



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

SIMULACIÓN CONTINUA DEL COMPORTAMIENTO DE DOS VASOS QUE
TRABAJAN EN PARALELO. CASO DEL SISTEMA DE PRESAS TEMASCAL-
CERRO DE ORO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. JOSÉ DE JESÚS RIVAS CARPIO

TUTOR PRINCIPAL:
DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

NOVIEMBRE 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ramón Domínguez Mora

Secretario: Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles

Vocal: Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez

1^{er}. Suplente: M.I. Víctor Franco

2^{do}. Suplente: Dr. José Luis Aragón Hernández

Lugar donde se realizó la tesis: FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS

Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez

INDICE

INTRODUCCIÓN.....	V
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1. Sistema de presas Temascal-Cerro de Oro	1
1.2. Problemática	2
1.4. Objetivos y metas	3
1.3. Estado del arte	3
2. TRÁNSITO DE AVENIDAS Y POLÍTICAS DE OPERACIÓN EN EMBALSES.....	6
2.1. Avenidas de diseño para grandes almacenamientos	6
2.1.1. Método del Instituto de Ingeniería.....	7
2.1.2. Métodos con funciones bivariadas	10
2.2. Tránsito de avenidas en embalses	20
2.2.1. Método numérico.....	23
2.2.2. Método numérico modificado, dos vasos con transferencia	25
2.3. Políticas de operación.....	27
2.3.1. Operación óptima de compuertas (Método OPOP)	27
2.3.2. Operación sistemática de compuertas	35
2.3.3. Políticas escalonadas	38
3. SISTEMA DE PRESAS TEMASCAL-CERRO DE ORO	39
3.1. Presa Temascal (Miguel Alemán)	39
3.3. Presa Cerro de Oro (Miguel de la Madrid Hurtado).....	46
3.4. Sistema Temascal más Cerro de Oro	47
3.5. Canal de interconexión “Pescaditos”.....	52
4. AVENIDAS DE DISEÑO, TEMASCAL Y CERRO DE ORO.....	54
4.1. Información de gastos medios diarios	54

4.2. Aplicación del método del instituto de ingeniería.....	59
4.2.1. Gastos medios máximos para diferentes duraciones.....	59
4.2.2. Análisis estadístico de gastos medios máximos	62
4.2.3. Curvas gasto-duración-periodo de retorno.....	68
4.3. Avenidas de diseño, Temascal y Cerro de Oro, para diferentes periodos de retorno....	70
5. TRÁNSITO DE AVENIDAS Y POLÍTICAS DE OPERACIÓN EN EL SISTEMA DE PRESAS TEMASCAL - CERRO DE ORO.....	89
5.1. Comportamiento del sistema de embalses.....	89
5.1.1. Análisis de resultados.....	110
5.2. Política escalonada	112
5.2.1 Resultados de la política escalonada.....	114
5.3. Políticas óptimas.....	122
6. CONCLUSIONES.....	130
7. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES CONSULTADAS	134

INTRODUCCIÓN

En México, la dependencia de gobierno encargada del control y administración del recurso hídrico es la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), esta dependencia se encarga de la vigilancia de las obras hidráulicas en el país. En abril del 2012 se creó el comité técnico de operación región Golfo Centro (CTOOHR-GC), que se ocupa de la operación del sistema de presas Temascal - Cerro de Oro en la cuenca del río Papaloapan.

El CTOOHR-GC tiene un interés continuo en la revisión de las estructuras hidráulicas en la cuenca del Río Papaloapan y de manera particular en el sistema de presas Temascal-Cerro de Oro. Actualmente existen trabajos relacionados con estos aspectos, elaborados por el Instituto de Ingeniería (IINGEN), Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y Comisión Federal de Electricidad (CFE). Entre ellos destacan: el análisis técnico de las estructuras que componen el sistema de presas, análisis de avenidas de diseño, políticas de operación en condiciones de excedentes, Curvas-Guía para la operación del sistema de presas como apoyo en la toma de decisiones (Rubio, *et al.* 2014).

En la revisión de las políticas de operación y en el caso específico del análisis de riesgo por inundación, es necesaria la determinación y actualización de las avenidas de diseño. El análisis para obtener el pico de la avenida y su forma depende del comportamiento histórico de las avenidas de ingreso, siendo, en algunos casos, importante solo el gasto de pico y, en otros, el pico y el volumen de la avenida.

En este trabajo se estudia el funcionamiento en paralelo del sistema de presas Temascal-Cerro de Oro en condición de excedentes. El funcionamiento del sistema de presas presenta la particularidad de que cada presa tiene su propia cuenca de aporte; además de un canal de interconexión entre embalses, el cual, tiene su propia ley de transferencia de gastos.

El trabajo puede ser concebido principalmente compuesto de dos partes. La primera parte corresponde a los capítulos de antecedentes: problemática y objetivos, estado del arte, métodos para obtención de avenidas de diseño, métodos para el tránsito de avenidas y métodos para la operación de compuertas; todos los métodos presentados corresponden a los de mayor empleo en el medio mexicano. En la segunda parte se presenta la descripción del sistema Temascal-Cerro de Oro, la determinación de avenidas de diseño, el análisis del comportamiento del sistema de embalses, la propuesta de políticas de operación de compuertas y finalmente las conclusiones derivadas del estudio.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Sistema de presas Temascal-Cerro de Oro

“En la Región Cuenca del Papaloapan, se encuentra el complejo hidráulico más importante del estado de Oaxaca y la cual las ubican en los primeros diez lugares de nuestro país, por tener gran capacidad de almacenamiento de agua, formado por las presas Miguel Alemán Valdez (Temascal que se terminó de construir en 1957) y Miguel de la Madrid Hurtado, (Cerro de Oro terminada en 1988) con una capacidad instalada de 365 MW, las cuales generan energía eléctrica que abastece los Estados de Veracruz, Puebla y Oaxaca lo que significa un gran desarrollo potencial al sureste de México”(De Luna, 2010, p.1). El régimen de los escurrimientos en la cuenca del Papaloapan se ha modificado con la construcción del sistema de presas. Los vasos de ambas presas se encuentran divididos por el Dique “Pescaditos”. En 1995 se construyó el canal de Interconexión en el dique Pescaditos, el cual lleva el mismo nombre.

En la figura 1 se presenta la zona de detalle de la región en estudio, se observan los vasos de Temascal y Cerro de Oro (Imagen tomada del Condensado Estatal de INEGI).

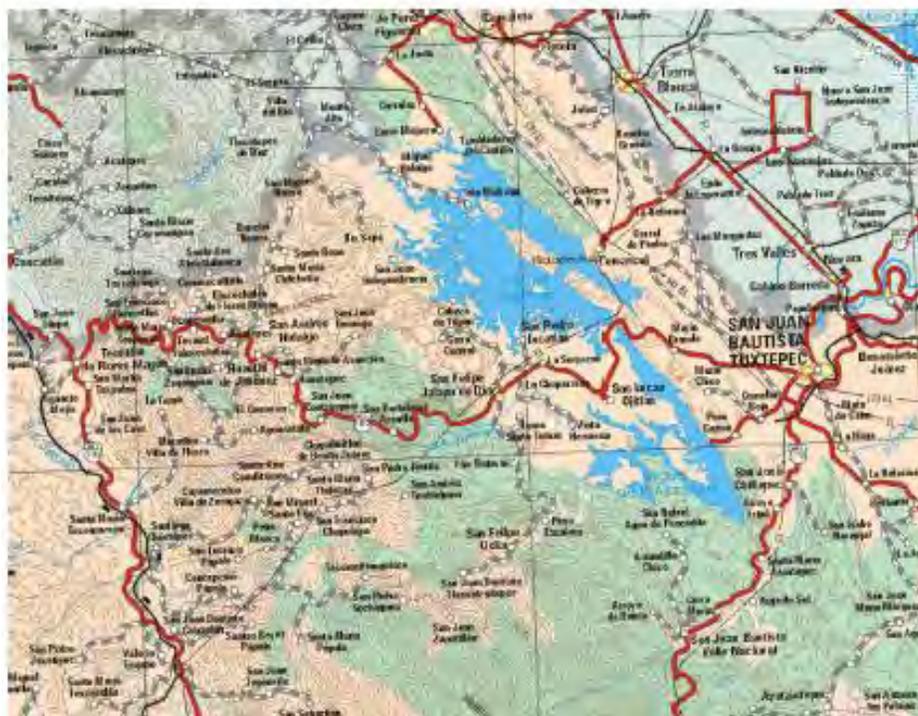


FIGURA 1.1. Esquema del sistema de presas Temascal-Cerro de Oro (De Luna 2010, p. 49).

1.2. Problemática

La cuenca de Río Papaloapan ha sido afectada por varios fenómenos meteorológicos extremos en los últimos años que han causado graves daños en la infraestructura, pérdidas humanas y económicas importantes. Particularmente, durante los meses de agosto a octubre de 2010 se presentaron fuertes inundaciones en la parte baja de la cuenca, ocasionadas por la presencia del huracán Karl y la tormenta tropical Matthew. El desbordamiento del río Papaloapan afectó a diversas localidades y aproximadamente a 48 municipios. En fechas posteriores al evento se elaboraron proyectos ejecutivos para la reparación de obras de protección existentes que resultaron afectadas y la construcción de obras nuevas en las localidades que lo requerían (Velázquez, *et al.* 2014).

Actualmente es importante contar con políticas de extracción (a través de los dispositivos de control) en obras de almacenamiento de escurrimientos, ya sea para el aprovechamiento o control de avenidas, que permitan un manejo adecuado considerando no sólo la magnitud de los ingresos, sino también las posibles afectaciones aguas abajo. Tal es el caso del sistema de presas en la cuenca del Río Papaloapan, mismo que debido al recién acontecido período extraordinario de lluvias, acentuó problemas de inundación ya existentes en poblaciones de la planicie (De Luna, 2010). Es necesario hoy en día contar con una actualización de dichas políticas de operación, debido a los cambios que se han generado en el transcurso de los años en este sistema de presas, a causa entre otros de la intercomunicación de los vasos Temascal-Cerro de Oro que se realizó en 1995, mediante un canal excavado en el dique Pescaditos, que se localiza a unos 10.5 km al sur de la cortina de la Presa “Miguel Alemán”. Por las características particulares del sistema, una de las incógnitas a definir para llevar a cabo los tránsitos de avenidas es saber si se considera uno o dos vasos de almacenamiento (De Luna, 2010).

Con objeto de contar con políticas de operación que permitan predecir la evolución de los almacenamientos de manera eficiente se han aplicado técnicas convencionales de tránsito de crecientes en vasos, sin embargo, la condición de interconexión entre los vasos, a través del canal pescaditos, implica abordar el tema de su funcionamiento de una manera detallada (Domínguez, *et al.* 2014a).

Actualmente existen estudios de políticas de operación de las obras de excedencias para el conjunto de presas Temascal-Cerro de Oro. Los estudios hasta ahora realizados han considerado una ley de descargas conjunta (una curva elevaciones-descargas), una curva conjunta de elevaciones-capacidades e hidrograma de entrada. Lo anterior implica considerar en el análisis de riesgo una misma elevación en ambos embalses, lo cual, se puede prestar a muchas polémicas, pues en casos normales de operación se ha registrado un desfase entre las elevaciones. Al tratar el problema de manera discreta, es decir, para cada almacenamiento su

curva elevaciones-descargas, hidrograma de entrada, elevaciones-capacidades y gasto de transferencia entre embalses; se estará en condiciones de validar las hipótesis asumidas en estudios anteriores o rechazarlas, así como mejorar los análisis de riesgo entre otros.

1.4. Objetivos y metas

Los principales objetivos del trabajo son: actualizar las avenidas de diseño para las presas Temascal y Cerro de Oro, para cada cuenca de aporte; realizar el estudio del comportamiento del sistema de embalses, validar o rechazar hipótesis de trabajos anteriores; realizar el estudio de políticas de operación para el sistema de presas y concluir sobre los estudios realizados.

Las principales metas son: contar con el conocimiento casi continuo del comportamiento en el sistema, durante el tránsito de avenidas; comparar los tránsitos de avenidas al considerar un vaso y dos vasos y dar respuesta a la inquietud de las implicaciones que tiene considerar al sistema de presas como una sola. La meta final es tener un estudio detallado en: políticas de operación de las obras de excedencias (curvas elevaciones-derrames), avenidas de diseño y tránsitos de avenidas de diseño detallados para el sistema de presas.

1.3. Estado del arte

Política de operación en condiciones de excedente del sistema de presas de la cuenca del río Papaloapan

De Luna (2010), bajo la dirección y supervisión de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR), apoyo de la CONAGUA (Organismo de Cuenca) y la Organización Meteorológica Mundial (OMM) con oficina en México; elabora el estudio hidrológico y de políticas de operación para el sistema de presas Temascal-Cerro de Oro, en el sistema hidrológico de la cuenca del río Papaloapan. Presenta un resumen detallando las estructuras en el sistema de presas y canal de interconexión (Pescaditos). Analiza los escurrimientos en el sistema de presas y en la zona que rodea a dicho sistema, obtiene tiempos de traslados entre las diferentes estaciones hidrométricas, determina avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno y propone políticas de operación en las obras de control y excedencias. Realiza comparaciones entre las avenidas obtenidas en el estudio y las obtenidas por la CONAGUA a través de la GASIR en el año de 1993, también analiza dos avenidas

históricas para los años de 1952 y 1969, las transita por el sistema de presas probando las políticas de operación propuestas. En el estudio se ha considerado el sistema de presas como un solo vaso, pues supone que a partir de una elevación, en ambos embalses, los vasos en el sistema de presas se comportan como uno solo.

Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity

Domínguez y Arganis (2012), presentan la validación de cuatro métodos para la obtención de avenidas de diseño, utilizados para el diseño y revisión de obras de excedencias en presas con grandes almacenamientos. El principal objetivo de estos métodos es determinar, el pico, el volumen y la forma de la avenida de diseño. Para la estimación del volumen y gasto, asociados a un periodo de retorno, se presenta la ecuación general bivariada de valores extremos que es utilizada en dos de los cuatro métodos presentados. Los métodos presentados son: (1) El método de Instituto de ingeniería, considera que el gasto medio máximo para varias duraciones ocurren simultáneamente y de esta manera se toma en cuenta la condición crítica de volumen y gasto; (2) Método de Ramírez-Aldama, se obtiene la combinación de volumen y gasto más desfavorable asociado un periodo de retorno y la construcción del hidrograma se apoya de la forma de un polinomio hermitiano; (3) Método de Escalante, propone obtener el gasto y volumen de la avenida planteando un sistema de ecuaciones no lineal con funciones bivariadas, el hidrograma se construye de acuerdo a un hidrograma tipo Pearson y (4) Método de Hiemstra-Francis, propone estandarizar los gastos máximos y sus volúmenes asociados, para obtener los gastos y volúmenes de diseño a partir de expresiones propuestas en el método, el hidrograma se construye de acuerdo a un hidrograma tipo Pearson.

Evaluación del peligro de inundación aguas abajo de una presa en función del tiempo y de la política de operación

Rubio, *et al.* 2014, presentan una metodología para la evaluación del riesgo por inundación, aguas abajo de presas, en función del tiempo, registros históricos de ingresos y política de operación adoptada. Se determina el territorio amenazado y la probabilidad de excedencia para un tirante determinado. En una primera etapa se realizan tránsitos de avenidas para distintos niveles de almacenamientos y para distintas fechas (a lo largo del año), para todo el registro histórico, a fin de establecer una matriz de datos tetradimensional -elevación inicial, fecha de inicio del tránsito y la probabilidad anual asociada a cada descarga máxima-. En una segunda etapa se estiman las zonas inundables, parametrizando los gastos contra las hectáreas inundadas, con objeto de establecer las zonas en peligro de inundación. Finalmente de la matriz de resultados -gasto y probabilidad de ocurrencia- se obtiene la relación tirante-probabilidad de excedencia. Dicha metodología fue aplicada en el caso del sistema de presas Angostura-Malpasso-Chicoasén.

Estudio hidrológico y políticas de operación de las presas “Presidente Miguel Alemán (Temascal) y Presidente Miguel de la Madrid (Cerro de Oro)”

Domínguez, *et al.* 2014a, elaboran un estudio hidrológico y de políticas de operación para el sistema de presas Temascal-Cerro de Oro. El estudio considera al sistema de presas como una sola. Los resultados del estudio son presentados en un informe elaborado para la CFE. La primera parte del estudio presenta la actualización de las avenidas de diseño, se aplica el método del Instituto de Ingeniería, y se revisan las políticas de operación de compuertas. La segunda parte del informe presenta los resultados del análisis de programación dinámica estocástica, se revisan y proponen curvas guía de operación y se compran con las propuestas por la CONAGUA.

Simulación numérica del comportamiento hidráulica del canal pescaditos

Domínguez, *et al.* 2014b, realizan la simulación numérica del comportamiento hidráulico en el canal de interconexión “Pescaditos”, en el sistema de presas Temascal-Cerro de Oro. Se realizó la simulación aprovechando que se cuenta con datos de topobatimetría del canal, así como de la evolución de niveles en ambos vasos para un periodo continuo; con los datos de campo se llevó a cabo la simulación matemática con un modelo numérico de flujo bidimensional, con lo cual, se puede estimar el caudal de transferencia para cada instante en que se tiene información de los niveles, los que se consideran como condiciones de frontera para la modelación numérica. De los resultados de la simulación se realizó el ajuste de la ecuación que describe el comportamiento de transferencia de gastos entre embalses.

Actualización de las avenidas de diseño en las presas de río Papaloapan Temascal-Cerro de Oro

Gracida (2015), como colaborador en el instituto de ingeniería de la UNAM elabora su tesis de licenciatura. Presenta un estudio hidrológico y de políticas de operación para el sistema de presas Temascal-Cerro de Oro, en condición de excedentes. El estudio considera al sistema de presas como un solo vaso. Presenta la actualización de las avenidas de diseño, se aplica el método del Instituto de Ingeniería, y se revisan las políticas de operación de compuertas. Para el caso de políticas de operación propone dos políticas escalonadas y las prueba con las avenidas de diseño y dos avenidas históricas.

2. TRÁNSITO DE AVENIDAS Y POLÍTICAS DE OPERACIÓN EN EMBALSES

2.1. Avenidas de diseño para grandes almacenamientos

La valoración y revisión del diseño hidrológico de grandes obras de control y regulación representan un problema primordial en la gestión del recurso agua. Las avenidas que se presentan en un almacenamiento son de naturaleza aleatoria, en el caso de grandes almacenamientos para poder determinar el diseño del vertedor o determinar la descarga máxima por dicha estructura, es necesario tomar en cuenta la probabilidad de falla (periodo de retorno, Tr), el pico de la avenida, su volumen e incluso la forma.

Para el caso aquí presentado es necesario revisar el funcionamiento de las obras de excedencias no solamente con las avenidas extraordinarias (periodos de retorno 100, 500, 1000 y 10 000 años), sino también con avenidas frecuentes (periodo de retorno 2, 5, 10, 20 y 50 años). Esto se debe a que la experiencia muestra que en la inmensa mayoría de las presas rebasadas han sido de tamaño menor, alguna de tamaño medio y solo excepcionalmente las de gran tamaño. En cambio los daños más severos que han ocurrido en los vertedores de las grandes presas, se han presentado con gastos que están por debajo de la mitad de las avenidas extraordinarias.

En la figura 2.1 se pueden ver el tránsito de dos avenidas con mismo gasto de pico, pero con diferente volumen, es claro que para la avenida de mayor volumen se tiene un mayor gasto de pico descargado por la obra de control. De lo anterior es imperativo que las avenidas de diseño, para el caso de grandes almacenamientos, deban cumplir con el pico y el volumen adecuado para un correcto diseño.

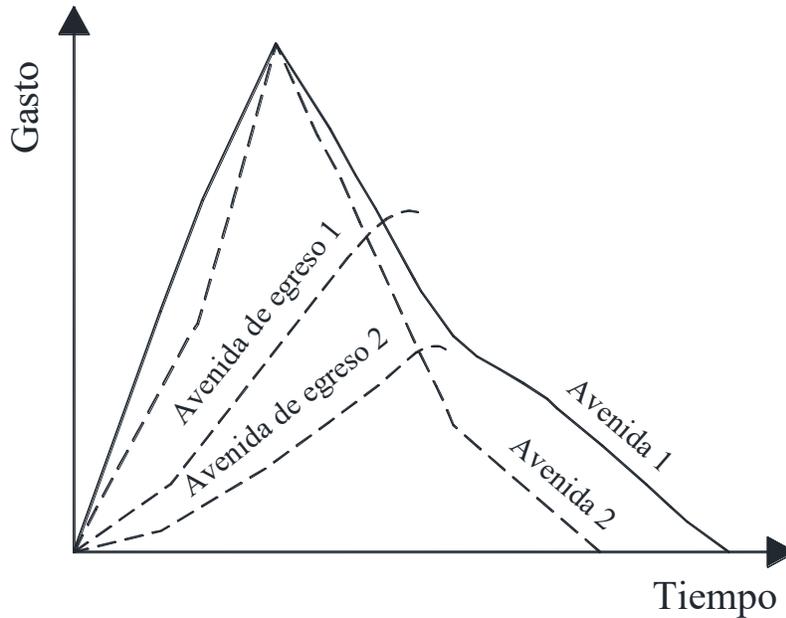


FIGURA 2.1. Tránsito de avenidas con mismo gasto pico, pero diferente volumen

2.1.1. Método del Instituto de Ingeniería

Este método desarrollado por el Instituto de Ingeniería (IINGEN) permite estimar avenidas de diseño considerando el gasto pico, el volumen y la forma (Ramírez, 2011). El método comprende las siguientes etapas:

I. Caracterización de los escurrimientos

La caracterización de los escurrimientos (gastos medios diarios) consiste en determinar los gastos medios máximos anuales para diferentes duraciones, 1 hasta N días. Para calcular el gasto medio máximo anual correspondiente a duraciones mayores o iguales a dos días ($n \geq 2$), se calcula para cada año de registro el promedio para n días consecutivos según la duración que se analice y se procede de la siguiente manera:

Se calculan los gastos medios \bar{Q}_k^n , tomando en cuenta el día inicial k y la duración n que se esté analizando. Los gastos Q_k^1 son los gastos medios diarios correspondientes a la duración $n=1$ día, del registro analizado.

$$\bar{Q}_k^n = \frac{\sum_k^{k+n-1} Q_k^1}{n} \quad (2.1)$$

donde:

n duración, en días

k contador del día en que se inicia el lapso de duración n ($k= 1,2,3\dots365$ o 366)

\bar{Q}_k^n gasto medio para n días de duración

\bar{Q}_k^1 gasto medio diario del día k

Conocidos los gastos medios \bar{Q}_k^n se elige el valor máximo que se haya presentado en esta duración, este valor es conocido como gasto medio máximo anual para una duración n .

$$\bar{Q}_{\max}^n = \max(\bar{Q}_k^n) \quad (2.2)$$

El valor de la duración N se selecciona de acuerdo con la capacidad de regulación de un almacenamiento, es decir, la capacidad entre el NAMO y el NAME. Existen algunas recomendaciones para la selección de N ; se recomienda un valor de $N=5$ para presas con capacidad de regulación relativamente pequeña (del orden 1 hm^3) y valor de $N=20$ para presas con capacidad de regulación muy grande (por arriba de 10 hm^3).

II. Extrapolación

La extrapolación para estimar los valores asociados a diferentes periodos de retorno, para cada duración, es llevada a cabo mediante el ajuste a una función de distribución de probabilidad para cada muestra obtenida en la caracterización de los escurrimientos.

III. Determinación de gastos individuales para diferentes periodos de retorno

Para cada periodo de retorno considerado, la determinación de los gastos individuales es llevada a cabo mediante las siguientes ecuaciones recursivas:

$$Q_1 = \bar{Q}_{M_1} \quad (2.3)$$

$$Q_n = n\bar{Q}_{M_n} - \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \quad (n = 2, 3, \dots, N) \quad (2.4)$$

donde

N es el total de días considerado (duración de la avenida)

\bar{Q}_{M_n} es el gasto medio diario (ajustado) para una duración n

Q_i y Q_n son gastos individuales para $i = 1$ hasta N .

IV. Construcción de la avenida de diseño

El hidrograma de diseño se construye usando el método de los bloques alternos, empleando los gastos individuales. Para la forma de la avenida se alternan bloques (Domínguez, *et al.* 1981), en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo (Q_1), hacia adelante se coloca el gasto (Q_2), hacia atrás el gasto (Q_3), y así sucesivamente (Figura 2.2).

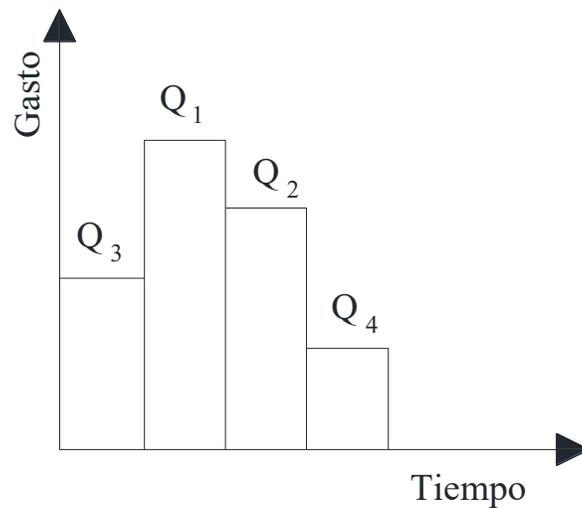


FIGURA 2.2. Ordenación de bloques para una duración de 4 días

En el método del IINGEN no es necesario establecer el volumen total de la avenida, solo se requiere que la duración o número de días N sea lo suficientemente grande para garantizar que en la forma del hidrograma se incorporen todas las posibles avenidas históricas.

2.1.2. Métodos con funciones bivariadas

Domínguez y Arganis (2012), suponiendo que el gasto máximo descargado (Q_d) por la obra de excedencias está en función del gasto pico (Q_p) de la avenida y su volumen asociado (V); los siguientes incisos pueden ser un bosquejo para estimar la probabilidad de excedencia para que Q_d sea alcanzado o excedido:

- a) Para poder definir la región A correspondiente a todas las combinaciones para las cuales el valor Q_d es alcanzado o excedido (figura 2.3), será necesario transitar un número importante de avenidas con diferentes combinaciones de Q_p y V .
- b) La determinación de la probabilidad de excedencia es hecha con funciones de probabilidad conjunta (bivariada) de Q_p y V .
- c) La probabilidad de excedencia es obtenida integrando la función de probabilidad bivariada que define a la región A (figura 2.3).

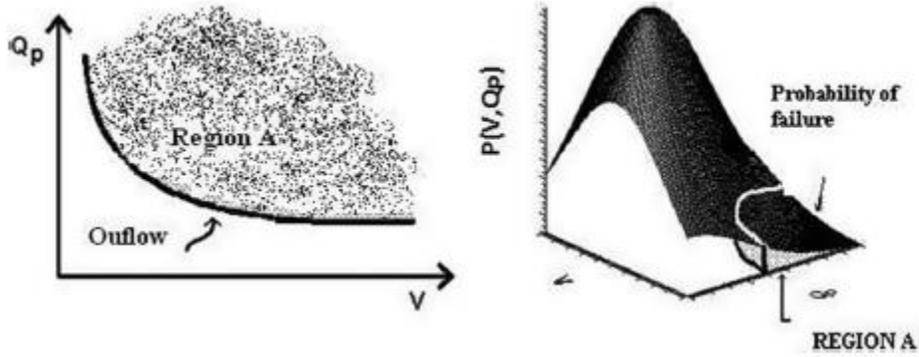


FIGURA 2.3. Definición de la zona de falla para un gasto máximo de descarga

Caracterización probabilística bivariada de avenidas de diseño

Cuando existe interdependencia entre el gasto pico y el volumen de la avenida, es conveniente caracterizar el diseño de las avenidas mediante una función de probabilidad bivariada, definida como:

$$F_{QV}(q, v) = P(Q_p \leq q \cap v \leq V) \quad (2.5)$$

donde q y v representan las variables aleatorias en el plano de un espacio de probabilidad (ver figura 2.3). Las funciones de probabilidad marginales de la ecuación anterior pueden ser escritas como:

$$F_{Q_p}(q) = \int_{-\infty}^q F_{Q_p V}(q, v) dv \quad (2.6)$$

y

$$F_V(v) = \int_{-\infty}^v F_{Q_p V}(q, v) dq \quad (2.7)$$

Funciones de probabilidad bivariadas de valores extremos

La ecuación general para funciones de distribución de probabilidad bivariadas de valores extremos (modelo logístico) está dada por:

$$F(x, y) = \exp\left\{-\left[(-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m\right]^{1/m}\right\} \quad (2.8)$$

donde $F(x, y)$ es la probabilidad simultanea de la ocurrencia de $X \leq x$ y $Y \leq y$; $F(x)$ y $F(y)$ son las funciones marginales. El parámetro m describe el grado de dependencia entre las variables x y y , puede ser calculado en términos de:

$$m = \sqrt{\frac{1}{1 - r_{xy}}} \quad (2.9)$$

$$r_{xy} = \frac{\text{cov}(x, y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (2.10)$$

Las funciones marginales $F(x)$ y $F(y)$, pueden ser Gumbel, general de valores extremos (GVE) o Gumbel mixta (doble Gumbel).

Función bivariada doble Gumbel

La función de distribución bivariada doble Gumbel (Escalante y Reyes, 2002) puede ser expresada en términos de modelo logístico (ecuación 2.8) considerando las expresiones siguientes:

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x+a_1}{c_1}\right)\right\} p_x + \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x+a_2}{c_2}\right)\right\} (1-p_x) \quad (2.11)$$

$$F(y) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{y+a_3}{c_3}\right)\right\} p_y + \exp\left\{-\exp\left(-\frac{y+a_4}{c_4}\right)\right\} (1-p_y) \quad (2.12)$$

En las ecuaciones anteriores $F(x)$ y $F(y)$ corresponden a las ecuaciones marginales de $F(x,y)$; a_1, c_1, a_2, c_2 y p_x , son parámetros de la función marginal $F(x)$ asumida como función Gumbel de dos poblaciones; y a_3, c_3, a_4, c_4 y p_y , son parámetros de la función marginal $F(y)$ asumida como función Gumbel de dos poblaciones.

Los parámetros de esta función de distribución pueden ser obtenidos utilizando el método de máxima verosimilitud y un algoritmo de optimización.

2.1.2.1. Método de Ramírez y Aldama

El método “Ramírez – Aldama” considera (Ramírez y Aldama, 2000):

$$\bar{Q}_p = \frac{Q_p - u_q}{\alpha_q} \quad (2.13)$$

$$\bar{V} = \frac{V - u_v}{\alpha_v} \quad (2.14)$$

donde u_q, α_q, u_v y α_v son parámetros de posición y de escala, derivados de los estadísticos de la muestra. \bar{Q}_p y \bar{V} son los valores normalizados, gasto pico y volumen de la avenida.

El modelo logístico se puede escribir como:

$$F_{qv} = (\bar{Q}_p, \bar{V}) = \exp\left\{-\left[-\ln F_q(\bar{Q}_p)\right]^m + \left[-\ln F_v(\bar{V})\right]^m\right\}^{\frac{1}{m}} \quad (2.15)$$

donde $m \in [1, \infty)$ y es un parámetro de interdependencia.

Para satisfacer el postulado de la estabilidad de Fréchet, las funciones marginales $F_q(\bar{Q}_p)$ y $F_v(\bar{V})$ deben corresponder a cualquiera de las tres de valores extremos (tipo I Gumbel, tipo II Fréchet o tipo III Weibull). Sin embargo, se ha encontrado que cuando $F_q(\bar{Q}_p)$ y $F_v(\bar{V})$ son de tipo Gumbel para dos poblaciones el postulado de estabilidad de Fréchet se cumple.

El parámetro m de dependencia presentado en la ecuación logística puede ser calculado en términos del coeficiente de correlación r_{xy} , entre \bar{Q}_p y \bar{V} .

Periodo de retorno conjunto

Para variables aleatorias de valores máximos anuales (X), el periodo de retorno (T) en años, es definido como el inverso de la probabilidad para que en un año cualquiera el evento X sea alcanzado o excedido:

$$T = \frac{1}{P(X > x)} \quad (2.16)$$

El inverso del periodo de retorno es definido como la probabilidad de no excedencia $F(x)$:

$$\frac{1}{T} = P(X > x) = 1 - F(x) \quad (2.17)$$

En el caso de funciones bivariadas, Ramírez-Aldama (2010), consideran que el evento se presenta cuando el gasto máximo Q_p y el volumen máximo V , son alcanzados o excedidos simultáneamente de modo que le corresponde el periodo de retorno T , en años, y se obtiene como:

$$T_{Q_p V} = \frac{1}{P(q > Q_p, v > V)} \quad (2.18)$$

o también:

$$T_{Q_p V} = \frac{1}{1 - F_q(Q_p) - F_v(V) + F_{q,v}(Q_p, V)} \quad (2.19)$$

Estimación de los eventos de diseño

Dado un periodo de retorno $T_{Q_P, V}$ hay un número infinito de pares (Q_P, V) que satisfacen la ecuación 2.19. Aldama-Ramírez (2010), proponen utilizar los valores de pares que reflejen las condiciones más desfavorables de diseño.

Si se define la función $Z_m = Z_m(Q_P, V)$ que representa la máxima elevación alcanzada en el almacenamiento una vez transitada la avenida, definida por el par de valores (Q_P, V) que satisfacen la ecuación 2.19, este par de valores puede ser obtenido resolviendo la ecuación:

$$\max_{(q_p, v)} Z_m = Z_m^*(q_p^*, V^*) \quad (2.20)$$

donde Z_m^* es la máxima elevación; q_p^* y V^* , son el gasto pico y el volumen de la avenida que satisface la ecuación 2.19.

Para determinar el gasto pico y el volumen de la avenida, asociados a un periodo de retorno, es necesario primero determinar la función de distribución bivariada, $F_{q_v}(Q_P, V)$. Sus parámetros pueden ser obtenidos mediante el método de máxima verosimilitud y aplicando algún modelo de optimización.

Determinados los parámetros de la función bivariada y dado un periodo de retorno, el problema está en obtener la solución a las ecuaciones 2.19 y 2.20, para lo cual, se deben proponer valores de Q_P y obtener valores de V con la ecuación 2.19. Los pares (Q_P, V) se transitan a través del almacenamiento y con la ecuación 2.20 se obtiene los valores de diseño.

Construcción de la avenida de diseño

Ramírez-Aldama (2000), proponen una función paramétrica para obtener el hidrograma en función del tiempo, o sea $Q=Q(t)$. La parametrización está en términos de polinomios Hermitianos de grado impar que contiene las principales características de una avenida, como es: Q_P , t_P (tiempo de pico) y t_b (tiempo base). El hidrograma paramétrico de tercer grado puede ser estimado mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q(t) = \begin{cases} Q_p \left[3 \left(\frac{t}{t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 \right] & 0 \leq t < t_p \\ Q_p \left[1 - 3 \left(\frac{t-t_p}{t_b-t_p} \right)^2 + 2 \left(\frac{t-t_p}{t_b-t_p} \right)^3 \right] & t_p \leq t \leq t_b \\ 0 & t \geq t_b \end{cases} \quad (2.21)$$

El tiempo base y el de pico se pueden estimar de manera aproximada mediante las siguientes ecuaciones.

$$t_b = \frac{2V}{Q_p} \quad (2.22)$$

$$t_p = \frac{3}{8} t_b \quad (2.23)$$

Para obtener el tiempo base se parte de la idea de un hidrograma triangular, mientras que el tiempo de pico es una aproximación empírica frecuentemente usada en la construcción de hidrogramas sintéticos.

La principal limitación de este método es la subjetividad para estimar el volumen total de la avenida, pues las avenidas históricas pueden presentar picos sucesivos, lo cual hace difícil determinar la duración de la avenida y el cálculo de su respectivo volumen. Por otra parte, la construcción del hidrograma mediante polinomios hermitianos no siempre puede representar adecuadamente la forma de la avenida.

2.1.2.2. Método de Escalante

Escalante-Sandoval (2002), propone un método para obtener avenidas de diseño mediante un sistemas de ecuaciones con cuatro variables a determinar: gasto de pico (Q_P), el volumen de la avenida (V), el volumen acumulado antes del pico (V_P) y el volumen acumulado después del pico (V_d). Con estas variables se forman series de pares de datos que son ajustadas a funciones bivariadas de valores extremos. Se considera que los pares de variables ocurren con la misma probabilidad de ocurrencia, es decir, $F(Q_d, V) = F(Q_d, V_P) = F(Q_d, V_d) = F(V_P, V_d)$ (Escalante y Reyes, 2002).

Suponiendo una probabilidad de no excedencia o el correspondiente periodo de retorno, se establece un sistema de ecuaciones no lineales con las cuatro variables a determinar, como se muestra en seguida:

$$F(Q_P, V) = \exp \left\{ - \left[(-\ln F(Q_P))^{m_1} + (-\ln F(V))^{m_1} \right]^{\frac{1}{m_1}} \right\} \quad (2.24)$$

$$F(Q_P, V_P) = \exp \left\{ - \left[(-\ln F(Q_P))^{m_2} + (-\ln F(V_P))^{m_2} \right]^{\frac{1}{m_2}} \right\} \quad (2.25)$$

$$F(Q_P, V_d) = \exp \left\{ - \left[(-\ln F(Q_P))^{m_3} + (-\ln F(V_d))^{m_3} \right]^{\frac{1}{m_3}} \right\} \quad (2.26)$$

$$F(V_P, V_d) = \exp \left\{ - \left[(-\ln F(V_P))^{m_4} + (-\ln F(V_d))^{m_4} \right]^{\frac{1}{m_4}} \right\} \quad (2.27)$$

Las funciones de probabilidad marginales pueden ser, Gumbel, GVE o doble Gumbel. Adicionalmente la suma del volumen antes del pico y el volumen después del pico debe ser igual al volumen total, esto es:

$$V = V_P + V_d \quad (2.28)$$

El sistema de ecuaciones (2.24-2.28) es indeterminado, el método propone obtener las soluciones de las variables minimizando la suma de los cuadrados, usando un esquema numérico basado en aproximaciones como el tipo de Newton-Raphson.

El periodo de retorno se propone como el inverso de la probabilidad de no excedencia de cualquiera de las funciones bivaridas, definidas en el método, esto es:

$$T = \frac{1}{1 - F(x, y)} \quad (2.29)$$

Construcción de la avenida de diseño

Para definir la forma de la avenida, se definen: el tiempo pico, en función de la relación (V_P/V) y el tiempo base, en función del tiempo pico. Definidas las características Q_P , V , V_P , V_d , t_P y t_b , se construye la avenida considerando inicialmente un hidrograma triangular y se ajustará de acuerdo con los volúmenes (V_P y V_d).

2.1.2.3. Método de Hiemstra-Francis aplicado por Pegram y Deacon

Pegram y Deacon (1992), toman como base los estudios realizados por Hiemstra-Francis para estimar el gasto pico y volumen de las avenidas de diseño. Encontraron que la función de distribución bivariada Lognormal, aplicada a series de gastos máximos (Q_P) y volúmenes máximos (V), arroja buenos ajustes con dicha función.

El procedimiento de este método consiste en obtener los logaritmos naturales de los valores de la muestra, esto es, el logaritmo natural de Q_P y V . Normalizados los datos se obtienen sus estadísticos muestrales y se determina si la muestra se aproxima a una distribución normal. Adicionalmente el coeficiente de correlación es obtenido con la muestra normalizada.

Para el cálculo de los volúmenes históricos se propone que la avenida tiene su punto de inicio y de fin donde los gastos son aproximadamente el 10 % del gasto de pico.

Pegram y Deacon, proponen tres formas para las avenidas dependiendo de la probabilidad de excedencia, expresada en tres percentiles: 75% (avenida de pico), 50% (avenida mediana) y 25 % (avenida con gran volumen). Para facilitar la obtención de las avenidas de diseño se han elaborado tablas con gastos de pico (Q_P) y volúmenes (V) estandarizados para diferentes periodos de retorno y coeficientes de correlación.

Para un periodo de retorno, el percentil es seleccionado tratando de reproducir la forma de los mayores eventos históricos. Con el coeficiente de correlación los valores estandarizados (X y Y) son obtenidos de tablas y usados para calcular el volumen y el pico de la avenida, en términos de las siguientes ecuaciones:

$$V = \exp(\bar{X} + S_X X) \quad (2.30)$$

$$Q_p = \exp(\bar{Y} + S_Y Y) \quad (2.31)$$

donde V , volumen total de la avenida; Q_p , gasto de pico; \bar{X} y \bar{Y} , son las medias de los logaritmos naturales de los volúmenes y gastos y S_X y S_Y son las desviaciones estándar, de X y Y .

Construcción de la avenida de diseño

Una avenida con un solo pico tiene una forma aproximada a la función Pearson (Jiménez, 2000):

$$f(t) = \left(\frac{t}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{t}{\alpha}\right) \quad (2.32)$$

El volumen de la avenida debe ser igual al área bajo la curva de la ecuación 2.32:

$$V = \int_0^{\infty} \left(\frac{t}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{t}{\alpha}\right) dt \quad (2.33)$$

Maximizando la ecuación 2.32 se obtiene el tiempo de pico:

$$t_p = \alpha(\beta - 1) \quad (2.34)$$

Sustituyendo la ecuación 2.34 en 2.32 se obtiene el gasto de pico:

$$Q_p = (\beta - 1)^{\beta - 1} \exp(-(\beta - 1)) \quad (2.35)$$

Los parámetros α y β se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones no lineal conformado por las ecuaciones 2.33 y 2.35.

2.2. Tránsito de avenidas en embalses

Aparicio (2011, p.90) define “El tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada”. Generalmente se emplea para:

- a) Conocer la evolución de los niveles en el vaso y los gastos de salida por la obra de excedencias, revisar si la política de operación de las compuertas del vertedor es adecuada y no se pone en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas.
- b) Dimensionar la obra de excedencias.
- c) Fijar el NAME y las dimensiones de las obras de desvío y ataguías.

El tránsito de avenidas puede ser modelado mediante la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (2.36)$$

donde

I gasto de entrada al vaso.

O gasto de salida del vaso.

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

Expresando la ecuación 2.36 en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i - O_{i+1}}{2} = \frac{V_i - V_{i+1}}{\Delta t} \quad (2.37)$$

Donde los subíndices i e $i+1$ denotan valores al inicio y al final del intervalo del tránsito (Δt), respectivamente.

El valor Δt utilizado en el tránsito de avenidas, es considerablemente menor que el empleado en la simulación de funcionamiento de vasos, generalmente es del orden de horas. Por esto, durante el tránsito de una avenida, términos como lluvia directa en el vaso, la evaporación y la infiltración son insignificantes y normalmente se ignoran. Se recomienda que Δt sea menor o igual a una décima parte del tiempo de pico del hidrograma de entrada (avenida de entrada):

$$\Delta t \leq 0.1 t_p \quad (2.38)$$

Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada y de salida es como se muestra en la figura 2.4. Antes del tiempo t_0 , las condiciones están establecidas y la entrada es igual a la salida. En el intervalo $t_0 < t < t_1$, la entrada es mayor que la salida y, de acuerdo con la ecuación 2.36, aumenta el volumen almacenado en el vaso y, por lo tanto, su nivel. En el tiempo t_1 se alcanza el máximo almacenamiento y consecuentemente el máximo nivel en el vaso. El área que hay entre los dos hidrogramas entre t_0 y t_1 , es el volumen máximo almacenado y es, por lo tanto, el volumen de superalmacenamiento requerido para la avenida de entrada $I(t)$ considerada, y el nivel que se tiene en el vaso en el tiempo t_1 será el NAME necesario para esa avenida. Cuando $t > t_1$, las salidas son mayores que las entradas y, por la ecuación 2.36, el volumen almacenado en el vaso disminuye.

