



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**POLÍTICAS DE OPERACIÓN ÓPTIMAS PARA  
UN SISTEMA DE PRESAS. APLICACIÓN DE  
ALGORITMOS GENÉTICOS**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

**ISRAEL MARTÍNEZ ALARCÓN**

TUTOR:

**DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA**

JUNIO 2009

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES  
Secretario: DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ  
Vocal: DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA  
1<sup>er</sup>. Suplente: DR. CARLOS AGUSTÍN ESCALANTE SANDOVAL  
2<sup>do</sup>. Suplente: M. I. VICTOR FRANCO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Ramón Domínguez Mora

---

NOMBRE DEL DIRECTOR DE TESIS

## INDÍCE

INTRODUCCIÓN.....	1
1.CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA GENERAL Y URBANA .....	3
1.1 La cuenca.....	3
1.1.1 Principales características de una cuenca .....	3
1.1.2 Área de la cuenca.....	3
1.1.3 Características del cauce principal .....	3
1.1.3.1 Longitud del cauce principal .....	3
1.1.3.2 Pendiente del cauce principal .....	4
1.1.4 Tiempo de concentración .....	4
1.2 Precipitación .....	5
1.2.1 Medición de la precipitación .....	5
1.2.2 Análisis de los datos de precipitación .....	6
1.2.2.1 Polígonos de Thiessen .....	6
1.2.3 Distribución espacial de la precipitación.....	7
1.2.4 Distribución temporal de la precipitación .....	8
1.3 Relación lluvia-escorrentía .....	9
1.3.1 Pérdidas .....	9
1.3.1.1 Coeficiente de escorrentía .....	10
1.3.1.2 Modelo de Infiltración (Fórmula de Horton).....	10
1.3.2 Método racional.....	11
1.3.3 Hidrograma Unitario .....	12
1.3.4 Modelos de parámetros distribuidos.....	13
1.4 Sistemas de presas .....	14
1.4.1 Tipos de presas .....	14
1.4.1.1 Presas de regulación .....	14
1.4.1.2 Presas derivadoras .....	15
1.5 Tránsito de avenidas .....	16
1.5.1 Funcionamiento de un vaso .....	16
1.5.2 Tránsito en vasos .....	17
1.5.3 Tránsito en cauces .....	18
2.OPTIMIZACIÓN DE LA OPERACIÓN DE UN SISTEMA DE PRESAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS .....	20
2.1 Optimización manual.....	20
2.2 Métodos de optimización .....	20
2.2.1 Programación lineal.....	20
2.2.2 Programación dinámica .....	22
2.2.3 Operación óptima de compuertas (OPOP) .....	23
2.3 Algoritmos genéticos.....	26
2.3.1 Introducción.....	26
2.3.2 Codificación .....	28
2.3.3 Selección.....	29
2.3.4 Operadores genéticos.....	30

2.3.4.1 Cruza.....	30
2.3.4.2 Mutación.....	31
2.3.5 Usos en la ingeniería .....	31
3.TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS INTERCONECTADOS. APLICACIÓN AL SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE .....	33
3.1 Descripción de la zona de estudio .....	33
3.2 Definición de subsistemas .....	35
3.3 Precipitación .....	39
3.4 Cálculo de los hidrogramas .....	40
3.5 Tránsito de Avenidas en un sistema de presas interconectadas.....	42
3.6 Escenarios.....	45
3.6.1 Escenario base (Tr = 10,000) .....	45
3.6.2 Tormentas históricas.....	49
3.6.3 Tormentas “Mayoradas” a un periodo de retorno de 10 años .....	51
4.APLICACIÓN DE LOS ALGORITMOS GENÉTICOS A UN SISTEMA DE PRESAS .....	55
4.1 Objetivo .....	55
4.2 Aplicación de Algoritmos Genéticos a un sistema de presas .....	57
4.2.1 Metodología de la aplicación de los AG .....	57
4.2.2 Compuerta equivalente .....	59
4.2.3 Criterios de simulación para la obtención de la política óptima.....	60
4.2.4 Aplicación a un segundo sistema .....	66
4.2.5 Política de operación óptima .....	68
5.RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	71
6.CONCLUSIONES.....	82
REFERENCIAS .....	84
ANEXO I.....	87
ANEXO II .....	101

## INDÍCE DE FIGURAS

Figura 1.1. Representación gráfica de la fórmula de Horton .....	11
Figura 1.2. Esquema general del funcionamiento de una presa .....	16
Figura 1.3. Representación gráfica del tránsito de una avenida en vasos .....	17
Figura 2.1. Curvas de operación obtenidas con el método OPOP.....	25
Figura 2.2. Hidrogramas de entrada al vaso para diferentes periodos de retorno .....	25
Figura 2.3. El ciclo básico de los algoritmos genéticos.....	27
Figura 2.4. Operador de cruce en un punto simple.....	30
Figura 2.5. Individuo original e individuo mutado.....	31
Figura 3.1. Ubicación de las estaciones del SACM .....	33
Figura 3.2. Polígonos de Thiessen correspondientes a las estaciones pluviométricas del SACM .....	34
Figura 3.3. Ubicación de las cuencas correspondientes al sistema de presas del poniente .....	35
Figura 3.4. Sobreposición de los polígonos de Thiessen con las cuencas estudiadas .....	35
Figura 3.5. Esquema del grupo de presas 1 .....	36
Figura 3.6. Esquema del grupo de presas 2 .....	37
Figura 3.7. Esquema del grupo de presas 3 .....	37
Figura 3.8. Esquema del grupo de presas 5 .....	38
Figura 3.9. Esquema del grupo de presas 6 .....	39
Figura 3.10. Archivo .PLU con la información de una tormenta .....	40
Figura 3.11. Hidrograma correspondiente a cada lluvia.....	42
Figura 3.12. Hidrogramas de entrada y salida correspondientes a la presa Las Flores. Evolución de las elevaciones en el vaso de la presa Las Flores .....	45
Figura 3.13. Hidrogramas de entrada y salida, para 4 presas, correspondientes a la última iteración con la tormenta de 10,000 años periodo de retorno.....	48
Figura 3.14. Elevaciones en los almacenamientos, para 4 presas, correspondientes a la última iteración con la tormenta de 10,000 años periodo de retorno.....	48
Figura 3.15. Hidrogramas de entrada, original y mayorado, para la presa Anzaldo correspondientes al evento del 6 de agosto de 1994.....	51
Figura 4.1. Esquematación de la función correspondiente a las elevaciones .....	56
Figura 4.2. Comparación de las curvas Gastos-Elevaciones entre la compuerta equivalente y las compuertas originales .....	60
Figura 4.3. Evolución del valor de la función objetivo para la segunda simulación.....	62
Figura 4.4. Comparación entre los resultados obtenidos con la simulación manual y la simulación con algoritmos genéticos.....	63
Figura 4.5. Evolución del valor de la función objetivo para la simulación con 5 variables.....	65
Figura 4.6. Evolución del valor de la función objetivo para la tercera simulación del segundo sistema .....	67
Figura 4.7. Comparación entre los resultados obtenidos con la simulación manual y la simulación con algoritmos genéticos, para el segundo sistema.....	68

Figura 4.8. Hidrogramas de entrada e hidrogramas de salida, obtenidos con la política de operación óptima, para todas las presas del sistema.....	69
Figura 4.9. Evolución de las elevaciones durante el evento, para Anzaldo y Texcalatlaco .....	69
Figura 4.10. Hidrogramas de entrada e hidrogramas de salida, obtenidos con la política de operación óptima, para todas las presas del segundo sistema .....	69
Figura 4.11. Evolución de las elevaciones durante el evento, para todas las presas del segundo sistema .....	70
Figura 5.1. Hidrogramas de salida para ambos sistemas .....	74
Figura 5.2. Gráficas para las presas más significativas. Evento de 10,000 años.....	75
Figura 5.3. Gastos y elevaciones, en Anzaldo y Texcalatlaco, para el caso de la tormenta correspondiente al 28 de julio de 1998.....	79
Figura 5.4. Gastos y elevaciones, en Anzaldo y Texcalatlaco, para un gasto de operación igual a cero en Texcalatlaco.....	80
Figura 5.5. Gastos y elevaciones, en Anzaldo y Texcalatlaco, para una apertura fija en Texcalatlaco (10%).....	80
Figura 5.6. Hidrogramas de salida del sistema, para ambas simulaciones.....	81

## INDÍCE DE TABLAS

Tabla 3.1. Elevaciones para cada una de las presas.....	46
Tabla 3.2. Volúmenes de operación para cada una de las presas .....	47
Tabla 3.3. Resultados de la última iteración (Política óptima).....	47
Tabla 3.4. Tormentas simuladas con la política óptima .....	50
Tabla 3.5. Factores de mayoración (Tr = 10 años).....	51
Tabla 3.6. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 1.....	52
Tabla 3.7. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 2.....	52
Tabla 3.8. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 3.....	52
Tabla 3.9. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 4.....	52
Tabla 3.10. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 5.....	53
Tabla 3.11. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 6.....	53
Tabla 4.1. Elevaciones y gastos permisibles para el primer criterio .....	61
Tabla 4.2. Resultados obtenidos con el primer criterio .....	62
Tabla 4.3. Gastos permisibles para el segundo criterio .....	64
Tabla 4.4. Resultados obtenidos con el segundo criterio .....	64
Tabla 4.5. Resultados obtenidos al simular con todas las compuertas del sistema ...	64
Tabla 4.6. Resultados de las simulaciones adicionales .....	65
Tabla 4.7. Elevaciones permisibles para el segundo sistema .....	66
Tabla 4.8. Gastos permisibles para el segundo sistema.....	66
Tabla 4.9. Resultados de las simulaciones en el segundo sistema de presas.....	67
Tabla 4.10. Resultados de política óptima.....	69
Tabla 4.11. Resultados de política óptima, para el segundo sistema .....	69
Tabla 5.1. Análisis detallado de las presas donde el coeficiente de almacenamiento es superior a uno .....	71
Tabla 5.2. Aperturas óptimas obtenidas con ambos métodos .....	73
Tabla 5.3. Resultados de la política óptima para el evento de 10,000 años .....	73
Tabla 5.4. Coeficientes de almacenamiento, para el evento de 10,000 años.....	75
Tabla 5.5. Gastos máximos obtenidos para cada uno de los eventos históricos simulados .....	77
Tabla 5.6. Elevaciones máximas obtenidas para cada uno de los eventos históricos simulados .....	77
Tabla 5.7. Gastos máximos obtenidos para cada uno de los eventos mayorados.....	77
Tabla 5.8. Elevaciones máximas obtenidas para cada uno de los eventos mayorados.....	77
Tabla 5.9. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 1.....	78
Tabla 5.10. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 2.....	78

## **INTRODUCCIÓN**

En la ingeniería se presentan dos conceptos fundamentales de factibilidad para la realización de un proyecto, uno se refiere a los aspectos técnicos, mientras que el otro se refiere a los aspectos económicos, esta última suele ser la causa más común de las dificultades de un proyecto; razón por la cual es necesario revisar el funcionamiento de las obras ya construidas, antes de emprender la construcción de nueva infraestructura lo cual representa una inversión considerable.

Por otra parte dentro de las diferentes etapas de los estudios de ingeniería, que van desde el anteproyecto hasta el mantenimiento, se encuentra una que ha sido poco atendida, dicha etapa es la de operación. Una obra, aunque este diseñada de manera adecuada, si no es operada correctamente perderá gran parte de su eficiencia, es por eso que la política de operación es factor de suma importancia en la vida útil de la obra; en ocasiones tiene mayor trascendencia que el costo inicial.

Lo anterior da pauta para abordar un problema que se ha acentuado con el paso del tiempo en el Valle de México, éste es que con el aumento en la urbanización en la Ciudad de México (refiriéndose al Distrito federal y su zona conurbada del Estado de México), se ha provocado que se incrementen los escurrimientos y encharcamientos producidos por tormentas de gran intensidad, así como los efectos nocivos causados por éstos, especialmente en las zonas que tienen alta densidad de población.

El aumento de la población y del área que ocupa ha producido cambios en la distribución del uso de suelo en la ciudad lo cual ha afectado el funcionamiento del sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México; debido a esto ha surgido la necesidad de optimizar dicho sistema mediante opciones que no impliquen la construcción de más infraestructura hidráulica debido al elevado costo de ésta, si no a la aplicación de procedimientos que permitan optimizar el funcionamiento del sistema.

Para mitigar los efectos dañinos producidos por los escurrimientos fueron construidas una serie de presas en el poniente del Distrito Federal. Éste sistema de presas se encarga de regular los grandes volúmenes de agua que bajan de la parte alta de ésta zona del Valle de México. Sin embargo, en los últimos años se ha dado un crecimiento urbano desmedido, con lo cual se han afectado los porcentajes de área urbana, esto a su vez provoca un aumento en los coeficientes de escurrimiento; de tal forma que una lluvia de cierta magnitud produce efectos completamente diferentes a los que produjo un evento de de la misma magnitud hace algunos años.

De igual forma la deforestación, en algunas partes de la cuenca, ha repercutido en la degradación del suelo; dicho fenómeno es nocivo para la vida útil de las presas, ya que el arrastre de sedimentos disminuye la capacidad de regulación de los vasos de almacenamiento.

Todo esto ha afectado el funcionamiento del sistema de presas; así entonces se requiere conocer el estado actual del sistema y conocer su funcionamiento; por ésto es necesario realizar una serie de simulaciones; las cuales proporcionarán valiosa información para determinar el estado en que se encuentran las presas; y con esa información se podrá definir una nueva política de operación del sistema.

En este trabajo se presenta un método de optimización mediante prueba y error, con el cual se pretende una política de operación óptima para el sistema de presas del poniente del Valle de México. Para cumplir con tal objetivo es necesario recurrir a un programa de simulación (VASOS), con el cual se realizará el tránsito de avenidas, tomando en cuenta las interconexiones entre presas. De igual forma para cumplir con el objetivo propuesto es necesario realizar el tránsito de una avenida de un periodo de retorno importante, para que de esa forma al obtener una política de operación, esta pueda ser aplicable a un conjunto de tormentas históricas; las cuales generalmente son usadas como parámetros de diseño.

A lo largo de los años se han empleado diferentes métodos para diseñar la política óptima de operación de presas de regulación, pero en este trabajo se aborda dicho tema tomando en cuenta una variante que radica en el hecho de que se trata de un sistema de presas que están interconectadas entre sí y el estado de las variables (gastos de descarga y elevaciones) en una de ellas afecta a las demás; por otra parte se propone una nueva herramienta para la optimización de este problema, tal herramienta se trata de los Algoritmos Genéticos, que son un sistema de inteligencia artificial basado en la teoría de la evolución y de la supervivencia del más apto.

Con esta herramienta se pretende obtener una política de operación óptima para un sistema de presas y demostrar que los algoritmos genéticos son una alternativa para la optimización de la operación de los vasos de las presas del sistema. En el caso de los algoritmos genéticos, al igual que en la optimización manual (mediante prueba y error), se realizó la simulación de una tormenta con periodo de retorno de 10,000 años, a partir de la cual se obtuvo una política de operación considerada como óptima, la cual también fue utilizada para simular un conjunto de tormentas históricas. Para fines de validación se compararon los resultados encontrados con los algoritmos genéticos contra los de la política obtenida manualmente (mediante prueba y error).

La primera parte de este trabajo está constituida por los fundamentos teóricos; así en el capítulo 1 se hace una breve descripción de un sistema hidrológico y sus componentes, así como del fenómeno de precipitación y los diversos factores que influyen en la respuesta de un sistema hidrológico, o cuenca, a la variabilidad espacio temporal de ésta. En el capítulo 2 se presentan los conceptos básicos de teoría de optimización aplicable a un sistema de presas; sin embargo, se profundiza más en la teoría de los algoritmos genéticos, debido a que este método es parte medular en este trabajo.

En la segunda parte, constituida por los capítulos 3 y 4 se desarrolla la aplicación de la metodología propuesta. En el capítulo 3 se comienza con la descripción de la zona de estudio y con una de las propuestas de este trabajo, la subdivisión del sistema de presas del poniente, en varios subsistemas. También se expone de forma detallada la metodología utilizada para obtener una política de operación “óptima” para el sistema de presas mediante prueba y error. Posteriormente en el capítulo 4 se detalla la metodología para la aplicación de los algoritmos genéticos al problema propuesto.

Finalmente en el capítulo 5 y 6, respectivamente, se analizan los resultados obtenidos a partir de la metodología propuesta y se exponen las conclusiones a las que se llegó en la realización de este trabajo.

## **1. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA GENERAL Y URBANA**

### **1.1. La Cuenca**

Una cuenca es un sistema hidrológico determinado por una superficie en la cual el volumen de lluvia que cae y no se infiltra dentro de ella, drena hacia un mismo punto a través de una corriente; dicho punto tiene la elevación más baja y se encuentra dentro de la superficie o en sus límites. La cuenca está delimitada por una línea imaginaria, constituida por los puntos de mayor elevación topográfica, denominada parteaguas, la cual separa el posible escurrimiento de la cuenca con el de cuencas adyacentes.

#### **1.1.1 Principales características de una cuenca**

La respuesta hidrológica de una cuenca a un determinado evento depende de varios factores, siendo los más importantes las características fisiográficas de la cuenca, dentro de las características más relevantes se encuentran su área, pendiente, elevación y las características de su cauce principal como son longitud, pendiente, orden entre otros.

En la literatura se encuentran varias definiciones de los elementos más importantes de una cuenca, sin embargo en este trabajo solamente se ahonda en dos de ellas las cuales juegan un papel fundamental en el desarrollo de este trabajo, tales características son: el área de la cuenca y las características del cauce principal.

#### **1.1.2 Área de la cuenca.**

Ésta se refiere a la superficie en planta delimitada por el parteaguas de la cuenca, es decir, es la superficie que contribuye al escurrimiento de la corriente principal de la cuenca. Esta característica toma una importancia fundamental en cualquier estudio hidrológico ya que de ella depende el volumen de escurrimiento total que tendrá que manejar la obra hidráulica que se esté proponiendo.

Actualmente se cuenta con varias herramientas que facilitan el cálculo del área con una aproximación adecuada, como lo son los Sistemas de Información Geográfica (SIG).

#### **1.1.3 Características del cauce principal**

El cauce principal es aquel que pasa por el punto de salida de la cuenca a la que confluyen corrientes llamadas tributarias.

##### **1.1.3.1 Longitud del cauce principal**

La longitud del cauce principal es la distancia horizontal que mide el cauce desde su nacimiento hasta la salida de la cuenca. Mediante los Sistemas de Información Geográfica es muy sencilla su determinación.

En una cuenca urbana el cauce principal puede estar definido no sólo por los cauces naturales, sino también por los colectores principales de la red de drenaje, y éstos no siempre siguen la pendiente natural de la cuenca.

### 1.1.3.2 Pendiente del cauce principal

Uno de los indicadores más importantes de la velocidad de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal (Aparicio, 2001). Debido a que la pendiente del cauce tiene una gran variabilidad a lo largo de éste, se han propuesto diferentes métodos para determinar una pendiente media; el más simple de estos sería obtener el desnivel entre el punto más alto del cauce y su punto de salida, y dividirlo entre la distancia horizontal recorrida; sin embargo esta aproximación es burda, por lo que uno de los métodos que destaca es el criterio de Taylor-Schwarz el cual toma en cuenta las diferentes pendientes que se presentan a lo largo del cauce. Para ver con detalle el desarrollo de este método referirse a Aparicio (2001).

Al igual que en los casos anteriores los Sistemas de Información Geográfica facilitan enormemente el cálculo de este parámetro.

### 1.1.4 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de una cuenca es el tiempo que tardaría una gota de lluvia en recorrer la distancia entre el punto más alejado al de salida. En una zona urbana se mantiene esta definición; sin embargo la especificidad del hecho urbano se refleja en que el agua recorre habitualmente dos tipos de camino: uno superficial, hasta alcanzar alguna de las estructuras de captación y ser engullida en la red, y dos, por la propia red de drenaje (Gómez, 2007).

En la literatura técnica existen varias ecuaciones para el cálculo del tiempo de concentración  $T_c$ , la ecuación empleada en este trabajo fue la de Kirpich:

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

donde:

- $T_c$ , tiempo de concentración, hrs
- $L$ , longitud del cauce principal, m
- $S$ , pendiente del cauce principal

Este es un parámetro de gran trascendencia en un estudio hidrológico debido a que de él dependen algunos criterios de diseño como el de las curvas duración-intensidad-periodo de retorno (i-d-T), en donde el tiempo de duración de una tormenta se asigna al tiempo de concentración de la cuenca.

Por otra parte debe señalarse la importancia de que en las cuencas urbanas este tiempo se reduce significativamente debido al aumento de la velocidad, que a su vez es producto de la impermeabilización de las superficies. Hecho que produce que los picos

se concentren más rápidamente que en una cuenca no urbanizada y por esta razón, la cuenca urbana será sensible a efectos de lluvias intensas y que duren pocos minutos.

## **1.2 Precipitación**

La precipitación es uno de los componentes del ciclo hidrológico más importantes debido a que cierto porcentaje de ésta escurre.

La precipitación generalmente se asocia a los diferentes factores que la provocan, de manera que se tiene precipitación ciclónica que como su nombre lo indica es debida a fenómenos ciclónicos. La precipitación convectiva se debe al ascenso de aire cálido provocado por diferencias de temperatura en la superficie; generalmente la precipitación convectiva ocurre en áreas pequeñas y su intensidad varía de ligeras lloviznas a intensos aguaceros. La precipitación orográfica es causada por ascenso de masas de vapor de agua sobre las formaciones montañosas.

### **1.2.1 Medición de la precipitación**

Cierto porcentaje de la precipitación que cae sobre la superficie de la cuenca se convierte en escurrimiento. La medición de la precipitación permite estimar los posibles efectos que acarrea consigo. Para medir la precipitación se emplean diferentes mecanismos que van desde los más simples, como un recipiente graduado, hasta los más elaborados.

En México los aparatos más comunes empleados en la medición de la precipitación son los pluviómetros y pluviógrafos, la diferencia entre estos dos dispositivos radica en que el primero solamente registra una lámina acumulada en cierto intervalo de tiempo, generalmente 24 horas, mientras que el segundo registra la variación de la lluvia con respecto al tiempo; es decir, además de la lámina total de lluvia registra su intensidad.

Los pluviógrafos producen un registro continuo de la precipitación. El mecanismo básico del aparato consiste en un tambor que gira a una velocidad constante, sobre este tambor se coloca un papel con una gradación especial, mientras que en el recipiente se coloca un sistema de flotador con una plumilla, la cual marca las alturas de lluvia en el papel (Aparicio, 2001).

Existen también algunos pluviógrafos llamados de balancín, los cuales contienen un elemento con dos recipientes sobre una balanza. Cuando uno de ellos se llena la balanza gira dejando al otro recipiente en posición de llenado y haciendo el vaciado del primero. Durante el giro se produce una señal electromagnética que puede ser registrada en un dispositivo diseñado para ello. El volumen de agua necesario para hacer girar el balancín corresponde a una altura de precipitación constante, pero se pueden tener capacidades variables en los depósitos del balancín en función de cada aparato.

Existen otro tipo de pluviógrafos que se acompañan de otros aparatos que miden la presión atmosférica, la temperatura y la frecuencia y diámetro de las gotas de lluvia que caen sobre un plato, con los cuales puede deducirse la intensidad de la precipitación.

## 1.2.2 Análisis de los datos de precipitación

Dado que la medición de la lluvia se realiza puntualmente y que en la ingeniería se requiere conocer el efecto de un evento de precipitación, dentro de un área determinada; es necesario procesar los datos de precipitación de manera que proporcionen información acerca de la magnitud del evento y sus posibles efectos.

Existen diferentes parámetros que se pueden obtener de los datos de precipitación; uno de los más importantes es la precipitación promedio sobre un área. Para la obtención de ésta precipitación se cuenta principalmente con tres métodos un promedio aritmético que toma en cuenta el número de estaciones en el área en estudio y la precipitación registrada en cada una de ellas. Los Polígonos de Thiessen que en realidad son un promedio ponderado en el cual se toma en cuenta un área de influencia de cada una de las estaciones y la lluvia registrada en cada estación. Por último las isoyetas que son curvas con igual precipitación, son semejantes a las curvas de nivel utilizadas en topografía; en realidad es un método similar al anterior solo que en lugar de utilizar el área de influencia de una estación se utiliza el área entre dos isoyetas consecutivas y la precipitación utilizada es un promedio entre los dos valores correspondientes a dichas curvas.

En este trabajo se utilizó el método de los polígonos de Thiessen por lo cual se detallará a continuación.

### 1.2.2.1 Polígonos de Thiessen

El primer paso de este método consiste en ubicar las estaciones pluviográficas o pluviométricas que se encuentran dentro del área en estudio.

Posteriormente se trazan líneas uniendo cada estación con sus estaciones vecinas formando triángulos; a cada una de estas líneas se le traza una bisectriz la cual se prolonga hasta un punto donde converge con las otras dos bisectrices.

Las estaciones quedaran rodeadas por las líneas bisectoras, las cuales conformaran las fronteras del área de influencia correspondiente a cada estación.

Una vez que se cuenta con el área de influencia de cada estación y con la precipitación registrada en éstas, la precipitación promedio sobre el área en estudio se obtiene con la siguiente expresión:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi}$$

donde:

$A_i$  es el área de influencia de cada estación

$h_{pi}$  es la precipitación registrada en cada estación

$A_T$  es el área total de la zona en estudio.

### 1.2.3 Distribución espacial de la precipitación

La precipitación tiene una distribución espacial que depende del patrón de circulación atmosférica y de factores locales (Chow, 1988); aunado a esto la precipitación tiende a ser mayor cerca de las zonas que generan gran humedad, razón por la cual las costas son sitios donde se tiene una mayor frecuencia y magnitud en los eventos de precipitación.

Sin embargo, la distribución espacial de la precipitación no solo se refiere a la variación geográfica de ésta, también se refiere a la variabilidad para un evento dado, puesto que los valores de precipitación para una tormenta varían de un punto a otro; y esta variación puede causar diferencias sustanciales en la respuesta hidrológica de la cuenca al volumen de escurrimiento superficial generado por la tormenta. En la escala espacial la precipitación varía en un intervalo grande desde celdas convectivas locales hasta largos sistemas frontales, por lo cual para su estudio debe considerarse la interacción entre la escala de esta variabilidad y el tamaño de la cuenca (Guichard 2005).

Con el paso de los años se ha dado mayor importancia a esta distribución y se han utilizado varios criterios para establecer la cantidad mínima de pluviógrafos, por área, que sea considerada como suficiente y que proporcione datos de buena calidad, esta cantidad mínima de pluviógrafos depende entre otras cosas de la zona que se desee estudiar; muestra de esta evolución en los criterios es que en los años setenta se consideraba como aceptable hasta un pluviógrafo cada 25 km<sup>2</sup> (Organización meteorológica mundial, 1970; citada por Linsley). Mientras que Michaud y Sorooshian (1994; citados por Guichard, 2005) encontraron que una densidad de 20 km<sup>2</sup> por pluviómetro es insuficiente, debido a que las celdas de lluvia convectiva tienen una extensión menor. En muchas investigaciones se ha concluido que los diámetros medios de las celdas de lluvia varían fuertemente de acuerdo con el clima y con los tipos de eventos que se generan; dichos diámetros presentan valores, según el autor, que van desde los 15 km<sup>2</sup>, hasta 1 y 2 km<sup>2</sup> de área.

Se han utilizado diferentes métodos analíticos para considerar los efectos de la variabilidad espacial de la lluvia dentro de los que destacan los factores de reducción por área (FRA).

Los factores de reducción por área son un coeficiente que se utiliza para convertir lluvias puntuales en lluvias areales y aunque éste ha sido uno de los métodos más estudiados y desarrollados conlleva el inconveniente de ser un método estadístico, es decir, se necesita de una serie de datos suficiente para poder llevar a cabo el análisis, datos con los que frecuentemente no se cuenta.

Actualmente cuando no se cuenta con la información necesaria en un sitio en estudio se puede recurrir a modelos matemáticos que permitan hacer un pronóstico de la información requerida, para tal efecto se utilizan diversas técnicas de interpolación de lluvia. Es factible determinar la distribución espacial de la lluvia para una misma tormenta si se cuenta con una red de pluviógrafos, mediante los cuales se pueden aplicar dichos métodos de interpolación.

Existen varios métodos de interpolación que van desde asociar la lluvia registrada en la estación más cercana (por ejemplo el método de Thiessen), hasta aquellos más elaborados como el método de Kriging, en el cual se utilizan semivariogramas, que son

funciones que describen la variabilidad espacial de un fenómeno de interés, estos relacionan los datos de lluvia con los que se cuenta en las diferentes estaciones.

Comprender la distribución espacial de la precipitación a través de las cuencas puede mejorar el entendimiento del cambio en el escurrimiento superficial y los modelos hidrológicos. Actualmente se hace énfasis en el manejo integral de cuencas y en la distribución espacial de la lluvia.

#### **1.2.4 Distribución temporal de la precipitación**

Según Guichard (2005) una de las características más destacadas de la precipitación es su variabilidad temporal, cualquiera que sea la unidad de tiempo utilizada para su estudio. Durante un evento de precipitación la intensidad de éste cambia conforme transcurre, es decir, no se mantiene constante de inicio a fin. Este hecho tiene gran relevancia en la formación del escurrimiento superficial, ya que será distinta la respuesta de la cuenca a dos eventos con la misma lámina de precipitación acumulada pero con diferente distribución temporal.

Por otro lado y en cuanto a la estructura interna de las tormentas, ésta varía de acuerdo con la escala temporal. En la medida que el intervalo temporal es más pequeño, la intensidad se torna más importante y se acentúa el carácter concentrado de la precipitación (Guichard 2005). En respecto a esto los pluviógrafos ofrecen la gran ventaja de que permiten conocer la distribución de la lluvia con respecto al tiempo, el cual es un factor de suma importancia en varios problemas de ingeniería. Los registros de los pluviógrafos se pueden transformar y obtener de ellos valiosa información que puede tener diferentes presentaciones, por ejemplo, una curva masa, hietogramas (asociados a diferentes duraciones), así como la intensidad máxima para las diversas tormentas medidas.

La distribución temporal de la lluvia es una variable de suma importancia en la repuesta hidrológica de una cuenca a una tormenta; para determinar la influencia de la variabilidad temporal de la lluvia se han utilizado diversas relaciones entre las que destacan las curvas duración intensidad periodo de retorno (i-d-T) y los factores de ajuste por duración. Dichos métodos tienen la limitación de que parten de información de lluvia de 24 horas la cual es interpolada para duraciones menores; estas duraciones son las que generalmente son asociadas a los gastos máximos, sobre todo en cuencas urbanas. Incluso en estas últimas las duraciones asociadas a gastos pico pueden estar dadas en minutos.

En los estudios de hidrología urbana el intervalo de tiempo en que debemos disponer de información de lluvia es mucho más pequeño que el habitual en los estudios hidrológicos de cuencas naturales. Los intervalos de tiempo de 30 minutos o una hora, habituales en el estudio hidrológico de una cuenca fluvial no son admisibles en general en zona urbana. Se deben utilizar intervalos de tiempo de 5 a 10 minutos, como norma general, o incluso menores según el tamaño de la cuenca. Esto supone una información muy detallada de la evolución de la lluvia en el tiempo (Gómez, 2007).

Conforme se tenga mayor exactitud en la determinación de la variabilidad espaciotemporal de la lluvia se podrán obtener, mediante modelos lluvia-escurrimiento,

hidrogramas de escurrimiento más parecidos a los que se presentan en la realidad; mediante ésto resultará mas sencillo determinar con mayor precisión el gasto pico y el volumen máximo, asociados a una tormenta en estudio.

### **1.3 Relación lluvia-escurrimiento**

En muchos casos no se cuenta con la información hidrométrica necesaria para la realización de algún proyecto, por tal motivo es necesario recurrir a las relaciones lluvia escurrimiento, las cuales son modelos matemáticos que pretenden reproducir analíticamente los efectos causados por una tormenta.

Dado que los datos de lluvia suelen ser más abundantes que los de caudales, normalmente el caudal de proyecto de una obra hidráulica en una determinada cuenca será fijado teniendo en cuenta, entre otros factores, sus características pluviométricas. En zonas urbanas muy impermeables es mucho más cierta la hipótesis de que lluvias con un periodo de retorno determinado generarán caudales del mismo periodo de retorno, y sí utilizamos dichos caudales en el diseño de nuestra obra hidráulica, ésta tendrá también el mismo periodo de retorno. Por tanto el nivel de seguridad en la capacidad del colector está dado por el periodo de retorno considerado en la lluvia que actúa (Gómez, 2007).

Como se mencionó anteriormente los eventos de lluvia en una determinada cuenca no son idénticos, existe una distribución espacial y temporal de la lluvia que siempre varía de un evento a otro. Cuando se presenta una variación temporal muy grande, es decir, grandes intensidades, éstas dan lugar a importantes gastos pico debido a las elevadas pendientes que presentan las cuencas y la baja permeabilidad de las áreas urbanas. Del mismo modo el tiempo que transcurre entre el inicio del escurrimiento provocada por la lluvia y el gasto máximo es menor, es decir, disminuye el tiempo de concentración.

La urbanización de una cuenca modifica su respuesta hidrológica frente a una determinada lluvia. Ésto conlleva que los efectos producidos por una tormenta causen más daños, de los esperados, dentro de dichos efectos se puede destacar el aumento de los volúmenes de escurrimiento y de la velocidad de éstos, con lo cual se generan problemas en la zona aguas abajo, por ejemplo gastos que pueden generar inundaciones, tanto más importantes cuanto menores sean las pendientes.

