



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

“ESTUDIO PARA MEJORAR EL FUNCIONAMIENTO
HIDRÁULICO DE LA LAGUNA *LA GASERA*, EDO. DE MÉXICO”.

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ALEJANDRO RUIZ CRUZ

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Amado Abel Jiménez Castañeda



Ciudad Universitaria, México D.F., 2011.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/093/10

Señor
ALEJANDRO RUIZ CRUZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO PARA MEJORAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA LA GASERA EDO. DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO
- II. HIDROGRAMAS QUE INGRESAN A LA LAGUNA LA GASERA
- III. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA LA GASERA
- IV. ADECUACIONES DE LA LAGUNA LA GASERA Y SUS ESTRUCTURAS
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA
- APÉNDICE A. CÁLCULO DE PERFILES HIDRÁULICOS EN RÍOS
- APÉNDICE B. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE ALMACENAMIENTO

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 30 de Agosto del 2010.
EL PRESIDENTE

ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH*gar.

Vo. Bo.
Abel Jiménez C.

Abel Jiménez Castañeda
V.B. *[Firma]*

[Firma]
V.B. Adriana Acfaggi
24-03-2011

V= B= *[Firma]*
G. Moreno Peccn.
24 de Marzo del 2011

[Firma]

DEDICATORIAS

A MIS PADRES

POR EL APOYO Y LOS CONSEJOS REGALADOS, LAS PREOCUPACIONES Y LAS TRISTES DESPEDIDAS; QUE ME OTORGARON LAS HERRAMIENTAS NECESARIAS PARA NO DESISTIR Y CONTINUAR ESTUDIANDO.

¡MUCHAS GRACIAS!

A MIS HERMANOS

MI HERMANO SILVINO, MUCHAS GRACIAS POR EL APOYO QUE ME BRINDASTE Y POR LA CONFIANZA QUE DEPOSITASTE EN MI, TUS PALABRAS HAN SIGNIFICADO MUCHO PARA MI. A MI HERMANA MARGARITA QUE SIEMPRE HA ESTADO PRESENTE, A MI HERMANO ANTONIO QUE CON SU AUSENCIA ME ENSEÑO LO INTERESANTE DE LA VIDA.

¡MUCHAS GRACIAS HERMANOS!

A MIS PROFESORES

A MI TUTOR EL DR. ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA POR EL APOYO BRINDADO Y POR HABERME PERMITIDO TERMINAR. MUCHAS GRACIAS PROFESOR.

A LOS PROFESORES QUE HICIERON OBSERVACIONES Y CORRECCIONES A ESTE TRABAJO.

Y MUCHAS GRACIAS A TODOS AQUELLOS PROFESORES CON LOS QUE TOME CLASE, QUE COMPARTIERON UN POCO DE SU GRAN CONOCIMIENTO, PERMITIENDO QUE PUDIERA CULMINAR MI LICENCIATURA.

A MIS AMIGOS

DE NO SER POR ELLOS, NO HUBIERA CONOCIDO LAS MUCHAS ANÉCDOTAS Y EXPERIENCIAS QUE PASAMOS EN EL TRANCURSO DE LA LICENCIATURA, ENRIQUECIÉNDOLA. GRACIAS POR HABERME REGALADO UNOS INSTANTES DE SU VIDA.

A MI UNIVERSIDAD

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Y EN ESPECIAL A LA FACULTAD DE INGENIERÍA Y AL INSTITUTO DE INGENIERÍA, PORQUE ME BRINDARON UN LUGAR DENTRO DE SUS INSTALACIONES Y POR LA OPORTUNIDAD DE SER PARTE DE LA COMUNIDAD UNIVERSITARIA.

¡MUCHAS GRACIAS!

ALEJANDRO RUIZ CRUZ

RESUMEN

Se presenta el estudio del funcionamiento hidráulico de la laguna *La Gasera*. Primero se describe la configuración general del sistema hidráulico de *La Gasera*, que va desde las condiciones de los cauces aguas arriba de las derivadoras San Francisco y San Rafael, hasta la estructura de descarga de *La Gasera*. Para lograr que ingrese el agua a la laguna se propone modificar las alcantarillas que se tienen en el río San Francisco.

Se describe el funcionamiento hidráulico de la laguna para diferentes escenarios: El primero de ellos consiste en revisar el funcionamiento de la laguna en las condiciones actuales, que se distinguen porque la laguna es el único almacenamiento disponible para regular las avenidas que provienen de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael; el segundo escenario se basa en considerar que, además de la laguna *La Gasera*, se dispone de cuatro presas que contribuyen a regular las avenidas con mayor caudal; en el tercer escenario se estudia el funcionamiento hidráulico del sistema, con la suposición de que se dispone de siete almacenamientos de regulación en las cuencas de aporte a la laguna. Se emplean avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años.

Al final se incluye la modelación del funcionamiento hidráulico de la laguna con adecuaciones en cuanto a las alturas de los bordos perimetrales que la confinan, los niveles de las crestas de los vertedores de las derivadoras, la estructura de vaciado de la laguna, y una propuesta de dragado para aumentar la capacidad de almacenamiento de la laguna, en el caso de que no se construya ninguna presa.



INTRODUCCIÓN

I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO

- I.I Configuración general de la laguna *La Gasera*.
 - I.I.I Estructura de descarga de la laguna *La Gasera*.
 - I.I.II Capacidad de almacenamiento de la laguna.
 - I.I.III Derivadora San Rafael.
 - I.I.IV Derivadora San Francisco.

II. HIDROGRAMAS QUE INGRESAN A LAGUNA LA GASERA

- II.I Hidrogramas del río San Francisco.
 - II.I.I Condiciones actuales del tramo final del río San Francisco.
- II.II Hidrogramas del río San Rafael.
 - II.II.I Capacidad de conducción del río San Rafael.
- II.III Hidrogramas de entrada a la laguna *La Gasera*.

III. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA LA GASERA.

- III.I Sin presas Construidas.
- III.II Con algunas presas Construidas.
- III.III Con todas las presas Construidas.

IV. ADECUACIONES DE LA LAGUNA LA GASERA Y SUS ESTRUCTURAS

- IV.I Definiciones de niveles del sistema hidráulico
 - IV.I.I Bordos.
 - IV.I.II Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME), en los cauces.
 - IV.I.III Cresta de los vertedores de las derivadoras.
 - IV.I.IV Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME), en la laguna.
- IV.II Estructura de descarga de la laguna.
- IV.III Definición de la curva Elevaciones-Áreas (E-A), de la laguna.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFÍA

APÉNDICE A. CÁLCULO DE PERFILES HIDRÁULICOS EN RÍOS

APÉNDICE B. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE ALMACENAMIENTO



INTRODUCCIÓN

El Valle de México se distingue por ser una meseta rodeada de montañas. El constante aumento de la población ha dado lugar al crecimiento de la zona metropolitana, a tal grado que los nuevos asentamientos humanos han ocupado más allá de las faldas de las montañas que rodean el Valle, con la consecuente deforestación de enormes superficies, modificando el uso del suelo en esas zonas y con esto también el coeficiente de escurrimiento, que se emplea en estudios hidrológicos para calcular el volumen de escurrimiento directo. Así, durante la ocurrencia de casi cualquier lluvia, el escurrimiento directo llega rápidamente a las zonas que se localizan en las partes bajas de las montañas, provocando que los sistemas de drenaje sean insuficientes, ocasionando constantes inundaciones en todas esas zonas. Para resolver estos problemas se han diseñado varios conjuntos de presas, cuyo objetivo principal es el de regular las avenidas producidas por las lluvias que se presentan en la periferia de la ciudad. En particular, en la zona oriente del Valle de México se tienen dos cuencas que son drenadas por los ríos San Francisco y San Rafael, como se muestra en la figura 1, los cuales confluyen para formar el río de La Compañía que se ubica prácticamente en la planicie del valle de México. En la actualidad, este cauce presenta constantes problemas de desbordamiento, ocasionando serios daños materiales a las colonias que se encuentran a las orillas.

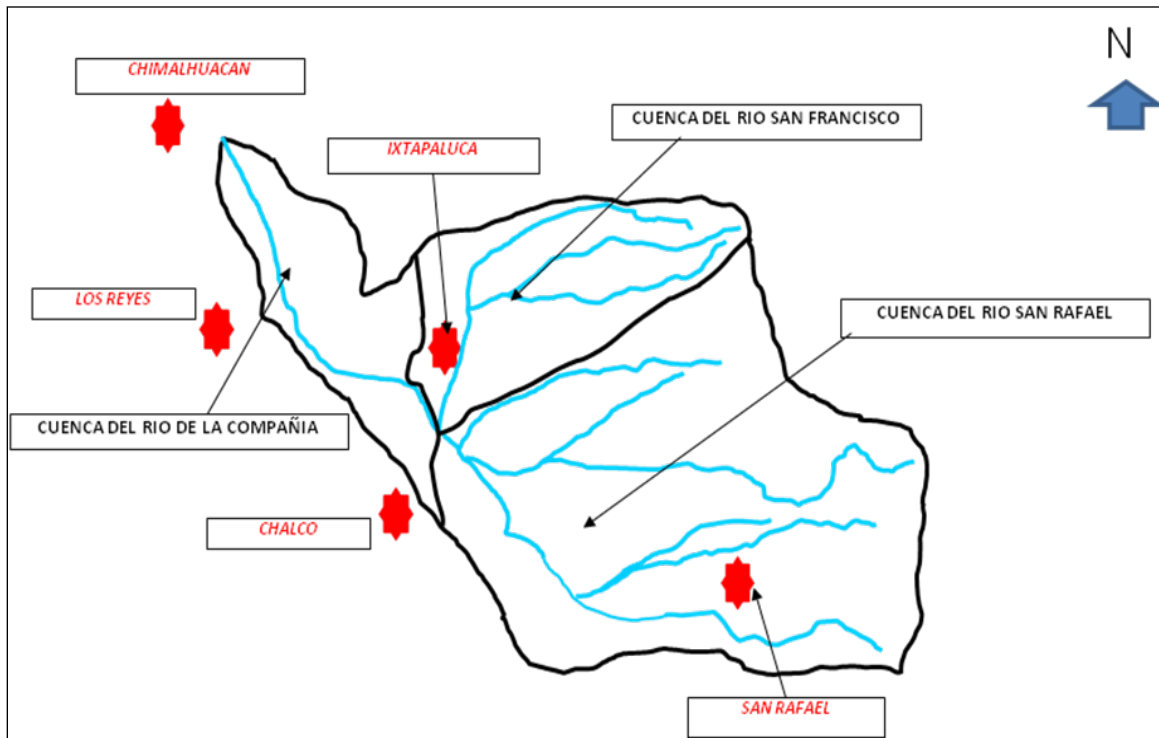


Figura 1 Cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael.

Se sabe que el río de *La Compañía* no tiene la capacidad requerida para drenar las avenidas que provienen de las cuencas del río San Rafael y San Francisco, además del gasto que se bombea del drenaje de las colonias vecinas. Los desbordamientos del río de *La Compañía* se deben a dos causas principales: una de ellas es el aumento del coeficiente de escurrimiento en las cuencas de aporte, el otro tiene que ver con los problemas de hundimiento del Valle de México.

Este cauce tenía una capacidad de conducción con pendiente de thalweg adecuada para su drenado, sin embargo, como el suelo del Valle de México se ha estado consolidando, la pendiente de thalweg se ha reducido notablemente en algunos tramos. Los primeros trabajos que se hicieron para resolver el problema del desbordamiento del río de *La Compañía* consistieron en el diseño y construcción de bordos longitudinales,

pero estos no han sido suficientes; por ello, se han realizado estudios de factibilidad para resolver los problemas que presenta el canal de *La Compañía*.

Los estudios realizados indican que la mejor alternativa de regulación y de conducción está integrada por la construcción de las obras siguientes: un conjunto de siete presas pequeñas para control de las avenidas de las cuencas altas del río de *La Compañía*; una laguna de regulación denominada como *La Gasera*, que se ubica en la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael, ver figura 2, un túnel que tendrá mayor capacidad de conducción en comparación con el canal a cielo abierto del río de *La Compañía*, con esto se evita el constante mantenimiento de los bordos del mismo canal y otras obras complementarias como colectores sanitarios a lo largo del río. De estas obras, la laguna está en funcionamiento, y el túnel ya está terminado. Con respecto a las presas, se dispone de los proyectos ejecutivos de cada una ellas.



Figura 2 Confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael.



En este trabajo se revisa el funcionamiento hidráulico de la laguna de regulación *La Gasera*. La laguna es un almacenamiento artificial construido con el fin de contribuir a la regulación de las avenidas que bajan de las cuencas altas del río de *La Compañía*, de tal manera que funcione en forma integral con los siete vasos de almacenamiento que se tienen proyectados para ser construidos en las partes altas de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael.

En el capítulo 1 se describen las estructuras hidráulicas que están integradas a la laguna *La Gasera*.

En el capítulo 2 se describen los hidrogramas que entran a la laguna *La Gasera*, provenientes de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael.

En el capítulo 3 se modela el funcionamiento hidráulico de la laguna *La Gasera*; se estudian las condiciones para diferentes periodos de retorno; teniendo limitaciones en cuanto al caudal máximo que es capaz de conducir el río de *La Compañía*.

En el capítulo 4 se modela el funcionamiento hidráulico de la laguna con adecuaciones del sistema hidráulico.

En el capítulo 5 se indican las conclusiones y recomendaciones para mejorar el funcionamiento hidráulico de la laguna, y con ello evitar los problemas de desbordamiento del río de *La Compañía*.

En el apéndice A, se describe el método para el cálculo de perfiles en cauces, y en el apéndice B, se describe el método para el cálculo del tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento.

I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO

I.1 Configuración general de la laguna La Gasera

La laguna *La Gasera* es un almacenamiento artificial construido para contribuir a la regulación de las avenidas que bajan de las cuencas altas del río de *La Compañía*, de tal manera que funcione en forma integral con los siete vasos de almacenamiento que se tienen proyectados para ser construidos en las partes medias altas de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael. Estos cauces también forman parte de las fronteras que delimitan a la laguna, en la zona donde confluyen ambos ríos, como se indica en la figura 1.1.



Figura 1. 1 Configuración general de la laguna La Gasera.



El diseño original de la laguna se hizo para regular un tren de avenidas con caudal máximo asociado a un periodo de retorno, T_r , de 50 años; en el diseño se consideró que se tenían construidas todas las presas; sin embargo, no se ha construido ninguna, por tal motivo se decidió revisar su funcionamiento hidráulico, y en caso de ser necesario proponer alternativas para lograr un funcionamiento adecuado; esto mientras no estén disponibles al menos algunas de las siete presas reguladoras.

Para que la laguna funcione como vaso de regulación durante el paso de las avenidas, se construyó una estructura derivadora en el río San Francisco, otra en el río San Rafael y una estructura que descarga el volumen almacenado en la laguna. El sistema hidráulico de la laguna está constituido por:

- Bordos perimetrales con cota variable, debido a que se han estado deteriorando.
- Dos estructuras derivadoras, que permiten el ingreso del agua a la laguna.
- Una estructura de descarga de la laguna, para vaciar el volumen almacenado al río de *La Compañía*.

1.1.1 Estructura de descarga de la laguna *La Gasera*.

La laguna tiene una estructura de descarga para su vaciado, formada por tres orificios de sección cuadrada, de 0.76 m de lado, y pared gruesa de 0.50 m, cuyo piso tiene la misma elevación de la plantilla del canal de acceso, que es la cota 2239.50 msnm, con una compuerta plana deslizante a la entrada de cada orificio. En la figura 1.1.1.1 se incluye una fotografía de esta estructura, vista desde aguas abajo. Se tiene la recomendación de mantener totalmente abiertas las compuertas para favorecer que la laguna tenga el mínimo de almacenamiento de agua, y así disponer de la mayor capacidad posible durante el tránsito de avenidas. Además de estos orificios, se tiene un vertedor tipo cimacio de cresta libre con una longitud de 20 m, a la elevación de 2242.10 msnm.



Figura 1.1.1. 1 Estructura de descarga de la laguna la Gasera.

Capacidad de descarga de la Estructura de la laguna.

Al irse llenando la laguna, una parte del caudal sale por los orificios, y cuando el nivel del agua en la laguna rebasa la cresta del vertedor, la descarga total está dada por la suma del gasto de salida de los orificios más la del vertedor.

En particular, el funcionamiento hidráulico de los orificios depende del nivel del agua en la laguna; ya que para cargas pequeñas, los orificios funcionan como vertedores de sección rectangular, con contracciones laterales; mientras que para cargas mayores, su comportamiento es similar al de las compuertas, pero con contracciones laterales. Por estas razones, a continuación se presenta primero el cálculo de la descarga de los orificios con varios métodos; después se discuten los resultados obtenidos para seleccionar la ley de descarga que se considere más adecuada.

Descarga de los orificios con tirante crítico.

Se hace notar que el piso del canal de acceso a los orificios es horizontal, y que aguas abajo se tiene un canal con pendiente de plantilla de 16%; por ello, se considera que cuando el nivel H del agua en la laguna varía entre $2239.50 < H \leq 2240.625$ msnm, la descarga se da con el tirante crítico, véase figura 1.1.1.2.

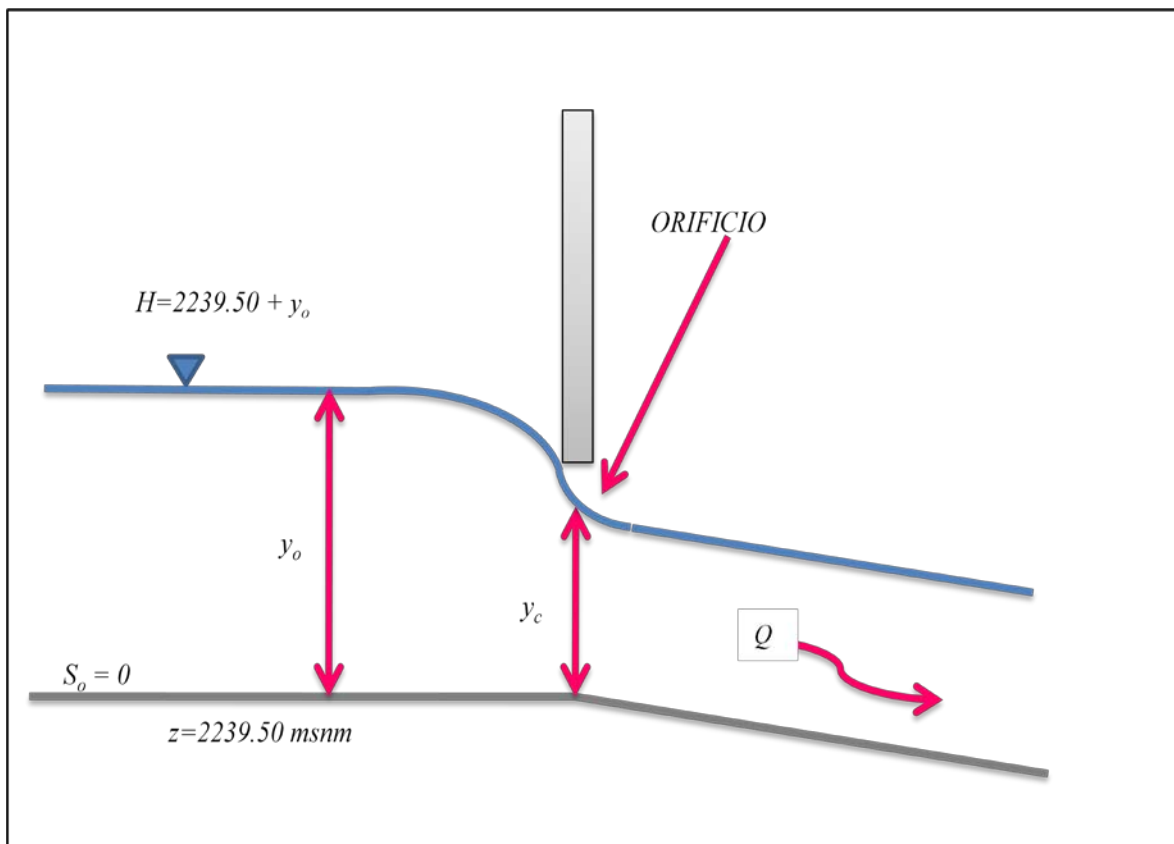


Figura 1.1.1. 2 Perfil hidráulico en la descarga de los orificios.

El caudal que descarga cada orificio se calcula con la expresión siguiente, la cual es válida para un canal de sección rectangular con tirante crítico.

$$Q = \sqrt{gb_e^2 y_c^3} \quad (1.1.1)$$



Donde: y_c tirante crítico, en m; g aceleración de la gravedad, igual a 9.78 m/s^2 para el valle de la Ciudad de México; b_e ancho efectivo de la descarga, en m.

Debido a que se tienen dos contracciones laterales, el ancho efectivo b_e se calcula con la expresión siguiente

$$b_e = b - 0.1(2)y_o \quad (1.1.2)$$

Siendo b el ancho del orificio e igual a 0.76 m , y y_o es el tirante que se tiene aguas arriba del orificio.

Así, la correspondiente elevación de la superficie del agua en la laguna se obtiene como $H = 2239.50 + y_o$. La relación entre y_o y el tirante crítico consiste en suponer que y_o es igual a la energía específica mínima, E_{min} donde se ubica el tirante crítico y_c , por lo que se cumple que para una sección rectangular, con carga de velocidad de llegada despreciable, se tiene

$$y_o = E_{min} = 1.5 y_c \quad (1.1.3)$$

Metodología de cálculo:

1. Proponer el tirante crítico, con valores que van desde $0 < y_c < 0.76 \text{ m}$.
2. Calcular el tirante aguas arriba, en este caso $y_o = E_{min} = 1.5 y_c$
3. Calcular el ancho efectivo, $b_e = b - 0.1(2)y_o$
4. Calcular el caudal $Q = \sqrt{gb_e^2 y_c^3}$, y posteriormente multiplicarlo por tres para obtener el gasto total.

En la tabla 1.1.1 se incluyen los valores calculados. En la figura 1.1.1.3 se presenta la curva de la ley de descarga de los orificios para el mismo rango de valores, en color rojo; además se muestra la comparativa con otros modelos matemáticos.

Tabla 1.1.1. 1 Caudal descargado por los orificios, cuando $2239.50 < H < 2240.63$ msnm.

H (msnm)	y_c (m)	y_o (m)	b_e (m)	$3Q$ (m^3/s)
2239.500	0.00	0.000	0.76	0.000
2239.650	0.10	0.150	0.73	0.217
2239.800	0.20	0.300	0.700	0.587
2239.950	0.30	0.450	0.67	1.033
2240.100	0.40	0.600	0.64	1.519
2240.175	0.45	0.675	0.625	1.770
2240.250	0.50	0.750	0.61	2.023
2240.325	0.55	0.825	0.595	2.277
2240.400	0.60	0.900	0.58	2.529
2240.475	0.65	0.975	0.565	2.778
2240.550	0.70	1.050	0.55	3.022
2240.625	0.75	1.125	0.535	3.260

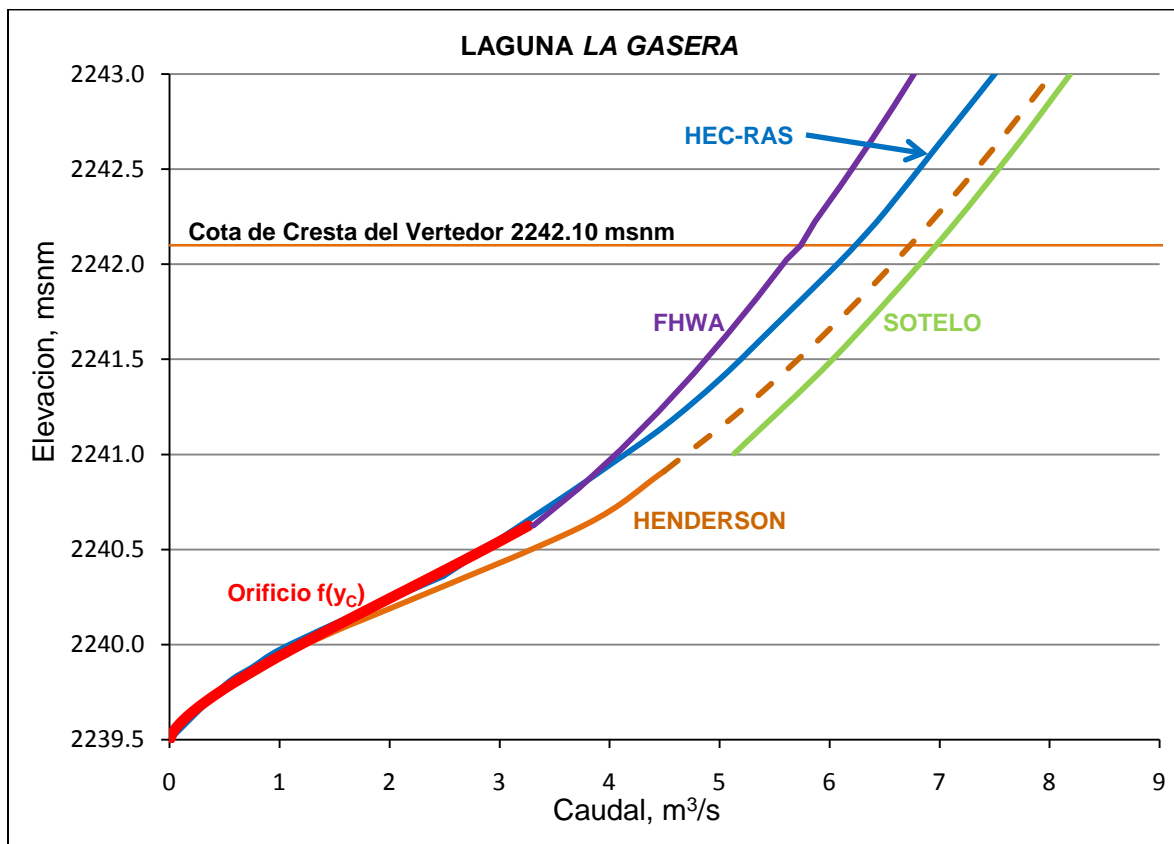


Figura 1.1.1. 3 Leyes de descarga de los orificios.



Descarga como orificios a presión

Cuando el nivel del agua varía dentro del rango de $2241 < H < 2243$ msnm, se dispone de las siguientes metodologías.

- a. Formulación recomendada en *Sotelo* (1976).

Se supone que cada orificio funciona como la descarga de una compuerta plana vertical totalmente abierta, por lo que la metodología de cálculo que se recomienda es la siguiente:

Metodología.

Para una abertura de compuerta, $w = 0.76$ m, ancho $b = 0.76$ m; aceleración de la gravedad constante $g = 9.78$ m/s², el tirante aguas arriba de la estructura de descarga y_0 , se calcula el coeficiente de velocidad;

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \frac{w}{y_0} \quad (1.1.4)$$

El coeficiente de contracción se considera constante e igual a $C_c = 0.62$

Se calcula el coeficiente de descarga

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c w}{y_0}}} \quad (1.1.5)$$

Se calcula el caudal que se descarga por cada orificio

$$Q = C_d w b \sqrt{2gy_0} \quad (1.1.6)$$



Para obtener el gasto total de la descarga por los orificios se hace el producto de $3Q$. En la tabla 1.1.1.2 se presentan los correspondientes valores calculados. También, en la figura 1.1.1.3 se incluye la curva, en color café, que define la ley de descarga de los orificios, con la suposición de que funcionan hidráulicamente como la descarga de compuertas planas verticales, totalmente abiertas.

Tabla 1.1.1. 2 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, metodología recomendada en Sotelo.

H (m)	y_0 (m)	C_v	C_d	Q (m^3/s)	$3Q$ (m^3/s)
2241.0	1.500	1.0096	0.5460	1.708	5.125
2241.5	2.000	0.9972	0.5562	2.009	6.028
2242.1	2.600	0.9886	0.5640	2.323	6.969
2242.6	3.100	0.9840	0.5684	2.557	7.670
2243.0	3.500	0.9813	0.5711	2.730	8.189

Es conveniente aclarar que las fórmulas publicadas para el cálculo del caudal que descarga una compuerta han sido obtenidas en canales de sección rectangular, sin considerar las contracciones laterales que se presentan en los orificios que se estudian en este trabajo, por lo que se considera que el caudal calculado con esta metodología está sobreestimado.

b. Fórmulas de Henderson (1969)

Para la alcantarilla cuadrada, se considera un comportamiento muy parecido al de la alcantarilla circular, pero los coeficientes de contracción no corresponden a las contracciones que se presentan en las alcantarillas de sección cuadrada.

Henderson plantea dos comportamientos del funcionamiento hidráulico: cuando $y_0 < 1.2D$, la entrada a la alcantarilla es libre, y $y_0 > 1.2D$, cuando la descarga es como un orificio a presión.

Cuando se presenta la primera condición Henderson propone la ecuación siguiente:



$$Q = \frac{2}{3} C_B B y_0 \sqrt{2g y_0} \quad (1.1.7)$$

C_B , coeficiente de descarga, 0.9

B , ancho de la alcantarilla, 0.76 m

$y_0 < 1.2D$, nivel aguas arriba de la alcantarilla, siendo D el diámetro de la alcantarilla.

Para $y_0 > 1.2D$, se emplea la siguiente fórmula:

$$Q = C_h B D \sqrt{2g (y_0 - C_h D)} \quad (1.1.8)$$

C_h , coeficiente de contracción tanto vertical como horizontal, 0.6

D , altura de la alcantarilla, 0.76 m

B , ancho de la alcantarilla, 0.76 m

En la tabla 1.1.1.3a y 1.1.1.3b se presentan los resultados obtenidos al emplear ambas fórmulas.

Tabla 1.1.1. 3a Resultados obtenidos al realizar el cálculo, $y_0 < 1.2D$.

H (m)	$3Q$ (m ³ /s)
2239.500	0.000
2239.600	0.110
2239.700	0.312
2239.800	0.574
2240.000	1.235
2240.100	1.623
2240.200	2.046
2240.625	3.761
2240.912	4.496

Tabla 1.1.1. 3b Resultados obtenidos al realizar el cálculo, $y_0 > 1.2D$.

H (m)	$3Q$ (m^3/s)
2241.212	5.153
2241.512	5.736
2241.812	6.264
2242.112	6.752
2242.412	7.206
2242.712	7.634
2243.012	8.038

En la figura 1.1.1.3 también se muestra la curva de la ley de descarga de los orificios, en color café, obtenida mediante el criterio de Henderson.

c. Fórmula de la Federal Highway Administration (FHWA)

La fórmula que se emplea fue publicada en la primera edición de 1960 de “Hydraulic of Bridge Waterway”, obtenida para calcular el caudal de un canal que es cruzado por un puente, donde se tiene un funcionamiento hidráulico como el mostrado en la figura siguiente:

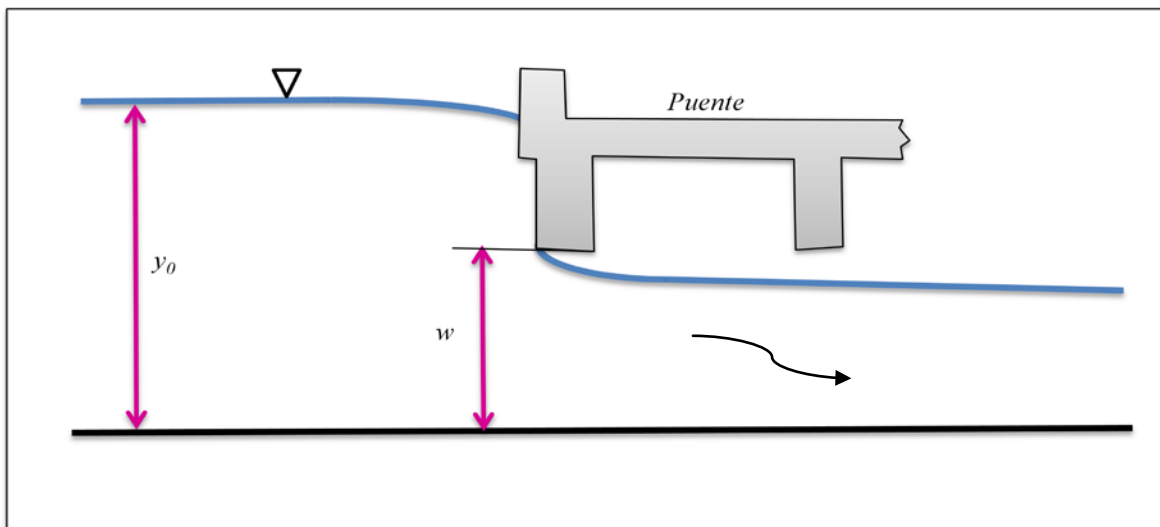


Figura 1.1.1. 4 Criterio de cálculo de la FHWA.