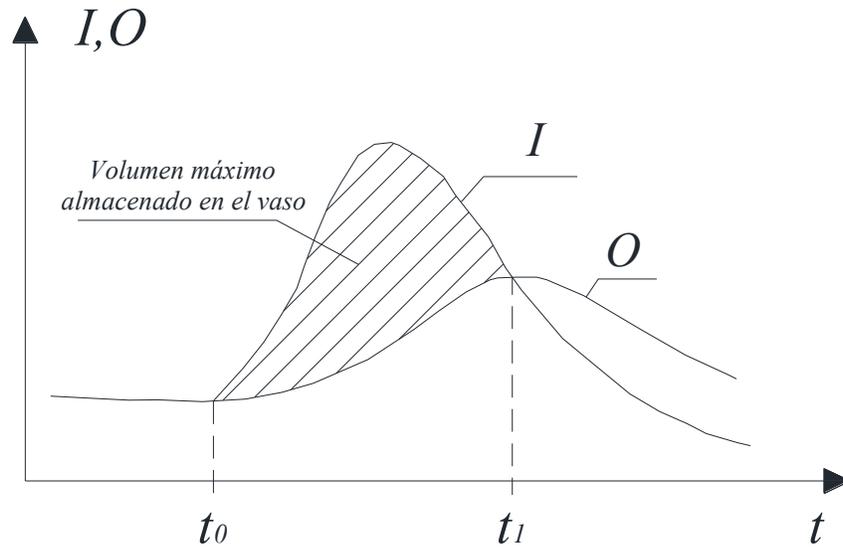


FIGURA 2.4. Hidrograma de entrada (I) y salida (O)

Al realizar el tránsito de una avenida por un vaso, en cualquier instante dado, se conocen todas las condiciones (I , O y V) en i (ecuación 2.37), y se desean conocer en $i+1$. Entonces, la ecuación de continuidad 2.37 tiene dos incógnitas, O_{i+1} y V_{i+1} (obviamente I se conoce para cualquier instante), por lo que se requiere otra ecuación para tener un sistema determinado. Esta ecuación es la que describe los gastos que salen por el vertedor, para el caso de una obra de excedencias sin compuertas, corresponde a la ecuación de gasto descargado por un cimacio. En caso que las descargas sean controladas (compuertas), la ecuación de descargas puede ser sustituida por una regla de operación (curvas elevaciones-descargas). Por otra parte, es posible que la obra de toma esté operando durante el tránsito de una avenida. Si la descarga por la obra de toma es considerable respecto al gasto descargado por la obra de excedencias, entonces la salida a considerar será:

$$O = O_v + O_T \quad (2.39)$$

Así con la ecuación 2.37, la ley de descargas por el vertedor, la ecuación 2.39 y la curva elevaciones-capacidades ($E-V$) del vaso, se tiene un sistema de ecuaciones determinado, cuya solución, en cada intervalo de tiempo, proporciona las salidas y volúmenes en el vaso.

2.2.1. Método numérico

En la figura 2.5 se presenta un diagrama de bloques que indica los pasos que se siguen en el método numérico. En el diagrama se puede ver que el método emplea aproximaciones sucesivas para calcular el volumen y el gasto de salida en el intervalo $i+1$. Primero se supone que el gasto de salida es igual al que se tuvo en el instante anterior y con esto se calcula en una primera aproximación el volumen almacenado, V^l_{i+1} (el número en el superíndice no es un exponente, sino un contador de iteraciones). Con este volumen y la curva elevaciones-volúmenes se determina la elevación y con ella una nueva estimación del gasto de salida. Con este gasto de salida O_{i+1} se calcula un nuevo volumen y, si es similar al calculado en la iteración anterior, se imprimen los resultados y se pasa a un nuevo intervalo de tiempo; en caso contrario, se hace otra iteración.

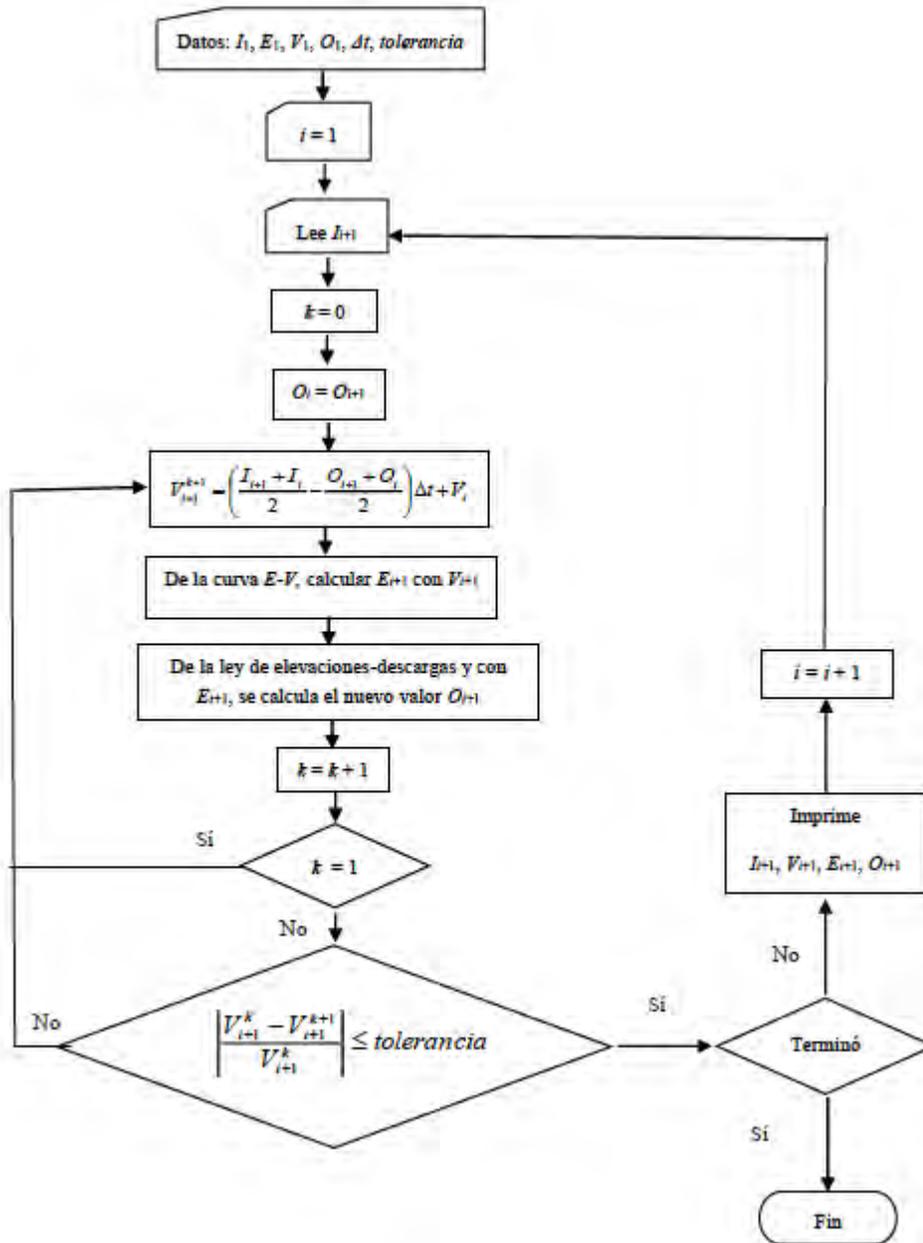


FIGURA 2.5. Diagrama de bloques, método numérico

2.2.2. Método numérico modificado, dos vasos con transferencia

El método empleado para el tránsito de avenidas, método numérico (Aparicio, 2011), se ha modificado para considerar la interconexión entre dos embalses. En el diagrama de bloques que se presenta en la figura 2.6 se muestran los pasos a seguir en el método.

Conocidas las condiciones iniciales en el intervalo i , primero se supone que los gastos de salida son iguales a los del instante anterior y con estos se calcula en una primera aproximación los volúmenes almacenados $V1_{i+1}^1$ y $V2_{i+1}^1$. Con los volúmenes y las curvas Elevaciones-Capacidades se calculan los nuevos valores en las elevaciones, y con éstas se calculan los nuevos gastos de salida y transferencia. Con estos gastos, O_{i+1} y $O_{t_{i+1}}$, se calculan los nuevos volúmenes, y si son similares a los calculados en la iteración anterior, se imprimen los resultados y se pasa a un nuevo intervalo de tiempo; en caso contrario se hace una nueva iteración.

Para el propósito de este trabajo las literales 1 y 2 en las diferentes expresiones del diagrama de bloques se refieren a Cerro de Oro y Temascal, respectivamente. Para el caso del gasto de transferencia O_t , se considera positivo si la transferencia es de Cerro de Oro a Temascal, en caso contrario el signo es negativo.

A continuación se definen las variables utilizadas en el diagrama de flujo:

$V1_i^k$ volumen en el primer vaso, para el instante i e iteración k .

$I1_i$ entrada en el primer vaso, para el instante i .

$O1_i$ derrame en el primer vaso, para el instante i .

$E1_i$ elevación en el primer vaso, para el instante i .

O_t gasto de transferencia, para el instante i .

$V2_i^k$ volumen en el segundo vaso, para el instante i e iteración k .

$I2_i$ entrada en el segundo vaso, para el instante i .

$O2_i$ derrame en el segundo vaso, para el instante i .

$E2_i$ elevación en el segundo vaso, para el instante i .

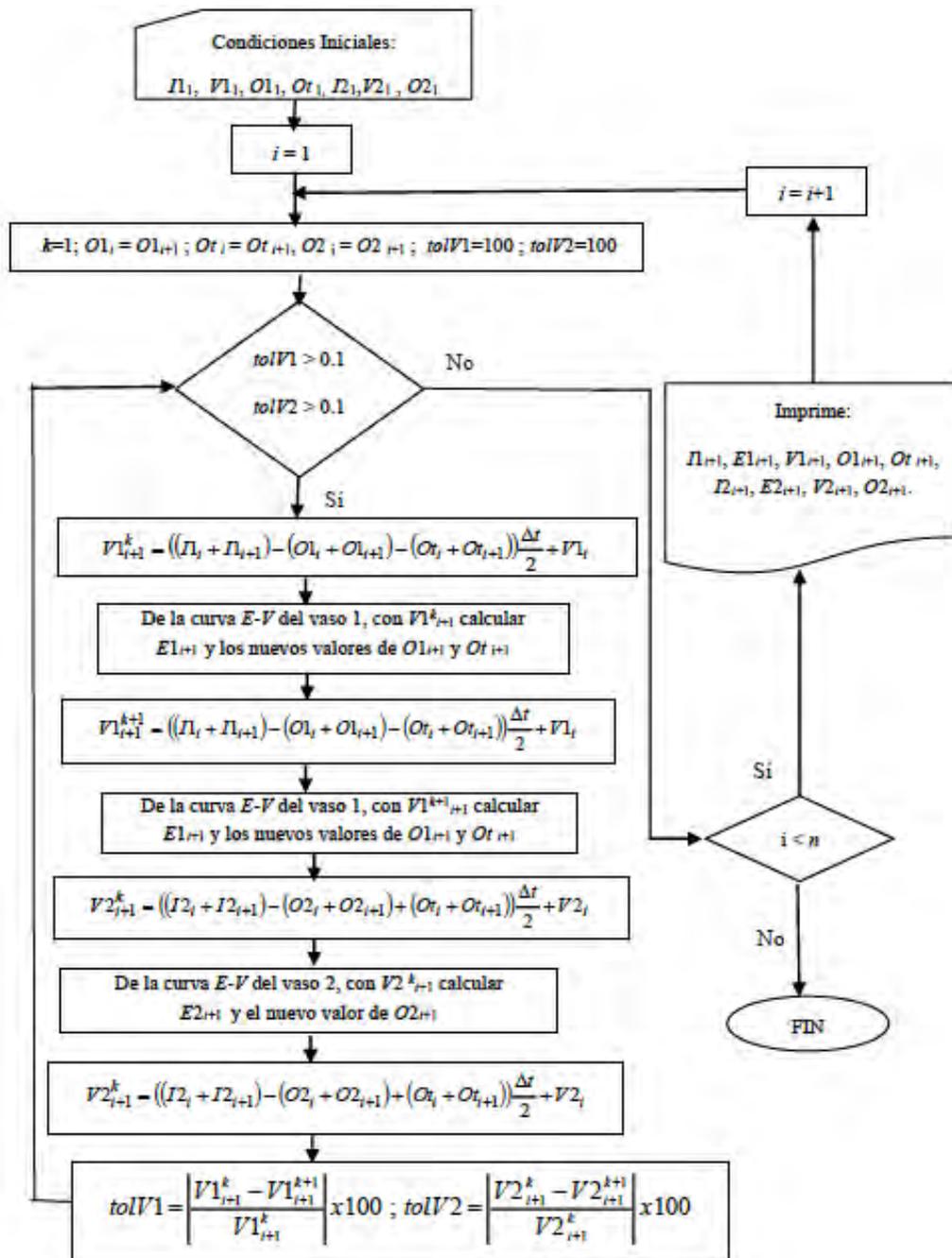


FIGURA 2.6. Diagrama de bloques, método numérico modificado

2.3. Políticas de operación

Una política de operación es una ley de descargas a través de las obras de excedencias, con el objetivo de controlar avenidas, destinando una parte del volumen de almacenamiento de la presa (superalmacenamiento) para regularlas, esto es, para que el gasto máximo de descarga sea menor que el pico de la avenida.

En esta etapa del estudio se presentan tres procedimientos para diseñar la política de operación de compuertas en una presa, para la que se conoce su nivel de aguas máximas ordinarios (NAMO), su nivel máximo de aguas extraordinarias (NAME), las características del vertedor (longitud y nivel de la cresta), las avenidas de diseño, etc.

Los principales objetivos que debe cumplir una política de operación de compuertas son:

- Garantizar la seguridad de la presa, evitando que el nivel del agua sobrepase el NAME.
- Reducir los gastos de descarga, para evitar daños aguas abajo de la presa.
- Permitir un almacenamiento adicional, una vez que la avenida empieza a descender y termina el periodo de avenidas.

Estos objetivos se contraponen entre sí, ya que una política que minimice el gasto máximo de descarga requiere que se almacene mucho volumen, y una política que por garantizar la seguridad de la presa mantenga bajos niveles conducirá a grandes descargas.

Debido a lo anterior, y a que en cada presa se presentarán particularidades que implicarán una mayor o menor importancia relativa a los objetivos mencionados, en lo que sigue se describen procedimientos generales, que al aplicarse conducirán a varias alternativas de políticas de operación. La mejor alternativa se puede determinar simulando el tránsito de las mayores avenidas registradas y de dos o tres avenidas con periodo de retorno mayor, incluyendo la de diseño.

2.3.1. Operación óptima de compuertas (Método OPOP)

González (1969) demostró que dada una avenida de entrada, la política que hace mínimo el gasto máximo de salida consiste en abrir totalmente las compuertas, hasta alcanzar un gasto de salida que se mantiene constante y cuyo valor depende del nivel máximo que no debe sobrepasarse.

Cuando una avenida entra en el vaso de una presa con vertedor controlado por compuertas, las autoridades encargadas de la operación confrontan un grave problema de decisión, especialmente si no dispone de sistemas de predicción confiable. Si las compuertas se operan en forma conservadora, pequeñas avenidas del vaso salen casi sin control, causando, algunas veces, daños por inundación que podrían haberse evitado; en cambio, una política audaz que trate de establecer un control máximo puede poner en peligro la seguridad de la presa, o bien, obligar a descargar grandes gastos, que provocan daños graves aguas abajo.

En lo que sigue se presenta un método para operar las compuertas, usando como única información la historia de niveles en el vaso, de tal modo que:

- a) No se causen daños innecesarios
- b) No se ponga en peligro la seguridad de la obra.

Para una avenida de periodo de retorno Tr , dado el nivel en la presa en un tiempo cualquiera t_0 , es posible encontrar la política de operación que minimice el gasto máximo descargado. Además, se puede definir una zona para la cual ya no existe modo alguno de desalojar la avenida, por lo que se debe evitar esta situación, cualquiera que sea la avenida que entre en el vaso.

Para el desarrollo del método se proponen las siguientes etapas.

1) Obtención de las curvas de operación para una avenida dada

Supóngase una presa con capacidad en el NAME de S^* , en la cual entra una avenida de duración T , cuyo hidrograma está dado en la Figura 2.7. Dividiendo T en intervalos de duración Δt , se puede formar una tabla que contenga el hidrograma discretizado.

Aplicando la ecuación de continuidad en el intervalo de tiempo i se obtiene:

$$S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i \quad (2.40)$$

donde

- Q_i volumen que entra al vaso en el intervalo
- S_i almacenamiento al principio del intervalo
- X_i volumen descargado en el intervalo

Además, los almacenamientos en cualquier instante deben ser menores que S^* , o sea

$$S_i \leq S^* \quad (2.41)$$

Los volúmenes descargados X_i deben ser menores o iguales que los volúmenes que podrían desalojarse con las compuertas totalmente abiertas para todos los intervalos y para cualquier volumen almacenado

$$X_i \leq V_{\text{máx}}(S_i) \quad (2.42)$$

donde $V_{\text{máx}}(S_i)$ puede obtenerse fácilmente conociendo la curva de gastos del vertedor con las compuertas totalmente abiertas y la curva elevaciones-volúmenes del vaso.

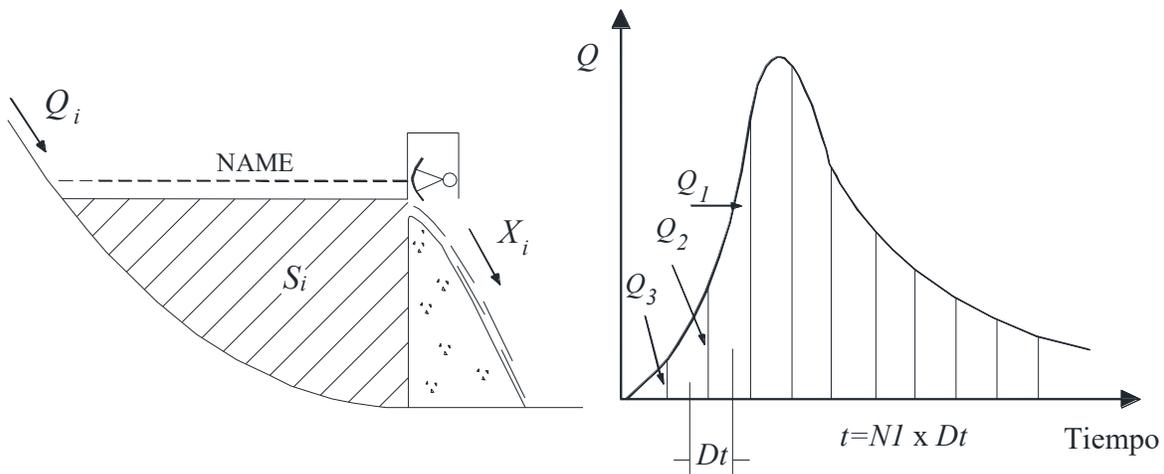


FIGURA 2.7. Esquema de la presa y vertedor

Los volúmenes descargados causarían daños en la zona localizada aguas abajo de la presa; la estimación precisa de dichos daños es difícil, pero si no se dispone de los datos necesarios para una evaluación, basta con suponer que la función de daños $D(X_i)$ es monótona creciente en X_i , para toda i .

La política más acertada consistirá entonces en elegir la secuencia $(X_1, X_2, \dots, X_{NT})$ de tal manera que su valor máximo sea lo menor posible, es decir, el problema se limita a encontrar:

$$\text{Min}_{(X_1, X_2, \dots, X_{NT})} [\text{Máx}\{(X_1), (X_2), \dots, (X_{NT})\}] \quad (2.43)$$

Lo que estará sujeto a las restricciones siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i \leq S^* \\ 0 \leq X_i \leq Vmáx(S_i) \\ S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i \end{array} \right\} i = 1, 2, \dots, NT \quad (2.44)$$

Si se considera conocida la avenida de entrada y se le asocia su periodo de retorno, Tr , la solución encontrada por González (1969) consiste en abrir totalmente las compuertas hasta llegar a un gasto $Q^*(Tr)$ que se mantiene constante, y que se determina de tal manera que el nivel máximo en el embalse coincida con el del NAME.

Si para la misma avenida con periodo de retorno Tr se repite el procedimiento, pero suponiendo en cada caso diferente nivel inicial, se puede construir una figura como la siguiente (Figura 2.8), en la que se muestra la evolución de los almacenamientos correspondientes a cada pareja nivel inicial-gasto constante.

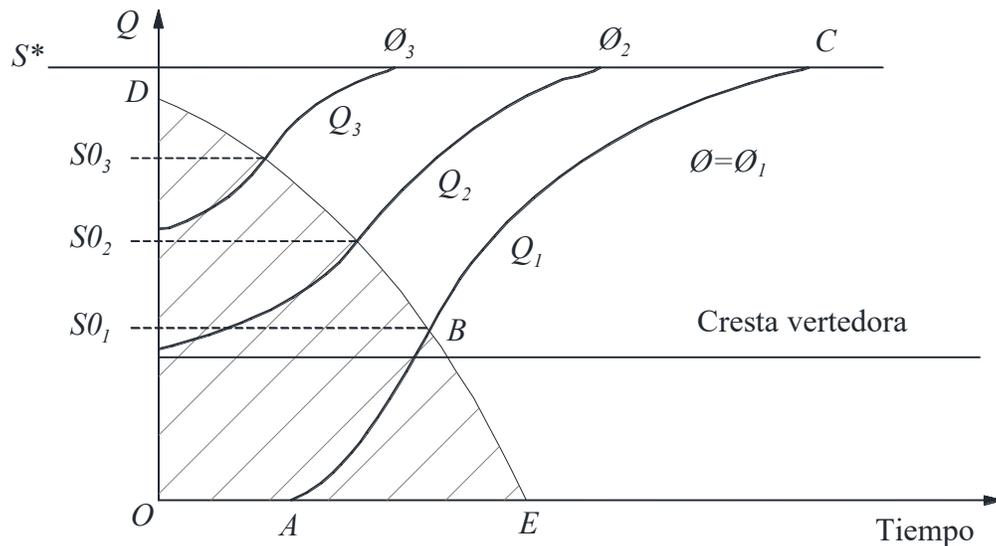


FIGURA 2.8. Evolución de los almacenamientos en el tiempo para las políticas óptimas dada una avenida de periodo de retorno Tr y considerando diferentes niveles iniciales

Se distinguen para cada curva dos zonas; la primera $A-B$, en la cual el gasto de descarga máximo $Q_{m\acute{a}x}$ no puede desalojarse, debido a que aunque las compuertas estén totalmente abiertas, no se tiene carga suficiente en el vertedor. La segunda $B-D$, en la que empiezan a operarse las compuertas de tal manera que se conserve un gasto constante $Q_{m\acute{a}x}$. Lo anterior hace que la política de operación para gasto máximo Q consista en mantener las compuertas totalmente abiertas en la zona $OEDO$ y mantener el gasto $Q_{m\acute{a}x} = \text{constante}$ fuera de ella.

2) Identificación de avenidas

Hipótesis. Los hidrogramas de las avenidas de distintos periodos de retorno Tr_1, Tr_2, \dots, Tr_n , coinciden en la parte inicial de su rama ascendente y el gasto máximo para cada una de ellas se presenta en los tiempos $t_1, t_2 \dots t_n$, como se indica en la figura 2.9.

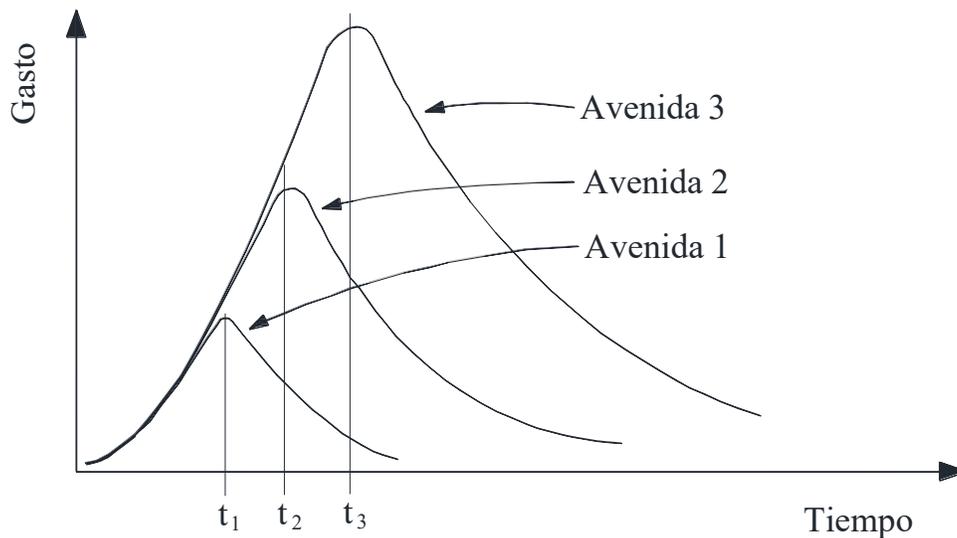


FIGURA 2.9. Hidrogramas para avenidas de periodos de retorno Tr_1, Tr_2 y Tr_3 .

Si se conoce el volumen almacenado en la presa en el tiempo $t=0$ y la avenida que está entrando en el vaso cumple con la hipótesis anterior y es de periodo de retorno Tr_2 , se consideran a continuación los siguientes tres casos

- a) Operación de acuerdo con la política óptima obtenida suponiendo que ingresa la avenida 1 de la Figura 2.9. En el intervalo $0 \leq t \leq t_1$, los volumes en el vaso siguen la curva de operación $Q_{m\acute{a}x} = \text{Constante}$ obtenida en el paso uno, para la avenida con periodo de retorno Tr_1 y partiendo del punto $(t=0, S=S_0)$. Para $t > t_1$, los volumes de entrada son mayores que los supuestos y los niveles en el vaso empiezan a ser superiores a los indicados por la curva de operación, como se indica en la Figura 2.10;

en este momento debe cambiarse la operación suponiendo que la avenida que entra en el vaso es de periodo de retorno Tr_2 y empieza a operar de acuerdo con la política de operación obtenida en el paso uno, pero para la avenida dos y tomando en cuenta que se está en el tiempo t_1 y se ha consumido ya una parte del almacenamiento disponible.

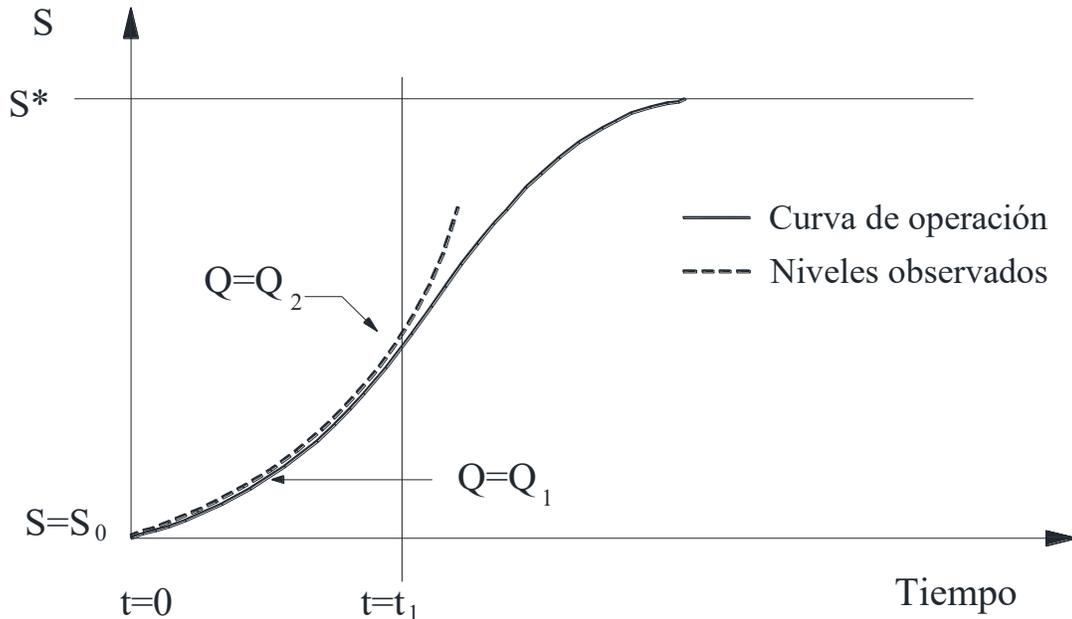


FIGURA 2.10. Operación de acuerdo con la política obtenida para la avenida con periodo de retorno Tr .

- b) Se opera de acuerdo con la política obtenida para la avenida 2; de esta manera, los volúmenes almacenados seguirán exactamente la curva de operación propuesta, no existiendo mayor complicación.
- c) Las compuertas se mueven según la política de operación obtenida a partir de la avenida 3. Los almacenamientos seguirán la curva de operación correspondiente hasta llegar al tiempo $t=t_2$; a partir de este momento, los volúmenes en el vaso serán menores que los estimados, por lo que debe adoptarse la política indicada para la avenida 2.

De esta manera es posible identificar la avenida que entra en el vaso, proporcionando al mismo tiempo la política de operación por seguir.

3) Seguridad de la obra

Para garantizar que la avenida de diseño no cause la falla de las estructuras, se establece la política de operación basada en ella, figura 2.11. Por medio de dicha política puede obtenerse la curva $Q = Q^*_{m\acute{a}x}$; en que $Q^*_{m\acute{a}x}$ es el gasto máximo que puede descargar el vertedor con el nivel del NAME. Esta curva divide al plano (S, t) en dos zonas, la inferior o de seguridad y la superior de catástrofe. Si los volúmenes en el vaso se encuentran en esta zona superior, la presa será rebasada en caso de ser la avenida de diseño la que entre en el vaso.

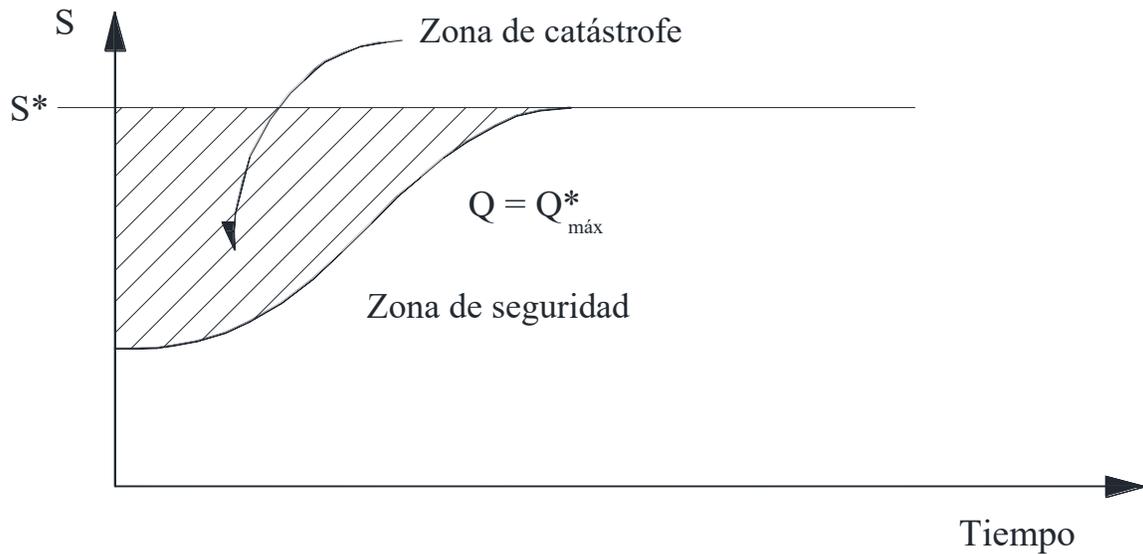


FIGURA 2.11. Política de operación para la avenida de diseño

Para asegurar el buen funcionamiento de la obra, aun en el caso de presentarse la avenida de diseño, es forzoso abrir totalmente las compuertas al llegar a la curva $Q=Q_{m\acute{a}x}$ de la política asociada a la avenida de diseño.

4) Condiciones iniciales

En el caso ideal se dispone de una predicción precisa de la avenida que se espera entre en el vaso; entonces debe elegirse como política de operación inicial aquella asociada con la avenida predicha. En el problema habitual en que no se dispone de ninguna predicción, deberá empezarse a operar de acuerdo con un criterio que evite al máximo pérdidas innecesarias.

Al hacer un análisis, como el indicado en los párrafos anteriores, para avenidas de periodos de retorno $Tr_1, Tr_2, Tr_3, \dots, Tr_n$, puede construirse una gráfica de almacenamiento inicial en el vaso contra periodos de retorno y gastos máximos descargados (Figura 2.12).

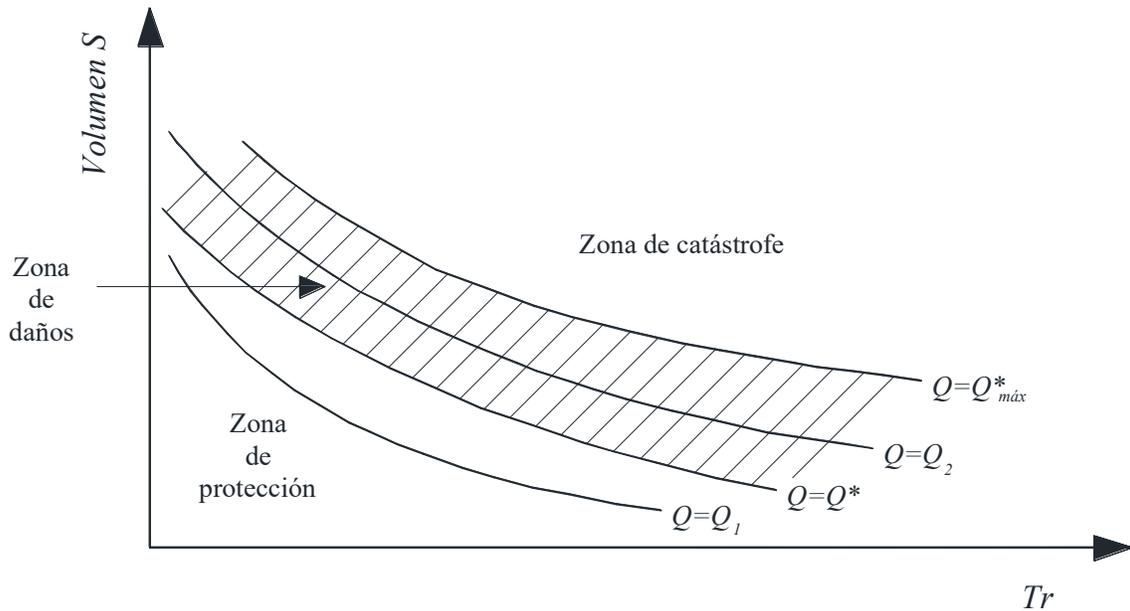


FIGURA 2.12. Gastos máximos para diferentes para diferentes almacenamientos iniciales y periodos de retorno

Por medio de la Figura 2.12, es posible establecer los siguientes criterios, conocido el gasto Q^* que no causa daños aguas abajo.

- Conociendo el almacenamiento inicial S_0 (normalmente el NAMO) y el periodo de retorno aproximado de la avenida que supuestamente entrará en el vaso, se encuentra el gasto de control Q_r para esas condiciones. La política de operación sería entonces abrir las compuertas hasta que pase un gasto Q_r : una vez alcanzado dicho gasto se seguiría operando de acuerdo con las políticas para la avenida de periodo de retorno Tr hasta encontrar discrepancias que obliguen a cambiar a una política de operación asociada a una avenida mayor o menor.
- Dados el almacenamiento inicial S_0 y el gasto que no causa daños aguas abajo, Q^* , de la Figura 2.12 puede obtenerse el periodo de retorno Tr para el cual es posible proteger la zona de inundación, de manera que la operación pueda iniciarse suponiendo la entrada de esta avenida al vaso.

- Por otra parte, si se conoce el gasto Q^* y se fija el periodo de retorno de la avenida contra la que se ha previsto protección aguas abajo, puede encontrarse directamente en la figura el nivel inicial que ha de mantenerse en el vaso durante la época de avenidas para lograr dicha protección.

La Figura 2.12 proporciona, además, la probabilidad de que se presenten daños, conociendo el almacenamiento en la época de avenidas; esto representa una valiosa ayuda en las decisiones que deben tomarse en las presas durante tal época.

En cada caso particular deberá decidirse cuál de los tres criterios antes mencionados es el más conveniente.

5) Observaciones y recomendaciones

La hipótesis fundamental referente a la forma de los hidrogramas, puede representar un inconveniente para la aplicación en ciertos ríos del método propuesto; sin embargo, en cada caso hay la posibilidad de hacer el análisis según las distintas formas de hidrogramas y de escoger la más desfavorable, o bien aquella más parecida a la que se esté observando en el momento de tomar la decisión.

2.3.2. Operación sistemática de compuertas

Este método permite que con la información hidrológica de horas antes y la información meteorológica del estado del tiempo en horas siguientes, se pueda utilizar un modelo sistemático, para operar las compuertas de vertedores a partir de decisiones seguras por parte del operador, Palomas (1992).

Interesa estimar el volumen máximo almacenado ($V_{máx}$) en el vaso durante el tránsito de una avenida, en función del volumen almacenado (V_i) en el tiempo inicial, el gasto de entrada al inicio de la avenida (Q_i), su tasa de crecimiento (q), el tiempo que se mantendrá dicha tasa ($K\Delta t$) y el gasto de salida a través del vertedor al operar las compuertas (Q_s) (Figura 2.13).

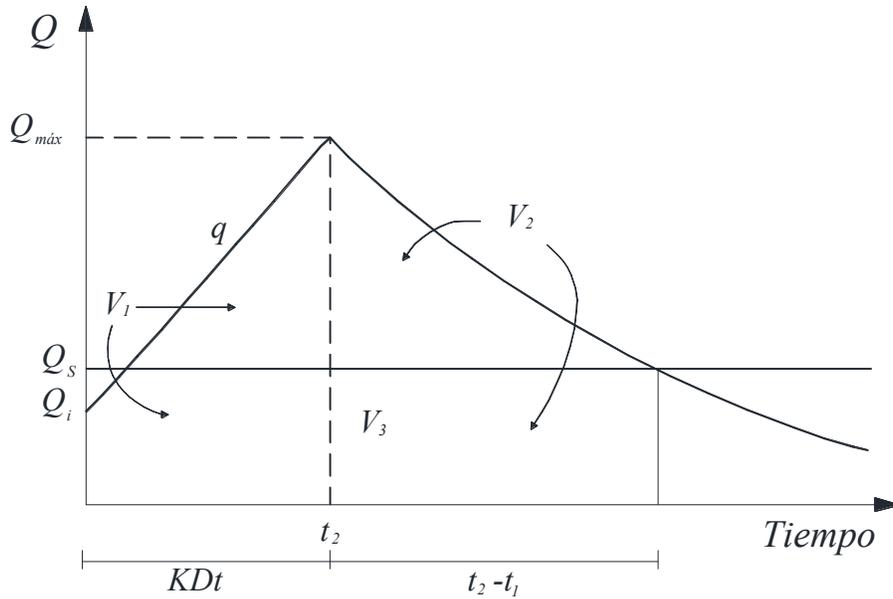


FIGURA 2.13. Hidrograma representativo de una avenida

El volumen máximo almacenado durante una avenida se puede calcular con la ecuación:

$$VA_{m\acute{a}x} = V_i + V_1 + V_2 - V_3 \quad (2.45)$$

donde

$VA_{m\acute{a}x}$ volumen máximo almacenado durante la avenida

V_i volumen almacenado al inicio de la avenida

V_1 volumen que ingresa durante el ascenso de la avenida
 $V_1 = 1800 K\Delta t (Q_i + Q_{m\acute{a}x})$

V_2 volumen que ingresa durante el descenso de la avenida
 $V_2 = 3600 \left((\sum Q_i) + (Q_{m\acute{a}x} + Q_s) 0.5 \right)$

V_3 volumen extraído del vaso al abrir las compuertas durante un tiempo determinado
 $V_3 = 3600 Q_s (K\Delta t + t_1 - t_2)$

Q_i gasto inicial de la avenida

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo alcanzado por la avenida $Q_{m\acute{a}x} = Q_i + qK\Delta t$

$K\Delta t$ tiempo en que se alcanza $Q_{m\acute{a}x}$, en horas, de acuerdo con el pronóstico

- Q_S gasto de salida obtenido al abrir las compuertas del vertedor
- t_1, t_2 tiempo en horas en que la curva típica de descenso intersecta al valor del gasto de salida propuesto y el punto del hidrograma en que se alcanza el $Q_{máx}$, respectivamente.
- ΣQ_i es la suma de los gastos considerados cada hora durante el descenso de la avenida, sin incluir $Q_{máx}$ y Q_S ; la suma se hace de $i=1$ hasta $n-1$, donde $n-1$ corresponde al tiempo en que aproximadamente se intersecta el gasto de salida con la curva de recesión del hidrograma.

La curva tipo de descenso de avenidas representa la forma característica que adquiere la avenida una vez que ha alcanzado el gasto máximo y la tasa de crecimiento empieza a ser negativa. Se obtiene a partir del análisis de varias avenidas que presentaron las siguientes características:

- gastos máximos importantes (por ejemplo, mayores que 0.2 veces el gasto de diseño del vertedor)
- curva de descenso sin interrupciones hasta llegar a un gasto de 1/10 del $Q_{máx}$ aproximadamente.

Los descensos correspondientes a estas avenidas se dibujan en una gráfica $Q-t$, como la mostrada en la figura 2.14, para encontrar una curva patrón representativa de todas ellas.

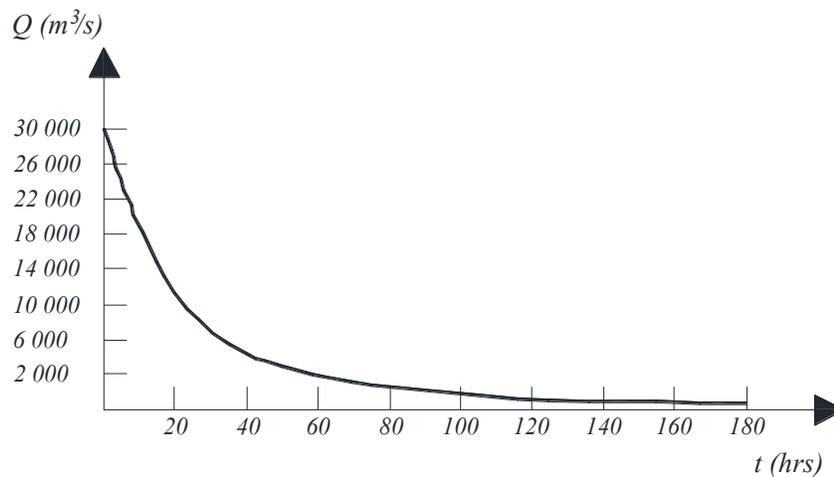


FIGURA 2.14. Curva tipo de descenso de avenidas

El procedimiento consiste en proponer un valor del volumen máximo $V_{máx}$ menor que el correspondiente al NAME, y hacer iteraciones con valores del gasto de salida Q_S hasta que el volumen $V_{A_{máx}}$ que resulta de la ecuación 2.45 sea aproximadamente igual al volumen propuesto $V_{máx}$. El valor de $V_{A_{máx}}$ debe establecerse en función de la precisión del pronóstico;

cuando dicho pronóstico es todavía incierto es difícil estimar la tasa de crecimiento q y el tiempo hasta que la avenida empieza a descender, por lo que $V_{A_{máx}}$ debe ser considerablemente menor que el correspondiente al NAME; con la avenida más desarrollada, y particularmente cuando el pronóstico meteorológico permite estimar con precisión $K\Delta t$ (tiempo que falta para que la avenida inicie su descenso), se puede proponer un valor de $V_{A_{máx}}$ cercano al del NAME. Debido a la forma en que varía la precisión de los pronósticos, el procedimiento debe aplicarse sucesivamente durante el desarrollo de la avenida.