#### **1.3.1 Pérdidas**

Antes de pasar a la descripción de los modelos que pretenden reproducir los escurrimientos causados por una tormenta, es necesario mencionar la manera en que se determina el volumen de agua que se asocia a los escurrimientos, para lo cual se define el término de pérdidas. Del agua precipitada sobre la superficie de una cuenca, existe un porcentaje que no escurre hacia las corrientes próximas para ser drenado por éstas, a éste se le denomina pérdidas.

Las pérdidas están constituidas principalmente por tres factores, la evaporación, evapotranspiración e infiltración. Las primeras dos son muy poco significativas en cuencas relativamente pequeñas y en procesos donde se utilizan periodos de tiempo

cortos (por ejemplo, horas); por tal razón en estudios donde se analizan eventos de corta duración el término pérdidas está asociado a las pérdidas por infiltración, para las cuales se han desarrollado una gran cantidad de metodologías para su obtención.

Para modelar el proceso de infiltración existen varios modelos, algunos con bases empíricas y algunos con bases físicas. Los modelos empíricos plantean que la infiltración es decreciente en función del tiempo a partir de un valor inicial, como por ejemplo el modelo de Horton. Los modelos con bases físicas describen de manera simple el movimiento del agua a través del suelo, en función de ciertos parámetros físicos, estos modelos aplican algunas hipótesis como que el suelo es homogéneo, la carga de presión es constante, el nivel freático es horizontal, entre otros (Musy, 2001).

También existen modelos derivados del coeficiente de escurrimiento, que se define como una relación entre la precipitación que cae al suelo y la precipitación que influye en el escurrimiento (Musy, 2001). Entre estos modelos se encuentran: Método de  $\Phi$  constante el cual propone un cierto valor de precipitación  $\Phi$  y toda la lluvia que se encuentre por debajo de ese parámetro se considera como pérdidas. El método de distribución proporcional o índice W el cual consiste en distribuir por partes la infiltración proporcionalmente a los cuantiles de precipitación. El método de índice mínimo, propone que cuando se alcanzan las condiciones de saturación, la capacidad de infiltración se vuelve constante. También existen otros métodos más elaborados como el propuesto por Soil Conservation Service y el índice de precipitación antecedente (Musy, 2001).

### **1.3.1.1 Coeficiente de escurrimiento**

Utilizando el criterio de distribución proporcional (índice W), que considera como pérdida un porcentaje constante de la lluvia total; es decir, si se tomara un coeficiente de escurrimiento cualquiera, y se tiene una lluvia (representada por ejemplo en forma de hietograma), la lluvia efectiva será el producto del coeficiente por cada una de las barras del hietograma. Se logra así tomar como lluvia efectiva un porcentaje de la lluvia total pero manteniendo la proporcionalidad entre las barras del hietograma. Existen algunos métodos para estimar el coeficiente de escurrimiento si se cuenta con los registros simultáneos de lluvias y escurrimientos para tormentas anteriores (Aparicio, 2001).

### **1.3.1.2 Modelo de Infiltración (Fórmula de Horton)**

El análisis de la infiltración en el ciclo hidrológico es de importancia básica en la relación entre la precipitación y el escurrimiento, por lo que a continuación se introducen algunos de los conceptos que la definen y los factores que la afectan.

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. En una primera etapa satisface la deficiencia de humedad del suelo en una zona cercana a la superficie, y posteriormente superado cierto nivel de humedad, pasa a formar parte del agua subterránea, saturando los espacios vacíos.

Se denomina capacidad de infiltración a la cantidad máxima de agua que puede absorber un suelo en determinadas condiciones, valor que es variable en el tiempo en

función de la humedad del suelo, el material que conforma al suelo, y la mayor o menor compactación que tiene el mismo.

Horton desarrolló una ecuación matemática para definir la curva de capacidad de infiltración  $f$ :

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-Kt}$$

donde:

$f_0$ : Capacidad de infiltración inicial ó máxima, en mm/h.

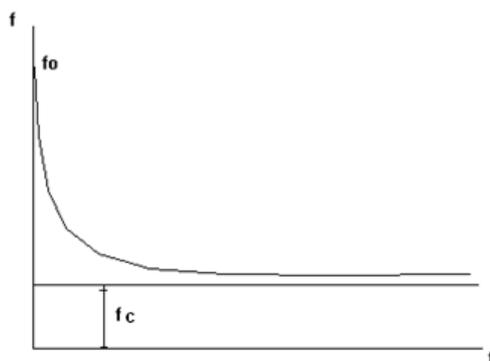
$f_c$ : Capacidad de infiltración básica ó mínima, en mm/h.

$K$ : Constante de decaimiento, en 1/min.

$t$ : Tiempo desde el inicio de la lluvia, en minutos.

Los valores de  $f_0$ ,  $f_c$  y  $K$  están asociados a los suelos y a su cobertura vegetal. Se determina  $f_0$  en suelo completamente seco y  $f_c$  en suelo totalmente saturado.

Horton establece que la capacidad de infiltración se manifiesta como muestra la curva, solo si la intensidad de la precipitación es mayor que la capacidad de infiltración del suelo analizado.



**Figura 1.1. Representación gráfica de la fórmula de Horton.**

La urbanización en una cuenca genera la modificación del uso de suelo en ésta, lo cual conlleva a un incremento de las zonas impermeables, y esto a su vez reduce las pérdidas y propicia un aumento en los volúmenes de escurrimiento. Por lo tanto la urbanización en una cuenca afecta la dinámica de la hidrología en ésta y muy especialmente a las zonas situadas aguas abajo.

### 1.3.2 Método racional

Por su sencillez es uno de los métodos más aplicados, ya que el gasto máximo para una avenida se puede obtener con solo tres parámetros: el área de la cuenca, el coeficiente de escurrimiento y la intensidad de la lluvia.

$$Q = CI_T A$$

donde:

$Q$ , es el gasto pico para una avenida

$C$ , es el coeficiente de escurrimiento de la cuenca

$I_T$ , es la intensidad de la lluvia asociada a cierto periodo de retorno y al tiempo

de concentración  
A, es el área de la cuenca

Para el área de la cuenca y coeficiente de escurrimiento existen diversas formas de obtenerlos, sin embargo la intensidad se obtiene mediante las curvas i-d-T, en donde el periodo de retorno es que le corresponde a la obra en diseño, mientras que para la duración, ésta será igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Sin embargo este método conlleva grandes limitaciones debido a las hipótesis sobre las cuales se fundamenta; en principio supone una distribución uniforme de la lluvia, por lo cual solo podría ser aplicable a tormentas de corta duración. Además, considera solamente un coeficiente de escurrimiento, lo que representa poca variabilidad en la superficie de la cuenca, esto se asocia a cuencas de poca extensión (aunque se han considerado coeficientes de escurrimiento compuestos por la combinación de coeficientes para áreas urbanas y naturales).

Debido a todo lo anterior este método se considera aplicable solamente a cuencas pequeñas, el tamaño de una cuenca es muy relativo y en la literatura se encuentran diversas clasificaciones, pero en México comúnmente se asocia como una cuenca pequeña aquella con una extensión menor a los 250 km<sup>2</sup>, razón por la cual este método puede aplicarse a la mayoría de las cuencas urbanas.

### 1.3.3 Hidrograma Unitario

Por definición un hidrograma unitario para una tormenta con duración D es aquel que se produce por una lámina de lluvia efectiva de 1 mm en esa misma duración D. Es un concepto, surgido en los años treinta, el cual representa la respuesta de la cuenca a una lluvia neta de un milímetro distribuida uniformemente a lo largo de la cuenca, y también de manera constante a través del tiempo.

Este método está basado en tres hipótesis, que sustentan toda su teoría; tales hipótesis son las siguientes:

- 1) Tiempo base constante
- 2) Linealidad y proporcionalidad
- 3) Superposición de causas y efectos

Una de las grandes ventajas de este método radica en que al obtenerse un hidrograma unitario, éste puede ser representativo de la cuenca, es decir, puede ser utilizado para simular cualquier tormenta que se presente en la cuenca. Para que un hidrograma unitario pueda ser representativo de una cuenca debe ser calibrado a partir de medidas de campo.

Como en la realidad resulta muy complicado calibrar un hidrograma unitario, debido a la escasez de información conjunta de lluvias y escurrimientos, es necesario recurrir a otros métodos para su obtención. La alternativa es recurrir a hidrogramas unitarios sintéticos, es decir, aproximaciones al hidrograma unitario basadas en datos simplificados de la cuenca, como el tiempo de concentración, etc. (Gómez, 2007). En la literatura existen diversas metodologías para la obtención de hidrogramas unitarios

sintéticos, entre los cuales destacan los propuestos por Chow y por el SCS (Soil Conservation Service).

Sin embargo, una de las limitaciones más importantes en este método es que considera que la lluvia tiene una distribución uniforme (en tiempo, pero sobre todo en espacio) a lo largo de la duración propuesta; y como se comentó anteriormente esta distribución espaciotemporal siempre tendrá una variación de una tormenta a otra.

#### **1.3.4 Modelos de parámetros distribuidos**

Los modelos descritos en el punto anterior forman parte de una gama de modelos denominados de parámetros concentrados. En este grupo de modelos se considera que los parámetros de dichos modelos no varían a lo largo de la cuenca, de tal forma que solamente un juego de parámetros caracteriza la cuenca completa, lo cual en la realidad resulta poco exacto.

La importancia actual del uso de técnicas de cómputo y la estrecha relación que existe entre la hidrología y la geografía, hacen que el empleo de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), en hidrología constituya un paso esperado en el avance de esta ciencia (Mobayed, 2001). Con el paso de los años se ha dado un aumento de la digitalización de la información y en la utilización de herramientas de cómputo, con lo cual se ha dado paso a nuevos modelos hidrológicos llamados de parámetros distribuidos, en los cuales se considera la variabilidad de las diferentes características de la cuenca a lo largo de ésta (superficie, pendiente, red de drenaje, cobertura vegetal, tipo y uso de suelo, etc.), así como las variables climatológicas que se presentan dentro de ella (lluvia, temperatura, humedad, velocidad del viento, nubosidad, entre otras).

Una ventaja significativa del uso de parámetros distribuidos es la aplicación a modelos lluvia-escurrecimiento, haciendo uso de SIG, se han elaborado una gran cantidad de modelos de gran complejidad que pretenden disminuir la incertidumbre generada por la heterogeneidad de las variables antes mencionadas. Sin embargo, una de sus grandes desventajas es que requieren de una gran cantidad de información, la cual en nuestro país generalmente es escasa o de baja calidad.

Al incorporar los datos provenientes de los SIG, en los modelos hidrológicos se facilita el análisis regional de las cuencas, especialmente cuando el propósito es realizar un manejo integral de recursos naturales y los que se asocian a problemas de impacto ambiental. Además al utilizar una misma plataforma de trabajo, los modelos pueden integrar información temática diversa, pues todos los datos se encuentran debidamente geo-referenciados a un mismo sistema (Mobayed, 2001).

En los SIG se utilizan diversas técnicas una de las más usadas es el uso de las mallas de parámetros donde para cada celda se puede determinar o asignar un valor de las diferentes variables estudiadas en la cuenca, así entonces se puede caracterizar la variabilidad una superficie de punto a punto, haciendo uso de archivos digitales tipo *raster*. De hecho, todo parámetro meteorológico y fisiográfico susceptible de ser representado mediante planos o mapas, puede ser analizado a través de los SIG con la finalidad de aplicarlo en la modelación hidrológica (Mobayed, 2001).

Al hacer uso de este tipo de técnicas, el usuario tiene la ventaja de que puede ajustar el tamaño de las celdas a sus necesidades y a la precisión que requiera el análisis. Por ejemplo al realizar un estudio en una cuenca natural se puede usar un tamaño de celda del orden de kilómetros, el cual reproduciría satisfactoriamente la variación de los parámetros en dicha cuenca. Sin embargo esta resolución resultaría insuficiente en una cuenca urbana, generalmente mucho más pequeña, en donde se optaría por mallas con dimensiones en el orden de metros.

En la actualidad, los datos para un SIG pueden ser obtenidos de diversas formas, desde las más sencillas, por ejemplo mediciones *in situ*, hasta aquellas que requieren un alto grado de sofisticación, como son la digitalización de mapas existentes o por imágenes de satélite. Sin embargo, los problemas de escala y los de registro común en tiempo y espacio hacen que el manejo conjunto de fuentes tan distintas, sea muy complicado.

En un futuro la percepción remota permitirá la obtención de imágenes y la transmisión de datos meteorológicos simultáneos que, en conjunción con el conocimiento físico de las cuencas y las condiciones de humedad prevalecientes, facilitara el pronóstico en tiempo real de los escurrimientos que ahí puedan generarse, a través de modelos físico-hidrológicos debidamente validados (Mobayed, 2001).

## **1.4 Sistemas de presas**

Una presa es un conjunto de obras civiles destinadas al aprovechamiento de una corriente o a la protección, de bienes o comunidades, contra grandes avenidas. Los principales componentes de una presa son: el embalse, el vaso, la cortina, la obra de excedencias y la obra de toma.

### **1.4.1 Tipos de presas**

Existen diversas clasificaciones para las presas las cuales están en función de factores como su uso, su diseño, el tipo de material de que están construidas, entre otros. El fin con el cual está construida la presa es uno de los factores más importantes en la diferenciación entre el tipo de presas, en éste entrará en juego un factor de carácter trascendental, como es el tiempo, ya que para obras destinadas al aprovechamiento de recursos hidráulicos (por ejemplo, riego y generación de energía) el tiempo de análisis estará dado en meses o años, mientras que para el caso de obras de protección contra avenidas este intervalo será de días o incluso horas.

En este trabajo se analiza el comportamiento de un conjunto de presas destinadas al control de avenidas, razón por la cual se detallaran algunos aspectos generales acerca de este tipo de estructuras.

#### **1.4.1.1 Presas de regulación**

El aumento en la urbanización genera un incremento en el volumen y en la velocidad del escurrimiento, por lo cual para atenuar estos efectos se construyen obras con el propósito de mantener el escurrimiento por un periodo corto de tiempo antes de

devolverlo a su cauce natural, a estas obras se les denomina presas de regulación (o detención). Una presa de este tipo puede ir desde una estructura que genere un simple remanso hacia aguas arriba, hasta un embalse grande con un complejo mecanismo de control.

El diseño de una presa de regulación esta basado en el concepto de detener el escurrimiento y liberarlo a una tasa regulada. EL almacenamiento por detención atenúa el pico de los caudales y la alta energía cinética del escurrimiento superficial (Chow, 1994).

Existen varios factores de los cuales depende el diseño de una presa de regulación entre los más importante se puede destacar: El evento para el cual se diseña (periodo de retorno), el volumen de almacenamiento necesario y el gasto máximo que se puede descargar aguas abajo.

#### **1.4.1.2 Presas derivadoras**

Las presas derivadoras sirven para sobreelevar el nivel de la superficie libre del agua y disponer de carga suficiente para proporcionar los gastos requeridos para su aprovechamiento. Como se mencionó comúnmente se utilizan para diferentes aprovechamientos como captación y distribución de agua potable o para irrigación; sin embargo, también pueden ser utilizadas en la desviación de caudales, cuando se presentan avenidas que no pueden ser conducidas por sus respectivos cauces, hacia un río próximo o un almacenamiento lateral.

Estas presas están compuestas de una obra principal y de una obra de toma, la obra principal se encuentra sobre el cauce del río y consta de los bordos que interrumpen el flujo natural del río con el propósito de elevar el nivel del agua para extraer por gravedad el líquido por alguna de las márgenes.

Este tipo de presas no cuentan con una capacidad de almacenamiento, es decir, casi siempre será rebasada por la avenida, razón por la cual uno de sus elementos principales y con el que siempre debe contar es con una sección vertedora que permita el paso de todas las avenidas que se puedan presentar.

Generalmente los vasos que se forman con estas estructuras no tienen capacidad de azolve ni de almacenamiento por lo cual se deben equipar con un desarenador que permita un funcionamiento eficiente de la obra. Dado que no se cuenta con un vaso regulador a la presa llegará todo el gasto que pasa por el río, casi sin ser modificado. Si el gasto es muy grande pasará la mayor parte sobre la presa, aunque al mismo tiempo puede hacerse la derivación.

## 1.5 Tránsito de avenidas

### 1.5.1 Funcionamiento de un vaso

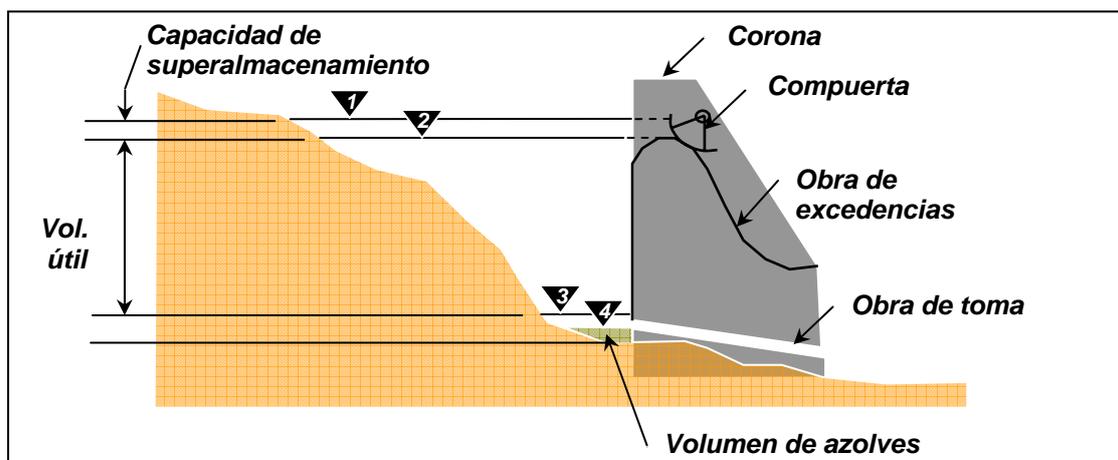
La función primordial de un vaso es almacenar en cierto volumen de agua durante un periodo de tiempo determinado, para que de esa forma se regulen los escurrimientos en el cauce sobre el que se ubica. Los vasos de almacenamiento tienen diferentes propósitos dentro de los que destacan: la generación de energía, la irrigación de territorios de cultivo, el abastecimiento de agua potable y el control de avenidas.

Dentro de un vaso de almacenamiento existen diferentes elevaciones de operación, las cuales se definen a continuación:

**NAMINO:** Nivel de aguas mínimas de operación, es el nivel más bajo al que puede operar la presa. El volumen que queda por debajo de la elevación de la obra de toma y se destina para acumular los sedimentos que arrastra la corriente, a lo largo de la vida útil de la obra se denomina volumen de azolves.

**NAMO:** Nivel de aguas máximo ordinario, es el nivel más alto que se puede tener en la presa sin que se ponga en riesgo la seguridad de la estructura. En algunas ocasiones coincide con la cresta de la obra de excedencias si se trata de un vertedor con descarga libre; en el caso de que se tengan compuertas el NAMO puede estar por encima de la cresta. El volumen que se encuentra entre el NAMO y el NAMINO se denomina volumen o capacidad útil.

**NAME:** Nivel de aguas máximas extraordinarias, es la máxima elevación que se puede presentar en el vaso, el volumen que se encuentra entre el NAME y el NAMO se llama volumen de superalmacenamiento y sirve para controlar las avenidas que se presenten cuando el nivel está muy cerca del NAMO. Entre el NAME y la elevación de la corona existe un espacio denominado bordo libre, el cual tiene la función de controlar el oleaje y la marea provocados por el viento.

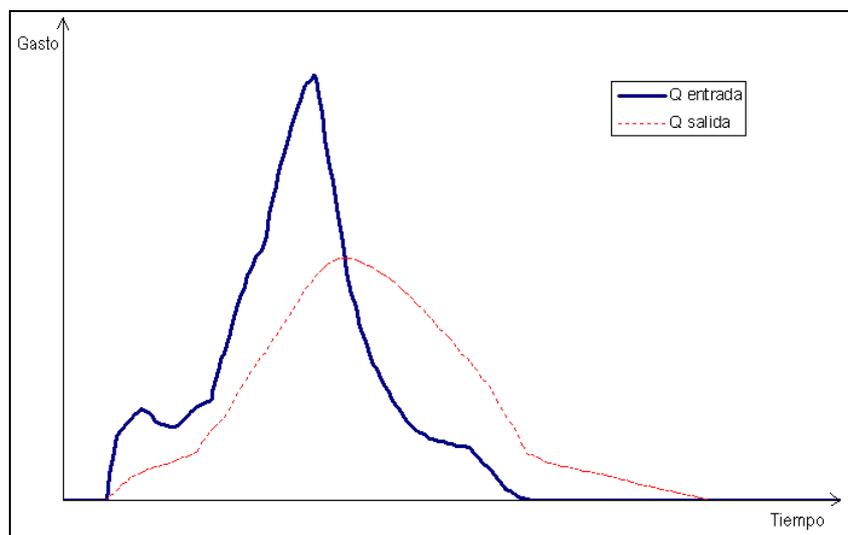


*Figura 1.2. Esquema general del funcionamiento de una presa.*

### 1.5.2 Tránsito en vasos

Una avenida es una corriente de agua de magnitud importante que ocurre como consecuencia de una tormenta, el tránsito de una avenida consiste en un procedimiento para determinar el tiempo y la magnitud de ésta, es decir, su hidrograma a partir de hidrogramas conocidos en puntos aguas arriba. En otras palabras, es un proceso que muestra como el flujo puede ser reducido en magnitud y prolongado en el tiempo (atenuado) por el uso del almacenamiento en un tramo entre dos puntos.

Este proceso es utilizado para prevenir o controlar inundaciones a través de obras hidráulicas, mediante las cuales se pretende modificar el hidrograma que llega como estímulo producto de una tormenta, en un hidrograma donde se retarde el efecto del pico y la magnitud del mismo.



**Figura 1.3. Representación gráfica del tránsito de una avenida en vasos.**

Para determinar el tránsito de avenida en vasos se hace uso de la ecuación de continuidad que se expresa en los siguientes términos:

$$I - O = \frac{dV}{dt}$$

donde:

I, Gasto de entrada al vaso

O, Gasto de salida del vaso

$\frac{dV}{dt}$ , Variación del volumen almacenado con respecto al tiempo

Aún si se conoce el hidrograma de entrada al almacenamiento, no se puede resolver directamente la ecuación, ya que tanto el gasto de salida como el almacenamiento son incógnitas. Se requiere de una segunda ecuación, en la que se pueda asociar el almacenamiento con alguna de las otras dos variables; al realizar ésto el problema se convierte en un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas el cual es posible resolver.

La relación que se presenta entre el almacenamiento y las entradas o salidas, depende de sistema analizado; en el tránsito en vasos, el almacenamiento es una función no lineal

que depende únicamente del gasto de salida. Se asume que la descarga es función de la elevación del agua, dicha función está dada por la geometría del vertedor y de la obra de toma. Por otra parte se debe construir una curva que relaciona el almacenamiento en el vaso con la elevación de la superficie libre del agua que se presenta en éste. Así entonces, la función entre el almacenamiento y el gasto de salida, se obtiene relacionando ambos términos con la elevación que se presenta en el vaso. Debe señalarse que para el tránsito de avenidas en vasos la relación entre el almacenamiento y el gasto de salida debe ser invariable.

Para el tránsito de una avenida la ecuación de continuidad es utilizada en su forma diferencial (en un intervalo de tiempo,  $t$ ) y puede ser escrita como sigue:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = V_2 - V_1$$

donde:

$\Delta t$ , es el intervalo entre el inicio y el final del tiempo  $t$

Los subíndices 1 y 2, denotan los valores al principio y al final del tiempo  $t$ . Reordenando los términos y dejando de un solo lado de la ecuación aquellos que son desconocidos, se tiene:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + V_1 - \frac{O_1}{2} \Delta t = V_2 + \frac{O_2}{2} \Delta t$$

Donde los valores correspondientes a las entradas ( $I$ ) son conocidos; los valores de  $V_1$  y  $O_1$ , son conocidos a partir de los cálculos en el intervalo anterior. Las únicas incógnitas son  $V_2$  y  $O_2$ , sin embargo, éstas pueden calcularse a partir de la relación entre los gastos de salida y los almacenamientos.

Para poder llevar a cabo el tránsito de una avenida en un almacenamiento es necesario contar con cierta información que permita deducir la información faltante (lado derecho de la ecuación) que cumple con la igualdad anterior. La información que se requiere para tal propósito son: las curvas elevación-descarga, elevación-almacenamiento y el hidrograma de entrada al vaso.

En la actualidad existen diversos métodos para realizar el tránsito de una avenida, que van desde un método gráfico hasta métodos numéricos que han aumentado su poder debido al desarrollo de los sistemas de cómputo; así mismo existe una vasta bibliografía donde se pueden encontrar dichos métodos con una explicación más desarrollada

### 1.5.3 Tránsito en cauces

Comúnmente las obras para control de inundaciones se encuentran aguas arriba de los sitios que se desea proteger, por lo cual asociada al tránsito en un vaso se debe realizar una simulación de cómo se comporta el volumen de agua descargado por la obra hidráulica a lo largo del cauce hasta el punto de interés. A esta simulación se le denomina tránsito de avenidas en cauces, y tiene por finalidad revisar la capacidad del cauce para conducir los gastos máximos de salida de la obra ubicada aguas arriba.

El método empleado para solucionar este problema es muy similar al tránsito en un vaso; sin embargo, conlleva algunas dificultades como desconocer la información topográfica del tramo del cauce analizado, además, se pueden tener aportaciones adicionales a lo largo del tramo, lo que convierte el problema en uno de flujo no permanente. Además, se presenta una relación variable entre el almacenamiento y las descargas. Otra variación que se presenta en este caso, ya que se trata de flujo no permanente, es que adicionalmente a la ecuación de continuidad se deben utilizar ecuaciones del movimiento del fluido que permitan conocer la variación del nivel de la superficie libre del agua en cualquier punto del tramo analizado; para lo cual se pueden utilizar las ecuaciones de la energía o la de cantidad de movimiento, que generalmente son manejadas en forma diferencial.

Para el tránsito de avenidas en cauces existen dos principales metodologías, una hidráulica y una hidrológica. La primera se basa en la solución de las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento para flujo no permanente; con esto se forma un sistema de ecuaciones diferenciales, para el cual no existe solución analítica, por lo cual para su resolución se emplean métodos numéricos.

Por su parte, los métodos hidrológicos proponen diversas simplificaciones a las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento para flujo no permanente, con lo que se obtienen soluciones más simples, aunque con menor aproximación. Dentro de los métodos hidrológicos más populares se encuentra el de Muskingum o diversas modificaciones de éste.

Sin embargo en la actualidad se tiene la tendencia a utilizar los modelos autorregresivos (ARMA) de diferente orden. Estos modelos utilizan hidrogramas, ya sea de entrada, de salida o ambos, los cuales se puede obtener a través del aforo de un cauce en un tiempo determinado.

## 2. OPTIMIZACIÓN DE LA OPERACIÓN DE UN SISTEMA DE PRESAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS

### 2.1 Optimización manual

Una forma rudimentaria de realizar la optimización de los almacenamientos en un sistema de presas es la optimización mediante prueba y error, es decir, realizando varias simulaciones y ajustando la política de operación entre una simulación y otra, de forma tal que se cumpla con los objetivos y las condiciones propuestas para el sistema.

En ingeniería existe una gran diversidad de métodos de optimización, los cuales pueden ser aplicados a un sistema de presas, respetando la metodología y condiciones que cada uno establece. Sin embargo, es de vital importancia, para la aplicación de dichos métodos, considerar el tipo de objetivo que se busca optimizar, ya que algunos de estos métodos pueden ser aplicados, por ejemplo, a sistemas de presas de generación de energía eléctrica pero no a aquellos destinados al control de avenidas, y viceversa.

A continuación se presenta la teoría de algunos de los métodos que pueden ser utilizados para la optimización de sistemas de presas.

### 2.2 Métodos de optimización

#### 2.2.1 Programación lineal

La programación lineal es un procedimiento o algoritmo matemático mediante el cual se resuelve un problema indeterminado, formulado a través de ecuaciones lineales, en donde se busca optimizar una función también lineal. La programación lineal consiste en optimizar, ya sea minimizando o maximizando, una función lineal, que se denomina función objetivo, de tal forma que las variables de dicha función estarán sujetas a una serie de restricciones que son expresadas mediante un sistema de inecuaciones o desigualdades lineales. Las variables deben ser números reales mayores o iguales a cero.

Según Bronson (1993), las restricciones pueden ser de la forma:

$$A_j = \sum_{i=1}^N a_{ij} * X_i \quad B_j \leq \sum_{i=1}^N b_{ij} * X_i \quad C_j = \sum_{i=1}^N c_{ij} * X_i$$

donde:

- A<sub>j</sub>**, son valores conocidos a ser respetados estrictamente.
- B<sub>j</sub>**, son valores conocidos que deben ser respetados o pueden ser superados.
- C<sub>j</sub>**, son valores conocidos que no deben ser superados.
- j**, es el número de la ecuación, variable de 1 a M (número total de restricciones).
- a, b y c**, son coeficientes técnicos conocidos.
- X<sub>i</sub>**, son las incógnitas.
- i**, es el número de la incógnita, variable de 1 a N.

En general no hay restricciones en cuanto a los valores de N y M. Puede ser N = M; N > M; ó, N < M. Sin embargo si las restricciones del tipo 1 son N, el problema puede

ser determinado, y puede no tener sentido una optimización. Los tres tipos de restricciones pueden darse simultáneamente en el mismo problema.

Para poder solucionar un problema mediante programación lineal, primero se debe obtener toda la información posible acerca de las características de dicho problema y plantearlo en función de ecuaciones o inecuaciones en donde las variables mantengan una relación lineal; en otras palabras se debe preparar el algoritmo para dicho problema. De acuerdo con Bronson (1993), los pasos para modelar un problema son los siguientes:

- Paso 1: Se determinan las variables de decisión y se expresan algebraicamente.

$$X_1, \dots, X_n$$

- Paso 2: Se determinan las restricciones y se expresan como ecuaciones o inecuaciones de las variables de decisión:

$$\begin{aligned} A_{11}X_1 + A_{12}X_2 + \dots + A_{1n}X_n &\geq, \leq \text{ ó } = b_1 \\ A_{21}X_1 + A_{22}X_2 + \dots + A_{2n}X_n &\geq, \leq \text{ ó } = b_2 \\ &\dots \\ A_{m1}X_1 + A_{m2}X_2 + \dots + A_{mn}X_n &\geq, \leq \text{ ó } = b_m \end{aligned}$$

- Paso 3: Se expresan todas las condiciones implícitamente establecidas por la naturaleza de las variables: que no puedan ser negativas o que sean enteras.

$$\begin{aligned} X_1, \dots, X_n &\geq 0 \\ X_1, \dots, X_n &\in \text{Enteros} \end{aligned}$$

- Paso 4: Se determina la función objetivo.

Maximizar o minimizar:

$$Z = C_1X_1 + C_2X_2 + \dots + C_nX_n$$

La programación lineal es muy usada en la ingeniería ya sea para aumentar al máximo los ingresos o reducir al mínimo los costos de un proyecto dado. Algunos ejemplos son:

- Optimización de la combinación de diámetros comerciales en una red ramificada de distribución de agua potable.
- Aprovechamiento óptimo de los recursos de una cuenca hidrológica.
- Soporte para toma de decisión en tiempo real, para operación de un sistema de obras hidráulicas.
- Solución de problemas de transporte.

La programación lineal constituye un importante campo de la optimización por la razón de que muchos problemas prácticos pueden plantearse como problemas donde sus variables pueden relacionarse de forma lineal.

### 2.2.2 Programación dinámica

En muchos problemas de programación matemática se tiene que determinar soluciones que repercutirán en el próximo período o etapa. Una alternativa a esto, es construir un modelo único, donde se realice un planteamiento completo, y donde se tenga un conjunto de variables asociadas a etapas; para posteriormente introducir las relaciones entre etapas. Así surge la programación dinámica como una alternativa de descomposición en donde primero se resuelven subproblemas más pequeños y luego son ligados (Prawda, 1977).

Los elementos más comunes en cualquier modelo de programación dinámica son: las etapas, los estados, las variables de decisión y la función de recurrencia. La programación dinámica es un enfoque general para la solución de problemas en los que es necesario tomar decisiones en etapas sucesivas (Prawda, 1977). Las decisiones tomadas en una etapa condicionan la evolución futura del sistema, afectando a las situaciones, denominadas estados, en las que el sistema se encontrará en el futuro, y a las decisiones que se plantearán en el futuro.

Conviene resaltar que a diferencia de la programación lineal, el modelado de problemas de programación dinámica no sigue una forma genérica. Así, para cada problema será necesario determinar y especificar cada uno de los componentes que caracterizan un problema de programación dinámica.

El procedimiento general de resolución de estas situaciones se divide en el análisis recursivo de cada una de las etapas del problema, en orden inverso, es decir comenzando por la última y pasando en cada iteración a la etapa antecesora. El análisis de la primera etapa finaliza con la obtención del óptimo del problema. Así, programación dinámica consiste en solucionar el presente suponiendo que en cada etapa futura siempre se tomaran las decisiones correctas.

