15.3	-25.5	-79.4	-169.1	-166.6	83.6	60.6	38.3	32.4	65.7	26.6	-38.0	-13.8	62.4	5.9	37.1	-27.1	51.8	17.0	-118.6	11.6	-49.8	-112.0	4.2
2001	8	39.5	-29.0	64.2	57.4	-115.3	-144.6	76.4	23.1	75.0	-11.4	-45.3	-109.7	-185.9	-129.3	-15.5	-20.5	2.4	-156.5	-124.3	-143.2	-107.0	-69.6	-65.3	-113.9	89.4	173.9	-123.0	13.9	66.8	57.4	6.7
2001	9	64.8	-11.9	-89.5	-82.2	-25.8	-78.9	-35.9	22.2	10.9	-112.8	-113.1	-4.3	-46.6	-93.8	13.1	23.8	19.3	-46.9	-17.6	-24.6	-103.9	17.5	61.9	-161.1	-25.4	-73.9	17.6	28.5	42.5	462.5	5.4
2001	10	109.5	209.7	26.8	36.3	12.4	2.8	15.4	42.2	-44.0	-25.2	-90.8	0.6	-106.8	-53.2	28.3	-45.8	-96.8	-38.3	-139.3	-69.0	-63.1	-63.9	-56.2	-5.1	58.2	-38.9	-6.6	-20.8	-26.8	-75.4	7.4
2001	11	-75.2	-77.9	-88.7	-93.2	-90.6	-60.2	12.8	-58.4	20.5	4.5	-31.0	-82.9	-104.6	-37.2	-4.0	-7.6	-69.4	-57.2	-77.0	-54.3	-84.2	-45.8	19.7	10.0	2.1	-21.6	-59.7	-67.1	-48.9	-33.1	-1.8
2001	12	-46.8	-16.0	-43.6	-3.8	-65.8	-43.4	-73.7	-41.8	-60.4	-45.2	-68.4	-69.7	-45.2	-76.6	-77.7	-120.3	-21.0	24.0	-21.3	-48.6	71.5	23.6	-34.8	-12.8	-1.3	-37.3	-135.0	-3.0	17.8	-34.0	21.0
2002	1	-56.5	-69.6	-63.0	-68.2	-59.2	-37.3	-83.6	-29.4	-2.4	-26.8	-142.0	-109.3	-83.1	-135.0	-62.0	-25.1	-25.8	-55.4	11.7	-6.7	-2.9	-15.2	22.8	-27.7	87.3	-86.6	-64.4	-64.8	-42.1	-40.5	-52.1
2002	2	31.3	-33.3	-42.0	-59.6	-57.7	-74.8	-62.6	-55.8	-69.5	-34.0	-105.9	-41.6	-29.2	-10.0	45.8	-89.8	-81.9	-82.8	-98.5	-60.9	-7.1	36.7	29.8	-22.7	-31.9	-93.4	-56.4	-106.5	-16.6	-16.6	-16.6
2002	3	-49.4	-65.1	-58.8	-66.6	-101.0	-108.2	-93.2	-29.2	-34.0	-56.4	-90.9	-68.9	22.4	-5.1	-45.6	-3.2	-38.1	-141.6	-30.0	-43.4	-38.9	-77.3	-29.8	71.9	-47.4	-9.9	-28.1	-86.6	-66.9	-74.5	-83.1
2002	4	-85.7	-74.1	-51.8	-16.6	-14.3	-14.8	-14.5	-27.3	-50.1	-16.9	-31.2	-30.4	18.4	-39.3	-29.8	-26.7	17.5	-25.5	3.6	-33.9	-45.6	-19.7	-5.9	-24.4	-24.2	-57.7	-11.7	34.0	-38.7	-40.7	-40.7
2002	5	-12.8	6.4	8.0	14.2	-0.1	9.4	-13.5	15.7	16.4	-5.1	-6.5	-11.2	10.2	3.0	3.4	4.0	7.2	4.5	29.8	0.7	-1.9	-13.3	-15.1	-48.9	-13.4	-2.6	4.6	2.1	2.2	2.0	-1.5
2002	6	17.2	16.9	14.8	14.4	15.3	15.3	16.1	9.4	9.2	16.6	7.5	7.7	7.6	10.7	7.3	14.8	14.2	15.8	10.7	22.1	17.1	14.4	-46.8	20.1	24.1	28.9	36.4	36.3	44.8	36.9	2.5
2002	7	40.7	24.0	5.0	12.2	29.3	10.1	-20.6	-10.3	-54.3	-54.2	-56.8	-0.7	-46.9	-58.8	-53.3	-66.8	-62.6	-28.6	-82.1	109.3	34.9	20.5	27.1	-32.5	10.8	20.4	-7.0	-31.0	-38.2	-6.2	-25.5
2002	8	-73.2	-59.2	-61.9	-81.8	-71.2	-67.3	-76.0	-91.3	-89.6	-93.4	-95.3	-95.8	-87.4	-55.2	-100.4	-85.0	-15.9	32.7	-36.7	-59.9	-63.7	-72.5	-31.8	-78.9	-87.9	-102.3	-35.5	-34.4	-63.1	-28.1	-55.8