2.3.3. Políticas escalonadas

Las políticas escalonadas, todavía utilizadas en la mayoría de las presas en México, consisten en proponer una serie de descargas escalonadas en función del nivel del agua en el vaso, figura 2.15. Estas políticas tienen la ventaja de ser simples al operar las compuertas, pero tienen el defecto de que no hacen uso de toda la información disponible (en particular de los gastos ya registrados de la avenida de entrada). Nótese que cualquier política de operación escalonada solo puede estar en la zona sombreada de la figura 2.15, por lo cual, puede haber toda una gama de combinaciones de elevaciones-descargas. Lo anterior implica que algunas políticas de operación se ajusten mejor para avenidas frecuentes, pero no lo harán para avenidas extraordinarias. Las propuestas finales se obtienen de probar diferentes políticas, mediante el análisis de tránsito de las avenidas, y comparar resultados.

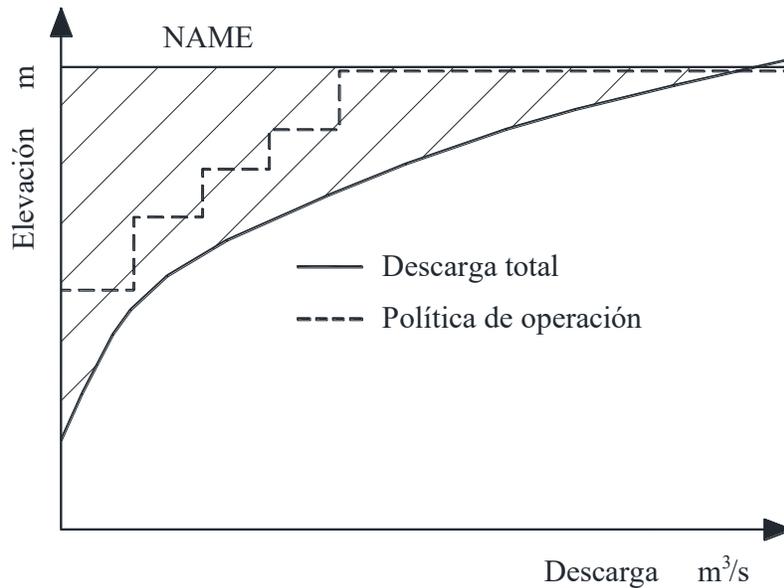


FIGURA 2.15. Nomograma de la política de operación

3. SISTEMA DE PRESAS TEMASCAL-CERRO DE ORO

3.1. Presa Temascal (Miguel Alemán)

La presa fue realizada por la Comisión del Papaloapan dependiente de la S.R.H., con el fin de aprovechar las aguas del río Tonto, principal formador del río Papaloapan, para control de avenidas, generación de energía y riego. La planta hidroeléctrica está a cargo de la C.F.E.

El conjunto de obras consta de: cortina de materiales graduados, 3 diques de tierra, una obra de excedencias localizada en el puerto denominado Chicale No. 2 (descarga al río Tonto) y 4 túneles en la margen derecha para obra de desvío, los cuales fueron aprovechados para la obra de toma de la planta hidroeléctrica (situada al pie de la cortina).

De Luna (2010, p.2-7) presenta las características principales del conjunto de obras de la presa Temascal, las cuales se muestran a continuación:

CARACTERÍSTICAS GENERALES

Localización	Longitud Norte	18°15'
	Longitud Oeste	96°25'
Municipio	San Miguel Soyaltepec, Oax.	

Hidrología

Área total de la cuenca del Río Papaloapan	
Hasta su desembocadura	46,517 Km ²
Área de la cuenca hasta la cortina	18,035 Km ²
Escorrentamiento Medio Anual (Temascal-Cerro de Oro 1949-2009)	14,926.03 hm ³
Gasto Medio Anual aportado al vaso (ambos ríos)	473.30 m ³ /s
Avenida Máxima registrada (11 sept. 1969)	
EH Papaloapan (sobre el río Tonto)	8,427 m ³ /s

Embalse*

NAME original	68.50 msnm
NAMO	66.50 msnm
NAMinO Temascal (U1 a U4)	44.20 msnm
Capacidad de Azolves (hasta el umbral de la Obra de Toma)	
Capacidad Muerta	
(Hasta el NAMinO de Temascal)	1,626.55 Mm ³
(Hasta el NAMinO de Ampliación Temascal)	3,766.58 Mm ³
Capacidad Útil (hasta el NAMO, incluyendo Cerro de Oro)	8,828.25 Mm ³
Capacidad para Regulación de Avenidas (del NAMO al NAME, incluyendo Cerro de Oro)	1,350.41 Mm ³
Capacidad total del NAME (incluyendo Cerro de Oro)	12,358.06 Mm ³
Área del embalse al NAME	192.95 Km ²
Área del embalse al NAMO	187.35 Km ²
Área del embalse a la cota 52.20	118.75 Km ²
Área del embalse al NAMinO	135.17 Km ²
Niveles mínimos históricos (GASIR)*	
Cerro de Oro (23- Junio-1999)	52.71 msnm (cota C. de Oro)
Temascal (1°-Abril-1995)	45.87 msnm (cota Temascal)
Fecha de cierre del desvío (Temascal)	Julio de 1955

Nota: La diferencia entre cotas Temascal y Cerro de Oro es de 2.80m, más en Cerro de Oro.

Cortina**

Tipo Materiales graduados	
Altura máxima	76.00 m
Elevación de la corona	72.00 msnm
Ancho de la corona	10.00 m

Longitud de la corona	830.00 m
Bordo libre	3.50 m
Volumen Total de la Cortina	4.059 Mm ³

* Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (CONAGUA).

** Estas cotas provienen de un banco de nivel arbitrario y no corresponden a cotas sobre el nivel del mar.

Diques

1. Principal

Tipo	Materiales graduados
Longitud	2,050.00 m
Altura Máxima	35.00 m

2. Pescaditos

Tipo	Materiales graduados
Longitud	2,060.00 m
Altura Máxima	15.00 m

3. Macín

Tipo	Materiales graduados
Longitud	124.00 m
Altura Máxima	4.00 m

Obra de Excedencias

Tipo de vertedor	canal a cielo abierto
Tipo de compuertas	radiales
Número de compuertas	11
Dimensiones (ancho x alto)	10.00 x 4.25 m

Elevación Cresta Vertedora

Vertedor de servicio, 7 compuertas centrales	56.50 msnm
--	------------

Vertedor de emergencia, 4 compuertas laterales	59.25 msnm
Libre (no se recomienda su uso)	66.50 msnm (revisar Nota 1)
Longitud total de la cresta controlada (incluye vertedores de servicio y emergencia)	110.00 msnm
Capacidad de descarga vertedor de servicio (al NAMO)	2,490.00 m ³ /s
Capacidad de descarga vertedor de emergencia (al NAMO)	1,115.00 m ³ /s
Capacidad total de descarga por vertedor controlado (al NAMO)	3,605.00 m ³ /s (revisar Nota 2)
Labio superior de compuertas cerradas:	
Servicio	59.00 msnm
Emergencia	61.75 msnm
Longitud total del vertedor de cresta libre	110.00 m
Capacidad de descarga del vertedor libre al NAME (compuertas cerradas del vertedor controlado)	68.50 msnm 622.25 m ³ /s
Capacidad de descarga total (vertedor libre + vertedor controlado) al NAME 68.50 msnm	4,787 m ³ /s
Gasto pico de la Avenida de diseño del vertedor	14,000 m ³ /s
Gasto máximo histórico derramado por el vertedor (sep. 1969)	3,000 m ³ /s

Obra de generación (T)=Temascal; (AT)=Ampliación Temascal

Obra de toma (T+AT)

Número de tomas	4
Umbral de la obra de toma	35.60 msnm
Gasto máximo por Obra de Toma	
2 túneles Temascal	189.00 m ³ /s, c/u
2 túneles Ampliación Temascal	262.5 m ³ /s, c/u
Gasto Total	904.20 m ³ /s

Compuertas

Compuertas deslizantes 4 de 8.22 x 4.05 m

Nota 1. Debido a la existencia de la pantalla en el vertedor, con las compuertas cerradas es posible llegar al nivel 66.50 msnm, que es la cresta del vertedor libre, aunque la CONAGUA no recomienda su uso.

Nota 2. Se indica descarga al NAMO (66.50 msnm), ya que arriba de este nivel empieza a operar el vertedor de cresta libre.

Conducción

Número de Conductos	4
Diámetro	8.25 m
Longitud	2 de 473 m (Temascal) 1 de 323 m (Ampl. Temascal) 1 de 339 m (Ampl. Temascal)

Casas de Máquinas

Temascal

Tipo	Exterior
Dimensiones Largo	65.00 m
Ancho	36.00 m
Altura	42.00 m

Ampliación Temascal

Tipo	Exterior
Dimensiones Largo	82.50 m
Ancho	34.26 m
Altura	47.30 m

Canal de Desfogue (Temascal + Ampliación Temascal)

Gasto máximo	906 m ³ /s
Dimensiones	55 x 380 m (ancho x largo)

Potencia y Generación

Potencia instalada por unidad	4U de 38.50 MW, c/u (Temascal)
Potencia instalada por unidad	2U de 100 MW, c/u (Ampl. Temascal)
Potencia total instalada	354 MW
Generación Media Anual (2005-2009)	1,360.64 GWh
Factor de Planta (2005-2009)	43.85

Turbinas (Temascal)

Número de turbinas	4
Carga neta de diseño	50.5 m
Gasto de diseño por turbina	94.8 m ³ /s
Gasto total por turbinas	379.2 m ³ /s
Velocidad Nominal	180 rpm

Turbinas (Ampliación Temascal)

Número de turbinas	2
Carga neta de diseño	41.85 m
Gasto de diseño por turbina	262.5 m ³ /s
Gasto total por turbinas	525 m ³ /s
Velocidad Nominal	105.88 rpm

Consumo Específico Medio (Temascal y Ampliación Temascal)	8.09-9.45 m ³ /kWh
Nivel Medio de Desfogue (Temascal y Ampliación Temascal)	12.139 msnm

Fecha de Entrada en Operación

U-1 (Temascal)	59/06/18
U-2 (Temascal)	59/08/08
U-3 (Temascal)	59/11/29
U-4 (Temascal)	60/01/16
U-5 (Ampliación Temascal)	96/09/27
U-6 (Ampliación Temascal)	96/09/27

Generadores

2 Generadores de	42.80 MVA (Temascal)
2 Generadores de	49.20 MVA (Temascal)
2 Generadores de	122.15 MVA (Ampliación Temascal)
Tensión nominal (Temascal y Ampliación Temascal)	13.8 KV
Número de fases	3

3.3. Presa Cerro de Oro (Miguel de la Madrid Hurtado)

Las obras que constituyen la presa Cerro de Oro, actualmente denominada Miguel de la Madrid Hurtado, se localizan en los 18° 00' de latitud norte y 96° 15' de longitud oeste de Greenwich. La Presa de Cerro de Oro se encuentra localizada en el estado de Oaxaca sobre el Río Santo Domingo. Tiene como objetivo principal el control de avenidas del Río Santo Domingo y complementar a la Presa Presidente Miguel Alemán, la cual, ya controlaba las avenidas del Río Tonto. La Presa Cerro de Oro formó parte del proyecto Miguel Alemán formando un vaso común con la presa Miguel Alemán, se aprovecha esta nueva presa para la generación de hidroelectricidad y se protegen de inundaciones a 200,000 Ha a los márgenes del Río Papaloapan. Se construyó de 1981 a 1988. A continuación se presentan los aspectos más importantes para este estudio. De Luna (2010, p.11, 12) presenta las características principales del conjunto de obras de la presa Cerro de Oro:

CARACTERÍSTICAS GENERALES

Localización	Longitud Norte 18°00'
	Longitud Oeste 96°15'
Municipio	Tuxtepec, Oax.
Hidrología	
Área de la cuenca hasta la cortina (Río Santo Domingo)	14,038 km ²
Escurrencimiento Medio Anual	5,983 hm ³
Gasto pico de la Avenida Máxima registrada	6,850 m ³ /s
Gasto pico de la Avenida de diseño	25,983 m ³ /s
Fecha de cierre del desvío	10-febrero-1988
Cortina	
Tipo	Materiales graduados
Volumen de Materiales graduados	11.7 Mm ³
Altura máxima	70.00 m
Longitud total de la corona	1,670.00 m
Ancho de corona	10.00 m

Bordo libre	2.80 m
Elevación de la Corona	75.60 msnm
NAME	72.80 msnm
NAMO	64.0 msnm
NAMinO	52.0 msnm

Obra de Excedencias

Tipo Túnel

Número de túneles	(de 12 m de diámetro) 3
Número de compuerta por túnel	3
Número total de compuertas	9
Longitud total de la cresta vertedora	53.10 m
Elevación de la cresta vertedora (Túnel 1 y Túnel 3)	57.60 msnm
Elevación de la cresta vertedora (Túnel 2)	50.00 msnm
Dimensiones de las compuertas (Túnel 1 y Túnel 3, ancho x alto)	5.90 x 15.20 m
Dimensiones de las compuertas (Túnel 2, ancho x alto)	5.90 x 12.58 m
Longitud de los Túneles	450.00 m
Pendiente de los Túneles	0.015
Gasto máximo de descarga	6,000 m ³ /s

3.4. Sistema Temascal más Cerro de Oro

En la Figura 3.1 se presenta un esquema del sistema de presas Temascal-Cerro de Oro. Se observa la interconexión realizada, agosto de 1995, del vaso Miguel de la Madrid (Cerro de Oro) con el vaso Miguel Alemán (Temascal), para regular y aprovechar los escurrimientos del río Santo Domingo (De Luna, 2010).



FIGURA 3.1. Esquema del sistema de presas Temascal-Cerro de Oro, De Luna (2010, p. 49)

En la Figura 3.2 se presenta la curva elevaciones - capacidades de cada uno de los vasos, los datos se han homogeneizado al banco de nivel de Temascal. Debido a la interconexión entre vasos se suman los volúmenes de regulación, dando origen a la curva total que aparece en la misma figura. En las tablas 3.1 y 3.2 se presentan los valores de las curvas elevaciones-capacidades para las presas Temascal y Cerro de Oro, respectivamente.

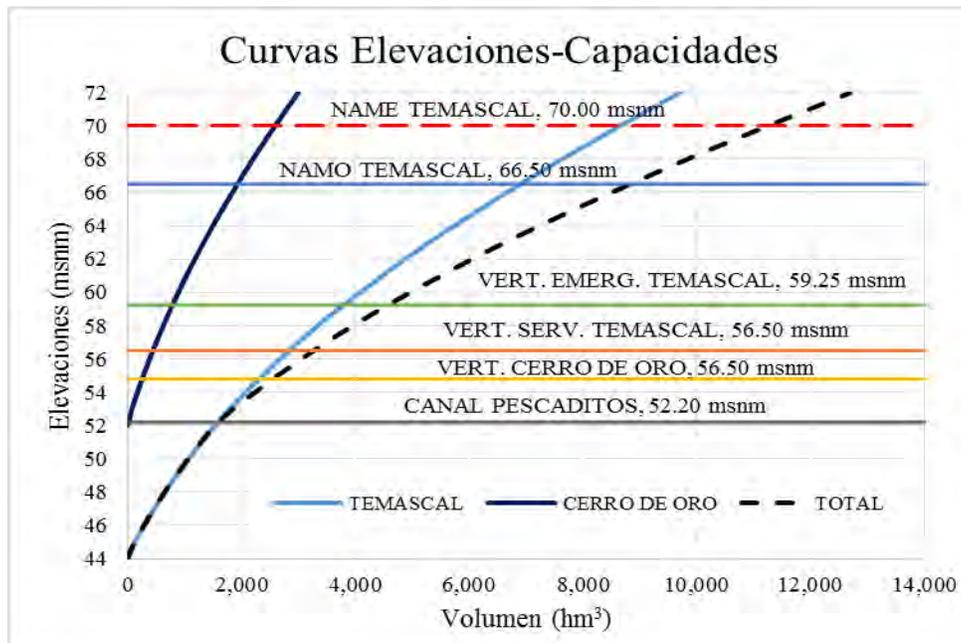


FIGURA 3.2. Curva Elevaciones-capacidades del sistema de presas, De Luna (2010)

TABLA 3.1. Curva Elevaciones-capacidades, vaso Temascal

Elevaciones (msnm)	Volumen de almacenamiento (hm³)
44	0.00
45	124.83
46	290.67
47	465.47
48	654.27
49	855.49
50	1,067.75
51	1,294.64
52	1,535.26
53	1,793.09
54	2,071.97
55	2,362.80
56	2,673.55
57	2,992.35
58	3,337.63
59	3,699.57
60	4,082.46
61	4,477.66
62	4,873.22
63	5,293.78
64	5,739.96
65	6,196.88
66	6,660.81
67	7,140.30
68	7,632.23
69	8,137.53
70	8,652.92
71	9,179.36
72	9,704.75

TABLA 3.2. Curva Elevaciones-capacidades, vaso Cerro de Oro

Elevaciones (msnm)	Volumen de almacenamiento (hm ³)
52	0.00
53	73.13
54	170.03
55	273.44
56	382.77
57	499.88
58	623.11
59	751.67
60	885.87
61	1,028.95
62	1,179.22
63	1,333.79
64	1,496.08
65	1,665.11
66	1,839.29
67	2,016.09
68	2,198.08
69	2,389.47
70	2,586.69
71	2,791.39
72	2,995.63

En la Figura 3.3 se pueden ver las curvas de elevaciones – descargas de las obras de excedencias así como el total del sistema (suma de curvas). Se observan como elevaciones importantes la 66.50 msnm correspondiente al NAMO y la 70.00 msnm que es la cota de referencia para el NAME. En las tablas 3.3 y 3.4 se presentan los valores de las curvas elevaciones-descargas para las presas Temascal y Cerro de Oro, respectivamente.

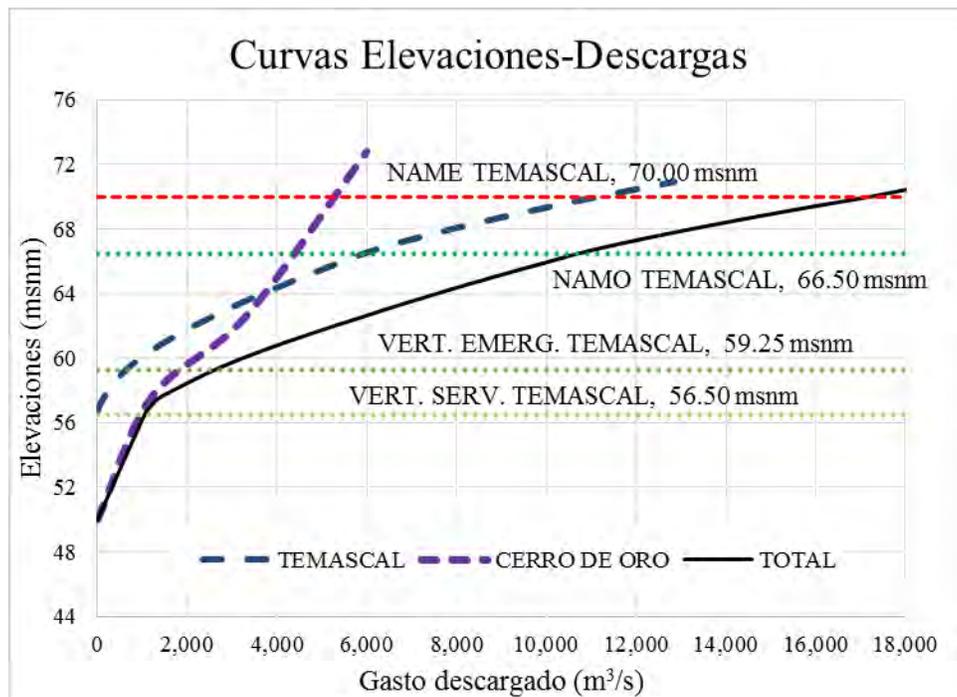


FIGURA 3.3. Curva Elevaciones-descargas del sistema de presas, De Luna (2010)

TABLA 3.3. Curva Elevaciones-descargas, Temascal

Elevaciones (msnm)	Gasto de descarga (m ³ /s)
56.60	0
57.00	49
59.00	553
61.00	1,521
63.00	2,897
65.00	4,576
67.00	6,566
69.00	9,494
69.50	10,326
70.00	11,205
70.50	12,116
70.90	12,861

TABLA 3.4. Curva Elevaciones-descargas, Cerro de Oro

Elevaciones (msnm)	Gasto de descarga (m ³ /s)
50.00	0.00
57.60	1,208.27
62.60	3,310.53
72.80	6,000.00

3.5. Canal de interconexión “Pescaditos”

CARACTERÍSTICAS GENERALES

Ancho de plantilla 38.70 m

Cota de Plantilla 52.20 m

Talud 3.5:1

Longitud 96 m

Revestimiento Concreto

Fecha de interconexión 23 de agosto de 1995

Transferencia de gastos

Domínguez *et al.* 2014b, obtienen una ecuación para el cálculo del gasto de transferencia (Q_t), en m³/s, a través de dos variables. La primera es la diferencia entre las elevaciones (ΔH) de las superficies del agua, en Cerro de Oro y Temascal, en m. La segunda variable es la diferencia de elevaciones entre la superficie libre en Cerro de Oro y la plantilla del canal pescaditos (H), en m. La plantilla del canal Pescaditos tiene una elevación de 52.20 msnm. A continuación se presenta la ecuación:

$$Q_t = 9.799(\Delta H^{0.4763})(H^{2.5515}) \quad (3.1)$$

Una consideración importante, en la ecuación, parte de la condición de elevación en Cerro de Oro mayor que en Temascal, transferencia de gasto de Cerro de Oro a Temascal. Para considerar la condición de elevación en Temascal mayor que Cerro de Oro, se supone que la ecuación anterior se aplica de la misma forma, la variable H se calcula como la elevación en Temascal menos el nivel de plantilla en el canal Pescaditos.

Por ejemplo; si el vaso de Cerro de Oro tiene la elevación de 59.00 msnm y Temascal de 58.00 msnm, transferencia de Cerro de Oro a Temascal, el gasto de transferencias sería:

$$Q_t = 9.799[59.00 - 58.00]^{0.4763}[59.00 - 52.20]^{2.5515} = 1,304.15 \frac{m^3}{s}$$

en condiciones inversas, Temascal 59.00 msnm y Cerro de Oro 58.00 msnm, el cálculo del gasto se ha considerado el mismo. Para el caso de la convención de signos, en la figura 2.6 se puede ver la consideración del signo positivo o negativo según la dirección de la transferencia de gastos.

4. AVENIDAS DE DISEÑO, TEMASCAL Y CERRO DE ORO

4.1. Información de gastos medios diarios

Para el análisis se considera el registro de gastos medios diarios para el conjunto de presas, Temascal-Cerro de Oro, obtenido por Domínguez, *et al.* 2014a. Al compartir el vaso las presas, los registros obtenidos se consideran como la suma de Temascal por cuenca propia más Cerro de Oro por cuenca propia. El registro fue conseguido de diferentes fuentes, los primeros datos son hidrométricos que se pudieron rescatar del banco nacional de datos de aguas superficiales (bandas) de la CONAGUA; la estación Temascal ubicada en la presa Miguel Alemán (Temascal) y la estación Cantón ubicada en la presa Miguel de la Madrid (Cerro de Oro). Otros datos provienen de boletines hidrométricos, SRH y CFE, correspondientes principalmente a funcionamientos de vaso.

Se cuenta con el registro de gastos medios diarios para el conjunto Temascal-Cerro de Oro, del periodo de: 1949 a 1956, para el año 1949 solo se tienen registros del mes de junio a diciembre; 1960 a 1987, para los años de 1979 a 1987 solo se cuenta con los registros significativos (temporada de avenidas); 1989 a 2013, de 1989 a 1994 y 2005 solo se cuenta con los registros significativos.

Registros de gastos diarios, Cerro de Oro

En la presa Cerro de Oro se cuenta con el registro hidrométrico de la estación Cantón para el periodo de 1947 a 1988 y con el registro del conjunto Temascal-Cerro de Oro. Del registro de la estación Cantón no se considera el año de 1988, pues empieza la construcción de la presa y solo se cuenta con registro de los meses secos. A partir del periodo común, entre ambos registros, se obtuvo un factor de ajuste de proporcionalidad, $f_{i,j}^*$, el cual corresponde al promedio de los cocientes entre los gastos de la estación Cantón y del conjunto Temascal-Cerro de Oro, mismo día y mes del año. Mediante las siguientes expresiones se calcularon los factores de ajuste:

$$f_{i,j}^m = \frac{Q_{i,j}^{m,Cantón}}{Q_{i,j}^{m,Tems-Cerro}}$$

$$f_{i,j}^* = \frac{\sum_{k=1}^m f_{i,j}^m}{m}$$

donde

i	es un día del mes, $i=1,2,3,\dots,31$
j	es un mes de año, $j=1,2,3,\dots,12$
m	no es un exponente, se refiere a cualquier año ($m = 1, 2, 3,\dots, n_{\text{años}}$)
$Q_{i,j}^{m,Cantón}$	es el gasto medio diario en la estación cantón para una fecha particular
$Q_{i,j}^{m,Tems-Cerro}$	es el gasto medio diario del conjunto Temascal-Cerro de Oro para una fecha en particular
$f_{i,j}^m$	cociente entre gastos del registro de Cantón y del conjunto Temascal-Cerro de Oro, para una misma fecha
$f_{i,j}^*$	es el factor de ajuste de gastos.

En la tabla 4.1 se muestran los factores de ajuste para obtener el registro en la presa Cerro de Oro. Finalmente, solo se complementa el registro ya existente en la estación Cantón, esto es, se considera el registro de 1949 a 1956 y de 1960 a 1987. Posteriormente del registro del conjunto Temascal-Cerro de Oro, es obtenido el registro para la presa Cerro de Oro del año 1989 a 2013 mediante el producto del factor de ajuste. De lo anterior, se obtuvo un registro de gastos medios diarios con periodo de registro de 1949 a 1956, 1960 a 1987 y 1989 a 2013.

El periodo de registro; 1949-1956, 1960-1987 y 1989-2013, fue seleccionado con el objetivo de tener un periodo común en ambas presas, Cerro de Oro y Temascal, para el análisis de avenidas de diseño.

TABLA 4.1. Factores de ajuste para ampliación del registro de Cerro de Oro

Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
0.583	0.579	0.537	0.506	0.518	0.445	0.422	0.414	0.419	0.471	0.490	0.527
0.568	0.561	0.522	0.539	0.517	0.426	0.432	0.413	0.415	0.491	0.497	0.523
0.553	0.557	0.483	0.491	0.478	0.374	0.431	0.412	0.435	0.505	0.504	0.500
0.571	0.556	0.522	0.521	0.553	0.397	0.422	0.438	0.431	0.508	0.515	0.514
0.551	0.607	0.528	0.499	0.506	0.389	0.405	0.392	0.415	0.494	0.490	0.523
0.525	0.580	0.537	0.518	0.494	0.384	0.435	0.395	0.411	0.466	0.493	0.551
0.580	0.555	0.555	0.519	0.480	0.384	0.424	0.410	0.423	0.479	0.489	0.504
0.582	0.578	0.524	0.522	0.524	0.384	0.407	0.385	0.435	0.485	0.537	0.522
0.521	0.572	0.526	0.504	0.483	0.428	0.399	0.422	0.427	0.505	0.488	0.526
0.567	0.497	0.525	0.527	0.465	0.453	0.420	0.449	0.419	0.503	0.533	0.546
0.556	0.498	0.548	0.483	0.526	0.403	0.421	0.430	0.455	0.493	0.509	0.523
0.549	0.543	0.536	0.542	0.520	0.414	0.427	0.392	0.461	0.506	0.512	0.523
0.561	0.535	0.517	0.509	0.540	0.426	0.435	0.404	0.454	0.495	0.525	0.508
0.621	0.530	0.527	0.497	0.516	0.367	0.413	0.387	0.455	0.481	0.512	0.494
0.541	0.571	0.512	0.515	0.471	0.364	0.424	0.451	0.474	0.492	0.513	0.546
0.535	0.538	0.518	0.502	0.571	0.348	0.399	0.411	0.457	0.489	0.511	0.537
0.555	0.557	0.502	0.541	0.520	0.369	0.428	0.424	0.454	0.497	0.526	0.508
0.559	0.518	0.534	0.520	0.484	0.355	0.428	0.428	0.438	0.472	0.518	0.523
0.546	0.576	0.505	0.504	0.530	0.403	0.413	0.413	0.427	0.503	0.530	0.522
0.553	0.528	0.518	0.523	0.502	0.425	0.426	0.416	0.458	0.493	0.573	0.531
0.533	0.538	0.462	0.518	0.475	0.399	0.395	0.399	0.453	0.503	0.546	0.546
0.540	0.497	0.590	0.510	0.466	0.407	0.384	0.413	0.478	0.484	0.511	0.562
0.522	0.513	0.504	0.485	0.458	0.398	0.396	0.418	0.457	0.501	0.520	0.532
0.569	0.516	0.482	0.500	0.546	0.380	0.407	0.418	0.447	0.471	0.514	0.521
0.576	0.533	0.536	0.469	0.496	0.388	0.409	0.398	0.437	0.482	0.550	0.603
0.562	0.547	0.494	0.512	0.520	0.391	0.424	0.423	0.467	0.495	0.516	0.621
0.573	0.551	0.497	0.502	0.506	0.387	0.408	0.429	0.476	0.468	0.515	0.558
0.560	0.534	0.527	0.452	0.524	0.392	0.429	0.409	0.441	0.488	0.502	0.560
0.543	0.620	0.485	0.473	0.422	0.407	0.427	0.379	0.464	0.489	0.548	0.530
0.561		0.537	0.498	0.469	0.475	0.425	0.409	0.463	0.505	0.545	0.517
0.586		0.556		0.505		0.407	0.445		0.495		0.559

Registros de gastos diarios, Temascal

En la presa Temascal se cuenta con el registro hidrométrico de la estación Temascal, del año 1949 a 1957, y con el registro del conjunto de presas Temascal-Cerro de Oro. En este caso, al igual que para la presa Cerro de Oro, se complementa el registro existente en Temascal. Los factores de ajuste para la ampliación del registro se obtienen como el complemento de la unidad de cada factor de Cerro de Oro. En la tabla 4.2 se presentan los factores de ajuste para la ampliación del registro en la presa Temascal. De lo anterior, se cuenta con un registro de gastos medios diarios con periodo de registro de 1949 a 1956, 1960 a 1987 y 1989 a 2013.

TABLA 4.2. Factores de ajuste para ampliación del registro de Temascal

Ene	feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
0.417	0.421	0.463	0.494	0.482	0.555	0.578	0.586	0.581	0.529	0.510	0.473
0.432	0.439	0.478	0.461	0.483	0.574	0.568	0.587	0.585	0.509	0.503	0.477
0.447	0.443	0.517	0.509	0.522	0.626	0.569	0.588	0.565	0.495	0.496	0.500
0.429	0.444	0.478	0.479	0.447	0.603	0.578	0.562	0.569	0.492	0.485	0.486
0.449	0.393	0.472	0.501	0.494	0.611	0.595	0.608	0.585	0.506	0.510	0.477
0.475	0.420	0.463	0.482	0.506	0.616	0.565	0.605	0.589	0.534	0.507	0.449
0.420	0.445	0.445	0.481	0.520	0.616	0.576	0.590	0.577	0.521	0.511	0.496
0.418	0.422	0.476	0.478	0.476	0.616	0.593	0.615	0.565	0.515	0.463	0.478
0.479	0.428	0.474	0.496	0.517	0.572	0.601	0.578	0.573	0.495	0.512	0.474
0.433	0.503	0.475	0.473	0.535	0.547	0.580	0.551	0.581	0.497	0.467	0.454
0.444	0.502	0.452	0.517	0.474	0.597	0.579	0.570	0.545	0.507	0.491	0.477
0.451	0.457	0.464	0.458	0.480	0.586	0.573	0.608	0.539	0.494	0.488	0.477
0.439	0.465	0.483	0.491	0.460	0.574	0.565	0.596	0.546	0.505	0.475	0.492
0.379	0.470	0.473	0.503	0.484	0.633	0.587	0.613	0.545	0.519	0.488	0.506
0.459	0.429	0.488	0.485	0.529	0.636	0.576	0.549	0.526	0.508	0.487	0.454
0.465	0.462	0.482	0.498	0.429	0.652	0.601	0.589	0.543	0.511	0.489	0.463
0.445	0.443	0.498	0.459	0.480	0.631	0.572	0.576	0.546	0.503	0.474	0.492
0.441	0.482	0.466	0.480	0.516	0.645	0.572	0.572	0.562	0.528	0.482	0.477
0.454	0.424	0.495	0.496	0.470	0.597	0.587	0.587	0.573	0.497	0.470	0.478
0.447	0.472	0.482	0.477	0.498	0.575	0.574	0.584	0.542	0.507	0.427	0.469
0.467	0.462	0.538	0.482	0.525	0.601	0.605	0.601	0.547	0.497	0.454	0.454
0.460	0.503	0.410	0.490	0.534	0.593	0.616	0.587	0.522	0.516	0.489	0.438
0.478	0.487	0.496	0.515	0.542	0.602	0.604	0.582	0.543	0.499	0.480	0.468
0.431	0.484	0.518	0.500	0.454	0.620	0.593	0.582	0.553	0.529	0.486	0.479
0.424	0.467	0.464	0.531	0.504	0.612	0.591	0.602	0.563	0.518	0.450	0.397
0.438	0.453	0.506	0.488	0.480	0.609	0.576	0.577	0.533	0.505	0.484	0.379
0.427	0.449	0.503	0.498	0.494	0.613	0.592	0.571	0.524	0.532	0.485	0.442
0.440	0.466	0.473	0.548	0.476	0.608	0.571	0.591	0.559	0.512	0.498	0.440
0.457	0.380	0.515	0.527	0.578	0.593	0.573	0.621	0.536	0.511	0.452	0.470
0.439		0.463	0.502	0.531	0.525	0.575	0.591	0.537	0.495	0.455	0.483
0.414		0.444		0.495		0.593	0.555		0.505		0.441

4.2. Aplicación del método del instituto de ingeniería

Para obtener las avenidas de diseño, necesarias para realizar el análisis de tránsito de avenidas en el sistema de presas, se ha optado por emplear el método del Instituto de Ingeniería, pues en los trabajos anteriores, recientes a este, Domínguez, *et al.* 2014a y De Luna, 2010, se ha empleado dicho método y pueden ser una referencia para los resultados obtenidos. También la sencillez, practicidad y la información disponible, hacen de este método una buena herramienta para el cálculo de las avenidas de diseño.

4.2.1. Gastos medios máximos para diferentes duraciones

De acuerdo con el subcapítulo 2.1.1 es necesario caracterizar los gastos medios diarios para diferentes duraciones, y obtener el máximo de ellos. El primer paso es establecer la duración de las avenidas de diseño. De Luna (2010), analiza avenidas históricas en tres estaciones hidrométricas (Temascal, Cantón y Papaloapan) y emplea una duración de 30 días. Domínguez, *et al.* 2014a, propone una duración de 60 días, pues con esta duración se supone la condición de una envolvente de todos los eventos históricos.

Considerando los trabajos antes realizados, se propone una duración de 60 días para las avenidas de diseño. De acuerdo con las expresiones 2.1 y 2.2 del subcapítulo 2.1.1, para los registros obtenidos en Cerro de Oro y Temascal, se obtienen series de gastos medios máximos anuales con duraciones de 1 a 60 días. En la tabla 4.3 y 4.4 se presenta, a manera de resumen, las series de gastos medios máximos para duraciones de 1, 2, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 y 60 días en las presas Cerro de Oro y Temascal, respectivamente.

TABLA 4.3. Gastos medios máximo anuales para diferentes duraciones, presa Cerro de Oro

Año	1 días	2 días	5 días	10 días	15 días	20 días	30 días	40 días	50 días	60 días
1949	698	655	541	398	358	329	280	251	235	221
1950	2,661	2,333	1,677	1,083	840	687	590	501	434	391
1951	1,707	1,651	1,196	797	703	626	528	554	527	479
1952	2,289	1,809	1,290	1,213	1,049	914	784	689	697	649
1953	1,208	1,107	803	542	418	354	349	319	289	279
1954	1,844	1,631	1,402	1,157	965	848	701	618	530	474
1955	1,585	1,548	1,213	986	837	804	690	660	613	577
1956	1,794	1,384	1,101	904	743	683	604	529	485	459
1960	2,478	1,920	1,397	1,193	974	843	763	728	652	660
1961	2,032	1,688	1,207	1,043	850	755	652	599	559	515
1962	1,158	892	743	597	482	460	436	423	375	343
1963	1,460	1,436	1,082	860	679	612	548	501	468	461
1964	1,448	1,282	890	621	519	476	434	394	354	337
1965	1,848	1,316	775	668	553	497	456	439	423	430
1966	1,735	1,424	955	653	563	516	471	433	403	378
1967	1,161	971	759	552	488	446	373	386	360	341
1968	2,003	1,715	1,137	851	679	602	607	546	574	538
1969	3,191	2,827	2,507	2,156	1,974	1,950	1,698	1,530	1,335	1,197
1970	1,874	1,496	1,121	875	787	684	641	591	528	494
1971	1,154	895	646	579	507	481	410	363	379	355
1972	2,108	1,830	1,477	1,058	880	778	674	618	549	500
1973	3,320	3,042	1,681	1,073	871	758	631	599	600	562
1974	3,276	2,586	1,745	1,231	1,114	986	812	713	623	547
1975	3,597	3,109	2,860	2,227	1,679	1,358	1,148	994	899	863
1976	1,565	1,370	1,045	973	983	882	771	679	618	580
1977	771	686	571	450	364	341	328	333	312	320
1978	1,296	1,229	914	734	634	634	585	516	498	488
1979	2,134	1,683	1,364	1,015	865	770	708	713	684	625
1980	1,733	1,614	1,426	1,002	840	703	647	579	534	516
1981	4,335	3,613	2,578	1,771	1,407	1,266	1,081	958	952	886
1982	1,185	1,052	788	556	456	432	407	376	372	354
1983	3,064	2,537	2,226	1,590	1,277	1,078	866	736	667	632
1984	1,933	1,658	1,208	844	772	709	673	634	583	607
1985	1,637	1,407	1,029	790	643	579	558	512	558	521
1986	1,744	1,294	858	734	663	619	563	524	488	446
1987	1,484	1,181	927	838	770	721	650	594	523	493
1989	579	573	501	441	381	339	335	301	262	267
1990	656	612	521	442	421	408	345	314	293	268
1991	3,374	1,723	712	488	416	418	394	382	350	313
1992	1,119	920	794	665	536	453	388	416	381	356
1993	1,180	1,140	1,041	880	708	637	506	409	363	369
1994	671	574	429	410	383	356	294	276	261	248
1995	2,106	1,387	902	642	586	539	484	419	367	349
1996	1,613	1,479	1,312	1,053	803	670	505	438	399	362
1997	1,299	1,176	947	842	818	695	564	546	495	446
1998	2,003	1,849	1,430	1,074	941	881	732	693	673	658
1999	1,415	1,385	1,030	854	808	693	679	644	612	561
2000	1,948	1,879	1,385	1,026	831	734	758	645	587	538
2001	1,484	1,351	968	651	623	607	507	515	484	462
2002	1,105	975	694	583	550	497	445	390	389	379
2003	1,536	1,533	984	746	648	565	503	496	468	453
2004	1,167	941	855	701	597	527	411	355	334	320
2005	2,787	2,436	1,694	1,086	840	726	681	643	662	650
2006	1,560	1,304	1,110	802	687	656	581	562	498	472
2007	1,413	1,392	1,086	908	849	773	637	573	527	464
2008	1,356	1,266	1,078	994	924	779	641	573	511	472
2009	1,566	1,248	1,022	778	620	564	534	482	437	436
2010	2,722	2,460	1,874	1,394	1,367	1,279	1,112	1,102	1,030	958
2011	2,267	2,027	1,616	1,137	904	924	818	713	706	686
2012	1,686	1,666	1,499	1,117	948	825	636	599	594	559
2013	1,321	1,120	929	750	661	616	614	572	539	491

TABLA 4.4. Gastos medios máximo anuales para diferentes duraciones, presa Temascal

Año	1 día	2 días	5 días	10 días	15 días	20 días	30 días	40 días	50 días	60 días
1949	699	672	579	555	500	426	373	350	328	300
1950	3,035	2,967	2,303	1,551	1,257	1,057	881	752	659	586
1951	2,243	2,113	1,801	1,263	1,133	976	832	768	695	634
1952	2,333	2,262	1,969	1,888	1,641	1,526	1,299	1,121	1,078	1,004
1953	880	843	736	529	434	418	405	375	363	366
1954	699	693	642	632	628	629	620	613	608	607
1955	620	620	610	593	585	580	574	573	572	571
1956	514	513	505	497	494	493	491	488	488	487
1960	3,003	2,549	1,930	1,659	1,361	1,364	1,132	977	942	964
1961	2,619	2,239	1,633	1,551	1,257	1,092	970	870	806	756
1962	1,547	1,484	1,111	838	693	661	571	564	511	481
1963	1,840	1,836	1,498	1,157	954	901	787	736	702	673
1964	1,618	1,493	1,141	809	712	720	697	652	623	580
1965	1,504	1,415	1,267	1,067	950	834	714	685	645	646
1966	2,204	1,968	1,335	933	924	805	741	680	615	588
1967	1,294	1,244	923	727	683	624	515	510	468	450
1968	1,817	1,575	1,325	990	765	702	735	660	667	612
1969	3,592	3,073	2,907	2,558	2,449	2,433	2,256	2,037	1,821	1,630
1970	1,694	1,635	1,382	1,128	1,001	874	884	774	693	714
1971	1,668	1,386	1,013	784	665	595	553	489	504	495
1972	2,407	2,208	1,872	1,496	1,201	1,083	965	902	819	766
1973	3,407	3,149	1,919	1,290	1,049	915	790	847	807	742
1974	3,488	2,940	2,181	1,546	1,281	1,082	858	736	638	576
1975	3,429	3,209	3,174	2,528	1,931	1,590	1,316	1,115	986	923
1976	2,224	2,149	1,630	1,248	1,186	1,043	873	770	704	687
1977	964	887	792	682	543	480	476	464	433	450
1978	1,598	1,380	1,114	909	806	824	770	758	694	663
1979	2,635	2,628	2,076	1,435	1,178	1,021	953	932	876	782
1980	2,911	2,729	2,364	1,632	1,274	1,084	945	856	792	768
1981	3,715	3,305	2,481	1,824	1,500	1,396	1,223	1,106	1,125	1,081
1982	1,002	843	695	540	445	482	441	406	416	384
1983	2,729	2,632	2,367	1,763	1,463	1,270	1,076	927	846	792
1984	2,461	2,135	1,586	1,246	1,012	920	908	853	800	826
1985	1,697	1,656	1,456	1,192	961	817	704	667	683	638
1986	1,911	1,706	1,159	1,100	1,044	949	848	755	691	625
1987	1,742	1,683	1,220	1,034	980	951	857	779	695	665
1989	790	769	682	617	530	472	438	399	354	360
1990	866	844	731	610	577	575	489	444	415	379
1991	2,822	1,443	700	518	497	492	458	449	418	375
1992	1,345	1,105	938	821	669	556	515	548	496	474
1993	1,869	1,786	1,482	1,225	1,003	903	728	588	519	520
1994	796	732	587	542	491	460	385	368	352	315
1995	2,994	1,963	1,283	917	834	766	688	593	521	493
1996	1,654	1,598	1,370	1,109	842	716	544	486	454	429
1997	1,403	1,240	970	872	854	727	611	610	570	518
1998	1,952	1,848	1,459	1,243	1,123	966	828	789	765	746
1999	1,633	1,603	1,210	1,037	865	801	772	743	728	674
2000	3,013	2,518	1,912	1,422	1,154	1,023	1,068	895	802	724
2001	2,246	1,956	1,372	927	746	742	647	660	633	608
2002	1,541	1,410	983	821	778	701	587	552	530	523
2003	1,820	1,761	1,149	887	772	672	625	606	571	559
2004	1,769	1,446	1,091	871	718	597	464	401	388	384
2005	2,858	2,625	1,794	1,339	1,108	1,017	948	856	834	817
2006	2,105	2,043	1,690	1,186	995	947	835	802	710	671
2007	1,957	1,833	1,530	1,257	1,171	1,048	864	746	691	612
2008	1,765	1,702	1,517	1,380	1,272	1,076	891	798	714	669
2009	1,894	1,722	1,209	933	741	683	669	611	549	523
2010	3,790	3,458	2,684	1,967	1,924	1,794	1,514	1,450	1,353	1,274
2011	3,031	2,730	2,239	1,585	1,268	1,300	1,153	1,008	998	964
2012	2,440	2,311	2,127	1,553	1,325	1,155	893	817	793	738
2013	1,699	1,324	1,159	964	856	811	827	755	712	641

4.2.2. Análisis estadístico de gastos medios máximos

Se realizó el ajuste de los gastos medios máximos para las duraciones de 1 a 60 días usando el programa AX (Jiménez, 1997); la función de mejor ajuste que se consideró en todos los casos fue de tipo Gumbel. Para el caso de las series de Cerro de Oro, sus parámetros fueron obtenidos por el método de momentos, pues fue el que arrojó el menor error de ajuste. Para las series de Temascal, para las duraciones de 2 a 9 días los parámetros de ajuste se obtuvieron mediante el método de máxima verosimilitud y para el resto el método de momentos. En las Figuras 4.1 a 4.12 se presentan dichos ajustes para las duraciones de 1, 5, 10, 20, 30 y 60 días.