Goic (1996) dice que para que un problema pueda ser resuelto con la técnica de programación dinámica, debe cumplir con ciertas características:

- Naturaleza secuencial de las decisiones: El problema puede ser dividido en etapas.
- Cada etapa tiene un número de estados asociados a ella.
- La decisión óptima de cada etapa depende solo del estado actual y no de las decisiones anteriores.
- La decisión tomada en una etapa determina cual será el estado de la etapa siguiente.

En síntesis, la política óptima desde un estado  $s$  de la etapa  $k$  a la etapa final esta constituida por una decisión que transforma  $s$  en un estado  $s'$  de la etapa  $k + 1$  y por la política óptima desde el estado  $s'$  hasta la etapa final.

Según Goic (1996) para resolver un problema de programación dinámica debemos al menos:

- Identificación de etapas, estados y variable de decisión:
  - Cada etapa debe tener asociado una o más decisiones (problema de optimización), cuya dependencia de las decisiones anteriores esta dada exclusivamente por las variables de estado.
  - Cada estado debe contener toda la información relevante para la toma de decisión asociada al período.
  - Las variables de decisión son aquellas sobre las cuales debemos definir su valor de modo de optimizar el beneficio acumulado y modificar el estado de la próxima etapa.
- Descripción de ecuaciones de recurrencia: Nos deben indicar como se acumula la función de beneficios a optimizar (función objetivo) y como varían las funciones de estado de una etapa a otra.
- Resolución: Debemos optimizar cada subproblema por etapas en función de los resultados de la resolución del subproblema siguiente. Se debe señalar que para que las recurrencias estén bien definidas se requerirá invariablemente de condiciones de frontera.

Donde tiene mayor aplicación la programación dinámica es en la resolución de problemas de optimización. En este tipo de problemas se pueden presentar distintas soluciones, cada una con un valor, y lo que se desea es encontrar la solución de valor óptimo (máximo o mínimo).

### 2.2.3 Operación óptima de compuertas (OPOP)

Cuando se presenta una avenida en un vaso controlado mediante compuertas, se presentan dos alternativas de operación; si las compuertas operan de forma conservadora las avenidas pueden pasar por el vaso casi sin control, causando daños por inundación aguas abajo, lo cual podría evitarse. Por otra parte una política de operación muy audaz puede poner en riesgo la seguridad estructural de la presa o obligar a “corregir” descargando grandes gastos que provoquen serios daños aguas abajo.

El OPOP es un método para operar compuertas, propuesto por González (1969), el cual usa como única información la historia de los niveles del vaso, de modo que no se causen daños innecesarios y sobre todo que no se ponga en peligro la seguridad de la obra. González sugiere que para una avenida con periodo de retorno  $T$ , dado el nivel de la presa en un tiempo  $t$  es posible encontrar la política de operación que minimice el gasto máximo descargado, siguiendo el procedimiento que se detalla a continuación.

Para obtener las curvas de operación para una avenida dada se aplica la ecuación de continuidad en la forma que se muestra a continuación:

$$S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i$$

donde

$S_{i+1}$ , es el almacenamiento al final del intervalo de tiempo

$S_i$ , es el almacenamiento al principio del intervalo de tiempo

$Q_i$ , es el volumen que entra al vaso en el intervalo de tiempo

$X_i$ , es el volumen descargado en el intervalo de tiempo

Para resolver la ecuación de continuidad tal como se planteó es necesario que cumpla con ciertas restricciones. Una de ellas es que el almacenamiento en cualquier instante debe ser menor que el NAME. Además los volúmenes medios descargados deben ser menores o iguales que los volúmenes que podrían descargarse con las compuertas totalmente abiertas ( $V_{max}$ ), para todos los intervalos y para cualquier volumen almacenado. Otra restricción se refiere a los daños que se pueden provocar aguas abajo a causa de los gastos descargados, dichos daños son función del gasto máximo descargado.

Así entonces la política más acertada es aquella donde se eligen las descargas tal que se minimicen los daños cumpliendo con la ecuación de continuidad y respetando las restricciones dadas anteriormente. De forma condensada el problema se puede escribir como:

$$\text{Min}(X_1, X_2, X_3, \dots, X_{NT}) \{ \text{Max}\{D(X_1), D(X_2), D(X_3), \dots, D(X_{NT})\} \}$$

Sujeto a

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i \leq NAME \\ 0 \leq X_i \leq V_{max} \\ S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i \end{array} \right\} \quad \text{Para } i = 1, 2, 3, \dots, NT$$

donde:

$X_i$ , es el volumen descargado en el intervalo de tiempo

$D(X_i)$ , es la función de daños, que depende de el volumen descargado

$S_{i+1}$ , es el almacenamiento al final del intervalo de tiempo

$S_i$ , es el almacenamiento al principio del intervalo de tiempo

$Q_i$ , es el volumen que entra al vaso en el intervalo de tiempo

$V_{max}$ , es el volumen que podría descargarse con las compuertas totalmente abiertas

$NT$ , es el número de intervalos de análisis

Planteado así, el problema se puede resolver mediante ecuaciones recursivas a través de programación dinámica, con lo cual es posible obtener la política de operación óptima. Se pueden elaborar gráficas que indiquen con que gasto mínimo es posible desalojar la avenida; para construir las graficas se debe trazar en un plano almacenamiento-tiempo las funciones optimizadas como se muestra en la figura 2.1.

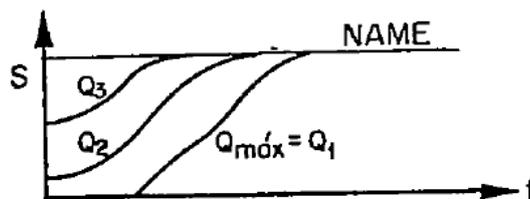


Figura 2.1. Curvas de operación obtenidas con el método OPOP (González, 1969).

De acuerdo a lo anterior es posible determinar la política de operación a seguir dada una avenida, para lo cual se debe considerar una hipótesis, la cual es que los hidrogramas de entrada al vaso coinciden en la rama ascendente, para diferentes tiempos de retorno ( $T_1, T_2, \dots, T_n$ ), y el gasto máximo se presenta en los tiempos  $t_1, t_2$  y  $t_3$  según la figura 2.2.

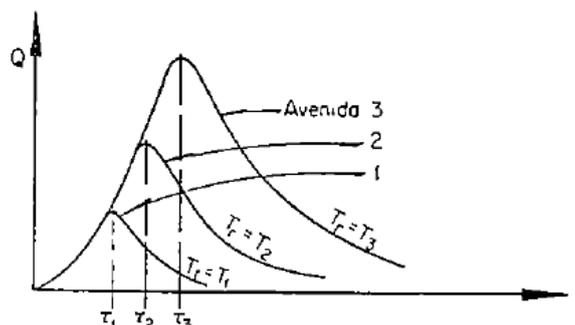


Figura 2.2. Hidrogramas de entrada al vaso para diferentes periodos de retorno (González, 1969).

Si se conoce el almacenamiento en la presa en el tiempo 0 y la avenida que entra al vaso cumple con la hipótesis anterior y es de periodo de retorno  $T_2$ , González (1969) considera tres posibles casos:

- Operación de acuerdo a una política obtenida a partir de una avenida con periodo de retorno  $T_1$ ; entre el inicio del hidrograma y el pico de éste ( $t_1$ ) se sigue la curva de operación correspondiente a esta avenida, sin embargo a partir de que se supera este tiempo los volúmenes de ingreso al vaso son mayores a los supuestos, por lo tanto se debe cambiar la operación a la que corresponde a la avenida con  $T_2$ .
- Se sigue la política de operación obtenida para la avenida con  $T_2$ , de tal modo que los almacenamientos seguirán la curva de operación obtenida para esta avenida, sin presentar ningún contratiempo.
- Las compuertas operan según la política obtenida para la avenida con  $T_3$ . Así entonces los almacenamientos seguirán la curva de operación correspondiente hasta llegar al pico de la avenida 2 ( $t_2$ ), a partir de ese momento los almacenamientos serán menores a los estimados por lo cual se deberá adoptar la política de operación correspondiente a la avenida con  $T_2$ .

De esta manera con el método propuesto por González (1969) es posible identificar la avenida que entra al vaso, proporcionando al mismo tiempo la política de operación a seguir.

## **2.3 Algoritmos Genéticos**

### **2.3.1 Introducción**

La computación evolutiva es un campo de conocimiento donde se pretende simular un proceso evolutivo a través de una computadora, con la finalidad de obtener la solución a problemas de aprendizaje, búsqueda, clasificación y optimización. Este campo está conformado por las estrategias evolutivas, la programación evolutiva, los algoritmos genéticos (AG), entre otros.

Los AG son un método para resolver problemas de optimización, basado en la selección natural (o supervivencia del más apto), el proceso que conduce la evolución biológica. Éste es un método de búsqueda y optimización, desarrollado a principios de los años sesenta por Holland, el cual se basa en los principios de Darwin de selección natural y en los mecanismos genéticos de las poblaciones. Desde su introducción hace más de cuatro décadas los AG han demostrado ser una eficiente herramienta para complejos problemas de diseño y optimización.

De acuerdo a Golberg (Chiu, 2006) la mayor diferencia entre los AG y los tradicionales métodos de optimización son: los AG usan un código evolutivo para el juego de parámetros y no los parámetros en sí; buscan una población de posibles soluciones y no una sola solución; los AG usan reglas de transición probabilísticas, y no reglas determinísticas.

Los AG han llegado a ser una familia de técnicas de optimización en la cual el espacio de solución es buscado mediante la generación de candidatos a solución con la ayuda de un generador de números pseudo-aleatorios; estos algoritmos cuentan con un conjunto de procesos de aprendizaje mediante los cuales se va depurando una población con individuos que son candidatos a solución, cada uno de los cuales representa un punto en el espacio de potenciales soluciones.

La analogía con la naturaleza es establecida mediante la creación de un juego de soluciones candidatas llamadas población. Cada individuo en una población es representado por un conjunto de parámetros que describen completamente una solución al problema que se desea resolver. Estos individuos son codificados dentro de cromosomas; los cuales son, en esencia, cadenas de caracteres análogas a los del ADN.

Las unidades básicas de un AG son un “bit” (o carácter), un “gen”, un “cromosoma” y una población. En AG un gen está constituido por bits (por ejemplo 0 y 1) y representa un parámetro (o una variable de decisión) a optimizar. Un cromosoma es la combinación de un juego de genes. Cada variable es un gene y la combinación de genes forma un cromosoma, cada uno de los cuales es una posible solución para las variables. Finalmente una familia de cromosomas forma una población, en donde cada uno de los cuales es un candidato a solución (Tayfur, 2007).

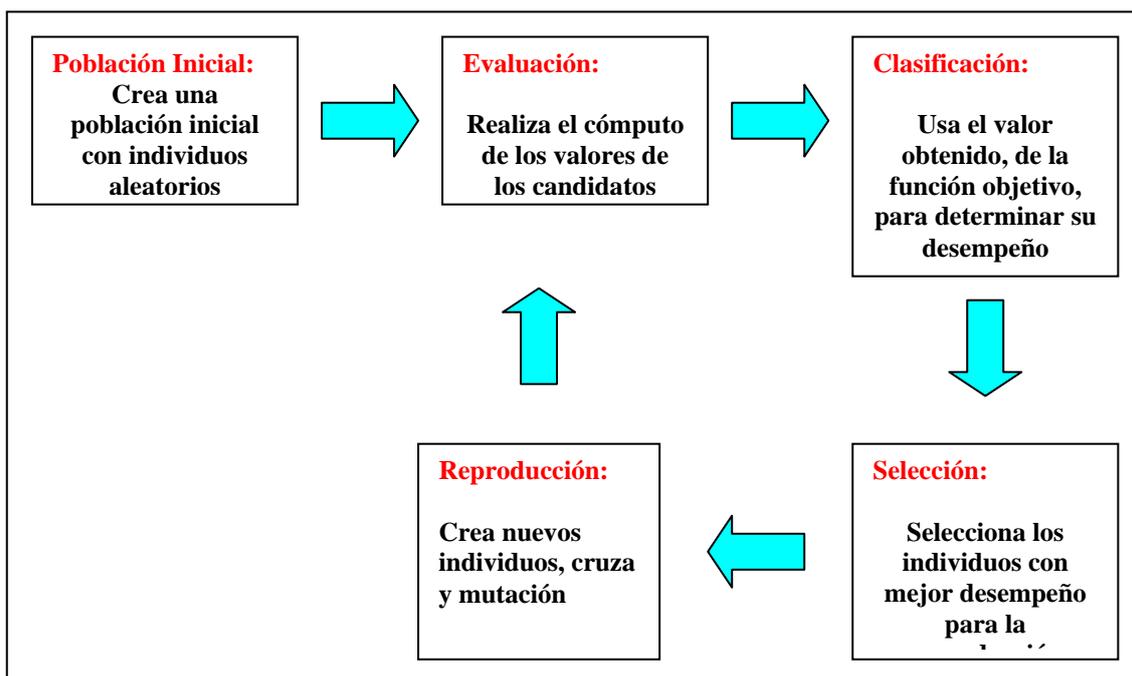
Los AG repetidamente modifican una población de soluciones individuales, en cada paso o generación, seleccionando individuos de la población actual para ser padres y usarlos para producir hijos para la próxima generación; para realizar esta selección cada individuo debe ser evaluado para dar alguna medida de su desempeño. A través de las

generaciones sucesivas, la población evoluciona hacia una solución considerada como la mejor o la óptima.

Los AG usan tres tipos principales de reglas en cada paso para crear la siguiente generación a partir de la población actual:

- Reglas de selección, seleccionan individuos llamados padres que contribuyen para la población de la nueva generación.
- Reglas de cruce, combinan dos padres para formar un hijo de la siguiente generación.
- Reglas de mutación, aplican cambios aleatoriamente de los individuos padres a los hijos.

Se pueden aplicar los AG para resolver una gran variedad de problemas de optimización que no son adecuados para algoritmos de optimización estándar, incluyendo problemas donde la función objetivo es discontinua, no diferenciable, estocástica o altamente no lineal. Cualquier proceso de optimización ya sea de ingeniería o no, es susceptible de ser resuelto mediante algoritmos genéticos. Una estructura general de los algoritmos genéticos es como sigue:



*Figura 2.3. El ciclo básico de los algoritmos genéticos.*

En general un algoritmo genético tiene cinco componentes básicos, que son resumidos por Michalewicz (citado por Gen, 2000), los cuales son:

1. Una representación genética para las soluciones del problema.
2. Una manera de crear una población inicial de soluciones.

3. Una función de evaluación que clasifica las soluciones en términos de su desempeño.
4. Operadores genéticos que modifican la composición genética de los hijos durante la reproducción.
5. Valores para los parámetros de los algoritmos genéticos.

Los algoritmos genéticos usualmente comienzan la optimización a partir de una población que contiene un número fijo de individuos, cada uno con un cromosoma distintivo. El cromosoma es una cadena numérica donde cada posición (alelo en terminología de AG) codifica un parámetro, o parte de él, del problema. Para la representación de los alelos se pueden ser elegir varias formas que van desde el alfabeto binario ( $A_i \in \{1, 0\}$ ), hasta el de los números reales ( $A_i \in \mathfrak{R}$ ).

Los individuos de la población inicial son generados aleatoriamente, después de lo cual el algoritmo entra a un ciclo durante un predeterminado número de iteraciones o generaciones. En este ciclo, la población que entra es primeramente evaluada de acuerdo con la función objetivo preestablecida, la cual describe numéricamente el desempeño de los individuos para resolver el problema. Después de este paso es iniciado otro ciclo para determinar los padres de la población para la siguiente generación aplicando los operadores genéticos de selección, cruza y mutación.

Un AG simple puede ser usado para resolver problemas de optimización multi-objetivo; con un AG simple el problema multi-objetivo es convertido a una simple función objetivo ponderada, con diferentes pesos seleccionados para asignar diferentes prioridades a los correspondientes objetivos (Aragón, 2008).

### 2.3.2 Codificación

Al usar un AG, se debe elegir una representación adecuada para codificar en el cromosoma de un individuo las diferentes características del problema para el cual se busca un óptimo. Se supone que los individuos (posibles soluciones), pueden representarse como un conjunto de parámetros, que denominaremos genes, los cuales agrupados forman una cadena de caracteres (denominada cromosoma) (Jiménez, 2004).

Para codificar un cromosoma, lo más común es utilizar el lenguaje binario, sin embargo, en muchos problemas de ingeniería resulta muy complejo representar sus características mediante este lenguaje, razón por la cual ha recurrido a otros métodos de codificación que hagan más efectiva su implementación en los AG. De acuerdo con el tipo de símbolo que es utilizado para representar un alelo los métodos de codificación pueden ser clasificados como:

- Codificación binaria
- Codificación con números reales
- Codificación con variación de enteros o literales

Por otra parte se debe considerar que para cada uno de los individuos de la generación se debe calcular una medida de que tan bueno es el cromosoma (o candidato a solución),

esta medida es denominada *fitness* para cada individuo en una población. Esto último se realiza haciendo uso de una función objetivo en la cual se involucran todos los parámetros y características del problema y con ella se determina la calidad del individuo. Así entonces al evaluar un individuo la función objetivo dará la pauta para saber que tan efectivo es el individuo para solucionar el problema que se plantea.

El desempeño relativo de cada cromosoma puede ser obtenido mediante el empleo de la siguiente ecuación:

$$F(C_i) = \frac{f(C_i)}{\sum f(C_i)}$$

donde:

$C_i$ , es el cromosoma  $i$

$F(C_i)$ , es el valor del desempeño del cromosoma

$f(C_i)$ , es el valor de la función objetivo evaluada para el cromosoma  $i$

La definición de la función objetivo es uno de los pasos más importantes en la codificación del problema, para su resolución mediante los AG, ya que crea las bases para la selección. Dicha función deberá ser planteada para cada problema en particular.

Después del proceso de evaluación los individuos serán seleccionados para la unión y producción de hijos este proceso es llamado reproducción. La reproducción es el procedimiento mediante el cual los cromosomas son elegidos para la siguiente generación; ésta consiste en la selección de padres, la cruce y la mutación.

### 2.3.3 Selección

Es un proceso para distinguir individuos basándose en su calidad, y así encontrar los mejores, los cuales podrán convertirse en padres para la siguiente generación. La selección es un proceso típicamente probabilístico; una propuesta popular es que la selección es proporcional al desempeño (Golberg, citado por Chiu, 2006), lo cual significa que individuos con un desempeño más alto, tendrán una probabilidad mayor de participar en la reproducción y por consiguiente de contribuir con uno o más hijos para la siguiente generación. No obstante algunas veces a los individuos con baja calidad se les otorga una pequeña posibilidad de participar en la reproducción, lo cual ayuda a la búsqueda evitando la posibilidad de estancarse en un óptimo local.

A lo largo de los años se han propuesto diferentes métodos para realizar la selección de los individuos más capaces, dentro de dichos métodos el método más conocido es el de la *Ruleta* propuesto por Holland, en el cual la idea básica es determinar en un círculo, una sección de probabilidad de supervivencia para cada individuo, que sea proporcional al desempeño de éste. El proceso se realiza haciendo girar la ruleta un número de veces igual al número de individuos de la población, en donde en cada giro se selecciona un individuo para la reproducción.

La selección es responsable de empujar al proceso de búsqueda a obtener mejoras en la calidad de los individuos.

### 2.3.4 Operadores genéticos

Existen dos aspectos de suma importancia en la estrategia de búsqueda: explorar todo el espacio de búsqueda y aprovechar la mejor solución. Con el primer aspecto se pretende explorar por completo el espacio de posibles soluciones, lo cual tiene el beneficio de que se puede escapar de la obtención de un óptimo local. Por su parte el segundo aspecto se avoca a la explotación de la mejor solución, lo cual se logra con la búsqueda local, ya que ésta es capaz de alcanzar mejoras habiendo encontrado un óptimo local.

Los AG combinan paralelamente la búsqueda global con la búsqueda local para mejorar las soluciones individuales, esto se logra haciendo uso de los operadores genéticos clásicos: la cruce y la mutación.

En los AG convencionales la cruce juega un papel primario, y su probabilidad generalmente es alta, además, el desempeño de los AG depende en gran medida de este operador. Por su parte la mutación juega un papel secundario y tienen una probabilidad generalmente baja. Sin embargo existe una gran variedad de estudios donde se realiza una comparación entre la cruce y la mutación en los cuales se confirma que en algunas ocasiones la mutación puede ser más importante que la cruce (Gen, 2000).

#### 2.3.4.1 Cruza

Es un operador estocástico que escoge que partes de cada padre serán combinadas, así como la forma en que serán combinadas. Como su nombre lo indica es la combinación de la información genética procedente de dos padres para la formación de uno o dos hijos, así entonces dos individuos intercambian alelos de sus cromosomas de acuerdo a cierto criterio. El principio de cruce es muy simple, mediante la unión de dos individuos con rasgos diferentes, pero aceptables es posible producir un hijo que combine los rasgos de ambos.

Existen diferentes opciones para este operador, la más común es la cruce en un solo punto, sin embargo, se pueden utilizar variantes como: cruce en dos puntos o incluso cruce de más de dos individuos (lo cual no tiene equivalencia en la naturaleza).

Al operador de cruce también se le conoce como remplazo ya que los individuos seleccionados como padres serán remplazados en la siguiente generación por sus hijos. De ahí que en esta etapa se presenta un pequeño inconveniente, como en la cruce se sobrepone el material genético de un cromosoma sobre otro es posible que algún material genético potencialmente útil pueda perderse.

$$p1 = [a \ b \ c \ d \ e \ f \ g \ h]$$

$$p2 = [1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8]$$

$$h = [a \ b \ c \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8]$$

**Figura 2.4. Operador de cruce en un punto simple.**

### 2.3.4.2 Mutación

La mutación es una ligera modificación en las características de un individuo y es usualmente representada mediante el cambio de valor de uno de los alelos en el cromosoma. Generalmente se le asigna una probabilidad pequeña, sin embargo si importancia radica en que asegura que ningún punto del espacio de posibles soluciones tenga probabilidad cero de ser incluido en el proceso de búsqueda.

$$p = [a \ b \ c \ \mathbf{d} \ e \ f \ g \ h]$$

$$h = [a \ b \ c \ \mathbf{a} \ e \ f \ g \ h]$$

*Figura 2.5. Individuo original e individuo mutado.*

### 2.3.4 Usos en Ingeniería

En la ingeniería industrial ha sido muy popular el uso de los algoritmos genéticos para resolver problemas de optimización, mientras que en la ingeniería civil se han utilizado comúnmente para el diseño de redes de agua potable. Sin embargo, los algoritmos genéticos son un método de optimización muy versátil, el cual ha encontrado una gran variedad de usos en la hidrología, dentro de los cuales se pueden mencionar algunos como los que son citados a continuación.

Han sido utilizados para el diseño de redes de drenaje pluvial, por ejemplo Afshar *et al.* (2006) han utilizado los AG en dos diferentes esquemas de optimización; en uno de ellos la elevación de los nodos y los diámetros de los tubos son elegidos como las variables de decisión para ser determinadas mediante los AG; mientras que en otro esquema solamente las elevaciones son optimizadas mediante AG. En ambos casos, para realizar la optimización, Afshar se ayudó de un modelo de simulación hidráulica (SWMM-TRANSPORT, ver Afshar *et al.*, 2006). El resultado es un modelo de optimización que puede ser empleado para el diseño, a gran escala, de redes de alcantarillado pluvial. En ambos casos el modelo proporcionó soluciones comparables con las que existen en la literatura y con posibilidades de incorporar otras variables como por ejemplo los almacenamientos en los nodos.

Los AG También han sido utilizados para predecir la velocidad del escurrimiento en cauces que reciben afluentes laterales importantes, Tayfur *et al.* (2007) desarrolló un modelo que predice la velocidad del flujo en una estación aguas abajo a partir de los datos de estaciones de medición, ubicadas aguas arriba y aguas abajo. Los resultados mostraron que los AG producen resultados satisfactorios, superiores al más reciente método de la curva de velocidad (RCM de Moramarco *et al.*, citado por Tayfur *et al.*, 2007). Tayfur analizó casos donde únicamente se utilizaron como vector de entrada datos de las elevaciones de la superficie libre del agua, para predecir los escurrimientos. Este método tiene la implicación de que para ríos no aforados puede predecir la velocidad del flujo sin que sea necesario contar con información detallada de la geometría de la sección del cauce. También se comprobó que los AG no tienen problema alguno para realizar extrapolaciones, por lo cual el modelo desarrollado por Tayfur *et al.* puede ser utilizado como una herramienta de predicción.

Ya en el contexto de la operación de presas, Chang *et al.* (2001) presenta una nueva aproximación para mejorar la operación de almacenamientos en tiempo real. Chang propone un método que combina dos procedimientos: los AG y un sistema adaptativo de inferencia basado en redes. Los AG son utilizados para buscar el histograma de operación óptimo, basado en series de ingresos las cuales pueden ser utilizadas como la base de los patrones de entrada-salida para el siguiente proceso. Los resultados de la simulación obtenidos por Chang demostraron que este método, en comparación con el M-5 (ver Chang *et al.*, 2001), tiene un mejor desempeño con respecto a la predicción del déficit total de agua. La combinación de GA y el sistema de redes, puede ser utilizada para preclasificar el patrón de entrada-salida y determinar una operación en tiempo real óptima. En el estudio de Chang se muestra que este método es capaz de tener un desempeño superior a las estrategias tradicionales.

De manera similar Chiu *et al.*(2006) presentó un novedoso método para optimizar almacenamientos, mediante lógica difusa y un algoritmo evolutivo híbrido (AG), Chiu utilizó información mensual de ingresos por tres años que reflejan diferentes condiciones hidrológicas. Al realizar la comparación de los resultados con las reglas de operación vigentes en el lugar se observó que el modelo tiene un mejor desempeño que el usado actualmente (M-5, ver Chiu *et al.*, 2006). El análisis también mostró que el modelo híbrido puede incrementar la probabilidad de encontrar una solución óptima mientras que reduce el tiempo de cómputo. Los resultados demostraron que este método puede formular con eficacia el esquema de operación para el almacenamiento dentro del grado de satisfacción entre los usos y las restricciones.

Otro trabajo importante es el reportado por la investigación de Oliveira *et al.* (1997), su trabajo se centró en la estimación de políticas de operación multipropósito en sistemas de varios almacenamientos, usando AG. Cada política es evaluada usando simulaciones para calcular un índice de desempeño para cada una de las series de escurrimientos dadas. Las mejores políticas son usadas como bases para generar un nuevo juego de políticas. El proceso de mejoramiento y evaluación es repetido hasta no se encuentra una mejora en el desempeño. El método es aplicado como ejemplo en sistemas de almacenamiento usados para abastecimiento de agua y la generación de energía; dicho método fue aplicado a varios ejemplos hipotéticos, con diferentes objetivos y configuraciones para los sistemas. La investigación de Oliveira sugiere que los AG pueden ser una práctica y robusta forma de estimar las políticas de operación para dichos almacenamientos.

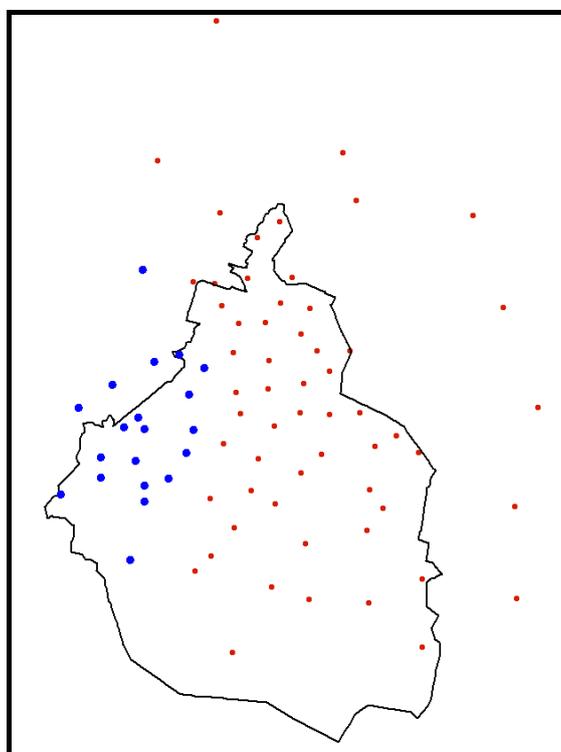
### 3. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS INTERCONECTADOS. APLICACIÓN AL SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE

#### **3.1 Descripción de la zona de estudio**

En este capítulo se analiza parte de la zona poniente-sur del Valle de México, que comprende del municipio de Naucalpan en el Estado de México, hasta la delegación Magdalena Contreras en el Distrito Federal y que tiene una extensión de 541 km<sup>2</sup>; en esta parte del Valle de México se forman 30 subcuencas definidas por el sistema de presas construido para regular los escurrimientos generados en la zona.

Debido a su importancia, la Cuenca del Valle de México es la cuenca mejor instrumentada del país, en lo que respecta a la información relativa a la precipitación; en los años 80's la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) hoy llamada sistema de Aguas de la Ciudad de México, instaló un sistema de medición conformado originalmente por 49 pluviógrafos, el cual ha aumentado paulatinamente y en la actualidad cuenta con 78 pluviógrafos distribuidos de forma más o menos uniforme en el Distrito Federal y parte del Estado de México.

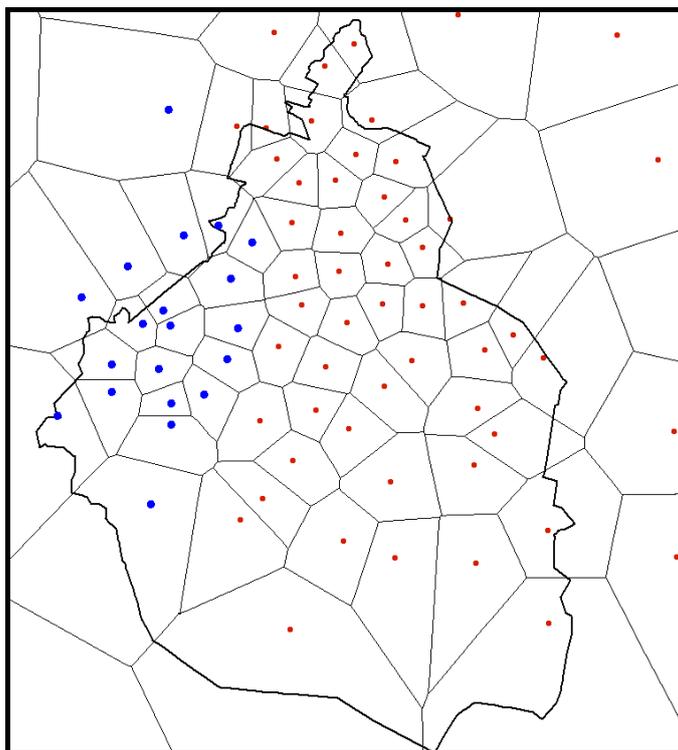
Mediante el método de los polígonos de Thiessen se obtuvieron las áreas de influencia de las estaciones y con ello se determinaron las estaciones que serán útiles para el análisis. Las estaciones utilizadas para el estudio son las siguientes: 9, 15, 16, 17, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 48, 49, 54, 55, 56, 57, 60, 65, 73 y 77 con las cuales se abarca en su totalidad el área en estudio.



*Figura 3.1. Ubicación de las estaciones del SACM, las estaciones resaltadas son las utilizadas en el análisis.*

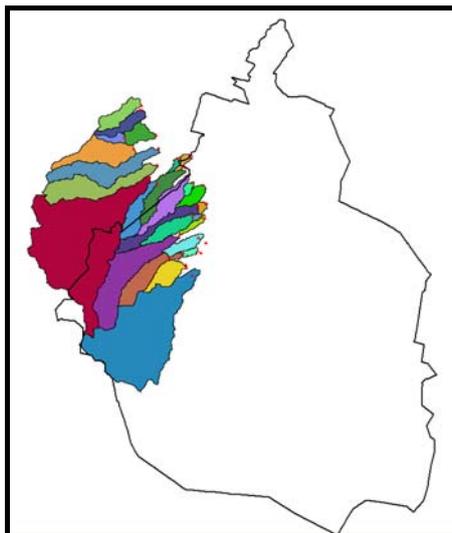
El sistema de presas, analizado en este trabajo, está constituido por 30 presas de las cuales 10 se ubican en el Estado de México y 20 en el Distrito Federal; así mismo, de las 30 presas 4 son únicamente de derivación ya que su vaso no tiene capacidad de regulación. Varias presas se encuentran interconectadas entre sí mediante túneles, lo cual permite que se formen subsistemas que trabajan en conjunto.

Debido al desmesurado crecimiento del área urbana algunos de los vasos se encuentran invadidos con asentamientos irregulares, lo cual limita el funcionamiento de las presas correspondientes, disminuyendo su capacidad de almacenamiento o impidiendo que el nivel del agua llegue al nivel de las obras de excedencias, por tal motivo, para el análisis es necesario definir dos elevaciones de referencia, la correspondiente al NAMO y la elevación máxima permitida al considerar dichos asentamientos.

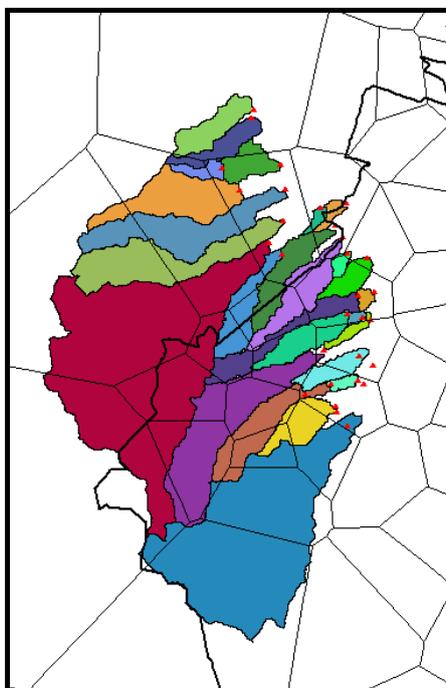


*Figura 3.2. Polígonos de Thiessen correspondientes a las estaciones pluviométricas del SACM.*

En las siguientes figuras se muestran las cuencas de aportación al sistema de presas del poniente (descritas en anexo I de este trabajo), así como los polígonos de Thiessen correspondientes.