2002	9	-78.4	-24.6	-107.7	-133.8	-106.2	47.4	65.3	44.4	28.1	36.3	18.2	15.9	8.4	13.7	9.9	22.4	-2.5	7.5	3.8	-2.7	7.4	-2.7	6.6	-2.0	-9.9	6.1	3.6	1.6	6.2	19.5	19.5
2002	10	3.8	5.0	-0.2	-4.2	-0.3	0.0	-25.9	-133.8	-140.1	-111.3	-92.8	-148.9	-129.7	-130.0	-126.6	-11.3	2.2	44.2	30.0	21.0	2.8	-9.7	-94.5	-79.0	-76.4	0.5	26.9	33.2	-49.3	-55.2	-18.7
2002	11	-9.1	14.8	-15.8	-5.7	-27.1	-62.0	-126.2	-70.7	-93.2	-49.2	23.3	-23.7	-46.7	-48.3	-32.7	8.1	53.6	-44.9	-122.9	156.4	-96.5	-56.3	-46.9	-35.8	-40.9	-36.8	-46.9	-35.8	-18.4	-18.4	-18.4
2002	12	-27.0	-21.1	-32.8	-28.2	-28.2	-27.4	-28.1	-22.5	20.5	17.4	-19.4	36.6	-17.2	-49.7	-27.2	-30.6	-														

Tabla A-3. (Continuación) Gastos medios diarios por cuenca propia. El Oviáchic, Son

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
2009	4	-24.6	21.4	-13.7	8.0	-20.8	24.3	-15.3	-16.1	8.8	-17.6	22.5	-3.7	-2.4	-7.7	-1.4	-2.6	10.0	-29.5	-3.6	0.0	0.0	12.0	0.0	-32.9	-24.5	3.9	42.3	-32.6	30.6	-56.6	
2009	5	14.8	17.1	2.1	7.8	-0.3	-10.3	-22.1	54.6	-65.6	8.0	-78.1	12.7	-12.1	-12.3	0.1	-30.2	-80.4	73.7	-29.5	-6.8	12.1	12.7	-35.5	-48.5	-0.3	-26.6	18.1	-55.0	-42.6	-51.5	40.2
2009	6	55.9	-64.1	-34.2	3.7	29.8	-32.7	-50.3	3.7	-30.2	-12.7	-5.7	-33.7	-23.5	-15.3	0.0	-34.0	-25.9	-5.8	27.2	10.0	-7.5	0.0	-25.2	-25.1	-15.1	3.9	4.0	4.0	43.2	-25.9	
2009	7	3.0	-23.1	20.0	-41.2	7.6	-6.4	4.7	-35.3	-23.5	14.3	-54.6	6.5	-20.6	-39.5	11.0	40.4	17.2	-0.5	-17.0	-34.6	-2.3	-14.8	6.0	1.2	-1.1	-37.8	-14.6	-38.5	-18.8	-38.2	58.6
2009	8	6.6	58.1	-17.9	-58.1	-7.1	-32.6	-5.3	-5.7	4.0	-28.9	37.9	15.4	-10.5	6.8	-26.3	6.8	18.3	-27.2	-18.2	-53.2	24.3	-44.8	-40.8	26.1	3.0	-3.6	-25.7	-11.6	-11.7	-44.5	5.2
2009	9	3.7	-45.8	93.4	-25.7	-0.1	-16.3	0.5	-2.5	14.7	-41.9	-29.0	-23.3	-22.6	26.1	-53.4	-4.1	26.7	-84.7	46.4	-2.9	-30.8	-5.5	-29.5	-37.2	-2.7	-20.8	-17.3	27.9	-32.3	5.8	
2009	10	-57.4	29.4	40.1	100.4	174.5	43.7	-45.8	-45.8	-64.6	32.3	27.8	233.3	176.0	132.6	108.5	-86.1	-42.2	20.5	-5.9	21.8	70.4	0.0	3.5	0.0	4.0	0.0	-25.9	-54.5	-32.9	-39.4	-19.3
2009	11	-11.3	-19.7	-17.5	-30.9	-17.4	30.2	-2.2	-1.8	-24.4	31.7	-2.1	12.3	-8.1	-3.4	54.9	23.9	6.0	-10.7	-4.7	-1.9	28.8	0.2	12.7	27.2	26.5	7.7	27.7	-0.4	23.8	19.4	
2009	12	-25.7	33.7	15.1	-0.7	-8.9	-19.0	2.8	-39.1	35.4	-8.8	26.3	20.9	-19.8	-9.5	-36.2	-19.4	42.0	20.6	21.5	6.5	0.4	-1.1	-17.5	-27.1	-4.6	21.2	3.5	3.3	7.8	-18.6	-2.2
2010	1	-18.0	-2.4	27.2	4.0	-24.3	-10.7	-8.2	-55.3	17.5	56.9	18.1	1.1	-17.6	21.5	40.4	3.0	-31.6	0.0	-24.8	5.3	-20.5	145.0	28.3	16.2	54.9	-18.3	-20.3	10.9	22.9	13.3	0.2