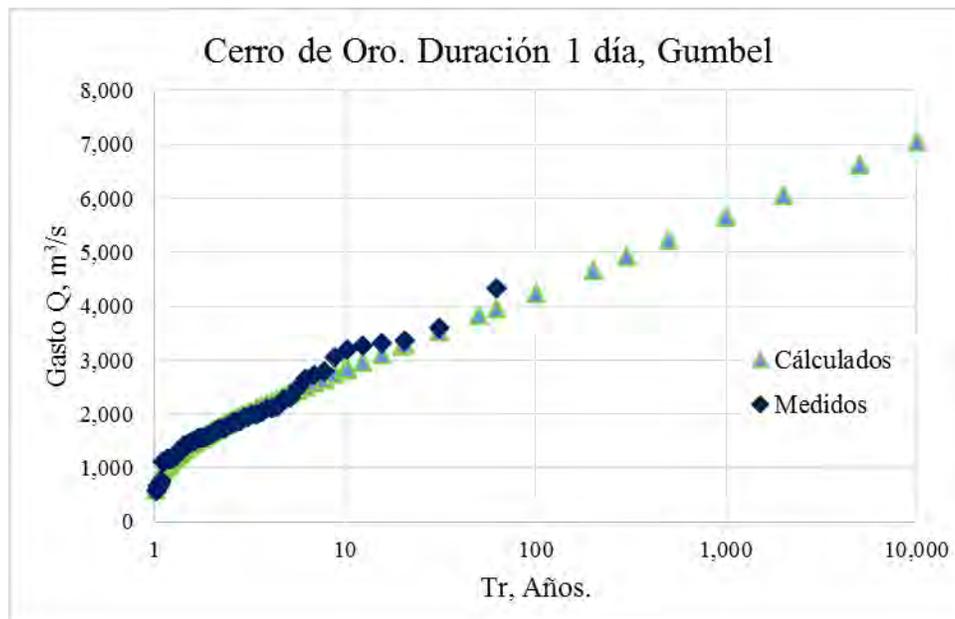


FIGURA 4.1. Ajuste de la serie de gastos con duración de 1 día, Cerro de Oro

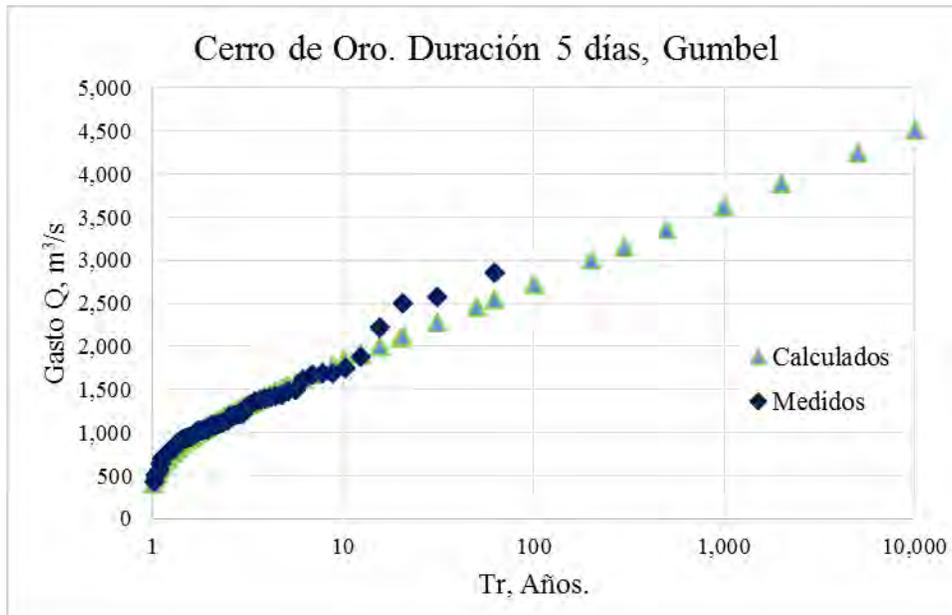


FIGURA 4.2. Ajuste de la serie de gastos con duración de 5 días, Cerro de Oro

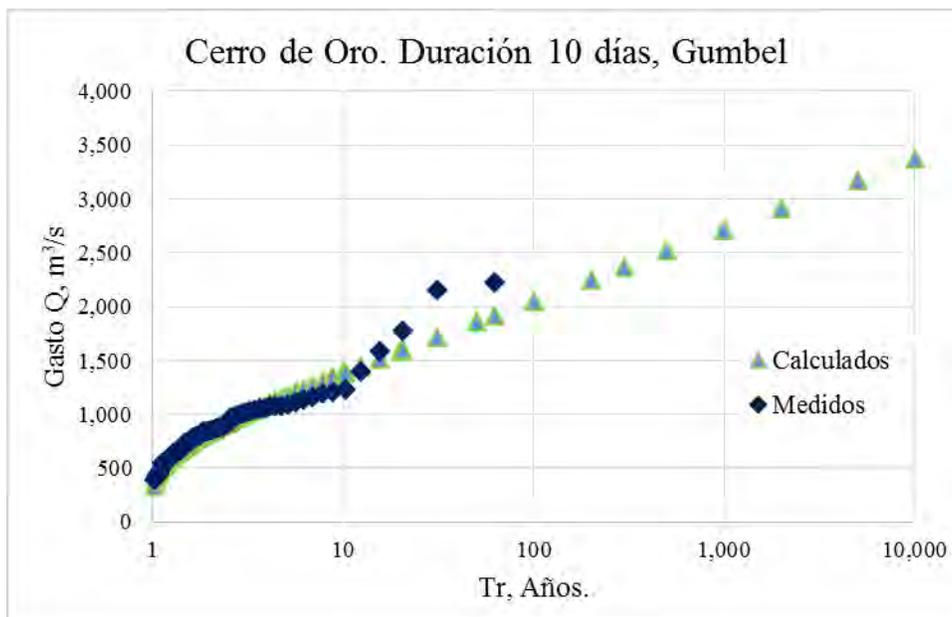


FIGURA 4.3. Ajuste de la serie de gastos con duración de 10 días, Cerro de Oro

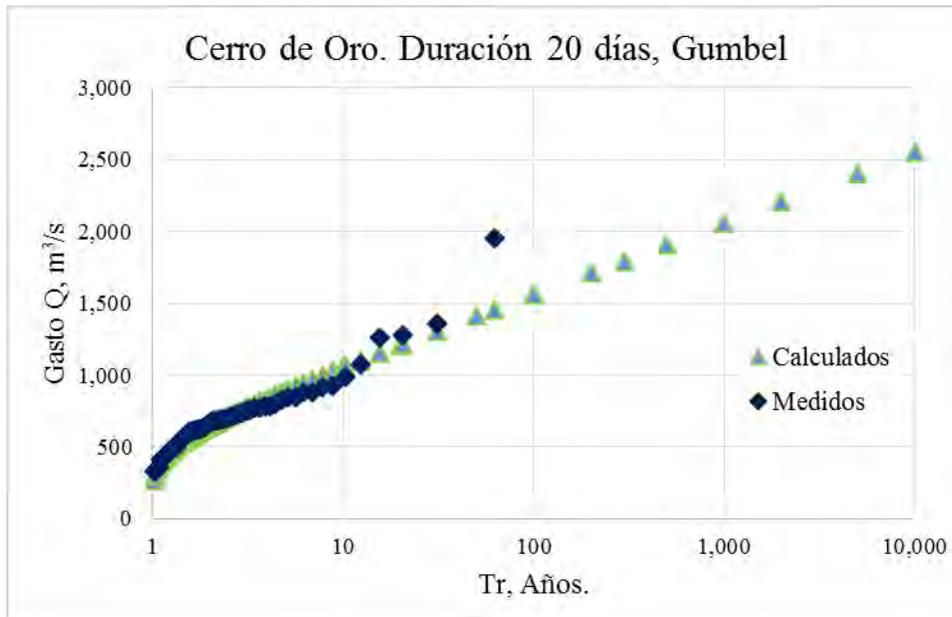


FIGURA 4.4. Ajuste de la serie de gastos con duración de 20 días, Cerro de Oro

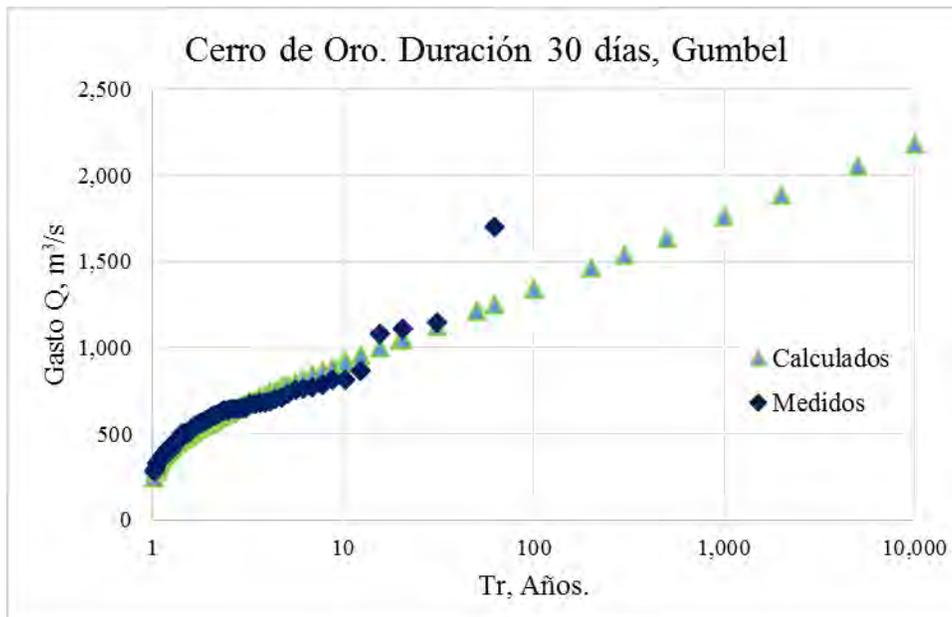


FIGURA 4.5. Ajuste de la serie de gastos con duración de 30 días, Cerro de Oro

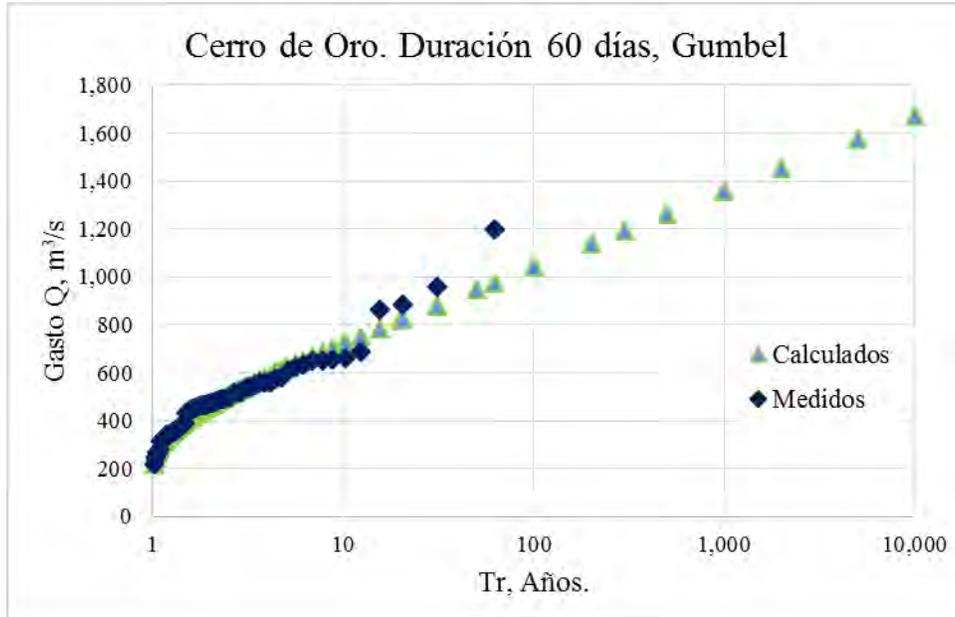


FIGURA 4.6. Ajuste de la serie de gastos con duración de 60 días, Cerro de Oro

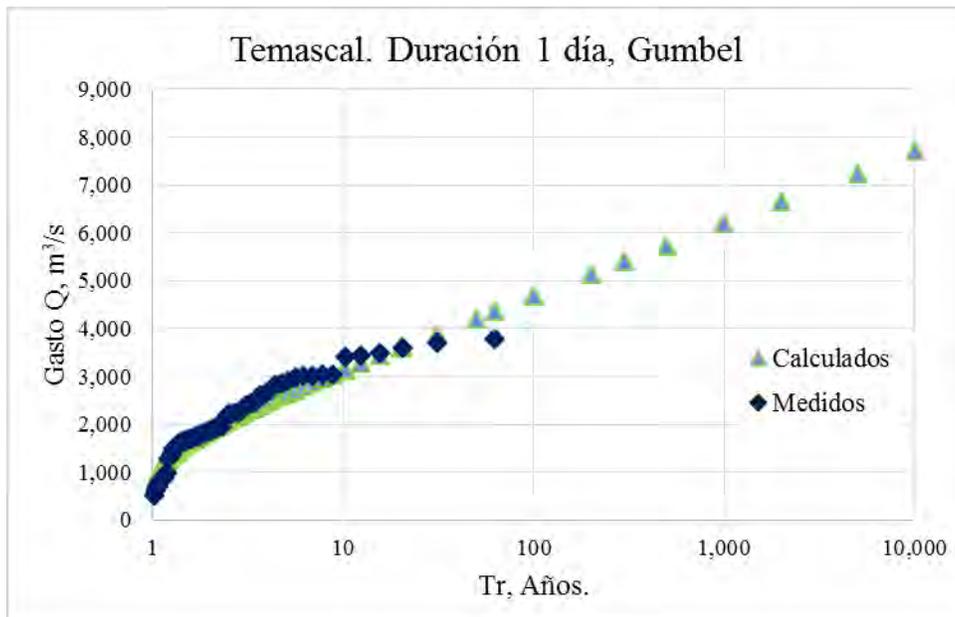


FIGURA 4.7. Ajuste de la serie de gastos con duración de 1 día, Temascal

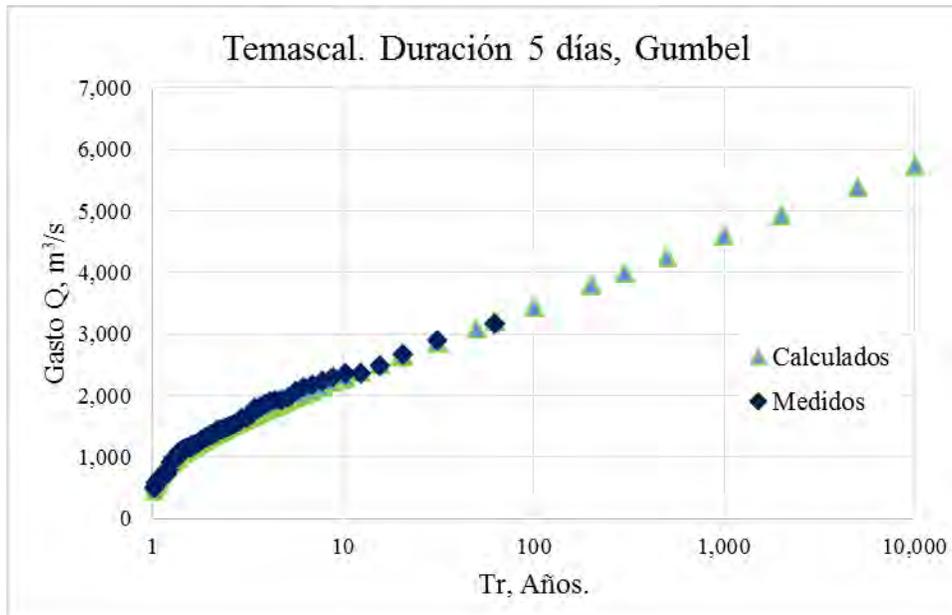


FIGURA 4.8. Ajuste de la serie de gastos con duración de 5 días, Temascal

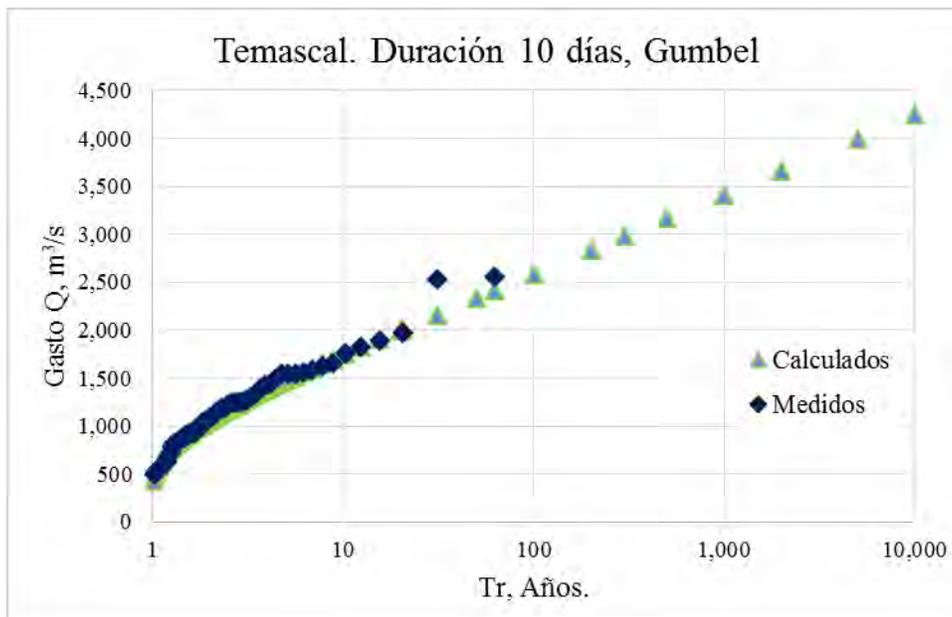


FIGURA 4.9. Ajuste de la serie de gastos con duración de 10 días, Temascal

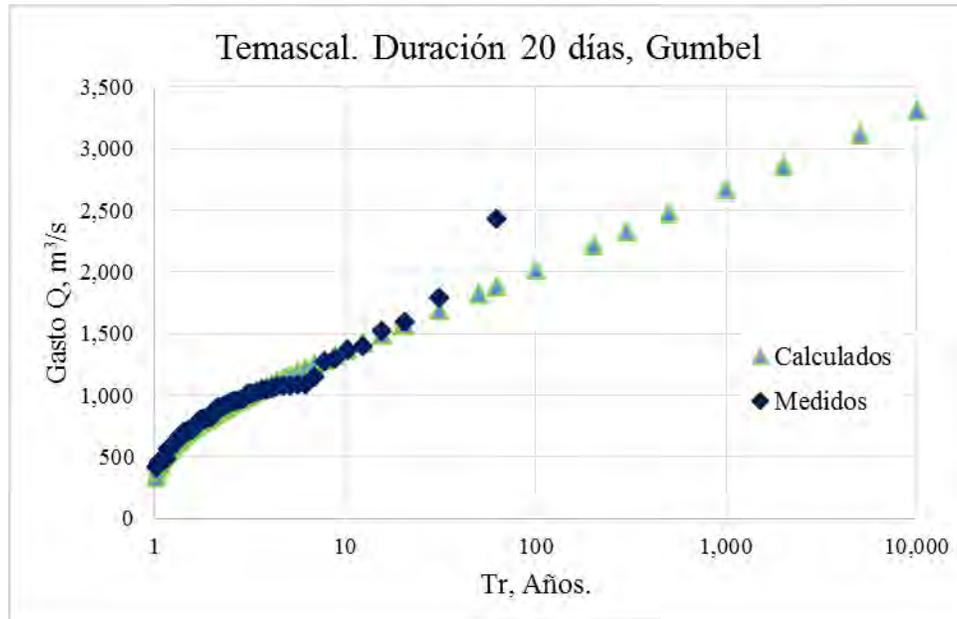


FIGURA 4.10. Ajuste de la serie de gastos con duración de 20 días, Temascal

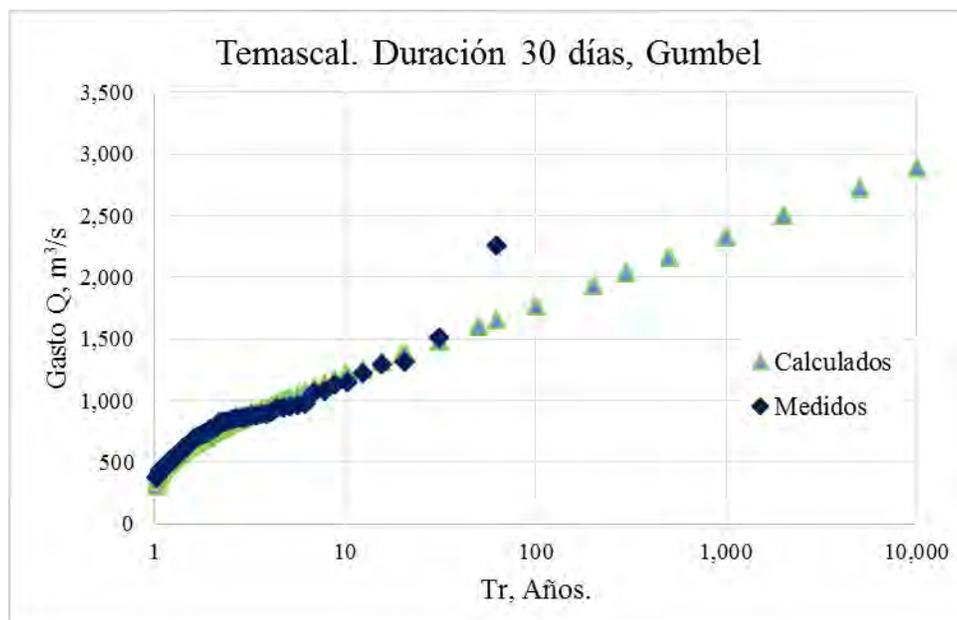


FIGURA 4.11. Ajuste de la serie de gastos con duración de 30 días, Temascal

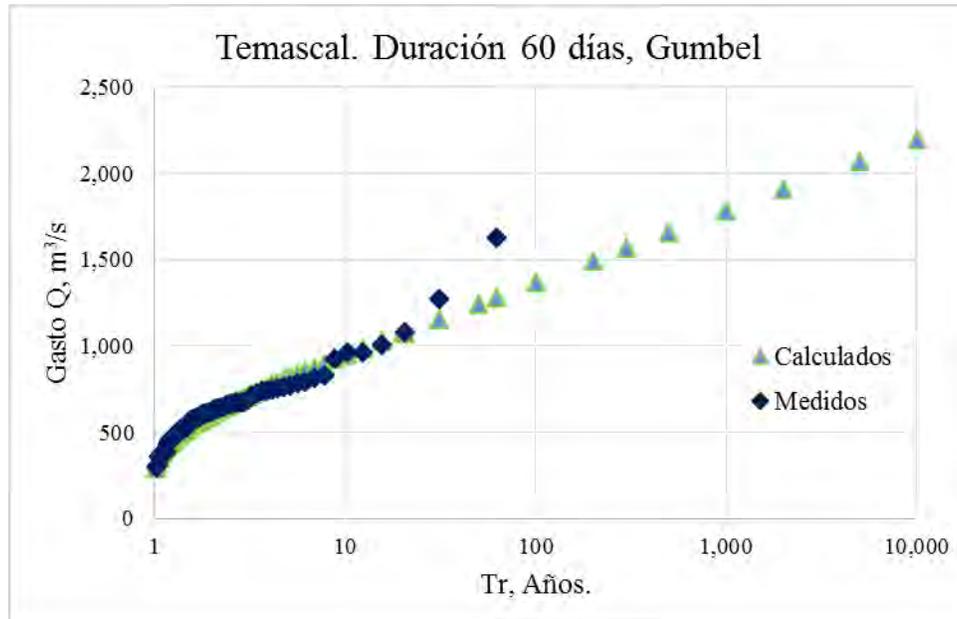


FIGURA 4.12. Ajuste de la serie de gastos con duración de 60 días, Temascal

4.2.3. Curvas gasto-duración-periodo de retorno

Con los ajustes obtenidos se realizaron extrapolaciones de gastos para distintos periodos de retorno. Con estos resultados se obtuvieron las curvas gasto duración periodo de retorno y se verificaron los resultados. En las figuras 4.13 y 4.14 se muestran las curvas gasto duración periodo de retorno, Cerro de Oro y Temascal, respectivamente.

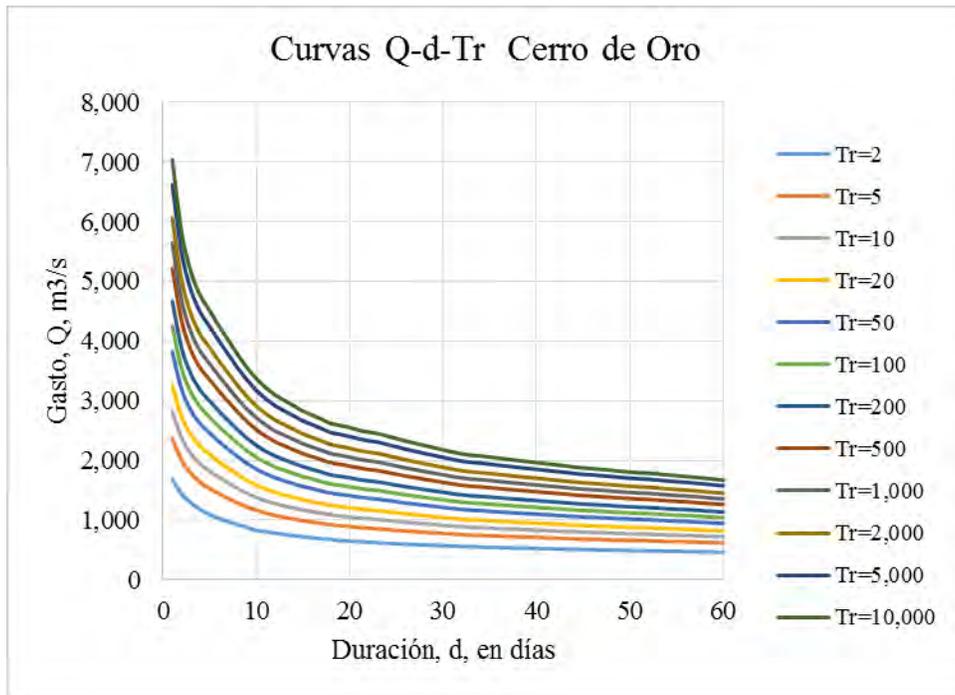


FIGURA 4.13. Curvas gasto duración periodo de retorno, Cerro de Oro

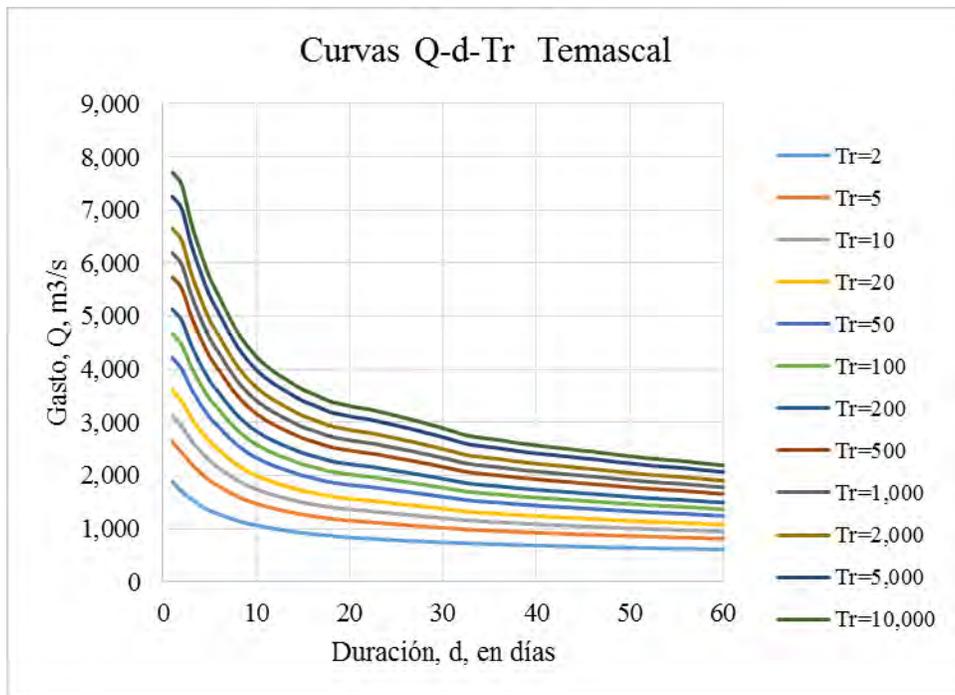


FIGURA 4.14. Curvas gasto duración periodo de retorno, Temascal

4.3. Avenidas de diseño, Temascal y Cerro de Oro, para diferentes periodos de retorno

Con los gastos medios máximos extrapolados para las duraciones de 1 a 60 días se obtuvieron los gastos individuales con las ecuaciones 2.3 y 2.4 del subcapítulo 2.1.1, y posteriormente se dio forma a las avenidas de diseño con el método de bloques alternados, para diferentes periodos de retorno. En las figuras 4.15 a 4.32 se presentan las avenidas de diseño, en Cerro de Oro y Temascal, para periodos de retorno de 10 000, 5 000, 1 000, 500, 100, 50, 10, 5 y 2 años.

Cerro de Oro		Tr= 10,000 años		Alternado
d [días]	Q [m3/s]	Q _{md} [m3/s]	Q [m3/s]	Q [m3/s]
1	7,040	7,040	700	700
2	5,815	4,590	878	878
3	5,155	3,835	1,043	1,043
4	4,764	3,591	1,045	1,045
5	4,512	3,504	1,195	1,195
6	4,253	2,958	1,052	1,052
7	4,014	2,580	1,253	1,253
8	3,775	2,102	1,127	1,127
9	3,556	1,804	1,198	1,198
10	3,371	1,706	1,227	1,227
11	3,224	1,754	1,298	1,298
12	3,099	1,724	1,298	1,298
13	3,007	1,903	1,411	1,411
14	2,917	1,747	1,352	1,352
15	2,827	1,567	1,062	1,062
16	2,760	1,755	1,206	1,206
17	2,689	1,553	1,326	1,326
18	2,619	1,429	1,360	1,360
19	2,587	2,011	1,968	1,968
20	2,552	1,887	1,607	1,607
21	2,507	1,607	2,011	2,011
22	2,474	1,781	1,553	1,553
23	2,452	1,968	1,567	1,567
24	2,410	1,444	1,903	1,903
25	2,368	1,360	1,754	1,754
26	2,325	1,250	1,804	1,804
27	2,288	1,326	2,580	2,580
28	2,250	1,224	3,504	3,504
29	2,214	1,206	3,835	3,835
30	2,178	1,134	7,040	7,040
31	2,142	1,062	4,590	4,590
32	2,111	1,150	3,591	3,591
33	2,088	1,352	2,958	2,958
34	2,076	1,680	2,102	2,102
35	2,057	1,411	1,706	1,706
36	2,038	1,373	1,724	1,724
37	2,018	1,298	1,747	1,747
38	2,000	1,334	1,755	1,755
39	1,982	1,298	1,429	1,429
40	1,965	1,302	1,887	1,887
41	1,947	1,227	1,781	1,781
42	1,929	1,191	1,444	1,444
43	1,912	1,198	1,250	1,250
44	1,892	1,032	1,224	1,224
45	1,875	1,127	1,134	1,134
46	1,864	1,369	1,150	1,150
47	1,851	1,253	1,680	1,680
48	1,836	1,131	1,373	1,373
49	1,820	1,052	1,334	1,334
50	1,807	1,170	1,302	1,302
51	1,795	1,195	1,191	1,191
52	1,787	1,379	1,032	1,032
53	1,773	1,045	1,369	1,369
54	1,758	963	1,131	1,131
55	1,745	1,043	1,170	1,170
56	1,733	1,073	1,379	1,379
57	1,718	878	963	963
58	1,703	848	1,073	1,073
59	1,686	700	848	848
60	1,672	846	846	846

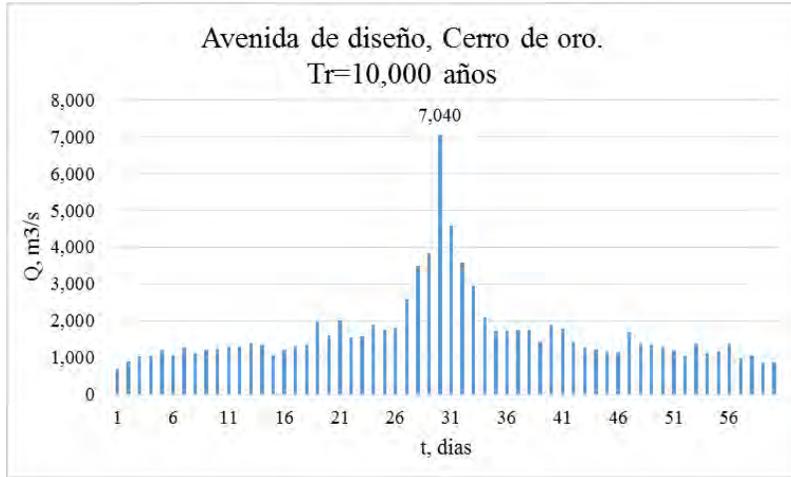


FIGURA 4.15. Avenida de diseño Tr = 10,000 años, Cerro de Oro

Cerro de C		Tr= 5,000 años		Alternado
d [días]	Q [m ³ /s]	Q _{ind} [m ³ /s]	Q [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
1	6,620	6,620	662	662
2	5,472	4,324	836	836
3	4,852	3,612	943	943
4	4,482	3,372	996	996
5	4,244	3,292	1,143	1,143
6	4,000	2,780	996	996
7	3,776	2,432	1,147	1,147
8	3,551	1,976	1,064	1,064
9	3,346	1,706	1,088	1,088
10	3,173	1,616	1,155	1,155
11	3,035	1,655	1,222	1,222
12	2,918	1,631	1,254	1,254
13	2,831	1,787	1,292	1,292
14	2,746	1,641	1,296	1,296
15	2,662	1,486	1,029	1,029
16	2,598	1,638	1,162	1,162
17	2,533	1,493	1,271	1,271
18	2,467	1,345	1,269	1,269
19	2,436	1,878	1,869	1,869
20	2,403	1,776	1,500	1,500
21	2,360	1,500	1,878	1,878
22	2,329	1,678	1,493	1,493
23	2,309	1,869	1,486	1,486
24	2,269	1,349	1,787	1,787
25	2,229	1,269	1,655	1,655
26	2,189	1,189	1,706	1,706
27	2,155	1,271	2,432	2,432
28	2,119	1,147	3,292	3,292
29	2,086	1,162	3,612	3,612
30	2,052	1,066	6,620	6,620
31	2,019	1,029	4,324	4,324
32	1,989	1,059	3,372	3,372
33	1,968	1,296	2,780	2,780
34	1,957	1,594	1,976	1,976
35	1,938	1,292	1,616	1,616
36	1,920	1,290	1,631	1,631
37	1,902	1,254	1,641	1,641
38	1,885	1,256	1,638	1,638
39	1,868	1,222	1,345	1,345
40	1,852	1,228	1,776	1,776
41	1,835	1,155	1,678	1,678
42	1,819	1,163	1,349	1,349
43	1,802	1,088	1,189	1,189
44	1,784	1,010	1,147	1,147
45	1,768	1,064	1,066	1,066
46	1,758	1,308	1,059	1,059
47	1,745	1,147	1,594	1,594
48	1,731	1,073	1,290	1,290
49	1,716	996	1,256	1,256
50	1,704	1,116	1,228	1,228
51	1,693	1,143	1,163	1,163
52	1,685	1,277	1,010	1,010
53	1,672	996	1,308	1,308
54	1,658	916	1,073	1,073
55	1,645	943	1,116	1,116
56	1,634	1,029	1,277	1,277
57	1,620	836	916	916
58	1,606	808	1,029	1,029
59	1,590	662	808	808
60	1,577	810	810	810

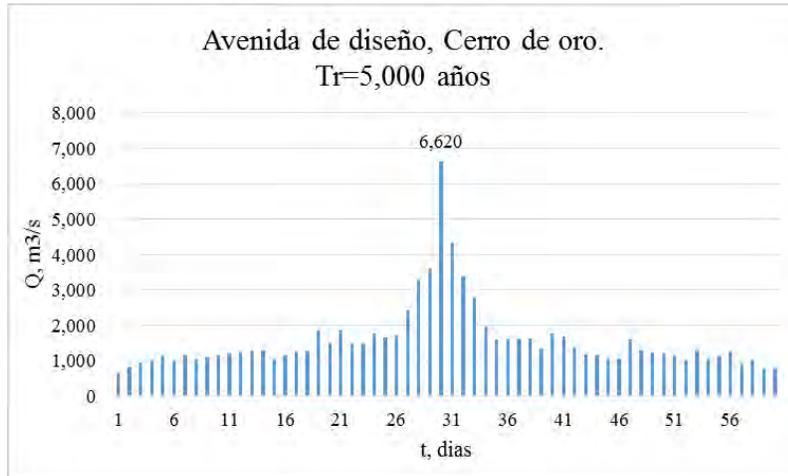


FIGURA 4.16. Avenida de diseño Tr = 5,000 años, Cerro de Oro

Cerro de C Tr= 1,000 años			Alternado
d [dias]	Q [m3/s]	Q _{md} [m3/s]	Q [m3/s]
1	5,645	5,645	614
2	4,676	3,707	778
3	4,148	3,092	875
4	3,829	2,872	813
5	3,622	2,794	955
6	3,413	2,368	851
7	3,222	2,076	993
8	3,032	1,702	947
9	2,859	1,475	960
10	2,713	1,399	1,016
11	2,595	1,415	1,072
12	2,496	1,407	1,056
13	2,422	1,534	1,119
14	2,350	1,414	1,080
15	2,279	1,285	892
16	2,224	1,399	1,004
17	2,168	1,272	1,092
18	2,112	1,160	1,092
19	2,085	1,599	1,580
20	2,056	1,505	1,300
21	2,020	1,300	1,599
22	1,994	1,448	1,272
23	1,976	1,580	1,285
24	1,942	1,160	1,534
25	1,908	1,092	1,415
26	1,875	1,050	1,475
27	1,846	1,092	2,076
28	1,816	1,006	2,794
29	1,788	1,004	3,092
30	1,760	948	5,645
31	1,732	892	3,707
32	1,707	932	2,872
33	1,688	1,080	2,368
34	1,679	1,382	1,702
35	1,663	1,119	1,399
36	1,648	1,123	1,407
37	1,632	1,056	1,414
38	1,618	1,100	1,399
39	1,604	1,072	1,160
40	1,590	1,044	1,505
41	1,576	1,016	1,448
42	1,562	988	1,160
43	1,548	960	1,050
44	1,532	844	1,006
45	1,519	947	948
46	1,510	1,105	932
47	1,499	993	1,382
48	1,488	971	1,123
49	1,475	851	1,100
50	1,465	975	1,044
51	1,455	955	988
52	1,449	1,143	844
53	1,437	813	1,105
54	1,425	789	971
55	1,415	875	975
56	1,405	855	1,143
57	1,394	778	789
58	1,381	640	855
59	1,368	614	640
60	1,357	708	708

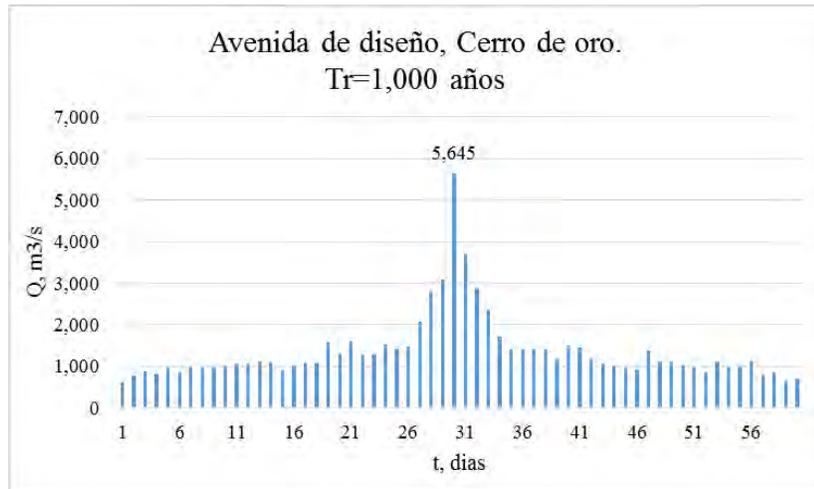


FIGURA 4.17. Avenida de diseño Tr = 1,000 años, Cerro de Oro

Cerro de C Tr= 500 años			Alternado
d [días]	Q [m ³ /s]	Q _{ind} [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
1	5,225	5,225	577
2	4,333	3,441	680
3	3,845	2,869	775
4	3,548	2,657	764
5	3,353	2,573	903
6	3,160	2,195	795
7	2,984	1,928	933
8	2,809	1,584	839
9	2,649	1,369	892
10	2,514	1,299	944
11	2,406	1,326	996
12	2,314	1,302	1,012
13	2,245	1,417	1,034
14	2,179	1,321	1,024
15	2,113	1,189	828
16	2,063	1,313	960
17	2,011	1,179	1,037
18	1,960	1,093	1,026
19	1,934	1,466	1,458
20	1,907	1,394	1,214
21	1,874	1,214	1,466
22	1,849	1,324	1,179
23	1,832	1,458	1,189
24	1,801	1,088	1,417
25	1,770	1,026	1,326
26	1,739	964	1,369
27	1,713	1,037	1,928
28	1,685	929	2,573
29	1,660	960	2,869
30	1,634	880	5,225
31	1,608	828	3,441
32	1,585	872	2,657
33	1,568	1,024	2,195
34	1,559	1,262	1,584
35	1,544	1,034	1,299
36	1,530	1,040	1,302
37	1,516	1,012	1,321
38	1,503	1,022	1,313
39	1,490	996	1,093
40	1,477	970	1,394
41	1,464	944	1,324
42	1,451	918	1,088
43	1,438	892	964
44	1,424	822	929
45	1,411	839	880
46	1,403	1,043	872
47	1,393	933	1,262
48	1,383	913	1,040
49	1,371	795	1,022
50	1,362	921	970
51	1,353	903	918
52	1,347	1,041	822
53	1,336	764	1,043
54	1,325	742	913
55	1,315	775	921
56	1,307	867	1,041
57	1,296	680	742
58	1,285	658	867
59	1,273	577	658
60	1,263	673	673