*Figura 3.3. Ubicación de las cuencas correspondientes al sistema de presas del poniente.*



*Figura 3.4. Sobreposición de los polígonos de Thiessen con las cuencas estudiadas.*

### **3.2. Definición de subsistemas**

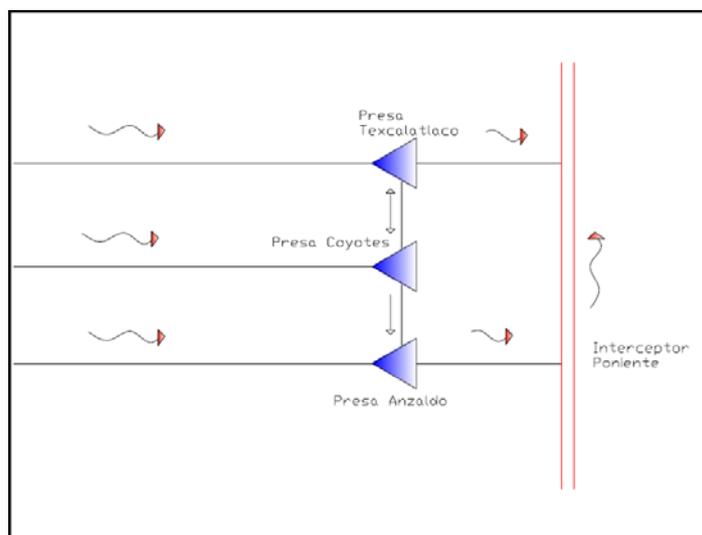
Respecto a la distribución espacial y temporal de la lluvia se tiene que en el Valle de México se presentan lluvias concentradas y de corta duración, por lo cual se puede suponer que la lluvia se concentra en áreas pequeñas respecto al área de aportación al sistema de presas en estudio. Por tal motivo y con la finalidad de facilitar el análisis se puede dividir al sistema de presas en varios subsistemas donde las presas que los conformen tengan estrecha relación entre ellas, y de esta forma puedan trabajar en conjunto para conducir los escurrimientos ya controlados hacia el Vaso de Cristo.

Anteriormente Franco (1992) propone una división del sistema en tres grupos, 8 presas formando el grupo norte; 13 presas el centro y 8 presas el grupo sur. Domínguez (1997) también hace una clasificación de presas para su descripción y análisis, el primer grupo lo forman las presas Anzaldo, Texcalatlaco, Tequilasco y Tarango. El grupo más importante lo conforman las presas Mixcoac, Becerra C, Tacubaya, San Joaquín y El Capulín. Otro grupo está formado por las presas Dolores, Barrilaco y El Periodista, que regulan los escurrimientos de su cuenca propia. Por último el grupo conformado por las presas Hondo, El Sordo, Los Cuartos, Las Julianas, Totolica, Los Arcos, La Colorada y El Colorado.

Debido a que en la actualidad se ha modificado la operación de algunas presas, además de que existen interconexiones que no estaban consideradas, y con base en simulaciones realizadas como prueba se propone una división en subsistemas como se indica a continuación:

### Grupo 1: Anzaldo – Texcalatlaco – Coyotes

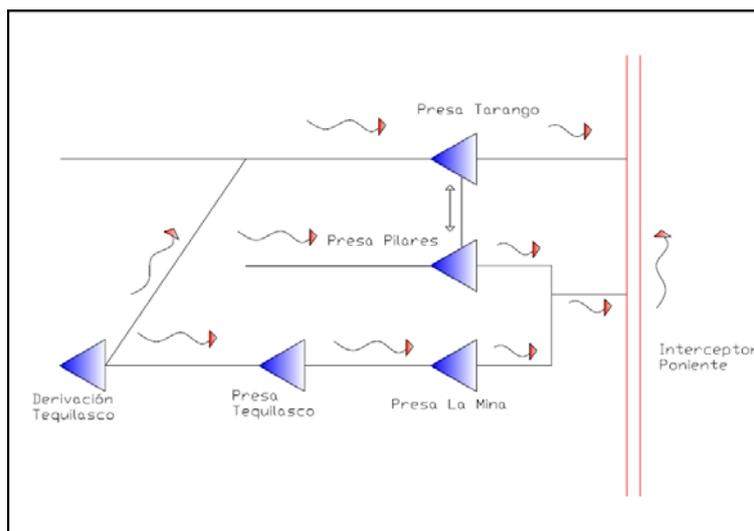
Estas presas tienen interconexión directa; Texcalatlaco recibe los escurrimientos de su cuenca propia, sin embargo, su vaso tiene una capacidad de regulación muy limitada por lo cual, mediante un túnel, envía los excedentes hacia Coyotes, sin embargo, Coyotes es una presa derivadora, por lo que envía dicho caudal hacia la presa Anzaldo. Dependiendo de la elevación en cada uno de los vasos la comunicación puede ser bidireccional entre Coyotes y Texcalatlaco.



*Figura 3.5. Esquema del grupo de presas 1.*

### Grupo 2: Derivación Tequilasco – Tequilasco – La Mina – Pilares - Tarango

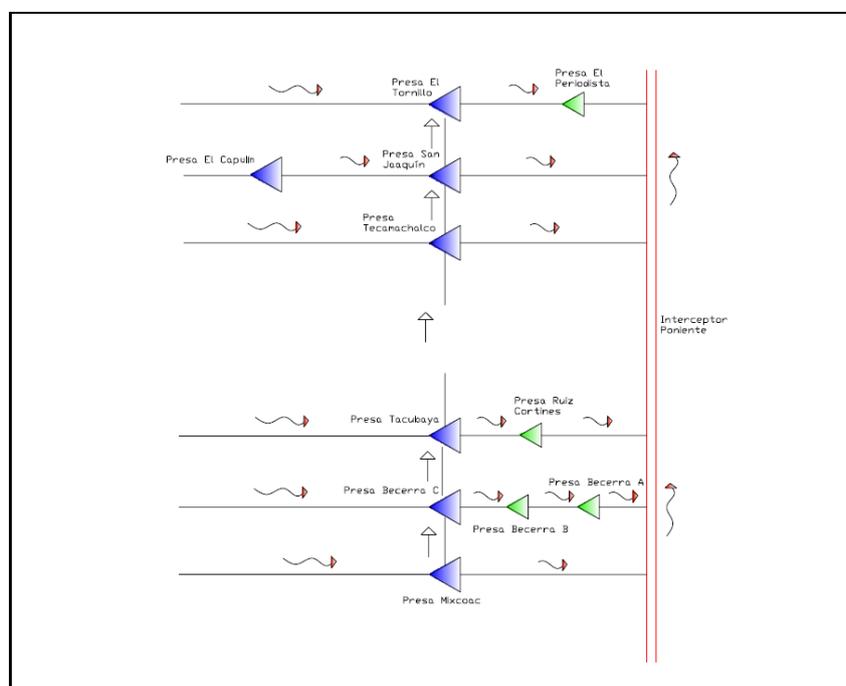
Las primeras tres se encuentran en serie sobre el río Tequilasco; La Mina no está interconectada, pero puede recibir aportaciones de Tequilasco, que a su vez tampoco está interconectada pero puede recibir aportaciones de la Derivación. Debido a que las presas Tequilasco y La Mina han presentado problemas, fue construida la Derivación, la cual puede desviar el caudal hacia la presa Tarango, que está interconectada con la presa Pilares.



**Figura 3.6. Esquema del grupo de presas 2.**

### **Grupo 3: Mixcoac – Becerra C – Tacubaya – Tecamachalco – El Capulín – San Joaquín – El Tornillo**

Este es el grupo más importante del sistema debido a su tamaño y a que todas las presas están interconectadas de tal modo que la operación en cualquiera de ellas afecta al resto del grupo. El sentido del flujo es de sur a norte, es decir, los excedentes en Mixcoac son enviados a Becerra C, los excedentes en Becerra C son enviados mediante el túnel de interconexión hacia Tacubaya, y así sucesivamente hasta llegar a la presa el Tornillo la cual puede descargar hacia la Descarga al Río Hondo.



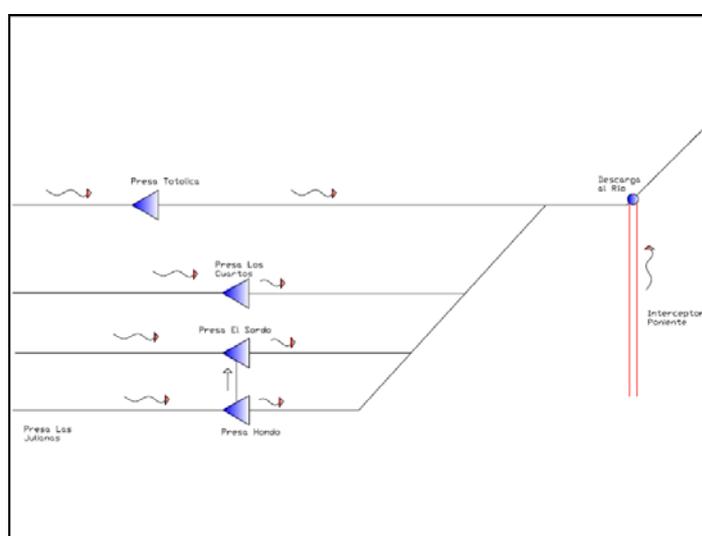
**Figura 3.7. Esquema del grupo de presas 3.**

#### **Grupo 4: Las Flores – Becerra B – Becerra A – Ruiz Cortines – Dolores – Barrilaco – El Periodista**

Estas presas no tienen interconexión mediante túnel con otras, por lo cual solamente regulan los escurrimientos de su cuenca propia, así que su operación no influye en otros grupos. Algunas presas de este sistema se pueden observar en el esquema del grupo número 3 (señaladas con verde en la figura 3.7)

#### **Grupo 5: Hondo – El Sordo – Los Cuartos – Totolica**

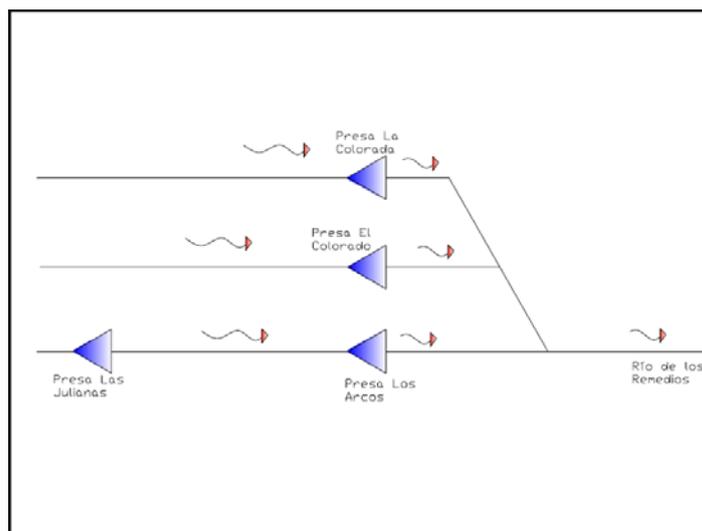
En este grupo se tiene una de las cuencas más importantes, la correspondiente a la presa Hondo, sin embargo, como ésta presa es únicamente de derivación tiene que enviar prácticamente todo el caudal de su cuenca de aportación hacia el vaso de la presa El Sordo. Las otras dos presas de este grupo no están interconectadas.



*Figura 3.8. Esquema del grupo de presas 5.*

#### **Grupo 6: Las Julianas – Los Arcos – El Colorado – La Colorada**

Este grupo se encuentra ubicado sobre la cuenca del Río de los Remedios, el cual desemboca hacia el Vaso de Cristo. Las presas Las Julianas y Los Arcos se encuentran en serie, por lo cual Los Arcos podría recibir aportaciones de Las Julianas ubicada aguas arriba; las otras dos presas que conforman el grupo no están interconectadas con ninguna otra.



**Figura 3.9. Esquema del grupo de presas 6.**

### **3.3 Precipitación**

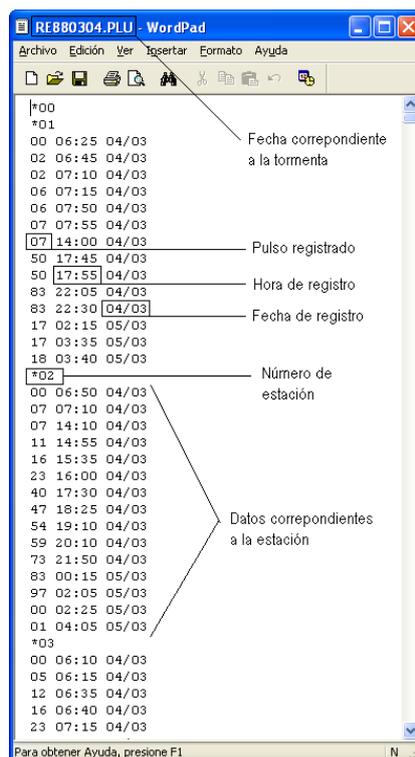
Como en la zona en estudio no se cuenta con datos hidrométricos suficientes es necesario recurrir a modelos lluvia-escorrentamiento, razón por la cual para los datos de precipitación se definieron las fuentes de información disponibles para la realización de las simulaciones. En este caso fue utilizada la información que proporciona la red de pluviógrafos del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), conformada por 78 pluviógrafos.

Dicha red está conformada por un sistema automatizado de medición, transmisión y almacenamiento digital de la información, en tiempo real. El sistema permite la medición de la altura de precipitación mediante el empleo de pluviógrafos de balancín, activados para registrar una altura de lluvia previamente establecida. Los pluviógrafos se encuentran conectados a un sistema central conformado por una microcomputadora, la cual realiza las funciones de almacenamiento, procesamiento y transmisión de datos.

La forma en que se presentan los datos es en archivos de texto con extensión .PLU; para cada día de medición se genera un archivo .PLU el cual contiene la información correspondiente a 24 horas de medición continua (desde las 6:00 horas de la fecha correspondiente hasta las 6:00 horas del día siguiente) de cada una de las estaciones de la red.

El archivo .PLU esta conformado por el número de eventos que ha registrado el pluviógrafo (cada evento representa un giro del balancín del pluviógrafo), así como la hora y la fecha en que fueron registrados. Como se mencionó anteriormente, para que se produzca un giro del balancín se necesita que éste registre una lluvia correspondiente a una altura de precipitación constante definida por el aparato, en este caso dicha altura corresponde a 0.254 mm. (0.01 pulgadas).

Estos archivos serán la materia prima para obtener los hidrogramas de entrada a cada una de las presas, lo cual se describe en el siguiente punto.



*Figura 3.10. Archivo .PLU con la información de una tormenta.*

### 3.4 Cálculo de los hidrogramas

Para realizar el tránsito de las avenidas en el sistema de presas es necesario conocer el hidrograma de entrada a cada una de las presas. Para el cálculo de los hidrogramas de entrada se definieron las estaciones de la red de pluviógrafos del Sistema de Aguas de la Ciudad de México que tienen área de influencia en la zona de las presas. Una vez que fueron definidas se ubicaron y se procedió a obtener el área de influencia de cada una de las estaciones por el método de los polígonos de Thiessen.

También fueron ubicadas las 30 presas que conforman el sistema y se generaron los parteaguas de las cuencas correspondientes a cada una de ellas. Toda la superficie que delimita el parteaguas es considerada el área de aportación a la presa.

Obtenida el área de influencia de cada una de las estaciones pluviométricas; se delimitan las subcuencas, sobreponiendo los polígonos de Thiessen con el parteaguas de la cuenca, es decir, el área de influencia de cada estación se consideró como una subcuenca.

Posteriormente para cada una de las subcuencas definidas se obtiene el centroide, ya que se supondrá que la lluvia que se registre en la estación correspondiente a esa subcuenca se concentrará en ese punto.

Con ayuda de un SIG se obtiene la malla de parámetros distribuidos, dicha malla puede tener el tamaño de celda que el usuario desee, para este trabajo se optó por celdas de 100x100 metros, debido a que se consideró que este tamaño puede brindar una mejor descripción de las cuencas.

Se tomaron los centroides previamente determinados y se sobrepusieron en la malla de parámetros distribuidos, ésto se realizó para determinar a que celda corresponde el punto donde se ubicó el centroide. De las tablas de atributos generadas por el SIG se obtuvo la longitud de viaje y la pendiente de la celda determinada hasta la presa correspondiente.

Considerando que la lluvia se concentra en el centroide y que de éste parte el cauce principal de la subcuenca, con la longitud de viaje desde este punto hasta la salida de la cuenca se determinó el tiempo de concentración para cada una de las subcuencas. En la literatura existen varias ecuaciones para el cálculo del tiempo de concentración  $T_c$ , la ecuación empleada en este trabajo fue la de Kirpich. En el caso de las presas que se encuentran en serie también fue necesario determinar el tiempo de traslado de una presa a otra.

Una vez que se definieron las características de las cuencas así como de las subcuencas generadas, se generó un archivo en donde se detallan características como: El tiempo de concentración de las cuencas, las estaciones que influyen en cada cuenca, así como el área de influencia de cada una y el porcentaje de área respecto al área total de la cuenca. Para generar los hidrogramas de entrada en cada uno de los almacenamientos se utiliza un programa de cómputo elaborado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual toma como archivos de entrada los mencionados anteriormente y procesa los archivos .PLU que se obtienen de la red de pluviógrafos del SACM.

Teniendo los archivos PLU se conoce la distribución temporal de la lluvia en cada una de las estaciones, con lo cual el programa genera los hietogramas para cada estación, para tal efecto se utilizaron intervalos  $\Delta t = 10$  minutos. Finalmente los hietogramas de lluvia efectiva se obtuvieron multiplicando el hietograma de lluvia total por el coeficiente de escurrimiento. Los coeficientes de escurrimiento para cada cuenca de aportación se obtuvieron de acuerdo con la ecuación:

$$C_{EU} = 0.45(I_U) \frac{A_U}{A_T}$$

$$C_{EP} = (C_{EN} * A_N + C_{EU} * A_U + C_{ES} * A_S) / A_T$$

donde:

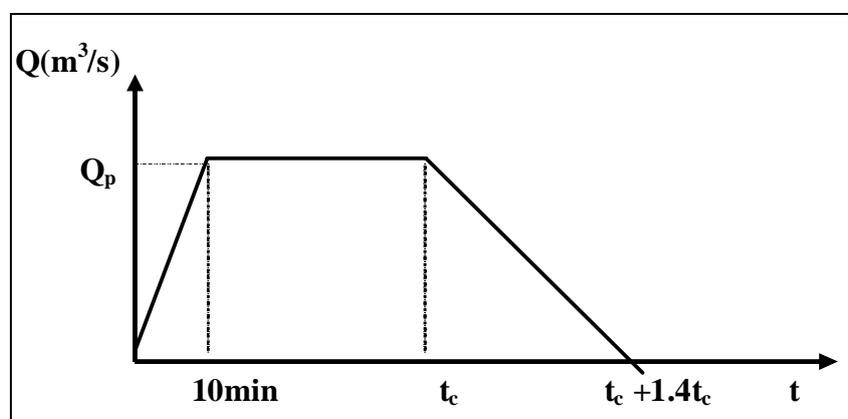
- $C_{EU}$ , es el coeficiente de escurrimiento urbano
- $A_U$ , es el área urbana
- $A_T$ , es el área total
- $I_U$ , es el índice de urbanización
- $C_{EP}$ , es el coeficiente de escurrimiento medio ponderado
- $C_{EN}$ , es el coeficiente de escurrimiento no urbano
- $A_N$ , es el área no urbana
- $C_{ES}$ , es el coeficiente de escurrimiento suburbano
- $A_S$ , es el área suburbana

Los coeficientes  $C_{NU}$  y  $C_{ES}$  así como el índice  $I_U$  se obtuvieron de los informes “Actualización de los coeficientes de escurrimiento para diferentes cuencas en el área metropolitana de la Ciudad de México” y “Simulación hidrológica e hidráulica del área metropolitana de la ciudad de México”, elaborados por la DGCOH en 1994 (Domínguez *et al.*, 2006).

Considerando el área de influencia de cada estación, sobre una determinada cuenca, y las características fisiográficas de la cuenca, el programa genera un hidrograma asociado al área de influencia de cada estación (subcuencas); para tal objetivo se parte de la hipótesis de que la lluvia registrada en una estación se concentra en el centroide de la subcuenca correspondiente.

Para obtener los hidrogramas correspondientes a cada subcuenca se consideró que serán trapeziales con las siguientes características: El tiempo de ascenso  $t_1$  es de 10 minutos. El tiempo hasta el inicio del descenso es igual al tiempo de concentración, correspondiente a la subcuenca, y el tiempo de descenso es de 1.4 veces dicho tiempo.

El área del trapecio es igual al producto de la precipitación efectiva por el área de la subcuenca. A partir de esa igualdad se obtiene el gasto máximo correspondiente a la altura del trapecio.



*Figura 3.11. Hidrograma correspondiente a cada lluvia.*

Conociendo la distancia entre el centroide de cada subcuenca y la salida de la cuenca se determinan el tiempo de viaje de cada hidrograma hasta la salida de la cuenca; con ésto se hace la convolución y se obtiene el hidrograma total de salida para cada cuenca. Éste será considerado como el hidrograma de entrada a cada una de las presas.

El programa genera un archivo en el cual se presenta dicho hidrograma de entrada para cada una de las 30 presas del sistema. Se debe señalar que algunas de las fechas elegidas para el análisis no tienen registro de lluvia en todas las estaciones, por lo cual fue necesario definir nuevamente el área de las subcuencas en función de las estaciones que si tienen información. Por tal motivo el procedimiento que se ha descrito se repitió para diferentes eventos y combinaciones de estaciones.

### **3.5 Tránsito de Avenidas en un sistema de presas interconectadas**

Para conocer el estado del sistema de presas del poniente y su respuesta a tormentas extremas se realizan simulaciones con la ayuda de un programa de cómputo, llamado VASOS (Franco, 1992), este programa toma como datos los hidrogramas de entrada a las presas generados y realiza el tránsito de las avenidas tomando en cuenta la interconexión entre algunas de las presas.

Además de los hidrogramas de entrada, el programa VASOS requiere una serie de archivos de texto que presentan datos de cada una de las presas, dentro de las características más importantes están: Las curvas Elevaciones-Volúmenes, la matriz de conexiones entre presas, los tipos de obra de toma, las elevaciones de la corona, de la obra de toma, la máxima permitida, también se tienen los porcentajes de apertura en las obras de toma, entre otros. El programa VASOS realiza el siguiente procedimiento:

El programa se basa en la ecuación de continuidad expresada de la siguiente manera:

$$V_f = V_i + I \Delta t - O \Delta t$$

donde:

- $V_f$ , es el volumen final en el vaso
- $V_i$ , es el volumen inicial en el vaso
- $I$ , son los gastos que ingresan al vaso
- $O$ , son los gastos que salen del vaso
- $\Delta t$ , es intervalo de tiempo

Expresada de forma diferencial y considerando que el vaso puede tener varios ingresos debidos a las interconexiones la ecuación anterior se puede escribir:

$$V_f = V_i + \frac{I_{i1} + \dots + I_{Ni} + I_{if} + \dots + I_{Nf}}{2} \Delta t - \frac{O_i + O_f}{2} \Delta t$$

Donde los subíndices  $i$  y  $f$  corresponden a los valores iniciales y finales de los respectivos gastos, mientras que los subíndices 1 a  $N$  representan el número de presas que realizan aportes al vaso analizado. Así entonces, se supone primero que los gastos finales son iguales a los iniciales, con ésto se calcula el volumen final; posteriormente utilizando el valor calculado del volumen final se calculan los valores correspondientes a los gastos finales, y con ésto vuelve a modificar el valor del volumen final, así sucesivamente se va repitiendo el cálculo un determinado número de iteraciones hasta que se minimiza o elimina el error entre los volúmenes finales calculados entre dos iteraciones.

En cada una de las presas el programa realiza lo siguiente, encuentra el tipo de conexiones si es que las hay, si es el caso calcula los aportes, a la presa analizada, debido a las interconexiones. Revisa la elevación inicial de la presa analizada. En la presa interconectada verifica el volumen inicial y, si hubo aportes hacia el vaso analizado. Dependiendo del tipo de conexión se calcularan los aportes, si la presa interconectada sólo deriva hacia la presa analizada, la aportación se calcula como el promedio de los gastos de salida inicial y final por el  $\Delta t$ ; en caso de que exista túnel de interconexión, primero se revisa la elevación de éste para ambas presas, y tomando en cuenta sus características hidráulicas se calcula el gasto que pasa por dicho túnel. Así el volumen que pasa por el túnel se obtiene como el producto del gasto por el  $\Delta t$ . Este proceso puede verse a mayor detalle en Franco (1992) apéndice IV.

Posteriormente para la presa en análisis se revisa el tipo de obra de toma y el volumen inicial, el cual es la suma del volumen inicial en el vaso más las aportaciones realizadas por alguna conexión. Calcula el nuevo volumen o volumen final; éste es el volumen inicial más una diferencia de volumen la cual se calcula como el volumen que entra (aportaciones de otras presas y por cuenca propia) menos el que sale. El volumen de

salida se calcula como el promedio de los gastos de salida por el  $\Delta t$  más el volumen que sale hacia el túnel.

Calcula el gasto de salida por la obra de toma considerando la elevación del agua en el vaso y la apertura en las obras de toma, para tal efecto utiliza la ecuación general de un orificio, la cual se expresa como sigue:

$$Q = C_d A_d \sqrt{2gh}$$

donde:

Q, es el gasto descargado por el orificio, en  $m^3/s$

$C_d$ , es el coeficiente de descarga del orificio

$A_d$ , es el área de descarga, en  $m^2$ , la cual depende de la apertura de las compuertas

h, es la carga sobre el orificio, en m.

g, es la aceleración de la gravedad ( $9.81 m/s^2$ )

Hecho ésto calcula el incremento en la elevación para obtener la elevación final, verifica si ésta es mayor que la del NAMO, en cuyo caso utiliza la ecuación de un vertedor de descarga libre para calcular el derrame por la obra de excedencias, dicha ecuación es la siguiente:

$$Q = CLH^{3/2}$$

donde:

Q, es el gasto descargado por el vertedor, en  $m^3/s$

C, es el coeficiente de descarga

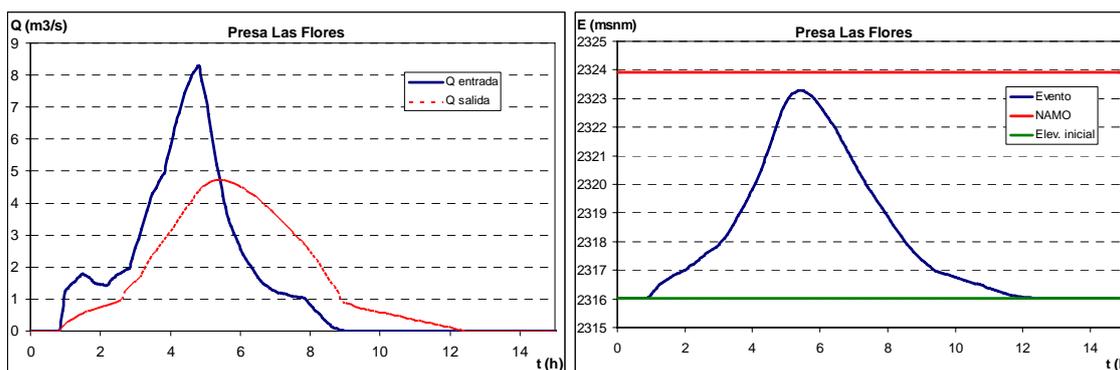
L, es la longitud de la cresta vertedora, en m.

H, es la carga sobre el vertedor, en m.

En caso de que la elevación final sea menor que la del NAMO, la descarga por la obra de excedencias es cero. Entonces el gasto de salida final se calcula como la suma del gasto de salida por las obras de toma más el derrame por el vertedor, si es el caso. Por último calcula una altura promedio entre la inicial y la final, la cual se considerará como la altura inicial para la siguiente iteración.

Todo el proceso descrito anteriormente se repite para el siguiente intervalo de tiempo, el número de veces que sea necesario para realizar el tránsito completo de la avenida.

Los resultados que proporciona el programa VASOS son: Los hidrogramas de salida de cada una de las 30 presas; la variación de los niveles de la superficie libre del agua en cada uno de los vasos; y un resumen donde para diferentes tiempos se muestran las entradas, las salidas, el volumen almacenado así como la elevación correspondiente a dicho volumen, en cada uno de los vasos, de aquí se puede obtener el volumen máximo registrado en cada una de las presas para el evento analizado. A manera de ejemplo en la siguiente figura se pueden apreciar de forma gráfica los resultados que ofrece el programa para una presa, en este caso la presa Las Flores.



**Figura 3.12. Hidrogramas de entrada y salida correspondientes a la presa Las Flores (izq). Evolución de las elevaciones en el vaso de la presa Las Flores (der).**

### **3.6 Escenarios**

Para poder caracterizar el comportamiento de las presas para cada uno de los eventos se propuso un coeficiente de almacenamiento definido como: el volumen de almacenamiento registrado para el evento entre el volumen correspondiente al NAMO:

$$Coef1 = \frac{V_x}{V_{NAMO}}$$

donde:

$V_x$  – Volumen alcanzado para una apertura X

$V_{NAMO}$  – Volumen correspondiente al NAMO

\* Para que la presa funcione adecuadamente este factor debe ser menor que uno; un valor mayor implicaría la ocurrencia de derrames por el vertedor.

#### **3.6.1 Escenario base (Tr = 10,000)**

Antes de comenzar el análisis de los eventos históricos seleccionados se debe tener un punto de referencia a partir del cual se pueda emitir algún juicio acerca del desempeño de las presas, para tal efecto se tomó como referencia una tormenta con periodo de retorno de 10,000 años. Dicha tormenta fue simulada para obtener una política óptima de operación que pudiera ser aplicable a todos los eventos históricos que se utilizaron en el análisis.

En un análisis realizado por Franco (1992) se tomaron como escenarios de simulación la apertura total y cierre total de las compuertas sin embargo en este trabajo, para la primera simulación se tomaron aperturas del 50% en todas las presas, para ajustarlo posteriormente conforme se realizaron las corridas. El procedimiento para ajustar las aperturas es el siguiente, se corre el programa y se obtienen los volúmenes máximos para la iteración, posteriormente se obtienen los coeficientes de almacenamiento, para cada presa, y se ajustan las aperturas proponiendo cierres en donde los factores son menores que uno y apertura donde son mayores. El procedimiento anterior se realizó un total de diez veces para obtener la política considerada como óptima; se debe señalar que aún con esta política se tienen presas en donde el coeficiente de almacenamiento es superior a uno (es decir, que tendrían que verter) incluso con apertura total de sus

compuertas, sin embargo, la política de aperturas contenida en la tabla 3.3 es la que presenta un mejor desempeño en conjunto para el sistema.

A continuación se presenta una tabla con las características generales de cada presa, dígase elevación del NAMO, del NAME, la elevación de la corona y la máxima permitida; de igual forma se presenta otra tabla donde se muestran los volúmenes correspondientes al NAMO y a la elevación máxima permitida. También se presenta una tabla con los resultados para la décima iteración en la cual se señalan los coeficientes resultantes de las aperturas propuestas. Además de lo anterior se presentan, de forma gráfica, los resultados obtenidos del tránsito, para cuatro de las 30 presas del sistema; dichas presas son: Anzaldo, El Sordo, Los Cuartos y Totolica. Cabe señalar que los resultados para Anzaldo y El Sordo muestran un hidrograma de salida mayor al de entrada, lo cual se debe a las aportaciones de presas vecinas interconectadas.