El comportamiento considerado, fue el de una compuerta plana vertical totalmente abierta, por lo que de la misma manera que la metodología anterior no considera las contracciones laterales, pero el coeficiente de descarga es menor, el cual fue obtenido experimentalmente.

$$Q = C_d A_{BU} \sqrt{2g \left(y_0 - \frac{w}{2} \right)} \quad (1.1.9)$$

C_d : Coeficiente de descarga, 0.50,

w : Abertura de la compuerta, en este caso de 0.76 m por ser un orificio cuadrado,

y_0 : Tirante aguas arriba de la estructura de descarga,

A_{BU} : Área del orificio.

En la figura 1.1.1.4 se puede apreciar con mayor claridad las variables que intervienen en este cálculo.

Al proponer valores del tirante y_0 , que se presenta aguas arriba, se calcula el caudal del orificio, para posteriormente multiplicarlo por tres para obtener el caudal total descargado, cuyos resultados se incluyen en la tabla 1.1.1.4.

Tabla 1.1.1. 4 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, FHWA.

H (m)	y_0 (m)	Q (m ³ /s)	$3Q$ (m ³ /s)
2240.625	1.125	1.102	3.307
2240.825	1.325	1.242	3.725
2241.025	1.525	1.367	4.100
2241.225	1.725	1.481	4.444
2241.425	1.925	1.588	4.763
2241.625	2.125	1.687	5.062
2241.825	2.325	1.781	5.344
2242.100	2.600	1.903	5.709
2242.225	2.725	1.956	5.868
2242.425	2.925	2.038	6.113
2242.625	3.125	2.116	6.349
2242.825	3.325	2.192	6.576
2243.025	3.525	2.265	6.795

En la figura 1.1.1.3 también se incluye la ley de descarga calculada con el criterio de la FHWA, en color morado, válida para el intervalo $2242.625 < H < 2243.025$

d. Modelo numérico *HEC-RAS*

Este programa de computadora fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (*Hydrological Engineering Center*) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (*US Army Corps of Engineers*); este modelo se distingue por su capacidad para incluir el efecto de pilas de puentes en el cauce, vertedores y alcantarillas. Con este programa también se puede calcular la ley de descarga de los orificios; en este caso en la figura 1.1.1.5 se presenta la sección transversal de los orificios que se introduce al programa. Los datos obtenidos del caudal descargado se presentan en la tabla 1.1.1.5.

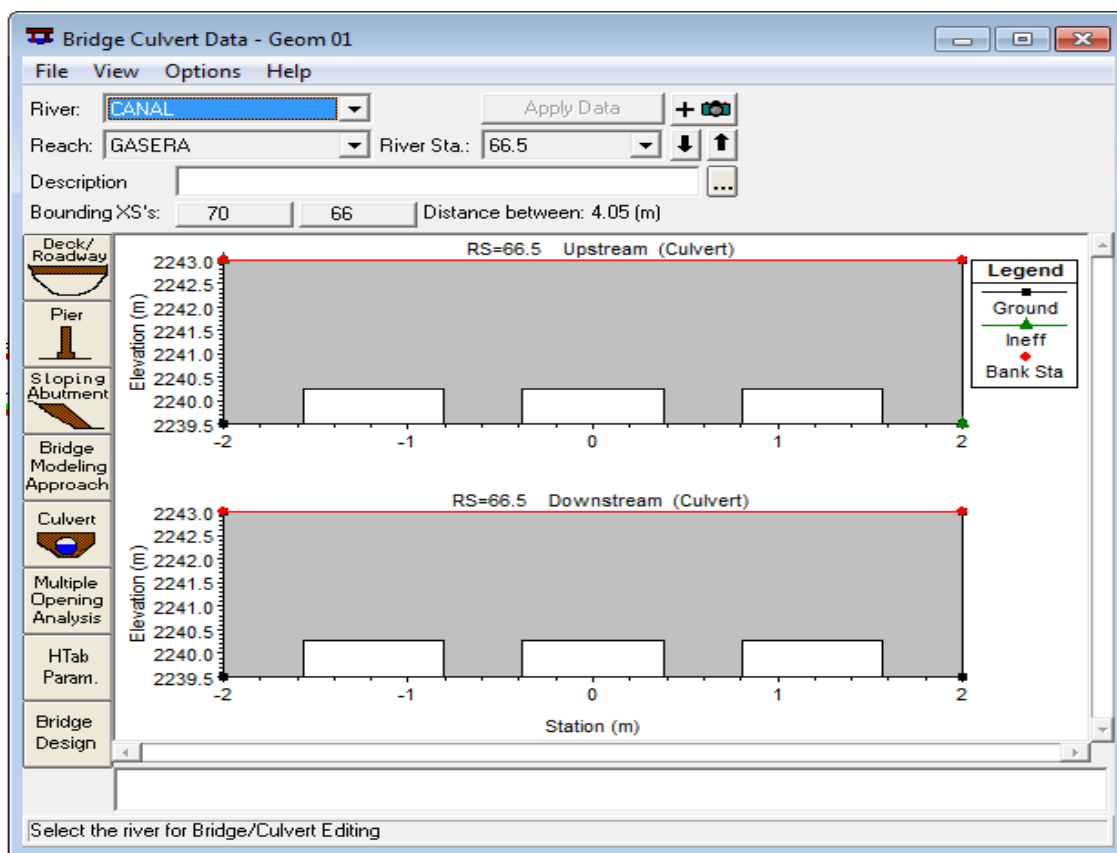


Figura 1.1.1. 5 Datos de entrada al programa *HEC-RAS*



Tabla 1.1.1. 5 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, HEC-RAS.

H (m)	$3Q$ (m ³ /s)
2239.500	0.000
2239.790	0.510
2239.880	0.750
2239.970	0.990
2240.110	1.500
2240.240	2.010
2240.360	2.490
2240.360	2.490
2240.750	3.510
2240.940	3.990
2241.150	4.500
2241.400	5.010
2241.670	5.490
2241.960	6.000
2242.280	6.510
2242.630	6.990
2243.000	7.500
2243.140	7.680
2243.230	7.800

En la figura 1.1.1.3 se muestra también la curva de la ley de descarga de los orificios, línea en color azul, obtenida mediante el programa *HEC-RAS*.

Discusión de las leyes de descarga de los orificios.

Con respecto a las leyes de descarga de los orificios que se indican en la figura 1.1.1.3, se nota que cuando la entrada de éstos no está sumergida, las leyes calculadas con los criterios del tirante crítico y del modelo *HEC-RAS* prácticamente se confunden, debido a que los resultados son bastante similares; en ese rango, la curva calculada con el criterio de Henderson difiere para $H > 2240.20$ msnm. Por otro lado, cuando los orificios funcionan con la entrada sumergida, con descarga a presión, todas las leyes empleadas dan resultados diferentes; para decidir cuál de ellas es la más adecuada, es conveniente aclarar lo siguiente.



Las leyes obtenidas con los criterios de Sotelo, de Henderson y de la FHWA, explícitamente no consideran las contracciones laterales en los coeficientes de descarga; en el modelo *HEC-RAS* tampoco se indica de manera explícita que en el cálculo del caudal se consideren las contracciones laterales; sin embargo, debido a que en los resultados obtenidos para el caso de la entrada no sumergida se nota que sí se toman en cuenta las contracciones laterales, se deduce que para el caso de la entrada ahogada también se deben tomar en cuenta dichas contracciones, por lo que se considera que la ley más adecuada es la obtenida con el modelo *HEC-RAS*.

También se aclara que en un intento por saber cuál es la formulación que emplea el modelo *HEC – RAS* para calcular la ley de descarga de los orificios, se consultó el correspondiente manual de referencia; así se encontró que probablemente se empleaba la formulación propuesta por la FHWA; sin embargo, en la figura 1.1.1.3 se nota que con ésta fórmula se obtienen resultados con caudales notablemente menores que los obtenidos al emplear el modelo *HEC – RAS*.

También es conveniente hacer notar que el modelo *HEC – RAS* ha sido validado con gran cantidad de investigación experimental, y con la cual se han elaborado gráficas y fórmulas. Debido a estas razones fue que se decidió elegir este criterio

Descarga por el vertedor.

Cuando el nivel en la laguna $H > 2242.10$ msnm, la descarga también se presenta por el vertedor; con respecto a la ley de descarga del vertedor tipo cimacio, se emplea la siguiente fórmula:

$$Q = C L (H - 2242..10)^{3/2} \quad (1.1.10)$$

Donde: C es el coeficiente de descarga del vertedor, se considera un valor constante de 2, y L es la longitud de la cresta del vertedor, $L = 20$ m. En la tabla 1.1.1.6 se reportan los valores calculados del gasto descargado por el vertedor de la estructura de

descarga de la laguna *La Gasera*. En la figura 1.1.1.6 se muestra la curva de la ley de descarga del vertedor en color verde con línea discontinua.

Tabla 1.1.1. 6 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, Vertedor.

H (m)	Q (m ³ /s)
2242.10	0.000
2242.40	6.573
2242.70	18.590
2243.00	34.153
2243.30	52.581

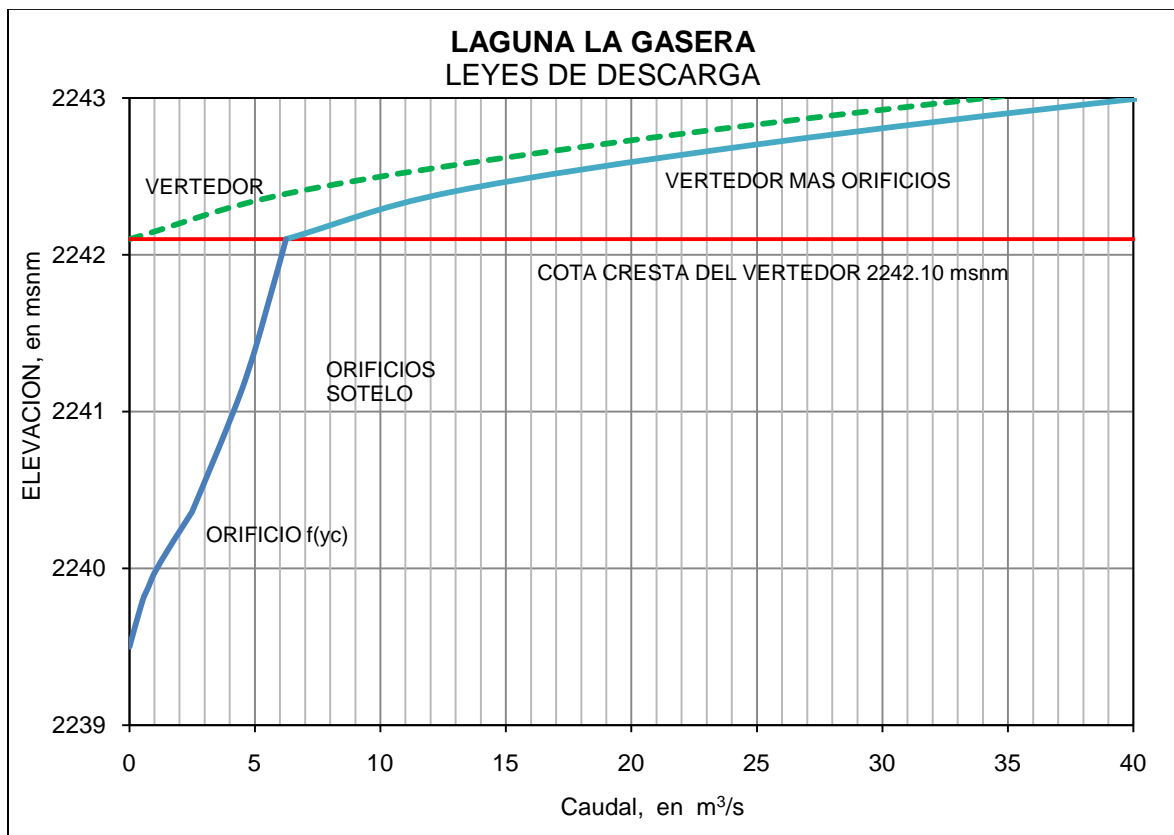


Figura 1.1.1. 6 Ley de descarga de la estructura de la laguna la Gasera

En la figura 1.1.1.6 también se incluye la ley de descarga total de la estructura de la laguna, la cual está definida por las líneas continuas en color azul y rojo. Esta ley se



utilizará para modelar numéricamente el tránsito de las avenidas que ingresan a la laguna por las derivadoras San Francisco y San Rafael.

1.1.II Capacidad de Almacenamiento de la laguna

En cuanto a su capacidad de almacenamiento, en la tabla 1.1.2.1 se reportan los valores de las curvas elevaciones-áreas-volúmenes de almacenamiento, correspondiente a un levantamiento topográfico realizado en el año 2000. En su diseño original se indica que el nivel del NAME es la cota 2242.70 msnm. Con base en la información que se proporciona en la tabla, se obtuvo la curva elevaciones - capacidades que se muestra en la figura 1.1.21.

Tabla 1.1.2 1 Elevaciones-Áreas-Volúmenes de la laguna la Gasera

Elevación (msnm)	Área (ha)	Volumen (miles de m ³)
2239.50	0.0	0.0
2240.00	3.1695	7.92
2241.00	7.4326	60.93
2242.00	21.2477	204.32
2242.70	41.5984	424.27

El gasto que sale de *La Gasera* entra directamente al río de *La Compañía*; el gasto total que llega al río de *La Compañía* está dado por la suma del que se descarga por cada uno de los orificios de las derivadoras, más el que sale por la estructura de descarga de la laguna, y cuyo valor total no debe de exceder de 30 m³/s que es el máximo caudal que puede conducir el río de *La Compañía*, sin que se presenten problemas de desbordamiento en ese canal.

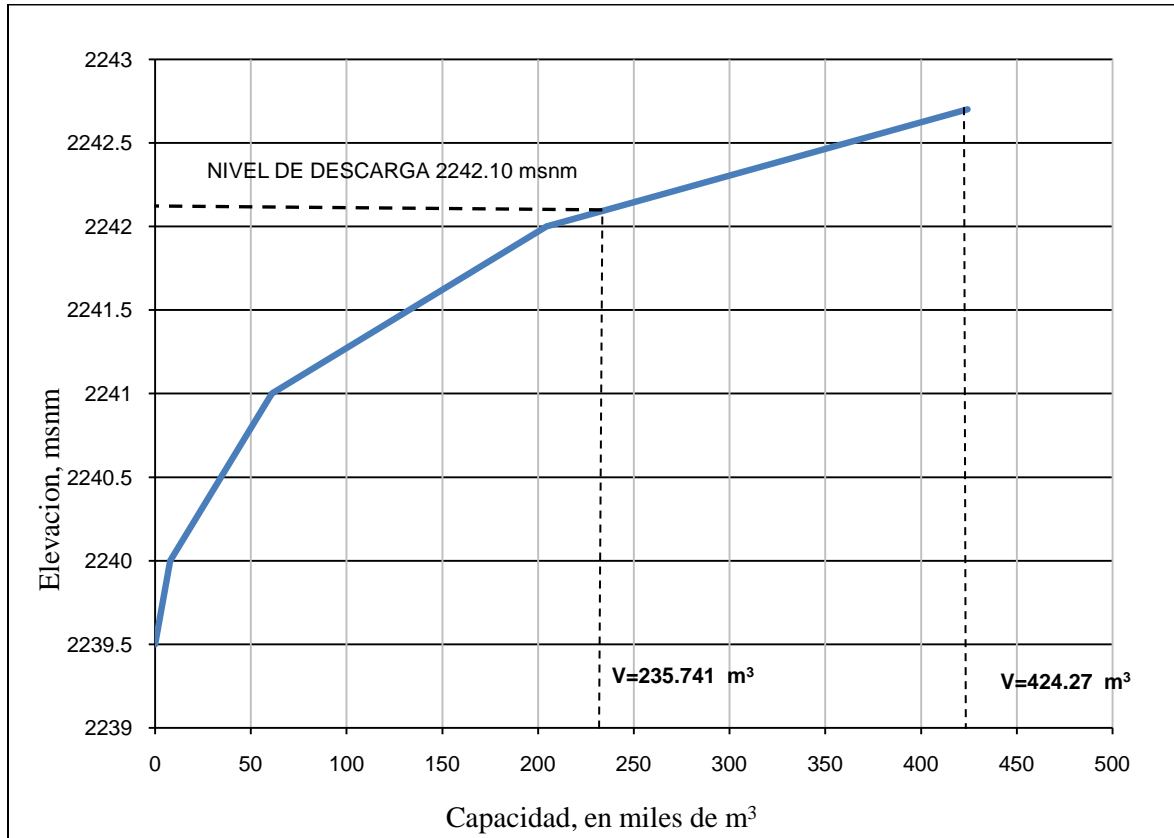


Figura 1.1.21 Curva Elevaciones-Capacidades de la laguna la Gasera.

1.1.III Derivadora San Rafael.

Esta derivadora, véase figura 1.1.3.1a, está formada por un dique que cierra el cauce, con un orificio de sección cuadrada de 0.76 m de lado, que sirve principalmente para drenar los caudales pequeños durante la época de estiaje, ya que se encuentra a nivel del piso de la estructura derivadora; además, la derivadora San Rafael tiene una compuerta tipo radial de 2 m de ancho por 4.5 m de alto, se recomienda mantener la compuerta cerrada durante el paso de las avenidas, y abrirla después para drenar y limpiar la zona vecina aguas arriba; un vertedor lateral tipo cimacio de cresta libre con una cota de diseño de 2242.60 msnm que vierte hacia la laguna y una longitud de cresta de 10 m.

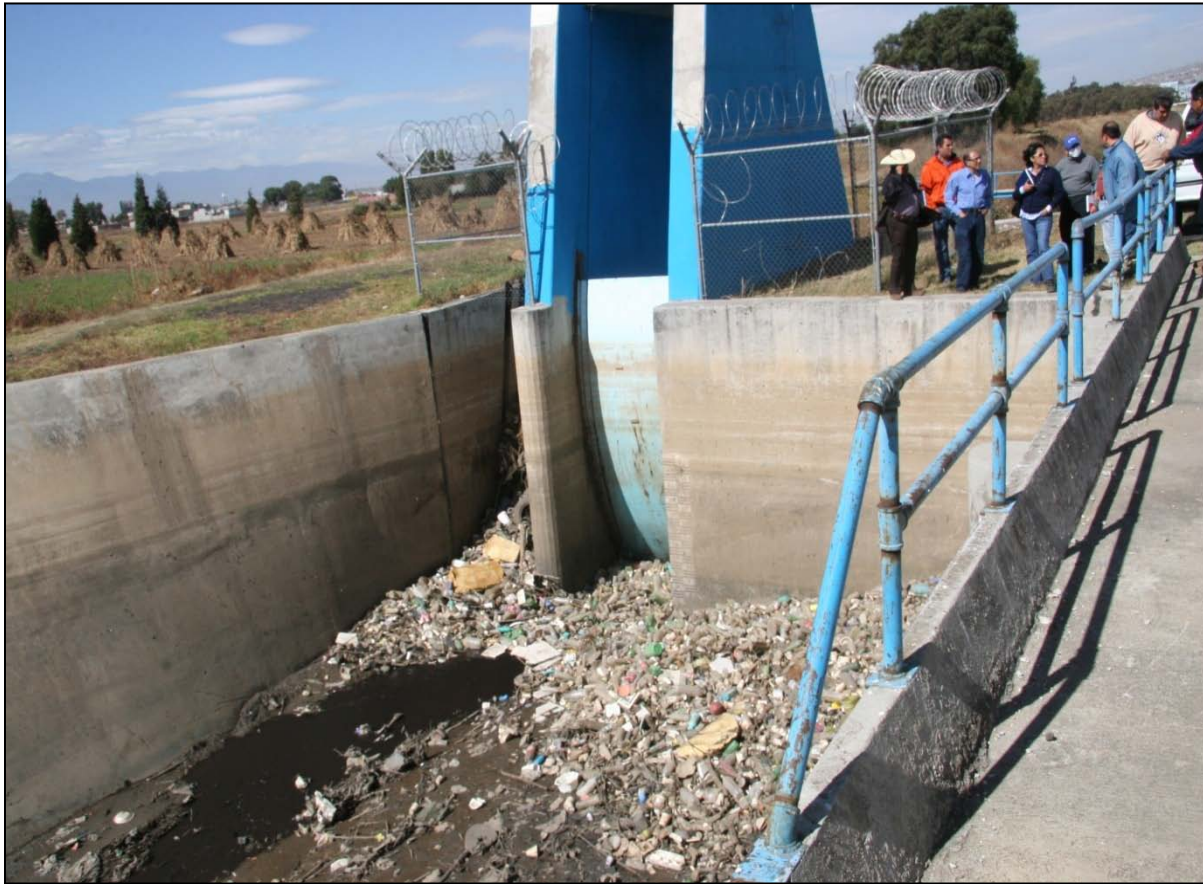


Figura 1.1.3.1a Vista aguas arriba de la derivadora San Rafael.

En la tabla 1.1.3.1 se reportan los datos de diseño de la derivadora San Rafael.

Tabla 1.1.3. 1 Datos de diseño de la derivadora San Rafael.

Derivadora	Elevación Piso (msnm)	Elevación Cresta (msnm)	Long Cresta (m)	NAME (msnm)	Q vert. (m ³ /s)	Q orificio (m ³ /s)
San Rafael	2239.00	2242.60	10	2243.30	11.760	2.473

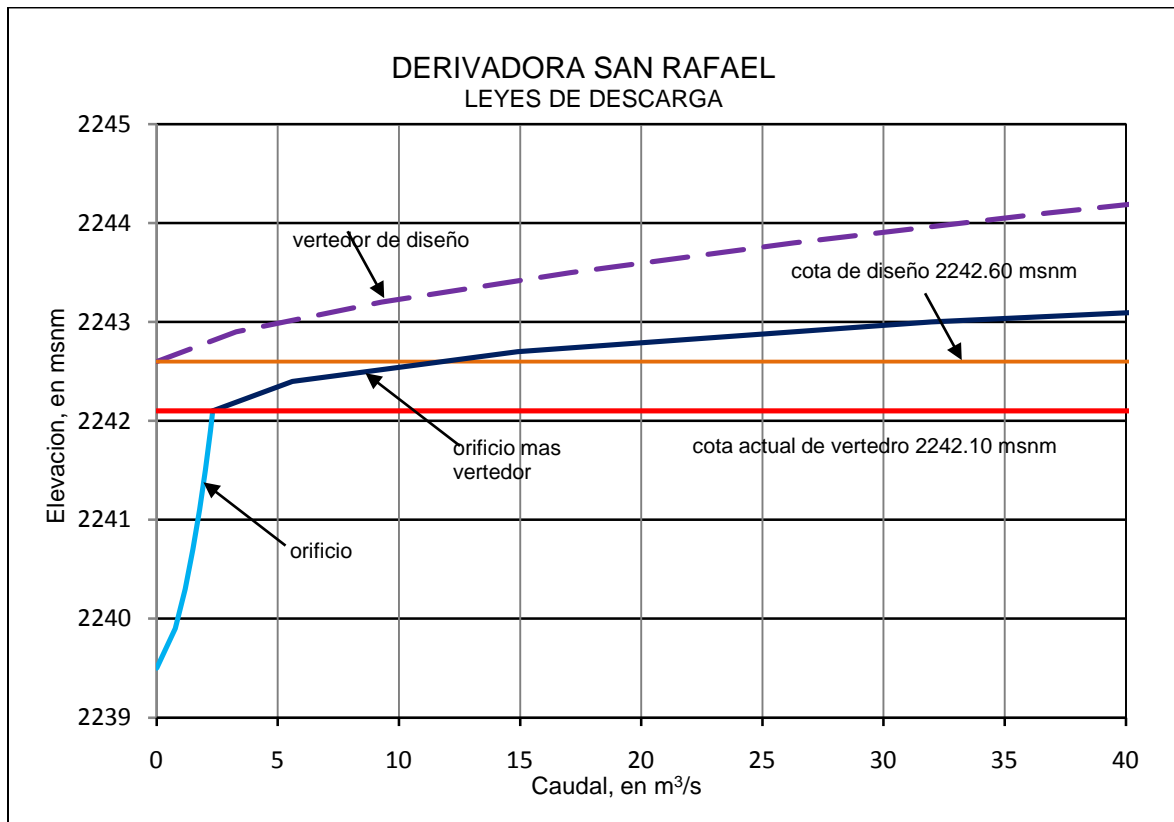
En la figura 1.1.3.1a, se muestra la derivadora San Rafael vista desde aguas arriba, mientras que en la figura 1.1.3.1b, se muestra una vista desde aguas abajo de la misma.



Figura 1.1.3.1b Vista aguas abajo de la derivadora San Rafael.

En la figura 1.1.3.1 se muestra la ley de descarga de la derivadora San Rafael, donde se observa en color azul claro la ley de descarga del orificio, con color rojo se muestra la ley de descarga del vertedor de la derivadora, y en color verde la ley de descarga del vertedor más la ley de descarga del orificio de la derivadora

En la tabla 1.1.3.2 se muestran los datos con que se dibujó la ley de descarga de la derivadora San Rafael.



Figural.1.3. 1 Ley de descarga de la Derivadora San Rafael.

Tabla 1.1.3. 2 Variación de caudal y de la superficie libre del agua

Q (m^3/s)	H msnm
0.000	2239.50
0.778	2239.90
1.183	2240.30
1.503	2240.70
1.772	2241.10
2.009	2241.50
2.223	2241.90
2.419	2242.30
2.557	2242.60
2.730	2243.00
2.893	2243.40
3.047	2243.80
3.194	2244.20
3.335	2244.60
3.470	2245.00

1.1.IV Derivadora San Francisco

La derivadora San Francisco está conformada por un dique que cierra el cauce, con un orificio de sección cuadrada de 0 76 m de lado, que sirve principalmente para drenar los caudales pequeños durante la época de estiaje, el orificio se encuentran al nivel del piso de la derivadora. Además, la derivadora San Francisco tiene una compuerta radial de 3 m de ancho por 4.5 m de alto, un vertedor tipo cimacio de cresta libre, que vierte hacia la laguna con una cota de diseño de 2242.30 msnm y una longitud de 30 m.

En la figura 1.1.4.1a, se muestra la derivadora San Francisco vista desde aguas arriba, mientras que en la figura 1.1.4.1b, se muestra una vista desde aguas abajo de la misma.



Figura 1.1.4.1a Vista aguas arriba de la derivadora San Francisco.



Figura 1.1.4.1b Vista aguas abajo de la derivadora San Francisco.

En la tabla 1.1.4.1 se reportan los datos de diseño de la derivadora San Francisco, y en la figura 1.1.4.1 se muestra las leyes de descarga de la derivadora San Francisco, en color azul se muestra la ley de descarga del orificio de la derivadora, en color rojo punteado se presenta la ley de descarga del vertedor, y en color verde se presenta la ley de descarga del orificio más la del vertedor.

Tabla 1.1.4. 1 Datos de diseño de la derivadora San Francisco.

Derivadora	Elevación Piso (msnm)	Elevación Cresta (msnm)	Long Cresta (m)	NAME (msnm)	Q vert. (m ³ /s)	Q orificio (m ³ /s)
San Francisco	2237.80	2242.30	30	2242.76	18.740	2.070

En la tabla 1.1.4.2 se muestra los resultados obtenidos, para la ley de descarga de la derivadora San Francisco.

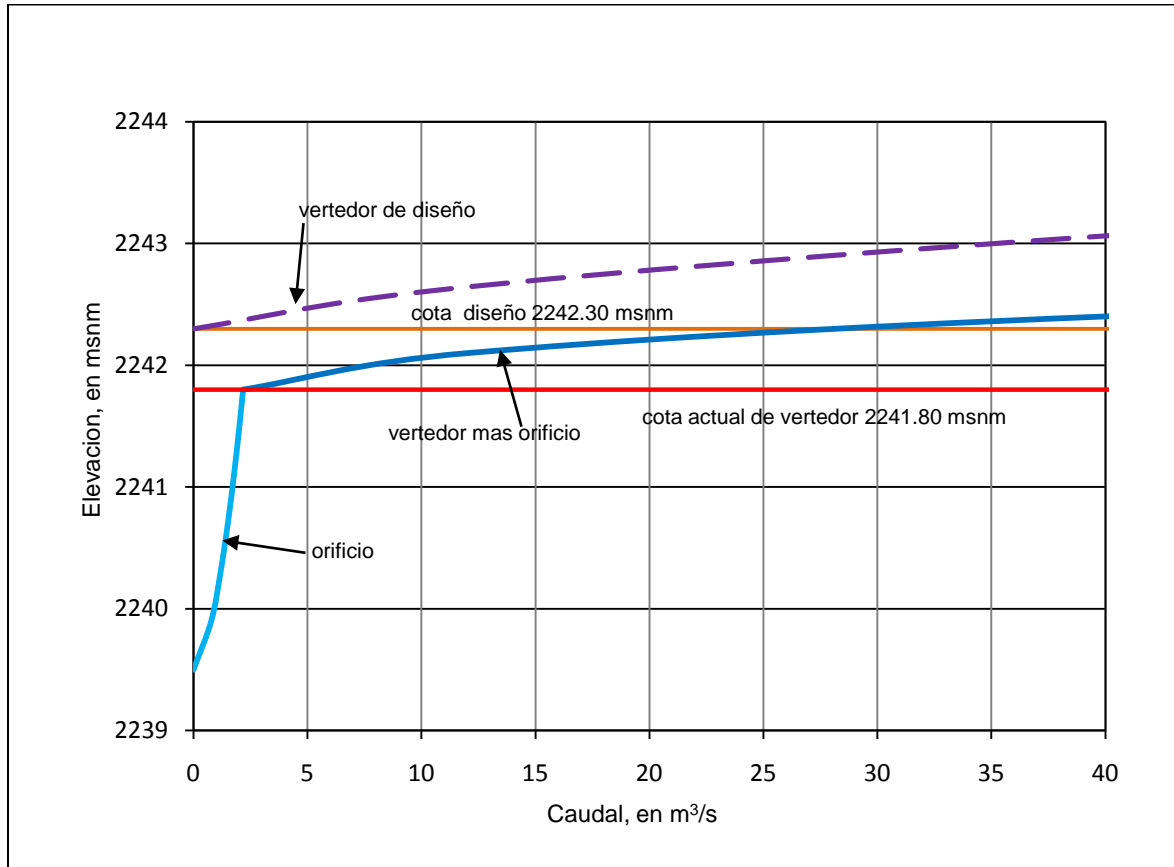


Figura 1.1.4. 1 Ley de descarga de la Derivadora San Francisco.

Tabla 1.1.4. 2 Variación de caudal y de la superficie libre del agua

Q (m^3/s)	H msnm
0.000	2239.50
0.778	2239.90
1.183	2240.30
1.503	2240.70
1.772	2241.10
2.009	2241.50
2.223	2241.90
2.419	2242.30
2.644	2242.80
2.812	2243.20
2.971	2243.60
3.122	2244.00
3.266	2244.40



II. HIDROGRAMAS QUE INGRESAN A LA LAGUNA LA GASERA.

Se ha considerado que es conveniente modelar el funcionamiento hidráulico de la laguna para tres escenarios: uno de ellos, que corresponde a la situación actual, es el caso de que no se tenga ninguna presa construida; el segundo es suponer que se tienen construidas tres presas en la cuenca del río San Francisco, que son las presas Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II, y una presa en la cuenca del San Rafael, que es la Santo Domingo; se eligieron éstas debido a su mayor capacidad de regulación de las avenidas más grandes, véase Jiménez *et al* (2010); como último caso y con el fin de verificar la funcionalidad de las presas, se supone que se tienen construidas las cinco presas en la cuenca del río San Francisco y dos en la cuenca del San Rafael.

Es conveniente recordar que la laguna La Gasera se diseñó originalmente para que formara parte de los almacenamientos que contribuyen a regular las avenidas que provienen de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael, los cuales son afluentes del río de La Compañía; sin embargo, actualmente es el único almacenamiento disponible que permite regular las avenidas que provienen de ambas cuencas. También es importante aclarar que para que las avenidas ingresen a la laguna, es necesario que los cauces de los ríos San Francisco y San Rafael tengan la suficiente capacidad de conducción; por ello, además de presentar los hidrogramas que llegan a la laguna para diferentes periodos de retorno, es indispensable revisar la



capacidad de conducción de cada cauce; en particular, se sabe que en el tramo final del río San Francisco se tienen dos alcantarillas que afectan la correspondiente capacidad de conducción.

II.1 Hidrogramas del río San Francisco.

En el informe elaborado por Jiménez *et al* (2010), se incluye el estudio hidrológico de la cuenca del río San Francisco para varios periodos de retorno, en este caso interesan los hidrogramas con periodo de retorno de 10, 50, y 100 años.

a) Sin ningún vaso de almacenamiento

Al no disponerse de ningún vaso de almacenamiento, los hidrogramas calculados en Jiménez *et al* (2010) son de tipo triangular, con un tiempo pico, t_p , de 2.07 horas, un tiempo base, t_b , de 5.52 horas y el gasto pico varía según el periodo de retorno.