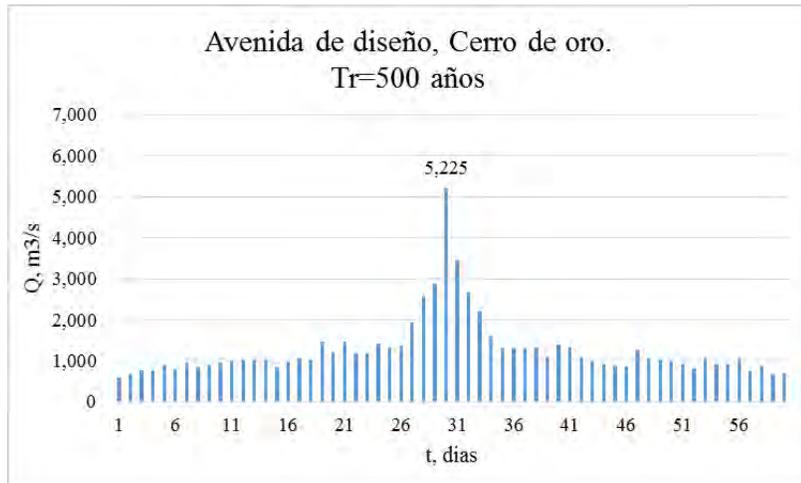


FIGURA 4.18. Avenida de diseño Tr = 500 años, Cerro de Oro

Cerro de C		Tr= 100 años		Alternado
d [días]	Q [m3/s]	Q _{ind} [m3/s]	Q [m3/s]	Q [m3/s]
1	4,247	4,247	528	
2	3,535	2,823	621	
3	3,140	2,350	652	
4	2,894	2,156	685	
5	2,729	2,069	815	
6	2,572	1,787	649	
7	2,429	1,571	779	
8	2,289	1,309	722	
9	2,161	1,137	721	
10	2,053	1,081	764	
11	1,965	1,085	807	
12	1,892	1,089	850	
13	1,835	1,151	860	
14	1,782	1,093	840	
15	1,729	987	690	
16	1,688	1,073	773	
17	1,646	974	857	
18	1,605	908	848	
19	1,583	1,187	1,168	
20	1,560	1,123	993	
21	1,533	993	1,187	
22	1,513	1,093	974	
23	1,498	1,168	987	
24	1,473	898	1,151	
25	1,448	848	1,085	
26	1,424	824	1,137	
27	1,403	857	1,571	
28	1,382	815	2,069	
29	1,361	773	2,350	
30	1,341	761	4,247	
31	1,320	690	2,823	
32	1,302	744	2,156	
33	1,288	840	1,787	
34	1,280	1,016	1,309	
35	1,268	860	1,081	
36	1,257	872	1,089	
37	1,246	850	1,093	
38	1,236	866	1,073	
39	1,225	807	908	
40	1,215	825	1,123	
41	1,204	764	1,093	
42	1,194	784	898	
43	1,183	721	824	
44	1,172	699	815	
45	1,162	722	761	
46	1,155	840	744	
47	1,147	779	1,016	
48	1,139	763	872	
49	1,129	649	866	
50	1,121	729	825	
51	1,115	815	784	
52	1,109	803	699	
53	1,101	685	840	
54	1,092	615	763	
55	1,084	652	729	
56	1,077	692	803	
57	1,069	621	615	
58	1,059	489	692	
59	1,050	528	489	
60	1,042	570	570	

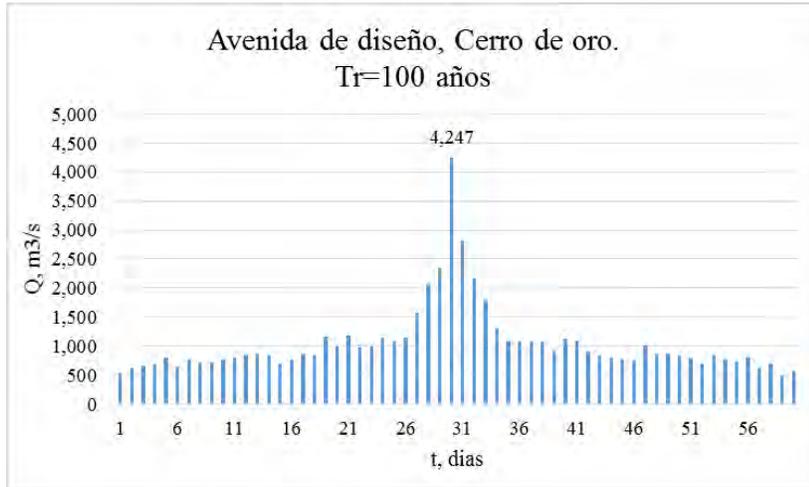


FIGURA 4.19. Avenida de diseño Tr = 100 años, Cerro de Oro

Cerro de C Tr= 50 años			Alternado
d [días]	Q [m3/s]	Q _{md} [m3/s]	Q [m3/s]
1	3,824	3,824	490
2	3,190	2,556	522
3	2,835	2,125	606
4	2,611	1,939	583
5	2,459	1,851	661
6	2,317	1,607	641
7	2,189	1,421	672
8	2,064	1,189	658
9	1,950	1,038	695
10	1,854	990	732
11	1,775	985	730
12	1,709	983	769
13	1,658	1,046	775
14	1,610	986	783
15	1,563	905	656
16	1,526	971	728
17	1,488	880	801
18	1,451	822	781
19	1,430	1,052	1,045
20	1,410	1,030	906
21	1,386	906	1,052
22	1,367	968	880
23	1,353	1,045	905
24	1,331	825	1,046
25	1,309	781	985
26	1,287	737	1,038
27	1,269	801	1,421
28	1,250	737	1,851
29	1,232	728	2,125
30	1,214	692	3,824
31	1,196	656	2,556
32	1,179	652	1,939
33	1,167	783	1,607
34	1,160	929	1,189
35	1,149	775	990
36	1,139	789	983
37	1,129	769	986
38	1,120	787	971
39	1,110	730	822
40	1,101	750	1,030
41	1,092	732	968
42	1,082	672	825
43	1,073	695	737
44	1,063	633	737
45	1,054	658	692
46	1,048	778	652
47	1,040	672	929
48	1,033	704	789
49	1,025	641	787
50	1,018	675	750
51	1,011	661	672
52	1,007	803	633
53	999	583	778
54	991	567	704
55	984	606	675
56	978	648	803
57	970	522	567
58	962	506	648
59	954	490	506
60	947	534	534

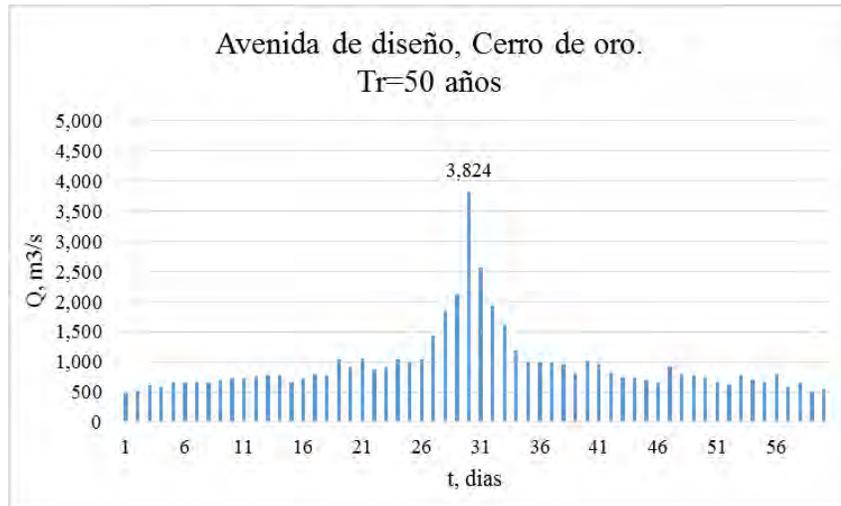


FIGURA 4.20. Avenida de diseño Tr = 50 años, Cerro de Oro

Cerro de C _{Tr} = 10 años			Alternado
d [días]	Q [m ³ /s]	Q _{ind} [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
1	2,824	2,824	378
2	2,373	1,922	401
3	2,113	1,593	478
4	1,941	1,425	446
5	1,820	1,336	568
6	1,715	1,190	489
7	1,621	1,057	512
8	1,531	901	490
9	1,450	802	518
10	1,381	760	546
11	1,324	754	612
12	1,276	748	600
13	1,238	782	595
14	1,203	748	593
15	1,170	708	511
16	1,142	722	591
17	1,115	683	614
18	1,088	629	620
19	1,071	765	770
20	1,054	731	697
21	1,037	697	765
22	1,023	729	683
23	1,012	770	708
24	995	604	782
25	980	620	754
26	965	590	802
27	952	614	1,057
28	939	588	1,336
29	927	591	1,593
30	914	537	2,824
31	901	511	1,922
32	890	549	1,425
33	881	593	1,190
34	875	677	901
35	867	595	760
36	859	579	748
37	852	600	748
38	846	624	722
39	840	612	629
40	833	560	731
41	826	546	729
42	819	532	604
43	812	518	590
44	805	504	588
45	798	490	537
46	794	614	549
47	788	512	677
48	783	548	579
49	777	489	624
50	772	527	560
51	768	568	532
52	764	560	504
53	758	446	614
54	753	488	548
55	748	478	527
56	743	468	560
57	737	401	488
58	732	447	468
59	726	378	447
60	721	426	426

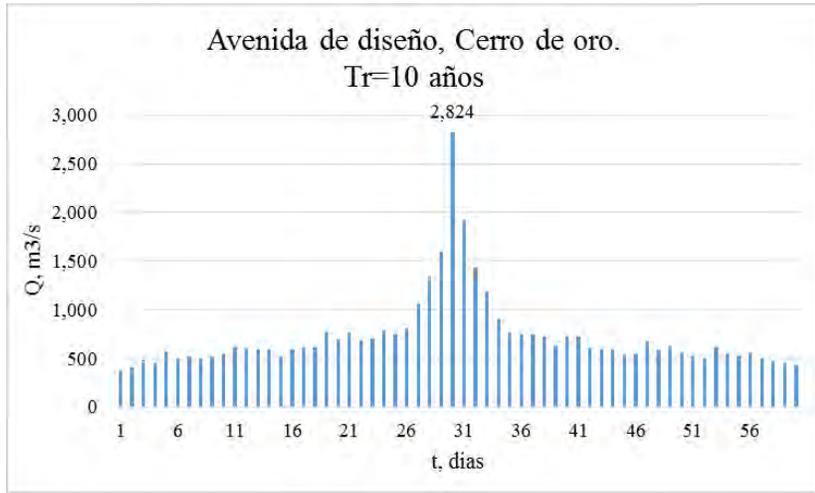


FIGURA 4.21. Avenida de diseño Tr = 10 años, Cerro de Oro

Cerro de C Tr= 5 años			Alternado
d [días]	Q [m3/s]	Q _{ind} [m3/s]	Q [m3/s]
1	2,370	2,370	391
2	2,002	1,634	408
3	1,785	1,351	424
4	1,636	1,189	441
5	1,530	1,106	507
6	1,441	996	424
7	1,363	895	490
8	1,289	771	462
9	1,223	695	441
10	1,167	663	465
11	1,119	639	526
12	1,079	639	510
13	1,047	663	500
14	1,018	641	494
15	991	613	468
16	968	623	508
17	945	577	548
18	923	549	518
19	907	619	636
20	893	627	599
21	879	599	619
22	866	593	577
23	856	636	613
24	843	544	663
25	830	518	639
26	818	518	695
27	808	548	895
28	798	528	1,106
29	788	508	1,351
30	778	488	2,370
31	768	468	1,634
32	758	448	1,189
33	750	494	996
34	745	580	771
35	738	500	663
36	732	522	639
37	726	510	641
38	721	536	623
39	716	526	549
40	711	516	627
41	705	465	593
42	699	453	544
43	693	441	518
44	687	429	528
45	682	462	488
46	678	498	448
47	674	490	580
48	669	434	522
49	664	424	536
50	660	464	516
51	657	507	453
52	653	449	429
53	649	441	498
54	644	379	434
55	640	424	464
56	636	416	449
57	632	408	379
58	627	342	416
59	623	391	342
60	619	383	383

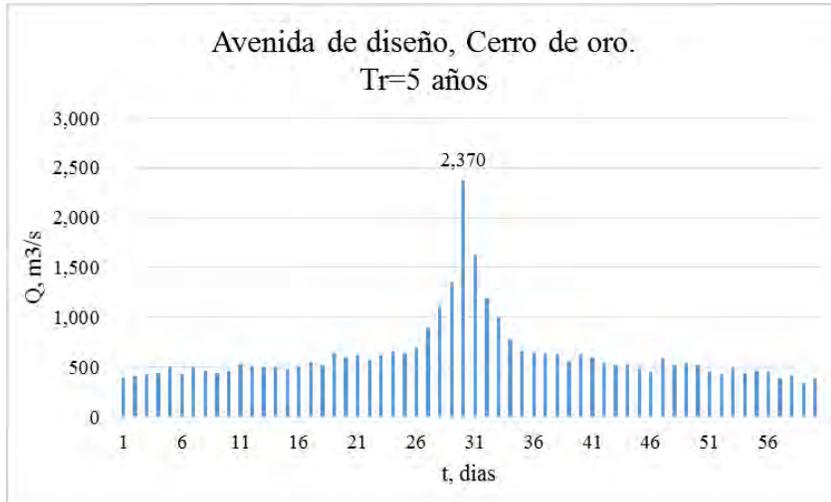


FIGURA 4.22. Avenida de diseño Tr = 5 años, Cerro de Oro

Cerro de C Tr= 2 años			Alternado
d [días]	Q [m ³ /s]	Q _{ind} [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
1	1,683	1,683	292
2	1,442	1,201	304
3	1,289	983	316
4	1,177	841	327
5	1,092	752	339
6	1,028	708	351
7	973	643	363
8	924	581	375
9	881	537	346
10	825	321	362
11	809	649	416
12	782	485	392
13	759	483	374
14	739	479	394
15	721	469	386
16	704	449	439
17	688	432	434
18	673	418	412
19	660	426	446
20	649	440	439
21	639	439	426
22	630	441	432
23	622	446	469
24	612	382	483
25	604	412	649
26	596	396	537
27	590	434	643
28	584	422	752
29	579	439	983
30	572	369	1,683
31	566	386	1,201
32	559	342	841
33	554	394	708
34	549	384	581
35	544	374	321
36	540	400	485
37	536	392	479
38	533	422	449
39	530	416	418
40	526	370	440
41	522	362	441
42	518	354	382
43	514	346	396
44	510	338	422
45	507	375	369
46	504	369	342
47	501	363	384
48	498	357	400
49	495	351	422
50	492	345	370
51	489	339	354
52	486	333	338
53	483	327	369
54	481	375	357
55	478	316	345
56	475	310	333
57	472	304	375
58	469	298	310
59	466	292	298
60	464	346	346

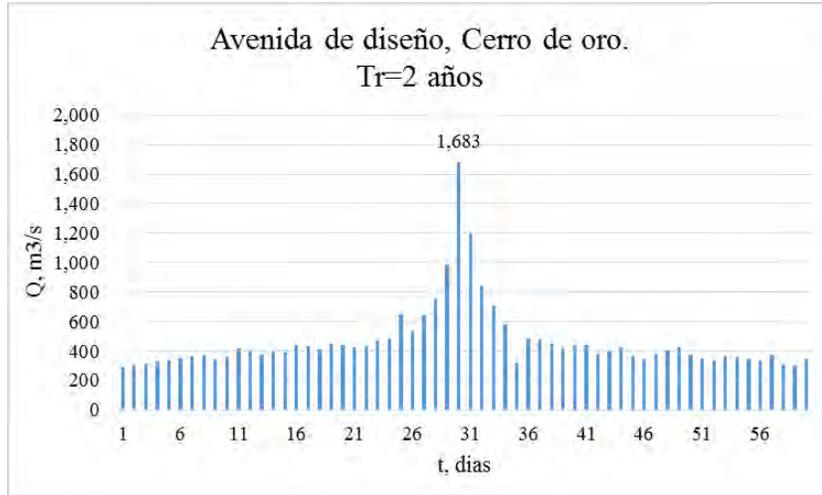


FIGURA 4.23. Avenida de diseño Tr = 2 años, Cerro de Oro

Temascal	Tr= 10,000 años		Alternado
d [días]	Q [m ³ /s]	Q _{ind} [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
1	7,708	7,708	1,049
2	7,477	7,246	1,127
3	6,774	5,368	1,635
4	6,217	4,546	1,373
5	5,731	3,787	1,346
6	5,375	3,595	1,329
7	5,017	2,869	1,418
8	4,698	2,465	1,500
9	4,446	2,430	1,755
10	4,239	2,376	1,707
11	4,075	2,435	1,716
12	3,944	2,503	1,560
13	3,830	2,462	1,875
14	3,720	2,290	1,428
15	3,614	2,130	1,248
16	3,543	2,478	1,655
17	3,463	2,183	1,922
18	3,390	2,149	2,144
19	3,349	2,611	2,401
20	3,312	2,609	2,556
21	3,276	2,556	2,611
22	3,252	2,748	2,183
23	3,215	2,401	2,130
24	3,169	2,111	2,462
25	3,128	2,144	2,435
26	3,083	1,958	2,430
27	3,040	1,922	2,869
28	2,989	1,612	3,787
29	2,943	1,655	5,368
30	2,891	1,383	7,708
31	2,838	1,248	7,246
32	2,781	1,014	4,546
33	2,740	1,428	3,595
34	2,715	1,890	2,465
35	2,691	1,875	2,376
36	2,670	1,935	2,503
37	2,640	1,560	2,290
38	2,613	1,614	2,478
39	2,590	1,716	2,149
40	2,568	1,710	2,609
41	2,547	1,707	2,748
42	2,529	1,791	2,111
43	2,511	1,755	1,958
44	2,490	1,587	1,612
45	2,468	1,500	1,383
46	2,452	1,732	1,014
47	2,430	1,418	1,890
48	2,407	1,326	1,935
49	2,385	1,329	1,614
50	2,366	1,435	1,710
51	2,346	1,346	1,791
52	2,327	1,358	1,587
53	2,309	1,373	1,732
54	2,295	1,553	1,326
55	2,283	1,635	1,435
56	2,267	1,387	1,358
57	2,247	1,127	1,553
58	2,229	1,203	1,387
59	2,209	1,049	1,203
60	2,194	1,309	1,309

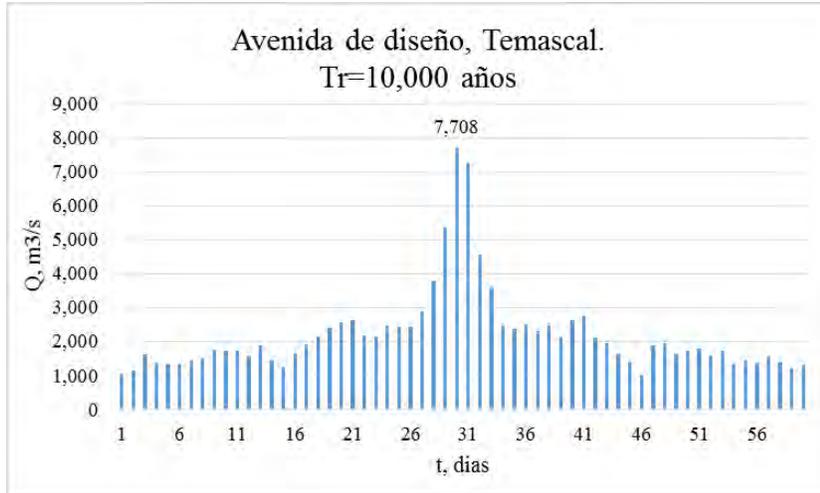


FIGURA 4.24. Avenida de diseño Tr = 10,000 años, Temascal

Temascal	Tr= 5,000 años		Alternado
d [días]	Q [m3/s]	Q _{ind} [m3/s]	Q [m3/s]
1	7,252	7,252	982
2	7,024	6,796	1,055
3	6,366	5,050	1,559
4	5,843	4,274	1,293
5	5,387	3,563	1,262
6	5,054	3,389	1,240
7	4,718	2,702	1,371
8	4,420	2,334	1,402
9	4,184	2,296	1,695
10	3,991	2,254	1,600
11	3,837	2,297	1,605
12	3,713	2,349	1,480
13	3,606	2,322	1,788
14	3,503	2,164	1,366
15	3,403	2,003	1,173
16	3,336	2,331	1,567
17	3,261	2,061	1,822
18	3,192	2,019	2,032
19	3,153	2,451	2,256
20	3,118	2,453	2,404
21	3,084	2,404	2,451
22	3,061	2,578	2,061
23	3,026	2,256	2,003
24	2,982	1,970	2,322
25	2,944	2,032	2,297
26	2,902	1,852	2,296
27	2,862	1,822	2,702
28	2,814	1,518	3,563
29	2,771	1,567	5,050
30	2,723	1,331	7,252
31	2,673	1,173	6,796
32	2,620	977	4,274
33	2,582	1,366	3,389
34	2,558	1,766	2,334
35	2,536	1,788	2,254
36	2,516	1,816	2,349
37	2,488	1,480	2,164
38	2,463	1,538	2,331
39	2,441	1,605	2,019
40	2,420	1,601	2,453
41	2,400	1,600	2,578
42	2,383	1,686	1,970
43	2,367	1,695	1,852
44	2,347	1,487	1,518
45	2,326	1,402	1,331
46	2,311	1,636	977
47	2,291	1,371	1,766
48	2,269	1,235	1,816
49	2,248	1,240	1,538
50	2,231	1,398	1,601
51	2,212	1,262	1,686
52	2,194	1,276	1,487
53	2,177	1,293	1,636
54	2,164	1,475	1,235
55	2,153	1,559	1,398
56	2,138	1,313	1,276
57	2,119	1,055	1,475
58	2,103	1,191	1,313
59	2,084	982	1,191
60	2,070	1,244	1,244

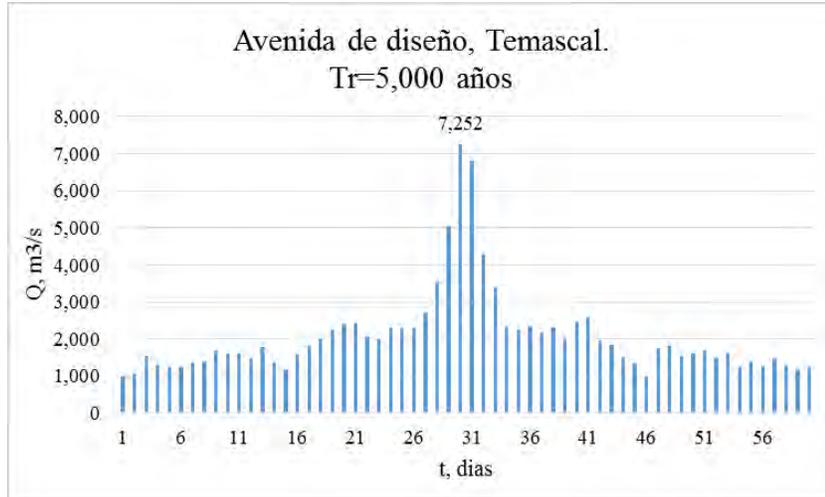


FIGURA 4.25. Avenida de diseño Tr = 5,000 años, Temascal

Temascal	Tr= 1,000 años		Alternado
	d [días]	Q [m3/s]	Q _{md} [m3/s]
1	6,193	6,193	865
2	5,972	5,751	927
3	5,417	4,307	1,366
4	4,973	3,641	1,144
5	4,588	3,048	1,101
6	4,307	2,902	1,116
7	4,025	2,333	1,185
8	3,775	2,025	1,249
9	3,575	1,975	1,401
10	3,414	1,965	1,340
11	3,283	1,973	1,411
12	3,177	2,011	1,307
13	3,085	1,981	1,529
14	2,997	1,853	1,191
15	2,912	1,722	1,061
16	2,855	2,000	1,364
17	2,791	1,767	1,564
18	2,732	1,729	1,725
19	2,698	2,086	1,927
20	2,667	2,078	2,058
21	2,638	2,058	2,086
22	2,617	2,176	1,767
23	2,587	1,927	1,722
24	2,550	1,699	1,981
25	2,517	1,725	1,973
26	2,482	1,607	1,975
27	2,448	1,564	2,333
28	2,408	1,328	3,048
29	2,372	1,364	4,307
30	2,332	1,172	6,193
31	2,291	1,061	5,751
32	2,247	883	3,641
33	2,215	1,191	2,902
34	2,194	1,501	2,025
35	2,175	1,529	1,965
36	2,158	1,563	2,011
37	2,135	1,307	1,853
38	2,113	1,299	2,000
39	2,095	1,411	1,729
40	2,078	1,415	2,078
41	2,060	1,340	2,176
42	2,046	1,472	1,699
43	2,031	1,401	1,607
44	2,014	1,283	1,328
45	1,997	1,249	1,172
46	1,984	1,399	883
47	1,967	1,185	1,501
48	1,949	1,103	1,563
49	1,932	1,116	1,299
50	1,917	1,182	1,415
51	1,901	1,101	1,472
52	1,886	1,121	1,283
53	1,872	1,144	1,399
54	1,861	1,278	1,103
55	1,852	1,366	1,182
56	1,839	1,124	1,121
57	1,823	927	1,278
58	1,809	1,011	1,124
59	1,793	865	1,011
60	1,781	1,073	1,073

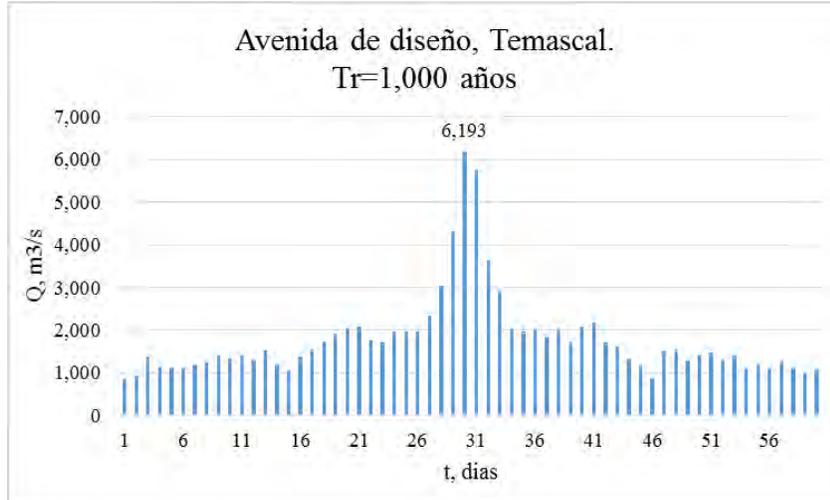


FIGURA 4.26. Avenida de diseño Tr = 1,000 años, Temascal

Temascal	Tr= 500 años		Alternado
	d [días]	Q [m3/s]	
1	5,737	5,737	798
2	5,519	5,301	855
3	5,008	3,986	1,290
4	4,599	3,372	1,012
5	4,243	2,819	1,017
6	3,985	2,695	1,027
7	3,726	2,172	1,138
8	3,497	1,894	1,151
9	3,313	1,841	1,341
10	3,165	1,833	1,274
11	3,044	1,834	1,300
12	2,946	1,868	1,190
13	2,861	1,841	1,408
14	2,779	1,713	1,129
15	2,701	1,609	986
16	2,648	1,853	1,276
17	2,589	1,645	1,463
18	2,534	1,599	1,589
19	2,502	1,926	1,782
20	2,473	1,922	1,906
21	2,446	1,906	1,926
22	2,426	2,006	1,645
23	2,398	1,782	1,609
24	2,364	1,582	1,841
25	2,333	1,589	1,834
26	2,300	1,475	1,841
27	2,269	1,463	2,172
28	2,233	1,261	2,819
29	2,200	1,276	3,986
30	2,164	1,120	5,737
31	2,126	986	5,301
32	2,086	846	3,372
33	2,057	1,129	2,695
34	2,038	1,411	1,894
35	2,020	1,408	1,833
36	2,004	1,444	1,868
37	1,982	1,190	1,713
38	1,963	1,260	1,853
39	1,946	1,300	1,599
40	1,930	1,306	1,922
41	1,914	1,274	2,006
42	1,900	1,326	1,582
43	1,887	1,341	1,475
44	1,871	1,183	1,261
45	1,855	1,151	1,120
46	1,843	1,303	846
47	1,828	1,138	1,411
48	1,811	1,012	1,444
49	1,795	1,027	1,260
50	1,782	1,145	1,306
51	1,767	1,017	1,326
52	1,754	1,091	1,183
53	1,740	1,012	1,303
54	1,730	1,200	1,012
55	1,722	1,290	1,145
56	1,710	1,050	1,091
57	1,695	855	1,200
58	1,683	999	1,050
59	1,668	798	999
60	1,657	1,008	1,008

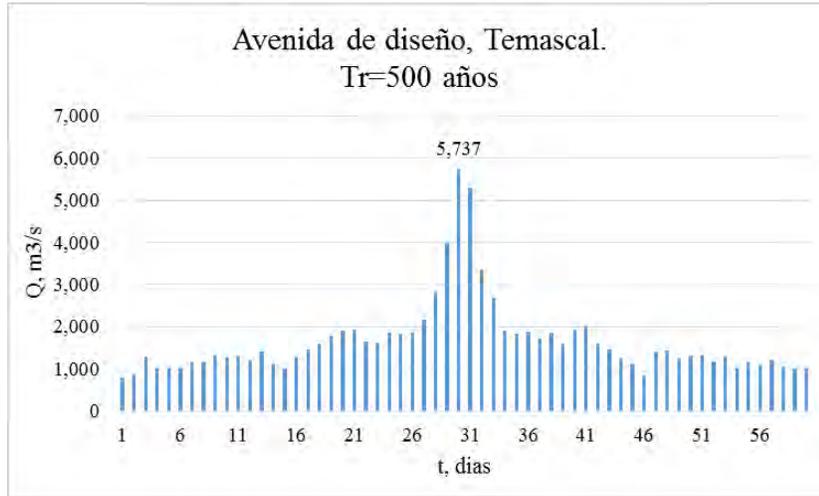


FIGURA 4.27. Avenida de diseño Tr = 500 años, Temascal

Temascal	Tr= 100 años		Alternado
	d [días]	Q [m3/s]	
1	4,676	4,676	739
2	4,465	4,254	726
3	4,057	3,241	1,041
4	3,727	2,737	862
5	3,442	2,302	906
6	3,237	2,212	854
7	3,031	1,795	905
8	2,849	1,575	998
9	2,702	1,526	1,089
10	2,586	1,542	1,053
11	2,489	1,519	1,067
12	2,409	1,529	980
13	2,339	1,499	1,183
14	2,273	1,415	953
15	2,210	1,328	873
16	2,166	1,506	1,072
17	2,118	1,350	1,204
18	2,073	1,308	1,330
19	2,046	1,560	1,452
20	2,021	1,546	1,559
21	1,999	1,559	1,560
22	1,981	1,603	1,350
23	1,958	1,452	1,328
24	1,930	1,286	1,499
25	1,906	1,330	1,519
26	1,879	1,204	1,526
27	1,854	1,204	1,795
28	1,826	1,070	2,302
29	1,800	1,072	3,241
30	1,772	960	4,676
31	1,743	873	4,254
32	1,712	751	2,737
33	1,689	953	2,212
34	1,673	1,145	1,575
35	1,659	1,183	1,542
36	1,646	1,191	1,529
37	1,628	980	1,415
38	1,613	1,058	1,506
39	1,599	1,067	1,308
40	1,586	1,079	1,546
41	1,573	1,053	1,603
42	1,562	1,111	1,286
43	1,551	1,089	1,204
44	1,538	979	1,070
45	1,526	998	960
46	1,516	1,066	751
47	1,503	905	1,145
48	1,491	927	1,191
49	1,478	854	1,058
50	1,467	928	1,079
51	1,456	906	1,111
52	1,445	884	979
53	1,434	862	1,066
54	1,426	1,002	927
55	1,419	1,041	928
56	1,410	915	884
57	1,398	726	1,002
58	1,388	818	915
59	1,377	739	818
60	1,368	837	837

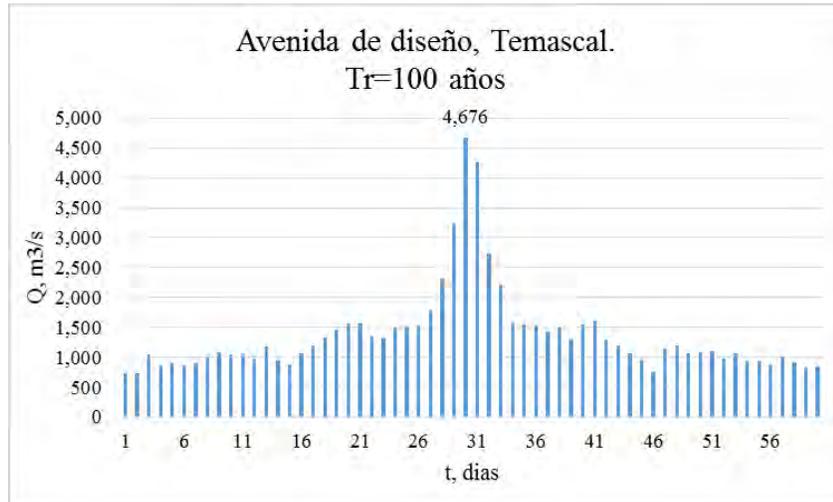


FIGURA 4.28. Avenida de diseño Tr = 100 años, Temascal

Temascal	Tr= 50 años		Alternado
	d [días]	Q [m3/s]	
1	4,217	4,217	671
2	4,009	3,801	710
3	3,645	2,917	964
4	3,350	2,465	834
5	3,095	2,075	821
6	2,913	2,003	813
7	2,730	1,632	857
8	2,569	1,442	899
9	2,438	1,390	985
10	2,336	1,418	946
11	2,248	1,368	993
12	2,177	1,396	935
13	2,113	1,345	1,060
14	2,054	1,287	857
15	1,997	1,199	827
16	1,957	1,357	983
17	1,914	1,226	1,103
18	1,873	1,176	1,192
19	1,848	1,398	1,306
20	1,826	1,408	1,406
21	1,806	1,406	1,398
22	1,789	1,432	1,226
23	1,768	1,306	1,199
24	1,742	1,144	1,345
25	1,720	1,192	1,368
26	1,697	1,122	1,390
27	1,675	1,103	1,632
28	1,650	975	2,075
29	1,627	983	2,917
30	1,602	877	4,217
31	1,577	827	3,801
32	1,550	713	2,465
33	1,529	857	2,003
34	1,515	1,053	1,442
35	1,502	1,060	1,418
36	1,490	1,070	1,396
37	1,475	935	1,287
38	1,461	943	1,357
39	1,449	993	1,176
40	1,438	1,009	1,408
41	1,426	946	1,432
42	1,415	964	1,144
43	1,405	985	1,122
44	1,394	921	975
45	1,383	899	877
46	1,374	969	713
47	1,363	857	1,053
48	1,352	835	1,070
49	1,341	813	943
50	1,331	841	1,009
51	1,321	821	964
52	1,311	801	921
53	1,302	834	969
54	1,294	870	835
55	1,288	964	841
56	1,280	840	801
57	1,270	710	870
58	1,261	748	840
59	1,251	671	748
60	1,243	771	771

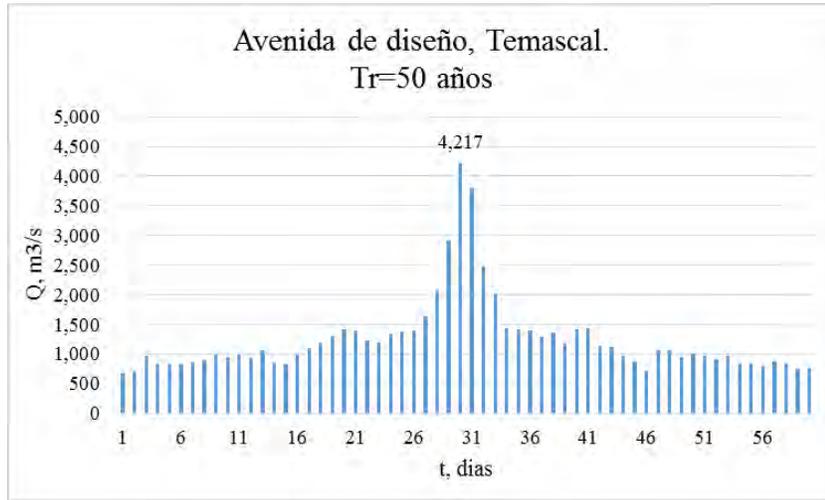


FIGURA 4.29. Avenida de diseño Tr = 50 años, Temascal

Temascal	Tr= 10 años		Alternado
d [días]	Q [m ³ /s]	Q _{md} [m ³ /s]	Q [m ³ /s]
1	3,130	3,130	547
2	2,930	2,730	574
3	2,671	2,153	708
4	2,458	1,819	677
5	2,275	1,543	652
6	2,146	1,501	632
7	2,019	1,257	663
8	1,907	1,123	693
9	1,813	1,061	725
10	1,744	1,123	717
11	1,680	1,040	791
12	1,627	1,044	716
13	1,579	1,003	792
14	1,535	963	705
15	1,494	920	705
16	1,464	1,014	798
17	1,432	920	860
18	1,402	892	899
19	1,381	1,003	943
20	1,364	1,041	1,028
21	1,348	1,028	1,003
22	1,334	1,040	920
23	1,317	943	920
24	1,299	885	1,003
25	1,283	899	1,040
26	1,265	815	1,061
27	1,250	860	1,257
28	1,233	774	1,543
29	1,218	798	2,153
30	1,201	708	3,130
31	1,185	705	2,730
32	1,167	609	1,819
33	1,153	705	1,501
34	1,142	779	1,123
35	1,132	792	1,123
36	1,123	808	1,044
37	1,112	716	963
38	1,103	770	1,014
39	1,095	791	892
40	1,086	735	1,041
41	1,077	717	1,040
42	1,069	741	885
43	1,061	725	815
44	1,053	709	774
45	1,045	693	708
46	1,039	769	609
47	1,031	663	779
48	1,024	695	808
49	1,016	632	770
50	1,009	666	735
51	1,002	652	741
52	995	638	709
53	989	677	769
54	983	665	695
55	978	708	666
56	973	698	638
57	966	574	665
58	960	618	698
59	953	547	618
60	947	593	593

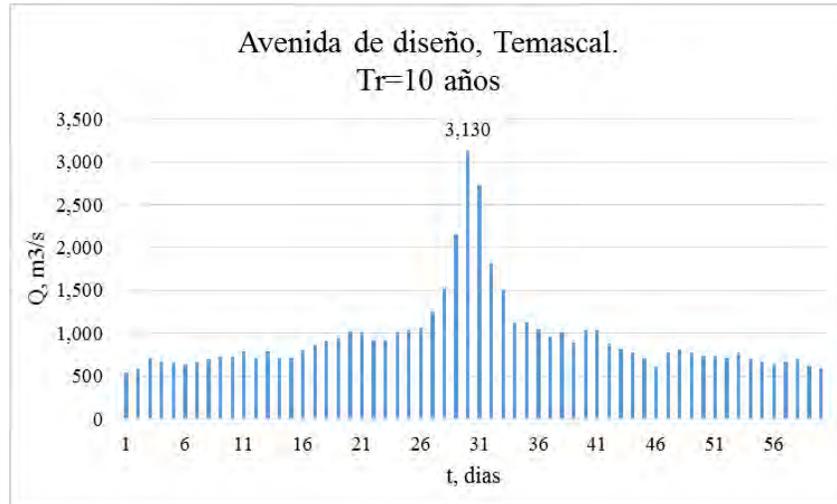


FIGURA 4.30. Avenida de diseño Tr = 10 años, Temascal

Temascal	Tr= 5 años		Alternado
	d [días]	Q [m3/s]	
1	2,636	2,636	469
2	2,440	2,244	548
3	2,229	1,807	402
4	2,053	1,525	534
5	1,903	1,303	557
6	1,798	1,273	580
7	1,696	1,084	604
8	1,606	976	628
9	1,530	922	611
10	1,475	980	639
11	1,422	892	667
12	1,377	882	624
13	1,337	857	692
14	1,300	819	630
15	1,266	790	616
16	1,240	850	696
17	1,213	781	745
18	1,187	745	772
19	1,169	845	805
20	1,154	869	860
21	1,140	860	845
22	1,127	854	781
23	1,113	805	790
24	1,097	729	857
25	1,084	772	892
26	1,069	694	922
27	1,057	745	1,084
28	1,044	693	1,303
29	1,032	696	1,807
30	1,019	642	2,636
31	1,006	616	2,244
32	993	590	1,525
33	982	630	1,273
34	972	642	976
35	964	692	980
36	957	712	882
37	948	624	819
38	940	644	850
39	933	667	745
40	926	653	869
41	919	639	854
42	912	625	729
43	905	611	694
44	898	597	693
45	892	628	642
46	886	616	590
47	880	604	642
48	874	592	712
49	868	580	644
50	863	618	653
51	857	557	625
52	852	597	597
53	846	534	616
54	842	630	592
55	834	402	618
56	833	778	597
57	828	548	630
58	823	538	778
59	817	469	538
60	813	577	577

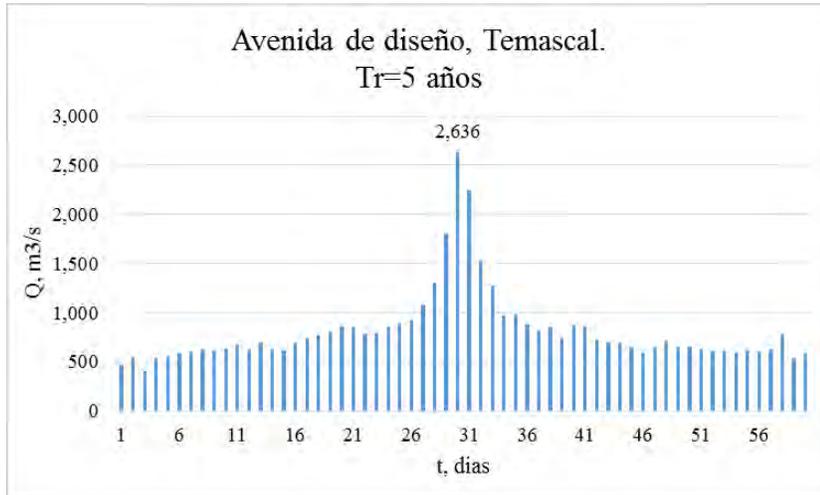


FIGURA 4.31. Avenida de diseño Tr = 5 años, Temascal

Temascal	Tr= 2 años		Alternado
	d [días]	Q [m ³ /s]	
1	1,891	1,891	439
2	1,700	1,509	452
3	1,561	1,283	463
4	1,441	1,081	423
5	1,339	931	438
6	1,273	943	453
7	1,208	818	515
8	1,151	752	484
9	1,101	701	459
10	1,068	771	480
11	1,032	672	538
12	1,000	648	483
13	970	610	506
14	944	606	499
15	920	584	527
16	901	616	555
17	883	595	557
18	863	523	543
19	848	578	562
20	836	608	626
21	826	626	578
22	815	584	595
23	804	562	584
24	793	540	610
25	783	543	672
26	773	523	701
27	765	557	818
28	758	569	931
29	751	555	1,283
30	744	541	1,891
31	737	527	1,509
32	730	513	1,081
33	723	499	943
34	716	485	752
35	710	506	771
36	705	530	648
37	699	483	606
38	694	509	616
39	690	538	523
40	685	490	608
41	680	480	584
42	674	428	540
43	669	459	523
44	664	449	569
45	660	484	541
46	656	476	513
47	653	515	485
48	649	461	530
49	645	453	509
50	642	495	490
51	638	438	428
52	635	482	449
53	631	423	476
54	628	469	461
55	625	463	495
56	623	513	482
57	620	452	469
58	616	388	513
59	613	439	388
60	610	433	433

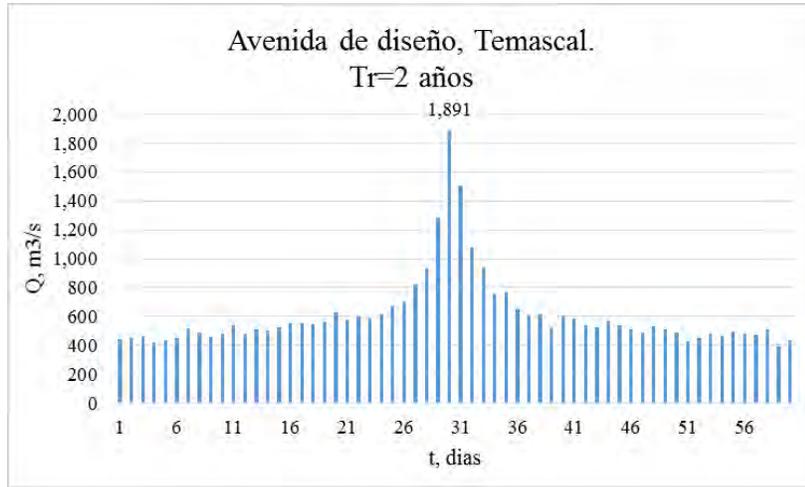


FIGURA 4.32. Avenida de diseño Tr = 2 años, Temascal

5. TRÁNSITO DE AVENIDAS Y POLÍTICAS DE OPERACIÓN EN EL SISTEMA DE PRESAS TEMASCAL - CERRO DE ORO

5.1. Comportamiento del sistema de embalses

Uno de los principales planteamientos de este trabajo es comprobar si la hipótesis de considerar al sistema de presas Temascal-Cerro de Oro, en condiciones extraordinarias (avenidas), como un solo vaso es correcta; hipótesis planteada en trabajos anteriores a éste. Para poder validar o rechazar la hipótesis se realizaron simulaciones de tránsito de avenidas en el sistema, considerando un vaso y vasos interconectados.