#	Presa	NAMO	NAME	Corona	Max.Per.
1	Anzaldo	2384.10	2384.62	2385.17	2382.00
2	Coyotes	2402.34	2402.34	2402.34	2405.00
3	Texcalatlaco	2397.71	2399.88	2401.51	2393.46
4	Las Flores	2323.92	2324.04	2325.82	2326.50
5	Derivacion	2478.78	2478.78	2480.50	2478.78
6	Tequilasco	2408.75	2408.86	2410.42	2410.00
7	La Mina	2335.15	2335.15	2337.00	2335.15
8	Pilares	2304.59	2307.00	2307.27	2303.00
9	Tarango	2332.51	2332.77	2333.25	2332.51
10	Mixcoac	2425.72	2425.72	2427.95	2423.35
11	Becerra-C	2326.14	2326.84	2328.57	2326.14
12	Becerra-B	2301.80	2301.91	2303.77	2304.00
13	Becerra-A	2292.11	2292.63	2294.13	2295.00
14	Tacubaya	2324.04	2324.04	2328.38	2322.50
15	Ruiz Cortines	2295.22	2296.12	2298.02	2295.00
16	Dolores	2286.01	2286.20	2289.23	2295.00
17	Barrilaco	2317.00	2317.57	2322.00	2317.00
18	Tecamachalco	2310.00	2310.00	2310.00	2310.00
19	El Capulin	2377.61	2377.94	2379.31	2380.00
20	San Joaquin	2304.98	2304.98	2304.74	2300.35
21	El Tornillo	2295.65	2295.65	2295.65	2307.00
22	El Periodista	2280.37	2281.00	2282.87	2290.00
23	Hondo	2333.26	2333.26	2334.00	2340.00
24	El Sordo	2325.06	2327.15	2327.45	2326.00
25	Los Cuartos	2309.36	2309.69	2312.38	2310.00
26	Totolica	2383.09	2383.09	2385.64	2390.00
27	Las Julianas	2444.92	2444.92	2447.15	2455.00
28	Los Arcos	2308.71	2308.71	2309.81	2315.00
29	El Colorado	2317.27	2317.59	2319.50	2318.00
30	La Colorada	2307.72	2307.95	2310.13	2309.00

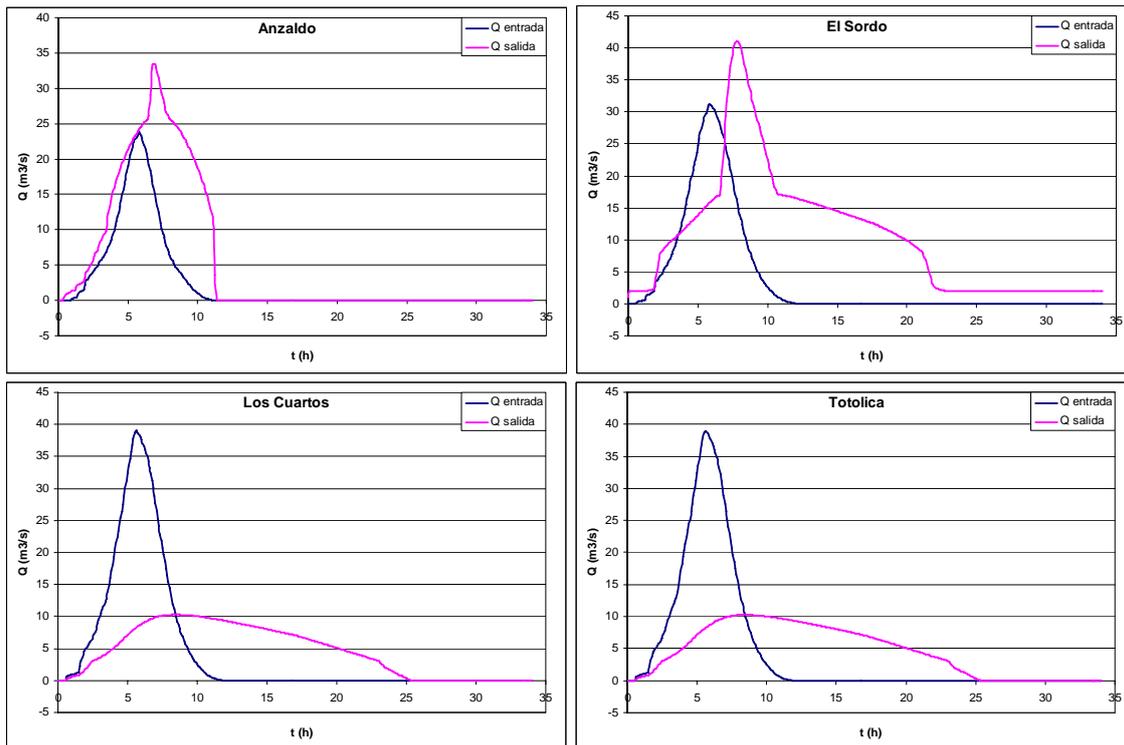
**Tabla 3.1. Elevaciones para cada una de las presas.**

#	Presa	V-NAMO	V-MAX.PER.
1	Anzaldo	183982.00	113763.00
2	Coyotes	1600.00	1600.00
3	Texcalatlaco	31160.00	21138.00
4	Las Flores	29013.85	42121.75
5	Derivacion	567.00	567.00
6	Tequilasco	42571.00	55278.79
7	La Mina	74700.00	74700.00
8	Pilares	20186.00	11800.00
9	Tarango	246460.00	246460.00
10	Mixcoac	929200.00	674400.00
11	Becerra-C	94135.00	94135.00
12	Becerra-B	19695.20	31764.67
13	Becerra-A	38128.67	72543.87
14	Tacubaya	366732.49	301661.50
15	Ruiz Cortines	68940.00	63000.00
16	Dolores	230500.00	461004.33
17	Barrilaco	76000.00	76000.00
18	Tecamachalco	2000.00	2000.00
19	El Capulin	68300.00	107545.18
20	San Joaquin	688264.04	376434.47
21	El Tornillo	35000.00	42201.11
22	El Periodista	91390.00	240735.80
23	Hondo	1704.00	8017.08
24	El Sordo	485350.00	530000.00
25	Los Cuartos	466448.00	530000.00
26	Totolica	1445300.00	1803773.53
27	Las Julianas	1056000.00	1154231.29
28	Los Arcos	169200.00	200432.84
29	El Colorado	156200.00	200000.00
30	La Colorada	127320.00	177000.00

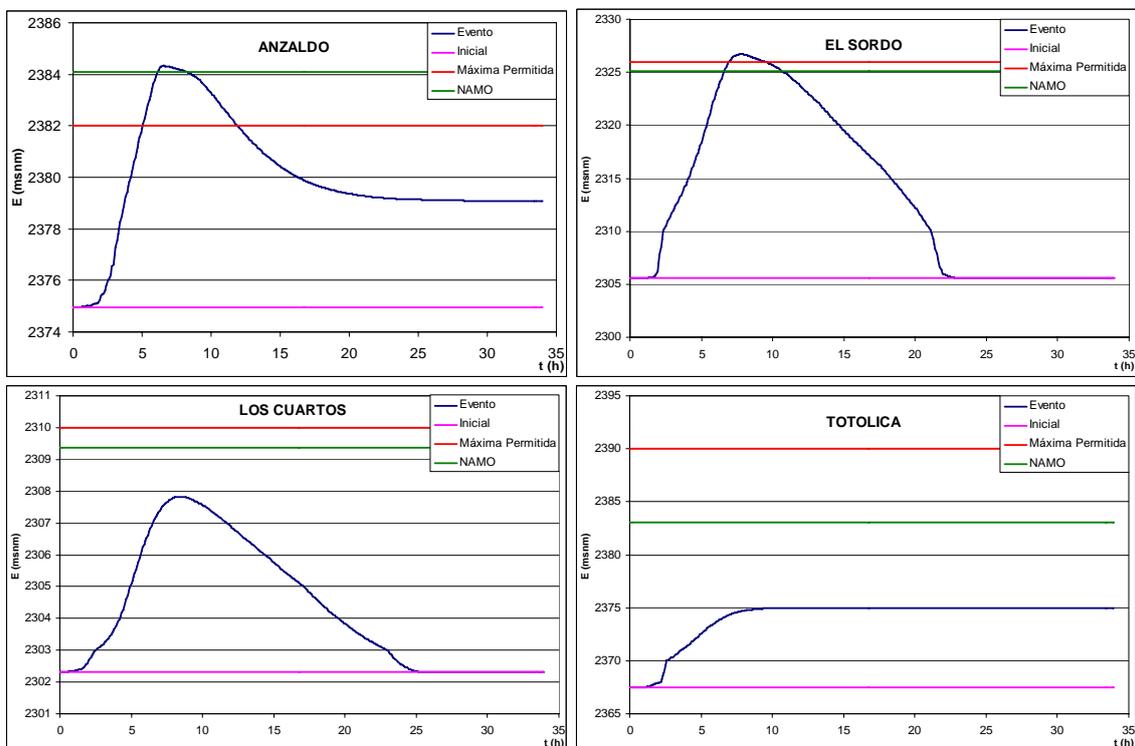
**Tabla 3.2. Volúmenes de operación para cada una de las presas.**

#	Presa	Apertura %	Elev.Max	V-Aper X%	Coef. 1
1	Anzaldo	70	2384.26	191801.39	1.043
2	Coyotes	NA	2396.07	107.90	0.067
3	Texcalatlaco	10	2398.34	34282.00	1.100
4	Las Flores	60	2323.29	26230.36	0.904
5	Derivacion	100	2477.96	443.45	0.782
6	Tequilasco	0	2407.21	28411.04	0.667
7	La Mina	10	2334.29	53567.75	0.717
8	Pilares	80	2303.53	14550.15	0.721
9	Tarango	100	2332.02	224071.35	0.909
10	Mixcoac	70	2422.11	549302.73	0.591
11	Becerra-C	0	2322.07	30592.14	0.325
12	Becerra-B	90	2301.86	20013.04	1.016
13	Becerra-A	100	2293.62	55558.90	1.457
14	Tacubaya	60	2321.72	270139.74	0.737
15	Ruiz Cortines	100	2295.85	85906.48	1.246
16	Dolores	0	2283.94	142983.12	0.620
17	Barrilaco	100	2312.92	33260.45	0.438
18	Tecamachalco	NA	2310	2292.27	1.146
19	El Capulin	90	2377.97	78985.46	1.156
20	San Joaquin	80	2300.69	399200.50	0.580
21	El Tornillo	0	2292.07	1065.99	0.030
22	El Periodista	0	2278.52	23878.96	0.261
23	Hondo	NA	2334.46	4731.65	2.777
24	El Sordo	100	2326.75	572192.66	1.179
25	Los Cuartos	20	2307.93	343339.23	0.736
26	Totolica	0	2375.22	363326.32	0.251
27	Las Julianas	0	2431.54	54282.48	0.051
28	Los Arcos	30	2306.44	122439.00	0.724
29	El Colorado	20	2316.58	123690.06	0.792
30	La Colorada	60	2307.33	115216.46	0.905

**Tabla 3.3. Resultados de la última iteración (Política óptima).**



**Figura 3.13. Hidrogramas de entrada y salida, para 4 presas, correspondientes a la última iteración con la tormenta de 10,000 años periodo de retorno.**



**Figura 3.14. Elevaciones en los almacenamientos, para 4 presas, correspondientes a la última iteración con la tormenta de 10,000 años periodo de retorno.**

Un análisis más detallado de los resultados encontrados para las presas en las que el nivel máximo supera al NAMO muestra que para Anzaldo se podría considerar una apertura mayor, la cual también ayudaría a mejorar las condiciones en Texcalatlaco (hay que tomar en cuenta, sin embargo, que en ninguna de estas 2 presas se supera el NAME). El caso más desfavorable se tiene en la presa Becerra A donde se consideró una apertura total y el coeficiente es superior a 1.45. Para el caso de El Capulín el coeficiente apenas es superior a uno; se manejó una apertura del 90%, la cual podría ser aumentada al 100%.

Para las presas Ruiz Cortines y El Sordo se consideró la apertura total de sus compuertas, con esto la única alternativa sería modificar la operación del subsistema al que pertenecen estas presas. Tecamachalco y el Hondo solamente son presas de derivación.

Al comparar los niveles máximos alcanzados en las presas mencionadas anteriormente, con el NAME y la elevación de la cortina, se puede apreciar que en Texcalatlaco, Ruiz Cortines, El Capulín y Hondo, el nivel máximo supera al NAME, pero en ningún caso llega a la elevación de la cortina; con esto se puede decir que con la política de operación obtenida para un periodo de retorno de 10,000 años, algunas presas superan ligeramente el NAME, pero en ninguna se presentaría falla por desbordamiento.

En general, con ayuda de los coeficientes de almacenamiento, se puede observar que algunas de las presas del sistema se encuentran muy sobradas (dichas presas se encuentran marcadas con azul en la tabla 3.3), por lo que se podrían proponer algunas interconexiones adicionales mediante las cuales presas que presentan problemas alivien parte del caudal que tienen que manejar, derivándolo hacia las que se encuentran sobradas. Para tal efecto es necesario llevar a cabo un análisis particular y detallado de cada caso.

Adicionalmente a la revisión del funcionamiento de las presas mediante el coeficiente de almacenamiento, se debe realizar un análisis donde se revise el funcionamiento de la presa, pero no con respecto al NAMO, sino, con respecto a la elevación máxima permitida, la cual está asociada a la urbanización que se presenta dentro de algunos vasos; con lo cual se obtendría otro coeficiente de almacenamiento definido esta vez como, el volumen de almacenamiento registrado para el evento entre el volumen correspondiente a la elevación máxima permitida. Así entonces se tendría que revisar cual de los dos factores considera la situación más desfavorable debida al funcionamiento de la presa, y así escoger la política de operación que resulta satisfactoria para ambos casos.

### **3.6.2 Tormentas históricas**

El intervalo de análisis para la selección de las tormentas que fueron simuladas corresponde al periodo de 1988 a 1999; en dicho periodo se cuenta con los archivos con extensión .PLU que proporciona la red de pluviógrafos del SACM. La selección de eventos tomó en cuenta dos criterios distintos; en el primero se pretende reflejar la distribución espacial de la lluvia, para esto se formaron tres grupos de eventos, en el primero se seleccionaron tormentas en las cuales se presentara lluvias intensas en todo el Valle; en segundo grupo esta conformado por lluvias intensas en la parte baja del

Valle y por último el tercer grupo esta conformado por tormentas importantes en la zona de las presas.

En el segundo criterio se toma un conjunto de tormentas históricas que correspondan a los eventos más críticos para el sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México; dichos eventos corresponden a aquellos cuya precipitación total media en la zona de estudio son las mayores observadas dentro del periodo de análisis.

Una vez obtenida la política óptima de operación correspondiente al periodo de retorno de 10,000 años, se simuló el conjunto de las 14 tormentas seleccionadas; estas tormentas forman parte de los eventos más críticos para el sistema de drenaje de la Ciudad de México. Se establece que las zonas correspondientes a los sistemas sur, drenaje profundo y poniente-sur son las más críticas para el drenaje de la cuenca del Valle de México (Garcés, 2008), por lo cual las tormentas elegidas presentan las mayores precipitaciones medias en dichas zonas. Las fechas y la precipitación media correspondientes a los eventos simulados se presentan en la siguiente tabla.

FECHA	Hp historica (mm)
04/03/1988	29.1
04/09/1988	53.3
21/06/1989	31.9
03/08/1992	27.1
23/09/1992	38.9
21/09/1993	21.8
06/08/1994	15.8
16/09/1994	19.0
25/05/1995	26.4
28/07/1998	20.5
26/09/1998	34.3
17/08/1999	25.8
20/08/1999	21.1

**Tabla 3.4. Tormentas simuladas con la política óptima.**

Para la simulación de los eventos históricos se obtiene que en general el sistema se comporta adecuadamente ya que regula las avenidas sin sobreelevar demasiado el nivel en los vasos, con excepción de las presas Texcalatlaco, Becerra A y Hondo; las cuales presentan problemas en algunos de los eventos.

La presa Becerra A presenta problemas en los eventos correspondientes al 23 de septiembre de 1992 y al 17 de agosto de 1999; donde se tienen coeficientes de almacenamiento, de 1.096 y 1.154 respectivamente.

En el caso de la presa Hondo se presentan coeficientes superiores a uno en los eventos correspondientes al 4 de septiembre de 1988, 23 de septiembre de 1992, 21 de septiembre de 1993, 28 de julio de 1998, 26 de septiembre de 1998, 17 de agosto de 1999 y 20 de agosto de 1999; donde los coeficientes obtenidos respecto al NAMO son 1.22, 1.22, 1.007, 1.166, 1.147, 1.006 y 1.144 respectivamente.

Por último para la presa Texcalatlaco no se presentan coeficientes superiores a uno, pero en la mayoría se encuentran muy cercanos a uno. Debe señalarse que dichos volúmenes provocarían serios problemas con respecto a la elevación máxima permitida la cual es regida por los asentamientos más bajos sobre el vaso.

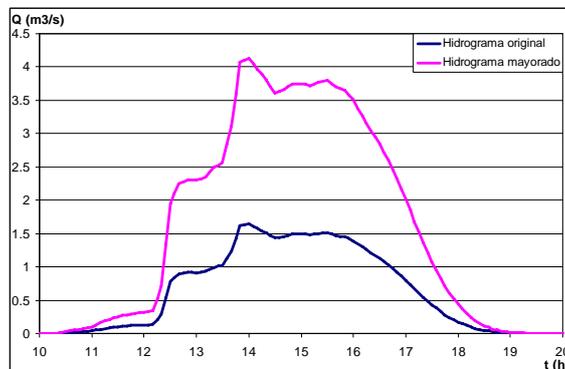
### 3.6.3 Tormentas “Mayoradas” a un periodo de retorno de 10 años

Una vez realizada la simulación de los eventos históricos se realizó otra para cada evento mayorando los hidrogramas de entrada con un factor correspondiente a un periodo de retorno de 10 años. Para este caso se afectaron los eventos con un factor que ajusta el evento a un periodo de retorno de 10 años, para el cual la precipitación media es de 39.8 mm. En la tabla 3.6 se muestra el factor correspondiente a cada evento.

Para la simulación de los eventos mayorados se obtiene que en general se mantiene el mismo comportamiento que en el caso anterior, las presas que presentan problemas son Texcalatlaco, Becerra A y Hondo, los coeficientes de almacenamiento presentan un incremento, sin embargo este no es proporcional al factor de mayoración debido a la interconexión entre las presas.

FECHA	Tr_10
04/03/1988	1.369
04/09/1988	0.747
21/06/1989	1.246
03/08/1992	1.469
23/09/1992	1.022
21/09/1993	1.822
06/08/1994	2.515
16/09/1994	2.093
25/05/1995	1.508
28/07/1998	1.937
26/09/1998	1.160
17/08/1999	1.540
20/08/1999	1.884

**Tabla 3.5. Factores de mayoración ( $Tr = 10$  años).**



**Figura 3.15. Hidrogramas de entrada, original y mayorado, para la presa Anzaldo correspondientes al evento del 6 de agosto de 1994.**

La presa Becerra A presenta problemas en los eventos correspondientes al 23 de septiembre de 1992, 28 de julio de 1998, 17 de agosto de 1999 y al 20 de agosto de 1999; donde se tienen coeficientes de almacenamiento, de 1.158, 1.111, 1.239 y 1.154 respectivamente. En el caso de la presa Hondo se presentan coeficientes superiores a uno en prácticamente todos los eventos; sin embargo, debe recordarse que se trata de una derivadora, razón por la cual prácticamente cualquier avenida superará su capacidad.

Por último para la presa Texcalatlaco se presentan coeficientes superiores a uno en 2 de los 14 eventos simulados, dichos eventos corresponden al 28 de julio de 1998 y al 20 de agosto de 1999, donde se tienen coeficientes de 1.061 y 1.037 respectivamente, el resto de los eventos se mantienen cercanos a uno.

A continuación se presenta una serie de tablas en las que se muestran los coeficientes de almacenamiento para cada una de las presas, en estas tablas se agrupan las presas en los subsistemas definidos en este trabajo. En dichas tablas se marcan en rojo los coeficientes que son superiores a uno, es decir, donde se presentan problemas. También se marcan en color azul los eventos donde se registran los valores más grandes que se presentan para cada una de las presas.

Fechas	Anzaldo		Coyotes		Texcalatlaco	
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado
880304	0.000	0.000	0.019	0.023	0.740	0.745
880904	0.015	0.014	0.318	0.113	0.928	0.925
890621	0.005	0.013	0.598	0.316	0.921	0.929
920803	0.000	0.000	0.010	0.012	0.274	0.402
920923	0.034	0.006	0.307	0.317	0.932	0.928
930921	0.000	0.015	0.027	0.098	0.749	0.913
940806	0.000	0.009	0.017	0.316	0.568	0.924
940916	0.000	0.000	0.018	0.027	0.340	0.712
950525	0.000	0.002	0.023	0.053	0.745	0.767
970623	0.000	0.003	0.021	0.030	0.538	0.752
980728	0.024	0.567	0.325	0.552	0.931	1.061
980926	0.000	0.000	0.026	0.028	0.748	0.750
990817	0.024	0.030	0.498	0.075	0.928	0.933
990820	0.021	0.456	0.434	0.621	0.924	1.037

Tabla 3.6. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 1

Fechas	Derivación		Tequilasco		La Mina		Pilares		Tarango	
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado
880304	0.045	0.084	0.113	0.155	0.031	0.046	0.062	0.083	0.002	0.004
880904	0.399	0.259	0.267	0.199	0.114	0.079	0.164	0.136	0.018	0.010
890621	0.192	0.336	0.377	0.469	0.306	0.394	0.266	0.350	0.019	0.065
920803	0.048	0.103	0.029	0.043	0.014	0.023	0.033	0.056	0.001	0.002
920923	0.438	0.441	0.211	0.216	0.120	0.123	0.165	0.168	0.024	0.026
930921	0.161	0.414	0.064	0.117	0.025	0.052	0.043	0.088	0.002	0.009
940806	0.097	0.403	0.065	0.165	0.043	0.117	0.099	0.196	0.006	0.030
940916	0.017	0.074	0.012	0.025	0.003	0.006	0.004	0.013	0.000	0.000
950525	0.087	0.153	0.063	0.094	0.033	0.053	0.069	0.102	0.003	0.006
970623	0.148	0.419	0.036	0.073	0.018	0.041	0.039	0.083	0.003	0.013
980728	0.549	0.721	0.109	0.212	0.074	0.150	0.160	0.292	0.069	0.323
980926	0.117	0.139	0.122	0.141	0.042	0.051	0.071	0.079	0.005	0.006
990817	0.368	0.441	0.120	0.185	0.069	0.113	0.125	0.167	0.008	0.036
990820	0.392	0.526	0.128	0.240	0.082	0.165	0.163	0.287	0.019	0.168

Tabla 3.7. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 2

Fechas	Mixcoac		Becerra C		Tacubaya		Tecamachalco		El Capulín		San Joaquín		El Tornillo
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal
880304	0.064	0.092	0.079	0.085	0.014	0.021	0.331	0.431	0.027	0.037	0.043	0.067	0.000
880904	0.141	0.101	0.108	0.097	0.104	0.065	0.544	0.540	0.124	0.049	0.143	0.096	0.001
890621	0.073	0.094	0.083	0.087	0.021	0.029	0.392	0.537	0.023	0.030	0.071	0.104	0.000
920803	0.020	0.031	0.076	0.085	0.013	0.019	0.337	0.530	0.017	0.027	0.047	0.083	0.000
920923	0.146	0.149	0.123	0.125	0.205	0.211	0.594	0.616	0.743	0.775	0.251	0.255	0.008
930921	0.045	0.093	0.082	0.095	0.014	0.035	0.363	0.543	0.027	0.082	0.045	0.110	0.000
940806	0.017	0.047	0.069	0.091	0.010	0.024	0.249	0.493	0.010	0.033	0.021	0.096	0.000
940916	0.001	0.004	0.059	0.074	0.006	0.012	0.233	0.480	0.006	0.021	0.021	0.073	0.000
950525	0.060	0.095	0.079	0.086	0.018	0.033	0.384	0.542	0.023	0.035	0.053	0.102	0.000
970623	0.036	0.082	0.073	0.090	0.012	0.025	0.285	0.530	0.019	0.045	0.027	0.081	0.000
980728	0.085	0.171	0.091	0.114	0.040	0.158	0.538	0.556	0.100	0.460	0.110	0.185	0.000
980926	0.053	0.064	0.095	0.100	0.036	0.059	0.546	0.556	0.035	0.050	0.097	0.104	0.000
990817	0.151	0.251	0.125	0.152	0.123	0.218	0.542	0.553	0.066	0.203	0.098	0.160	0.000
990820	0.086	0.171	0.105	0.138	0.075	0.207	0.543	0.571	0.051	0.383	0.126	0.211	0.000

Tabla 3.8. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 3

Fechas	Las Flores		Becerra B		Becerra A		Ruiz Cortines		Dolores		Barrilaco		El Periodista
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal
880304	0.038	0.065	0.024	0.042	0.135	0.226	0.016	0.027	0.112	0.153	0.037	0.055	0.036
880904	0.200	0.146	0.118	0.076	0.992	0.632	0.240	0.113	0.189	0.141	0.125	0.081	0.083
890621	0.182	0.192	0.079	0.125	0.409	0.644	0.050	0.060	0.164	0.204	0.111	0.152	0.068
920803	0.016	0.031	0.157	0.241	0.327	0.552	0.062	0.088	0.120	0.176	0.084	0.149	0.040
920923	0.214	0.218	0.278	0.284	1.154	1.158	0.607	0.640	0.240	0.245	0.236	0.242	0.115
930921	0.028	0.068	0.028	0.066	0.206	0.495	0.015	0.032	0.066	0.120	0.030	0.062	0.045
940806	0.092	0.248	0.038	0.119	0.123	0.480	0.016	0.049	0.028	0.071	0.025	0.067	0.015
940916	0.002	0.008	0.066	0.158	0.114	0.325	0.027	0.062	0.053	0.112	0.042	0.094	0.052
950525	0.045	0.091	0.041	0.076	0.215	0.428	0.023	0.040	0.093	0.141	0.044	0.079	0.053
970623	0.041	0.100	0.018	0.049	0.112	0.331	0.009	0.024	0.020	0.041	0.020	0.039	0.010
980728	0.197	0.369	0.053	0.155	0.513	1.111	0.031	0.305	0.068	0.132	0.052	0.122	0.024
980926	0.058	0.071	0.127	0.152	0.600	0.743	0.055	0.084	0.165	0.192	0.082	0.109	0.061
990817	0.136	0.217	0.119	0.193	1.096	1.239	0.230	0.593	0.124	0.192	0.066	0.105	0.044
990820	0.086	0.369	0.074	0.190	0.821	1.194	0.112	0.604	0.080	0.150	0.062	0.135	0.024

Tabla 3.9. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 4

Fechas	Hondo		El Sordo		Los Cuartos		Totolica	
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado
880304	0.973	1.007	0.123	0.211	0.023	0.039	0.045	0.062
880904	1.220	1.134	0.469	0.343	0.120	0.076	0.081	0.060
890621	0.824	0.902	0.091	0.163	0.016	0.021	0.054	0.067
920803	0.946	1.008	0.107	0.207	0.027	0.053	0.028	0.042
920923	1.220	1.220	0.447	0.454	0.154	0.159	0.091	0.093
930921	1.007	1.220	0.136	0.218	0.019	0.051	0.039	0.070
940806	0.655	0.940	0.021	0.092	0.008	0.029	0.013	0.033
940916	0.403	0.494	0.000	0.017	0.010	0.028	0.013	0.028
950525	0.959	1.006	0.111	0.240	0.018	0.034	0.030	0.045
970623	0.966	1.175	0.092	0.211	0.009	0.025	0.011	0.022
980728	1.166	1.405	0.239	0.429	0.049	0.139	0.028	0.055
980926	1.147	1.208	0.259	0.294	0.063	0.080	0.045	0.052
990817	1.006	1.220	0.325	0.489	0.030	0.072	0.050	0.077
990820	1.144	1.323	0.313	0.549	0.095	0.239	0.056	0.105

*Tabla 3.10. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 5*

Fechas	Las Julianas		Los Arcos		El Colorado		La Colorada	
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado
880304	0.005	0.006	0.004	0.006	0.015	0.022	0.012	0.018
880904	0.013	0.010	0.033	0.019	0.080	0.045	0.038	0.025
890621	0.012	0.015	0.013	0.022	0.050	0.076	0.023	0.033
920803	0.004	0.006	0.014	0.029	0.033	0.059	0.028	0.055
920923	0.020	0.021	0.249	0.255	0.243	0.249	0.207	0.213
930921	0.006	0.011	0.011	0.035	0.026	0.059	0.019	0.044
940806	0.003	0.009	0.018	0.093	0.032	0.107	0.025	0.096
940916	0.004	0.009	0.030	0.109	0.047	0.119	0.035	0.102
950525	0.005	0.008	0.005	0.012	0.019	0.035	0.017	0.030
970623	0.001	0.003	0.002	0.008	0.010	0.024	0.010	0.024
980728	0.003	0.006	0.006	0.024	0.020	0.049	0.013	0.033
980926	0.008	0.010	0.008	0.011	0.023	0.028	0.015	0.018
990817	0.007	0.011	0.028	0.061	0.044	0.076	0.031	0.057
990820	0.010	0.018	0.074	0.219	0.100	0.233	0.069	0.202

*Tabla 3.11. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 6*

En resumen, para el caso de la simulación de la tormenta con 10,000 años de periodo de retorno, se tienen problemas en algunas presas en las que los coeficientes de almacenamiento respecto al NAMO son ligeramente superiores a uno. Sin embargo, aunque se presentan algunos coeficientes altos en este caso debe considerarse que están asociados a un evento extremo con una probabilidad de ocurrencia muy baja, por lo cual para eventos de menor magnitud el sistema tiene la capacidad de respuesta suficiente para regular los escurrimientos.

En el caso de la simulación de los eventos históricos elegidos, así como en los mayorados, existen problemas puntuales en algunas presas como Texcalatlaco, Becerra A y Hondo, las cuales presentan coeficientes de almacenamiento superiores a uno; cabe señalar que en estas presas ya no existe posibilidad de modificar su operación, ya que una opera con el 100% de apertura y las otras dos son únicamente de derivación. El resto de las presas del sistema opera sin ningún contratiempo para la política propuesta. Por lo cual después de haber realizado el tránsito de las avenidas tomando en cuenta la interconexión de los vasos se puede concluir que el sistema como tal tiene la capacidad de regular tormentas con periodos de retorno de hasta 10 años.

En lo que respecta a la distribución espacial de las tormentas se puede apreciar que esta selección de eventos puede resultar muy favorable ya que tomando como ejemplo 3 tormentas una asociada a cada grupo se puede apreciar que los coeficientes de almacenamiento varían según el grupo correspondiente. Tomando como ejemplo la presa Becerra A, donde se presentan algunos problemas se puede apreciar el efecto de la distribución espacial de la lluvia como se detalla a continuación.

En el primer grupo donde se seleccionaron tormentas en las cuales se presentara lluvias intensas en todo el Valle, tomando como ejemplo de este grupo la tormenta del 26 de septiembre de 1998, de la tabla 3.9 se observa que se tiene un coeficiente de almacenamiento de 0.6. En el segundo grupo que está conformado por lluvias intensas en la parte baja del Valle, se toma la tormenta de 16 de septiembre de 1994, donde se tiene un coeficiente de 0.11. Por último el tercer grupo conformado por tormentas importantes en la zona de las presas, se toma la tormenta correspondiente al 17 de agosto de 1999 se obtiene un coeficiente de 1.096. Con lo cual se confirma que la distribución espacial de la lluvia influirá en el desempeño de las presas. Lo anterior se puede constatar para otras presas con ayuda de las tablas 3.6 a 3.11 donde se presentan los coeficientes de almacenamiento para todas las presas.

Por todo lo anterior se puede remarcar la importancia de la selección de tormentas respecto al espacio que afectan, ya que tal distribución si puede resultar de gran ayuda ya que se podrían obtener políticas de operación diferentes si se lograra identificar a que patrón de lluvia pertenece una tormenta dada.

## 4. APLICACIÓN DE LOS ALGORITMOS GENÉTICOS A UN SISTEMA DE PRESAS

### 4.1 Objetivo

El objetivo de este capítulo es estudiar las posibilidades de los algoritmos genéticos para encontrar políticas de operación adecuadas para sistemas de presas como las del poniente del Valle de México. A manera de ejemplo se analizará una avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años en el subsistema conformado por las presas: Anzaldo, Coyotes y Texcalatlaco; posteriormente se aplicará la misma metodología para la misma tormenta en otro sistema de presas, para verificar el funcionamiento de los algoritmos genéticos.

Las variables independientes del proceso son la apertura de las compuertas en las presas Anzaldo y Texcalatlaco; con éstas se pretende minimizar una función objetivo en la cual son tomados en cuenta los gastos máximos y las elevaciones máximas de Anzaldo y Texcalatlaco, correspondientes al evento estudiado. Coyotes no se considera debido a que ha perdido su capacidad de regulación y su obra de toma esta fuera de funcionamiento.

Para hablar de un funcionamiento “óptimo” en una presa de regulación de avenidas es necesario que se cumpla el propósito de reducir al mínimo los gastos máximos de salida utilizando el almacenamiento disponible en la presa, pero sin poner en peligro la seguridad de la estructura. Así entonces, la condición que se busca satisfacer es descargar un gasto pequeño y mantener el nivel del agua en la presa cercano al NAMO. Por lo tanto las funciones a optimizar serán:

1. Minimizar los gastos de salida de la presa.
2. Maximizar los volúmenes de almacenamiento, sin exceder el volumen disponible en las presas.

Cada una de estas funciones depende de diferentes variables como son los gastos de entrada a cada uno de los vasos y el funcionamiento del túnel de interconexión. Otro factor del que también dependen las funciones es del volumen o nivel inicial en el vaso, ya que no será lo mismo realizar el tránsito con el vaso vacío que con un cierto volumen almacenado ya que esto último reduciría la capacidad de regulación del vaso.