En la figura 2.1.1, se indica en color rojo el hidrograma para un periodo de retorno de 100 años, cuyo caudal de pico es de $63.34 \text{ m}^3/\text{s}$; en color verde se indica el hidrograma para un periodo de retorno de 50 años, cuyo caudal de pico es de $56.22 \text{ m}^3/\text{s}$; en color azul se indica el hidrograma para un periodo de retorno de 10 años, cuyo gasto de pico es de $38.30 \text{ m}^3/\text{s}$; además, en color azul claro se indica el hidrograma para un periodo de retorno de 5 años, cuyo caudal de pico es de $28.58 \text{ m}^3/\text{s}$.

Estos hidrogramas son los que llegan al tramo final del río San Francisco, y para que éstos ingresen en la laguna es necesario que dicho tramo final tenga la suficiente capacidad de conducción hasta la derivadora San Francisco.

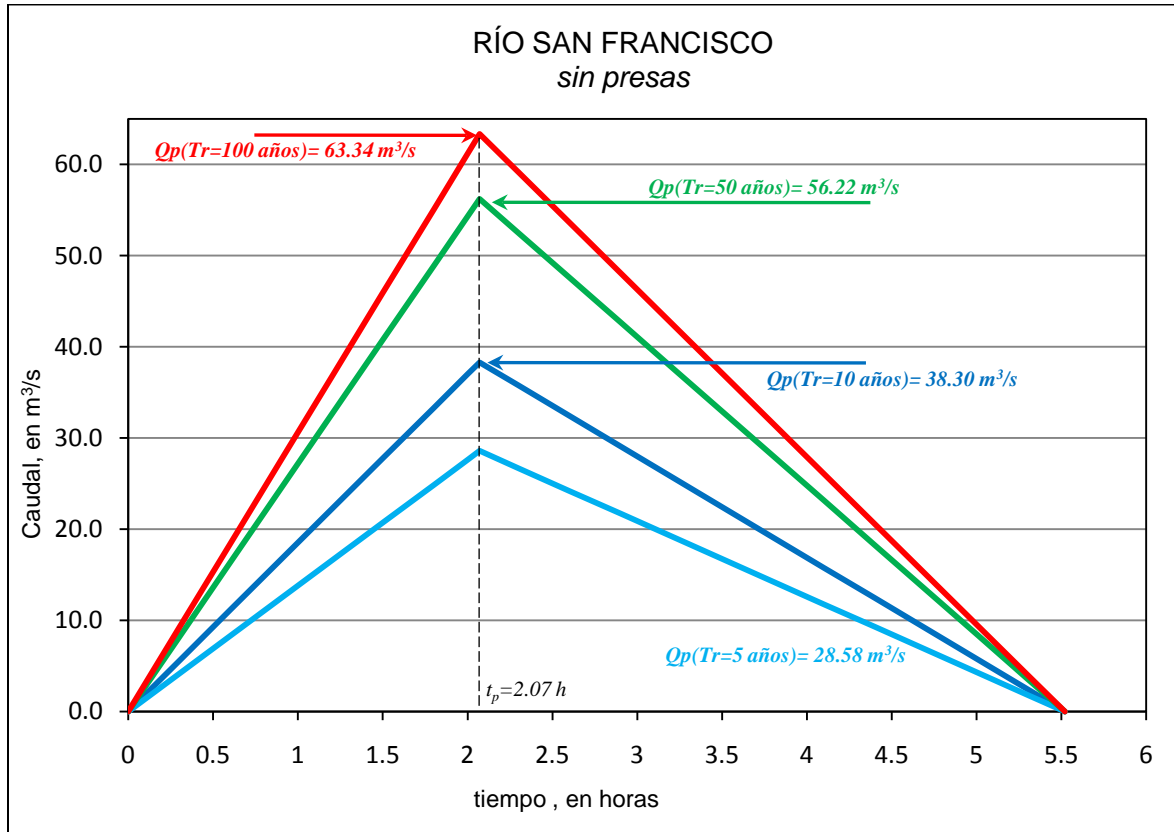


Figura 2.1. 1 Hidrogramas de la cuenca del río San Francisco para varios periodos de retorno.

b) Hidrograma de la cuenca del río San Francisco con las presas Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II construidas.

Al disponer de estas tres presas construidas, se regulan las avenidas de las correspondientes subcuencas, por lo que el hidrograma que llega al tramo final del río San Francisco está formado por los tres hidrogramas de salida de los vasos, donde se considera que la obra de toma se encuentra totalmente abierta, más los hidrogramas de las subcuencas que no tiene las correspondientes presas, más el hidrograma de la cuenca baja del río San Francisco, y que corresponde a la que se tiene aguas abajo de los vasos de almacenamiento. De esta manera se obtuvo el hidrograma mostrado con color rojo en la figura 2.1.2, y que está asociado al periodo de retorno de cien años, cuyo caudal de pico es de 48.00 m³/s. Este hidrograma se obtiene al hacer la suma del hidrograma de salida por cada una de las obras de toma de cada presa construida,

indicados en color morado, más el hidrograma de la cuenca baja del río San Francisco, indicado en color azul, más el hidrograma de entrada de las presas que no han sido construidas, indicado en color azul claro, en este caso las presas El Olivar y Las Jícaras, véase Jiménez *et al* (2010).

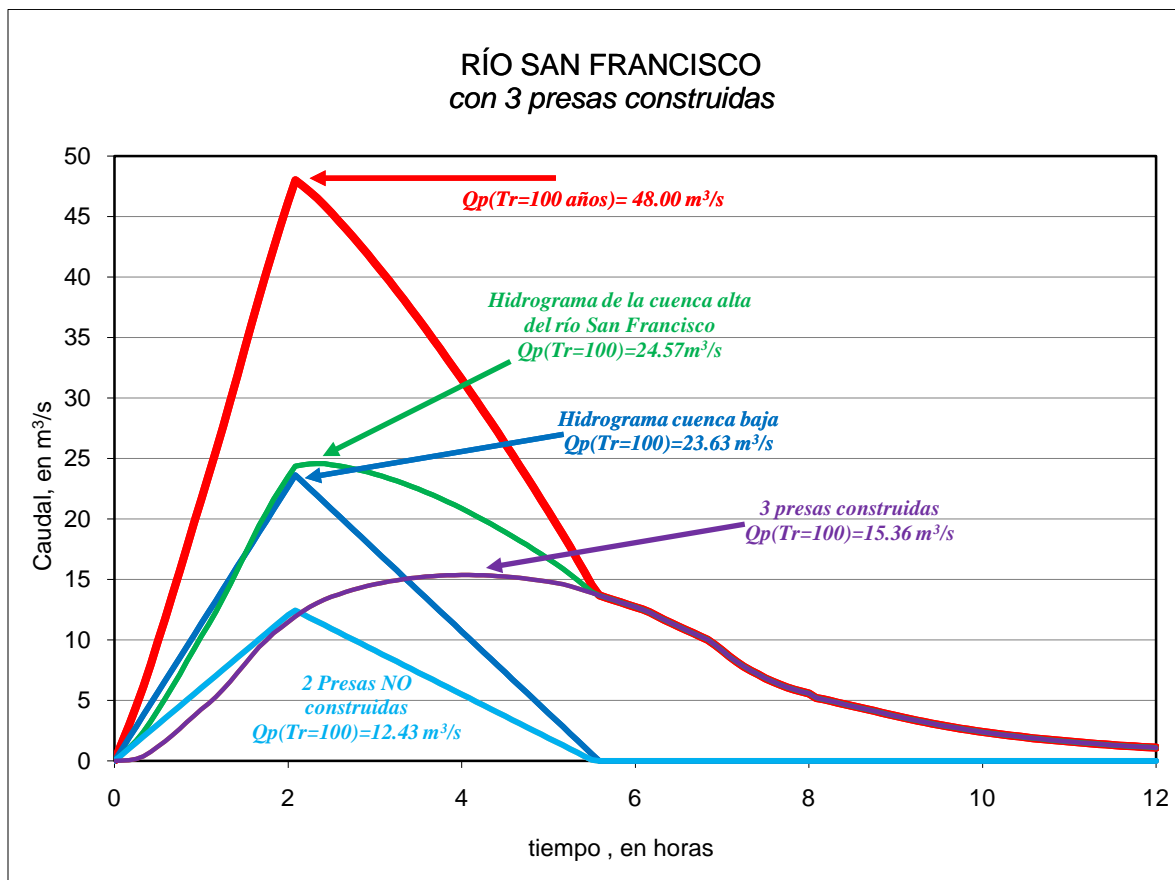


Figura 2.1. 2 Hidrograma de la cuenca del río San Francisco, $Tr=100$ años.

c) Hidrograma de la cuenca del río San Francisco con las 5 presas construidas

El análisis del funcionamiento hidráulico de la laguna *La Gasera*, contempla varios escenarios y uno de ellos es considerando que se tienen las 5 presas; Texcahuey, Zoquiapan, Chihuahua II, El Olivar y Las Jícaras construidas en la cuenca del río San Francisco, por lo que en este apartado se presentan los hidrogramas de la cuenca del río San Francisco para este caso.

En la figura 2.1.3 en color rojo se indica el hidrograma para el periodo de retorno de 100 años, cuyo caudal pico es de $42.75 \text{ m}^3/\text{s}$. Para la construcción de este hidrograma, se suma el hidrograma de salida de las obras de toma, de las presas que se supone están construidas, más el hidrograma de la cuenca baja del río San Francisco, véase Jiménez *et al* (2010).

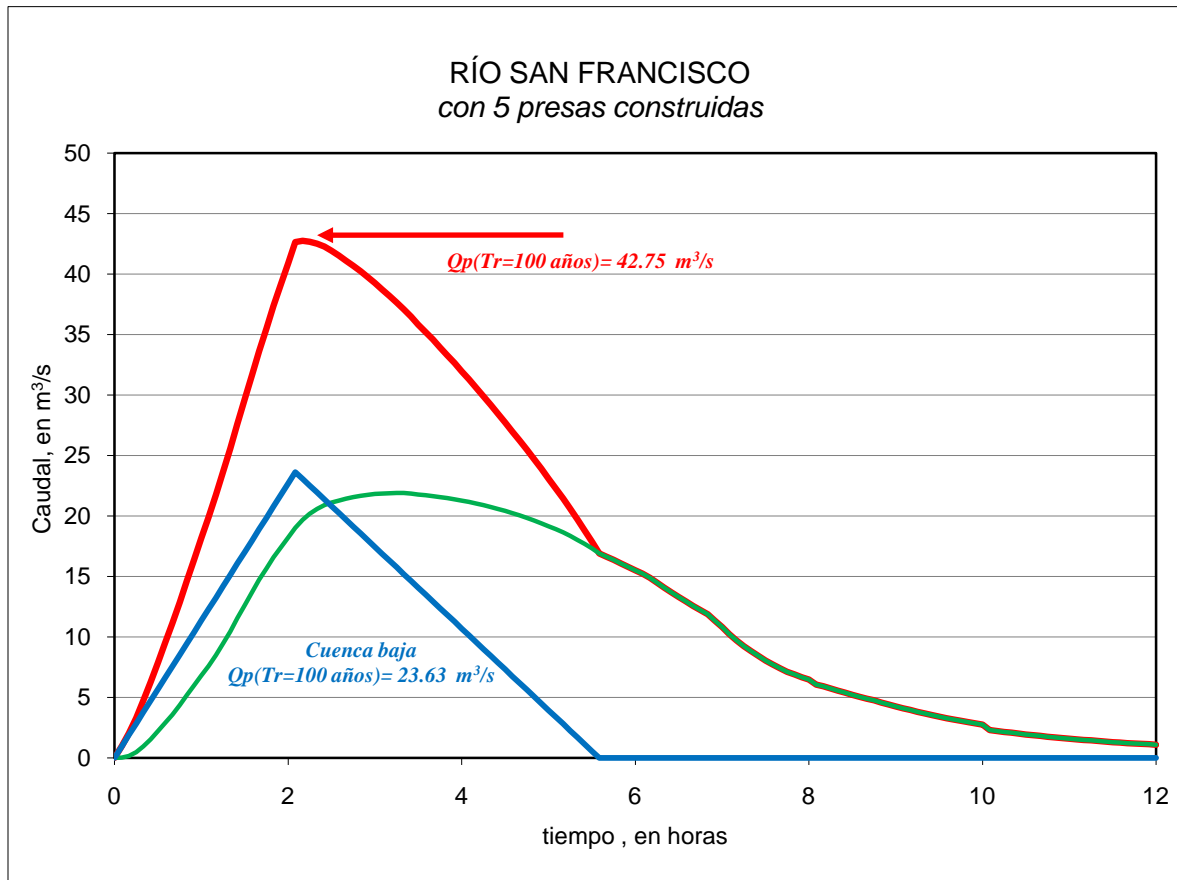


Figura 2.1. 3 Hidrogramas de la cuenca del río San Francisco, $Tr=100$ años.

Con los resultados del caudal pico de los hidrogramas de la figura 2.1.2 y 2.1.3, se puede concluir que con las 3 presas construidas disminuye el caudal pico del hidrograma, mientras que con las 5 presas el caudal pico disminuye, pero no de manera considerable, véase la figura 2.1.4.

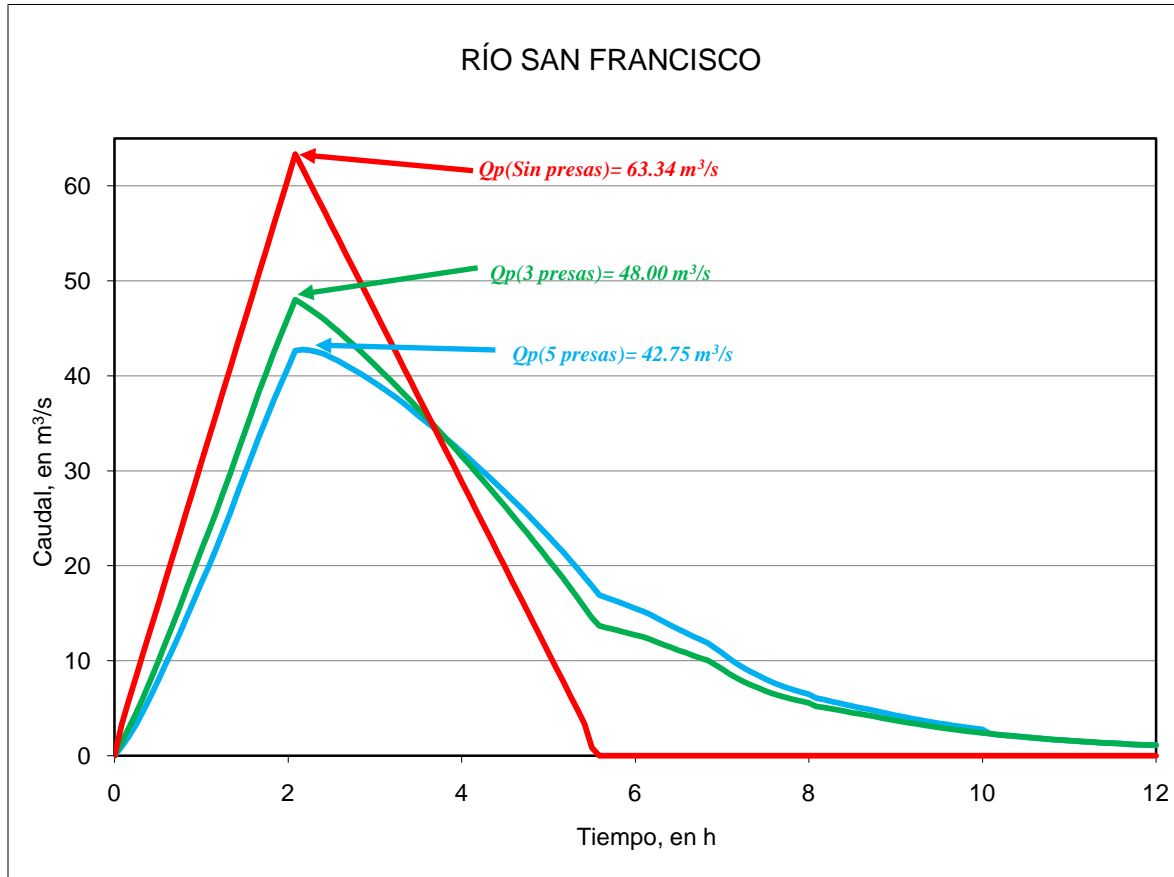


Figura 2.1. 4 Hidrogramas de la cuenca del río San Francisco, $T_r = 100$ años.

Antes de modelar el tránsito de estas avenidas por la laguna, es conveniente revisar que lleguen a la misma, por lo que a continuación se presenta la revisión de la capacidad de conducción del tramo final del río San Francisco.

II.1.1 Condiciones actuales del tramo final del río San Francisco

En el tramo final del río San Francisco, hay dos alcantarillas ubicadas en los cruces del río con la autopista México – Puebla y con la carretera a San Marcos Huixtoco, véase figura 2.1.1.1. En las figuras 2.1.1.2 y 2.1.1.3 se incluyen fotografías donde se muestran cada una de las alcantarillas.



Figura 2.1.1. 1 Ubicación de las alcantarillas del río San Francisco.



Figura 2.1.1. 2 Alcantarilla del cruce con la Autopista México-Puebla.

Se nota que el área hidráulica de ambas secciones transversales de las alcantarillas, es menor que la del cauce; esto ocasiona que durante el paso de una avenida, las alcantarillas no tengan la capacidad suficiente para permitir que el flujo circule de manera adecuada por el cauce del río, provocando remansos hacia aguas arriba con la posibilidad de que el río se desborde cuando el nivel del agua, durante el paso de la avenida, exceda la elevación de los bordos perimetrales y/o la cota del piso de la autopista México - Puebla. Como también se puede apreciar en la figura 2.1.1.2, existe un camellón que divide a la autopista, por lo que aunque el agua se desbordara sobre la autopista, ésta no podría llegar de ninguna manera al otro lado y de nuevo entrar al cauce del río, la pendiente de la autopista provocaría que la dirección del agua sea Puebla- México, ocasionado una inundación de las áreas vecinas.



Figura 2.1.1. 3 Alcantarilla del cruce con la carretera a San Marcos Huixtoco.

Revisión de la capacidad de conducción del tramo aguas arriba de la derivadora del río San Francisco

La revisión de la capacidad de conducción de un tramo de cauce, se hace con el cálculo de perfiles hidráulicos, para un gasto especificado; en este caso, el cálculo hizo con el modelo numérico HEC – RAS, versión 4.1.0. En el apéndice A se presenta la teoría del cálculo de perfiles hidráulicos en ríos que emplea el modelo numérico.

Secciones transversales

Las secciones transversales disponibles se obtuvieron del levantamiento topográfico realizado durante el mes de febrero del 2009. En este caso el tramo donde se hizo el levantamiento topográfico tiene una longitud de 1,971 m, desde la primera sección hasta la última, las cuales van desde el cadenamiento 0+675 al 2+646, separadas a cada 40 metros. En la figura 2.1.1.4 se presentan, como ejemplo, 6 de las secciones transversales que definen el cauce del río San Francisco; cada una de ellas se exportó desde las imágenes que se tienen disponibles al capturar las secciones en el modelo HEC – RAS.

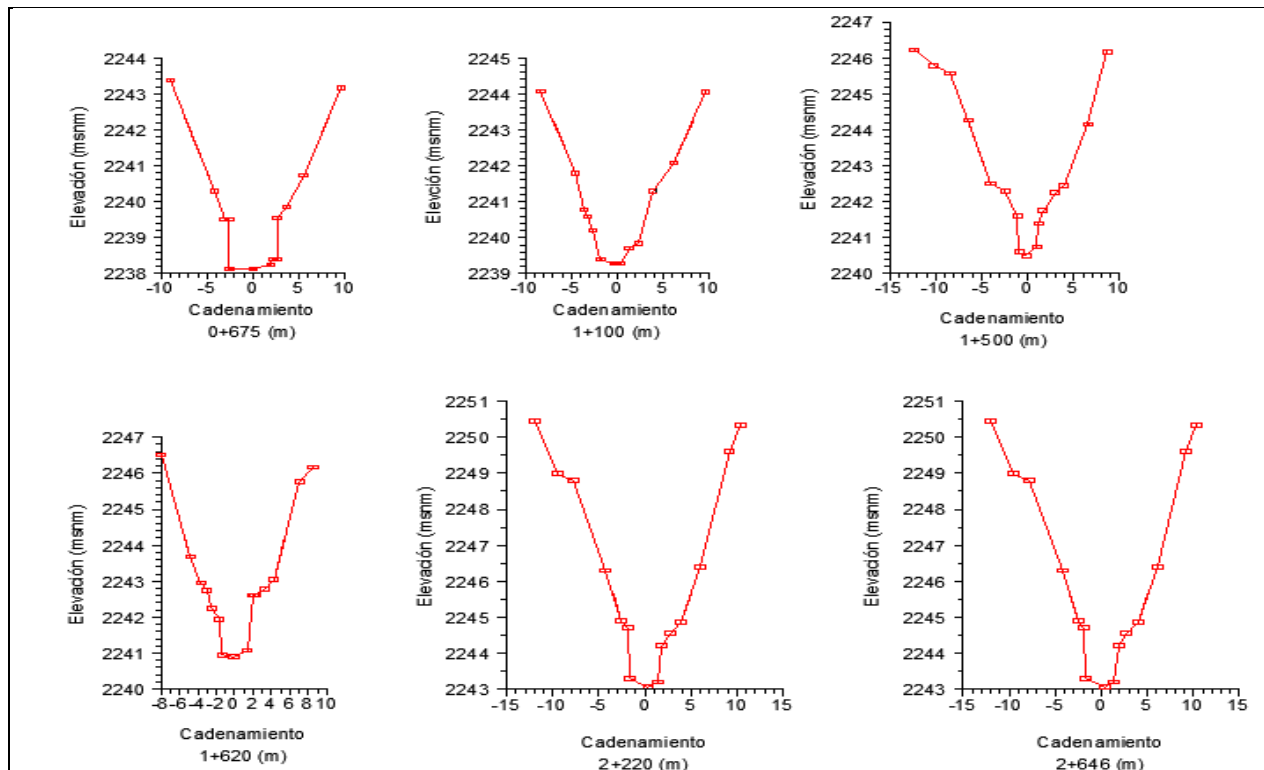


Figura 2.1.1. 4 Algunas de las secciones transversales del tramo del río San Francisco.



Alcantarillas ubicadas en el tramo en estudio

Al inicio del tramo en estudio, aguas arriba, se tiene un puente para el cruce de automóviles a San Francisco Cuautla, en el cadenamiento 2+364.9, éste cruce no interfiere en el flujo del agua.

- a) Alcantarilla tipo Arco: en el cadenamiento 1+187.15, se tiene el cruce del río con la autopista México-Puebla, véase figura 2.1.1.2, esta alcantarilla es de tipo arco, de metal corrugado, con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030, longitud de 39 m, altura máxima de 2.72 m y un ancho máximo de 4.35 m. El umbral de la entrada de la alcantarilla tiene la cota 2240.382 msnm.

- b) Alcantarilla tipo Circular: en el cadenamiento 0+792.40 se localiza otra alcantarilla, en el cruce del río con la carretera a San Marcos Huixtoco, véase figura 2.1.1.3; ésta es una alcantarilla cuya sección transversal es de forma circular, de concreto, con coeficiente de rugosidad de Manning de 0.015, diámetro de 3.06 m y longitud de 12.4 m. El umbral de la entrada de esta alcantarilla tiene la cota 2238.50 msnm.

Para conocer el efecto que tienen cada una de estas alcantarillas en la capacidad de conducción del cauce, se hizo el cálculo de varios perfiles hidráulicos, hasta obtener el caudal máximo que puede pasar a lo largo de todo el tramo en estudio, sin que el nivel del agua exceda los bordos del cauce, ni las cotas superiores de las carreteras donde se localizan las alcantarillas.

El cálculo de los perfiles hidráulicos se hizo considerando un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030, a lo largo del cauce. En este caso, la sección de control también conocida como la condición de frontera aguas abajo, está dada por la derivadora San Francisco; es necesario aclarar que la elevación del diseño original de la cresta del vertedor se modificó, para que quedara a la elevación 2241.80 msnm; de esta manera, por ejemplo, para que la derivadora descargue un caudal de 23.5 m³/s, se requiere que

el nivel del agua en la sección transversal con cadenamiento 0+675, que está justo aguas arriba de a la derivadora, debe tener la elevación 2242.33 msnm, véase figura 2.1.1.5.

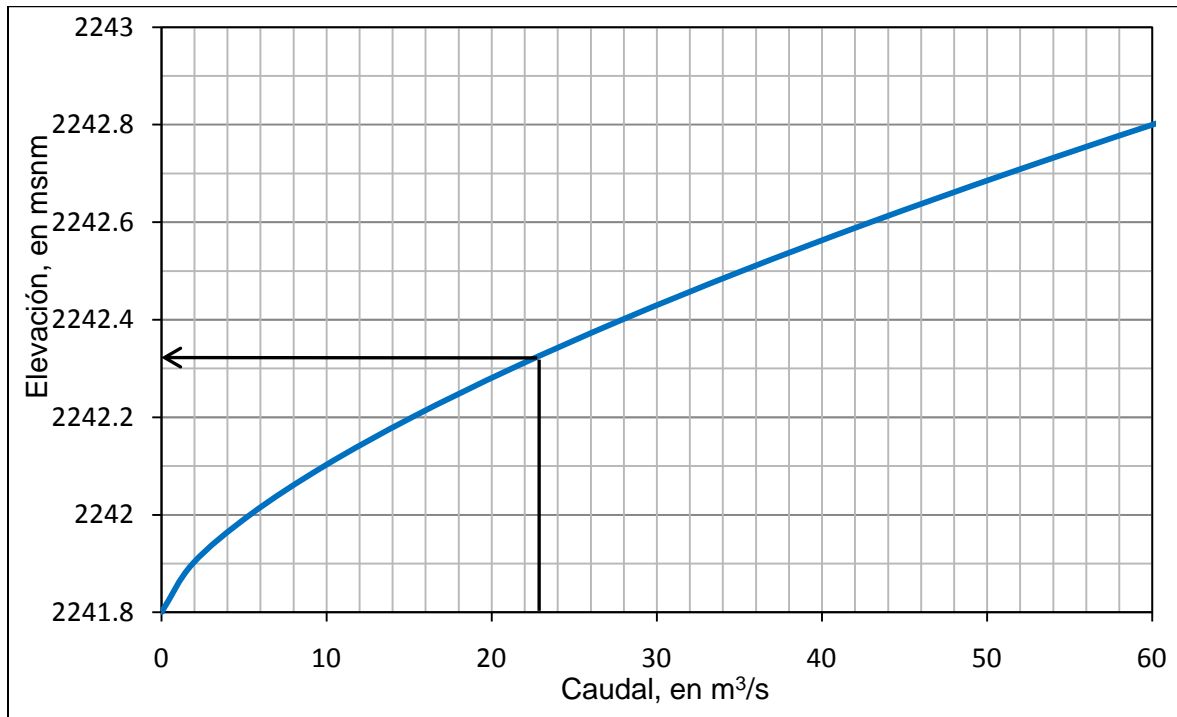


Figura 2.1.1. 5 Ley de descarga actual empleada para la derivadora San Francisco.

En la figura 2.1.1.6 se muestra el perfil longitudinal del tramo del río San Francisco; en la figura se indican las alcantarillas, el perfil de la superficie libre del agua, así como el perfil de los bordos de la margen izquierda y margen derecha. Los resultados del cálculo de los perfiles hidráulicos, indican que para caudales mayores que $23.5 \text{ m}^3/\text{s}$ se tienen problemas de desbordamiento, en la zona indicada en la figura 2.1.1.7 con un ovalo en color rojo, donde se tiene la alcantarilla tipo arco del cruce con la autopista México – Puebla, localizada en el cadenamiento 1+187.15.

El caudal de $23.5 \text{ m}^3/\text{s}$ con el que se desborda el río San Francisco, es inferior al caudal máximo de la avenida con periodo de retorno de 5 años, que es de $28.58 \text{ m}^3/\text{s}$; de esta

manera, la alcantarilla tipo arco provoca el posible desbordamiento del río al menos una vez en un intervalo de cinco años, ocasionando inundaciones en las zonas vecinas.

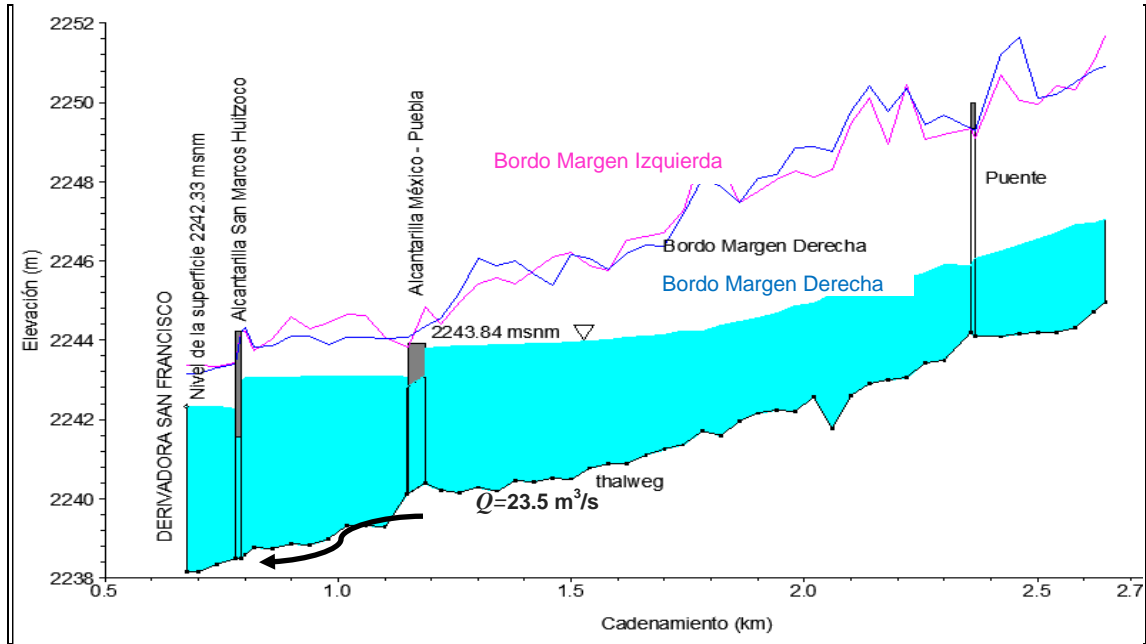


Figura 2.1.1. 6 Perfil hidráulico en el tramo aguas arriba de la derivadora San Francisco.



Figura 2.1.1. 7 Zona de desbordamiento para la avenida con $Tr < 5$ años.

Con base en los resultados obtenidos, se decidió calcular el perfil hidráulico en el mismo tramo aguas arriba de la derivadora San Francisco, pero considerando que se han quitado ambas alcantarillas para mejorar la capacidad de conducción del tramo en estudio. Los perfiles calculados se muestran en la figura 2.1.1.8; ahí se observa que el cauce tiene capacidad sobrada para conducir el caudal con periodo de retorno de 100 años, sin que se presenten problemas de desbordamiento a lo largo del mismo.