Tránsito de avenidas

Para hacer eficiente el cálculo de tránsito de avenidas se desarrollaron dos programas de cómputo en lenguaje de MATLAB (The MathWorks), para los métodos propuestos en los puntos 2.2.1 y 2.2.2 de este trabajo. Las entradas necesarias en el programa son: curvas elevaciones-capacidades, elevaciones-descargas, avenidas de diseño, intervalo de tiempo de cálculo y elevaciones iniciales.

Para las avenidas de diseño (Cerro de Oro y Temascal) se considera, para un mismo periodo de retorno, ocurren de manera simultánea. Las curvas elevaciones-capacidades, utilizadas en los tránsitos de avenidas, corresponden a las presentadas en este trabajo. Para el caso de la curva elevaciones-descargas, se tomó la política de operación propuesta por De Luna (2010), tabla 5.1 y figura 5.1, bajo tres condiciones de operación: 1) política de operación por Cerro de Oro, 2) política de operación por Temascal y 3) se considera la política dividida (partes iguales) para ambas presas. Las elevaciones iniciales se han tomado de manera arbitraria, pues se pretende observar el comportamiento en los almacenamientos para cualquier condición inicial. De acuerdo con De Luna (2010), para elevaciones superiores a 58.00 msnm el comportamiento de los vasos es prácticamente el mismo, pues supone que solo se presentan diferencias de centímetros entre los embalses, razón por la cual se toma esta elevación como referencia en algunas simulaciones de tránsito de avenidas.

Con el objetivo de poder comparar los resultados de considerar un solo vaso o dos vasos interconectados, en algunas simulaciones, se han tomado mismas elevaciones en ambos embalses. La política de operación utilizada en los tránsitos de avenidas, solo se ha tomado de manera preliminar con fines de analizar el comportamiento de los embalses. Para realizar un estudio con mayor detalle se disminuyó el periodo de tiempo de días a horas.

TABLA 5.1. Política de operación escalonada (De Luna, 2010)

Elevaciones (msnm)	Gasto de descarga (m ³ /s)
57.95	0
58.00	360
58.10	900
59.20	900
59.25	900
59.26	1,500
62.00	1,500
62.10	2,000
64.50	2,000
64.51	2,500
67.00	2,500
67.10	3,000
69.60	3,000
69.70	6,000
69.80	9,000
69.90	12,000
70.00	15,000

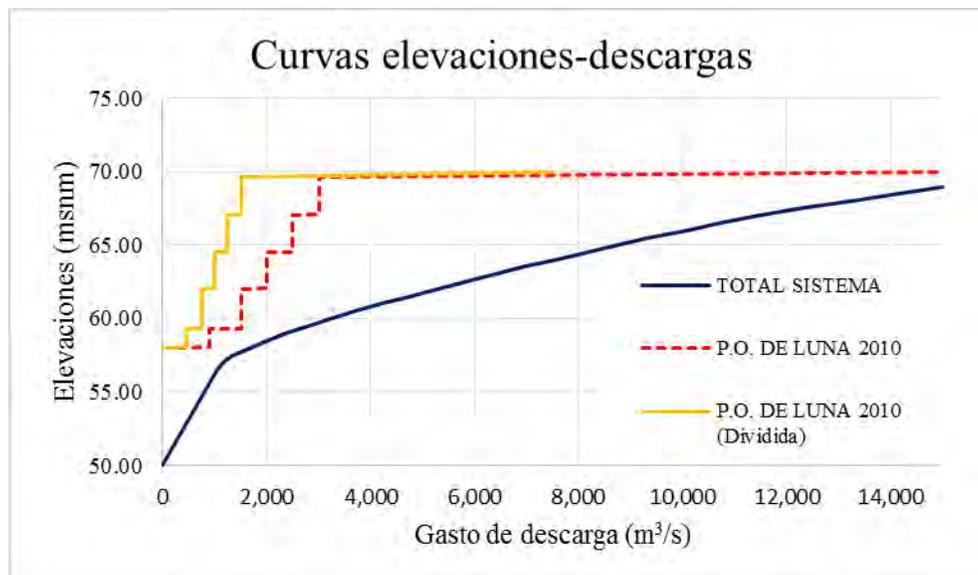


FIGURA 5.1. Política de operación escalonada (De Luna, 2010)

- **Periodo de retorno 10,000 años**

En la figura 5.2 se muestra la evolución de las elevaciones, durante los tránsitos de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 1. Se presentan las evoluciones de los niveles considerando un vaso (C.O.-TEMASCAL) y vasos interconectados (Cerro de Oro y Temascal). Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 69.73 msnm; Temascal, 69.81 msnm y C.O.-TEMASCAL, 69.72 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.14 m, mayor en Temascal.

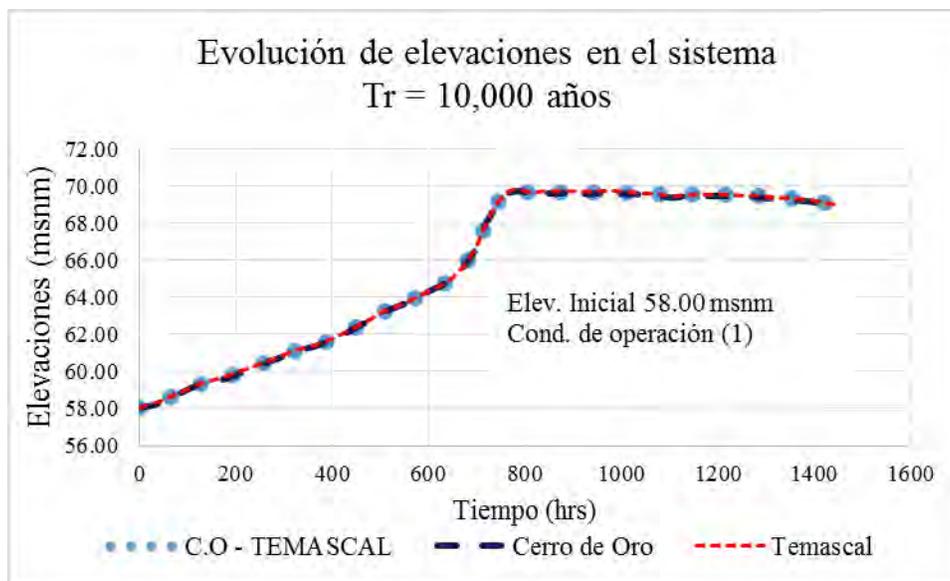


FIGURA 5.2. Evolución de elevaciones, $Tr = 10,000$ años, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 1

En la figura 5.3 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 1. Se presentan las entradas (suma de las avenidas en Cerro de Oro y Temascal), derrames considerando un vaso (Derrames C.O.-TEMASCAL) y los derrames considerando vasos interconectados (Derrames Cerro de Oro más Temascal) como la suma de las descargas por Cerro de Oro y Temascal. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 14, 748 m^3/s ; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 6,547.23 m^3/s y considerando vasos interconectados de 6,937.69 m^3/s . De la hora 762 a la hora 1,037, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 609.00 m^3/s y la máxima es de 2,047 m^3/s , mayores considerando un vaso.

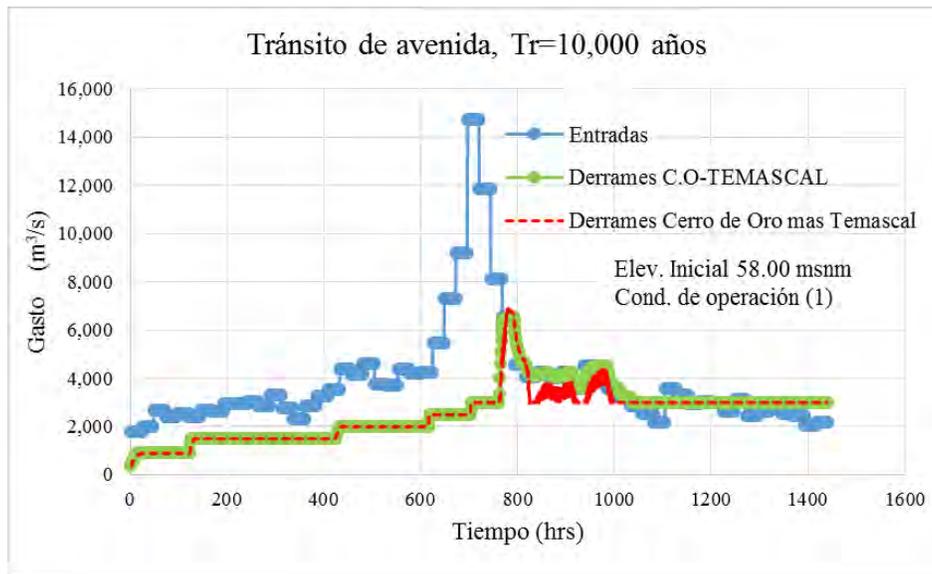


FIGURA 5.3. Tránsito de avenidas, $Tr = 10,000$ años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 1

En la figura 5.4 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 2. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 69.82 msnm; Temascal, 69.72 msnm y C.O.-TEMASCAL, 69.72 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.28 m, mayor en Cerro de Oro.

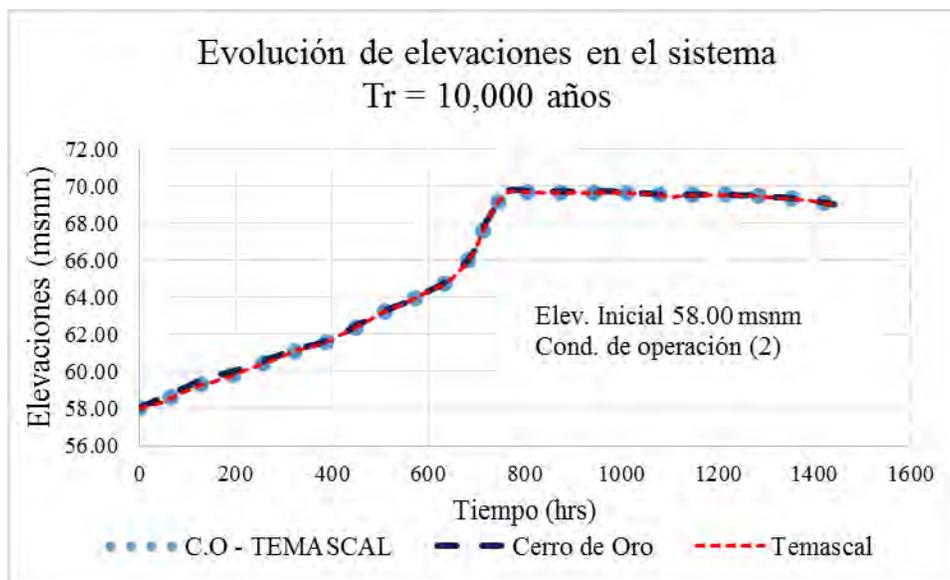


FIGURA 5.4. Evolución de elevaciones, $Tr = 10,000$ años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 2

En la figura 5.5 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 2. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 14, 748 m³/s; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 6,547.23 m³/s y considerando vasos interconectados de 6,593.65 m³/s. De la hora 762 a la hora 1,037, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 92.51 m³/s y la máxima es de 600.00 m³/s, al considerar un vaso.

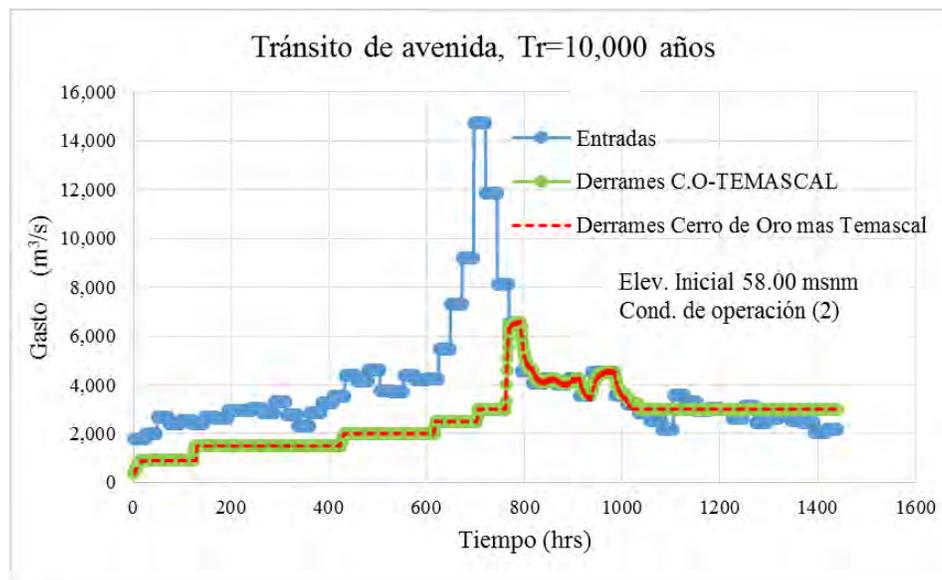


FIGURA 5.5. Tránsito de avenidas, Tr = 10,000 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 2

En la figura 5.6 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 69.72 msnm; Temascal, 69.73 msnm y C.O.-TEMASCAL, 69.72 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.06 m, mayor en Cerro de Oro.

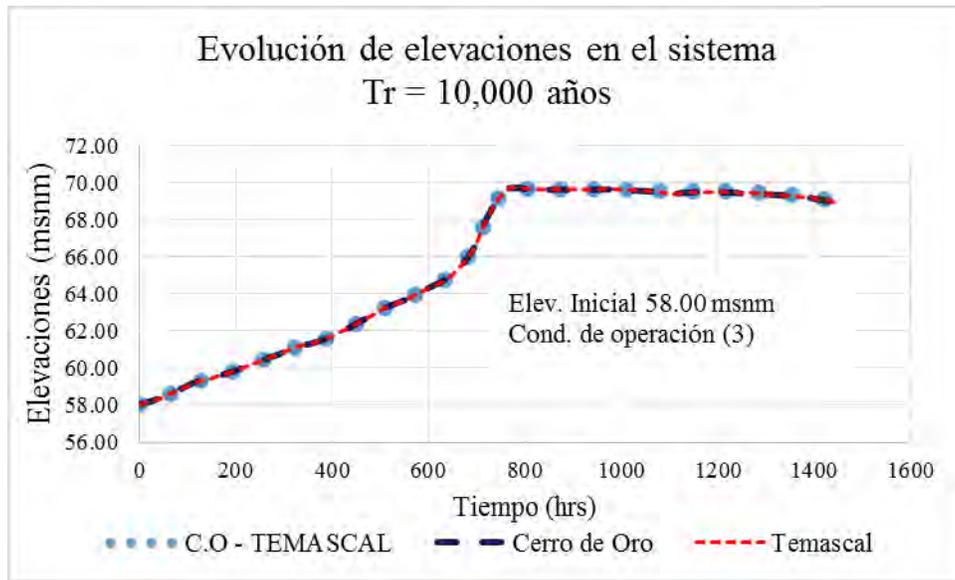


FIGURA 5.6. Evolución de elevaciones, $Tr = 10,000$ años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.7 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 3. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 14, 748 m^3/s ; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 6,547.23 m^3/s y considerando vasos interconectados de 6,595.47 m^3/s . De la hora 762 a la hora 1,037, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 357.69 m^3/s y la máxima es de 650.95 m^3/s , mayores al considerar un vaso.

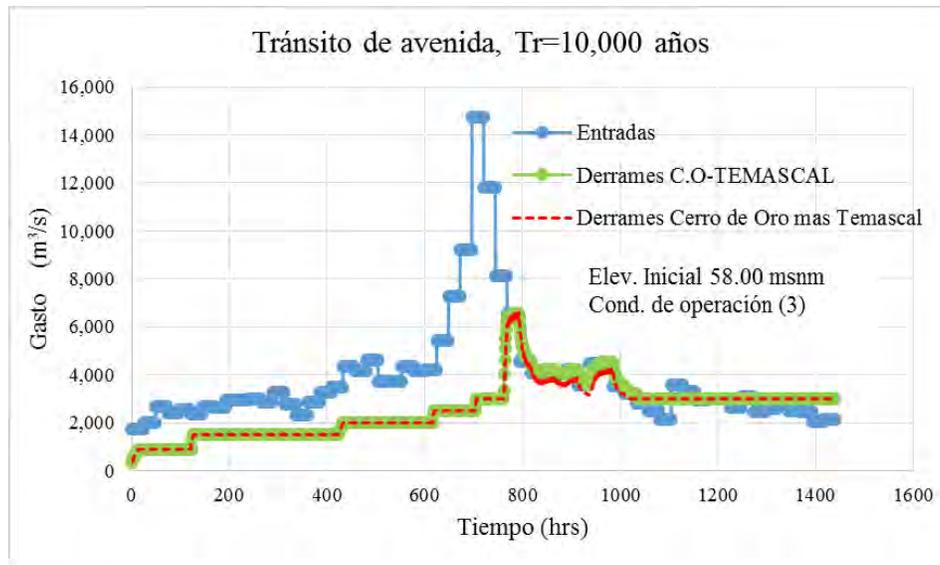


FIGURA 5.7. Tránsito de avenidas, $Tr = 10,000$ años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.8 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 52.00 msnm y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 69.63 msnm; Temascal, 69.66 msnm y C.O.-TEMASCAL, 69.65 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 1.70 m, para una elevación en Cerro de oro de 56.00 msnm y Temascal de 54.30 msnm. De la hora 6 a la hora 216 se presentan diferencias mayores a 1.00 metro, también se observa que cuando Temascal alcanza una elevación de 58.00 msnm (hora 276) en Cerro de Oro se tiene una elevación de 58.23 msnm, posteriormente se alcanzan, en pocas horas, diferencias de centímetros.

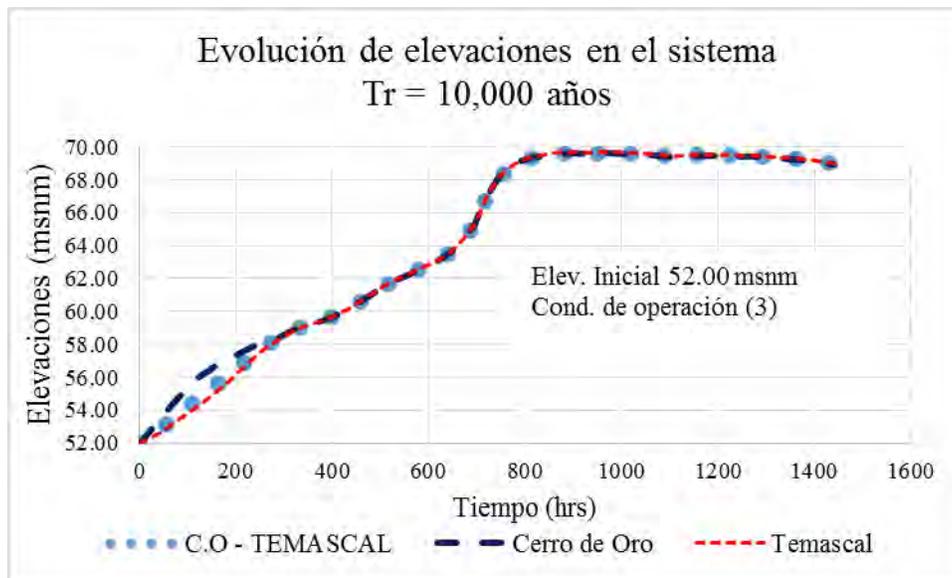


FIGURA 5.8. Evolución de elevaciones, $Tr = 10,000$ años, elevación inicial 52.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.9 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 52.00 msnm y condición de operación 3. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 14, 748 m^3/s ; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 4,527.35 m^3/s y considerando vasos interconectados de 4,220.91 m^3/s . De la hora 238 a la hora 281, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 254.47 m^3/s . De la hora 857 a la hora 1,037, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 427.29 m^3/s y la máxima es de 722.88 m^3/s , mayores al considerar un vaso.

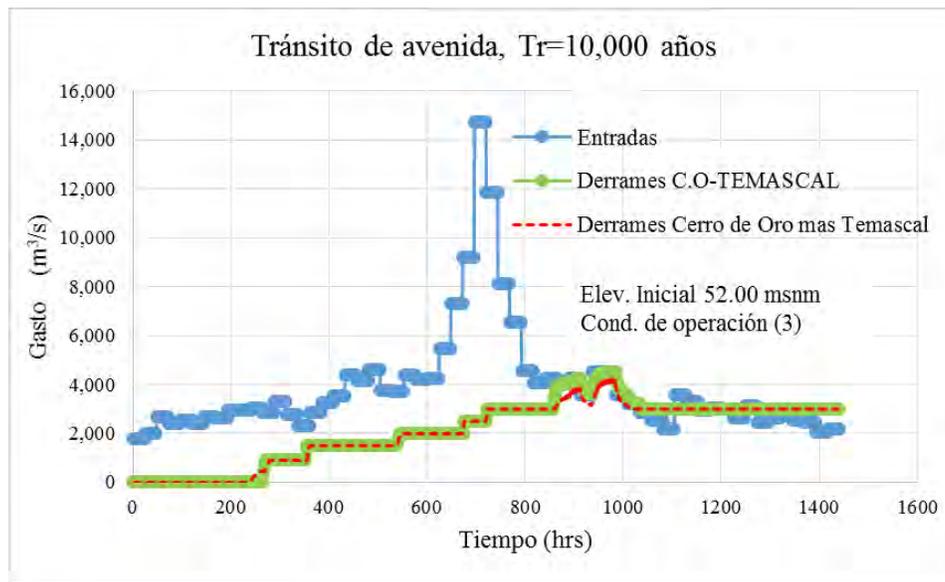


FIGURA 5.9. Tránsito de avenidas, Tr = 10,000 años, elevación inicia 52.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.10 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial, Cerro de Oro de 56.50 msnm y 54.00 msnm en Temascal, y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 69.64 msnm y Temascal, 69.66 msnm. A partir de las cotas 58.32 msnm en Cerro de Oro y 58.22 msnm en Temascal, las diferencias son menores a 0.10 m.

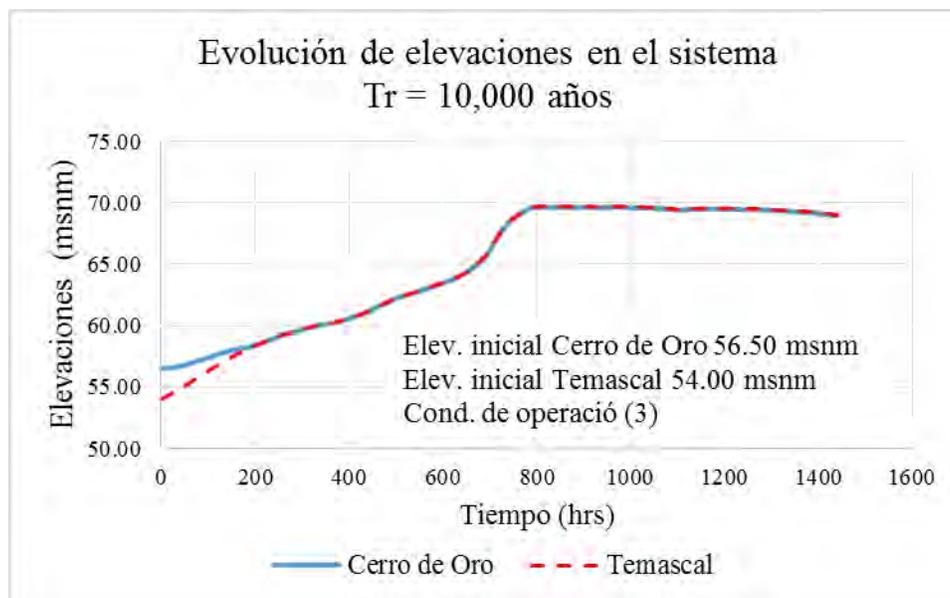


FIGURA 5.10. Evolución de elevaciones, Tr = 10,000 años, elevaciones iniciales, Cerro de Oro 56.50 msnm y Temascal 54.00 msnm, y condición de operación 3

- **Periodo de retorno 500 años**

En la figura 5.11 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 1. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 67.16 msnm; Temascal, 67.19 msnm y C.O.-TEMASCAL, 67.16 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.21 m, mayor en Temascal.

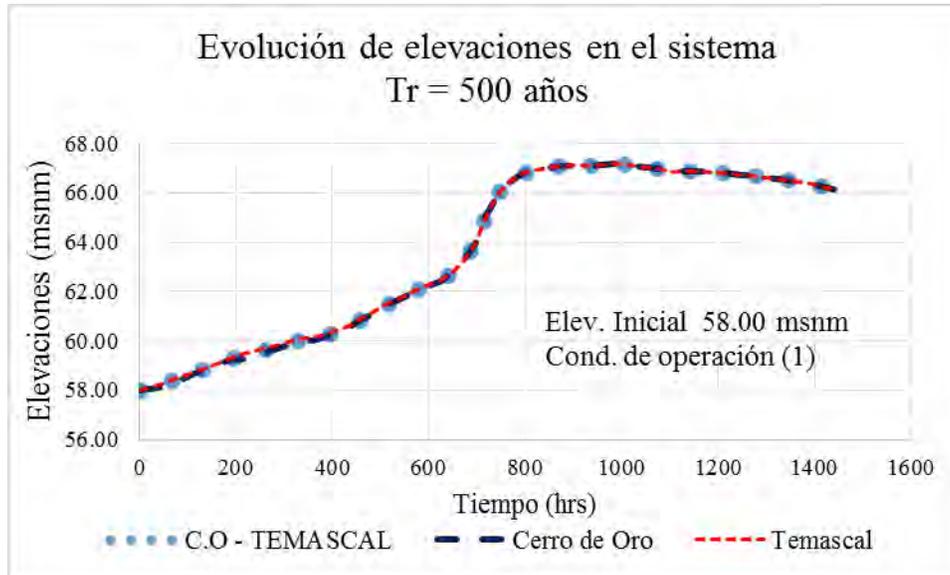


FIGURA 5.11. Evolución de elevaciones, Tr = 500 años, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 1

En la figura 5.12 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 1. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 10,962.00 m³/s; para el caso de las descargas máximas, considerando un solo vaso resultó de 3,000.00 m³/s y considerando vasos interconectados de 3,000.00 m³/s. De la hora 2 a la hora 31, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 82.30 m³/s, mayores al considerar un vaso. De la hora 185 a la hora 202, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 232.50 m³/s y la máxima de 600.00 m³/s, mayores al considerar un vaso. De la hora 851 a la hora 950, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 14.60 m³/s.

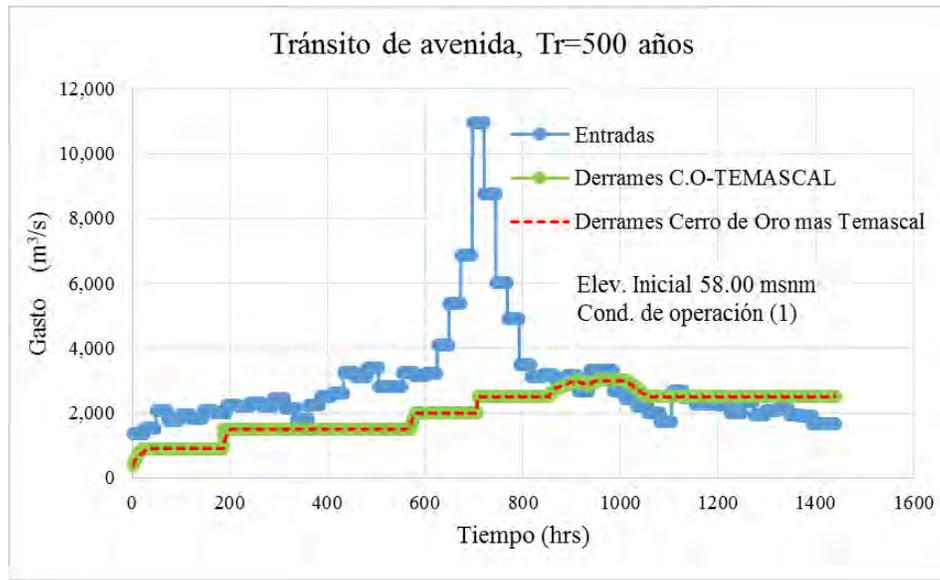


FIGURA 5.12. Tránsito de avenidas, Tr = 500 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 1

En la figura 5.13 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 2. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 67.21 msnm; Temascal, 67.16 msnm y C.O.-TEMASCAL, 67.16 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.23 m, mayor en Cerro de Oro.

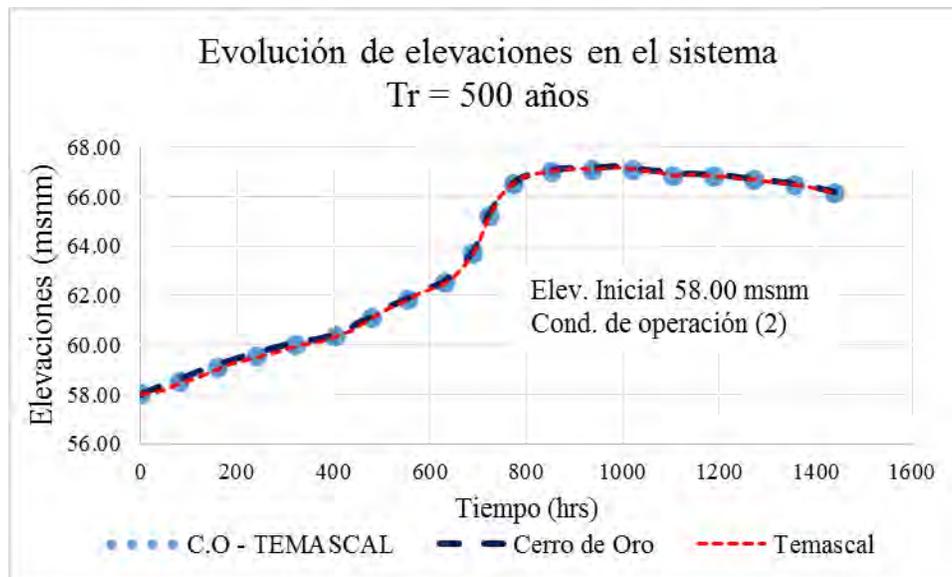


FIGURA 5.13. Evolución de elevaciones, Tr = 500 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 2

En la figura 5.14 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 2. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 10,962.00 m³/s; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 3,000.00 m³/s y considerando vasos interconectados de 3,000.00 m³/s. De la hora 2 a la hora 26, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 62.11 m³/s, mayores al considerar un vaso. De la hora 185 a la hora 190, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 356.88 m³/s y una máxima de 600.00 m³/s, mayores al considerar un vaso. De la hora 849 a la hora 953, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 13.69 m³/s, mayores al considerar un vaso.

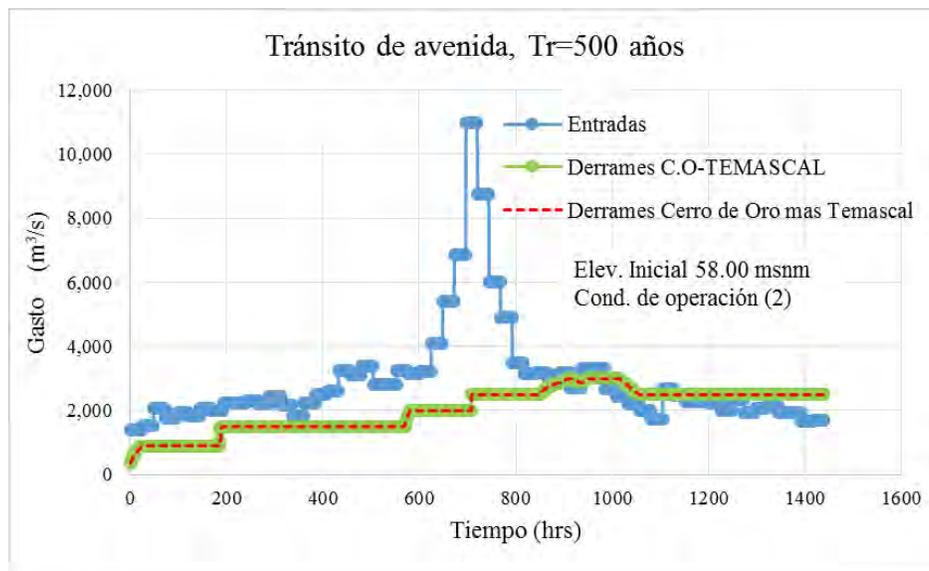


FIGURA 5.14. Tránsito de avenidas, Tr = 500 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 2

En la figura 5.15 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 67.16 msnm; Temascal, 67.17 msnm y C.O.-TEMASCAL, 67.16 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.08 m, mayor en Cerro de Oro.

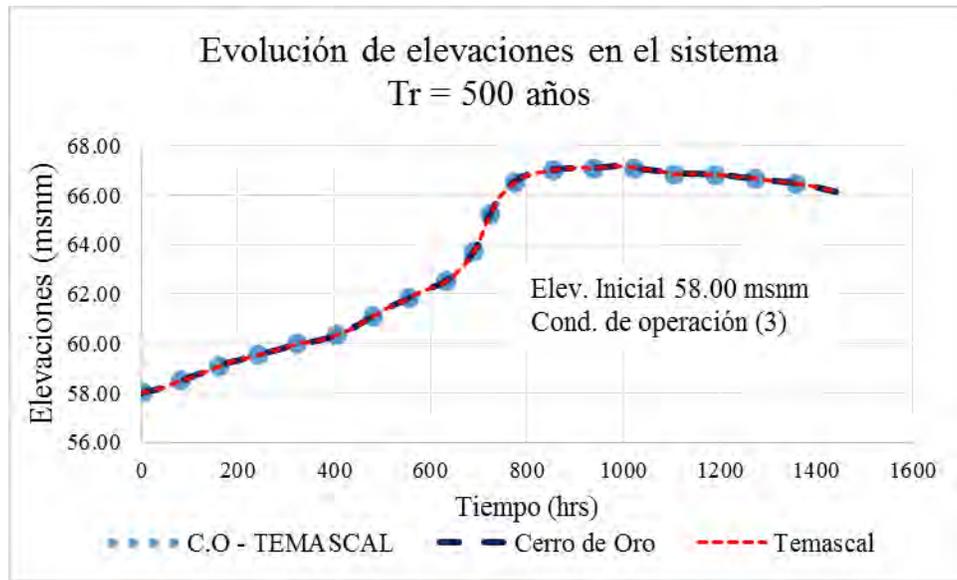


FIGURA 5.15. Evolución de elevaciones, $Tr = 500$ años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.16 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 3. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 10,962.00 m^3/s ; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 3,000.00 m^3/s y considerando vasos interconectados de 3,000.00 m^3/s . De la hora 851 a la hora 953, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 14.69 m^3/s . La máxima diferencia en las descargas fue de 250.00 m^3/s , mayor considerando vaso.

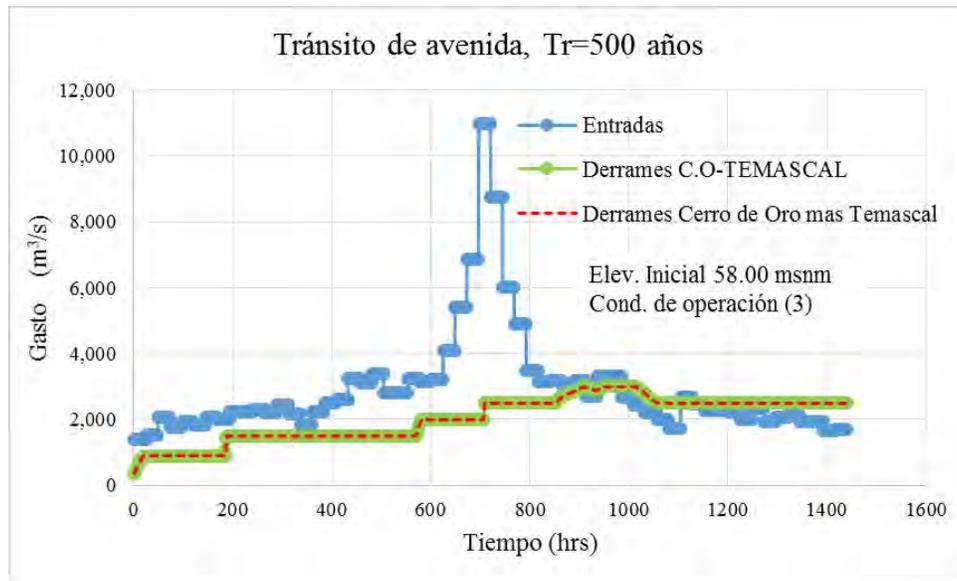


FIGURA 5.16. Tránsito de avenidas, $Tr = 500$ años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.17 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 52.00 msnm y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 66.57 msnm; Temascal, 66.58 msnm y C.O.-TEMASCAL, 66.60 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 1.60 m, para una elevación en Cerro de Oro de 56.00 msnm y Temascal de 54.40 msnm. De la hora 3 a la hora 344 se presentan diferencias mayores a 0.10 metro, también se observa que cuando Temascal alcanza una elevación de 58.01 msnm (hora 345) en Cerro de Oro se tiene una elevación de 58.10 msnm, posteriormente se alcanzan, en pocas horas, diferencias de centímetros.

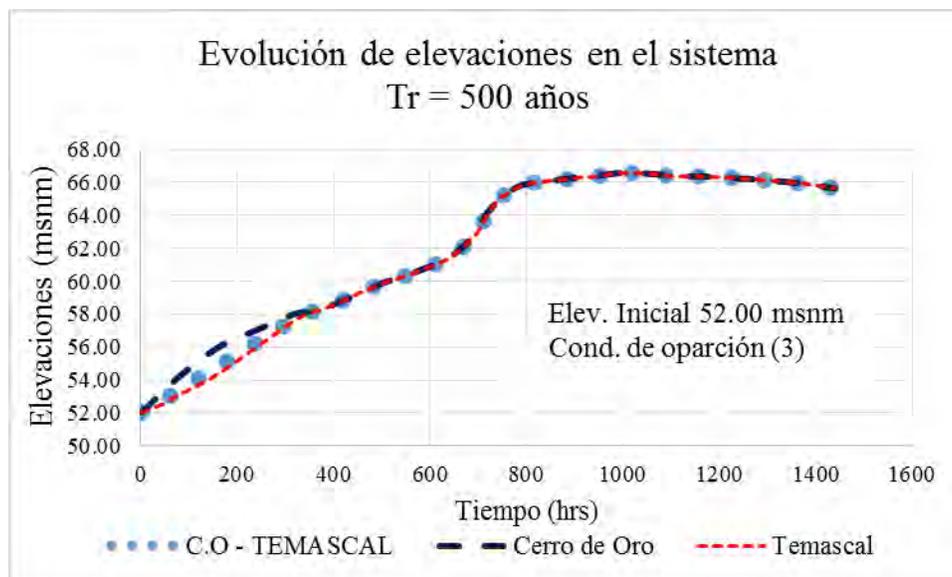


FIGURA 5.17. Evolución de elevaciones, Tr = 500 años, elevación inicial 52.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.18 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 52.00 msnm y condición de operación 3. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 10, 962 m³/s; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 2,500.00 m³/s y considerando vasos interconectados de 2,500.00 m³/s. De la hora 310 a la hora 358, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 172.64 m³/s y la máxima es de 496.50 m³/s, mayores al considerar un vaso. De la hora 664 a la hora 670, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 51.53 m³/s, mayores al considerar un vaso.

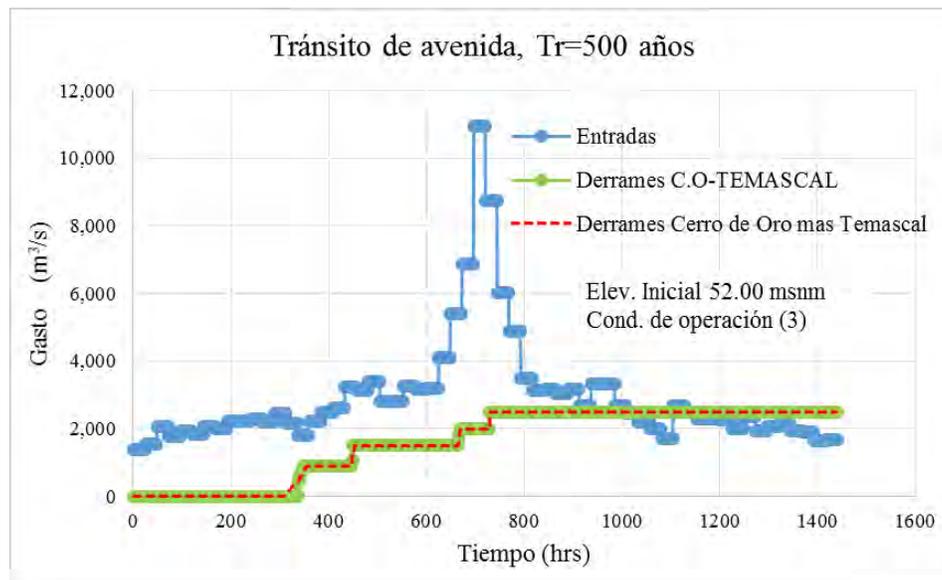


FIGURA 5.18. Tránsito de avenidas, $Tr = 500$ años, elevación inicia 52.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.19 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial, Cerro de Oro de 56.50 msnm y 54.00 msnm en Temascal, y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 67.01 msnm y Temascal, 67.02 msnm. A partir de las cotas 58.09 msnm en Cerro de Oro y 58.00 msnm en Temascal, las diferencias son menores a 0.10 m.