Se deben determinar las funciones que evaluarán el comportamiento del sistema según el grado de apertura en las compuertas. Como se evaluarán dos parámetros distintos (elevaciones y gastos) se definió una función para cada uno de ellos:

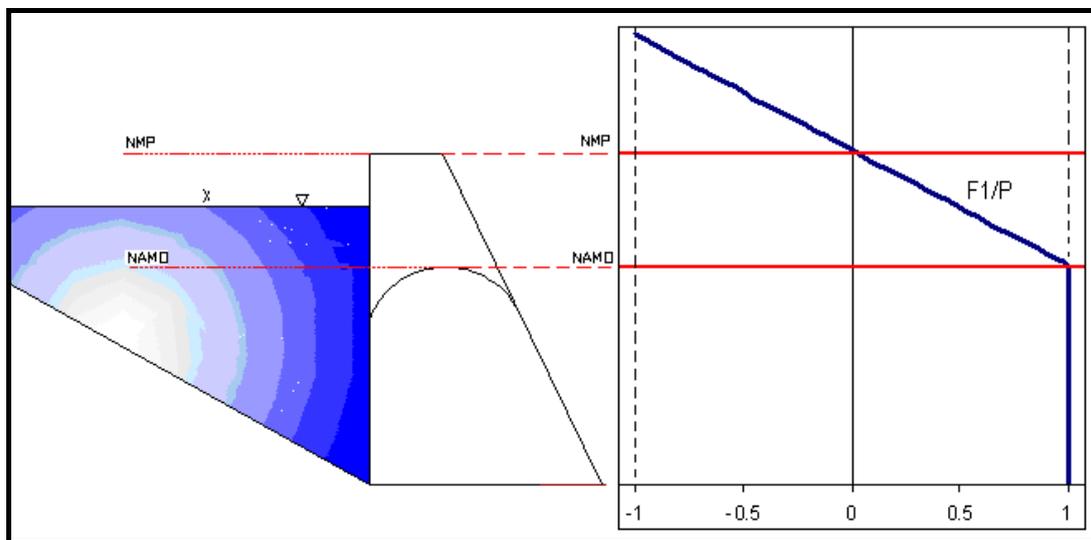
$$F_1 = \frac{NMP - X}{NMP - NAMO} P_i$$

donde:

- X, Nivel o elevación máxima alcanzada para el evento, msnm
- NMP, Nivel o elevación máxima permitida en la presa, msnm
- NAMO, Nivel de Aguas Máximo Ordinario, msnm
- P<sub>i</sub>, Factor de peso correspondiente al parámetro y a la presa

La idea es establecer un intervalo en el cual se pueda mover la elevación máxima evaluando qué tan conveniente es respecto a las elevaciones permitidas. Por ejemplo si X es igual o muy parecida al NAMO el coeficiente será uno o casi igual a uno, el cual al ser multiplicado por el factor de peso correspondiente dará como resultado que  $F_1$  tiene prácticamente el mismo valor que el factor de ponderación que se le ha asignado a esa variable.

Cuando X es ligeramente menor que el máximo permitido el numerador tiende a cero y  $F_1$  toma un valor muy pequeño; y por último, cuando X es superior a NMP el coeficiente tomará un valor negativo. Así el valor de la función  $F_1$  contribuirá poco al valor final de la función objetivo cuando se presenten niveles muy grandes, cercanos al NPM; contribuirá con un valor importante si los niveles son cercanos al NAMO; mientras que para el caso de que sea negativo impone un castigo automático restando su valor a la función objetivo.



**Figura 4.1. Esquematización de la función correspondiente a las elevaciones.**

Para los gastos máximos se sigue un razonamiento similar que con las elevaciones, es decir, se propone un rango en el cual se pueden mover los gastos y conforme éstos se acerque o alejen de los valores permisibles serán evaluados para su contabilización en la función objetivo, así entonces para los gastos se tiene la siguiente expresión:

$$F_3 = \frac{QMP - Y}{QMP - QO} P_i$$

donde:

Y, Gasto máximo descargado para el evento,  $m^3/s$

QMP, Gasto máximo permitido en la presa,  $m^3/s$

QO, Gasto de operación para la presa,  $m^3/s$

$P_i$ , Factor de peso correspondiente al parámetro y a la presa

Las funciones  $F_1$  y  $F_3$  corresponden a una sola presa (Anzaldo), por lo cual de manera análoga  $F_2$  y  $F_4$  realizarán la misma función para la otra presa (Texcaltlaco).

Una vez obtenidos los valores correspondientes a las cuatro funciones, el desempeño correspondiente a las aperturas propuestas será la suma algebraica de los cuatro valores,

sin embargo, como se debe decidir entre maximizar o minimizar toda la función se propone la función objetivo como sigue:

$$F(x) = 100 - \sum_{i=1}^4 F_i$$

donde:

$F(x)$ , es el valor final de la función objetivo

$F_i$ , son los valores correspondientes a las cuatro funciones

Con lo anterior se elige minimizar la función, ésta debe ser lo más cercana posible a cero, lo cual indica un buen desempeño de las aperturas. En este caso se utiliza el valor de referencia de 100 debido a que se da un mismo peso tanto a las elevaciones como para los gastos descargados, es decir se asigna un 25 % del valor de la función objetivo para cada uno de los parámetros. Sin embargo, se puede dar una ponderación diferente de acuerdo con lo que sea considerado más importante.

El gasto máximo permitido en cada presa, es un parámetro que se puede modificar; mientras que el gasto de operación estará relacionado con la capacidad del cauce, incluso se puede establecer como nulo. Por su parte la elevación máxima permitida también es susceptible de ser modificada, sin embargo, en este caso se eligió para este nivel la elevación de la corona.

## **4.2 Aplicación de Algoritmos Genéticos a un sistema de presas**

### **4.2.1 Metodología de la aplicación de los AG**

El procedimiento que aquí se describe es aplicado al escenario de 10,000 años de periodo de retorno, explicado en el capítulo anterior. Para poder llevar a cabo la optimización de la apertura de un grupo de compuertas para un sistema de presas se utilizó un paquete de cómputo (MATLAB 7.0) que cuenta con una herramienta de optimización mediante algoritmos genéticos.

Se generó un sencillo programa en el lenguaje del software mediante el cual la herramienta de AG genera de manera aleatoria una población inicial, con el número de individuos que se desee, con una distribución uniforme; posteriormente evalúa el desempeño de cada individuo (juego de aperturas) ejecutando el programa VASOS, descrito anteriormente, para cada uno de los individuos generados. Para cada individuo se obtienen los gastos y elevaciones máximas, éstos se evalúan mediante la función objetivo, que se definió en el apartado anterior, y de esta manera se van seleccionando los individuos con mejor desempeño para pasar a la siguiente generación.

Para poder realizar las simulaciones con los algoritmos genéticos es necesario definir ciertas funciones y sus parámetros, como son el tamaño de la población, el rango donde debe estar la población inicial, la función de evaluación, la función de selección, la función de reproducción, la función de cruce, la función de mutación, así como el criterio que deberá seguir el algoritmo para detener la búsqueda.

Se realizó un proceso de simulaciones previo mediante el cual se exploraron diferentes funciones de los algoritmos genéticos así como los diferentes parámetros que

intervienen en éstas, para definir las que mejor se desempeñaran en la optimización de este problema. Como resultado de esta búsqueda se definieron los siguientes parámetros para las diferentes funciones de los algoritmos genéticos:

### **1) Tamaño de población**

Se consideraron poblaciones desde 5 hasta 100 individuos, sin embargo, durante el proceso se determinó que el número de individuos no es un factor fundamental en la obtención del valor óptimo para la función objetivo. Así entonces utilizar poblaciones pequeñas restringe el intervalo de búsqueda y utilizar poblaciones muy grandes aumenta considerablemente el tiempo de búsqueda del valor óptimo sin ofrecer mejoras significativas; por lo tanto se utilizaron poblaciones de 20 individuos debido a que se consideró que ofrecen resultados rápidos sin restringir el intervalo de búsqueda.

### **2) Función de selección**

Para esta función se eligió la función de Ruleta en la cual el área correspondiente a cada individuo es proporcional a su desempeño, es decir, entre mejor sea su desempeño mayor probabilidad tendrá de ser seleccionado. El algoritmo usa un número aleatorio para seleccionar una sección con una probabilidad igual al área de esa sección.

### **3) Función de Reproducción**

Las opciones de reproducción determinan cómo el algoritmo genético genera hijos para la siguiente generación, esta función tiene dos parámetros el de individuos élite y el correspondiente a la fracción de cruce.

El número de individuos élite especifica el número de individuos que se garantiza que sobrevivirán para la siguiente generación, este parámetro se varió en función del tamaño de la población, con lo cual se determinó que fueran los 2 individuos con el mejor desempeño los que pasaran automáticamente a la siguiente generación.

La fracción de cruce especifica la fracción de la siguiente generación que es generada mediante cruce, este parámetro se encuentra entre cero y uno, pero para este caso se fijó como 0.8. El resto de los individuos se generarán mediante mutación.

### **4) Función de mutación**

La función de mutación realiza pequeños cambios aleatorios en los individuos de la población para generar hijos con una mutación, dichos cambios proveen de diversidad al algoritmo genético.

Se utilizó la función Gaussiana la cual añade un número aleatorio a cada vector de entrada de un individuo; este número aleatorio es tomado de una distribución Gaussiana centrada en cero. La varianza de la distribución es controlada mediante dos parámetros, el parámetro de escala determina la varianza en la primera generación. El parámetro de reducción controla la manera en que la varianza se reduce conforme aumentan las generaciones; si este factor es cero la varianza se mantiene constante y si es igual a uno la varianza se reduce linealmente hasta que se alcanza la última generación.

En este caso se utilizó el valor de uno para los dos parámetros de esta función.

### **5) Función de cruza**

La función de cruza especifica cómo el algoritmo genético combina dos individuos, o padres, para formar un hijo para la siguiente generación. Para esta función se eligió la opción de punto simple, en la cual se elige un entero aleatorio entre 1 y el número de variables, y selecciona como vector de entrada una parte del primer padre y otra del segundo y los concatena para formar al hijo; por ejemplo

$$p1 = [a \ b \ c \ d \ e \ f \ g \ h]$$

$$p2 = [1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8]$$

Y el punto de cruza (número generado aleatoriamente) fuera 3, se obtendría:

$$h = [a \ b \ c \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8]$$

### **6) Criterios para detener la búsqueda del AG**

Con esta función se determina la causa por la cual se detiene el algoritmo genético. Para esta función se tienen varios criterios como el número de generaciones, que especifica el máximo número de iteraciones que hará el algoritmo. El tiempo límite el cual determina el tiempo en segundos que el algoritmo correrá antes de detenerse. El límite de desempeño detiene el algoritmo si se alcanza un valor óptimo establecido. Las generaciones sin mejora, es decir, un número de generaciones en las cuales no se ha mejorado el valor óptimo de la función objetivo. El tiempo sin mejora, establece un intervalo de tiempo en el cual el algoritmo se detiene si no se ha mejorada el valor óptimo.

Para esta opción se determinó como 100 el número de generaciones a correr por parte del algoritmo genético; mientras que para el resto de los criterios se determinó que fuera infinito, es decir, el único criterio que detendría el algoritmo es cuando se alcanza el número de generaciones establecido.

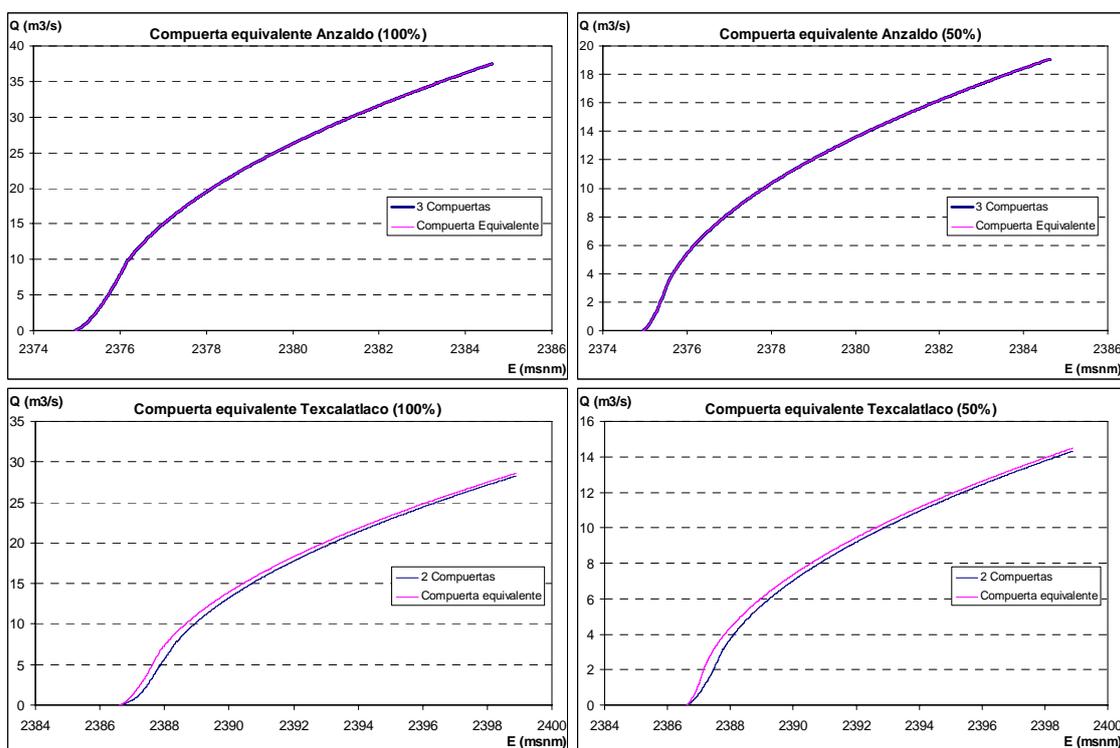
Con estas opciones se consideró que el algoritmo genético cumple con un buen desempeño, así que serán utilizadas para las simulaciones definitivas.

#### **4.2.2 Compuerta equivalente**

Antes de comenzar con la optimización se realizó una consideración para simplificar el problema; dicha simplificación radica en proponer una compuerta equivalente, es decir, en lugar de utilizar  $n$  compuertas para cada presa se utiliza una con un área de descarga equivalente. Esta consideración toma sustento en el hecho de que al proponer una política de operación para una presa se determina el mismo grado de apertura para todas las compuertas y no se proponen diferentes aperturas para cada compuerta.

Para comprobar lo antes mencionado se obtuvieron las curvas de descargas contra elevaciones, para diferentes aperturas, con el objetivo verificar si se mantiene un comportamiento adecuado para la compuerta equivalente; con esto se observó que para el caso de Anzaldo la compuerta equivalente reproduce el funcionamiento de las tres compuertas. Para el caso de Texcalatlaco se produce un pequeño error que es debido a que la elevación de una de las compuertas se encuentra medio metro por encima del nivel de la otra, sin embargo, para el gasto máximo se tiene un error apenas superior a uno por ciento.

Así entonces se tiene que las compuertas equivalentes reproducen de forma adecuada el comportamiento de las obras de toma como si se considerara todas las compuertas, con lo cual para abordar el problema de la optimización se consideran solo dos compuertas y con esto se reduce el número de variables a optimizar por los algoritmos genéticos.



**Figura 4.2.** Comparación de las curvas Gastos-Elevaciones entre la compuerta equivalente y las compuertas originales.

#### 4.2.3 Criterios de simulación para la obtención de la política óptima

Para realizar la optimización mediante algoritmos genéticos se consideraron diferentes criterios de simulación mediante las cuales se pueda determinar si la función objetivo está encontrando el óptimo global o el valor encontrado depende de las condiciones impuestas a las diferentes alternativas de simulación.

Tales criterios se fueron proponiendo al mismo tiempo que se realizaban simulaciones con lo cual los resultados obtenidos en las simulaciones para un criterio servían para proponer modificaciones a los criterios posteriores y de tal modo enriquecer el proceso de búsqueda. Los diferentes criterios que se siguieron se detallan a continuación.

### **1er. Criterio**

El primer criterio de simulación consiste en tomar la función objetivo, definida al principio de este capítulo, y proponer diferentes factores de ponderación para las variables (gastos máximos y elevaciones máximas, en ambas presas). Con esto se pretende conocer la sensibilidad de la función objetivo a diferentes ponderaciones para los gastos y las elevaciones.

Los valores de referencia para los niveles y gastos permisibles utilizados en este primer criterio son los que se presentan a continuación:

<b>Elevaciones permisibles</b>			<b>Gastos permisibles (m3/s)</b>		
	Anzaldo	Texcalat		Anzaldo	Texcalat
NAMO	2384.1	2397.71	QO	5	2
NMP	2385.17	2401.51	QMP	35	25

**Tabla 4.1. Elevaciones y gastos permisibles para el primer criterio.**

Como se mencionó al definir la función objetivo, los gastos permisibles pueden ser asignados arbitrariamente, sin embargo, en este caso los gastos máximos permitidos son asociados a los gastos máximos de las obras de toma. Por su parte los gastos de operación son asignados de manera que no se presenten problemas en la operación de los desfogues en ambas presas.

En este caso la primera alternativa considera las ponderaciones planteadas originalmente, es decir, iguales para todas las variables; con esto a cada una de las variables se les asignaría un peso del 25% del valor de la función objetivo, a esta alternativa le corresponden los resultados de la simulación número 1, los cuales se muestran posteriormente en una tabla resumen.

Otra alternativa consiste en ajustar los factores de peso; la idea es castigar todavía más los gastos de descarga aumentando su factor de ponderación (de 25 a 35), por consiguiente para las elevaciones dicho factor deberá disminuir (de 25 a 15). Lo anterior se basa en que para el caso de las elevaciones no se ha tenido problemas, es decir, los factores de la función objetivo que disminuyen el valor de ésta, son los correspondientes a los gastos. El resultado de lo anterior es que se obtiene un comportamiento muy similar al obtenido en la simulación anterior, es decir, las aperturas se mantienen prácticamente igual, solamente varían en unas cuantas décimas; los resultados de esta alternativa corresponden a la simulación número 2.

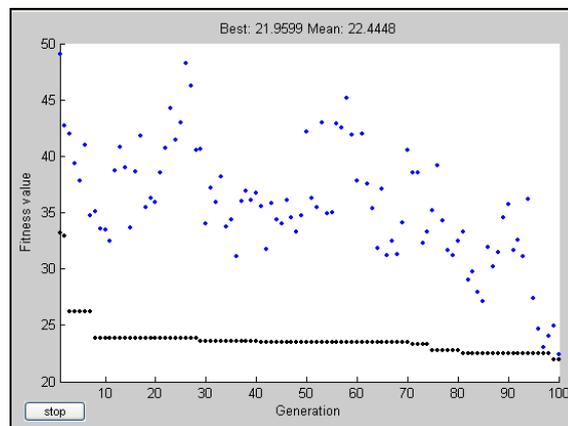
Ya que se ha comprobado que la función objetivo responde de igual manera a factores de peso diferentes a los originales y que las aperturas obtenidas como óptimas son prácticamente las mismas, se propone otro criterio en la distribución de los factores de peso para la función objetivo, ahora se prueban ponderaciones diferentes para cada uno de los gastos máximos. Con esto se pretende determinar si una restricción en la descarga de una presa modifica de manera importante el comportamiento de la función objetivo y se obtienen aperturas distintas a las que se han obtenido a lo largo del proceso. A esta alternativa le corresponde la simulación número 3, para la cual los factores de peso son iguales para las elevaciones (25), en el caso del gasto correspondiente a Texcalatlaco se le otorga una mayor ponderación (35); mientras que para Anzaldo se reduce el valor de ponderación (15).

Por último se propone invertir las ponderaciones realizadas en la segunda alternativa, con lo cual se otorgaría mayor peso a las elevaciones máximas; los resultados de esta combinación de pesos corresponden a la simulación 4.

A continuación se presenta una tabla con los resultados de las cuatro simulaciones, así como los resultados de la simulación original (optimización manual, presentada en el capítulo anterior). Adicionalmente se muestra una figura donde se muestra la evolución de los algoritmos genéticos para la mejor de las cuatro simulaciones.

	Anzaldo			Texcalat							MATLAB	
	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax	P1	P2	P3	P4	F. O.	Best
Orig	70	2384.26	33.48	10	2398.34	15.51	25	25	25	25	46.301	-----
1	23.7	2384.07	8.85	49.7	2397.21	13.35	25	25	25	25	15.545	15.5483
2	23.3	2384.1	8.73	50.5	2397.21	13.56	15	15	35	35	21.943	21.9599
3	24.1	2384.07	8.91	50.1	2397.21	13.35	25	25	15	35	19.227	19.2110
4	23.7	2384.07	8.85	49.8	2397.21	13.38	35	35	15	15	9.3467	9.3489

**Tabla 4.2. Resultados obtenidos con el primer criterio.**



**Figura 4.3. Evolución del valor de la función objetivo para la segunda simulación.**

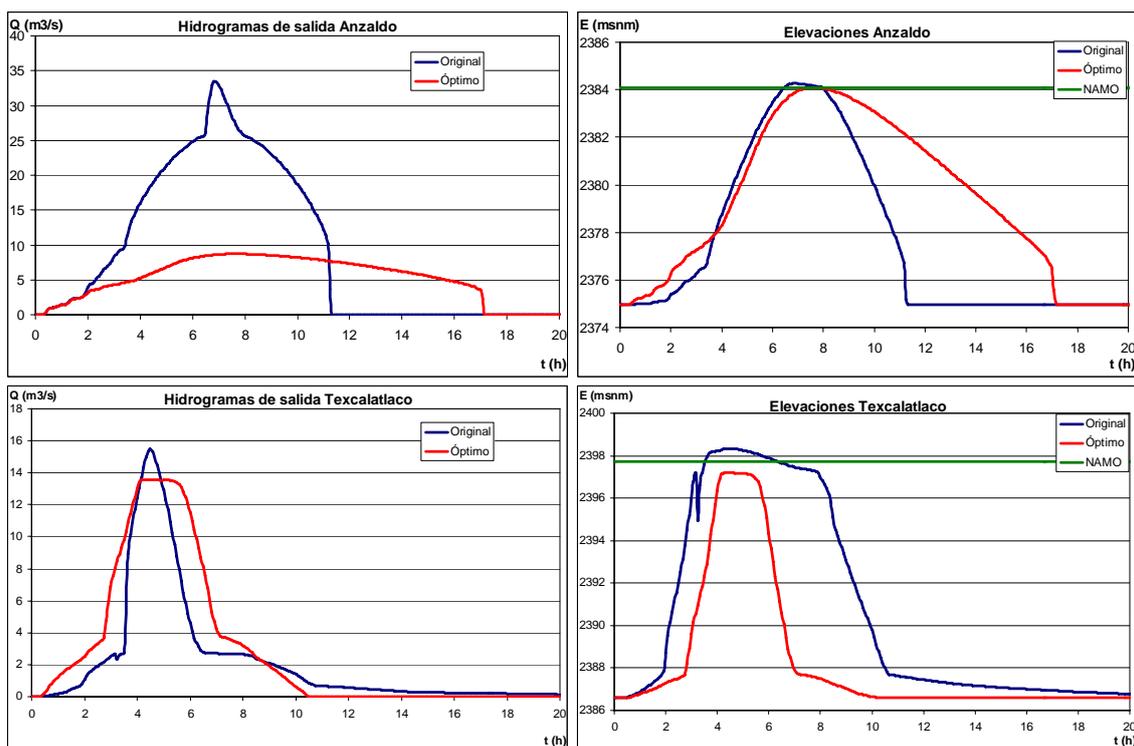
En la figura 4.3 el eje vertical corresponde al valor de la función objetivo, mientras que en el eje horizontal corresponde al número de generaciones. Los puntos negros corresponden al mejor de los individuos de cada generación, mientras que los puntos azules corresponden a la media de la población en esa generación.

Como se puede apreciar en la tabla 4.2, el valor de la función objetivo tiene una gran variación, sin embargo, ésta es función de los factores de ponderación y responde a los diferentes valores que se les otorga a éstos. Por su parte, las aperturas obtenidas en las diferentes simulaciones son prácticamente las mismas, solamente varían en unas cuantas décimas; esto último repercute en que los valores correspondientes a gastos y elevaciones máximas se mantienen prácticamente sin cambio. Finalmente, se puede señalar que la variación en los factores de ponderación no afecta significativamente la búsqueda de las aperturas óptimas, es decir, con ponderaciones distintas se obtienen los mismos resultados (aperturas óptimas).

Al realizar una comparación entre la simulación original y la simulación número 2 (la mejor) se puede apreciar, con ayuda de la tabla 4.2, cómo se reduce el gasto de descarga en ambas presas, en Anzaldo pasa de 33.48 m<sup>3</sup>/s a 8.73 m<sup>3</sup>/s, y en Texcalatlaco, de 15.51 m<sup>3</sup>/s a 13.56 m<sup>3</sup>/s; en este último caso debe señalarse que, aunque los dos gastos tengan magnitud similar, para la simulación original el gasto de descarga es la suma del

gasto que sale por la obra de toma más el gasto del vertedor, mientras que para la simulación 2 el gasto de descarga únicamente proviene de la obra de toma.

En lo que concierne a las elevaciones, éstas se reducen para ambas presas en el caso de la segunda simulación con lo cual se evita el funcionamiento de la obra de excedencias manteniendo un nivel cercano al NAMO, aprovechando mejor su capacidad de almacenamiento. Todo lo anterior se puede apreciar con mayor detenimiento en la siguiente figura, donde se presentan los hidrogramas de salida y la evolución de las elevaciones para ambas presas.



**Figura 4.4.** Comparación entre los resultados obtenidos con la simulación manual y la simulación con algoritmos genéticos.

## **2o. Criterio**

Una vez que se ha alcanzado un valor aceptable para la función objetivo con los gastos permisibles originales, se propone aplicar penalizaciones más importantes a las descargas. El segundo criterio de evaluación para la función objetivo consiste en disminuir los gastos máximos permitidos de forma que se castiguen con mayor rigor las descargas sobre todo si se supera la elevación del NAMO y entra en funcionamiento el vertedor.

Lo anterior se realiza con el objetivo de verificar la flexibilidad de la función objetivo, es decir, si se comporta de forma adecuada con condiciones diferentes a las originales. También se requiere saber si se puede obtener, con gastos máximos permitidos más pequeños, un óptimo distinto y aperturas diferentes a las que se obtienen con los gastos máximos permitidos usados anteriormente. Los valores de referencia para las elevaciones se mantienen sin cambio, mientras que los gastos permisibles utilizados en este criterio son los que se presentan a continuación:

Gastos permisibles (m3/s)		
	Anzaldo	Texcalat
QO	5	2
QMP	25	10

**Tabla 4.3. Gastos permisibles para el segundo criterio.**

Con la reducción en los gastos máximos permitidos, mostrada en la tabla anterior, se realizan un número de simulaciones igual al utilizado en el criterio anterior, con lo cual se prueban las diferentes combinaciones de los factores de ponderación para estos gastos.

Como resultado de esto se puede mencionar que de igual forma que en el criterio anterior se presentan diferentes valores para la función objetivo en función de los factores de ponderación que en este caso también se ven afectados al reducir el margen de los gastos de descarga. Sin embargo, los valores correspondientes a las aperturas se mantienen prácticamente iguales, del mismo modo que los correspondientes a gastos y elevaciones máximas, razón por la cual se puede decir que la reducción de los gastos máximos permitidos tampoco ofrece variantes en los resultados finales. Con lo cual la simulación número 2 presentada anteriormente, en el primer criterio, sigue siendo la mejor.

	Anzaldo			Texcalat			P1	P2	P3	P4	F. O.	MATLAB Best
	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax						
Orig	70	2384.26	33.48	10	2398.34	15.51	25	25	25	25	85.702	-----
5	23.6	2384.08	8.83	49.7	2397.21	13.35	25	25	25	25	41.350	41.3247
6	24	2384.07	8.88	50.2	2397.21	13.37	15	15	35	35	56.534	56.4995
7	24.2	2384.1	8.9	50.8	2397.21	13.43	25	25	15	35	52.931	53.3686
8	23.7	2384.07	8.86	49.7	2397.21	13.35	35	35	15	15	24.176	24.1795

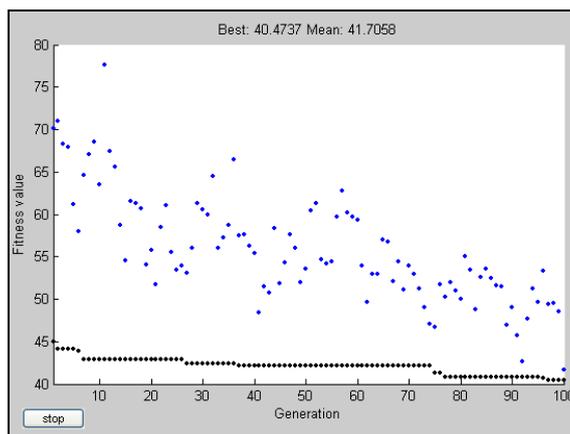
**Tabla 4.4. Resultados obtenidos con el segundo criterio.**

Por último se realiza una simulación utilizando 5 variables, es decir, todas las compuertas presentes en el sistema. Con esta simulación se obtienen valores para gastos y elevaciones que mejoran el desempeño de las presas en comparación con la simulación original, en ambas presas se mantienen las elevaciones cerca del NAMO, pero en ningún caso entra en funcionamiento el vertedor, mientras que los gastos de descarga se reducen significativamente, obteniéndose valores similares a los obtenidos en las simulaciones anteriores.

El resultado obtenido para la simulación con cinco variables es muy significativo ya que con él se confirma el buen funcionamiento de las compuertas equivalentes. Lo anterior se verifica debido a que para ambas presas el promedio de las aperturas correspondientes coincide con los valores óptimos obtenidos para las compuertas equivalentes, además de que se alcanza un valor para la función objetivo que solo difiere en unas cuantas décimas del valor óptimo alcanzado con las compuertas equivalentes, cabe señalar que para esta simulación se utilizaron los factores de ponderación originales, así como los gastos reducidos utilizados en el segundo criterio.

	Anzaldo			Texcalat			P1	P2	P3	P4	F. O.	MATLAB Best
	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax						
1	24.263	2384.07	8.91	3.859	2397.21	13.4	25	25	25	25	40.513	40.4737
2	0			100								
3	47.672											
Prom	23.98			51.93								

**Tabla 4.5. Resultados obtenidos al simular con todas las compuertas del sistema.**



**Figura 4.5. Evolución del valor de la función objetivo para la simulación con 5 variables.**

Antes de concluir esta etapa, se realizaron algunas simulaciones adicionales a los criterios establecidos; se hizo el ejercicio de proponer dos simulaciones más, utilizando los gastos permisibles del segundo criterio (gastos reducidos); en una de ellas se restringe a cero el gasto de operación en Texcalatlaco, en otra se propone una apertura fija en Texcalatlaco (10%) con la cual el único valor a optimizar es la apertura en Anzaldo. Los resultados de este ejercicio son muy interesantes y confirman la lógica de los resultados obtenidos.

En el caso donde se propone como cero la descarga de Texcalatlaco se encuentra un óptimo rápidamente, se obtiene una apertura muy grande en Anzaldo (95%) mediante la cual se mantienen las condiciones de la función objetivo relativas a las elevaciones de los vasos, tratando de que éstas se encuentren lo más posible cerca del NAMO. Por su parte, al eliminarr la descarga de Texcalatlaco, el gasto de salida de Anzaldo resulta muy grande debido a que es por ahí donde se debe aliviar todo el caudal correspondiente a las presas del sistema.

En la simulación donde se mantiene fija la apertura en Texcalatlaco se llega a un valor óptimo en la apertura de Anzaldo de 75%, el cual resulta muy parecido al que se obtuvo mediante la simulación original (70%) en la que se movían las aperturas manualmente; en este caso disminuyó la apertura con respecto al caso anterior ya que se dejó un pequeño margen de descarga en Texcalatlaco el cual permitía aliviar parcialmente el volumen que recibe el sistema, y de esta forma el volumen que tiene que contener Anzaldo es menor por lo cual la apertura disminuye.

	Anzaldo			Texcalat			P1	P2	P3	P4	F. O.	MATLAB Best
	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax	Apert. (%)	Elev. Max	Qmax						
Orig	70	2384.26	33.48	10	2398.34	15.51	25	25	25	25	85.702	-----
1	95	2382.95	32.24	5.8	2398.38	15.35	25	25	25	25	80.177	100.00
2	75	2384.09	27.53	10	2398.34	15.52	25	25	25	25	74.557	75.1591

**Tabla 4.6. Resultados de las simulaciones adicionales.**

#### 4.2.4 Aplicación a un segundo sistema

Aplicando la misma metodología empleada en el caso del sistema de presas conformado por Anzaldo, Coyotes y Texcalatlaco, y con la finalidad de verificar el funcionamiento de los algoritmos genéticos, se realizan algunas simulaciones con un sistema de presas diferente. El sistema utilizado es el que conforman las presas: Derivación Tequilasco, Tequilasco, La Mina, Pilares y Tarango.

En este sistema no resulta muy práctica la obtención de compuertas equivalentes debido a la variación en los tipos de éstas, así como en las elevaciones en las que se encuentran; por lo tanto se utilizan todas las compuertas del sistema, que en total suman trece. Por otra parte, los factores de ponderación utilizados en la función objetivo se repartieron otorgando el mismo peso a las elevaciones máximas y gastos máximos para cada presa, así entonces, a cada una de las presas le corresponde el 20% del valor de la función objetivo, 10% para gastos y 10% para elevaciones. A continuación se presentan las elevaciones y los gastos permisibles utilizados en este sistema de presas.