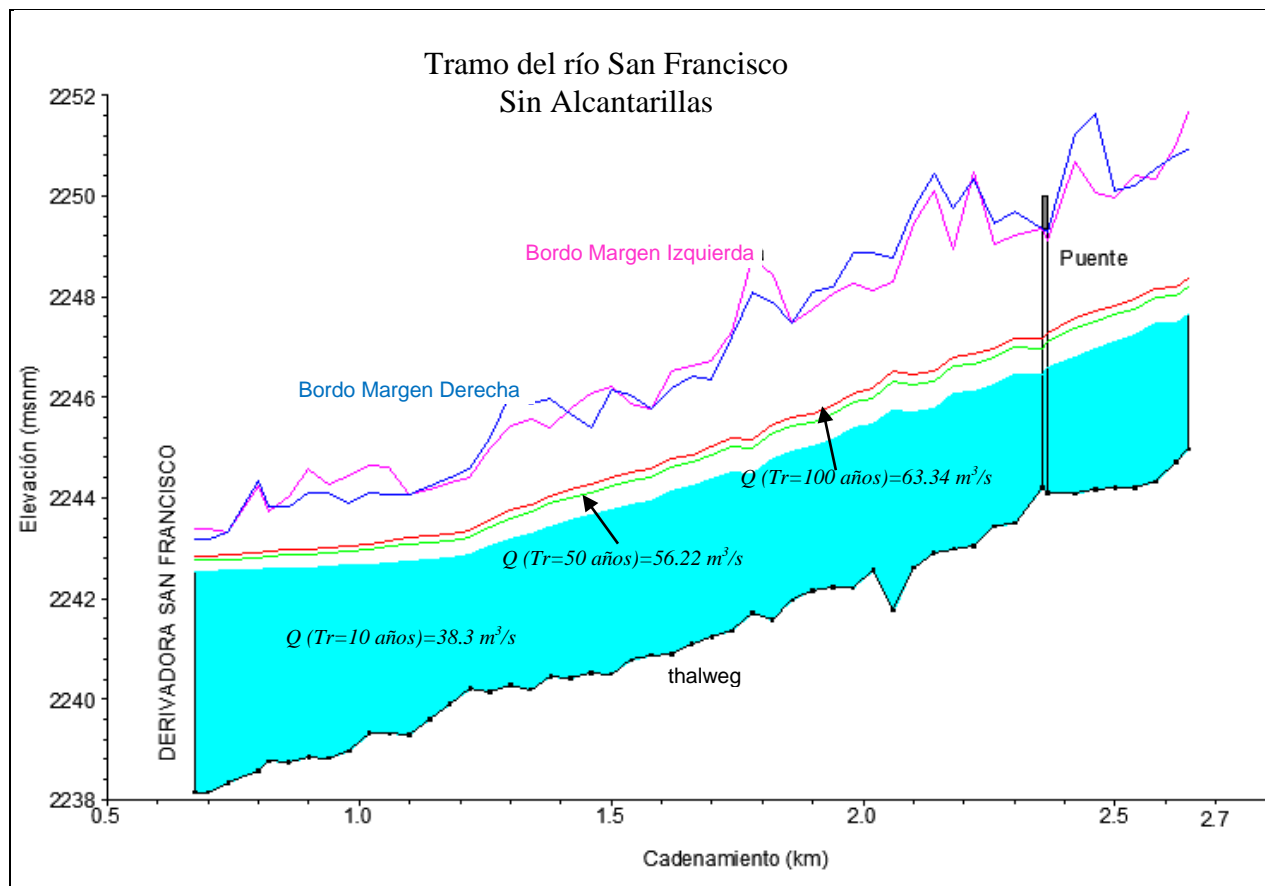


Figura 2.1.1. 8 Perfiles hidráulicos obtenidos sin efectos de las alcantarillas.

Estos resultados permiten concluir que debido a las condiciones en las que se encuentra actualmente el cauce, es decir con las dos alcantarillas, no es posible aprovechar de manera adecuada la capacidad de almacenamiento de la laguna La Gasera, ya que mientras estén las alcantarillas, únicamente ingresan a la laguna avenidas cuyos caudales máximos sean del orden de los 23 m³/s. Cabe mencionar que



para el cálculo de los perfiles anteriores, se utilizó la ley de descarga mencionada en el capítulo uno con las condiciones que prevalecen actualmente, es decir con la elevación de la cresta del vertedor a la cota 2242.10 msnm, que es menor en 0.50 m que la del diseño original.

II.II Hidrogramas del río San Rafael.

En la cuenca del río San Rafael (véase figura 1), también se tiene proyectada la construcción de dos presas; por ello, en este caso se presentan los hidrogramas que se ajustan a tres casos particulares, y que son similares al caso de la cuenca del río San Francisco: el primer caso corresponde a las condiciones actuales, donde no se tiene ninguna presa construida; en el segundo caso se supone que se tiene construida la presa del río Santo Domingo, debido a su capacidad de regular las mayores avenidas, véase Jiménez *et al* (2010); y el último caso consiste en suponer que se tienen construidas las presas Xaltocan y Santo Domingo, en la cuenca del río San Rafael.

a) Sin vasos de almacenamiento

En la figura 2.2.1 se presentan los hidrogramas asociados a los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años. En color rojo se indica el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años, con caudal pico de 23.70 m³/s; en color verde se indica el hidrograma para un periodo de retorno de 50 años, con un caudal de pico de 21.46 m³/s y en color azul se presenta el hidrograma para un periodo de retorno de 10 años con caudal pico de 17.17 m³/s.

a) Hidrogramas de la cuenca del río San Rafael con la presa Santo Domingo construida

En el estudio hidrológico presentado en Jiménez *et al* (2010), se incluyen los hidrogramas que descargaría la presa Santo Domingo durante el tránsito de la avenida

asociada al periodo de retorno de cien años; al sumar el hidrograma de salida de la presa con el hidrograma que llega al sitio donde se pretende construir la presa Xaltocan se obtiene el hidrograma de este escenario.

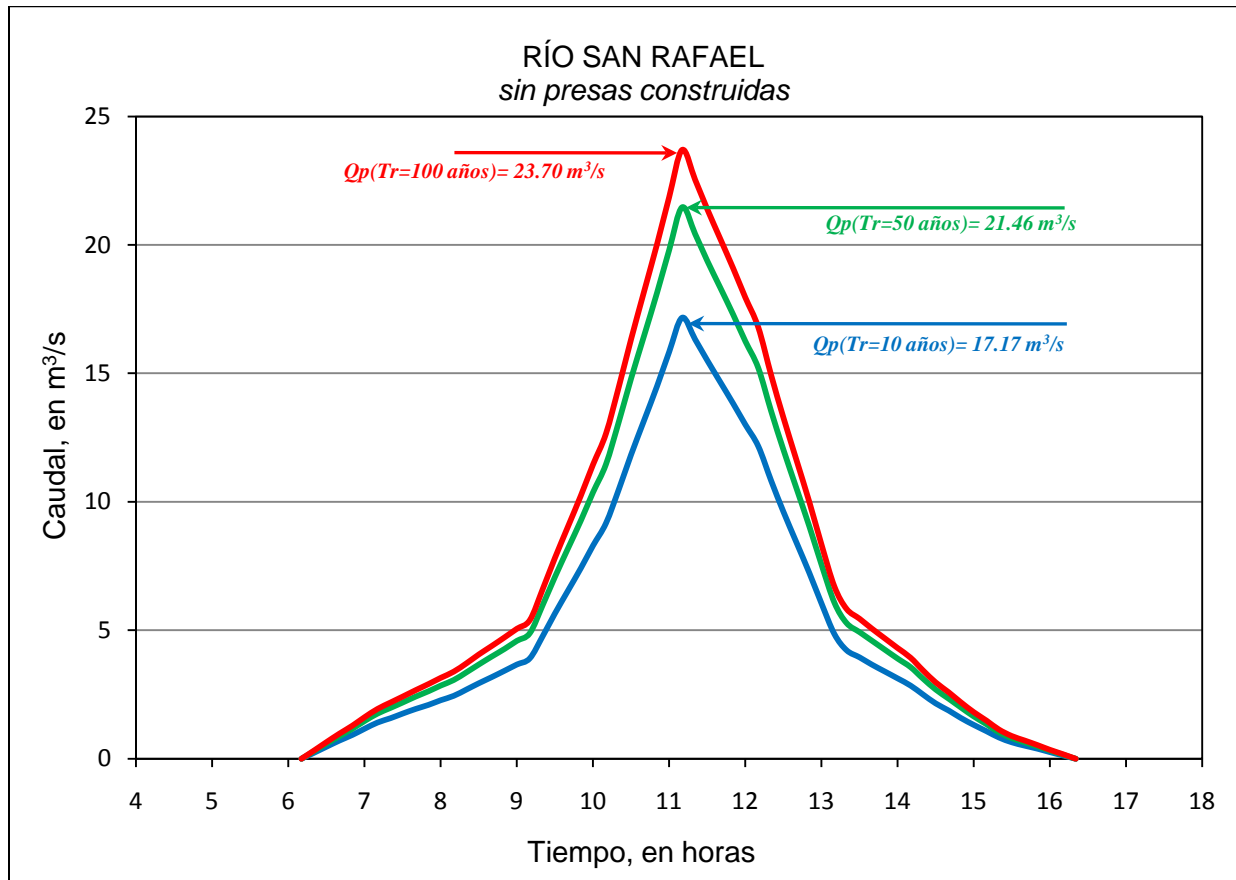


Figura 2.2. 1 Hidrogramas de la cuenca del río San Rafael para varios periodos de retorno.

En la figura 2.2.2 se indica en color rojo el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años con un caudal pico de 13.43 m^3/s . Este hidrograma es el resultado de la suma del hidrograma de salida por la obra de toma de la presa Santo Domingo, indicado en color verde, con un caudal pico de 8.03 m^3/s , más el hidrograma de entrada a la cuenca de la presa Xaltocan, indicado en color azul, con un caudal pico de 6.50 m^3/s .

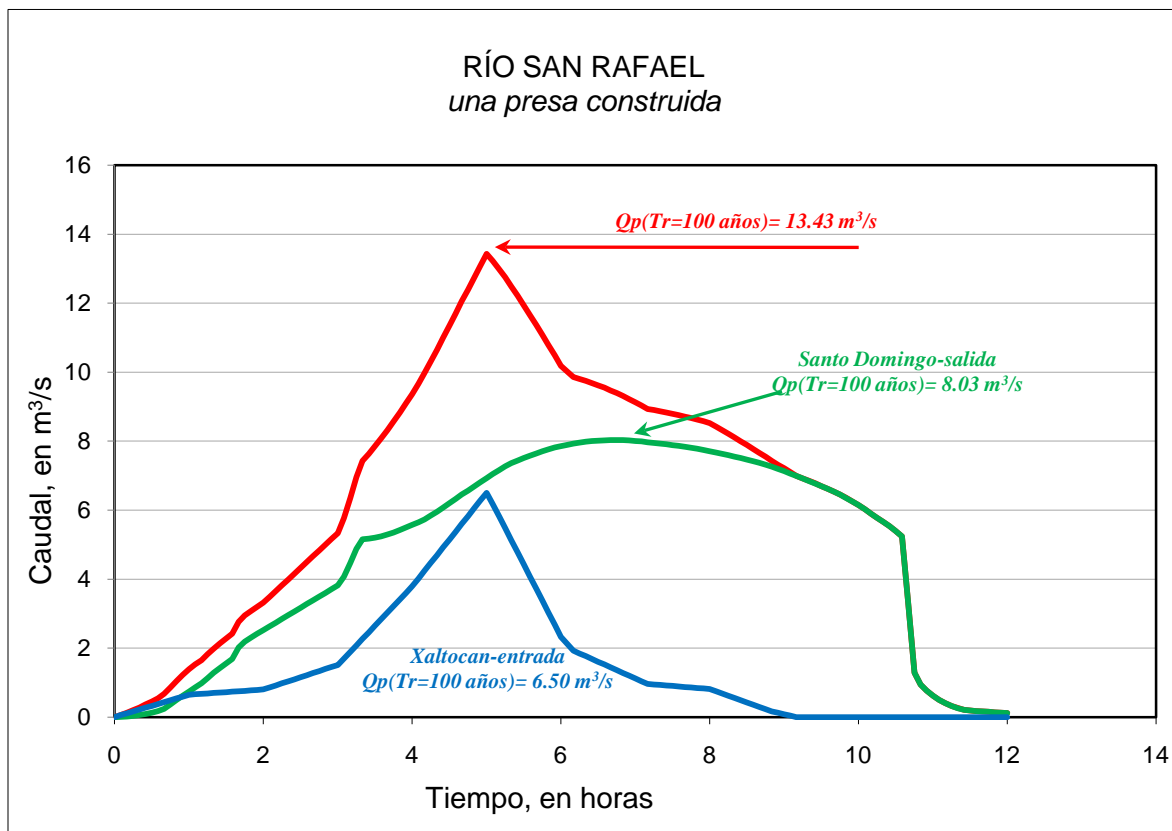


Figura 2.2. 2 Hidrograma para la cuenca del río San Rafael, $Tr=100$ años.

b) Hidrogramas de la cuenca del río San Rafael con las presas Xaltocan y Santo Domingo construidas.

Con la finalidad de conocer la utilidad de disponer de dos presas construidas en la cuenca del río San Rafael, en este apartado se presenta el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años. En la figura 2.2.3 se presenta el hidrograma correspondiente a este escenario, donde se considera que las presas Xaltocan y Santo Domingo están construidas. Se indica en color rojo el hidrograma para un periodo de retorno de 100 años cuyo caudal pico es de $11.27 \text{ m}^3/\text{s}$. Este hidrograma fue el resultado de la suma del hidrograma de salida de la obra de toma de la presa Santo Domingo, indicada en color verde, con un caudal pico de $8.03 \text{ m}^3/\text{s}$, más el hidrograma de salida de la obra de toma de la presa Xaltocan, indicada en color azul, con un caudal pico de $3.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

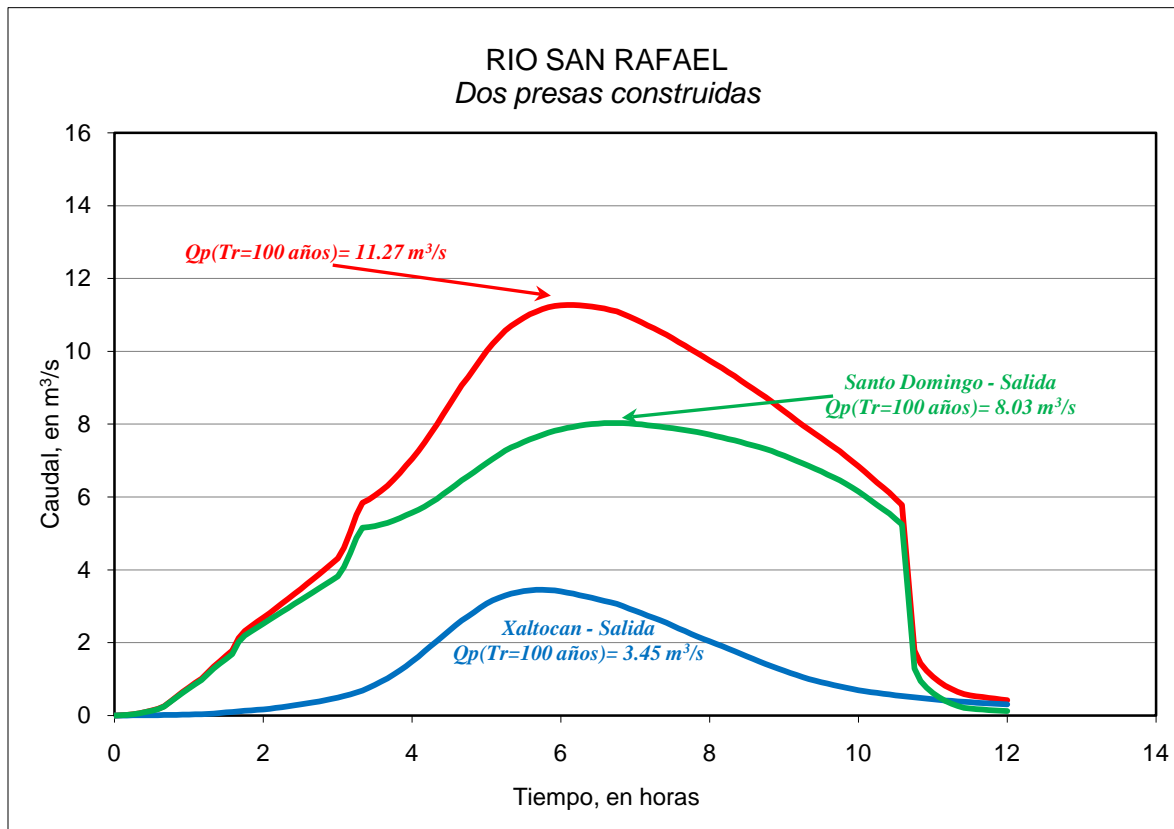


Figura 2.2. 3 Hidrogramas de la cuenca del río San Rafael, $Tr=100$ años.

II.II.1 Capacidad de conducción del río San Rafael.

En el tramo aguas arriba de la derivadora San Rafael, sobre el río San Rafael, no existe ninguna alcantarilla, véase figura 2.2.2.1; sin embargo, es recomendable revisar que el nivel máximo al que llega el agua durante el paso de la avenida con periodo de retorno de cien años, no exceda las elevaciones de los bordos perimetrales que confinan el cauce; para ello, se calculo el perfil hidráulico en dicho tramo.

En la figura 1.1.3.1 del capítulo uno, se presenta la ley de descarga de la derivadora en cuestión, la cual corresponde a las condiciones de diseño, y también para las condiciones que actualmente prevalecen, ya que se redujo la cota de la crestas de los vertedores de ambas derivadoras en 0.50 m



Figura 2.2.2. 1 Vista hacia aguas arriba del cauce del río San Rafael.

El cálculo del perfil hidráulico en el tramo aguas arriba de la derivadora San Rafael, se hizo con base en las secciones transversales del levantamiento topográfico realizado durante el mes de febrero del 2009. En este caso el tramo en estudio tiene una longitud de 441 m, desde la primera sección hasta la última, las cuales van desde el cadenamamiento 1+887.88 al 2+327.88, separadas a cada 20 y 40 metros.

En la figura 2.2.2.2 se presentan, como ejemplo, 6 de las secciones transversales que definen el cauce del río San Rafael; donde cada una de ellas se exportó del archivo que se tiene disponible al capturar las secciones en el modelo *HEC – RAS*.

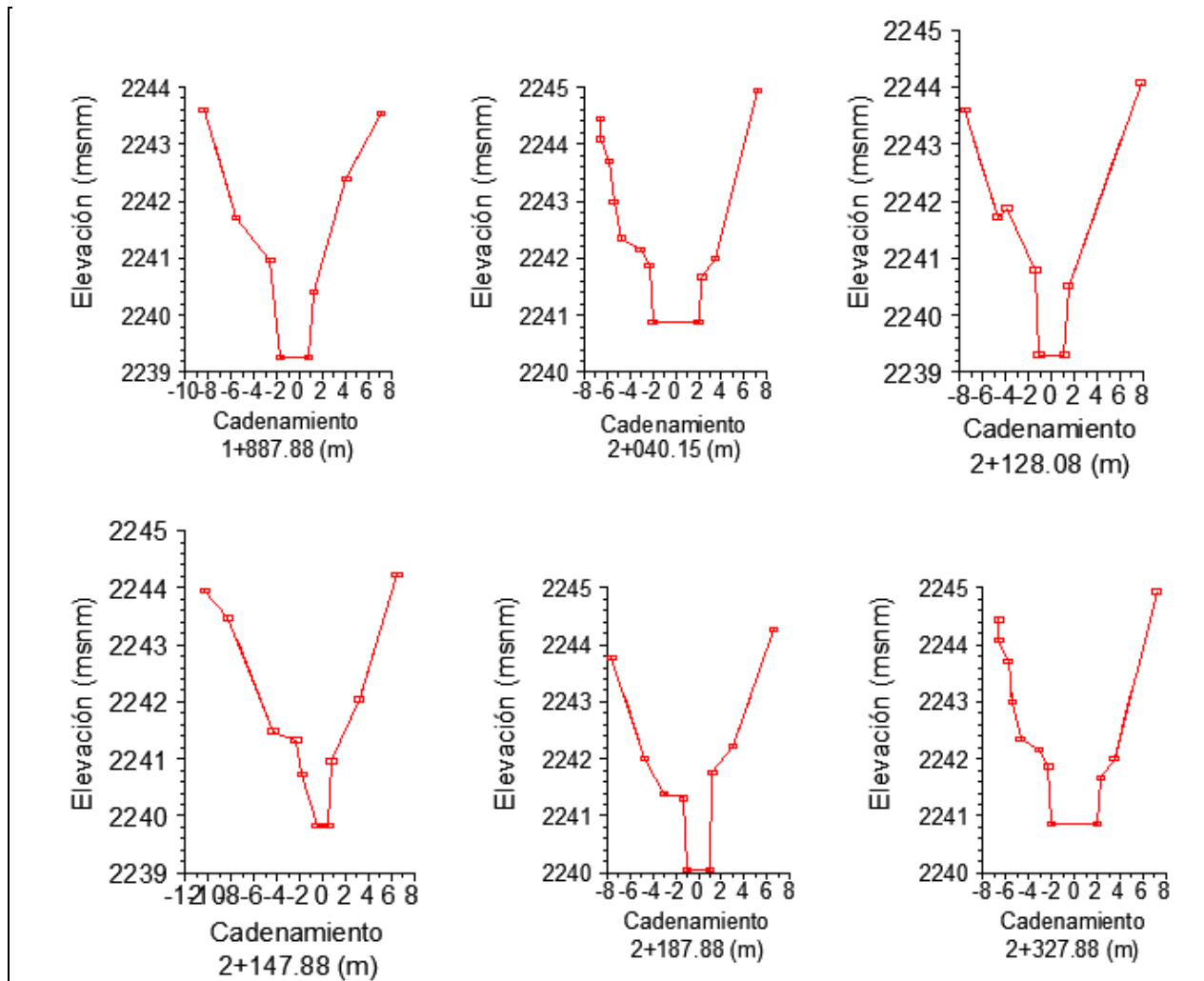


Figura 2.2.2. 2 Algunas de las secciones transversales del tramo del río San Rafael.

En el cálculo del perfil hidráulico se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030, a lo largo del cauce. Al igual que en el tramo del río San Francisco, la sección de control, también conocida como la condición de frontera aguas abajo, está dada por la ley de descarga de la derivadora San Rafael. En la figura 2.2.2.3 se muestra la ley de descarga de diseño de la derivadora, con una cota de la cresta del vertedor a la 2242.60 msnm, y la ley de descarga actual, con una cota de cresta del vertedor a la 2242.10 msnm. Se recuerda que la cresta del vertedor de cada derivadora se demolió 0.50 m, hasta quedar con la cota 2242.10.

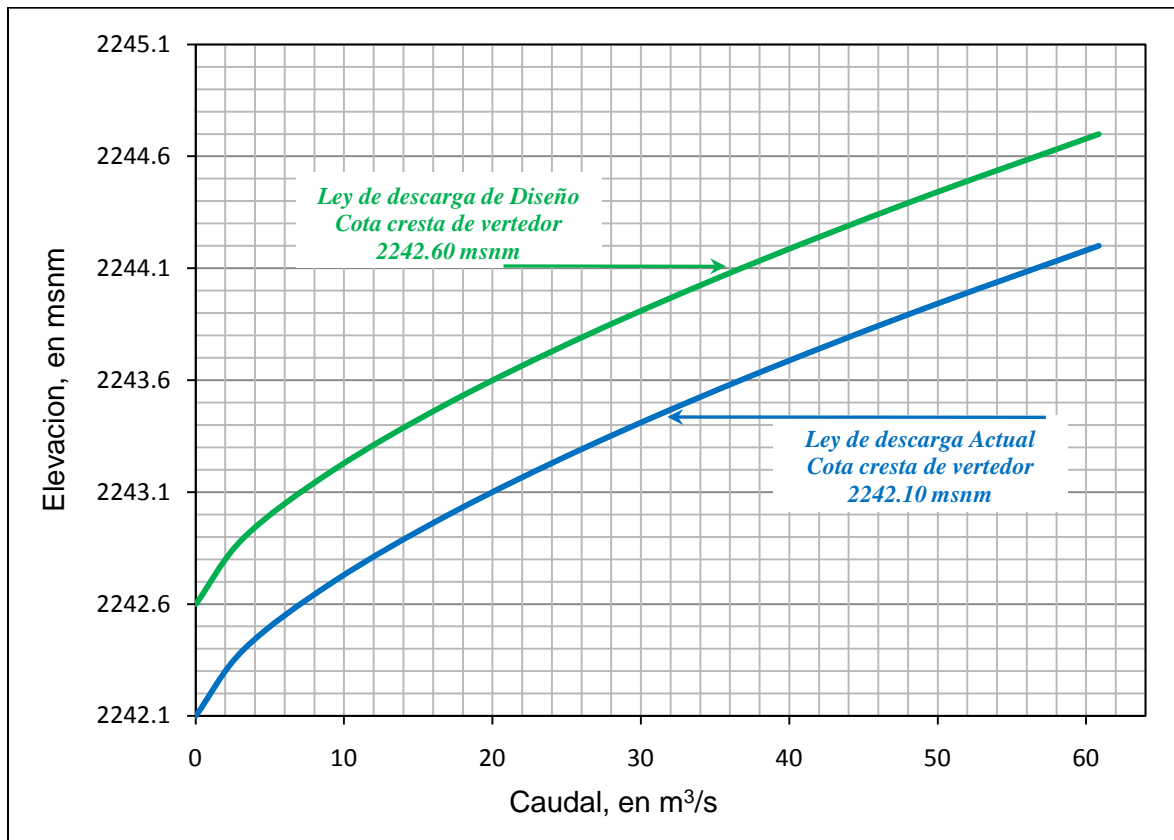


Figura 2.2.2. 3 Leyes de descarga de la derivadora San Rafael.

Al utilizar la ley de descarga indicada con color verde en la figura 2.2.2.3, es decir, con la cota de la cresta del vertedor a la 2242.60 msnm, y el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 10 años, con un caudal pico de $17.17 \text{ m}^3/\text{s}$, con el modelo numérico *HEC – RAS* se obtuvo el perfil que se muestra en la figura 2.2.2.4. Ahí se ve claramente que la cota del bordo de la margen derecha es rebasada por la cota de la superficie libre el agua, ocasionando el desborde del agua hacia la laguna.

Con el desbordamiento del agua hacia la laguna, ya no se controla el caudal que ingresa; esto provoca que pueda ingresar más caudal a la laguna poniendo en riesgo el sistema hidráulico.

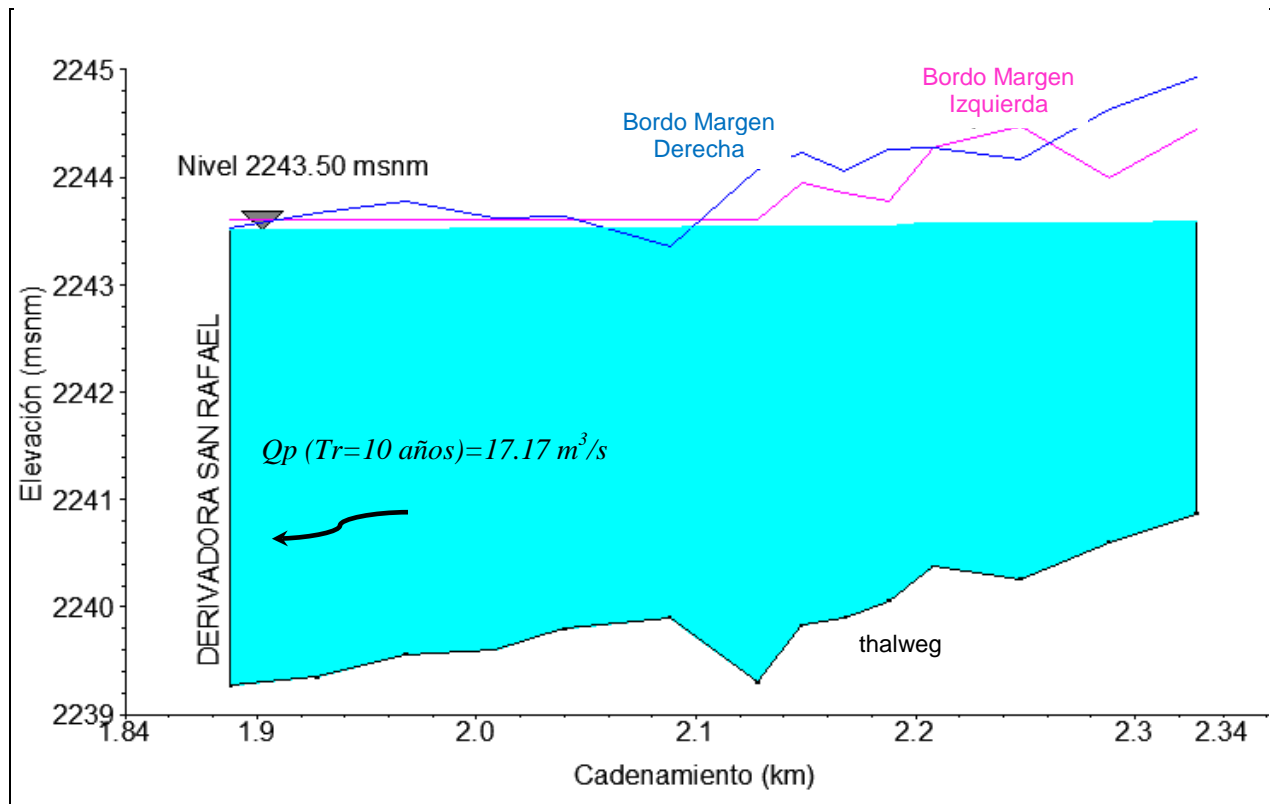


Figura 2.2.2. 4 Perfil del tramo aguas arriba de la derivadora, Ley de descarga Diseño.

Por otro lado, al utilizar la ley de descarga de la derivadora en las condiciones actuales, indicada con color azul en la figura 2.2.2.3, es decir con la cresta del vertedor a la cota 2242.10 msnm, y los hidrogramas asociados a los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años, se hizo el cálculo de los correspondientes perfiles hidráulicos con el modelo numérico *HEC – RAS*. Los perfiles hidráulicos calculados se presentan en la figura 2.2.2.5. Se puede apreciar que con la ley de descarga actual de la derivadora, el cauce es capaz de transitar hidrogramas asociados a un periodo de retorno de hasta 100 años, sin que se presenten problemas de desbordamiento. Es preciso mencionar que con la cota actual de los bordos, presentan cierto riesgo de falla, por lo que se recomienda aumentar su cota desde el cadenamiento 1+887.88 al 2+007.99, al menos a la cota 2243.60 msnm.

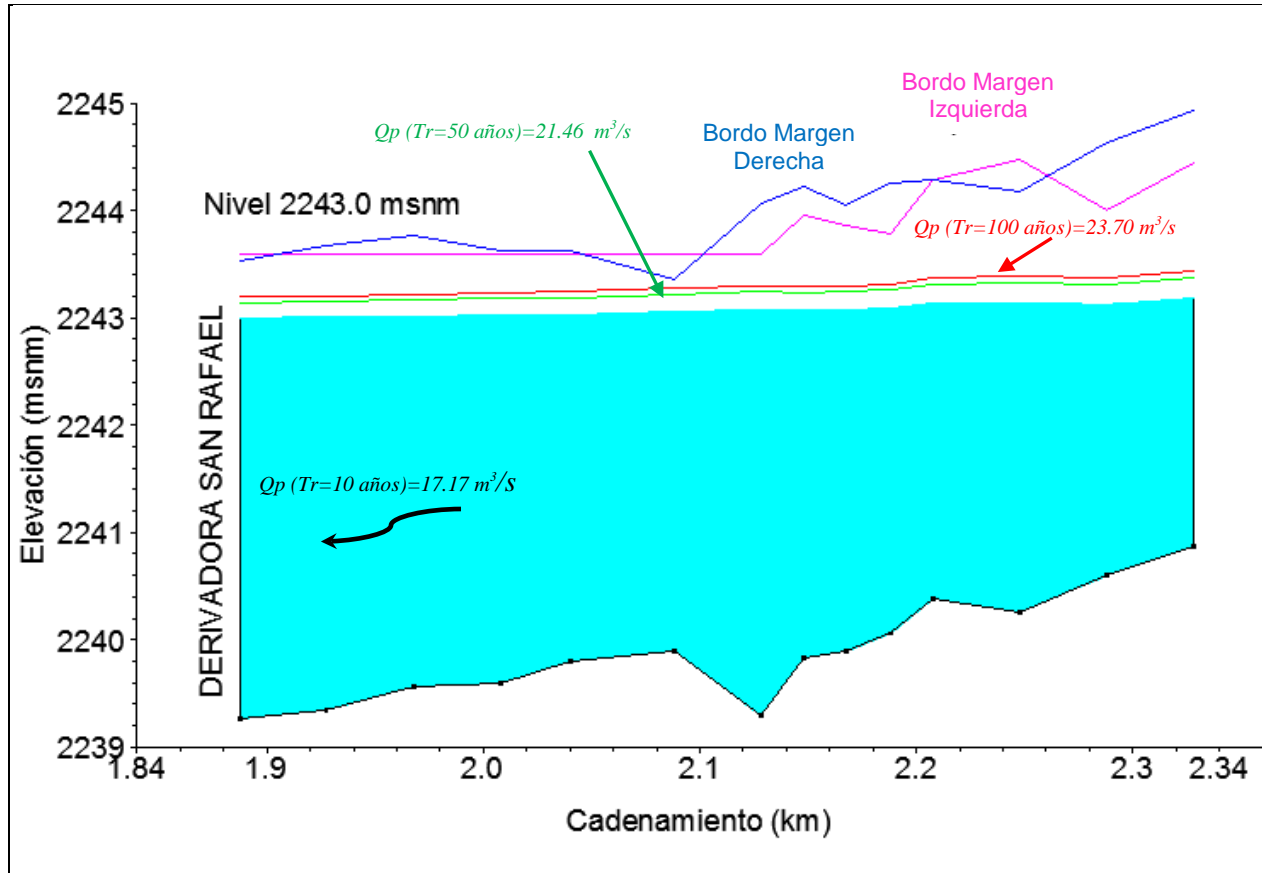


Figura 2.2.2. 5 Perfil del tramo aguas arriba de la derivadora, Ley de descarga Actual.