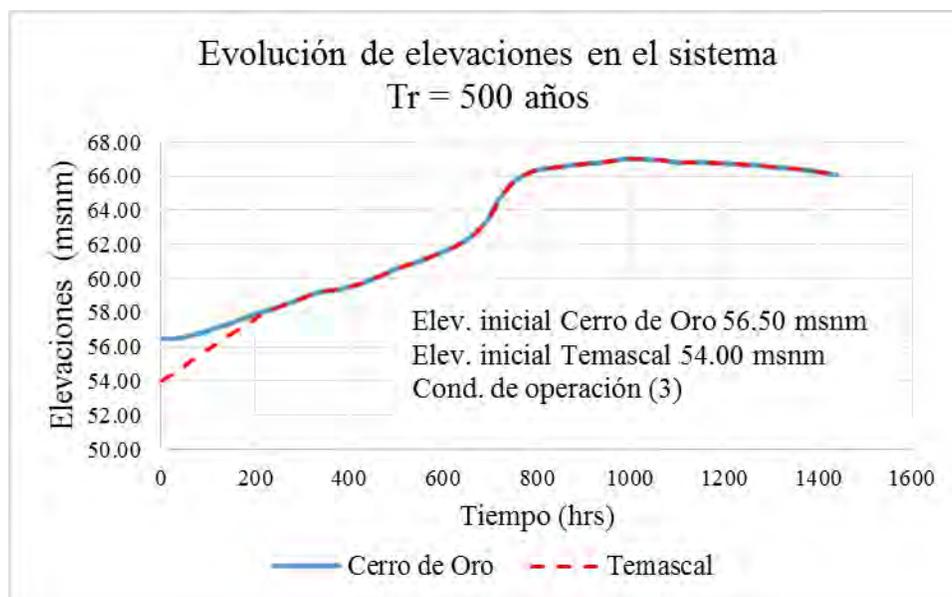


FIGURA 5.19. Evolución de elevaciones, $Tr = 500$ años, elevaciones iniciales, cerro de Oro 56.50 msnm y Temascal 54.00 msnm, y condición de operación 3

- **Periodo de retorno 10 años**

En la figura 5.20 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 1. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 62.06 msnm; Temascal, 62.14 msnm y C.O.-TEMASCAL, 62.06 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.26 m, mayor en Temascal.

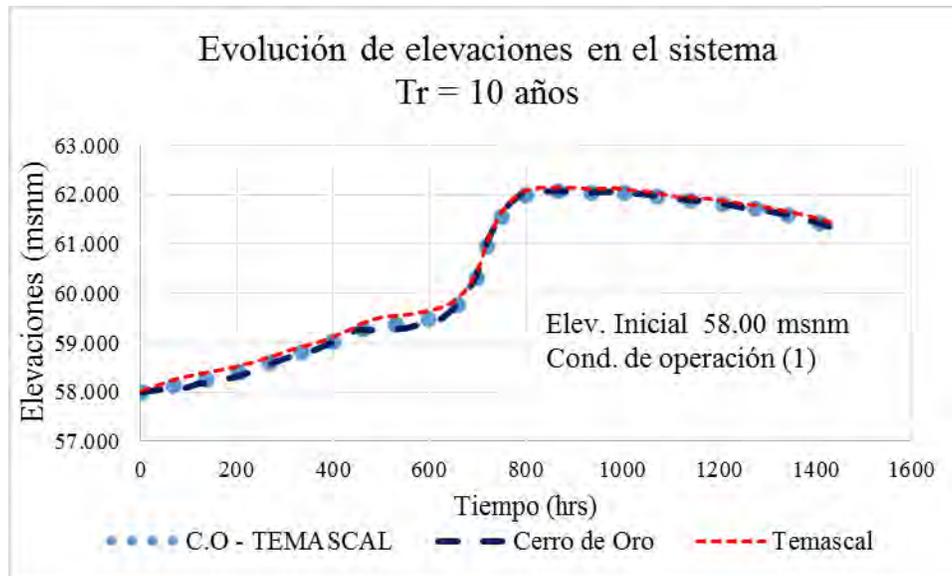


FIGURA 5.20. Evolución de elevaciones, $Tr = 10$ años, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 1

En la figura 5.21 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 1. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 5,954 m^3/s ; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 1,783.74 m^3/s y considerando vasos interconectados de 1,788.51 m^3/s . De la hora 2 a la hora 96, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 96.05 m^3/s , mayores al considerar un vaso. De la hora 445 a la hora 486, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 159.94 m^3/s y la máxima de 293.37 m^3/s , mayor al considerar un vaso. De la hora 790 a la hora 1,041, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 25.75 m^3/s .

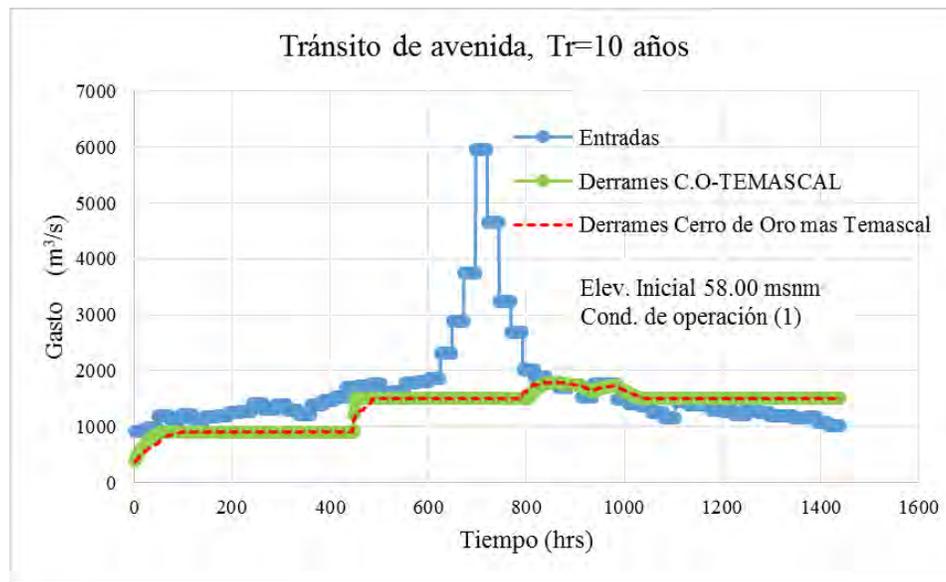


FIGURA 5.21. Tránsito de avenidas, Tr = 10 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 1

En la figura 5.22 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 2. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 62.10 msnm; Temascal, 62.06 msnm y C.O.-TEMASCAL, 62.06 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.37 m, mayor en Cerro de Oro.

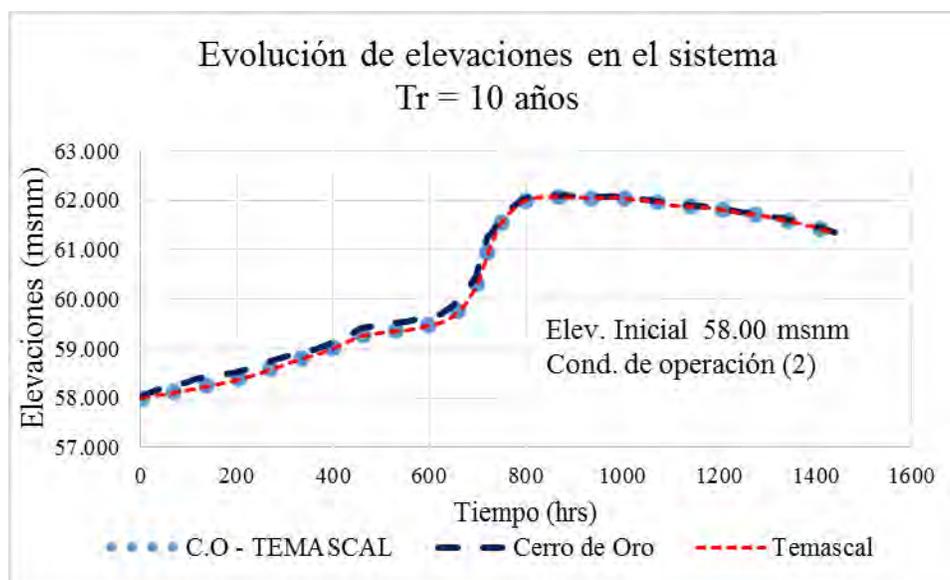


FIGURA 5.22. Evolución de elevaciones, Tr = 10 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 2

En la figura 5.23 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 2. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 5,954.00 m^3/s ; para el caso de las descargas máximas, considerando un solo vaso resultó de 1,783.74 m^3/s y considerando vasos interconectados de 1,801.07 m^3/s . De la hora 2 a la hora 56, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 50.10 m^3/s , mayores al considerar un vaso. De la hora 448 a la hora 455, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 205.13 m^3/s y la máxima de 482.23 m^3/s . De la hora 801 a la hora 1,033, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 12.64 m^3/s .

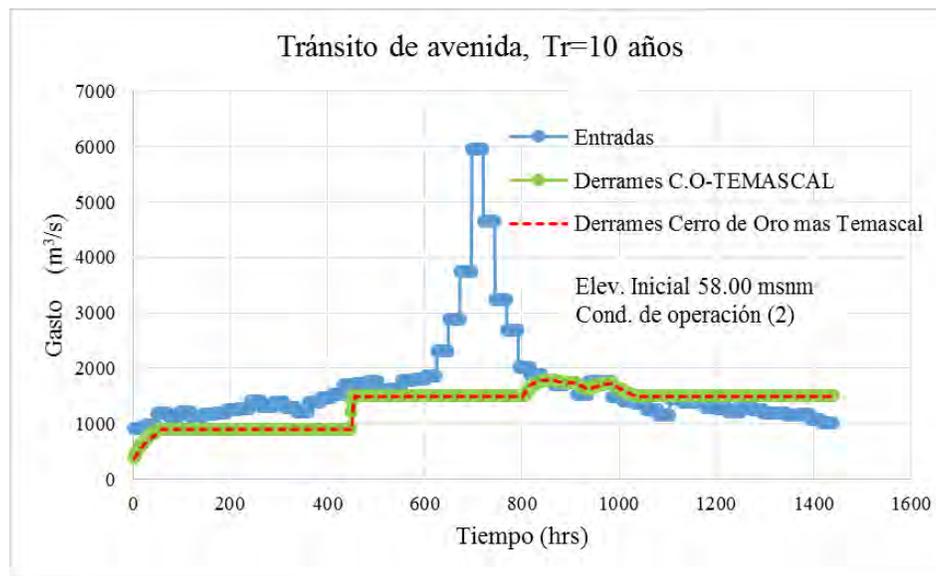


FIGURA 5.23. Tránsito de avenidas, Tr = 10 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 2

En la figura 5.24 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 58.00 msnm y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 62.05 msnm; Temascal, 62.06 msnm y C.O.-TEMASCAL, 62.06 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 0.12 m, mayor en Cerro de Oro.

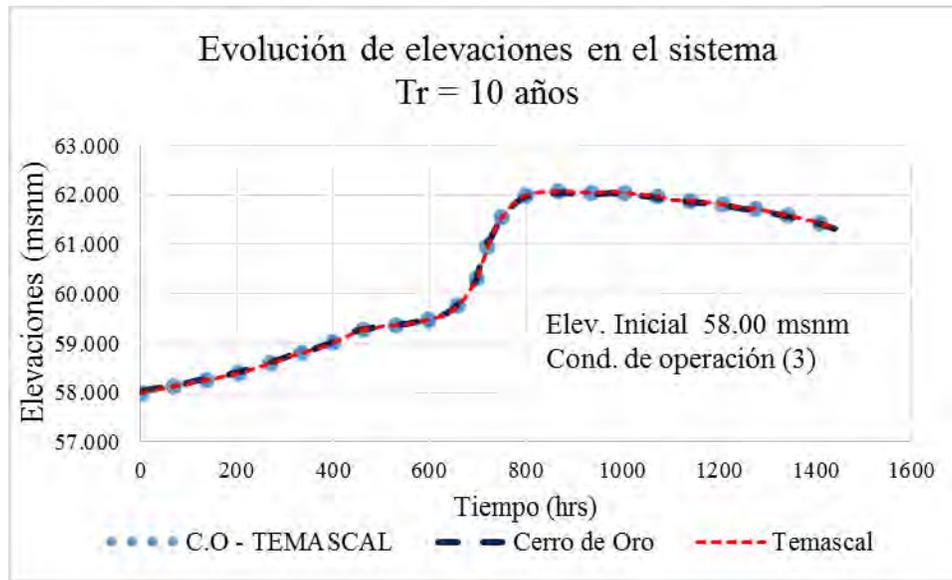


FIGURA 5.24. Evolución de elevaciones, Tr = 10 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.25 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 58.00 msnm y condición de operación 3. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 5,954.00 m³/s; para el caso de las descargas máximas, considerando un vaso resultó de 1,783.74 m³/s y considerando vasos interconectados de 1,781.28 m³/s. De la hora 2 a la hora 51, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 1.11 m³/s. De la hora 448 a la hora 451, se presentan diferencias en las descargas que en promedio son de 19.60 m³/s y la máxima de 38.33 m³/s. De la hora 806 a la hora 1,036, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 1.86 m³/s.

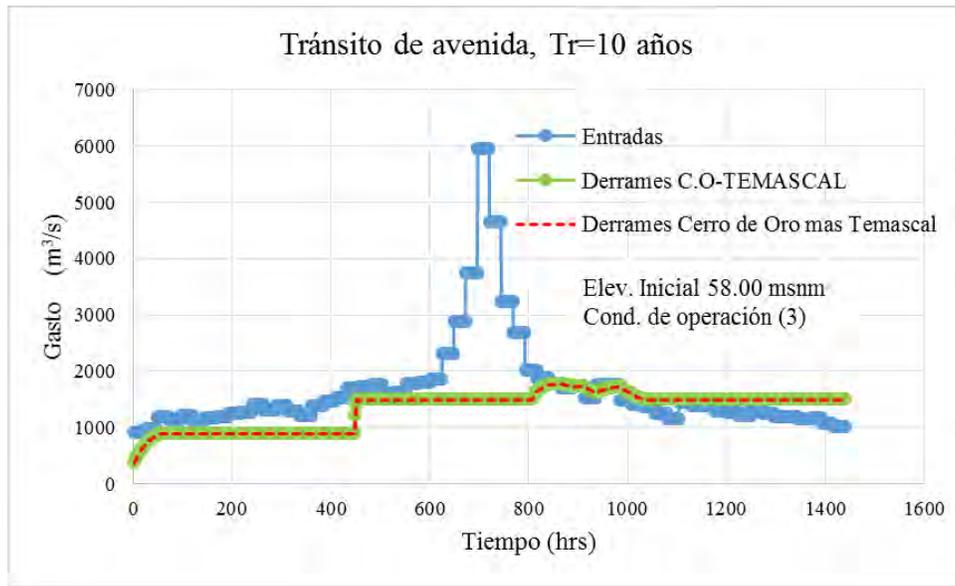


FIGURA 5.25. Tránsito de avenidas, Tr = 10 años, elevación inicia 58.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.26 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas, para una elevación inicial de 52.00 msnm y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 61.70 msnm; Temascal, 61.70 msnm y C.O.-TEMASCAL, 61.71 msnm. En el caso de vasos interconectados la mayor diferencia de elevaciones entre embalses fue de 1.34 m, para una elevación en Cerro de Oro de 55.00 msnm y Temascal de 53.66 msnm. De la hora 10 a la hora 507 se presentan diferencias mayores a 0.10 m, también se observa que cuando Temascal alcanza una elevación de 57.92 msnm (hora 508) en Cerro de Oro se tiene una elevación de 58.01 msnm, posteriormente se alcanzan, en pocas horas, diferenciad de centímetros.

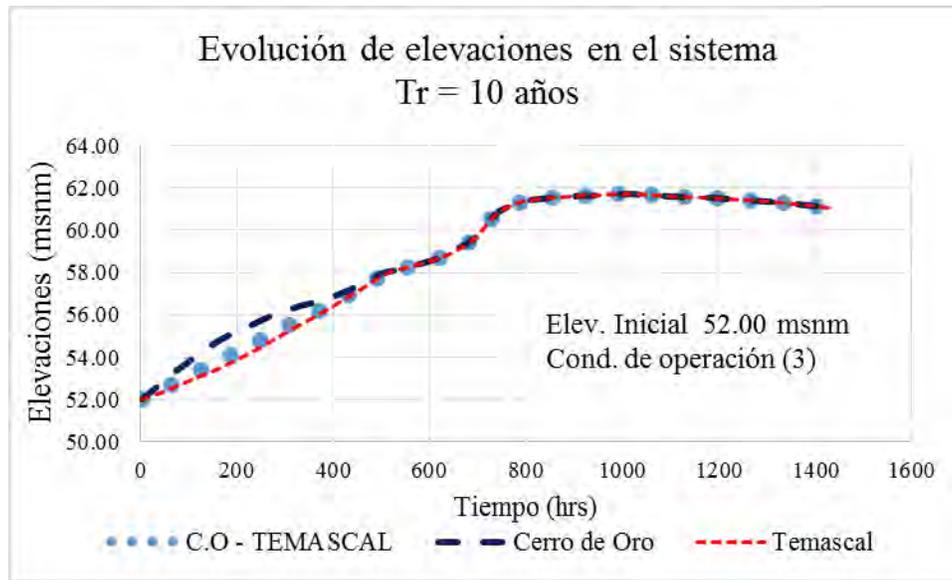


FIGURA 5.26. Evolución de elevaciones, Tr = 10 años, elevación inicia 52.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.27 se muestran los tránsitos de las avenidas, elevación inicial 52.00 msnm y condición de operación 3. El gasto máximo de entrada al sistemas de embalses es de 5,954.00 m³/s; para el caso de las descargas máximas, considerando un solo vaso resultó de 1500.00 m³/s y considerando vasos interconectados de 1,500.00 m³/s. De la hora 496 a la hora 528, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 95.60 m³/s, y la máxima de 320.73 m³/s. De la hora 667 a la hora 671, se presentan diferencias (alternadas) en las descargas que en promedio son de 198.28 m³/s.

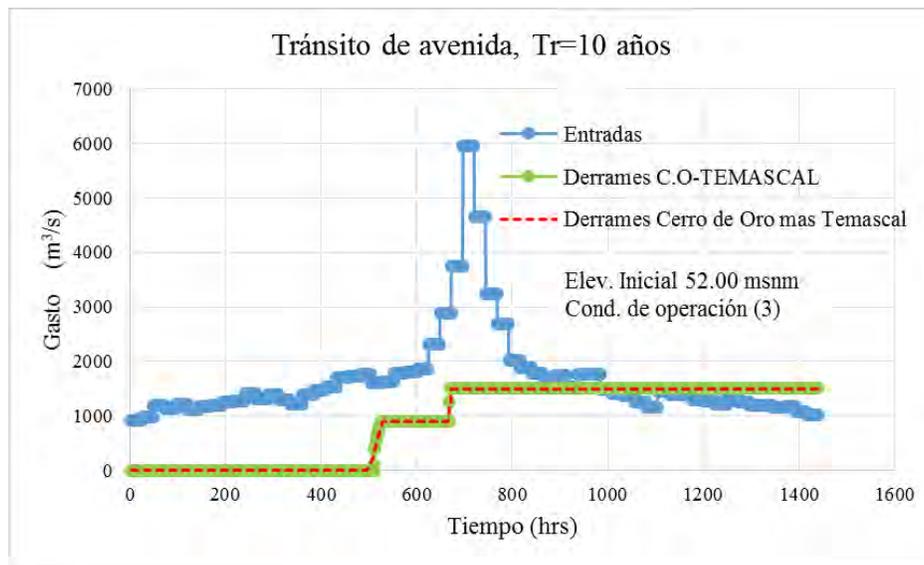


FIGURA 5.27. Tránsito de avenidas, $Tr = 10$ años, elevación inicia 52.00 msnm y condición de operación 3

En la figura 5.28 se muestra la evolución de las elevaciones, durante el tránsito de las avenidas; para una elevación inicial, Cerro de Oro de 56.50 msnm y 54.00 msnm en Temascal, y condición de operación 3. Las mayores elevaciones registradas fueron: Cerro de Oro, 62.04 msnm y Temascal, 62.05 msnm. A partir de las cotas 57.82 msnm en Cerro de Oro y 57.72 msnm en Temascal, las diferencias son menores a 0.10 m.

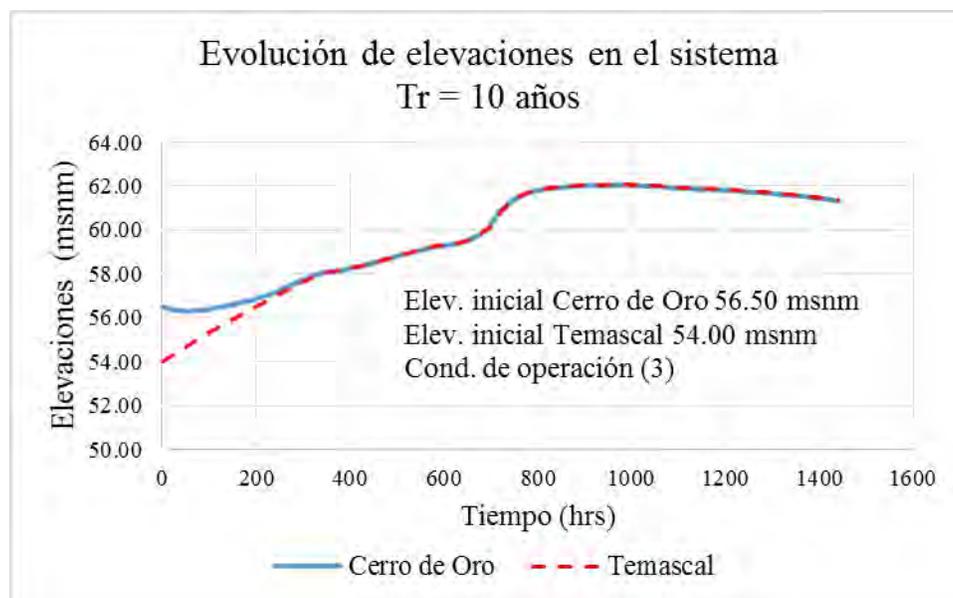


FIGURA 5.28. Evolución de elevaciones, $Tr = 10$ años, elevaciones iniciales, Cerro de Oro 56.50 msnm y Temascal 54.00 msnm, y condición de operación 3

5.1.1. Análisis de resultados

De analizar los resultados de las simulaciones, tránsitos de las avenidas, se observa que el comportamiento en el sistema de embalses está en función de las avenidas (forma, volumen y pico), la capacidad de regulación (de cada vaso), transferencia de gastos (entre vasos) y política de operación (descargas por una presa o por ambas).

En la tabla 5.2 se presenta el resumen de los tránsitos de las avenidas de diseño, empleadas para el análisis del comportamiento del sistema de embalses, en ella se puede observar: periodo de retorno, condición de operación, gastos máximos descargados (considerando un vaso y dos vasos), errores entre los gastos máximos descargados y la máxima diferencia de gastos derramados al considerar un vaso o vasos interconectados (en un mismo instante de tiempo). En la tabla no se muestran las descargas para elevaciones iniciales diferentes, 56.50 msnm (Cerro de Oro) y 54.00 msnm (Temascal), pues no se pueden comparar con las descargas considerando un vaso.

Para el periodo de retorno de 10,000 años y condición de operación 1, se presentó el mayor error y la mayor diferencia en las descargas, esto es debido a que para los niveles alcanzados, pequeñas variaciones (en las elevaciones) producen grandes descargas, y la mayor diferencia se presenta cuando hay un cambio brusco en el hidrograma de entrada (avenida secundaria). En general se observa que los errores son muy pequeños y las diferencias máximas son pequeñas en comparación con el pico de los hidrogramas de salida, por lo cual, no se tiene mayor importancia.

TABLA 5.2. Gastos máximos descargados al considerar un vaso y dos vasos

Tr [años]	Cond. de operación	Elevación inicial [msnm]	Q _{máx} [m ³ /s] Un vaso	Q _{máx} [m ³ /s] Dos vasos	Error [%]	Máxima diferencia [m ³ /s]
10,000	1	58	6,547.23	6,937.69	5.96	2,047.00
	2	58	6,547.23	6,593.65	0.71	600.00
	3	58	6,547.23	6,595.47	0.74	650.95
	3	52	4,527.35	4,220.91	6.77	722.88
500	1	58	3,000.00	3,000.00	0.00	600.00
	2	58	3,000.00	3,000.00	0.00	600.00
	3	58	3,000.00	3,000.00	0.00	250.00
	3	52	2,500.00	2,500.00	0.00	496.50
10	1	58	1,783.74	1,788.51	0.27	293.37
	2	58	1,783.74	1,801.07	0.97	482.23
	3	58	1,783.74	1,781.28	0.14	38.33
	3	52	1,500.00	1,500.00	0.00	320.73

En la tabla 5.3 se presentan: elevaciones iniciales, elevaciones máximas y máximas diferencias de elevaciones (entre vasos interconectados). Para el caso de los tránsitos considerando un vaso, la elevación máxima alcanzada se muestra como “C.O.-TEMAS”; para el caso de elevaciones iniciales diferentes no se presenta la máxima elevación, pues no se puede modelar dicha condición.

Se observa que para la condición de operación 1: las máximas elevaciones en Cerro de Oro y C.O.-TEMAS son prácticamente las mismas, y las máximas diferencias entre embalses son intermedias respecto a las otras condiciones de operación (considerando elevación inicial de 58.00 msnm). Para la condición de operación 2: las máximas elevaciones en Temascal y C.O.-TEMAS son prácticamente las mismas, y las máximas diferencias entre embalses son mayores respecto a las otras condiciones de operación (considerando elevación inicial de 58.00 msnm). Para la condición de operación 3: las máximas elevaciones en Cerro de Oro, Temascal y C.O.-TEMAS son muy cercanas, y las máximas diferencias entre embalses son las menores (considerando elevación inicial de 58.00 msnm). Para condiciones iniciales menores a 58.00 msnm se presentan las mayores diferencias entre embalses, llegando a diferencias de hasta 1.70 m, en el caso de elevación inicial de 52.00 msnm. En el caso de elevaciones diferentes la mayor diferencia resulta ser la inicial 2.50 m, hasta alcanzar diferencias de centímetros.

TABLA 5.3. Elevaciones máximas al considerar un vaso y dos vasos.

Tr [años]	Cond. de operación	Elev. inicial C.O. [msnm]	Elev. inicial TEMAS. [msnm]	Elev. máx. C.O. [msnm]	Elev. máx. TEMAS. [msnm]	Elev. máx. C.O.-TEMAS. [msnm]	Máx. dif. de Elev. [m]
10,000	1	58.00	58.00	69.73	69.81	69.72	0.14
	2	58.00	58.00	69.82	69.72	69.72	0.28
	3	58.00	58.00	69.72	69.73	69.72	0.06
	3	52.00	52.00	69.63	69.66	69.65	1.70
	3	56.50	54.00	69.64	69.66	-	2.50
500	1	58.00	58.00	67.16	67.19	67.16	0.21
	2	58.00	58.00	67.21	67.16	67.16	0.23
	3	58.00	58.00	67.16	67.17	67.16	0.08
	3	52.00	52.00	66.57	66.58	66.60	1.60
	3	56.50	54.00	67.01	67.02	-	2.50
10	1	58.00	58.00	62.06	62.14	62.06	0.26
	2	58.00	58.00	62.10	62.06	62.06	0.37
	3	58.00	58.00	62.05	62.06	62.06	0.12
	3	52.00	52.00	61.70	61.70	61.71	1.34
	3	56.50	54.00	62.04	62.05	-	2.50

De los resultados mostrados en las tablas 5.2 y 5.3 se observa que para elevaciones menores a 58.00 msnm, el periodo de retorno (hidrogramas de entrada), la capacidad de regulación de los embalses y la política de operación, son determinantes en el comportamiento de los embalses. Por ejemplo, si se descarga solo por Temascal, la capacidad de regulación de Cerro de Oro es menor y se genera una diferencia mayor entre embalses (gradiente hidráulico) para poder desalojar dichos ingresos. Se puede concluir que para elevaciones mayores a 58.00 msnm el comportamiento de embalses es prácticamente el mismo, aunque se presentan diferencias de hasta 0.37 m (descargando solo por Temascal), pero si se descarga por ambas presas el comportamiento entre vasos es prácticamente el mismo. Es importante resaltar que para la mayor diferencia entre embalses para condición inicial de 58.00 msnm; periodo de retorno de 10 años y condición de operación 2, los niveles alcanzados están varios metros por debajo de los niveles máximos permisibles.

5.2. Política escalonada

De acuerdo con De Luna (2010), la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) en 1989 recomienda, para el control de avenidas con periodo de retorno de 1,000 y 10,000 años, realizar las descargas por ambas obras de excedencias; además no se recomienda operar el vertedor de cresta libre de Temascal. Se considera que el NAME de Temascal es la cota 70.00 msnm, cuando se maneja la 66.50 msnm por Comisión Federal de Electricidad. De análisis realizados con los registros históricos del funcionamiento de vasos, se observa que en los meses de septiembre y octubre, la elevación 58.00 msnm se registra frecuentemente permitiendo considerar ésta como elevación inicial para los tránsitos de las avenidas. Estableciendo como elevación inicial la cota 58.00 msnm se recomienda que el gasto turbinado sea de 900.00 m³/s. El NAMO se considera como la elevación 59.25 msnm que corresponde al vertedor de emergencia de la CH Temascal, ya que a partir de esta cota se descarga un caudal mayor al que puede ser aprovechado por la obra de toma.

Retomando los análisis realizados por De Luna (2010) y los resultados obtenidos del comportamiento de sistema de embalses, se propone que las descargas sean por ambas obras de excedencias y considerar el NAME de 70.00 msnm (NAME en Temascal). En la figura 5.29 y tabla 5.4, se muestran las políticas de operación para Cerro de Oro y Temascal. A partir de la cota 58.00 msnm se descarga el máximo caudal de turbinación 900.00 m³/s.

TABLA 5.4. Políticas de Operación, Cerro de Oro y Temascal

Elevaciones (msnm)	Cerro de Oro descarga (m ³ /s)	Temascal descarga (m ³ /s)
57.99	0	0
58.00	0	900
58.10	0	900
59.20	0	900
59.25	0	900
59.26	300	1,300
62.00	300	1,300
62.10	550	1,550
64.50	550	1,550
64.51	800	1,800
67.00	800	1,800
67.10	1,050	2,050
69.60	1,050	2,050
69.70	3,000	3,000
69.80	4,500	4,500
69.90	5,000	7,000
70.00	5,200	11,000

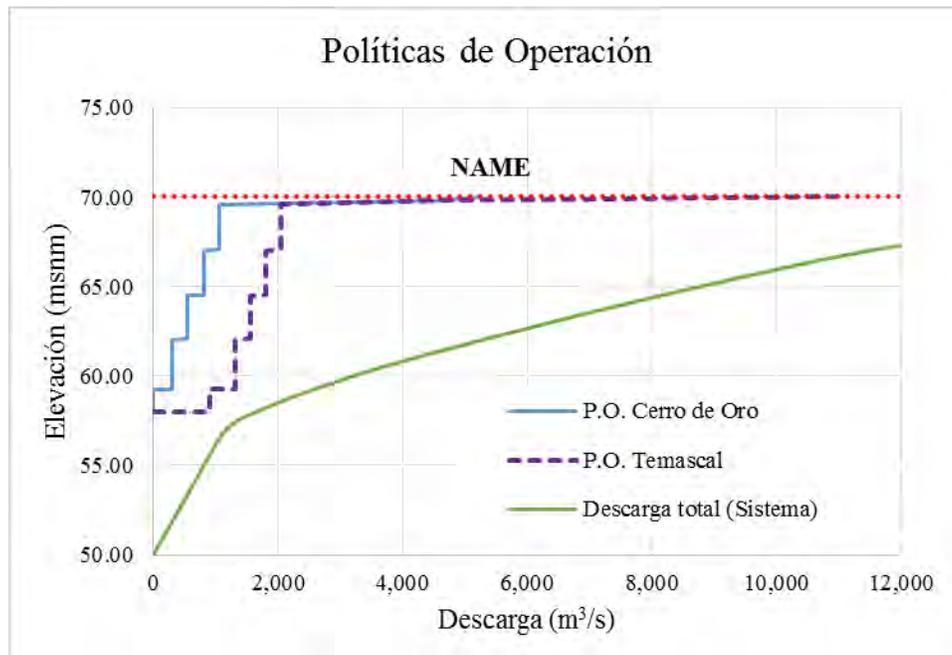


FIGURA 5.29. Políticas de operación, Cerro de Oro y Temascal

5.2.1 Resultados de la política escalonada

De la figura 5.30 a la figura 5.38 se presentan los tránsitos de las avenidas, periodos de retorno de 10,000, 500 y 5 años, en el sistema de embalses Temascal-Cerro de Oro. En las tablas 5.5 a 5.7 se muestran los gastos máximos de entrada y derramados; así como los porcentajes de reducción de los gastos máximos de entrada asociados a diferentes periodos de retorno. En la tabla 5.8 se presentan las elevaciones máximas en los vasos de Cerro de Oro y Temascal.

De la información presentada por De Luna (2010) se maneja como caudal de alerta, en la EH Papaloapan, un gasto de 1,800 m³/s provenientes de los escurrimientos simultáneos de las descargas de las obras de excedencias con los escurrimientos libres del río Valle Nacional. Un segundo valor que representa daños asumibles en la cuenca baja del río Papaloapan es de 2,400 m³/s, de manera combinada. De los tránsitos de las avenidas, se presentarían daños no asumibles (considerables) para periodos de retorno mayores a 50 años, por lo cual, para avenidas frecuentes, las políticas de operación arrojan buenos resultados. En el caso de los periodos de retorno de 100 y 500 años las descargas son cercanas al gasto asumible de daños (2,400 m³/s); pero se debe tener cuidado con las descargas libres de río Valle Nacional, de acuerdo con De Luna (2010), con una adecuada instrumentación y operación del sistema de embalses es posible evitar la incidencia de los picos descargados. Los estudios de tiempos de

traslado, entre las estaciones Papaloapan, Cantón y Jacatepec, demuestran que es posible evitar la incidencia.

En el caso de la reducción de los picos de entrada, Cerro de Oro presenta las mayores reducciones y Temascal las menores, esto es debido a las políticas de operación y la transferencia de gastos hacia Temascal. También se observa que para las avenidas con periodo de retorno de 2 y 5 años la regulación de las avenidas es menor que en los demás casos, pues los picos de estas avenidas no representan riesgos importantes. Para avenidas de diseño de 10 a 5,000 años de periodo de retorno se tienen porcentajes similares en la reducción de los picos de entrada, pues se intenta beneficiar la reducción de la relación riesgo-magnitud de daños. Para el caso del periodo de retorno de 10,000 años, generalmente empleado en la revisión de estas estructuras, la reducción resulta ser de 43.31 % para sistema de embalses, aunque es la menor reducción su riesgo asociado es mínimo. En general las políticas de operación, propuestas, buscan reducir los picos de avenidas con periodos de retorno de 10 a 1,000 años, pues éstas representan un mayor riesgo de daños.

De la tabla 5.8 se observa que para las avenidas de diseño las elevaciones máximas alcanzadas no representan riesgo de falla, pues las avenidas con periodo de retorno de 10,000 años alcanzan elevaciones de: Cerro de Oro, 69.72 msnm y Temascal, 69.71 msnm; lo cual, deja 0.29 m de rango para un posible ajuste.

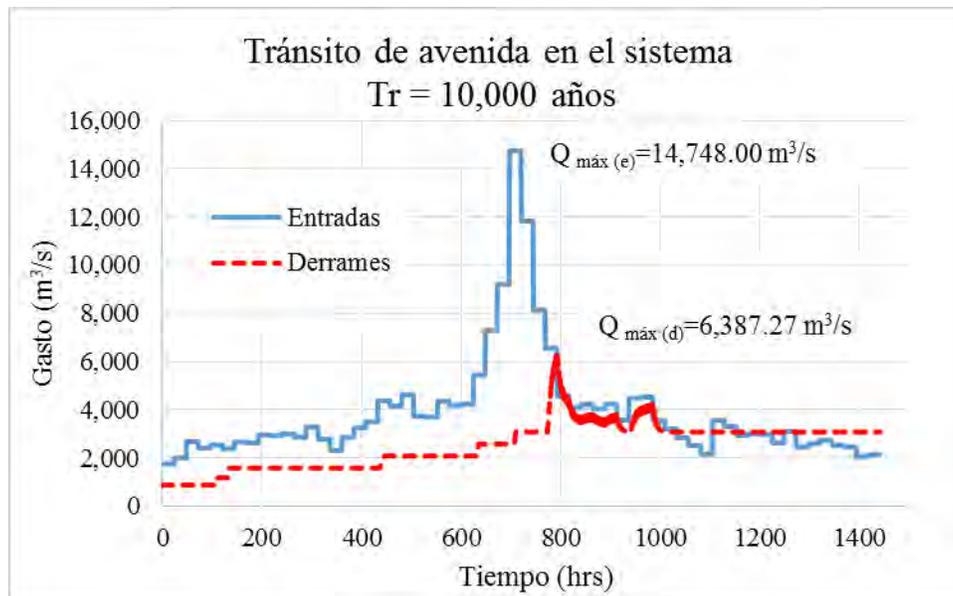


FIGURA 5.30. Tránsito de avenidas en el sistema de embalses, $Tr = 10,000$ años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

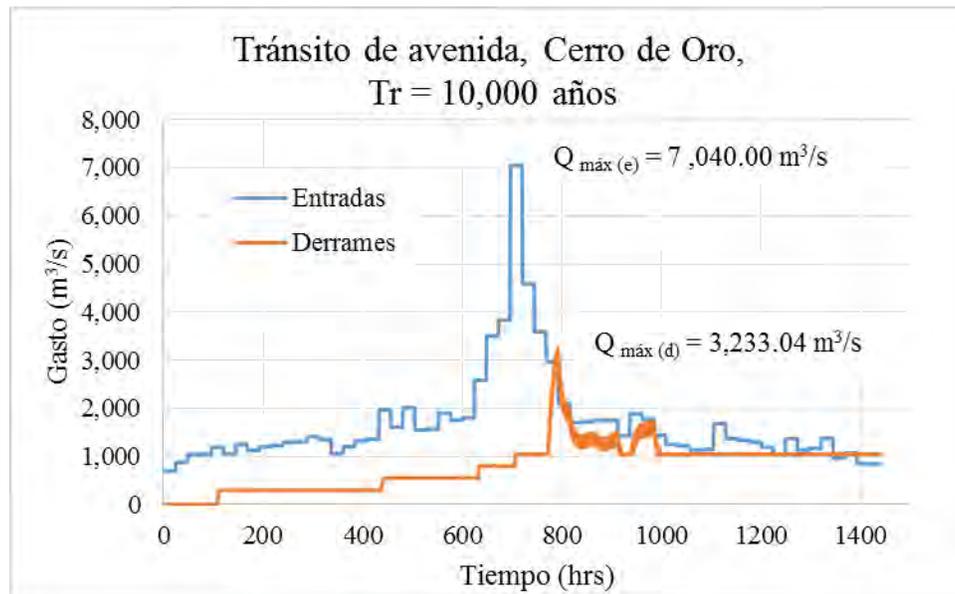


FIGURA 5.31. Tránsito de avenidas en Cerro de Oro, Tr = 10,000 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

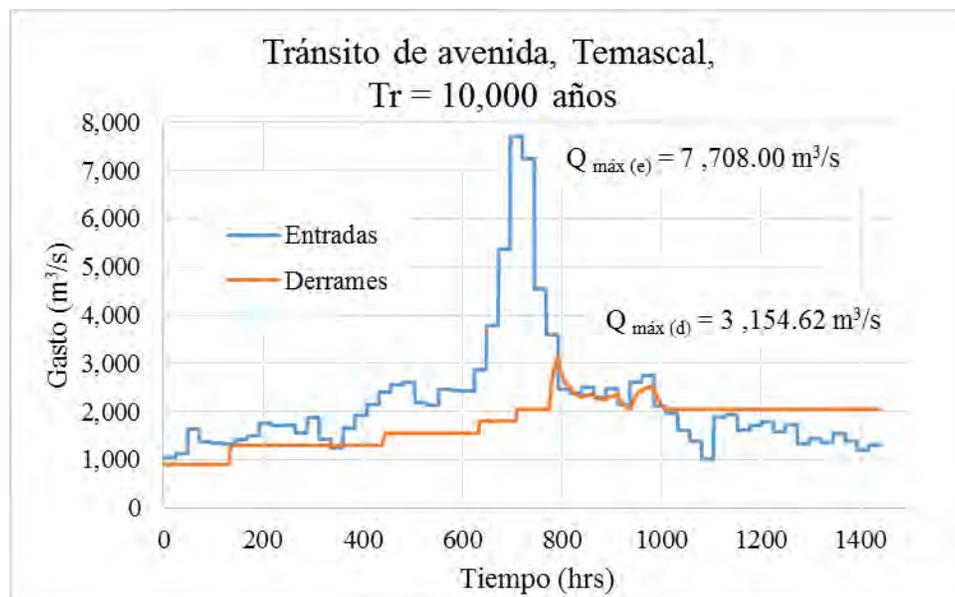


FIGURA 5.32. Tránsito de avenidas en Temascal, Tr = 10,000 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

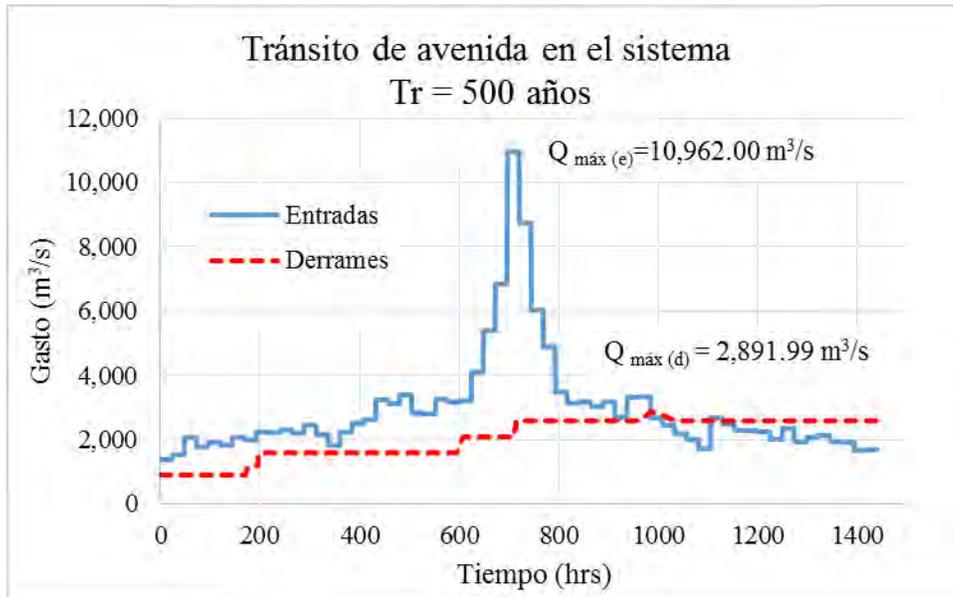


FIGURA 5.33. Tránsito de avenidas en sistemas de embalses, Tr = 500 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

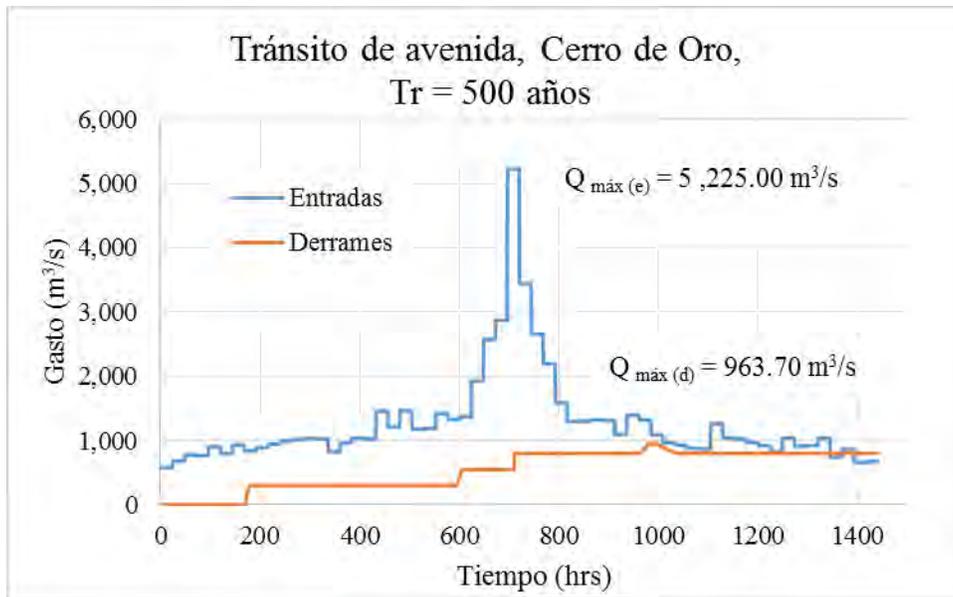


FIGURA 5.34. Tránsito de avenidas en Cerro de Oro, Tr = 500 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