<b>Elevaciones permisibles</b>					
	Derivación	Tequilasco	La Mina	Pilares	Tarango
NAMO	2478.78	2408.75	2337	2304.59	2332.51
NMP	2480.5	2410.42	2337	2307.27	2333.25

*Tabla 4.7. Elevaciones permisibles para el segundo sistema.*

<b>Gastos permisibles (m<sup>3</sup>/s)</b>					
	Derivación	Tequilasco	La Mina	Pilares	Tarango
QO	0.7	0.7	0.1	0.2	1
QMP	5.4	5.4	0.5	1.8	8.4

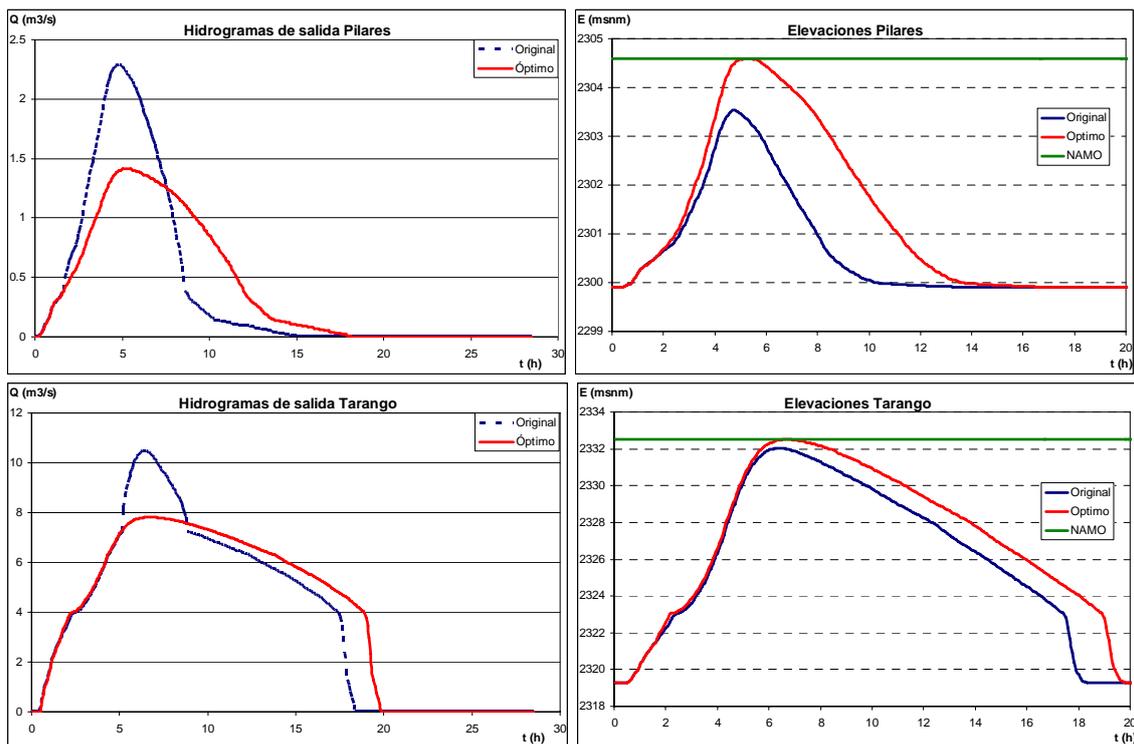
*Tabla 4.8. Gastos permisibles para el segundo sistema.*

Se realizaron tres simulaciones, entre las dos primeras solo existe la diferencia de los gastos permisibles para la presa Tequilasco; mientras que la tercera simulación se realiza con los gastos de la segunda pero con un número mayor de individuos por generación.

En la primera simulación se obtienen resultados muy buenos en donde se optimiza al almacenamiento en las presas Pilares y Tarango, sin embargo en las presas restantes no se ha alcanzado un óptimo, por lo cual se propone una reducción de gastos en una de las presas en las que aún no se ha obtenido el resultado esperado.

Para la segunda simulación los gastos permisibles en Tequilasco se redujeron de 5.4 a 0.5 para el máximo permitido y de 0.7 a 0.1 para el gasto de operación. Los resultados respondieron a la disminución de gastos máximos permitidos en Tequilasco. Sin embargo, resultó algo curioso en Pilares, en donde se invirtieron las aperturas (en esta presa la obra de toma consiste de dos orificios circulares entre los cuales hay una diferencia de elevación de 60 centímetros). Además, para la Derivación, Tequilasco y La Mina no se ha optimizado lo suficiente. Lo anterior puede ser causado por el número de variables, que en este caso es muy grande, mientras que el número de individuos por generación es pequeño en comparación con las variables, y no es suficiente para explorar toda la gama de resultados.





**Figura 4.7.** Comparación entre los resultados obtenidos con la simulación manual y la simulación con algoritmos genéticos, para el segundo sistema.

Es conveniente señalar que el pico que se observa en el hidrograma de salida de Tarango no corresponde a una descarga del vertedor, sino a la entrada en operación de una tercera compuerta, la cual originalmente se consideraba con una apertura del 100%.

#### 4.2.5 Política de operación óptima

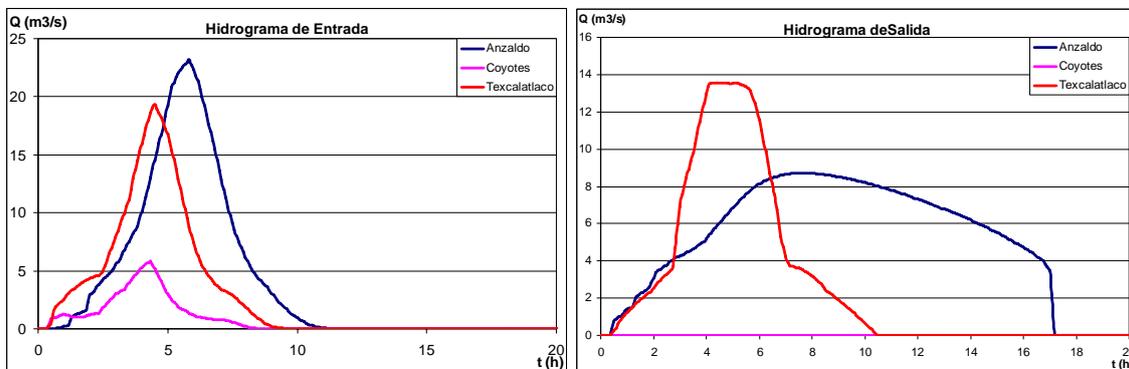
En el caso del primer sistema se podrían proponer otras combinaciones en la distribución de los factores de peso para la función objetivo, sin embargo, se ha probado que esto no tiene una variación significativa obteniéndose con ello resultados muy similares para las diferentes combinaciones, razón por la cual no se considera necesario explorar otras combinaciones. Una vez realizadas las diferentes simulaciones documentadas se pueden señalar que se obtuvieron aperturas prácticamente iguales con criterios y gastos permisibles distintos.

Los diferentes resultados obtenidos con los criterios propuestos marcan una misma tendencia, es decir, convergen a valores muy similares con lo cual se podría decir que las aperturas obtenidas son las óptimas, y por lo tanto corresponden al óptimo global, ya que siempre mantienen la elevación máxima cerca del NAMO, mientras que los gastos máximos de salida se mantienen relativamente bajos. En otras palabras se puede concluir que se encontró una política de operación óptima para este sistema de presas; las aperturas y los resultados obtenidos con dicha política son los que se presentan en la tabla 4.10; del mismo modo en las figuras 4.8 y 4.9 se pueden apreciar estos mismos resultados, pero de forma gráfica.

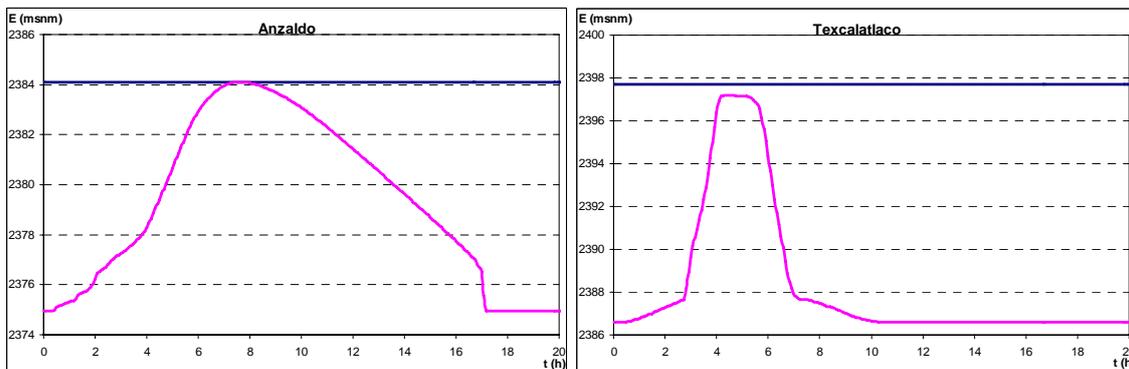
De manera análoga al primer sistema, en la tabla 4.11, y en las figuras 4.10 y 4.11, se presentan los resultados obtenidos con la política de operación óptima para el segundo sistema.

	Anzaldo	Texcalatlaco
Apertura (%)	23.3	50.5
Gasto max (m <sup>3</sup> /s)	8.73	13.56
Elev. max. (msnm)	2384.10	2397.21

**Tabla 4.10. Resultados de política óptima.**



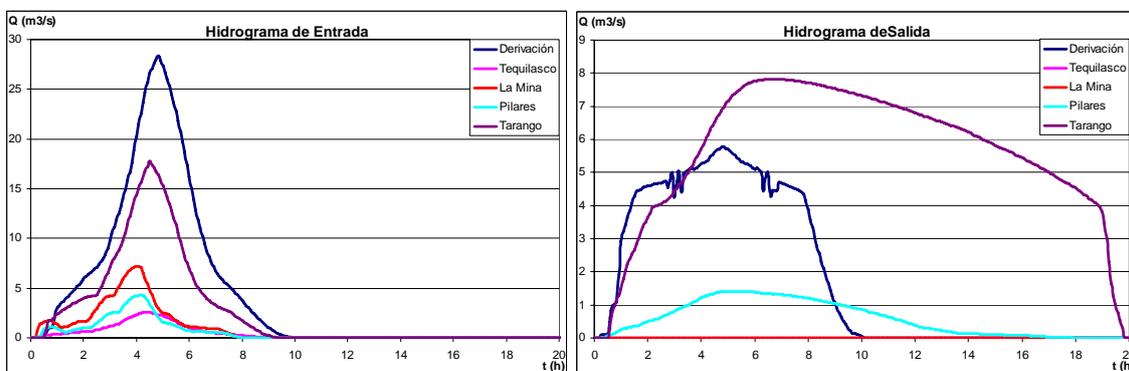
**Figura 4.8. Hidrogramas de entrada e hidrogramas de salida, obtenidos con la política de operación óptima, para todas las presas del sistema.**



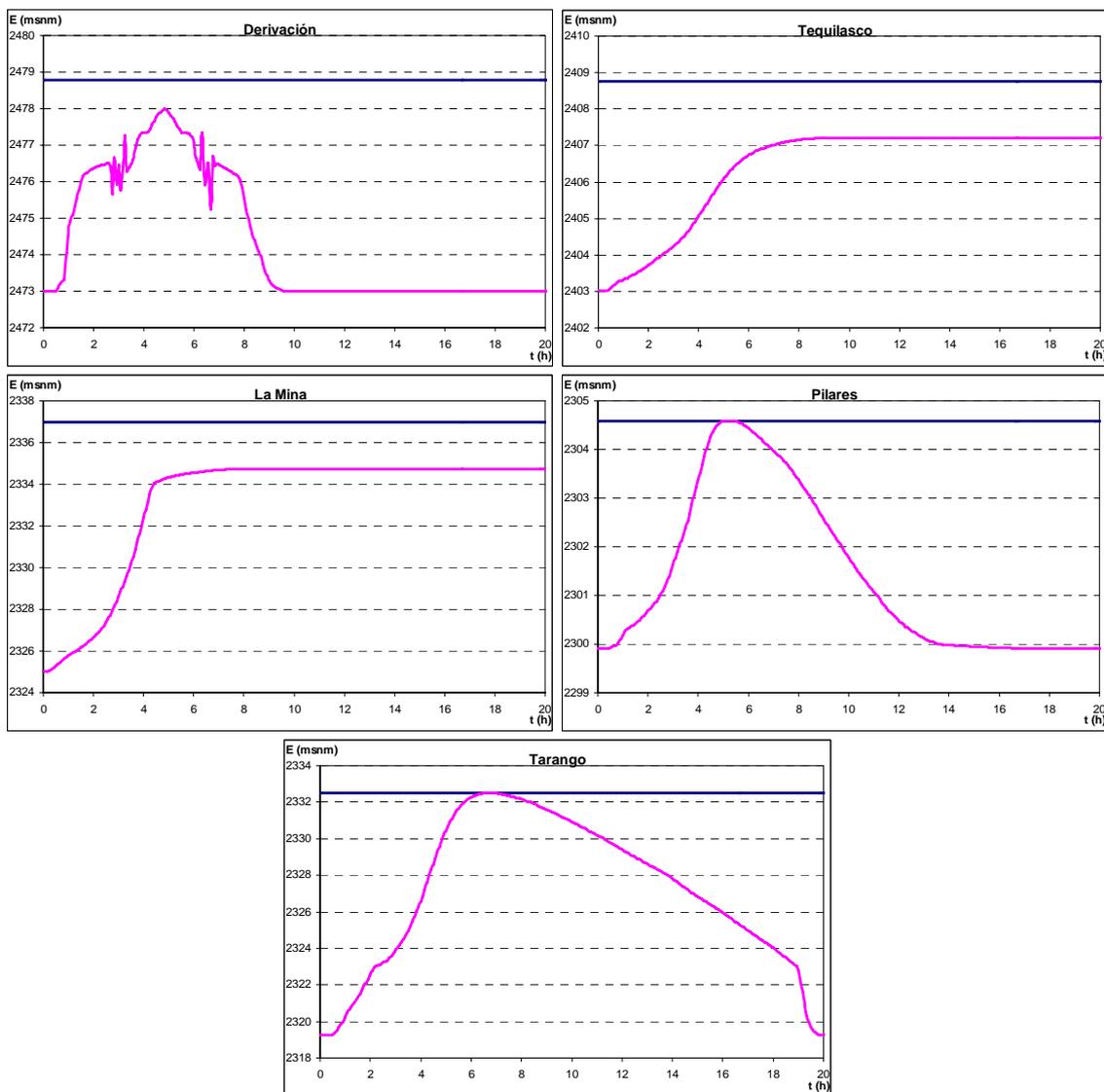
**Figura 4.9. Evolución de las elevaciones durante el evento, para Anzaldo y Texcalatlaco (la línea azul representa el NAMO).**

	Derivación	Tequilasco	La Mina	Pilares	Tarango
Apertura (%)	83.3	0 (en todas)	0	81.9, 0	100, 0, 0
Gasto max (m <sup>3</sup> /s)	5.77	0	0	1.41	7.82
Elev. max. (msnm)	2478.01	2407.21	2334.74	2304.59	2332.51

**Tabla 4.11. Resultados de política óptima, para el segundo sistema.**



**Figura 4.10. Hidrogramas de entrada e hidrogramas de salida, obtenidos con la política de operación óptima, para todas las presas del segundo sistema.**



**Figura 4.11.** Evolución de las elevaciones durante el evento, para todas las presas del segundo sistema (la línea azul representa el NAMO).

Con las simulaciones realizadas al segundo sistema se verifica el buen funcionamiento de los algoritmos genéticos para la obtención de las aperturas que optimizan el funcionamiento de los vasos, considerando su interconexión. Además, se confirma el alcance de los algoritmos genéticos debido al número de variables que se maneja en el segundo sistema (13), para el cual resultaría muy complicado hacer la optimización manualmente, como se realizó en la simulación original referida.

Ampliando lo anterior, en el segundo sistema se puede apreciar otra de las ventajas de los algoritmos genéticos ya que con éstos se obtienen diferentes aperturas para las obras de toma en una misma presa, mientras que de la forma manual se propuso la misma apertura para todas independientemente de su geometría y ubicación.

Con todo lo anterior se puede concluir que las aperturas obtenidas para ambos sistemas se consideran como óptimas, por lo cual serán utilizadas en la simulación de una serie de tormentas históricas en donde se podrán observar las ventajas que ofrecen.

## 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos a partir de las simulaciones realizadas para este trabajo a partir de las dos metodologías utilizadas, optimización manual y optimización con algoritmos genéticos, muestran que el sistema de presas del poniente del Valle de México aún conserva su capacidad reguladora y que una buena operación puede mejorar su funcionamiento. Antes de detallar los resultados obtenidos, se debe señalar que la metodología correspondiente a la optimización manual fue aplicada a todo el sistema, mientras que los algoritmos genéticos fueron empleados solamente para ejemplificar la optimización en dos de los subsistemas definidos en este trabajo.

Al realizar el análisis correspondiente a la optimización manual, se puede observar que, después de diez simulaciones se encontró una política de operación “óptima”, mediante la cual el sistema de presas regula aceptablemente avenidas con periodo de retorno de 10,000 años.

Al realizar la simulación con esta tormenta y la política de operación correspondiente se puede observar que en general se presenta un buen comportamiento del sistema de presas, ya que solo en 9 de las presas se obtiene un coeficiente de almacenamiento superior a uno, mientras que en el resto se presentan coeficientes aceptables y en algunos casos muy sobrados. Uno de los aspectos de mayor importancia es la seguridad de las presas, razón por lo cual a continuación se presenta una tabla con algunas consideraciones realizadas para cada una de las presas donde se presenta un coeficiente superior a uno, es decir, donde se presenta una elevación superior al NAMO.

<b>PRESA</b>	<b>Nivel máximo</b>	<b>NAMO</b>	<b>NAME</b>	<b>Q máx descarga</b>	<b>Comentario</b>
Anzaldo	2384.26	2384.10	2384.62	33.99	Se podría considerar aumentar el coeficiente de apertura.
Texcalatlaco	2398.49	2397.71	2399.88	15.51	Se consideró que no puede descargar ni siquiera por la toma.
Becerra B	2301.86	2301.80	2301.91	1.89	Se podría aumentar el coeficiente de apertura al 100%.
Becerra A	2293.62	2292.11	2292.63	48.65	Se consideró una apertura del 100%
Ruiz Cortines	2295.85	2295.22	2296.12	15.56	Se consideró una apertura del 100%
Tecamachalco	2310.00	2310.00	2310.00	0	Se trata solamente de una derivadora.
El Capulín	2377.97	2377.61	2377.94	29.92	Se podría aumentar el coeficiente de apertura al 100%.
Hondo	2334.46	2333.26	2333.26	101.04	Es solamente una derivadora
Sordo	2326.75	2325.06	2327.15	41.65	Se consideró una apertura del 100%

**Tabla 5.1. Análisis detallado de las presas donde el coeficiente de almacenamiento es superior a uno.**

Cabe señalar que en los casos de las presas Becerra A, El Capulín y Hondo, mostrados en la tabla 5.1, se sobrepasó la elevación del NAME; sin embargo en ningún de ellos se llegó a la elevación de la corona, con lo que no se presentaría desbordamiento, de tal forma que se cumpliría con el objetivo de la optimización que es maximizar el almacenamiento sin que se presente ninguna falla; para aumentar el grado de seguridad en estas presas se puede recurrir a alguna de las alternativas que se plantean, para cada caso en particular, en la tabla 5.1. Además, debe resaltarse que el evento simulado con el cual fue obtenida la política de operación, es un evento extremo con una probabilidad de ocurrencia muy pequeña, lo cual ya le otorga un cierto grado de seguridad a las obras.

Siguiendo con el análisis del evento de diseño se puede realizar la observación de que la operación en el subsistema 5 (conformado por las presas: Hondo, El Sordo, Los Cuartos y Totolica), es susceptible de ser modificada mediante la construcción de una nueva interconexión entre las presas, El Sordo y Los Cuartos. Propuesta que se fundamenta en el hecho de que la primera presenta un coeficiente de almacenamiento superior a uno; mientras que la segunda presenta cierta holgura con un coeficiente de 0.74, lo cual le permitiría recibir aportaciones importantes de El Sordo, con la gran ventaja de que en Los Cuartos se manejó una apertura muy pequeña (20%) y ésta se puede aumentar un poco de tal modo que el coeficiente de almacenamiento no se vea afectado considerablemente.

En lo que respecta a los eventos históricos y mayorados, éstos mantienen el mismo comportamiento pese a que el efecto de la mayoración no es lineal, debido a la interconexión entre presas. Solamente se presentan algunos coeficientes superiores a uno, en tres de las presas del sistema y solamente en algunos eventos. En Texcalatlaco solamente se presentaron problemas en dos de los eventos mayorados, mientras que en Becerra A y Hondo, se presentaron coeficientes superiores a uno en ambos casos.

Para el caso de Texcalatlaco se consideraron, para las descargas, restricciones del tipo urbano las cuales limitaron significativamente su operación, sin embargo, dado el caso se puede aumentar las aperturas en esta presa con lo cual se aliviaría en gran parte los problemas que se presentan. El caso de la presa Becerra A, es donde se tendría mayor problema ya que se consideró una apertura total de sus compuertas y la única alternativa sería modificar la operación de las presas ubicadas aguas arriba, lo cual implicaría modificar la operación de otros subsistemas. Por último la presa Hondo es una presa derivadora, razón por la cual la mayoría de las avenidas que pasan sobre ella superaran su capacidad.

El resto de las presas del sistema presentan un comportamiento aceptable. En la mayoría de ellas el almacenamiento no llega al 50%, incluso en los eventos mayorados. Por tal motivo hay algunas presas que quedan muy sobradas; lo cual podría dar pauta, como se comento anteriormente, a nuevas interconexiones donde se pueda aliviar parcialmente el volumen que tienen que controlar las presas con problemas.

Por otra parte, ya en lo que concierne a los algoritmos genéticos, en seguida se analizan los resultados comparándolos con la política original para apreciar con mayor detalle las ventajas que éstos ofrecen.

En primer lugar se deben analizar las aperturas obtenidas, en este caso en la tabla 5.2 se presentan las aperturas que fueron obtenidas originalmente (optimización manual) y las que se obtuvieron con los algoritmos genéticos.

	Número de Compuertas	Aperturas (%)	
		Originales	AG
Anzaldo	3	70	23.3
Texcalatlaco	2	10	50.5
Derivación	1	100	83.3
Tequilasco	6	0	0
La Mina	1	10	0
Pilares	2	80	81.9, 0
Tarango	3	100	100, 0, 0

**Tabla 5.2. Aperturas óptimas obtenidas con ambos métodos (Donde solo se muestra un valor, éste es aplicado a todas las compuertas).**

En el caso del primer sistema (Anzaldo y Texcalatlaco) lo más notable es como se invierte la secuencia de descarga, es decir, originalmente Anzaldo tenía una apertura mucho mayor a Texcalatlaco, mientras que en el caso de los algoritmos genéticos la apertura en Anzaldo es la mitad de la que se propone para Texcalatlaco. Para el segundo sistema sobresalen los casos de Pilares y Tarango donde existen 2 y 3 compuertas respectivamente, y en estos casos solamente se obtiene apertura para una de ellas, mientras que el resto permanecen cerradas. En ambos sistemas se consigue disminuir la descarga y aumentar el almacenamiento en los respectivos vasos.

Así entonces, para detallar los resultados, producidos por las aperturas obtenidas con algoritmos genéticos, se presenta a continuación una tabla donde se describe el comportamiento de gastos y elevaciones en cada una de las presas, correspondientes a los dos sistemas estudiados, para el evento de 10,000 años.

	Presa	Q max (m <sup>3</sup> /s)		Elev. max (msnm)	
		Original	Optimo	Original	Optima
1	Anzaldo	33.48	8.94	2384.26	2384.12
2	Coyotes	0	0	2396.07	2395.65
3	Texcalatlaco	15.51	13.38	2398.34	2397.21
5	Derivacion	6.74	5.77	2477.88	2478.01
6	Tequilasco	0	0	2407.21	2407.21
7	La Mina	0.67	0	2334.29	2334.74
8	Pilares	2.29	1.41	2303.53	2304.59
9	Tarango	10.47	7.82	2332.02	2332.51

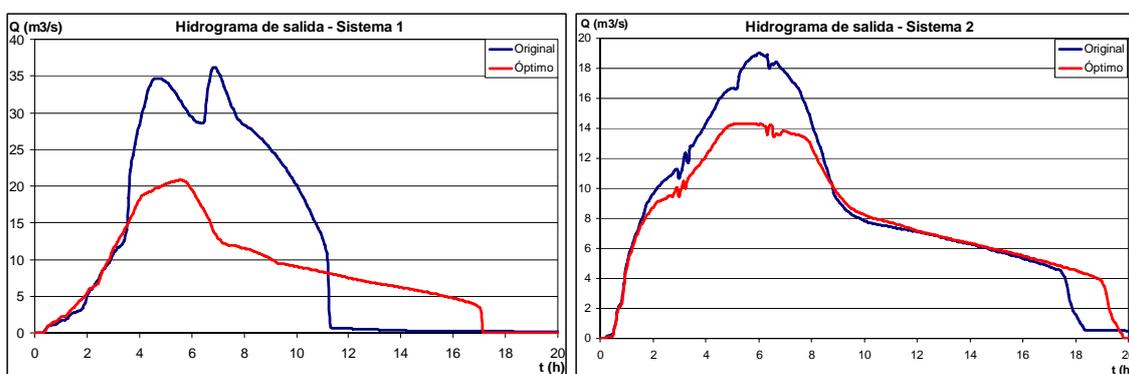
**Tabla 5.3. Resultados de la política óptima para el evento de 10,000 años.**

Como se puede apreciar en la tabla 5.3 los niveles en los vasos presentan un comportamiento bastante bueno, en dos se alcanza exactamente el nivel del NAMO (Pilares y Tarango), mientras que en el resto se mantienen muy cercanos a éste. El único inconveniente se presenta en Anzaldo donde se supera ligeramente el nivel del NAMO, sin embargo, sólo son 2 centímetros los cuales no se ven reflejados en derrames importantes por la obra de excedencias.

Por lo que respecta a los gastos, éstos se reducen en todos los casos, siendo más significativa esta reducción en Anzaldo y Tarango. En el caso de Anzaldo se logra reducir drásticamente su gasto máximo de salida a casi la cuarta parte y se evita que entre en operación el vertedor. Aunque los gastos máximos no se presentan necesariamente al mismo tiempo se puede señalar que la suma de las descargas máximas de ambos sistemas se reduce prácticamente a la mitad; la suma de los gastos

máximos en la simulación original es de  $69.16 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que en para la política óptima se obtiene una gasto total de  $37.32 \text{ m}^3/\text{s}$ , con lo cual se reduce significativamente el caudal que llegaría al interceptor del poniente.

Como se mencionó anteriormente los gastos máximos no se presentan necesariamente al mismo tiempo; por tal motivo se puede analizar dichas gastos desde otro punto de vista, como es la suma de los gastos de salida en cada uno de los sistemas analizados, es decir, en el primer caso sería la suma del gastos de salida en Anzaldo más el gastos de salida en Texcalatlaco; mientras en el segundo caso, sería la suma de los gastos de salida en La Derivación, Tequilasco, La Mina, Pilares y Tarango. En la figura 5.1 se muestran los hidrogramas de salida correspondientes a cada uno de los sistemas. En el caso del sistema 1, de manera gráfica se aprecia como disminuye de forma importante el volumen descargado, al igual que el gasto máximo para el sistema, que para la política original tenía un valor de  $36.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que para la política óptima se reduce hasta  $20.8 \text{ m}^3/\text{s}$ . En el sistema 2 se aprecia el mismo comportamiento, aunque, en menor proporción; en este caso el gasto máximo del sistema pasa de  $19 \text{ m}^3/\text{s}$ , en la política original, a  $14.3 \text{ m}^3/\text{s}$  en la óptima.



**Figura 5.1. Hidrogramas de salida para ambos sistemas.**

En el caso de los coeficientes de almacenamiento se presenta una gran mejoría en relación a los obtenidos con la política original; se logra que se alcance un mayor almacenamiento en las presas donde es posible. El único inconveniente se presenta en Anzaldo donde, como se mencionó anteriormente, la elevación máxima está 2 cm por encima del NAMO, lo cual genera que el coeficiente de almacenamiento sea ligeramente mayor a uno; ésto se debe al uso de la compuerta equivalente, ya que al pasar de la compuerta equivalente al número de compuertas original se genera un pequeño error (descrito en el capítulo 4), sin embargo, el resultado es aceptable.

A continuación se presenta una tabla en la que se muestra, para cada presa, la apertura óptima obtenida mediante algoritmos genéticos, además de la elevación máxima y el volumen máximo que se presentó para el evento, así como los coeficientes de almacenamiento obtenidos con dichas aperturas, en esta tabla se agrupan las presas en los grupos o subsistemas definidos para este trabajo. Más adelante también se presentan una serie de gráficas correspondientes a los gastos máximos de salida y a la evolución de las elevaciones en los respectivos vasos, para las presas más significativas.

	Presa	Apertura %	Elev.Max	V Max	Coef. 1
1	Anzaldo	23.3	2384.12	186086.98	1.011
2	Coyotes	NA	2394.35	61.79	0.039
3	Texcalatlaco	50.5	2397.21	34282.00	0.940
5	Derivacion	83.3	2477.96	443.45	0.797
6	Tequilasco	0	2407.21	28411.04	0.667
7	La Mina	0	2334.29	53567.75	0.872
8	Pilares	81.9, 0	2303.53	14550.15	1.000
9	Tarango	100, 0, 0	2332.02	224071.35	1.000

Tabla 5.4. Coeficientes de almacenamiento, para el evento de 10,000 años.

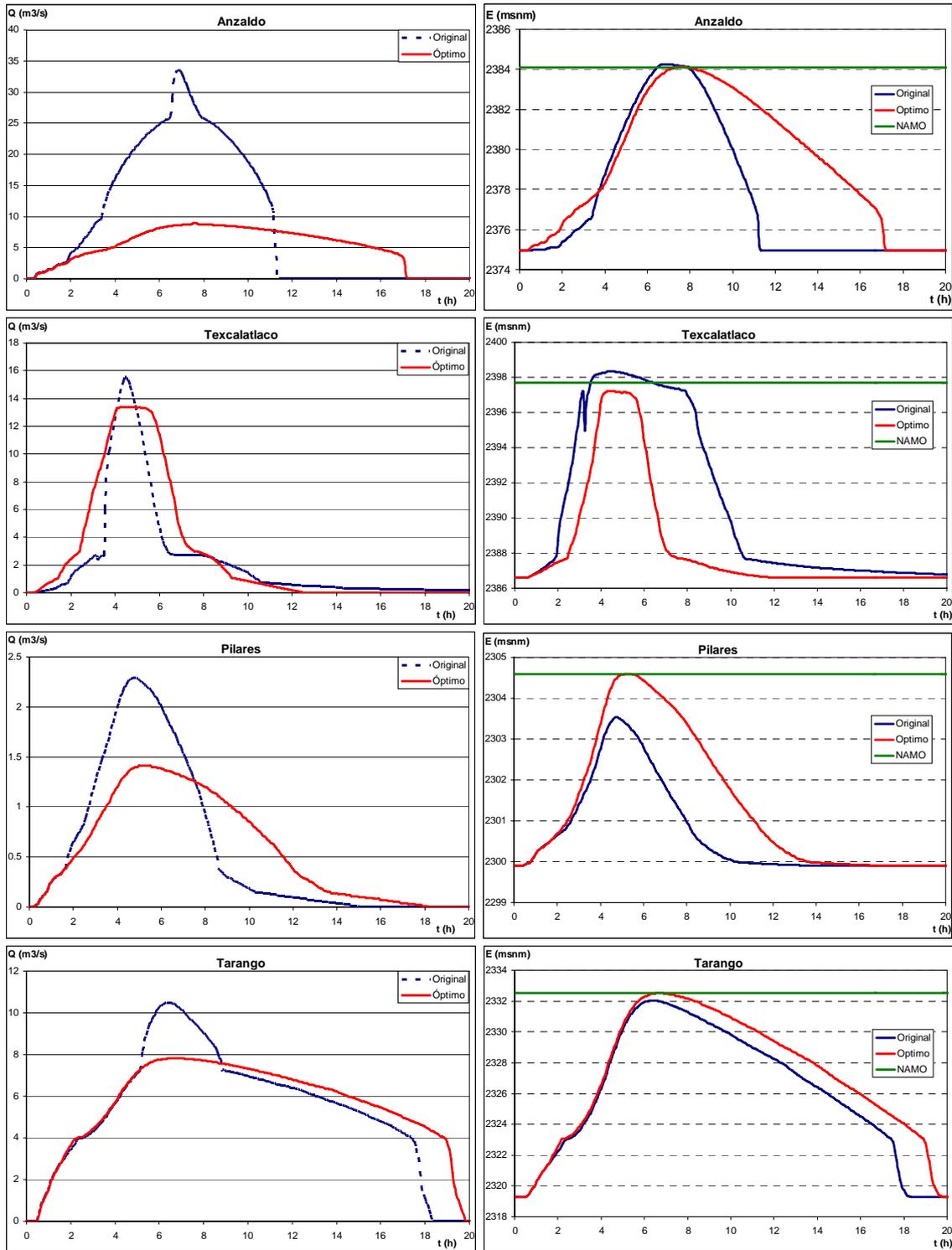


Figura 5.2. Gráficas para las presas más significativas. Evento de 10,000 años.

La política de operación óptima resultante de la aplicación de los algoritmos genéticos fue utilizada también para simular el conjunto de 14 tormentas referidas en el capítulo 3. Al igual que con la optimización manual se simularon los eventos históricos, y posteriormente los eventos mayorados a un periodo de retorno de 10 años.

Para los eventos históricos se presenta un comportamiento muy sobrado, ya que en ningún caso se alcanza una elevación cercana al NAMO, sino al contrario en la mayoría de los eventos las elevaciones máximas alcanzan solamente unos cuantos metros por encima del nivel inicial, sobre todo en los vasos grandes como es el caso de Anzaldo y Tarango.