2010	2	-6.5	0.59	39.32	-5	45.57	11.44	-125.2	30.48	-37.23	1.92	2.62	-3.54	4.66	-15.3	16.32	-40.82	1.9	-24.82	13.9	-3.06	18.6	-10.62	25	9.34	-6.02	11.54	-12.72	20.5			
2010	3	5.04	4.94	-147.6	44.53	4.06	-17.01	73.79	-19.66	-17.5	28.52	9.68	28.92	9.67	-5.58	-0.48	22.99	-2.79	4.89	21.22	52.19	30.73	-15.01	-11.1	20.88	4.69	-20.6	45.01	39.41	27.12	-3.99	-5.85
2010	4	-18.91	71.89	90.16	-63.2	27.53	-11.97	-3.83	-27.75	-9.89	14.36	-24.19	7.11	7.77	-48.83	-2.48	17.57	-17.24	13.38	11.13	1.72	-21.91	0.99	-25.07	-10.69	-28.17	26.19	29.23	-10.65	-36.6	-35.58	
2010	5	10.41	-3.13	-11.54	-7.06	-12.57	-39.68	-28.64	29.04	12.49	-20.29	4.31	-41.65	-30.54	-13.6	-13.7	12.63	-6.79	-22.52	-45.3	-8.8	-14.2	-14	-13.1	8.45	-47.4	2.35	-47.3	-14.4	-14.1	-13.6	7.52
2010	6	10.7	-65.65	-16.6	29.55	-21.69	-20.39	-7.5	7.75	-25.85	-9.1	-11	-43.9	-11.1	-10.7	-43.2	23.61	25.35	-41.5	-20.36	-10.3	-10.6	-43.3	-20.55	-22.25	10.95	-8.79	-23.18	-52.46	6.82	-20.98	
2010	7	-36.97	-23.52	-10.46	-30.02	16.9	-61.1	-16.5	-16.39	-48.15	-32.73	-33.03	-16.47	-3.85	1.49	-31.53	-33.13	0.29	-59.93	-62.83	85.72	-26.39	-7.99	22.25	-22.69	-41.21	33.27	44.28	-0.75	-5.15	64.42	-19.3
2010	8	-91.06	31.61	45.33	-69.86	-22.33	-54.4	26.44	-9	1.32	3.72	-22.48	27.74	29.88	9.88	27.22	76.57	5.49	-21.12	102.2	41.68	-15.02	-15.79	53.71	-28.18	17.24	-9.42	70.83	-16.38	25.52	-15.74	17.23
2010	9	4.62	-4.1	0.06	27.47	-49.8	-5.76	1.1	-34.12	-31.02	5.4	9	-14.36	-18.36	21.06	-69.38	29.02	91.31	-45.86	-8.89	-7.8	27.12	-11.9	-78.16	277.29	55.45	70.74	3.7	-33.96	-30.27	35.57	
2010	10	-36.29	48.78	-39.29	-1.7	53.88	-39.63	-75.32	16.39	-23.7	-26.55	-14.91	-20.31	-42.41	-12.23	-13.23	-30.7	4.73	-20.34	-14.08	-29.28	-19.84	-36.29	-52.66	45.32	-8.62	-35.58	-14.83	-31.12	7.55	-45.11	12.03
2010	11	-19.24	-6.3	-26.9	11.79	21.35	-51.97	13.86	-17.09	-3.56	64.92	-14.17	54.57	-8.02	11.96	12.13	2.8	23.99	47.71	21.55	58.57	-10.3	48.54	92.06	-41.16	-26.02	26.86	69.35	52.95	68.86	37.5	
2010	12	-22.28	16.22	-31.41	-28.58	23.19	37.69	20.62	-11.05	28.87	-2.13	-17.06	5.86	5.2	-6.32	5	-15.13	13.68	40.76	-2.2	-20.69	-24.54	-13.42	-0.84	12.71	7.71	-11.31	0	0	-54.3	3.82	0.36

## BIBLIOGRAFÍA

1. José A. Maza Álvarez, Víctor Franco, "Obras de protección para el control de inundaciones" Capítulo 15 del manual de ingeniería de ríos,
2. "Manual de diseño de obras civiles, CFE". Sección Hidrotecnia, Tema Hidrología, Capítulo A.1.6.I. Análisis Estadístico, Instituto de Ingeniería, Unam.