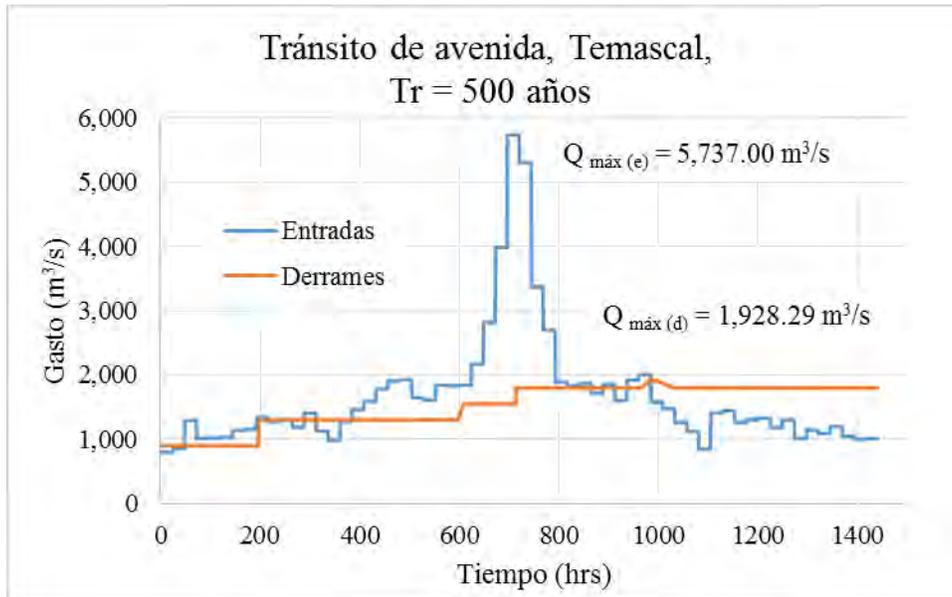


FIGURA 5.35. Tránsito de avenidas en Temascal, Tr = 500 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

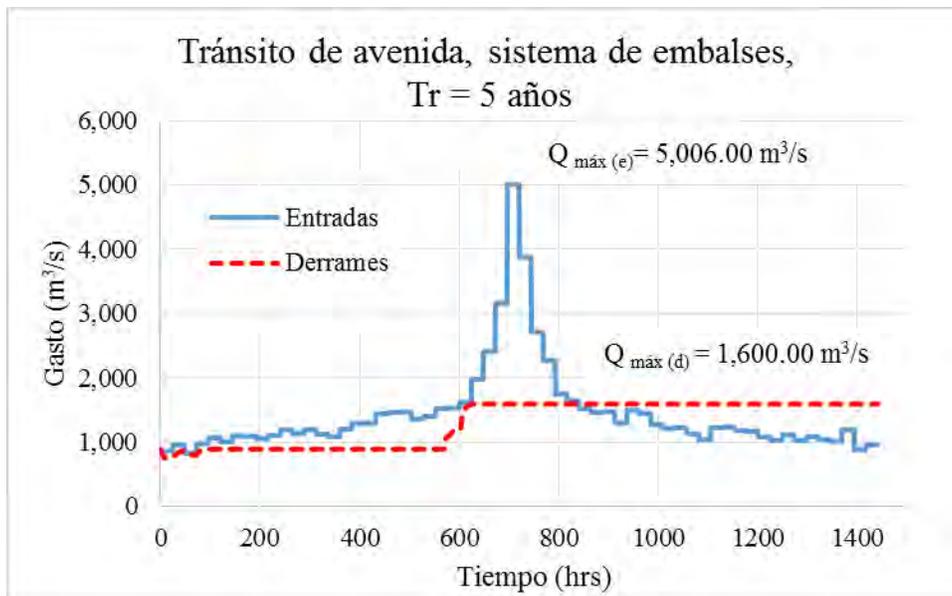


FIGURA 5.36. Tránsito de avenidas en el sistema de embalses, Tr = 5 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

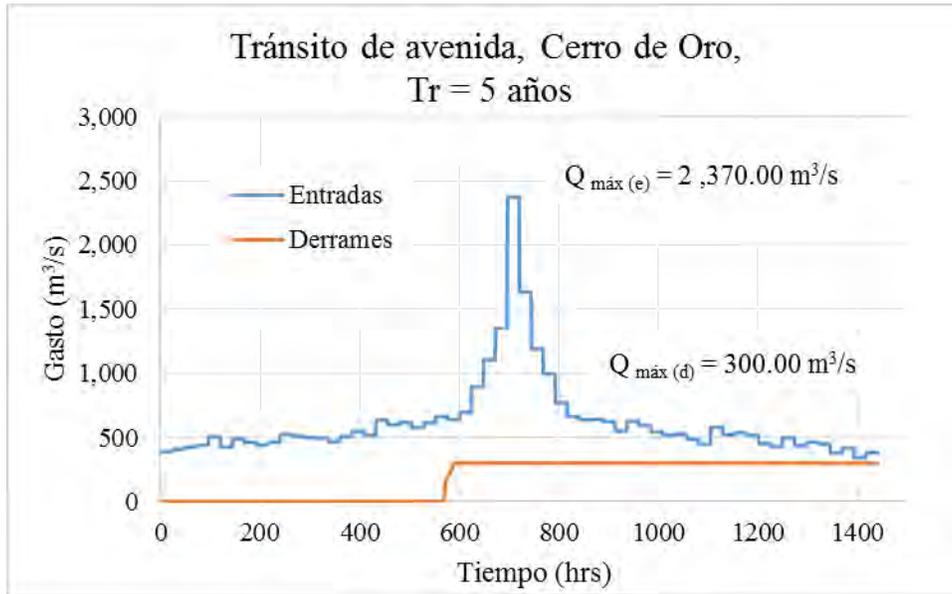


FIGURA 5.37. Tránsito de avenidas en Cerro de Oro, Tr = 5 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

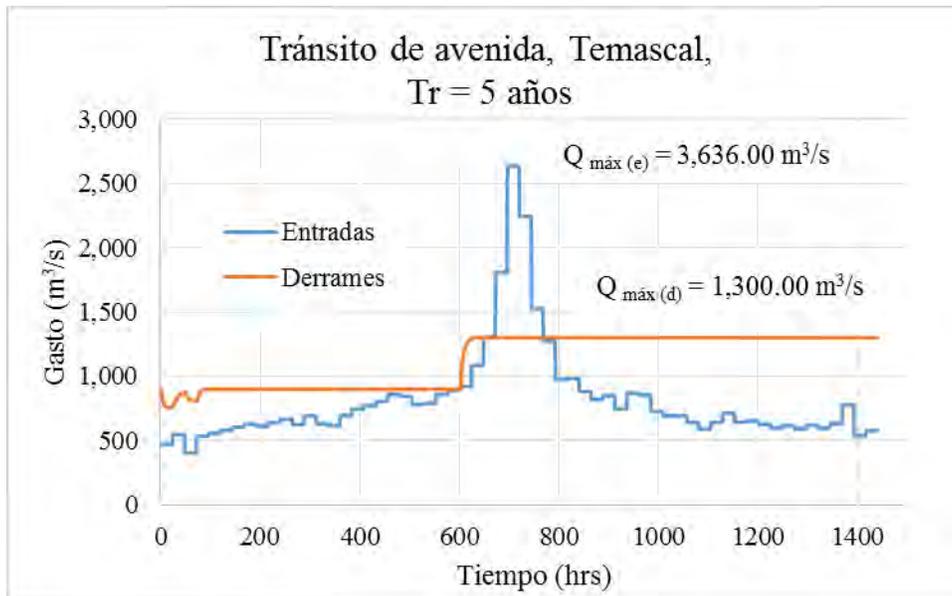


FIGURA 5.38. Tránsito de avenidas en Temascal, Tr = 5 años y política de operación en Cerro de Oro y Temascal

TABLA 5.5. Gastos máximos de los tránsitos de avenidas y porcentajes de reducción, en el sistema de embalses

SISTEMA DE EMBALSES			
Tr [años]	Q _{máx} Entrada [m ³ /s]	Q _{máx} Derramado [m ³ /s]	Reducción del pico de entrada [%]
10,000	14,748.00	6,387.27	43.31
5,000	13,872.00	3,848.29	27.74
1,000	11,838.00	3,100.00	26.19
500	10,962.00	2,891.99	26.38
100	8,923.00	2,600.00	29.14
50	8,041.00	2,100.00	26.12
10	5,954.00	1,600.00	26.87
5	5,006.00	1,600.00	31.96
2	3,574.00	1,600.00	44.77

TABLA 5.6. Gastos máximos de los tránsitos de avenidas y porcentajes de reducción, en Cerro de Oro

CERRO DE ORO			
Tr [años]	Q _{máx} Entrada [m ³ /s]	Q _{máx} Derramado [m ³ /s]	Reducción del pico de entrada [%]
10,000	7,040.00	3,233.04	45.92
5,000	6,620.00	1,477.49	22.32
1,000	5,645.00	1,050.00	18.60
500	5,225.00	963.70	18.44
100	4,247.00	800.00	18.84
50	3,824.00	550.00	14.38
10	2,824.00	300.00	10.62
5	2,370.00	300.00	12.66
2	1,683.00	300.00	17.83

TABLA 5.7. Gastos máximos de los tránsitos de avenidas y porcentajes de reducción, en Temascal

TEMASCAL			
Tr [años]	Q _{máx} Entrada [m ³ /s]	Q _{máx} Derramado [m ³ /s]	Reducción del pico de entrada [%]
10,000	7,708.00	3,154.61	40.93
5,000	7,252.00	2,381.74	32.84
1,000	6,193.00	2,050.00	33.10
500	5,737.00	1,928.29	33.61
100	4,676.00	1,800.00	38.49
50	4,217.00	1,550.00	36.76
10	3,130.00	1,300.00	41.53
5	2,636.00	1,300.00	49.32
2	1,891.00	1,300.00	68.75

TABLA 5.8. Elevaciones máximas de los tránsitos de avenidas, en Cerro de Oro y Temascal

Tr [años]	Elev. máx. C. O. [msnm]	Elev. máx. TEMAS. [msnm]
10,000	69.72	69.71
5,000	69.62	69.63
1,000	67.61	67.60
500	67.07	67.05
100	64.61	64.60
50	63.94	63.92
10	61.95	61.94
5	60.98	60.97
2	59.58	59.52

5.3. Políticas óptimas

Para conocer la política de operación óptima de compuertas se partió de las siguientes consideraciones: las avenidas que entran a los vasos se conocen desde un inicio; el nivel inicial en ambos vasos es de 58.00 msnm y el gasto mínimo de operación es de 900.00 m³/s, correspondiente al turbinado por la obra de toma en Temascal. Lo anterior posibilita conocer el gasto óptimo de operación al aplicar la metodología descrita en el subcapítulo 2.3.1. Con el objetivo de mantener el menor desnivel entre embalses se repartió el gasto en ambas presas, pero respetando el mínimo gasto de operación. De realizar los cálculos para obtener las políticas óptimas se encontró que para periodos de retorno menores a 50 años, el gasto mínimo de operación (turbinado) es mayor al óptimo, por lo cual, en estos casos se considera solo como gasto de operación.

De la figura 5.39 a la 5.46, se muestran los tránsitos de las avenidas para periodos de retorno de 10,000 y 1,000 años, la evolución del almacenamiento en el sistema de embalses y la política óptima. En la figura 5.47 se muestra la evolución del sistema de embalses para el gasto de operación y periodos de retorno de 50, 10, 5 y 2 años. De la tabla 5.9 a la 5.11 se presentan los resúmenes de los tránsitos de avenidas: gastos máximos de entrada, gastos óptimos, gastos de operación y porcentajes de reducción del gasto máximo de entrada; para el sistema de embalses, Cerro de Oro y Temascal. En la tabla 5.12 se presentan las elevaciones máximas alcanzadas para los gastos óptimos y de operación, en Cerro de Oro y Temascal.

Para periodos de retorno menores a 5,000 años los gastos óptimos y de operación (Cerro de Oro más Temascal), están por debajo del valor del gasto de daños asumibles (2,400 m³/s), solo en el caso de las avenidas de diseño con periodo de retorno de 10,000 años se supera ligeramente dicho valor. Las políticas óptimas tienen buenos resultados para el sistema de presas, pero la principal deficiencia de esta propuesta es el cumplir con las consideraciones inicialmente planteadas.

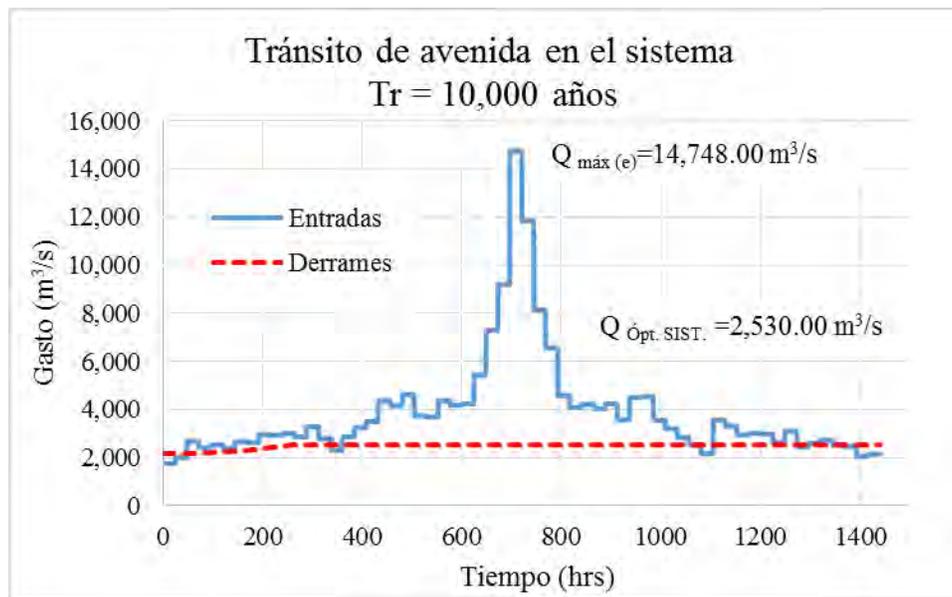


FIGURA 5.39. Tránsito de avenidas en el sistema, Tr = 10,000 años y política óptima

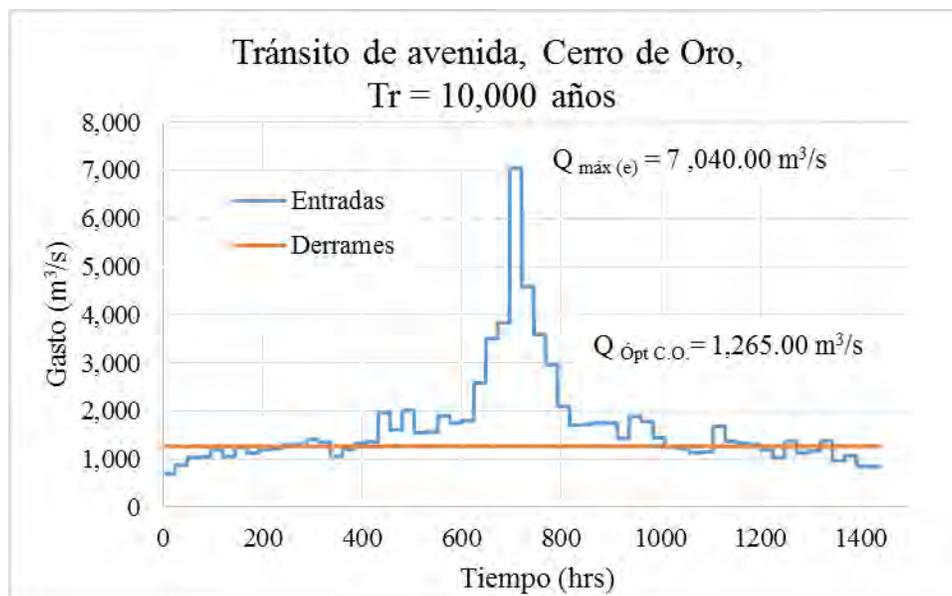


FIGURA 5.40. Tránsito de avenidas en Cerro de Oro, Tr = 10,000 años y política óptima

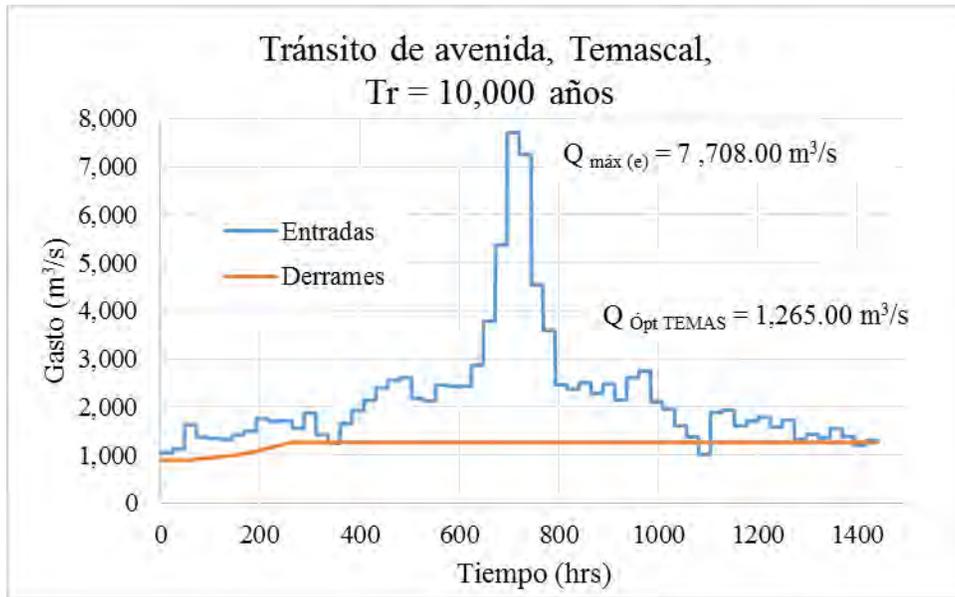


FIGURA 5.41. Tránsito de avenidas en Temascal, Tr = 10,000 años y política óptima

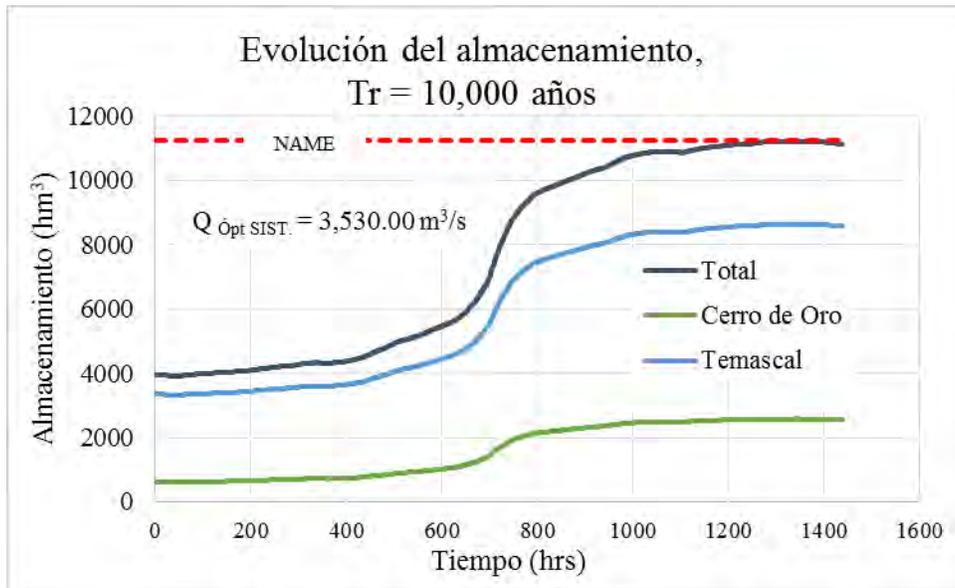


FIGURA 5.42. Evolución del almacenamiento, Tr = 10,000 años y política óptima

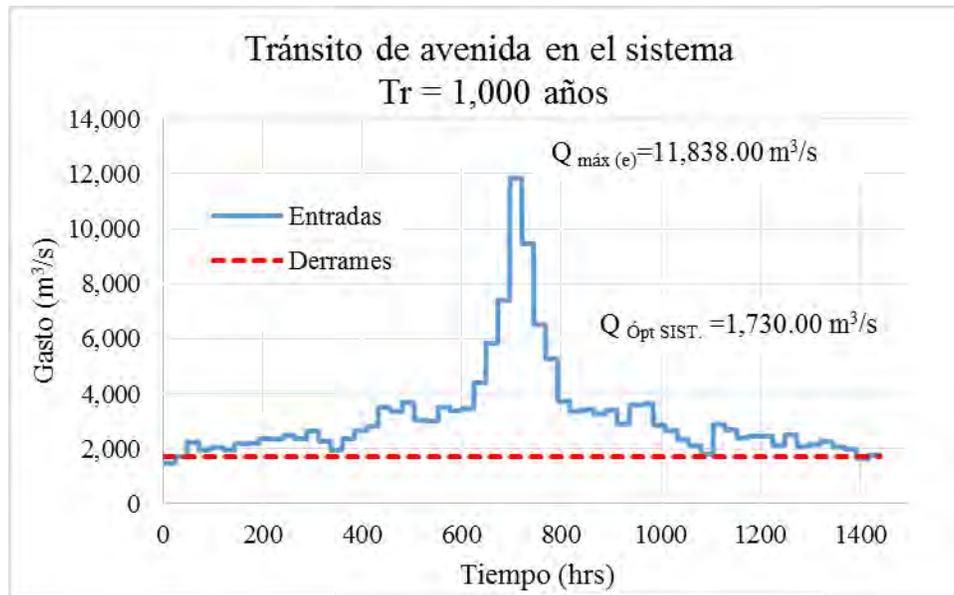


FIGURA 5.43. Tránsito de avenidas en el sistema, Tr = 1,000 años y política óptima

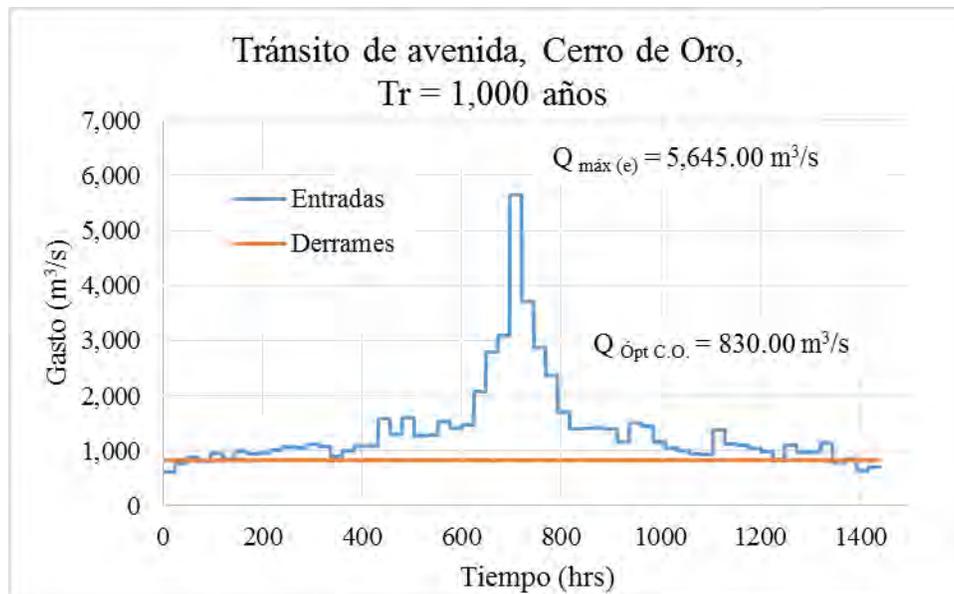


FIGURA 5.44. Tránsito de avenidas en Cerro de Oro, Tr = 1,000 años y política óptima

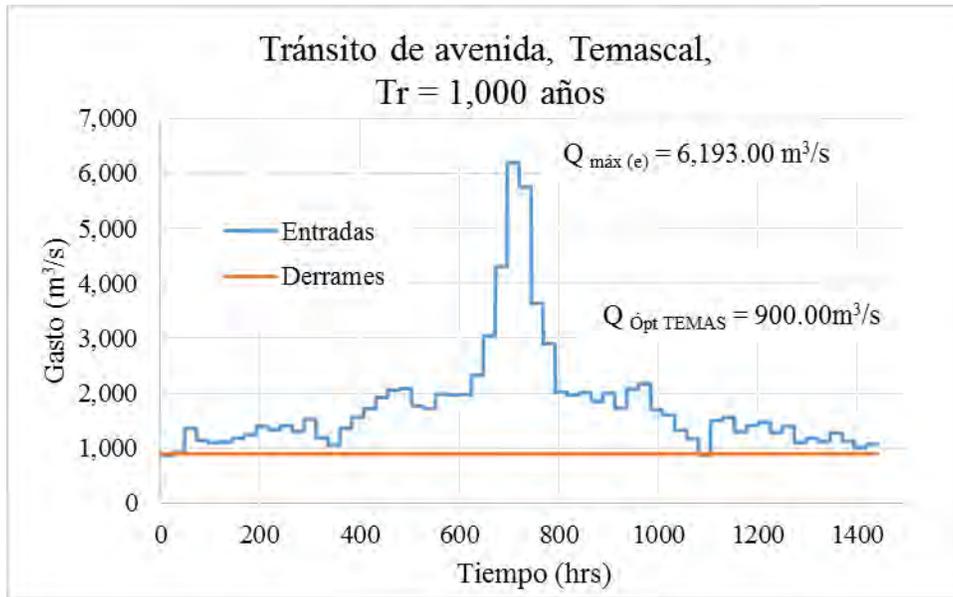


FIGURA 5.45. Tránsito de avenidas en Temascal, $Tr = 1,000$ años y política óptima

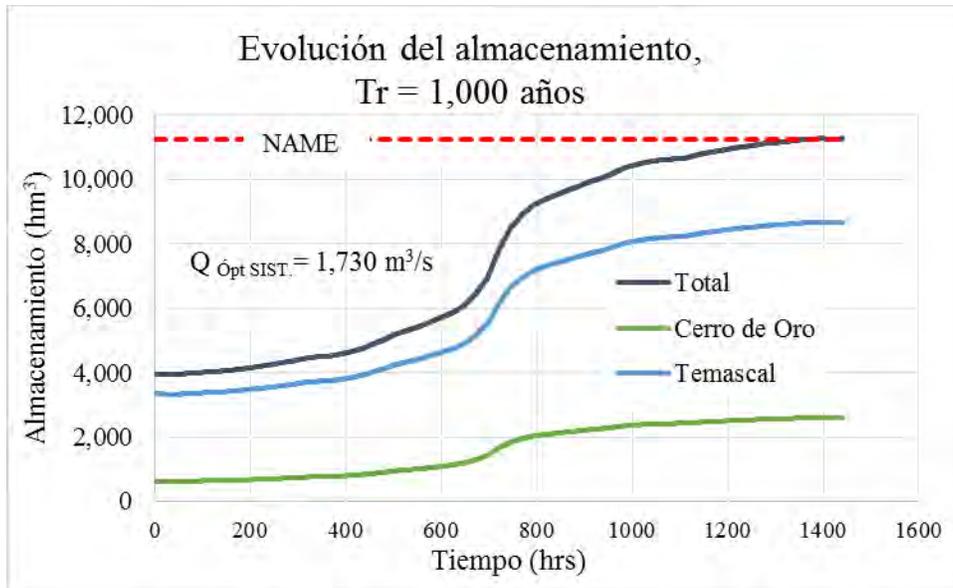


FIGURA 5.46. Evolución del almacenamiento, $Tr = 1,000$ años y política óptima

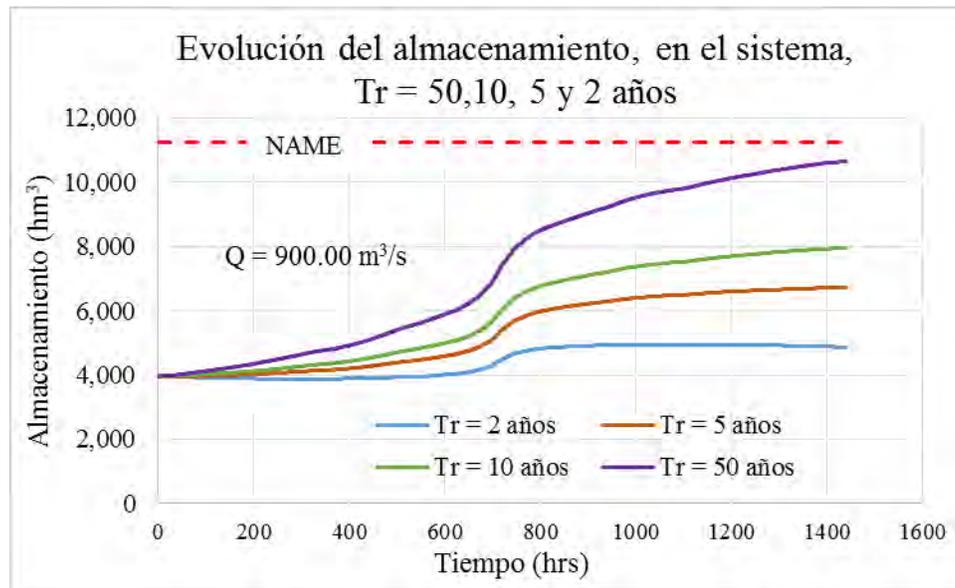
FIGURA 5.47. Evolución del almacenamiento, $Tr = 50, 10, 5$ y 2 años y gasto de operación

TABLA 5.9. Gastos de los tránsitos de avenidas: máximos de entrada, óptimos y operación. Porcentaje de reducción del gasto máximo de entrada. Sistema de embalses

SISTEMA DE EMBALSES			
Tr [años]	Q _{máx} Entrada [m^3/s]	Q Derramado Ópt / Opr [m^3/s]	Reducción del pico de entrada [%]
10,000	14,748.00	2,530.00	17.15
5,000	13,872.00	2,250.00	16.22
1,000	11,838.00	1,730.00	14.61
500	10,962.00	1,520.00	13.87
100	8,923.00	1,005.00	11.26
50	8,041.00	900.00	11.19
10	5,954.00	900.00	15.12
5	5,006.00	900.00	17.98
2	3,574.00	900.00	25.18

TABLA 5.10. Gastos de los tránsitos de avenidas: máximos de entrada, óptimos y operación.
Porcentaje de reducción del gasto máximo de entrada. Cerro de Oro

CERRO DE ORO			
Tr [años]	Q _{máx} Entrada [m ³ /s]	Q Derramado Ópt / Opr [m ³ /s]	Reducción del pico de entrada [%]
10,000	7,040.00	1,265.00	17.97
5,000	6,620.00	1,125.00	16.99
1,000	5,645.00	830.00	14.70
500	5,225.00	620.00	11.87
100	4,247.00	105.00	2.47
50	3,824.00	0.00	0.00
10	2,824.00	0.00	0.00
5	2,370.00	0.00	0.00
2	1,683.00	0.00	0.00

TABLA 5.11. Gastos de los tránsitos de avenidas: máximos de entrada, óptimos y operación.
Porcentaje de reducción del gasto de entrada. Temascal

TEMASCAL			
Tr [años]	Q _{máx} Entrada [m ³ /s]	Q Derramado Ópt / Opr [m ³ /s]	Reducción del pico de entrada [%]
10,000	7,708.00	1,265.00	16.41
5,000	7,252.00	1,125.00	15.51
1,000	6,193.00	900.00	14.53
500	5,737.00	900.00	15.69
100	4,676.00	900.00	19.25
50	4,217.00	900.00	21.34
10	3,130.00	900.00	28.75
5	2,636.00	900.00	34.14
2	1,891.00	900.00	47.59

TABLA 5.12. Elevaciones máximas para los gastos óptimos y operación

Tr [años]	Elev. máx C. O. [msnm]	Elev. máx. TEMAS. [msnm]
10,000	69.95	69.96
5,000	70.01	70.02
1,000	70.03	70.03
500	69.97	69.97
100	70.02	70.00
50	69.18	69.16
10	65.14	65.12
5	63.15	63.15
2	60.00	59.96

6. CONCLUSIONES

La cuenca del río Papaloapan se ubica en la parte media del litoral mexicano y forma parte de la vertiente del Golfo de México. El sistema hidrológico del río Papaloapan es el de mayor importancia después del sistema Grijalva-Usumacinta, el escurrimiento del río representa el 12% del escurrimiento medio anual en el país (Gracida, 2015). Por la importancia que representa el sistema de presas es necesario revisar el funcionamiento del sistema en condición de excedencias (avenidas). En este trabajo la principal premisa fue el validar o rechazar la hipótesis de considerar al sistema de embalses como un solo vaso, hipótesis hecha en trabajos anteriores, para lo cual, se realizaron estudios de avenidas de diseño, comportamiento del sistema, tránsito de avenidas y políticas de operación.

Para el análisis de avenidas de diseño se obtuvieron series de gastos medios diarios de 61 años, independientes para Cerro de Oro y Temascal, número suficiente para realizar un análisis de frecuencias. A las series de datos se les aplicó el método del Instituto de Ingeniería para obtener las diferentes avenidas de diseño. El haber obtenido registros independientes a través de factores de ajuste hace necesario plantearse la hipótesis de considerar, para un mismo periodo de retorno, las avenidas en Temascal y en Cerro de Oro ocurren de manera simultánea.

Las avenidas de diseño obtenidas en este trabajo “actualizadas” se compararon con las obtenidas por Domínguez, *et al.* (2014a) “Domínguez” con objeto de validar los resultados. En la figura 6.1 se muestra la avenida actualizada y la obtenida por Domínguez, para un periodo de retorno de 10,000 años. En la tabla 6.1 se presentan gastos de pico, volúmenes y porcentajes de error. Debido a que las avenidas actualizadas se obtuvieron por separado, Cerro de Oro y Temascal, en la comparación se presenta la suma de dichas avenidas. Se puede concluir que las avenidas actualizadas son válidas debido a que el mayor error entre gastos de pico es de 6.14% y en el caso del error de volúmenes es de 1.16%, mayores en la actualización.

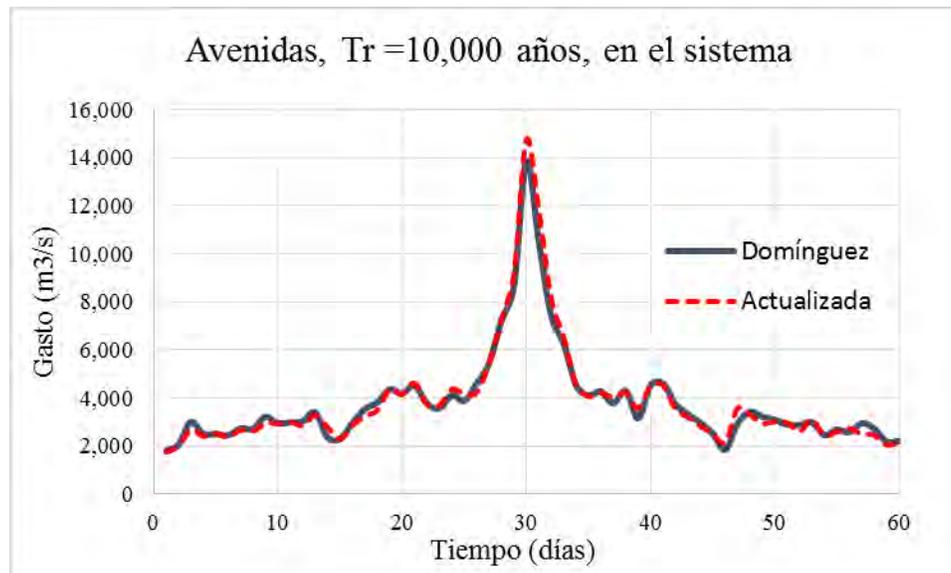


FIGURA 6.1. Avenida de diseño con $Tr = 10,000$ años, en el sistema, actualizada y obtenida por Domínguez.

TABLA 6.1. Gastos de pico, volúmenes y porcentajes de error; de las avenidas de diseño actualizadas y obtenidas por Domínguez.

Tr [años]	Q_P Actualizado [m ³ /s]	Q_P Domínguez [m ³ /s]	Error Q_P [%]	Volumen [hm ³]	Volumen Domínguez [hm ³]	Error Vol. [%]
10,000	14,748.00	13,842.69	6.14	20,041.34	19,809.71	1.16
5,000	13,872.00	13,022.52	6.12	18,906.05	18,689.08	1.15
1,000	11,838.00	11,117.81	6.08	16,267.39	16,086.37	1.11
500	10,962.00	10,297.11	6.07	15,137.28	14,964.90	1.14
100	8,923.00	8,388.11	5.99	12,493.44	12,356.35	1.10
50	8,041.00	7,562.01	5.96	11,352.96	11,227.56	1.10
10	5,954.00	5,607.92	5.81	8,646.91	8,557.44	1.03
5	5,006.00	4,720.04	5.71	7,423.49	7,344.25	1.07
2	3,574.00	3,379.00	5.46	5,567.62	5,511.73	1.00

En el análisis del comportamiento del sistema de vasos se empleó un método hidrológico de tránsito de avenidas, el cual parte de la ecuación de continuidad expresada en diferencias finitas. Para dar solución al sistema de ecuaciones de continuidad (dos vasos) es necesario conocer, los ingresos (avenidas), las curvas elevaciones-volúmenes-descargas y la transferencia de gasto entre vasos. En el caso de la transferencia de gastos se empleó la ecuación obtenida por Domínguez *et al.* (2014b), dicha ecuación se obtuvo bajo la condición

de transferencia de gasto de Cerro de Oro a Temascal, por lo cual, para la condición inversa se supuso válida la misma ecuación.

De realizar tránsitos de avenidas considerando vasos interconectados, bajo distintas condiciones iniciales y de operación, se observa que para elevaciones menores a 58.0 msnm se presenta diferencias de incluso más de dos metros, de igual manera, se observa que para elevaciones mayores a los 58.0 msnm se tienen diferencias de hasta 40 centímetros, pero al incrementar la elevación o los ingresos en los vasos, las diferencias de elevaciones entre vasos se reducen hasta un par de centímetros. Por lo antes expuesto, la hipótesis de considerar un solo vaso de almacenamiento es válida, pues para las elevaciones que se trabajan en el NAMO y NAME no influyen las características geométricas del canal de interconexión “Pescaditos”.

Para las máximas descargas, considerando un vaso y vasos interconectados, se observa que los errores entre ambas descargas son pequeños y el mayor se presentó para el periodo de retorno de 10,000 años con un valor de 5.96 %. Asumiendo que los daños en la cuenca baja son proporcionales a las descargas, se puede validar la hipótesis de considerar al sistema de embalses como un solo vaso, pues las descargas producidas al considerar un vaso o vasos interconectados prácticamente producirían los mismos daños.

En el caso de las políticas de operación en condición de excedentes se ha propuesto que las descargas se realicen a través de ambas presas (obras de excedencias), con el objeto de reducir las diferencias de elevaciones entre embalses. Para el caso de la política escalonada se tomó la propuesta por De Luna (2010) con ligeras modificaciones, pues en el análisis del comportamiento de embalses se empleó de manera preliminar y se observaron buenos resultados.

Con la política escalonada se obtienen descargas menores que las obtenidas en trabajos anteriores (De Luna, 2010 y Domínguez *et al.* 2014a). De Luna (2010) obtiene avenidas de diseño con picos mayores y duración (tiempo base) de 30 días, lo que produce mayores descargas, pero son similares a las obtenidas en este trabajo. Para la propuesta de Domínguez *et al.* (2014a), aunque las avenidas son prácticamente las mismas, las descargas son mayores, pues el nivel inicial de los tránsitos corresponde al NAMO de Temascal (66.50 msnm) y el NAME se establece en la cota 68.50 msnm.

Para las políticas óptimas solo la avenida de 10,000 años causaría daños no asumibles, así mismo solo con operar el gasto turbinado se está en posibilidad de regular avenidas de hasta de 50 años de periodo de retorno. Las propuestas para operar las compuertas, para obtener buenos resultados, obligan a mantener un nivel de 58.00 msnm en los embalses al inicio de la temporada de avenidas. El establecer la elevación inicial en 58.00 msnm, para el tránsito de avenidas, proporciona buenos resultados para las políticas de operación en condición de excedentes.

Finalmente, para una mejor gestión del sistema hidrológico de la cuenca del río Papaloapan y en particular del sistema de presas Temascal-Cerro de Oro, es necesario realizar estudios en modelos de pronóstico e implementar políticas de operación apoyadas de dichos modelos. Para realizar un manejo detallado en el sistema hidrológico es necesario tener una adecuada y robusta instrumentación, en las cuencas de aporte y en la zona baja de la cuenca.

7. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES CONSULTADAS

- 1- Aparicio M. F. J., *Fundamentos de hidrología de superficie*, Limusa, México (2011).
- 2- De Luna Cruz, Faustino (2010). *Política de operación en condiciones de excedente del sistema de presas de la cuenca del río Papaloapan*. México: Organización Meteorológica Mundial.
- 3- Domínguez M. R., Arganis J. M.L., Carrizosa E. E., Mendoza Ramírez R., Esquivel G. G., Bolaños J., Gracida, R. (2014). *Políticas de operación de las presas Temascal y Cerro de Oro en el río Papaloapan, Ver.* CFE: Informe Final, mayo 2014a.
- 4- Domínguez Mora Ramón, De Luna Cruz Faustino y Gómez Aguilar Erick (2014). *Simulación numérica del comportamiento hidráulico del canal pescaditos*, XXIII Congreso Nacional De Hidráulica. Puerto Vallarta, Jalisco, México, Octubre 2014b.
- 5- Escalante S. C. A., y Reyes C. L., *Técnicas Estadísticas en Hidrología*. Facultad de Ingeniería, UNAM. México (2002).
- 6- Gracida, J. R. (2015). *Actualización de las avenidas de diseño de las presas de río Papaloapan Temascal-Cerro de Oro*. Tesis de licenciatura. UNAM: México.
- 7- González, V. F. (1969). *Operación óptima de compuertas*. Secretaria de Recursos Hidráulicos: Instituto de Ingeniería. Serie Azul 222.
- 8- Jiménez, E. M. (1997). *Programa AX*. Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED, México.
- 9- Palomas, M. J. (1992). *Desarrollo y aplicación de un método para la operación sistemática de compuertas en vertedores de presas grandes*. Tesis de Licenciatura. UNAM: México.
- 10- Pegram, G. G. S. y Deacon, M. P. (1992). *Extreme Flood Hydrographs of Chosen Probability*. International Symposium on Dams and Extreme Floods, ICOLD. Granada, Spain.
- 11- Ramírez, S. L. E. (2011). *Actualización de las avenidas de diseño de las presas del Río Grijalva*. Tesis de Licenciatura. UNAM: México.
- 12- Ramírez A. I. y Aldama, A. (2000). *Análisis de Frecuencias Conjunto para la Estimación de Avenidas de Diseño*. México: IMTA, Serie Avances en Hidráulica, 7.
- 13- Rubio Gutiérrez Horacio, Arreguín Cortés Felipe I, Domínguez Mora Ramón, De Luna Cruz Faustino, Martínez Ramírez Efrén y Alejandro Zarco Andrea Isela (2014). *Evaluación del peligro de inundación aguas debajo de una presa en función del tiempo y la política de operación*, XXIII Congreso Nacional De Hidráulica. Puerto Vallarta, Jalisco, México, Octubre 2014.

- 14- R. Domínguez M. & M.L. Arganis J. (2012): *Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity*, Hydrological Sciences Journal, DOI:10.1080/02626667.2012.665993
- 15- Velázquez A. J., Martínez T. U., Salgado P. A. I., Rivera B. J., Brenda Z. J. E., Castillo R. C. y Salas S. M. A. (2014). *Sistemas de información de obras de protección contra inundaciones en la cuenca del río Papaloapan, México*, XXIII Congreso Nacional De Hidráulica. Puerto Vallarta, Jalisco, México, Octubre 2014.