II.III Hidrogramas de entrada a la laguna La Gasera.

Con base en los resultados anteriores, a continuación se obtienen los hidrogramas que ingresan a la laguna La Gasera, con los cuales se hacen las modelaciones del funcionamiento hidráulico de la laguna para los tres escenarios ya mencionados; para ello, se hacen las consideraciones siguientes: se han sustituido las alcantarillas del río San Francisco por estructuras puente vigueta; las elevaciones de los bordos perimetrales el río San Rafael se han aumentado para que no sean excedidas por los niveles del agua durante el paso de avenidas extraordinarias; y las elevaciones de las crestas de los vertedores de ambas derivadoras están 0.50 m por debajo de las correspondientes elevaciones de diseño.



Hidrogramas sin vasos de almacenamientos

Uno de los escenarios que contempla el análisis del funcionamiento hidráulico de la laguna, se basa en las condiciones actuales, que consisten en que no se dispone de ningún vaso de almacenamiento que ayude a regular las avenidas.

Por ello, a continuación se presentan los hidrogramas asociados a los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años que ingresan a la laguna por ambas derivadoras, siendo este el caso más desfavorable para el funcionamiento hidráulico de la laguna *La Gasera*.

En la figura 2.3.1 se presentan los hidrogramas asociados a varios periodos de retorno, en color rojo se indica el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años, con un caudal pico de $87.04 \text{ m}^3/\text{s}$; en color verde se indica el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 50 años, con un caudal de pico de $77.68 \text{ m}^3/\text{s}$ y en color azul se indica el hidrograma asociado u un periodo de retronó de 10 años, con un caudal pico de $55.47 \text{ m}^3/\text{s}$.

Estos hidrogramas fueron el resultado de sumar los hidrogramas de las figuras 2.1.1 y 2.2.1, que son los hidrogramas que ingresan a la laguna por la derivadora San Francisco y por la derivadora San Rafael.

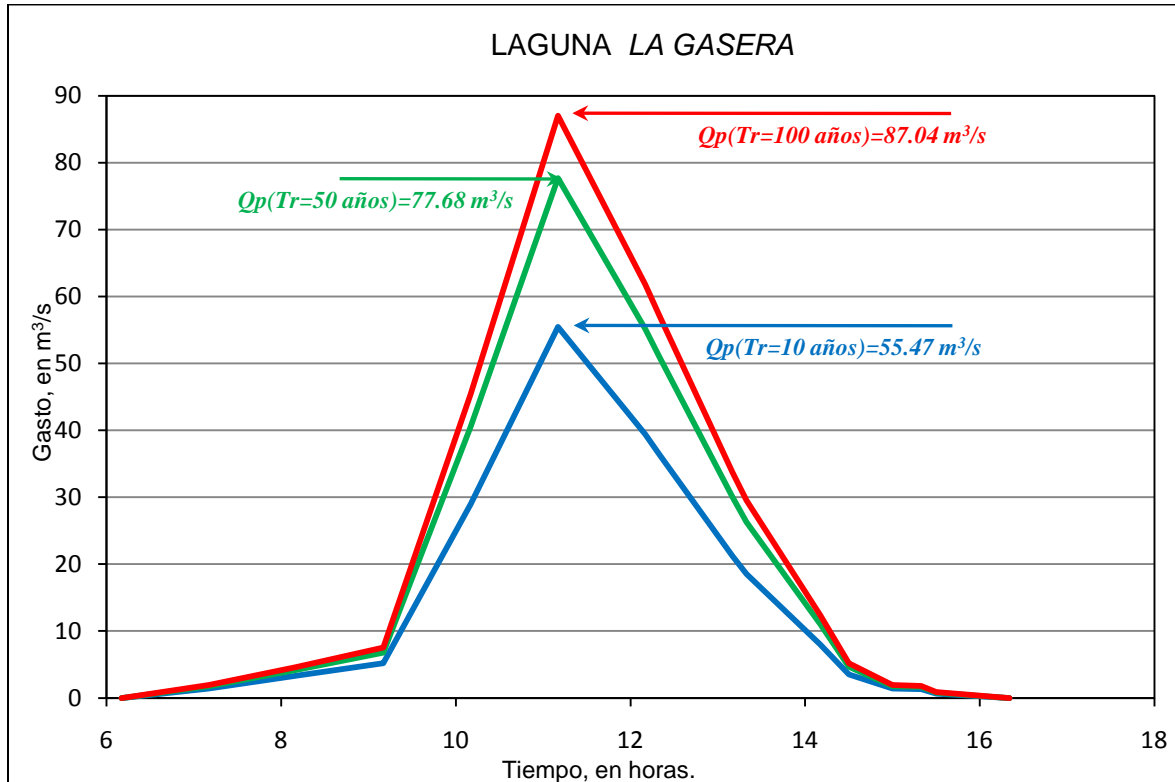


Figura 2.3. 2 Hidrogramas que ingresan a la laguna.

a) Hidrogramas que ingresan a la laguna La Gasera, con 3 presas construidas en la cuenca del río San Francisco y una presa construida en la cuenca del río San Rafael.

Los hidrogramas que se presentan a continuación, corresponden a la condición donde se considera que en la cuenca del río San Francisco se tienen construidas las presas Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II, mientras que en la cuenca del río San Rafael se tiene construida la presa Santo Domingo, se considera aclarar que los hidrogramas presentados en el informe realizado por Jiménez *et al* (2010) para el caso de las presas construidas, son hidrogramas regulados por la obra de toma de cada almacenamiento.

En la figura 2.3.2 se presenta el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años, indicado en color rojo el hidrograma total de entrada; en color verde el hidrograma

que ingresa a la laguna *La Gasera* por la derivadora San Francisco y en color azul el hidrograma que ingresa a la laguna por la derivadora San Rafael.

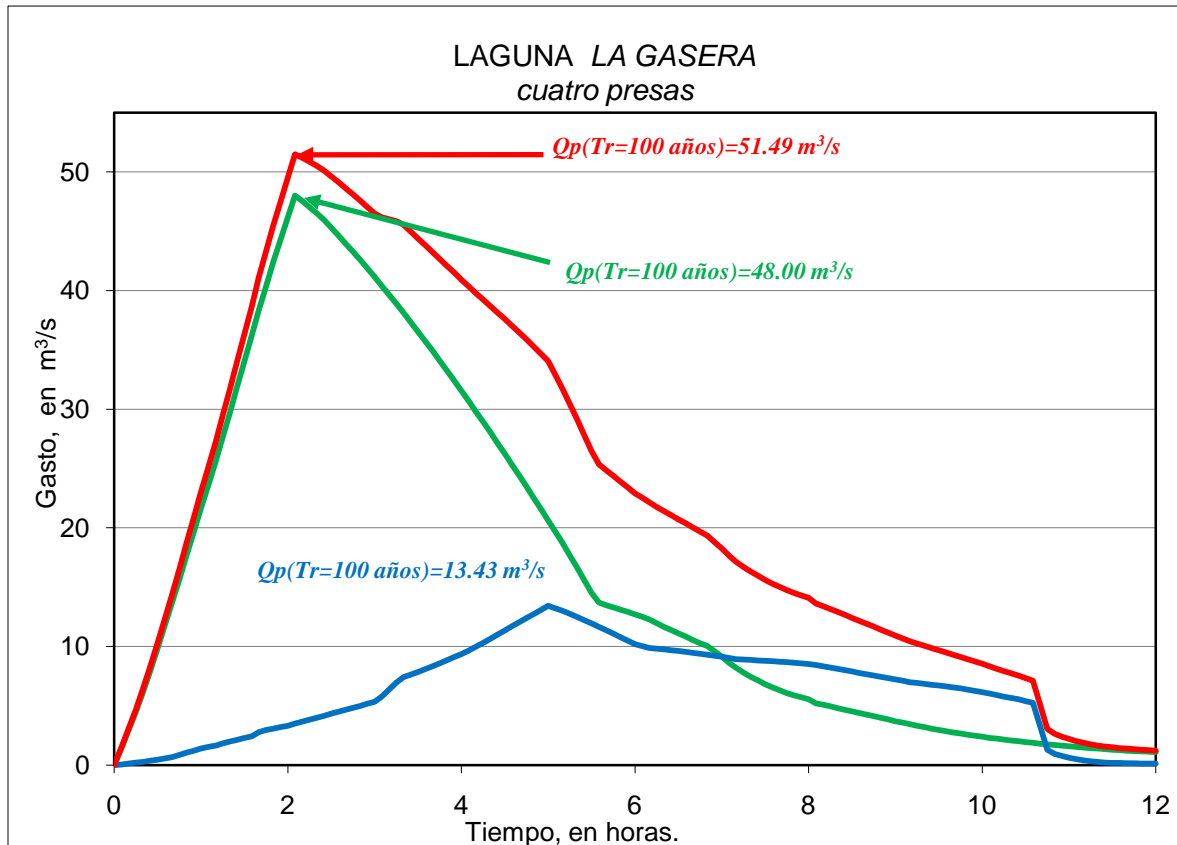


Figura 2.3. 3 Hidrograma de entrada a la laguna *La Gasera*, $Tr=100$ años.

b) Hidrogramas que ingresan a la laguna *La Gasera*, considerando que se tiene construidas las 7 presas.

En este apartado se presenta el hidrograma que ingresa a la laguna *La Gasera*, asociado a un periodo de retorno de 100 años, considerando que sobre la cuenca del río San Francisco se tienen construidas las presas Texcahuey, Zoquiapan, Chihuahua II, El Olivar y Las Jícaras, mientras que en la cuenca del río San Rafael se tienen construidas las presas Xaltocan y Santo Domingo. En la figura 2.3.3 se presenta el hidrograma asociado a un periodo de retorno de 100 años, indicado en color rojo el hidrograma total de entrada a la laguna *La Gasera*, en color verde el hidrograma que

ingresa a la laguna por la derivadora San Francisco y en color azul el hidrograma que ingresa por la derivadora San Rafael.

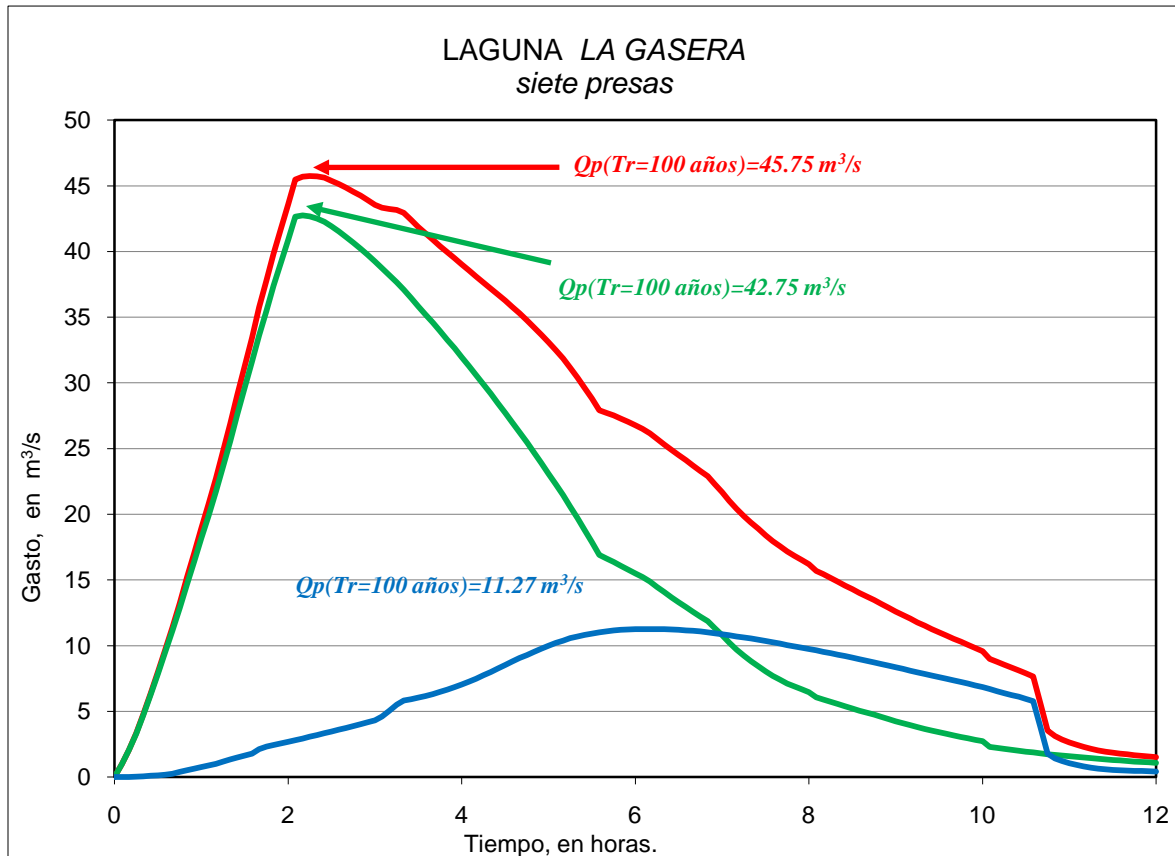


Figura 2.3. 4 Hidrogramas que ingresan a la laguna La Gasera, Tr=100 años.

En el capítulo siguiente y haciendo uso de los hidrogramas de las figuras 2.3.1, 2.3.2 y 2.3.3 se realizó el análisis del funcionamiento hidráulico de la laguna La Gasera.



III. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA LA GASERA

El funcionamiento hidráulico de la laguna La Gasera consiste en que al irse llenando, una parte del caudal sale por los orificios y otra por el vertedor de la estructura de descarga. El gasto que sale de la estructura de descarga de la laguna *La Gasera* entra directamente al río de *La Compañía*, y el gasto total que ingresa al río de *La Compañía* está dado por la suma del gasto descargado por la estructura de descarga de la laguna *La Gasera* mas el que es descargado por cada uno de los orificios de las derivadoras; se requiere que el gasto total no exceda los 30 m³/s, ya que este es el caudal máximo que puede conducir el río de *La Compañía*, sin que se tengan problemas de desbordamiento aguas abajo de la confluencia de los ríos San Francisco y San Rafael.

La revisión del funcionamiento hidráulico de la laguna *La Gasera*, consiste en modelar los tránsitos de las avenidas que ingresan a la laguna, cuyos hidrogramas están incluidos en el capítulo anterior, para diferentes escenarios que se presentan a continuación.

III.1 Sin presas Construidas.

Este escenario corresponde a las condiciones actuales del sistema hidráulico en estudio, que se distingue por no disponer de ningún vaso de almacenamiento en las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael; el hidrograma de ingreso a la laguna es el mostrado en la fig 2.3.1. El método empleado para modelar el tránsito de la avenida se incluye en el apéndice B.

En las figs. 3.1.1, 3.1.2 y 3.1.3 se muestran los hidrogramas de entrada y salida para los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años respectivamente.

En la figura 3.1.1 se puede observar que el gasto de salida de la laguna *La Gasera*, para el periodo de retorno de 10 años es de $19.79 \text{ m}^3/\text{s}$, que ingresa directamente al río de *La Compañía*; el gasto mencionado es menor que el que es capaz de conducir el río sin presentar problemas de desbordamiento.

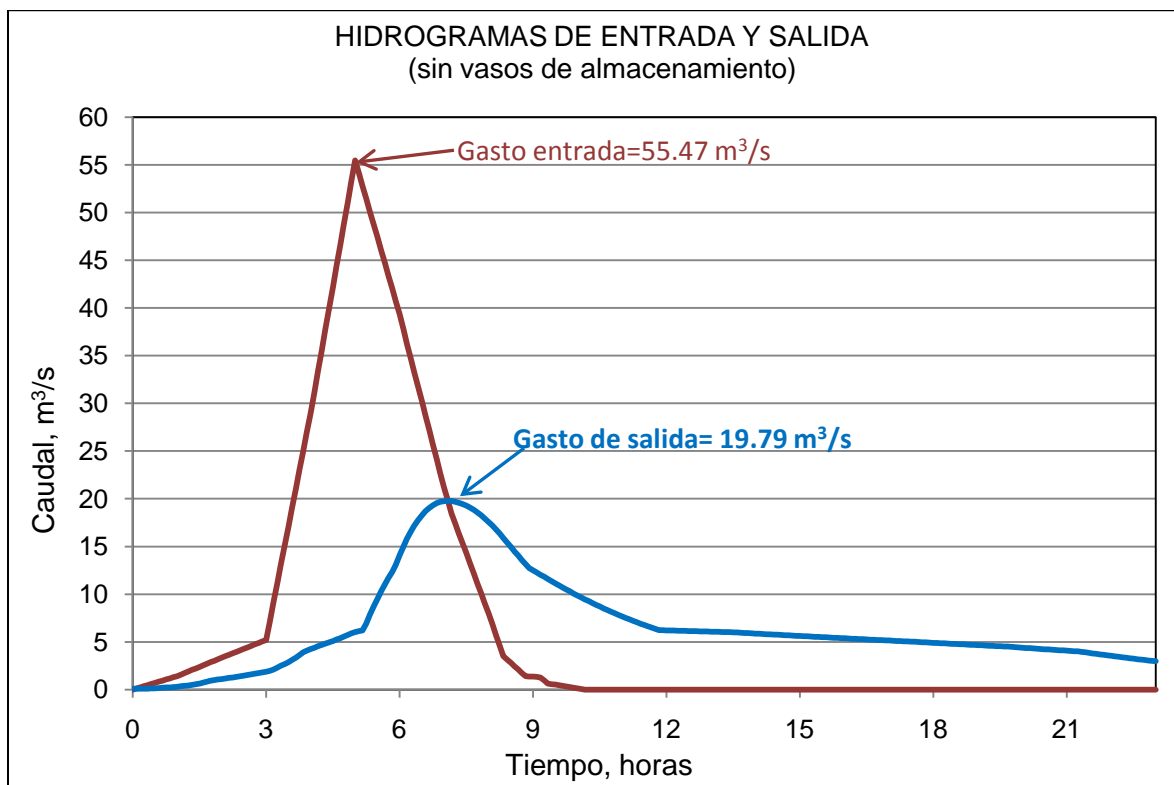


Figura 3.1. 1 Hidrogramas de la laguna *La Gasera*, $Tr= 10$ años

En la figura 3.1.2 se presentan los hidrogramas de entrada y salida de la laguna *La Gasera* para un periodo de retorno de 50 años. En este caso el gasto total de salida y que ingresa directamente al río de *La Compañía*, es de $33.45 \text{ m}^3/\text{s}$; este gasto es mayor al que puede conducir el río, por lo que para un periodo de retorno de 50 años, se corre

el riesgo de que al menos una vez el río de *La Compañía* presente problemas de desbordamiento.

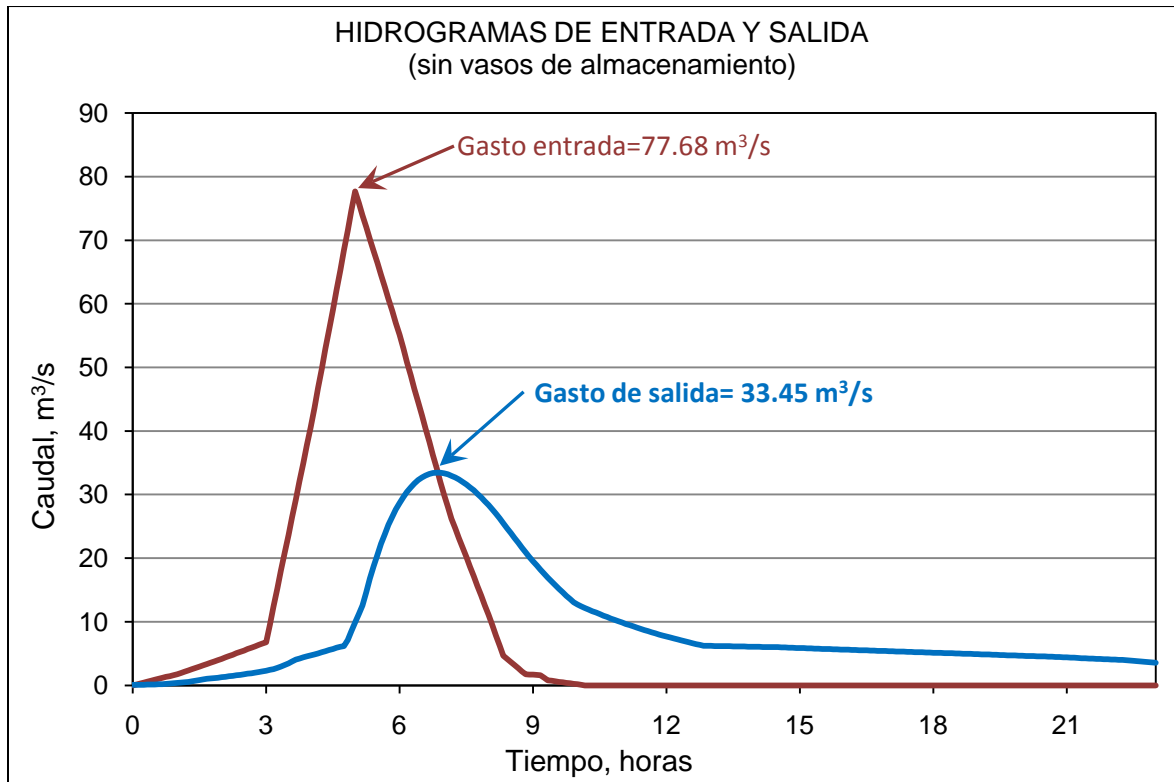


Figura 3.1. 2 Hidrogramas de la laguna La Gasera, $T_r = 50$ años.

Finalmente en la figura 3.1.3 se presenta el hidrograma para un periodo de retorno de 100 años, donde el gasto de entrada es de $87.04 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras el gasto de salida de la laguna la gasera el de $39.01 \text{ m}^3/\text{s}$, y claramente se observa que este gasto es mucho mayor al gasto de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ que puede conducir el río de *La Compañía*.

Es conveniente recordar que estos resultados se basan en el hecho de que sobre las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael no se tiene ninguna presa construida, además de considerar que sobre el cauce del río San Francisco no se tienen los efectos de las alcantarillas en la capacidad de conducción del río San Francisco.

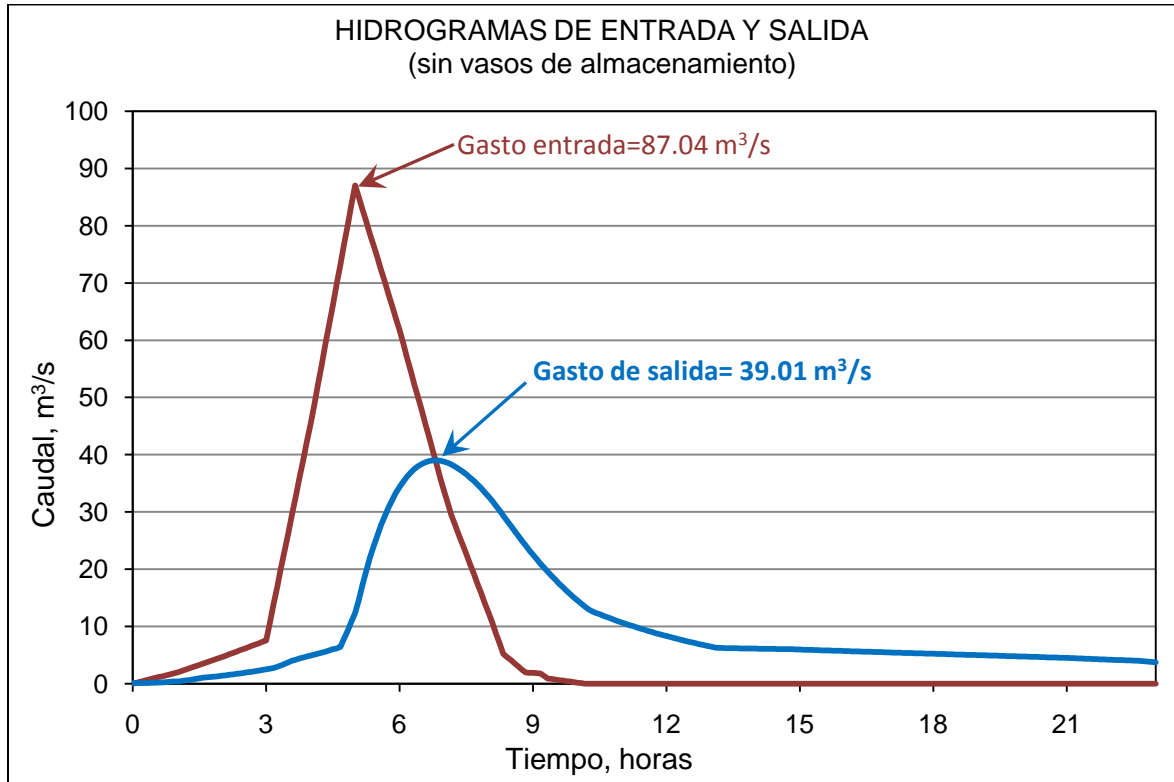


Figura 3.1. 3 Hidrogramas de la laguna La Gasera, $Tr=100$ años.

En la figura 3.1.4 se presenta el limnigrama de la laguna durante el paso de las avenidas; ahí se indican los niveles máximos al que llega el agua dentro del vaso de almacenamiento, para los diferentes periodos de retorno.

Para el periodo de retorno de 10 años, la elevación máxima del agua en la laguna es 2242.57 msnm, mientras que para el periodo de 50 años es la cota 2242.87 y 2242.97 msnm para el periodo de retorno de 100 años; debido a que la menor elevación que tienen las coronas de los bordos perimetrales de la laguna es la cota 2243.60 msnm, para las avenidas asociadas a los periodos de retorno de 50 y 100 años.

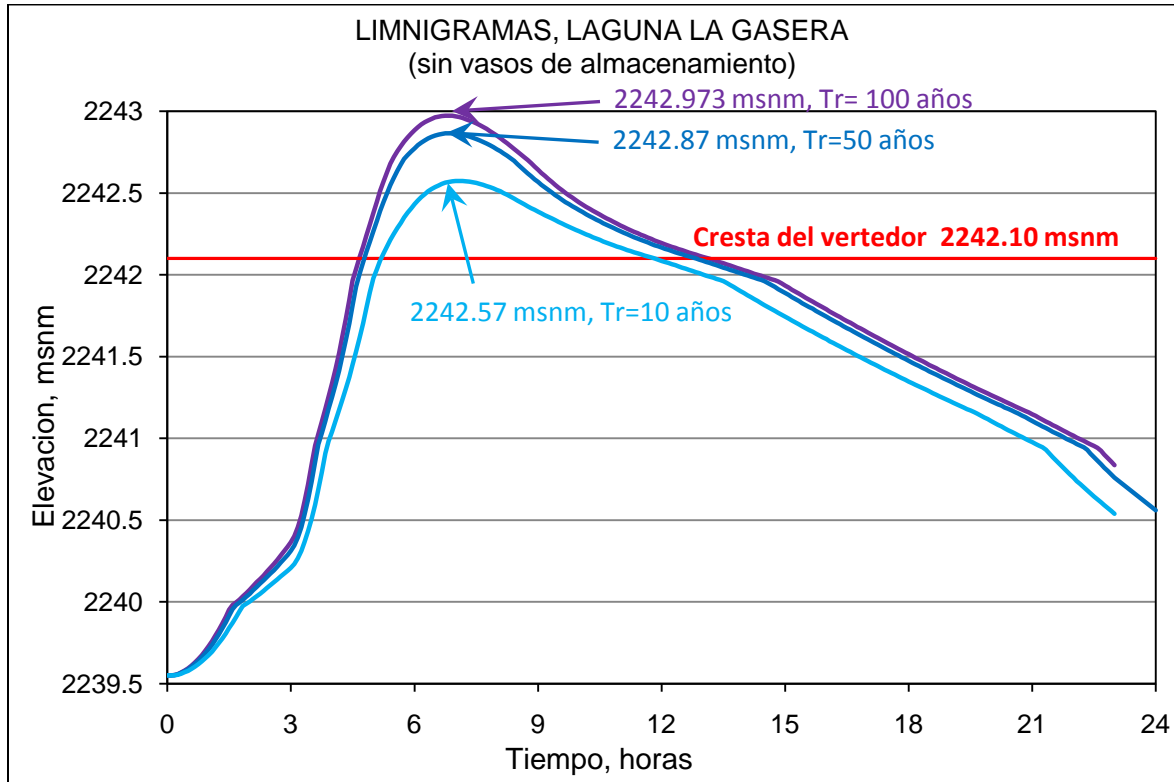


Figura 3.1. 4 Linmigramas de la laguna la Gasera, varios periodos de retorno.

III.II Con algunas presas Construidas.

Una forma de ver la utilidad de disponer de las presas de almacenamiento que se tienen proyectadas, consiste en hacer la modelación numérica del funcionamiento hidráulico del sistema, con la suposición de que se tienen algunas presas construidas. Para ello, es conveniente definir un criterio que permita decidir cuáles presas se deben construir primero. Se considera que dicho criterio se debe basar en seleccionar aquellos almacenamientos que tienen mayor capacidad de regulación durante el tránsito de avenidas, y que también capten las avenidas de mayor volumen que están asociadas a los periodos de retorno de 50 y 100 años. Como restricción se tiene que el caudal máximo que se descarga al río de La Compañía no debe exceder de $30 \text{ m}^3/\text{s}$.



En el estudio hidrológico que se presenta en Jiménez *et al* (2010), se indica que las avenidas con los mayores caudales llegan a la presa Santo Domingo, ubicada en la cuenca del río San Rafael, y las presas Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II, que pertenecen a la cuenca del río San Francisco. En la tabla 3.2.1 se muestra la comparación de los caudales máximos, Q_E , de los hidrogramas que llegan a cada vaso, y también los gastos máximos de salida, Q_S , para el periodo de retorno de 100 años.

Tabla 3.2.1 Caudales máximos de los hidrogramas con periodo de retorno de 100 años

PRESA	Q_E (m^3/s)	Q_S (m^3/s)	Q_S/Q_E (%)	$Q_E - Q_S$ (m^3/s)
Santo Domingo *	17.184	8.031	47	9.153
Texcahuey *	13.36	4.735	35	8.625
Zoquiapan *	12.35	11	88	1.35
Chihuahua II *	11.08	4.336	39	6.744
Las Jícaras	7.98	3.866	48	4.114
Xaltocan	6.512	3.451	53	3.061
El Olivar	4.5	4.286	96	0.214

(*) Presas que tienen prioridad para ser construidas.

De acuerdo a la tabla presentada, se marcan con (*) las presas que tiene prioridad para ser construidas, ya que estas regulan las avenidas más grandes. Con base en estos datos y utilizando el hidrograma de entrada que cumple con estas características, se procede a realizar el tránsito de avenidas en el vaso de almacenamiento de la laguna.

En la figura 3.2.1 se presentan los hidrogramas de entrada y salida de la laguna *La Gasera*, para un periodo de retorno de 50 años; el gasto máximo de entrada a la laguna es de $46.903 m^3/s$, mientras que el gasto de salida es de $24.833 m^3/s$, que es menor a los $30 m^3/s$ que el río de la Compañía puede conducir, por lo que no se tiene ningún problema de desbordamiento; por ello se concluye que al construir las 4 presas, se tiene una buena regulación de las avenidas asociadas a un periodo de retorno de 50 años, provenientes de la cuenca del río San Francisco y San Rafael.

En la figura 3.2.2 se presenta el correspondiente limnigrama para el periodo de retorno de 50 años, se muestra que la cota máxima del agua en la laguna es 2242.7 msnm.