3. M. L. Arganis J., R. Domínguez M. y E. Carrizosa E., "Actualización de las avenidas de diseño de las presas del río Grijalva, Mex.", Congreso Latinoamericano de hidráulica punta del este Uruguay, noviembre 2010.
4. R. Domínguez M., M. L. Arganis J., A.A. Hernández R., "Validación de un método para estimar caudales de diseño para vertedores de presas con gran capacidad de regulación", Congreso Latinoamericano de hidráulica punta del este Uruguay, noviembre 2010.
5. Vázquez Ma. Teresa, Jiménez Martín, Domínguez Ramón, Fuentes Oscar, 1996, Cuaderno de Investigación, N° 28, "Avenidas de Diseño para Presas de Gran Capacidad", CENAPRED, México.
6. Vázquez Conde, Ma. Teresa, 1995, "Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación", CENAPRED, México.
7. Pereira R., Carola E., "Avenidas de diseño y tránsito de avenidas en la cuenca del río Grijalva", Tesis de maestría, México, 1996.
8. <http://www.atl.org.mx/atlas-vulnerabilidad-hidrica-cc/> sep 2011
9. Chow, Ven Te, 1994, "Hidrología aplicada", Edit. McGraw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.
10. González, F., 1970, "Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río", Instituto de Ingeniería, UNAM, Pub. 227, México.
11. Rossi, F., Florentino, M. y Versace, P., 1984, "Two-Component Extreme Value Distribution for Flood Frequency Analysis", Water Resources Research, 20 (7), pp. 847-856.
12. Escalante Sandoval, C. y Lilia Reyes C, 2005, "Técnicas estadísticas en hidrología", 2ª. ed, Facultad de Ingeniería, UNAM, México
13. Aparicio, M. J., 2008, "Fundamentos de Hidrología de superficie", Limusa, México.
14. Larson, Harold J., 1995, "Introducción a la teoría de la probabilidad e inferencia estadística", Limusa, México.
15. [http://catarina.udlap.mx/u\\_dl\\_a/tales/documentos/lic/solis\\_m\\_j/capitulo4.pdf](http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/solis_m_j/capitulo4.pdf)
16. Secretaria de recursos hidráulicos, 1969, "Región hidrológica No. 9, Sonora sur", Boletín hidrológico No. 40
17. COMISION NACIONAL DEL AGUA, SEMARNAP. "PRESAS DE MEXICO, VOL 1
18. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. "PRESAS DE ALMACENAMIENTO EN MEXICO (CONSTRIDAS DESDE 1926 A 1958)" 1958 2DA EDICION
19. <http://www.imta.gob.mx>
20. Domínguez M., R., Fuentes M., O. A. y Franco, V. "Avenidas de Diseño", capítulo A.1.10 del Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE. México, 1981.