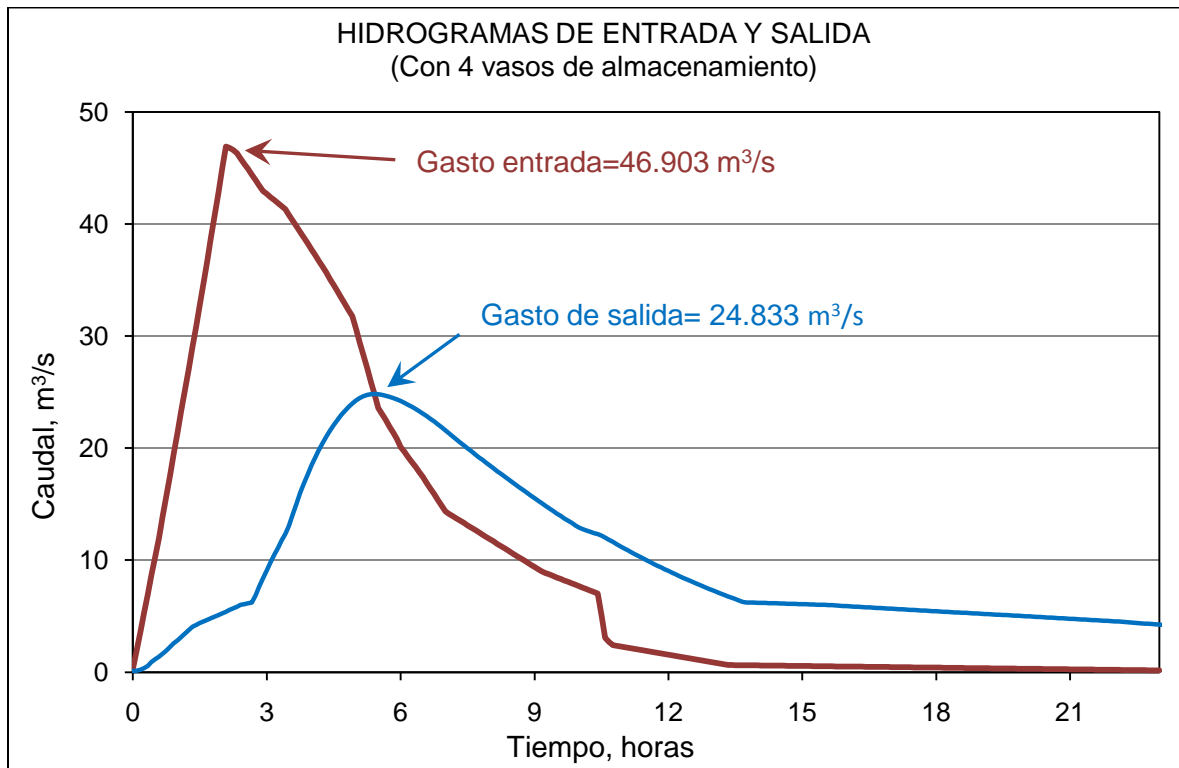


Figura 3.2. 1 Hidrogramas de la laguna la Gasera, $Tr= 50$ años

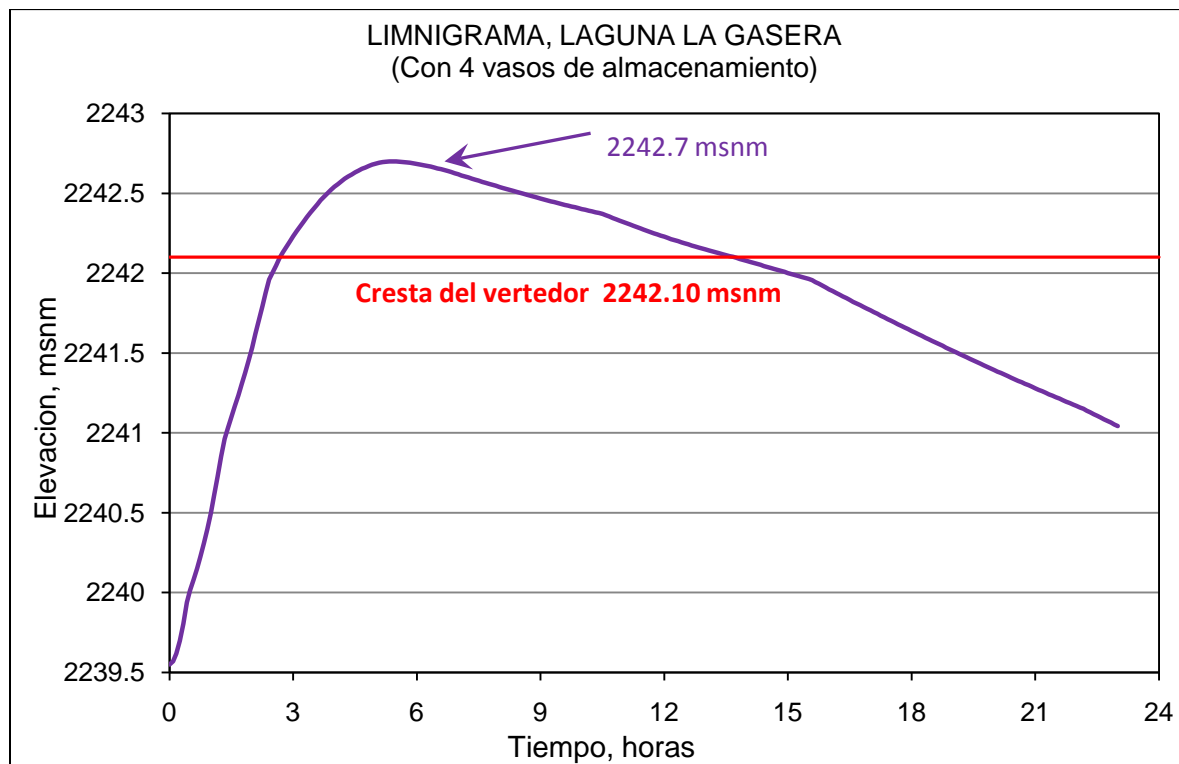


Figura 3.2. 2 Limnigrama de la laguna la Gasera, $Tr= 50$ años.

En la figura 3.2.3 se presentan los hidrogramas de entrada y de salida de la laguna *La Gasera*, para un periodo de retorno de 100 años; el gasto máximo de salida de la laguna *La Gasera* es de $28.30 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que el de entrada es de $51.49 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir, el caudal pico de entrada se reduce en casi el 45%.

De igual forma, para un periodo de retorno de 100 años, el gasto descargado hacia el río de la compañía es inferior, de manera que las 4 presas antes mencionadas regulan de manera normal las avenidas provenientes de la cuenca del río San Francisco y San Rafael.

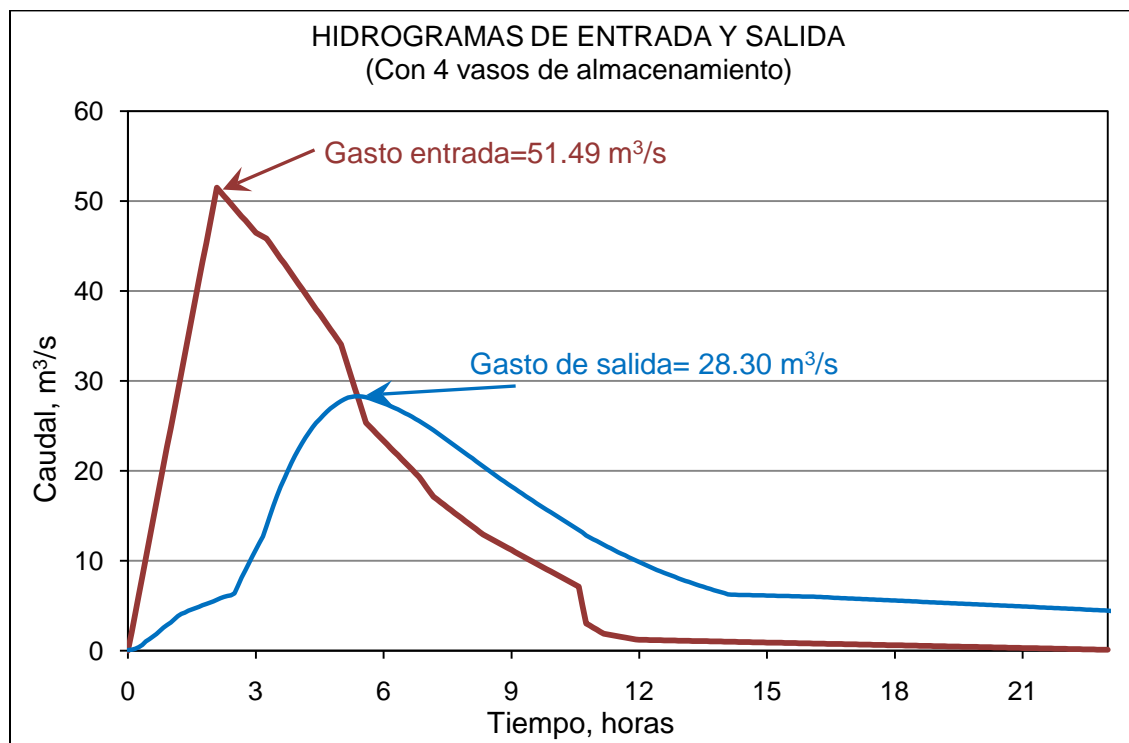


Figura 3.2. 3 Hidrogramas de la laguna la gasera, $Tr=100$ años.

En la figura 3.2.4 se presenta el correspondiente limnigrama para un periodo de retorno de 100 años, mostrando la cota máxima del agua en la laguna de 2242.77 msnm . Se aprecia que también el nivel del agua rebasa la cota de la cresta del vertedor de la laguna por un periodo de aproximadamente 11 horas.

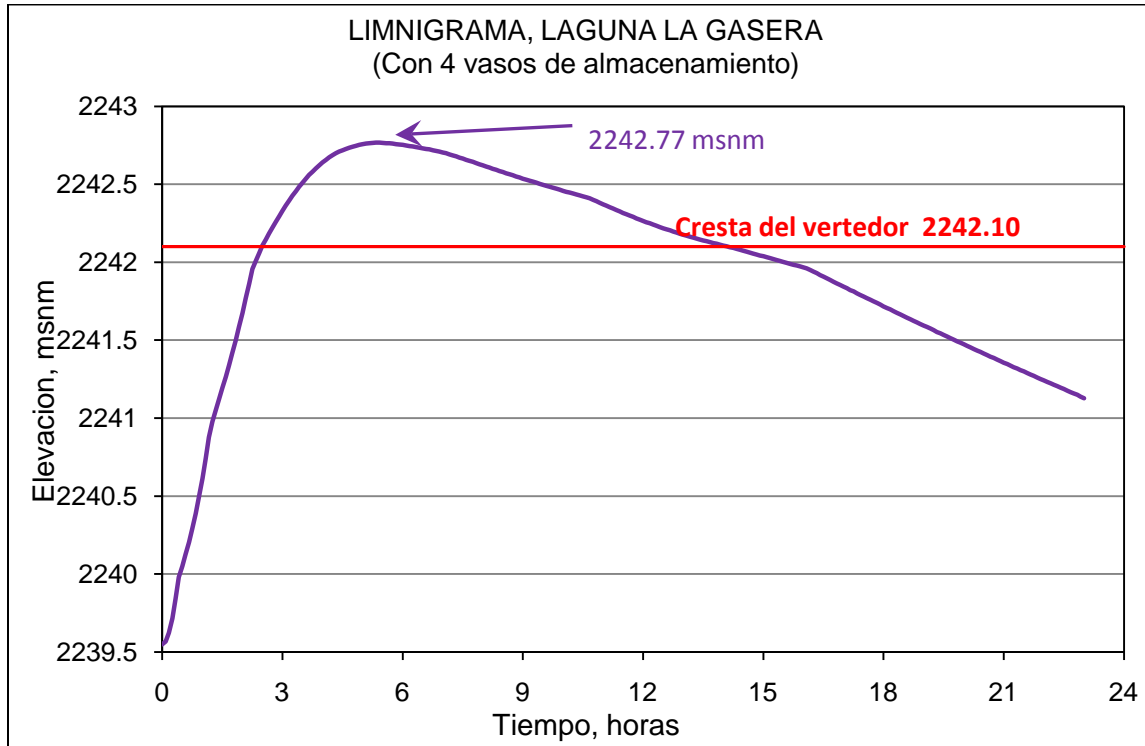


Figura 3.2. 4 Limnigramma de la laguna La Gasera, $Tr= 100$ años.

III.III Con todas las presas Construidas.

Para este análisis se considera que se tienen construidas las siete presas: Santo Domingo y Xaltocan en la cuenca del San Rafael; Texcahuey, Zoquiapan, Chihuahua II, Las Jícaras y El Olivar en la cuenca del San Francisco.

En la figura 3.3.1 se presenta el hidrograma de entrada y de salida de la laguna, correspondiente a las condiciones mencionadas. El gasto de salida de la laguna y que entra directamente al río de *La Compañía*, es de $23.27 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo menor que los $30 \text{ m}^3/\text{s}$ que puede conducir el río de *La Compañía*, mientras que el gasto de entrada es de $42.411 \text{ m}^3/\text{s}$

En la figura 3.3.2 se muestra el limnigramma asociado a el periodo de retorno de 50 años, el nivel máximo del agua dentro de la laguna esta a la cota 2242.66 msnm . La cresta del vertedor es superada por un lapso de aproximadamente 11 horas.

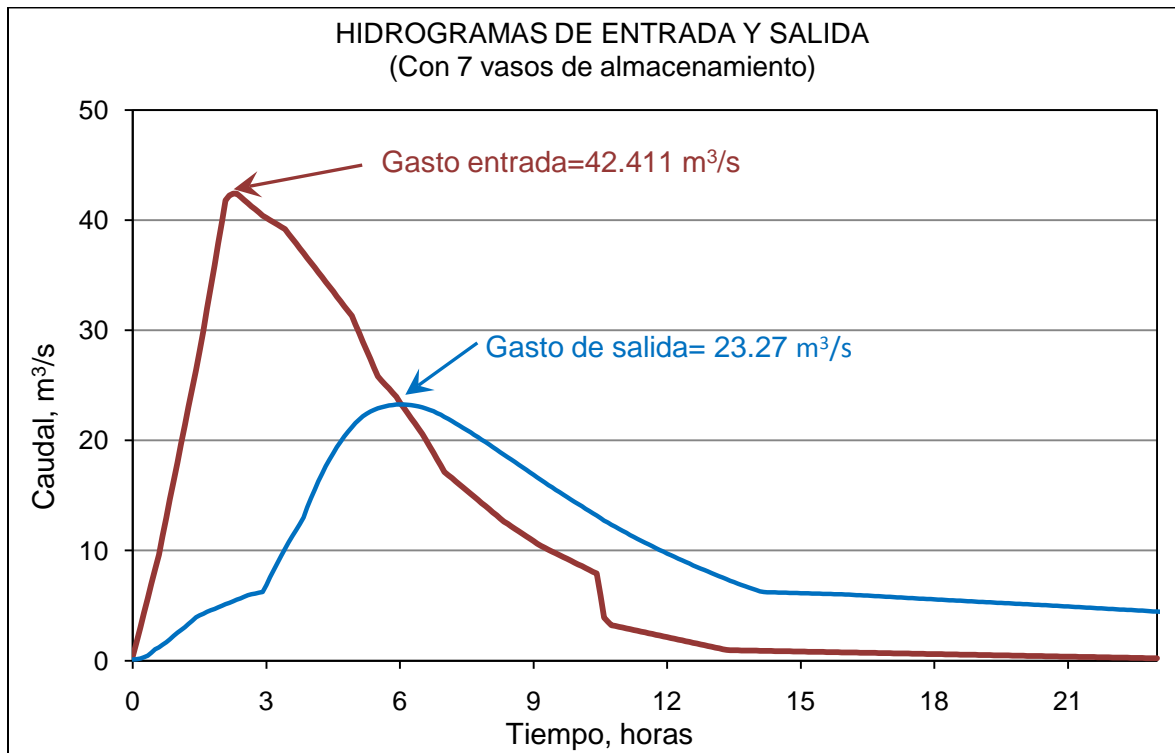


Figura 3.3 1 Hidrogramas de la laguna La Gasera, $Tr= 50$ años.

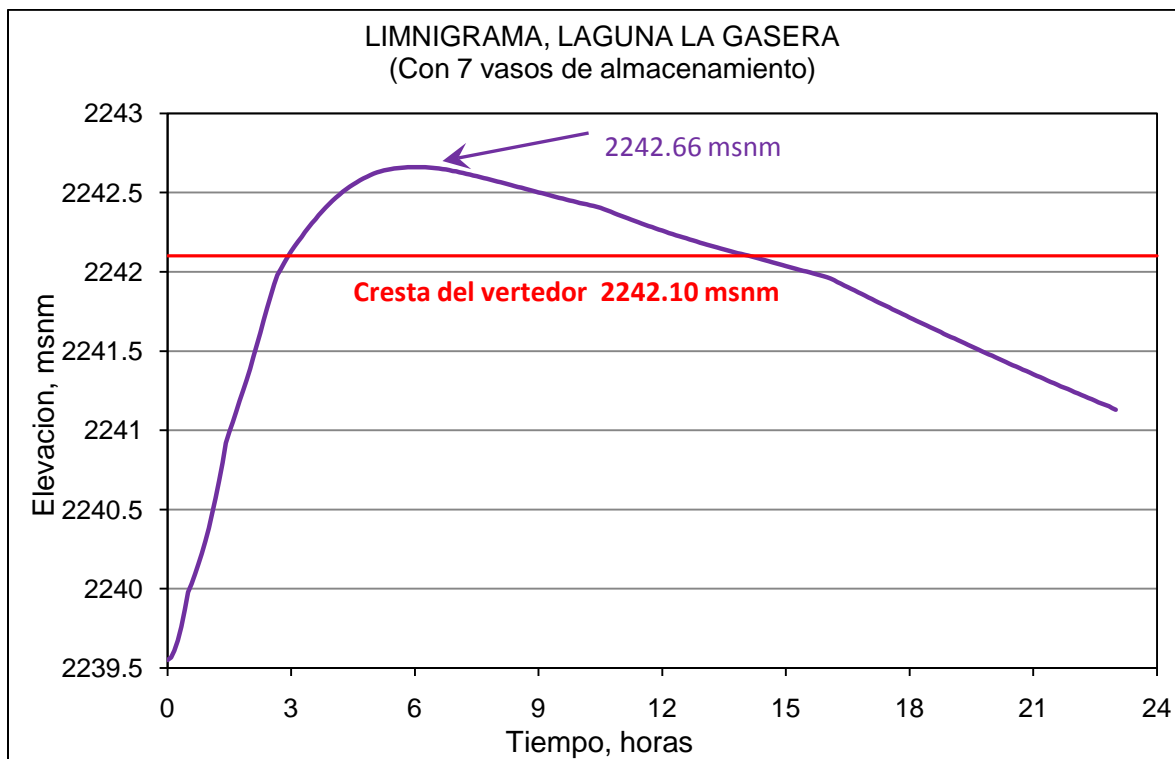


Figura 3.3 Limnigrama de la laguna La Gasera, $Tr= 50$ años.

En la figura 3.3.3 se presenta el hidrograma de entrada y de salida de la laguna *La Gasera*, asociados a un periodo de retorno de 100 años. El gasto de salida y que entra directamente al río de *La Compañía* es de $26.45 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo menor que los $30 \text{ m}^3/\text{s}$ que puede conducir el río de *La Compañía*, mientras que el gasto de entrada es de $45.75 \text{ m}^3/\text{s}$.

El gasto de salida se reduce en aproximadamente en $2 \text{ m}^3/\text{s}$ entre la alternativa de construir las 7 presas, o solo construir 4.

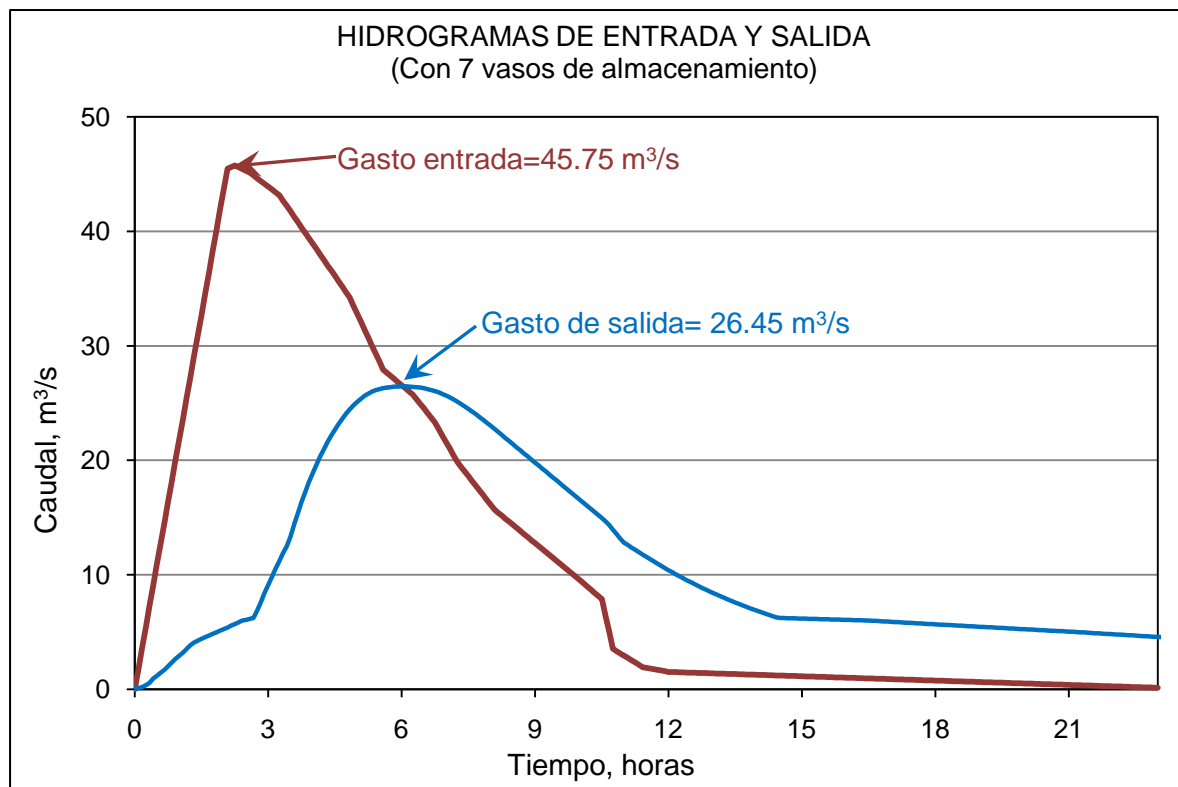


Figura 3.3 2 Hidrogramas de la laguna *La Gasera*, $Tr=100$ años.

En la figura 3.3.4 se presenta el limnograma de la superficie del agua en el vaso de almacenamiento, con una cota máxima de 2242.73 msnm. El nivel de la cresta del vertedor de la laguna es rebasado por el agua en un lapso de tiempo de aproximadamente 11 horas.

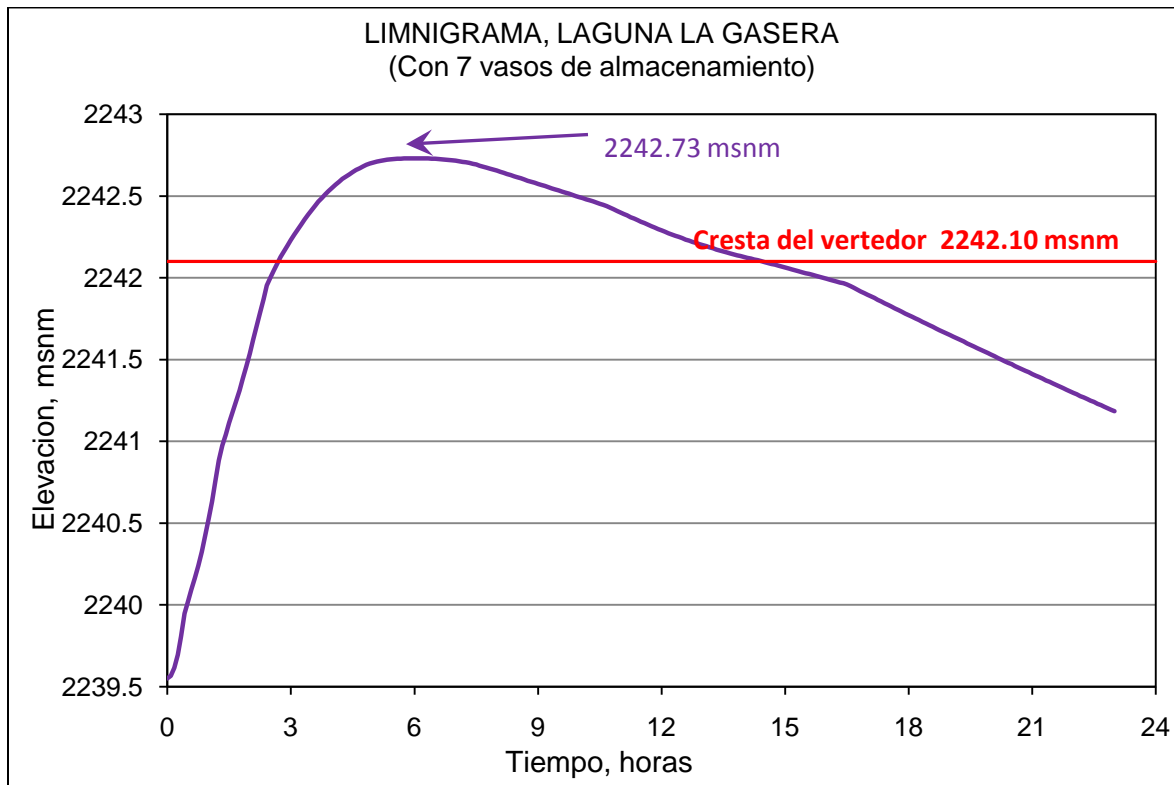


Figura 3.3 3 Limnigramma de la laguna La Gasera, $Tr = 100$ años.

Al construir las presas se regula de manera adecuada las avenidas provenientes de la cuenca del río San Francisco y de la del río San Rafael. En cuanto a la factibilidad de construir las 7 presas, en el tránsito de avenidas se refleja que con construir las 4 presas con la mayor capacidad de regulación, es suficiente para descargar al río de *La Compañía* menos de los $30 \text{ m}^3/\text{s}$, cuyo valor indica que no se tendrían problemas desbordamientos en el río de *La Compañía*. Mientras no se desee utilizar el agua de las avenidas provenientes de las cuencas, el construir 4 presas es suficiente para regular las avenidas, pero no para aprovechar el agua.

Se recuerda que el tránsito de las avenidas para cuando se tienen cuatro y siete presas construidas, se realizó utilizando los hidrogramas asociados a los periodos de retorno de 50 y 100 años, siendo este ultimo el más desfavorable.



IV. ADECUACIONES DE LA LAGUNA LA GASERA Y SUS ESTRUCTURAS.

Desafortunadamente, se han presentado diversas circunstancias que han impedido la construcción de alguno de los siete almacenamientos que se tienen proyectados; por ello, se ha contemplado la posibilidad de hacer algunas adecuaciones a la laguna, que permitan mejorar su capacidad actual de almacenamiento y regulación. En este capítulo se incluye el análisis de varios escenarios como posibles alternativas.

Es conveniente aclarar que mientras no se construya ninguna presa, la capacidad de almacenamiento de la laguna es escasa, comparada con los volúmenes de escurrimiento directo que ingresan a la misma; por esta razón se considera conveniente proponer dos adecuaciones al sistema hidráulico: uno de ellos consiste en modificar la estructura de descarga de la laguna, de tal manera que se incrementen de manera notable los caudales que descarga la laguna, desde el inicio del ingreso de las avenidas, pero con la limitación de que el caudal máximo de salida de la estructura de descarga no sea mayor que $30 \text{ m}^3/\text{s}$, cuyo gasto es el máximo que es capaz de conducir el río de *La Compañía*, sin presentar problemas de desbordamiento. La otra adecuación se basa en hacer trabajos de dragado en la laguna para aumentar su capacidad de almacenamiento durante el tránsito de las avenidas.

IV.1 Definiciones de niveles del sistema hidráulico.

Se hace notar que con las adecuaciones propuestas se busca no aumentar los niveles de los bordos, ya que al hacerlo, se tiene el riesgo de que ante la eventual falla de un

tramo de bordo, se tengan problemas ocasionados por inundaciones que no se pueden controlar. De esta manera, se propone tomar como base los niveles de los bordos perimetrales que actualmente se tienen en el sistema hidráulico, y a partir de ellos, definir los demás niveles de las otras estructuras hidráulicas, como las derivadoras y la estructura de descarga de la laguna.

IV.1.1 Bordos.

El nivel en la corona de los bordos perimetrales que confinan a la laguna La gasera es la cota 2243.60 msnm, que es la que actualmente se tiene. Se recuerda que los bordos perimetrales de la laguna, también forman parte de la margen derecha del tramo aguas arriba de la derivadora del río San Rafael y de la margen izquierda del tramo aguas arriba de la derivadora del río San Francisco. Véase figura 4.1.1.

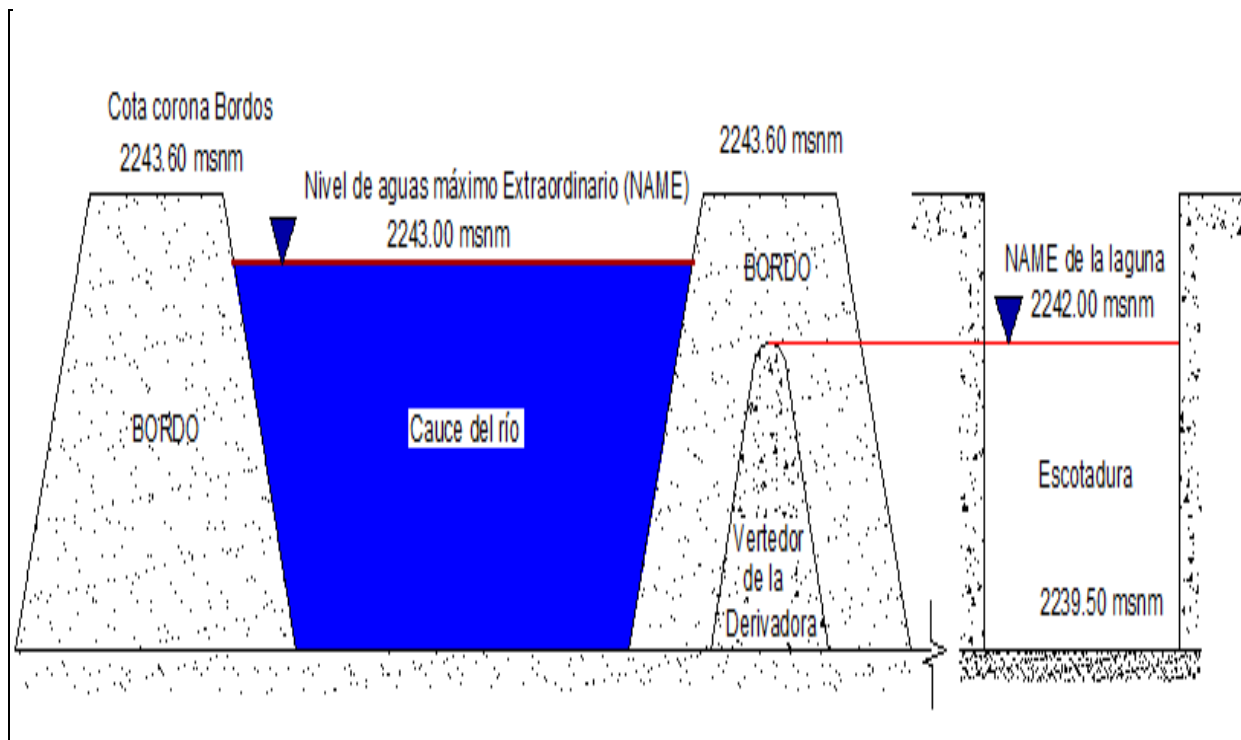


Figura 4.1. 1 Definición de niveles de las estructuras del sistema hidráulico de la laguna.



IV.1.II *Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME), en los cauces*

Con base en el nivel de la corona de los bordos, y que además se recomienda un bordo libre de 0.60 m, el NAME de la superficie libre del agua en los cauces de los ríos San Francisco y San Rafael queda definido en la cota 2243.00 msnm, véase la figura 4.1.1.

IV.1.III *Cresta de los vertedores de las derivadoras.*

Con los niveles antes definidos, la elevación de las crestas de los vertedores de las derivadoras, se pueden definir al considerar que la carga sobre las crestas de ambas derivadoras sea de 1.00 m, con descarga libre hacia la laguna para garantizar la eficiencia de la descarga. De esta manera, los niveles de las crestas de los vertedores de las derivadoras quedan definidos en la cota 2242.00 msnm, como se indica en la figura 4.1.1.

IV.1.IV *Nivel del Agua Máximo Extraordinario (NAME), en la laguna.*

El nivel del agua en la laguna es función de los niveles antes definidos. El nivel del agua en la laguna no tiene que superar la cota de la cresta de los vertedores de la derivadora; ya que si esto sucede, el vertedor de las derivadoras funcionaría con descarga ahogada, lo que disminuiría su eficiencia. Con estas consideraciones, el nivel del NAME debe ser la cota 2242.00 msnm, que es el mismo nivel al que se encuentran las crestas de los vertedores de las derivadoras, (véase la figura 4.1.1).

IV.II *Estructura de descarga de la laguna.*

Se recuerda que la estructura de descarga de la laguna está integrado por 3 orificios de sección cuadrada, con 0.76 m de lado, a la cota 2239.5, y un vertedor tipo cimacio de cresta libre a la cota 2242.10 msnm.

Los orificios mencionados funcionan adecuadamente cuando se requiere controlar de manera natural el vaciado de un almacenamiento, sin embargo, es conveniente mejorar la capacidad de descarga de esta estructura; por ello se propuso quitar estos orificios y dejar una escotadura. Se realizaron diversas propuestas de las dimensiones de la escotadura, hasta quedar en una sección de 4 m de ancho para sustituir a los tres orificios que existen actualmente.

De esta manera, en la figura 4.2.1 se indica en color azul la ley de descarga de la estructura mencionada, y en color anaranjado se presenta la ley de descarga de los orificios. Se nota claramente la mayor capacidad de descarga que se tiene con la escotadura desde el inicio de la avenida.

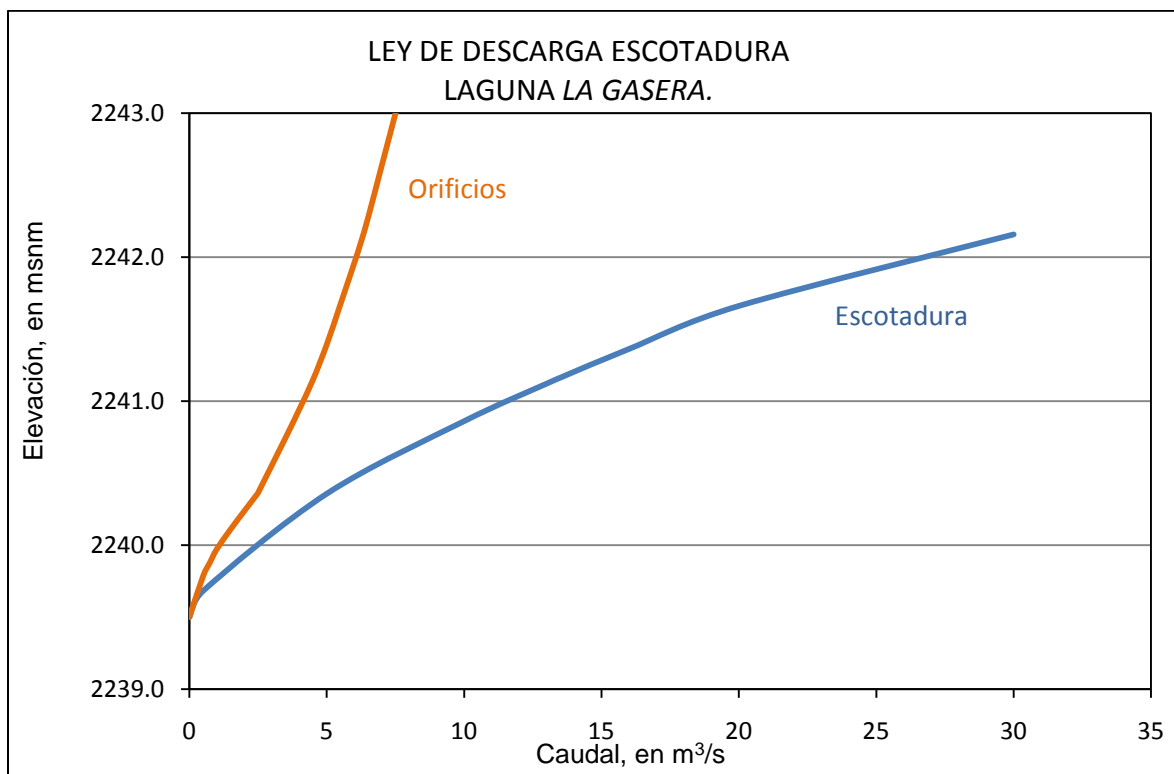


Figura 4.2. 1 Comparación de la ley de descarga de los orificios vs escotadura.

IV.III Definición de la curva Elevaciones – Áreas (E-A), de la laguna.

Condiciones actuales de la laguna, con una escotadura como estructura de descarga.

Al realizar el tránsito de la avenida asociada al periodo de retorno de 100 años, se tiene que tanto el nivel del agua en la laguna como el caudal máximo descargado exceden los valores de diseño, en la figura 4.3.1 se presentan los hidrogramas de entrada y salida asociados a un periodo de retorno de 100 años, sin aumentar la de almacenamiento de la laguna, se observa que el gasto de salida es de $37.39 \text{ m}^3/\text{s}$, que es superior al permitido.

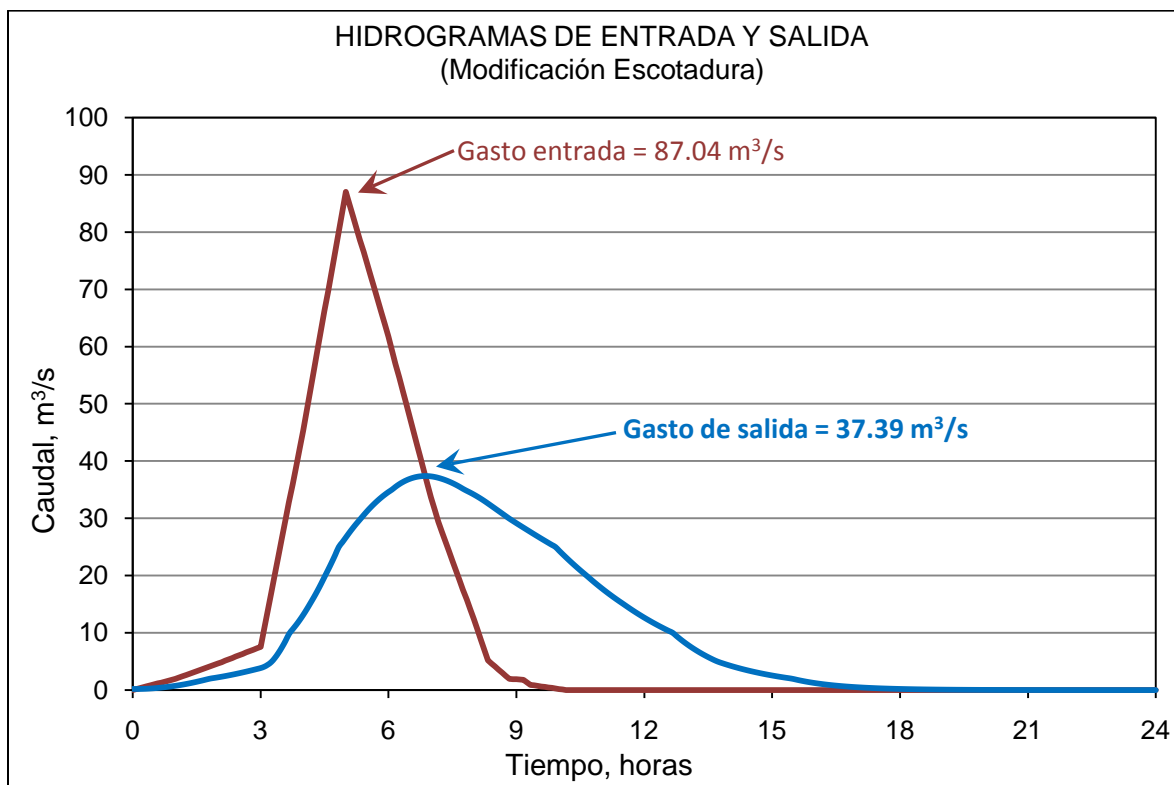


Figura 4.3. 1 Hidrograma de la laguna La Gasera, $Tr = 100$ años, sin Dragar.

En la figura 4.3.2 se presenta el limnigrama de la laguna, cuyo nivel de la superficie libre del agua se encuentra en la cota 2242.79, el cual supera al NAME de la laguna por casi 0.80 m.

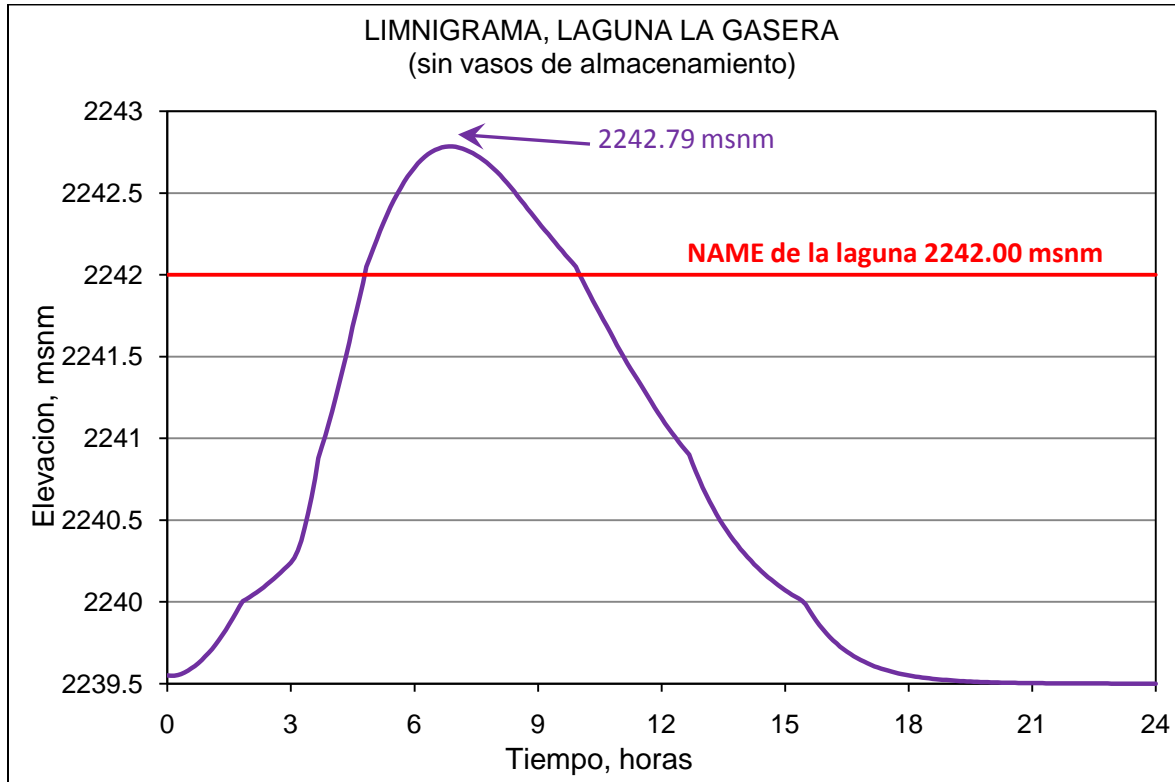


Figura 4.3. 2 Limnigramma de la laguna La Gasera, $Tr=100$ años, sin Dragar.

Análisis con una escotadura como estructura de descarga y con Dragado en la laguna.

Con base en estos resultados se propuso aumentar el volumen de almacenamiento de la laguna. La capacidad de almacenamiento de la laguna se puede mejorar de dos formas: una de ellas consiste en aumentar la cota de la corona de los bordos perimetrales de la laguna y la otra el realizar trabajos de dragado dentro del almacenamiento.

La alternativa más recomendable es la de dragar; no se recomienda aumentar la altura de los bordos por razones de seguridad, ante la posibilidad de la falla de alguno de sus tramos.

Una manera de estimar las superficies de dragado para aumentar la capacidad de almacenamiento de la laguna, se basa en emplear la curva elevaciones-áreas de la laguna, y con esto observar la respuesta del almacenamiento durante el tránsito de una avenida extraordinaria.

En la figura 4.3.3 se incluye, en color azul océano, la curva elevaciones – áreas de la laguna obtenida de un levantamiento topográfico en el año 2000.

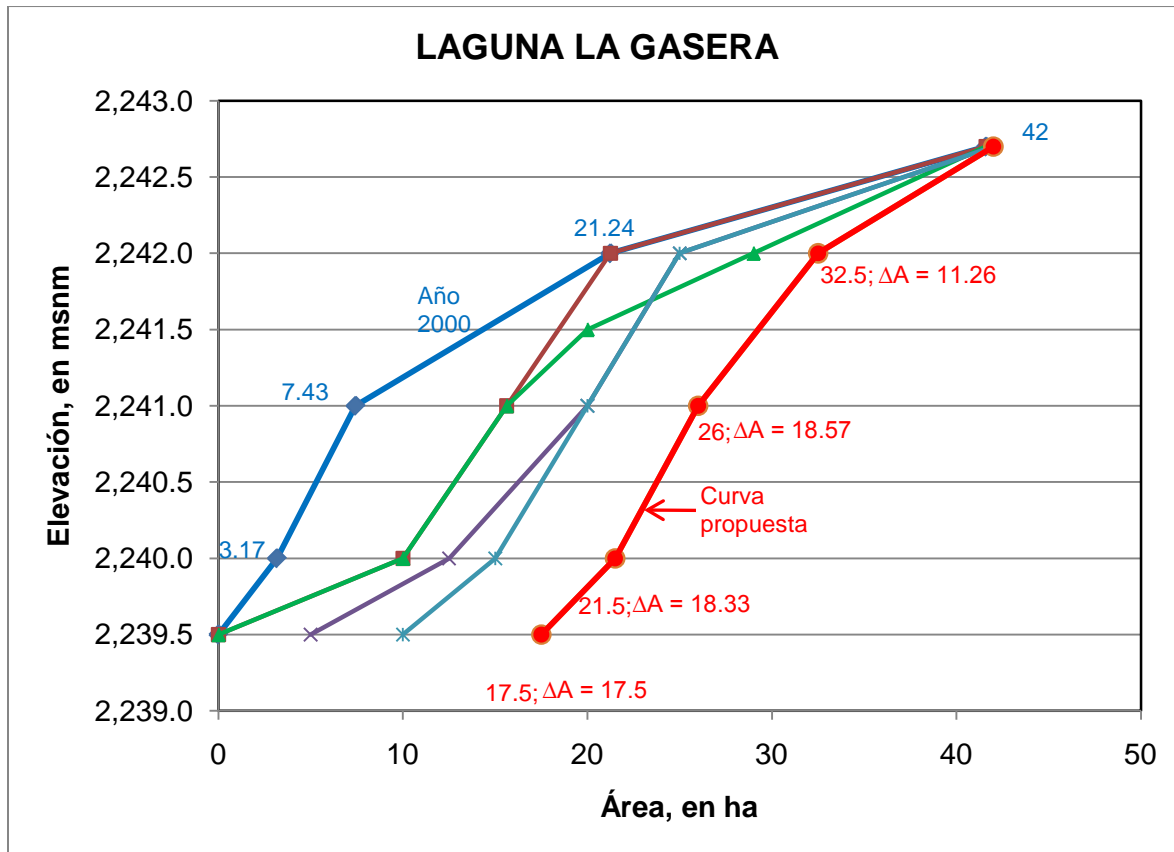


Figura 4.3. 3 Curvas Elevaciones – áreas

Lo que se hizo fue proponer el área disponible para diferentes curvas de nivel, y después calcular el correspondiente volumen de almacenamiento, cuyas curvas se incluyen en la figura 4.3.4.

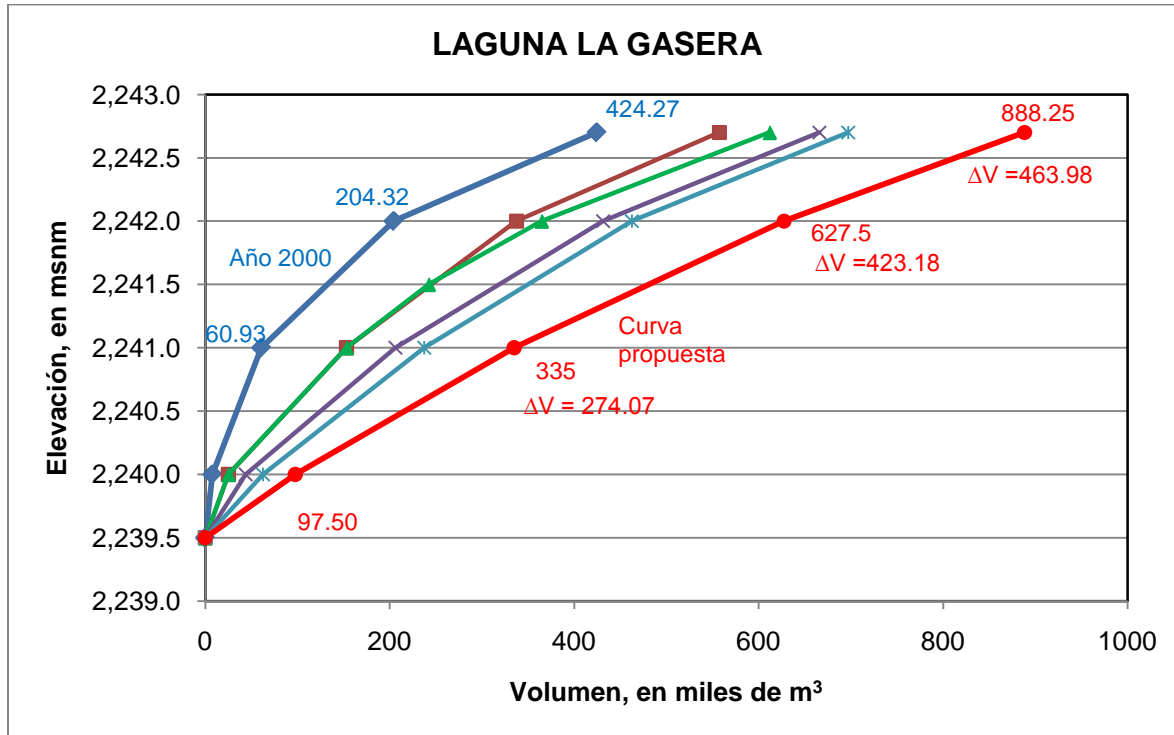


Figura 4.3. 4 Curvas Elevaciones – volúmenes

Después de varias curvas propuestas se llegó a definir las curvas mostradas con color rojo, y se procedió a modelar primero el tránsito de la avenida asociada a un periodo de retorno de 50 años y 100 años.

a) *Análisis para un periodo de retorno de 50 años.*

En la figura 4.3.5 se presentan los hidrogramas de entrada y salida de la laguna, el gasto máximo que sale de la laguna y entra al río de *La Compañía* es de 22.62 m³/s. Se puede ver claramente que este gasto es menor al caudal máximo que es capaz de conducir el río de *La Compañía*.

En la figura 4.3.6 se presenta el correspondiente limnigrama en la laguna, donde se indica que el nivel máximo del agua en el almacenamiento se encuentra a la cota 2241.83 msnm; este valor queda por debajo del NAME de la laguna.

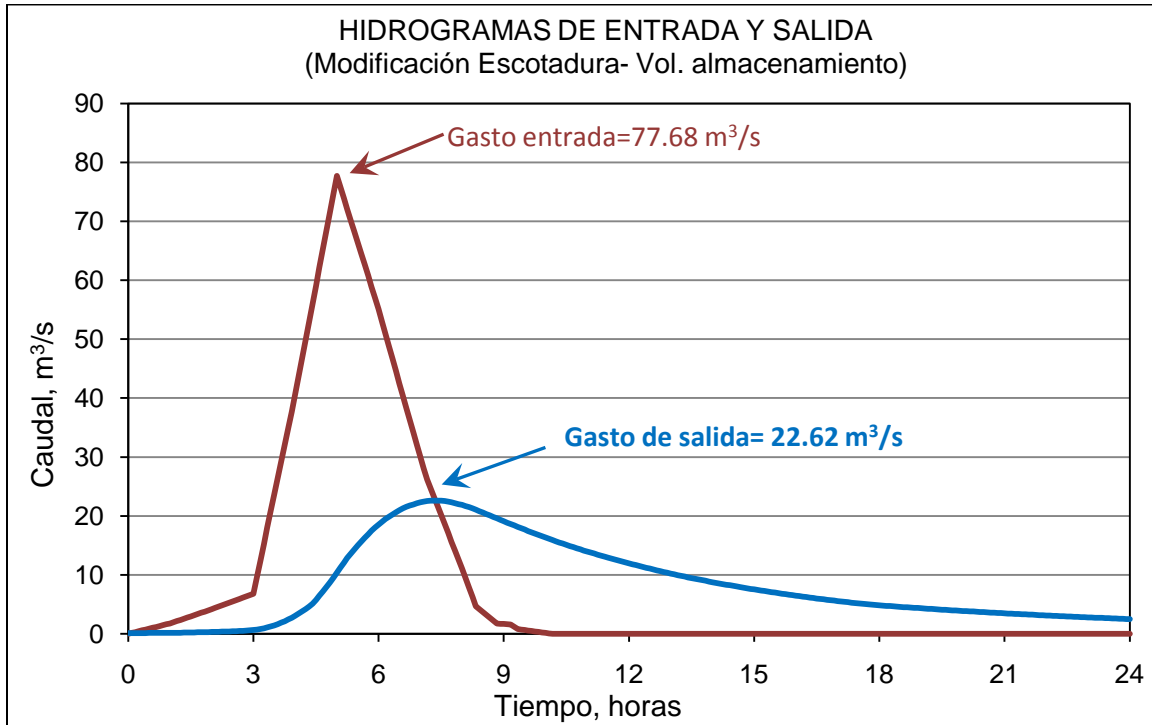


Figura 4.3. 5 Hidrograma de la laguna La Gasera, $Tr=50$ años.

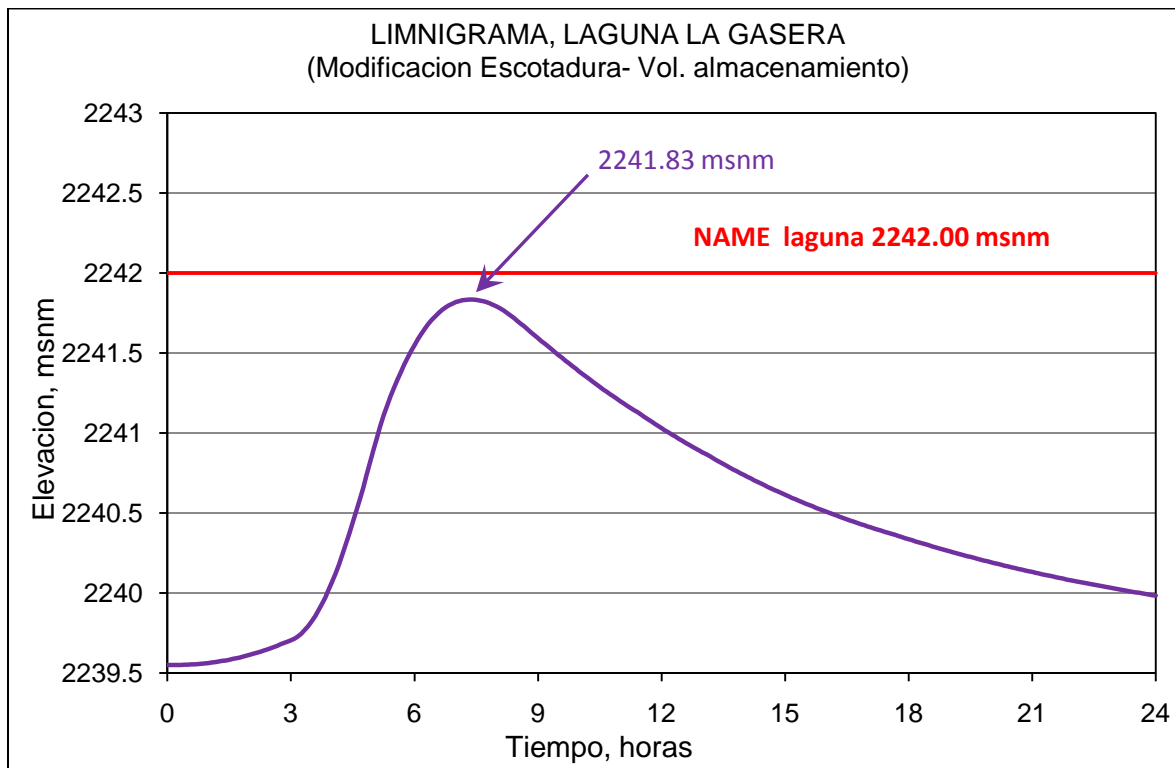


Figura 4.3. 6 Limnigrama de la laguna, $Tr=50$ años

b) Análisis para un periodo de retorno de 100 años.

Se presenta también la modelación del tránsito de la avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años, como revisión de la curva propuesta *E-A (Elevaciones Áreas)* de la laguna. Los hidrogramas de entrada y salida del tránsito de avenidas se presentan en la figura 4.3.7, donde se indica que el gasto máximo que sale de la laguna y entra directamente al río de *La Compañía* es de $26.66 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo este valor menor que el gasto máximo recomendado de descarga hacia el río de *La Compañía*.

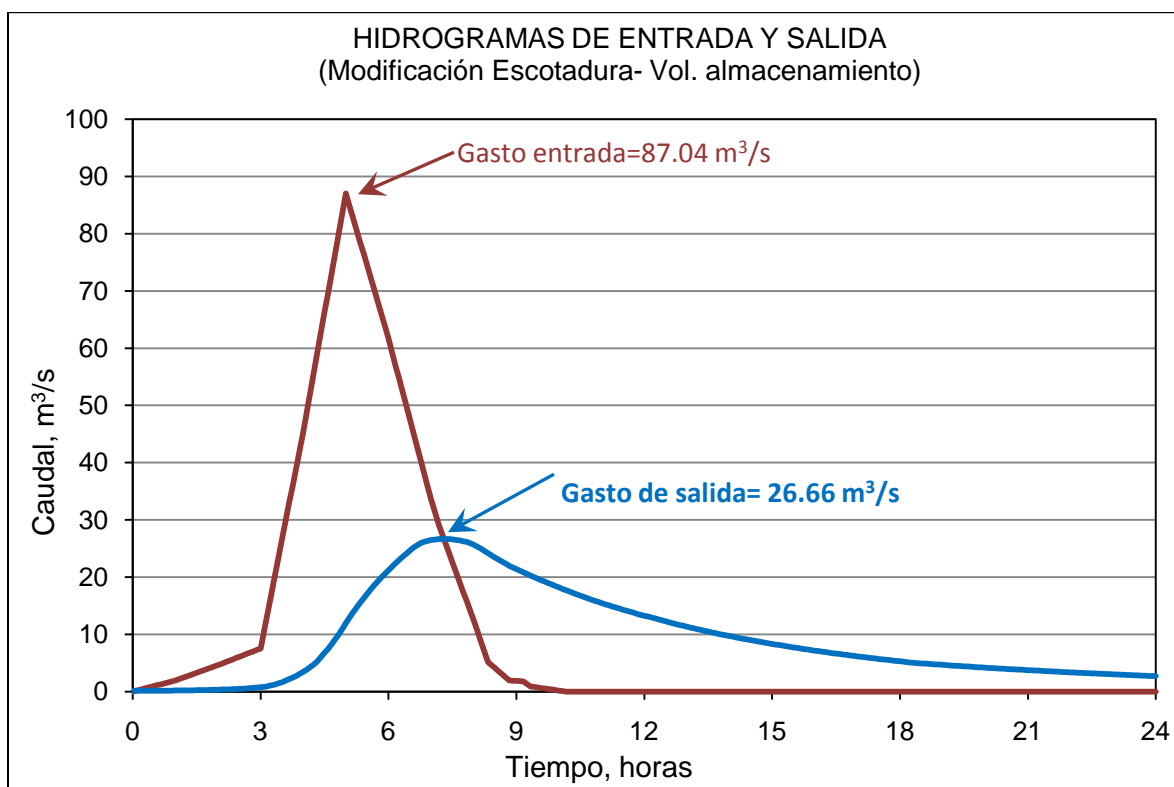


Figura 4.3. 7 Hidrograma de la laguna La Gasera, $Tr=100$ años.

En la figura 4.3.8 se presenta el correspondiente limnigrama en la laguna, donde se indica que el nivel máximo del agua en la laguna es prácticamente la cota 2242.00 msnm, siendo este el nivel del *NAME* de la laguna.

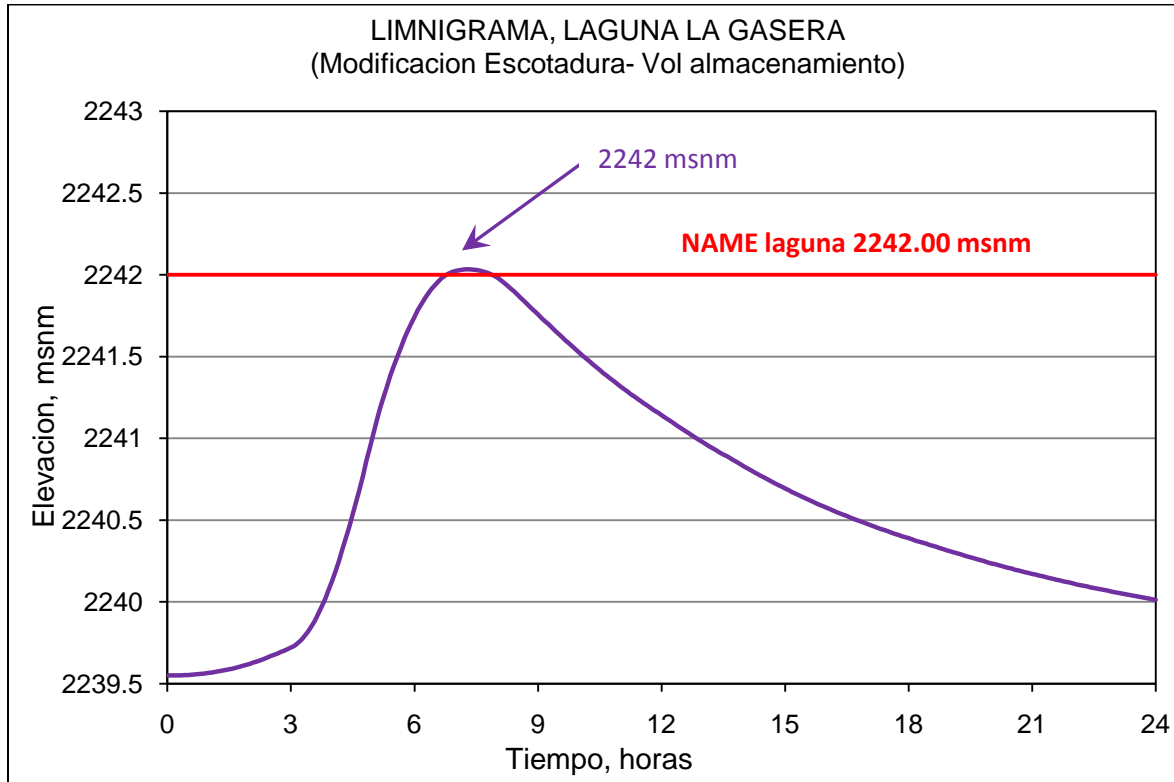


Figura 4.3. 8 Limnigramma de la laguna, $Tr=100$ años.

Con la curva de Elevaciones – Áreas propuesta, se cumple con la condición de descarga máxima hacia el río de *La Compañía*, si el nivel en la laguna sobrepasa el nivel máximo permitido, basta con aumentar la capacidad del almacenamiento, siempre teniendo en cuenta la factibilidad del volumen de material que se puede dragar.



V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Los resultados de las modelaciones realizadas indican que, en las condiciones actuales; es decir, sin la posibilidad de disponer de alguno de los siete vasos de almacenamiento, las capacidades de almacenamiento y descarga de la laguna son excedidas, para una avenida con periodo de retorno de 50 años.

La posibilidad de disponer de cuatro presas reguladoras, que son; Santo Domingo, Texcahuey, Zoquiapan y Chihuahua II, permite que la laguna regule de manera adecuada las avenidas con periodos de retorno de 100 años, y tanto el nivel del agua en la laguna como el caudal máximo descargado hacia el río de *La Compañía* son casi iguales a los de diseño de la misma.

Al disponer de las siete presas construidas, permite de alguna manera que la laguna funcione de una manera más adecuada durante el ingreso de las avenidas con periodos de retorno de 100 años, considerando que todos los vasos funcionan con las estructuras de vaciado totalmente abiertas durante el paso de las avenidas; el funcionamiento hidráulico de todo el sistema mejora con la operación de las estructuras de vaciado de las presas.

Finalmente, con la posibilidad de modificar la estructura de salida de la laguna y hacer trabajos de dragado en la misma, permite plantear otra alternativa de estudio para mejorar el funcionamiento hidráulico de la laguna, mientras se construyen al menos algunos de los vasos de almacenamiento. Desde luego que es recomendable estudiar



en forma adecuada la posibilidad de hacer trabajos de dragado en la laguna, lo cual queda fuera de los alcances del presente trabajo.

En caso de que se demuestre que es factible hacer los trabajos de dragado, también se podría estudiar otra alternativa, donde se contemple: construir algunos de los almacenamientos, dragar la laguna y adecuar la estructura de descarga de la misma, para lo cual es necesario incluir los correspondientes costos, y hacer una comparación de ellos para determinar lo más conveniente.



BIBLIOGRAFÍA

- ❖ **Aparicio, F. J.**, (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie, (Editorial Limusa)
- ❖ **Berezowsky y Jiménez**, (1993) Cálculo de Perfiles en Ríos de Fondo Arenoso con métodos de Resistencia al Flujo de Hidráulica Fluvial. Series del Instituto de Ingeniería, 557, UNAM.
- ❖ **Chow, V. T.** (1959). Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book Co. New York, NY.
- ❖ **Henderson, F.M**, (1966) Open Channel Flow. (MacMillan Company New York, USA).
- ❖ **Jiménez, A. A.; Domínguez, R.; Berezowsky, M.; Ramos, J.** (2009). “Revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de las siete presas y laguna de regulación para el control de avenidas de la cuenca alta del río de La Compañía, Estado de México”, Informe Técnico, Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, Comisión Nacional del Agua
- ❖ **Sotelo, G.** (Editorial Limusa, 1997). Hidráulica General Vol. 1
- ❖ **US Army Corps of Engineers**, (2002). HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual, Hydrologic Engineering, Davis, CA.



APÉNDICE A.

CÁLCULO DE PERFILES HIDRÁULICOS EN RÍOS.

El estudio de la capacidad de conducción de un tramo de cauce, se hace con el cálculo de perfiles hidráulicos en el tramo, con la hipótesis de flujo unidimensional en régimen permanente.

El cálculo de las características del flujo permite estimar cuáles son los niveles del agua a lo largo del cauce, durante el paso de avenidas extraordinarias asociadas a distintos periodos de retorno. Con este cálculo se obtienen también las velocidades medias en las secciones transversales. Para ello, se acostumbra hacer el cálculo de varios perfiles hidráulicos y comparar los niveles del agua con las elevaciones de ambas márgenes del río.

Cuando el objetivo principal es conocer los niveles del agua para determinados gastos en un río, las hipótesis de flujo unidimensional y permanente dan resultados bastante buenos. De esta manera se puede saber con qué gasto comienza a desbordar el río, y la zona donde se presenta el desbordamiento.

Otro resultado importante del cálculo del perfil hidráulico es que, al presentar los resultados en una grafica cuyos ejes coordenados sean elevaciones - cadenamientos, se pueden identificar lugares donde se tienen estructuras hidráulicas, como alcantarillas o puentes de cruce carretero, que disminuyen la capacidad de conducción del río, provocando remansos, y estos a su vez problemas de desbordamiento. Con esta información, se pueden ubicar las zonas donde se requiere dar mantenimiento a los bordos, y en todo caso modificar las dimensiones de las alcantarillas. Posteriormente se



hace el cálculo de los nuevos perfiles hidráulicos, para conocer cuánto mejora la capacidad de conducción del río, y evitar la inundación de poblaciones vecinas.

Información básica.

Para poder realizar lo descrito anteriormente, primero se requiere elaborar un estudio hidrológico, cuyo resultado permita conocer los hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno. También se necesita hacer un estudio de Geomática que permita obtener un plano del río a estudiar.

Con los resultados obtenidos, se procede a definir la localización y orientación de las secciones transversales necesarias para hacer el estudio del funcionamiento hidráulico del tramo del río. En la definición de las secciones transversales se debe tomar en cuenta que se incluyan ampliaciones y reducciones del río, puentes, alcantarillas, islas, curvas y todo aquel cuerpo que cauce interferencia considerable en el cauce. Una brigada de topografía se hace cargo del levantamiento topográfico de las secciones transversales en el cauce y de la zona de inundación. El levantamiento topográfico se debe referir a los bancos de nivel de INEGI, sus coordenadas se encuentran en su página web.

En cuanto al levantamiento de estructuras mayores como puentes o alcantarillas, se requiere definir sus dimensiones.

Es recomendable realizar un levantamiento topográfico de la zona, y después con esa información y la ayuda de algún programa de computadora, elaborar un plano topográfico, donde se incluyan las curvas de nivel, ahí se ubican, trazan y dibujan las secciones transversales que se consideren convenientes para hacer los cálculos de perfiles hidráulicos.



Toda la información de las secciones transversales se procesa para poder tener como resultado, en cada una de ellas, las curvas elevaciones – parámetros geométricos; con las cuales se procede a realizar el cálculo de perfiles hidráulicos. En Berezowsky y Jiménez (1994) se describe con detalle un procedimiento requerido para obtener las curvas mencionadas.

Para hacer el correspondiente cálculo en tramos donde se tienen puentes para cruzar el río, con alcantarillas incluidas, es indispensable disponer de secciones transversales del cauce con separación del orden de los 20 a 50 m, cuando menos desde 1 km aguas arriba del cruce, hasta 1 km aguas abajo del mismo.

Método del Paso Estándar

En los libros, Ven Te Chow (1959) y Henderson (1966), y otros más recientes, se presenta el método para el cálculo de perfiles hidráulicos en canales naturales y artificiales, conocido como “método del Paso Estándar”.

Este método consiste fundamentalmente en proponer las secciones donde se desea calcular el nivel de la superficie libre del agua, por lo que se conoce la distancia que existe entre estas, a lo largo del cauce, y el gasto. Luego, se emplea la ecuación de la energía entre dos secciones consecutivas, donde en una de ellas se conoce la cota del agua asociada a un gasto específico, y de esta manera se obtiene una ecuación no lineal, cuya incógnita es el nivel del agua en la otra sección. Este método tiene la ventaja de que se puede aplicar a canales no prismáticos, donde la forma de las secciones transversales es notablemente irregular y variable a lo largo del cauce.

Este método se puede resolver utilizando métodos numéricos, uno de ellos que es recomendado, es el de Newton – Raphson. Este método requiere de la derivadora de la ecuación no lineal que se desea resolver. En casi todas las publicaciones se presenta

una expresión propuesta en Henderson (1966), la cual se obtuvo al hacer algunas simplificaciones para obtener la derivada de la función.

Es importante mencionar que existen varios modelos numéricos comerciales que han sido empleados para el cálculo de perfiles hidráulicos en ríos; entre ellos destaca el programa *HEC – RAS*, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (*Hydrological Engineering Center*) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (*US Army Corps of Engineers*); este modelo se distingue por su capacidad para incluir el efecto de pilas de puentes en el cauce, vertedores y alcantarillas. El método de *Paso Estándar* es el que se utiliza en los modelos comerciales.

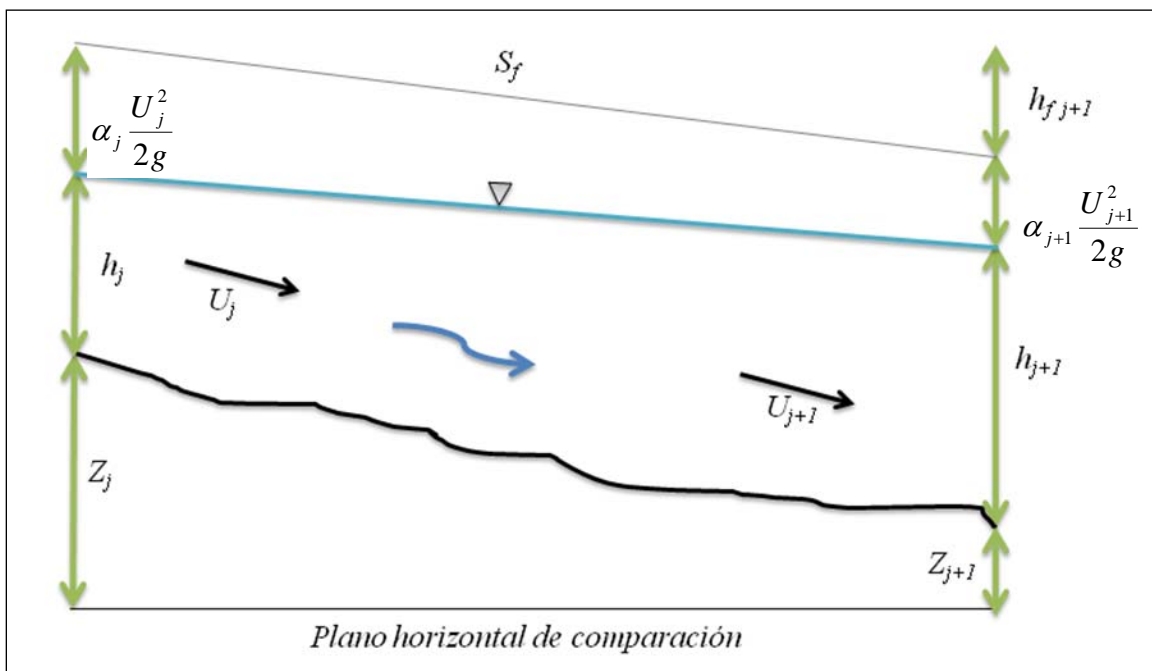


Figura A. 1 Tramo de canal.

En la figura A 1 se presenta un tramo cualquiera del río, el tramo de longitud ΔX_j está comprendido entre las secciones j y $j+1$.



Es común que el cálculo del perfil hidráulico en un río se haga con la condición de régimen subcrítico, donde la sección de control se encuentra aguas abajo, por ello, el cálculo se inicia desde aguas abajo hacia aguas arriba del tramo en estudio. De esta manera se sabe que en la sección $j+1$ se conocen todas las características del flujo, y se desea calcular el nivel del agua en la sección j . Al aplicar la ecuación de la energía entre las secciones j y $j+1$ se obtiene lo siguiente.

$$H_j + \alpha_j \frac{U_j^2}{2g} = H_{j+1} + \alpha_{j+1} \frac{U_{j+1}^2}{2g} + h_{f_{j+1}} + h_{e_{j+1}} \quad (\text{A.1})$$

donde: H es la elevación de la superficie libre del agua con respecto al nivel medio del mar, en m ($H = Z + h$); Z , es la cota del menor elevación de la sección transversal, conocida como thalweg del cauce, en msnm; h , es el desnivel entre la superficie libre del agua y el thalweg del cauce, en m; U , es la llamada velocidad media del flujo, en m/s; α es el coeficiente de Coriolis, que se emplea para tomar en cuenta el concepto de velocidad media del flujo, en lugar de la distribución de velocidades, para el cálculo de energía cinética; g , es la aceleración de la gravedad, en m/s^2 ; h_f sirve para tomar en cuenta la pérdida de la energía por fricción en el tramo de longitud ΔX , comprendido entre las secciones j y $j+1$, en m; h_e es la pérdida de energía dada por aumentar o disminuir el área hidráulica de una sección a otra, en m.

La pérdida de fricción se calcula con la siguiente fórmula:

$$h_{f_{j+1}} = \Delta X_j \frac{(S_{f_j} + S_{f_{j+1}})}{2} \quad (\text{A.2})$$

Donde:

$$S_{f_j} = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)_j^2 \quad S_{f_{j+1}} = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)_{j+1}^2$$

Q , es el caudal, en m^3/s , y n es el coeficiente de rugosidad de Manning.



En cuanto al cálculo de la pérdida de energía por ampliación o reducción del área hidráulica, también se le conoce como pérdida de energía por turbulencia, se presenta la expresión siguiente:

$$h_{e_{j+1}} = k_e \left| \alpha_j \frac{U_j^2}{2g} - \alpha_{j+1} \frac{U_{j+1}^2}{2g} \right|$$

Sin embargo no se tiene un valor absoluto para el coeficiente de pérdida local (k_e), Sotelo (2001) propone que la pérdida por turbulencia se calcule como sigue

$$h_{e_{j+1}} = k_e \left(\alpha_{j+1} \frac{U_{j+1}^2}{2g} - \alpha_j \frac{U_j^2}{2g} \right) \quad (\text{A.3})$$

Donde k_e es positivo en el caso de que el área hidráulica disminuya gradualmente, en el sentido del flujo ($0 \leq k_e \leq 0.20$), y negativo cuando dicha área aumenta gradualmente ($k_e = -0.30$). Para ampliaciones o reducciones bruscas ($k_e = \pm 0.50$).

Dada las expresiones anteriores y sustituyéndolas en la ecuación A.1, se presenta de la siguiente manera.

$$F(H_j) = H_j + \alpha_j \frac{Q^2}{2gA_j^2} (1 - k_e) - \frac{\Delta X_j}{2} \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)_j^2 - ENER = 0 \quad (\text{A.4})$$

Donde el valor de $ENER$ es:

$$ENER = H_{j+1} + \alpha_{j+1} \frac{Q^2}{2gA_{j+1}^2} (1 - k_e) + \frac{\Delta X_j}{2} \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)_{j+1}^2 \quad (\text{A.5})$$

El método de *Paso Estándar* consiste en aplicar y resolver por tramos la ecuación A.4, que es una ecuación no lineal. Existen varios procedimientos para resolver dicha



ecuación. Una manera es por tanteos, ya que se pueden proponer valores de H_j , calcular el área hidráulica y el radio hidráulico correspondiente; después revisar que al sustituir los valores calculados se cumpla que el valor absoluto de $F(H_j)$ sea menor a una tolerancia especificada. Otra manera de resolver la ecuación A.4 es con un método numérico.

Método numérico de Newton – Raphson

Este método se caracteriza por converger en pocas iteraciones, pero para ello se requiere determinar la derivada de la ecuación A.4 con respecto a H .

La derivada de la función es:

$$F'(H_j) = 1 - Fr_j^2 + \Delta X_j S_{f,j} \frac{(5T_j - 4R_j)}{3A_j} \quad (\text{A.6})$$

Este método es de tipo iterativo, por lo que se requiere de un valor inicial para comenzar a hacer las iteraciones. Como se trata de calcular un flujo en régimen subcrítico, se recomienda proponer un valor inicial de H_j un poco mayor al de H_{j+1} , y aplicar la expresión siguiente

$$H_j^{k+1} = H_j^k - \frac{F(H_j^k)}{F'(H_j^k)} \quad (\text{A.7})$$

Donde el superíndice k es el contador para las iteraciones. Un criterio aceptado para detener las iteraciones, es cuando se cumple la condición siguiente

$$|H_j^{k+1} - H_j^k| \leq \text{Tolerancia} \quad (\text{A.8})$$

A continuación se enumera el procedimiento para realizar el cálculo de perfiles hidráulicos.



1. Se define el tramo comprendido entre las secciones j y $j+1$
2. Con H_{j+1} se calculan los correspondientes elementos geométricos, es decir, el área hidráulica, A_{j+1} ; el perímetro mojado, P_{j+1} ; el radio hidráulico, R_{hj+1} ; y el ancho de superficie libre, T_{j+1} .
3. Calcular el valor de la expresión A.5.
4. Iniciar el ciclo de iteraciones con el contador $k=1$
5. Proponer un valor de H_j^k mayor que H_{j+1}
6. Con H_j^k se calculan los correspondientes elementos geométricos; es decir, el área hidráulica, A_j ; el perímetro mojado, P_j ; el radio hidráulico, R_{hj} ; y el ancho de la superficie libre, T_j .
7. Se calcula el valor de la ecuación A.4
8. Con la ecuación A.6 calcular el valor de la derivada $F(H_j^k)$
9. Con la ecuación A.7 calcular el valor H_j^{k+1}
10. Calcular la tolerancia con la ecuación A.8 para revisar si cumple con la condición de convergencia; en caso de cumplir con la desigualdad, el valor de H_j^{k+1} es el valor buscado.
11. En caso contrario, se hace incrementar el contador k , y se repite el procedimiento desde el inciso 6.



APÉNDICE B

TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE ALMACENAMIENTO

El tránsito de avenidas en un almacenamiento es básicamente un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida del almacenamiento, dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus aplicaciones son:

1. Conocer la variación de los niveles en el vaso de almacenamiento y los gastos de salida por las obras de excedencias, para saber si la política de operación de la compuerta del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida no se ponga en peligro el embalse, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
2. Dimensionar la(s) obra(s) de excedencias.
3. Calcular el NAME.
4. Dimensionar las obras de desvió y ataguías.

La información necesaria para modelar numéricamente el tránsito de una avenida, véase figura B.1, es la siguiente:

- El hidrograma de entrada $I(t)$ al vaso de almacenamiento, se obtiene de un estudio hidrológico de la cuenca.
- La curva Elevaciones - Capacidades ($E-V$) del vaso, se obtiene de un levantamiento topográfico de toda la superficie de inundación.
- La ley de descarga de la estructura de salida del vaso de almacenamiento, se obtiene de las formulaciones propias de cada una de las estructuras de descarga que la integran (vertedores, oficios, etc.)

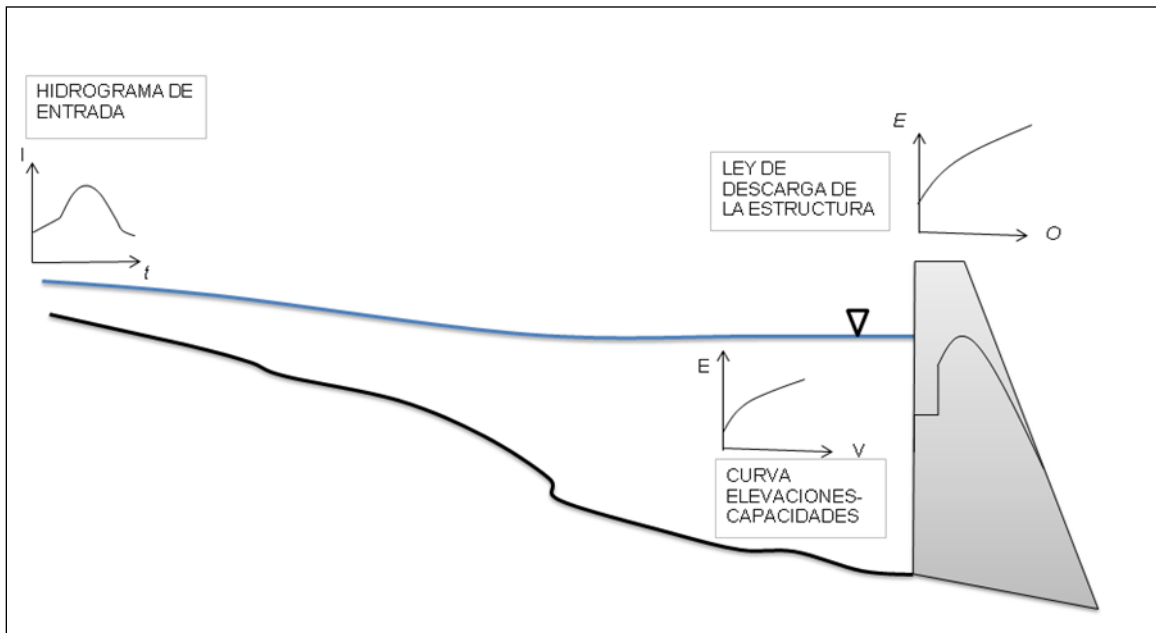


Figura B. 1 Curvas necesarias para realizar el tránsito de avenidas en vasos.
En el tránsito de avenidas en vasos se usa la ecuación de continuidad, para flujo no permanente:

$$\bar{I} - \bar{O} = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (\text{B.1})$$

Donde: \bar{I} es el gasto medio de entrada al almacenamiento; \bar{O} es el gasto medio de salida del almacenamiento; $\frac{\Delta V}{\Delta t}$ es el cambio del volumen almacenado en el intervalo de tiempo Δt . Al expresar cada término en diferencias finitas, se tiene:

$$\bar{I} = \frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2};$$

$$\bar{O} = \frac{O_{t+\Delta t} + O_t}{2};$$

$$\Delta V = V_{t+\Delta t} - V_t;$$

Donde los subíndices t y $t+\Delta t$ denotan valores al inicio y al final del intervalo del tiempo, que son elegidos del hidrograma de entrada al vaso de almacenamiento.



Por lo tanto:

$$\frac{I_{t+\Delta t} + I_t}{2} - \frac{O_{t+\Delta t} + O_t}{2} = \frac{V_{t+\Delta t} - V_t}{\Delta t}$$

Al ordenar del lado derecho las variables desconocidas y del lado izquierdo las que se tienen al final del intervalo de tiempo Δt , queda la ecuación:

$$I_{t+\Delta t} + I_t + \frac{2V_t}{\Delta t} - O_t = \frac{2V_{t+\Delta t}}{\Delta t} + O_{t+\Delta t} = C \quad (\text{B.2})$$

El valor de Δt que se usa en el tránsito de avenidas, debido a la duración de las mismas, es considerablemente más pequeño que el empleado en la simulación del funcionamiento de vasos. Se recomienda que el Δt que se use, sea menor o igual a la décima parte del tiempo pico del hidrograma de entrada.

$$\Delta t \leq 0.1t_p$$

Durante el tránsito de una avenida por un almacenamiento, la forma de los hidrogramas de entrada y salida es aproximadamente como se muestra en la figura B.2. En el intervalo $t_0 < t < t_1$, la entrada es mayor que la salida, es decir, aumenta el volumen almacenado en el vaso y con esto, el nivel del agua en el almacenamiento. En el tiempo t_1 se igualan los caudales de entrada y salida del almacenamiento, por ello, en ese instante se llega al nivel máximo del agua en el almacenamiento. El área existente entre los dos hidrogramas, indicada en color azul, en los tiempos t_0 y t_1 , es el volumen de súper-almacenamiento requerido para la avenida $I(t)$ considerada, y el nivel que se tiene en el vaso en el tiempo t_1 será el NAME necesario para esa misma avenida. Cuando $t > t_1$, las salidas son mayores que las entradas, por lo que el nivel del agua en el almacenamiento disminuye, lo que da lugar al vaciado del vaso de almacenamiento.

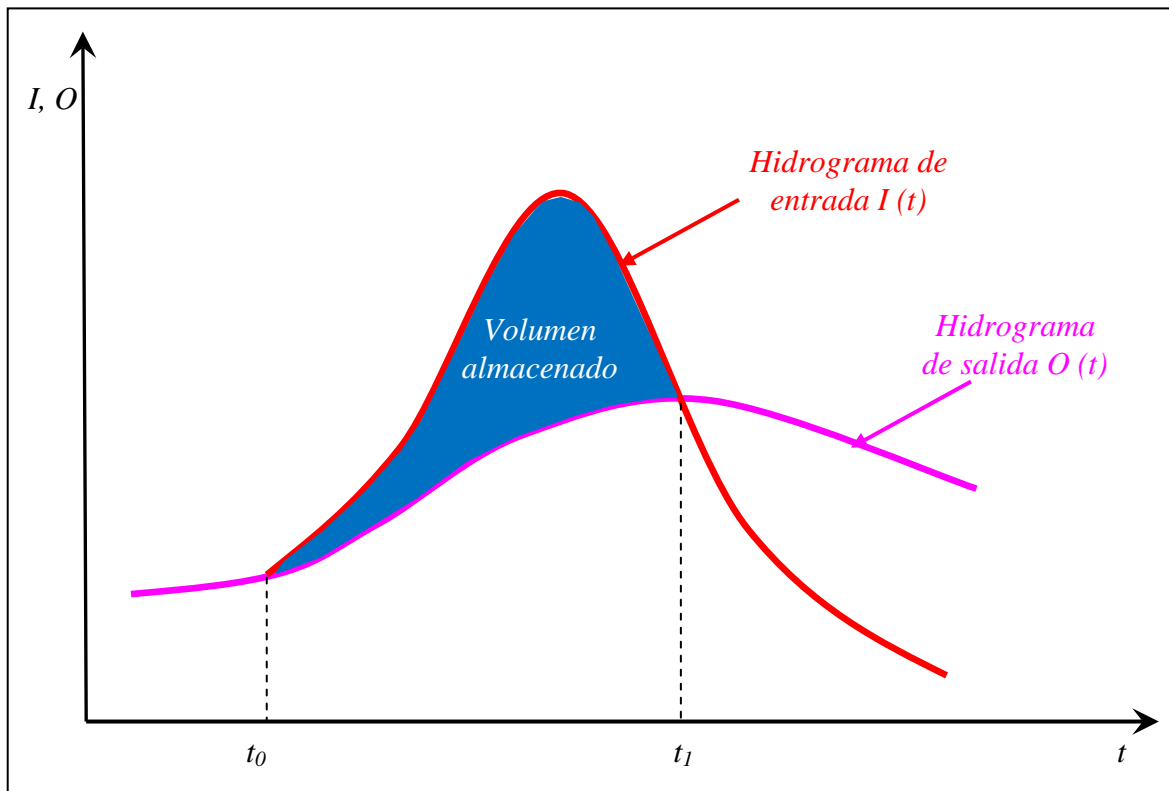


Figura B. 2 Hidrogramas de entrada (I) y salida (O) del almacenamiento

La ecuación B.2 tiene dos incógnitas, que son el volumen almacenado ($V_{t+\Delta t}$) y el caudal que sale del almacenamiento ($O_{t+\Delta t}$), ambos al final del intervalo de tiempo. Una manera de resolver esta ecuación se basa en emplear una curva auxiliar, donde se relacionen las incógnitas. En este caso se propone emplear como curva o ecuación auxiliar a la dada por $\frac{2V}{\Delta t} + O$ vs O , como sigue:

En la figura B.3 se presenta la curva auxiliar $\frac{2V}{\Delta t} + O$ vs O , que se obtuvo de las curvas $E-V$ y $E-Q$ de la laguna *La Gasera*, esta curva es la que se utiliza en el cálculo del tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento.

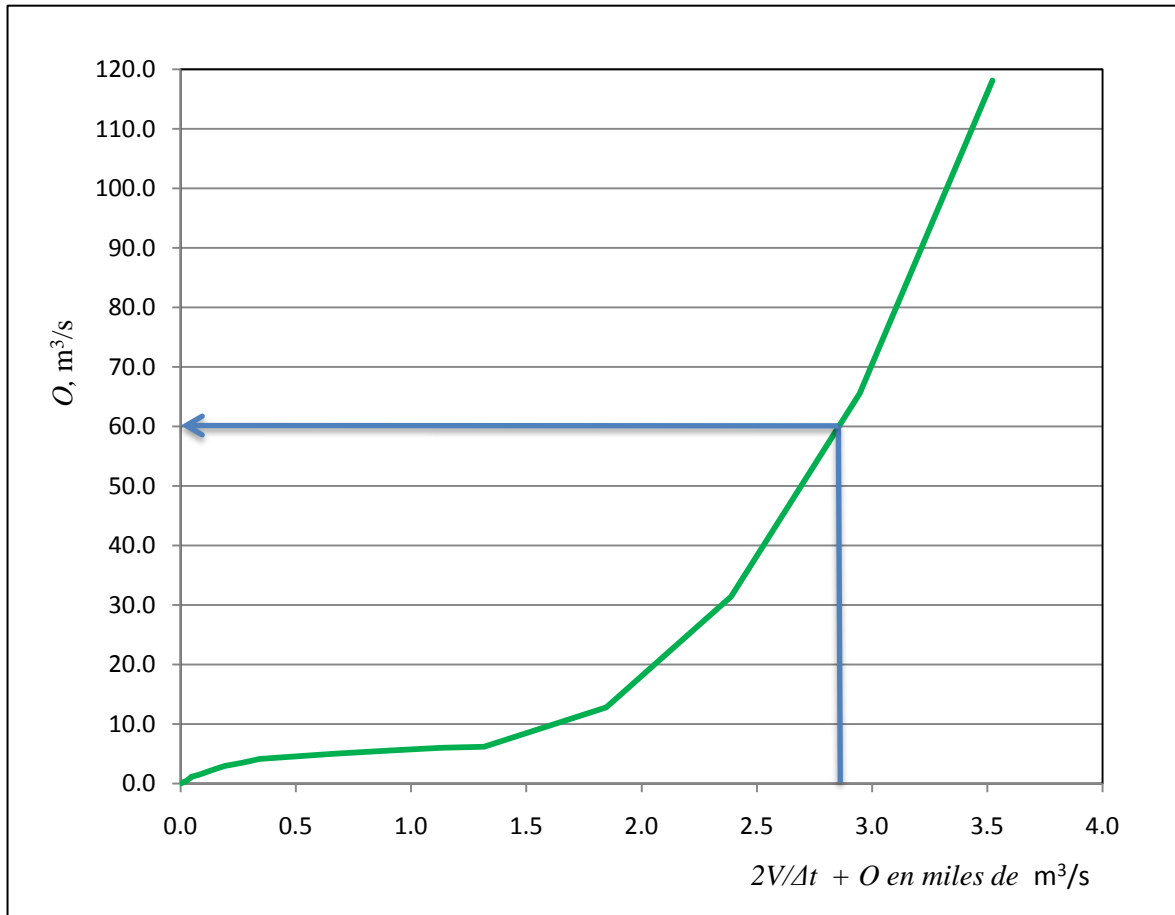


Figura B. 3 Curva Auxiliar, para el tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento.

Para obtener la curva de la figura B.3 se siguen los pasos que se indican a continuación:

Metodología del cálculo de la curva auxiliar.

1. Se fija el Δt que se usará en el cálculo.
2. Fijar un valor de E , mayor que E_0 .
3. Se calcula el valor de O , ya sea con ayuda de la ecuación o con la curva que describe la ley de descarga, $E-O$.
4. Se calcula V con la curva elevaciones – capacidades del almacenamiento, $E-V$.
5. Se determina el valor de la expresión $\frac{2V}{\Delta t} + O$.



6. Se regresa al paso 2 tantas veces como sea necesario para definir suficientes puntos.
7. Se dibuja la curva, véase figura B.2.

En la tabla B.1 que se presenta a continuación, se indican los valores con los cuales se elaboró la curva de la figura B.2.

Tabla B. 1 Resultados del cálculo de la curva auxiliar

H (msnm)	V ($m^3 \times 10^3$)	O (m^3/s)	$2V$ (m^3)	$\frac{2V}{\Delta t} + O$
2239.500	0.000	0.000	0.000	0.000
2239.790	4.594	0.500	9187.200	26.020
2239.880	6.019	0.750	12038.400	34.190
2239.970	7.445	1.000	14889.600	42.360
2240.000	7.920	1.140	15840.000	45.140
2240.110	13.751	1.500	27502.200	77.895
2240.240	20.642	2.000	41284.800	116.680
2240.360	27.004	2.500	54007.200	152.520
2240.490	33.895	3.000	67789.800	191.305
2240.750	47.678	3.500	95355.000	268.375
2240.940	57.749	4.000	115498.800	324.830
2241.000	60.930	4.150	121860.000	342.650
2241.150	82.439	4.500	164877.000	462.492
2241.400	118.286	5.000	236572.000	662.144
2241.670	157.001	5.500	314002.600	877.729
2241.960	198.584	6.000	397168.800	1109.247
2242.000	204.320	6.060	408640.000	1141.171
2242.100	235.741	6.220	471482.857	1315.895
2242.400	330.006	12.808	660011.429	1846.173
2242.700	424.270	31.398	848540.000	2388.454
2243.000	518.534	65.551	1037068.571	2946.297
2243.300	612.799	118.132	1225597.143	3522.568

Con los resultados de la curva auxiliar, es posible resolver la ecuación B.2; a continuación se presenta la metodología para realizar el cálculo del tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento, haciendo uso de la curva auxiliar antes calculada.



Metodología de cálculo.

1. Obtener la curva auxiliar $\frac{2V}{\Delta t} + O$ vs O , a partir de las curvas mencionadas anteriormente. Curva $E-V$, y con la ley de descarga de la estructura, $E-Q$.
2. Con los datos del hidrograma de entrada, obtener los valores de I_t e $I_{t+\Delta t}$.
3. Calcular la expresión $\frac{2V_t}{\Delta t} - O_t$, para cuando $t=0$.
4. Con los resultados de los incisos 2 y 3 calcular el valor de $C = \frac{2V_{t+\Delta t}}{\Delta t} + O_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} + \frac{2V_t}{\Delta t} - O_t$.
5. Con el resultado de la expresión del inciso 4 y haciendo uso de la curva auxiliar, obtener el valor de $F(C) = O_{t+\Delta t}$.
6. Con el resultado del inciso 5, y haciendo uso de la curva $E-Q$, obtener el valor de $F[E(Q)] = E_{t+\Delta t}$, y una vez obtenido el valor de $E_{t+\Delta t}$, con la curva $E-V$, obtener el valor de $F[E(V)] = V_{t+\Delta t}$.
7. Con el valor de $O_{t+\Delta t}$ y $V_{t+\Delta t}$ obtenidos en los incisos 5 y 6 respectivamente, calcular el valor de la expresión $\frac{2V_{t+\Delta t}}{\Delta t} - O_{t+\Delta t}$.
8. Con el resultado del inciso 7 y haciendo $t=t+\Delta t$; regresar al inciso 2 tantas veces sea necesario hasta terminar con el hidrograma de entrada, o cuando el gasto de salida sea cero.

Con estos pasos se calcula el tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento.

Método numérico

El método descrito anteriormente se conoce como método semigráfico, sin embargo, debido al auge de los programas de computación y la relativa facilidad con que se



puede tener acceso a un equipo de cómputo, se han desarrollado numerosos programas y/o software en diferentes lenguajes de programación, utilizando métodos numéricos. A continuación se muestra un diagrama de flujo que indica los pasos, enumerados en los incisos anteriores, que sigue el método numérico, con el que se puede programar en cualquier lenguaje, o si se prefiere se puede utilizar un software.