En los gastos máximos obtenidos se nota una reducción significativa para el caso de Anzaldo; mientras que para Texcalatlaco aumentan, por lo cual para este caso particular no se aprecia la ventaja que proporcionan los algoritmos genéticos, sin embargo, éste último puede ser ocasionado por la magnitud de los eventos, los cuales resultan muy pequeños en comparación con el evento con el que se diseñó la política (10,000 años). Para el resto de las presas tampoco se puede apreciar mejoras sustanciales en la disminución de los gastos máximos, pero como se mencionó esto se debe a la magnitud de los eventos históricos.

Con la simulación de los eventos mayorados se mantiene el mismo comportamiento tanto para gastos como para elevaciones. Sin embargo para las elevaciones es más notoria la diferencia entre las que se obtienen con la política original y las obtenidas con la política óptima, en cuyo caso dichas elevaciones aumentan aprovechando mejor la capacidad de regulación de los vasos.

Más adelante se presenta una serie de tablas (5.5-5.8) en donde se pueden apreciar los gastos máximos y elevaciones máximas resultantes del tránsito, en las presas más significativas, para cada una de las tormentas simuladas; en dichas tablas se resaltan los valores máximos alcanzado en cada presa.

Así entonces, al obtener los coeficientes de almacenamiento para ambos escenarios, se puede apreciar que estos aumentan, excepto en el caso de Texcalatlaco, con respecto a los coeficientes resultante de la simulación original. Con lo cual se cumple parcialmente el objetivo de la política de operación, es decir, se aprovecha mejor la capacidad de almacenamiento y regulación de los vasos; dichos coeficientes se presentan más adelante en las tablas 5.9 y 5.10. En el anexo II de este trabajo se presentan las graficas correspondientes a los hidrogramas de salida y a la evolución de las elevaciones en los vasos correspondientes a los eventos estudiados más significativos; en dichas gráficas se puede apreciar con mayor detenimiento las particularidades que se presentan en cada una de las tormentas simuladas.

Fechas	Anzaldo		Texcalatlaco		Derivación		Pilares		Tarango	
	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo
880304	1.97	1.97	0.63	0.91	1.64	1.64	0.16	0.16	1.02	1.02
880904	6.96	4.43	2.34	4.27	5.31	4.60	0.73	0.58	3.79	4.00
890621	4.80	3.94	2.32	3.16	3.97	3.97	1.24	1.06	3.85	3.85
920803	1.43	1.43	0.27	0.59	1.70	1.70	0.11	0.11	0.63	0.63
920923	11.56	3.83	2.68	5.77	5.53	4.73	0.75	0.59	3.98	4.08
930921	2.61	2.60	1.16	2.02	3.59	3.59	0.12	0.12	0.96	0.96
940806	2.12	2.11	0.71	1.45	2.42	2.42	0.29	0.29	1.79	1.79
940916	1.28	1.28	0.28	0.79	1.01	1.01	0.04	0.04	0.20	0.20
950525	2.36	2.36	1.26	1.53	2.29	2.29	0.19	0.19	1.12	1.12
970623	3.21	3.13	0.60	1.35	3.37	3.37	0.12	0.12	1.15	1.15
980728	11.24	4.60	2.67	6.54	5.85	4.96	0.71	0.54	4.46	4.59
980926	2.39	2.39	1.30	1.30	2.77	2.76	0.20	0.20	1.53	1.53
990817	4.29	3.94	2.17	2.77	5.13	4.52	0.38	0.37	2.37	2.70
990820	5.85	4.35	2.25	4.06	5.27	4.58	0.73	0.55	3.82	3.98

*Tabla 5.5. Gastos máximos obtenidos para cada uno de los eventos históricos simulados.*

Fechas	Anzaldo		Texcalatlaco		Derivación		Pilares		Tarango	
	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo
880304	2375.05	2375.55	2387.53	2386.97	2473.51	2473.73	2300.02	2300.01	2319.72	2319.72
880904	2376.01	2377.42	2394.76	2388.22	2476.26	2476.37	2300.75	2300.89	2322.77	2323.10
890621	2375.56	2376.94	2394.60	2387.78	2475.09	2475.64	2301.38	2302.66	2322.87	2322.87
920803	2375.00	2375.33	2387.07	2386.76	2473.54	2473.78	2299.95	2299.95	2319.45	2319.45
920923	2377.13	2376.83	2397.18	2389.06	2476.49	2476.61	2300.76	2300.94	2323.07	2323.24
930921	2375.13	2375.89	2388.86	2387.33	2474.82	2475.25	2299.97	2299.97	2319.67	2319.67
940806	2375.07	2375.62	2387.68	2387.18	2474.10	2474.30	2300.29	2300.28	2320.44	2320.44
940916	2374.99	2375.29	2387.10	2386.88	2473.19	2473.28	2299.91	2299.91	2319.30	2319.30
950525	2375.10	2375.75	2389.20	2387.20	2473.99	2474.22	2300.07	2300.06	2319.80	2319.80
970623	2375.22	2376.25	2387.48	2387.16	2474.68	2475.04	2299.97	2299.96	2319.83	2319.83
980728	2377.04	2377.60	2397.16	2389.59	2476.92	2476.87	2300.73	2300.79	2323.92	2324.17
980926	2375.10	2375.77	2389.34	2387.16	2474.33	2474.54	2300.08	2300.07	2320.25	2320.25
990817	2375.43	2376.93	2393.65	2387.60	2476.09	2476.27	2300.47	2300.46	2320.95	2321.29
990820	2375.83	2377.34	2394.17	2388.13	2476.22	2476.35	2300.74	2300.83	2322.82	2323.08

*Tabla 5.6. Elevaciones máximas obtenidas para cada uno de los eventos históricos simulados.*

Fechas	Anzaldo		Texcalatlaco		Derivación		Pilares		Tarango	
	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo
880304	2.70	2.69	1.08	1.37	2.25	2.25	0.24	0.24	1.40	1.40
880904	4.03	3.72	2.05	2.65	4.44	4.37	0.51	0.43	2.84	2.85
890621	6.53	4.66	2.34	3.93	4.95	4.48	1.53	1.22	4.42	4.64
920803	2.10	2.09	0.46	0.80	2.50	2.50	0.14	0.14	0.92	0.92
920923	11.37	3.87	2.68	5.90	5.55	4.89	0.76	0.60	4.00	4.11
930921	4.92	4.09	2.29	4.87	5.40	4.65	0.25	0.26	2.66	3.28
940806	6.33	4.21	2.34	4.49	5.33	4.61	0.92	0.70	4.04	4.18
940916	2.68	2.67	0.69	1.77	2.11	2.11	0.07	0.07	0.41	0.41
950525	3.56	3.45	1.91	2.33	3.46	3.45	0.29	0.30	1.70	1.70
970623	6.49	4.52	1.84	2.94	5.43	4.67	0.24	0.24	3.31	3.70
980728	21.12	6.21	9.97	12.68	6.15	5.23	1.34	0.86	5.98	6.11
980926	2.77	2.77	1.50	1.51	3.21	3.20	0.23	0.23	1.82	1.82
990817	11.46	4.93	2.68	5.35	5.55	4.83	0.76	0.58	4.11	4.32
990820	13.70	5.67	2.68	8.57	5.86	5.04	1.32	0.86	5.18	5.31

*Tabla 5.7. Gastos máximos obtenidos para cada uno de los eventos mayorados.*

Fechas	Anzaldo		Texcalatlaco		Derivación		Pilares		Tarango	
	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo	Original	Optimo
880304	2375.14	2375.95	2388.62	2387.17	2473.95	2474.19	2300.17	2300.16	2320.10	2320.10
880904	2375.38	2376.73	2392.93	2387.55	2475.47	2476.10	2300.55	2300.57	2321.46	2321.47
890621	2375.94	2377.67	2394.75	2388.07	2475.91	2476.23	2301.85	2303.51	2323.84	2324.26
920803	2375.07	2375.61	2387.30	2386.89	2474.17	2474.35	2299.99	2299.99	2319.63	2319.63
920923	2377.08	2376.87	2397.15	2389.14	2476.50	2476.53	2300.78	2300.97	2323.12	2323.30
930921	2375.59	2377.07	2394.44	2388.53	2476.35	2476.44	2300.20	2300.19	2321.26	2322.02
940806	2375.90	2377.20	2394.75	2388.33	2476.28	2476.39	2300.99	2301.24	2323.18	2323.42
940916	2375.14	2375.94	2387.63	2387.26	2473.84	2474.11	2299.92	2299.92	2319.35	2319.35
950525	2375.28	2376.50	2392.12	2387.43	2474.74	2475.12	2300.30	2300.29	2320.38	2320.38
970623	2375.93	2377.52	2391.76	2387.68	2476.38	2476.47	2300.17	2300.16	2322.06	2322.63
980728	2381.24	2379.66	2398.14	2396.18	2477.30	2477.34	2301.52	2301.80	2327.23	2327.56
980926	2375.15	2376.00	2390.13	2387.20	2474.58	2474.90	2300.14	2300.13	2320.47	2320.47
990817	2377.10	2377.97	2397.16	2388.80	2476.50	2476.54	2300.77	2300.91	2323.30	2323.67
990820	2377.85	2378.91	2397.18	2391.30	2476.83	2476.90	2301.50	2301.80	2325.36	2325.64

*Tabla 5.8. Elevaciones máximas obtenidas para cada uno de los eventos mayorados.*

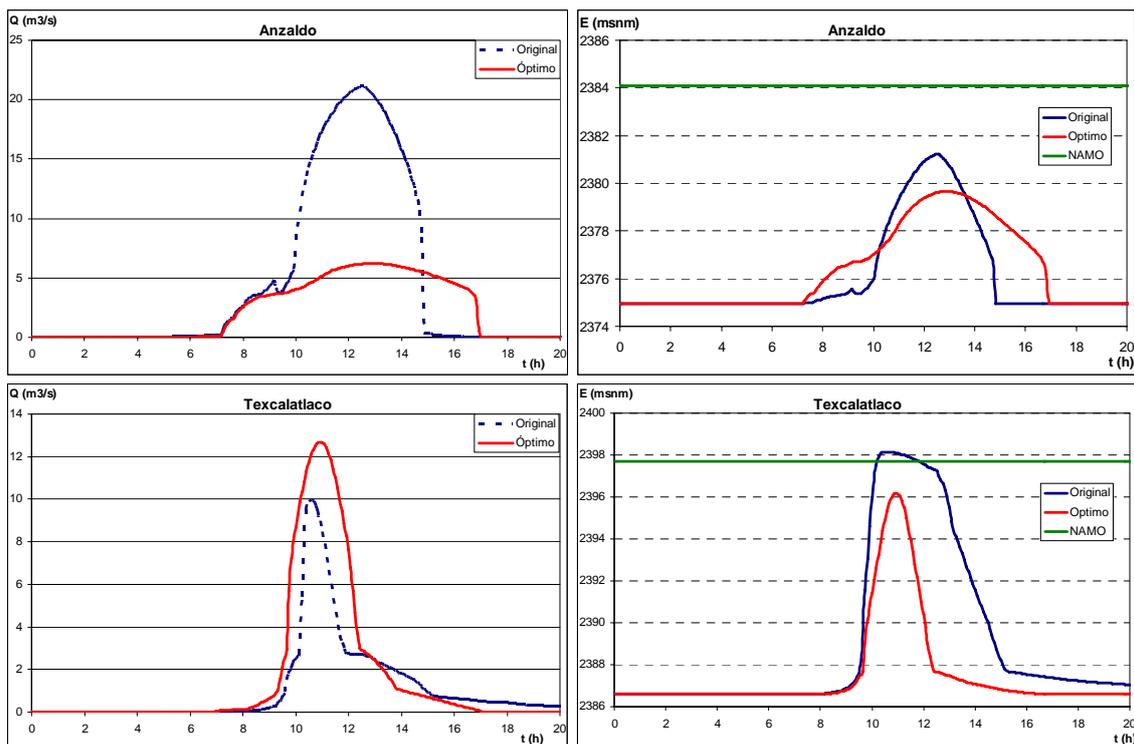
Fechas	Anzaldo		Coyotes		Texcalatlaco	
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado
880304	0.001	0.002	0.011	0.013	0.134	0.207
880904	0.055	0.014	0.023	0.020	0.419	0.348
890621	0.021	0.076	0.018	0.020	0.404	0.414
920803	0.001	0.001	0.010	0.012	0.057	0.105
920923	0.017	0.018	0.032	0.033	0.448	0.451
930921	0.002	0.029	0.024	0.033	0.268	0.430
940806	0.001	0.038	0.017	0.028	0.212	0.423
940916	0.001	0.002	0.018	0.027	0.103	0.241
950525	0.001	0.005	0.015	0.018	0.219	0.304
970623	0.004	0.062	0.021	0.030	0.205	0.393
980728	0.070	0.288	0.031	0.247	0.467	0.827
980926	0.001	0.002	0.020	0.021	0.203	0.217
990817	0.021	0.103	0.023	0.028	0.365	0.439
990820	0.049	0.199	0.027	0.059	0.416	0.556

*Tabla 5.9. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 1*

Fechas	Derivación		Tequilasco		La Mina		Pilares		Tarango	
	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado	Normal	Mayorado
880304	0.065	0.105	0.113	0.155	0.087	0.119	0.061	0.082	0.002	0.004
880904	0.419	0.370	0.267	0.199	0.218	0.163	0.183	0.139	0.026	0.010
890621	0.290	0.393	0.377	0.469	0.438	0.545	0.513	0.716	0.019	0.091
920803	0.069	0.119	0.029	0.043	0.025	0.037	0.032	0.055	0.001	0.002
920923	0.451	0.500	0.211	0.216	0.179	0.183	0.190	0.194	0.033	0.036
930921	0.221	0.430	0.064	0.117	0.055	0.100	0.041	0.086	0.002	0.012
940806	0.115	0.421	0.065	0.165	0.056	0.141	0.098	0.242	0.000	0.042
940916	0.024	0.098	0.012	0.025	0.008	0.016	0.004	0.013	0.000	0.000
950525	0.108	0.197	0.063	0.094	0.052	0.078	0.068	0.100	0.003	0.006
970623	0.184	0.435	0.036	0.073	0.031	0.063	0.038	0.082	0.003	0.017
980728	0.556	0.784	0.109	0.212	0.094	0.181	0.170	0.341	0.085	0.350
980926	0.136	0.167	0.122	0.141	0.105	0.122	0.069	0.078	0.005	0.006
990817	0.400	0.472	0.120	0.185	0.103	0.158	0.124	0.185	0.009	0.056
990820	0.414	0.617	0.128	0.240	0.109	0.206	0.175	0.341	0.024	0.189

*Tabla 5.10. Coeficientes de almacenamiento para el GRUPO 2*

Existen algunos eventos donde se presentan ciertas particularidades, sin embargo, se presenta un caso que merece especial mención, dicho caso corresponde a la tormenta que se presentó el 28 de julio de 1998, donde para el evento mayorado se presenta en Texcalatlaco un derrame por el vertedor al utilizar la política original, mientras que para la política obtenida con los algoritmos genéticos se logra evitar dicha situación. Así entonces en el caso de la política original se presenta un gasto máximo de  $9.97 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que para la política óptima es de  $12.68 \text{ m}^3/\text{s}$ ; sin embargo, el primero es la suma del gasto de la obra de toma más el derrame por el vertedor, mientras que el segundo esta compuesto únicamente por el gasto de la obra de toma; esto último se puede apreciar con precisión al observar la figura 5.3. En lo que respecta al gasto descargado por Anzaldo se reduce de  $21.12 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $6.21 \text{ m}^3/\text{s}$ .

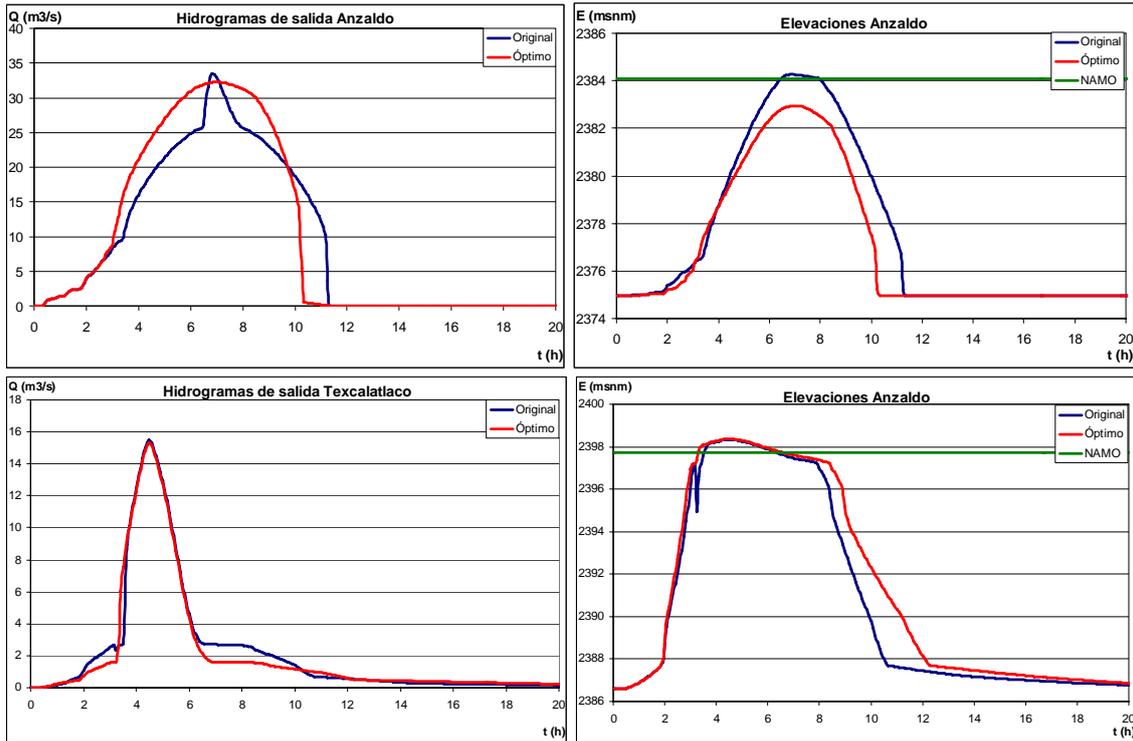


**Figura 5.3. Gastos y elevaciones, en Anzaldo y Texcalatlaco, para el caso de la tormenta correspondiente al 28 de julio de 1998.**

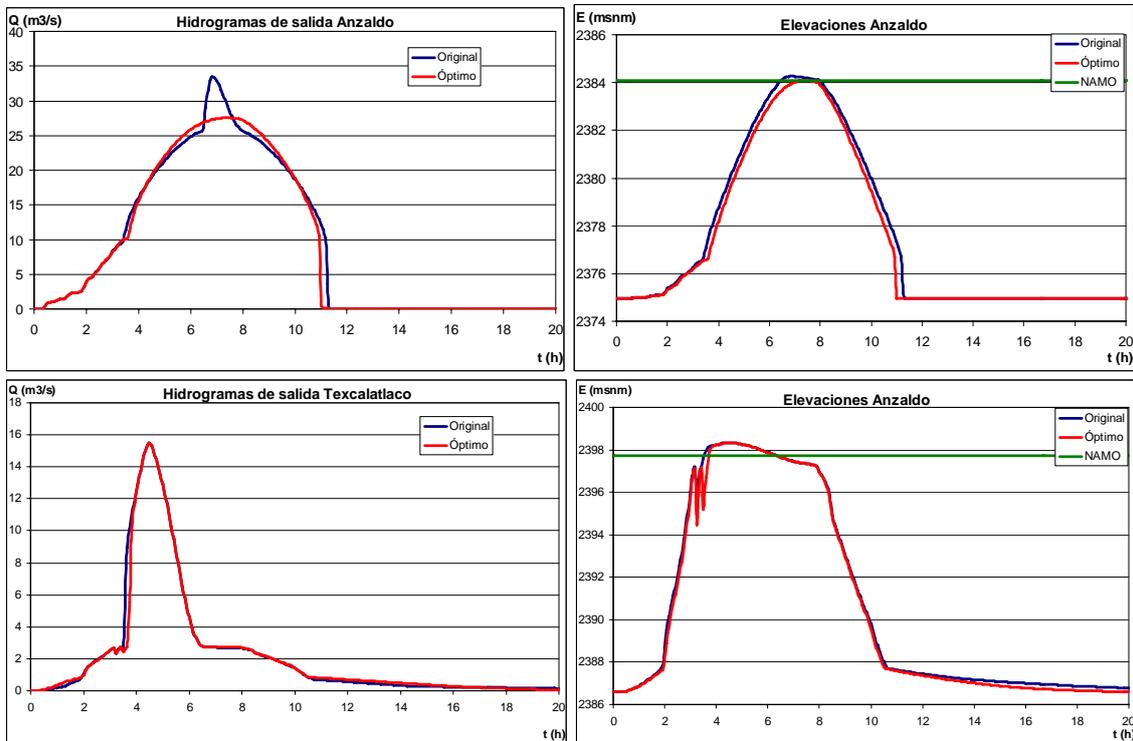
Con lo anterior se reafirma la hipótesis de que las ventajas de la política obtenida con los algoritmos genéticos, se aprecian mejor conforme aumenta la magnitud del evento transitado.

Otro aspecto importante que debe señalarse es que para la optimización con algoritmos genéticos no fue considerada ninguna restricción en las descargas de Texcalatlaco, como sí se realizó en la simulación manual. Por tal motivo es necesario analizar los resultados de las simulaciones especiales, de las que se hizo referencia en el capítulo 4, donde se aplicaban ciertas condiciones en la descarga de Texcalatlaco.

A continuación se presentan las figuras correspondientes a las dos simulaciones referidas, en la primera se muestra el caso donde se restringe a cero el gasto de operación en Texcalatlaco; mientras que la segunda corresponde a la simulación donde se propuso una apertura fija (10%).



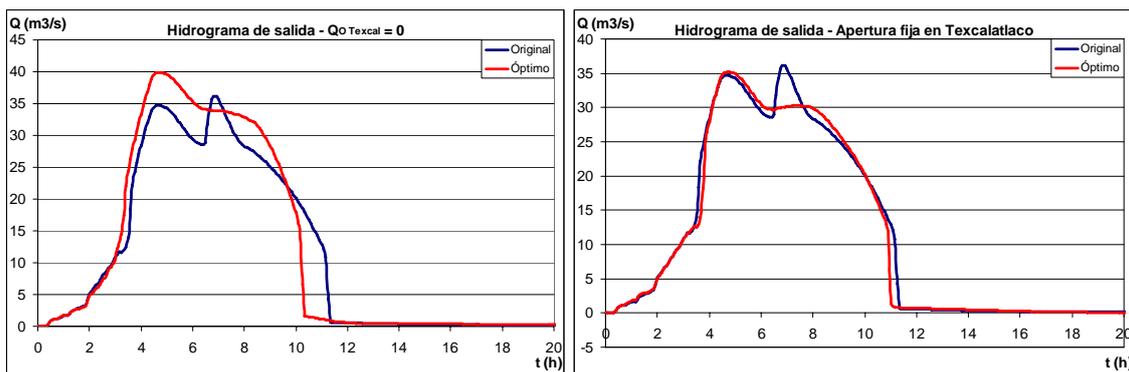
*Figura 5.4. Gastos y elevaciones, en Anzaldo y Texcalatlaco, para un gasto de operación igual a cero en Texcalatlaco.*



*Figura 5.5. Gastos y elevaciones, en Anzaldo y Texcalatlaco, para una apertura fija en Texcalatlaco (10%).*

Como se observa en la figura 5.4, al restringir el gasto de Texcalatlaco prácticamente todo el volumen de la avenida debe ser aliviado por Anzaldo en donde se obtiene una apertura de 95%; mientras que en Texcalatlaco, a pesar de la restricción, se obtiene una apertura de 5.8%; en el caso de las elevaciones, la de Anzaldo se mantiene muy por debajo del NAMO manteniendo así la seguridad en dicha presa. En el segundo caso, figura 5.5, al permitir una cierta holgura en la descarga de Texcalatlaco, igual a la usada en la optimización manual (10%), se obtiene un resultado más aceptable en donde para Anzaldo se da una apertura de 75%, muy similar a la original, aunque con la ventaja de que la elevación obtenida es prácticamente igual al NAMO y por lo tanto no entra en funcionamiento el vertedor. El lo que respecta a los gastos de Anzaldo, en la primera simulación el gasto máximo tiene una magnitud de  $32.24 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que para la segunda se reduce hasta  $27.53 \text{ m}^3/\text{s}$ ; en ambos casos son menores al obtenido originalmente cuyo valor es  $33.48 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Por el contrario en el caso de Texcalatlaco, la avenida transitada es de magnitud muy importante y la presa no logra contenerla adecuadamente, imponiendo alguna restricción en su descarga. Tanto los gastos como las elevaciones son prácticamente los mismos a los obtenidos originalmente. Por tal motivo para saber si aún con la restricción impuesta los algoritmos genéticos brindan alguna mejora se emplea el hidrograma de salida total del sistema, para compararlo con ambas simulaciones.



**Figura 5.6. Hidrogramas de salida del sistema, para ambas simulaciones.**

A partir de la figura 5.6 se puede apreciar que para la primera simulación no se logra ninguna mejora, sino por el contrario se empeoran las condiciones de descarga ya que el gasto máximo se eleva hasta  $39.9 \text{ m}^3/\text{s}$ , prácticamente el 10% del gasto máximo original; en el caso de la segunda simulación sí se aprecia una leve mejoría en el funcionamiento del sistema ya que se obtiene un gasto máximo de  $35.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , reduciendo la descarga en  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , además de que se elimina el segundo pico del hidrograma.

Con lo anterior se puede apreciar que aún con una restricción en la descarga en una de las presas del sistema, los algoritmos genéticos proporcionan una leve mejoría, en el funcionamiento de las presas y en el funcionamiento en conjunto del sistema; por lo cual se confirma que son una alternativa confiable para obtener la política de operación en el sistema de presas.

## **6. CONCLUSIONES**

Se presentaron dos métodos para encontrar una política de operación adecuada para el sistema de presas del poniente del Valle de México, que contemplan el propósito de las presas (almacenamiento y control de avenidas) y su seguridad.

La definición de los subsistemas sugerida en este trabajo, mejora el funcionamiento en conjunto de algunas presas ya que se logró identificar aquellas que tienen una mayor influencia en las presas vecinas. De tal manera que al establecer un subsistema se puede alcanzar la optimización sin afectar a aquellas que no pertenecen al dicho grupo.

La optimización manual, a pesar de ser sencilla, proporciona un panorama general del estado y funcionamiento del sistema de presas. A través de este método se obtuvo una política de operación que satisface prácticamente a todas las presas del sistema. Por lo cual se puede adoptar esta política, para una tormenta de 10,000 años de periodo de retorno, con la que el sistema tiene un buen comportamiento según lo que se verificó en las tablas de resultados mostradas en el capítulo 3. Sin embargo, aunque existen algunos problemas puntuales en algunas presas, se considera que a la tormenta simulada le corresponde un periodo de retorno demasiado grande, por lo cual para periodos de retorno menores se consigue mejor comportamiento en las presas.

Utilizando la política de operación óptima para un periodo de retorno de 10,000 años se simularon 14 eventos históricos, y un mismo número de eventos mayorados; lo cual dio un comportamiento muy sobrado en la mayoría de las presas y por lo tanto no se aprovecha al máximo la capacidad de regulación de éstas. Por tal motivo conviene obtener políticas de operación asociadas a periodos de retorno más pequeños (10, 20, 50 y 100 años) con lo cual se aprovecharía de una manera más eficiente la capacidad de regulación del sistema.

Los coeficientes de almacenamiento utilizados en este trabajo son parámetros que permiten determinar que tan buena es la política propuesta en cada presa ya que, se evalúa la eficiencia de la presa al tratar de regular la avenida, tomando en cuenta la seguridad de la obra.

Por su parte los algoritmos genéticos representaron un eficaz procedimiento para obtener la política de operación en un sistema de presas interconectadas, ya que mediante éstos se obtuvo una solución que supera considerablemente la obtenida de forma manual. Una ventaja este método de optimización con respecto con la política obtenida manualmente es que los algoritmos genéticos toman en cuenta la geometría y elevación de las obras de toma.

Por otra parte se afirma que el uso de los algoritmos genéticos permitió mejorar el funcionamiento individual y colectivo de las presas. Lo primero se concluye a partir de que en todos los casos se reduce el gasto de salida y se aumenta el almacenamiento, sin sobrepasar el NAMO, esto último resulta significativo ya que va asociado a la seguridad de la presa. Respecto al funcionamiento colectivo, observando los hidrogramas de salida totales obtenidos para cada sistema (figura 5.1), se puede apreciar que el gasto máximo descargado se reduce, mientras que el volumen almacenado aumenta, siendo esto más notorio en el sistema conformado por Anzaldo y Texcalatlaco.

Como se mencionó la política de operación obtenida mediante algoritmos genéticos fue aplicada solamente a dos de los subsistemas en los que dividió el sistema de presas del poniente del Valle de México, en donde se pueden apreciar algunas de las ventajas que éstos ofrecen. Por tal razón es factible ampliar la aplicación y obtener las aperturas óptimas correspondientes al resto de los subsistemas, con lo que se podría obtener una política óptima para todo el sistema, con todas las ventajas mencionadas.

Otro factor fundamental es la seguridad de las presas, consiste en que las elevaciones tomadas como referencia fueron el NAMO y la elevación de la corona, esta última considerada como elevación máxima permitida. Sin embargo, si se desea una operación más conservadora, estas elevaciones son susceptibles de ser modificadas de tal modo que se reduzca el margen de maniobra respecto al almacenamiento, logrando con ésto reducir el riesgo de que se presente alguna falla de tipo estructural en la presa.

La “compuerta equivalente” usada en las presas del primer subsistema proporciona resultados prácticamente iguales que al utilizar todas las compuertas como variables independientes. Por lo cual en aquellas presas donde sea factible emplearla se reduce el número de variables a manejar en el problema, y con ésto se simplifica la optimización.

La información de lluvia disponible en el Valle de México es de buena calidad; sin embargo, puede mejorarse considerablemente teniendo una mejor distribución espacial de los puntos de medición, debido a que una gran cantidad de pluviógrafos se encuentran concentrados en la zona central del Distrito Federal, mientras que en la periferia, y en concreto, en la zona de las cuencas de las presas del poniente, éstos se encuentran muy dispersos y para algunas cuencas se tienen polígonos de Thiessen demasiado extensos, lo cual puede acarrear consigo cierto grado de error en el cálculo de precipitaciones medias.

Aunado a esto último y considerando que la distribución espacial de la lluvia en el Valle de México corresponde a los tres patrones de lluvia mencionados en el capítulo 3, a partir de ésto se pueden obtener políticas de operación asociadas a los diferentes patrones de lluvia; de tal modo que al identificar a que tipo pertenece una tormenta se pueda adoptar la política de operación correspondiente.

Otro aspecto fundamental, consiste en realizar la medición de los niveles en los vasos, ya que no se cuenta con información real con la que se pueda calibrar el método y comparar los resultados de las simulaciones contra ella.

Se puede considerar la construcción de nuevas interconexiones, en especial en el norte. Un ejemplo claro de ésto está en el subsistema 5, donde la presa El Sordo tiene problemas debido a que recibe las aportaciones de la presa Hondo, mientras que la presa Los Cuartos que se ubica más al norte, cuenta con un amplio margen de operación ya que presentan coeficientes de almacenamiento bajos y aperturas muy pequeñas.

Por último debe recalcar la importancia de verificar las condiciones actuales de las presas, en cuanto al funcionamiento de sus obras de toma y de excedencias, el grado de azolvamiento, así como los asentamientos urbanos dentro de los vasos; ya que en este trabajo se tomó como referencia un informe del Instituto de Ingeniería, UNAM que data de 1992 y de esa fecha a la actualidad han habido modificaciones.

**REFERENCIAS**

1. Afshar, M. H., Afshar, A., Mariño, M.A., Darbandi, A. A. S. (2006). "Hydrograph-based storm sewer design optimization by genetic algorithm" NRC Research Press Web site: <http://cjce.nrc.ca>.
2. Aparicio, M. F. (2001). "Fundamentos de Hidrología de superficie", Ed. Limusa, México.
3. Aragón, A.M., Wayer, J.K., Geubelle, P.H., Goldberg, D.E., White, S.R. (2008). "Design of microvascular flow networks using multi-objective genetic algorithms", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 197 (49-50), pp. 4399-4410.
4. Bronson, R. (1993). "Investigación de operaciones", Ed. Mc-Graw-Hill, México.
5. Cai, X., McKinney, D.C., Lasdon, L.S. (2001). "Solving nonlinear water management models using a combined genetic algorithm and linear programming approach", Advances in Water Resources, 24 (6), pp. 667-676.
6. Chang, L. C., Chang, F. J. (2001). "Intelligent control for modelling or real-time reservoir operation", Hydrological Processes 15 (9), John Wiley & Sons, Ltd. pp. 1621-1634.
7. Chiu Y. C., Chang L. C., Chang F. J. (2006). "Using a hybrid genetic algorithm-simulated annealing algorithm for fuzzy programming of reservoir operation", John Wiley & Sons, Ltd.
8. Chow, V. T. (1988). "Hidrología aplicada", Ed. McGraw-Hill Interamericana.
9. Cisneros, I. H. L., Vázquez, T. V., Domínguez, M. R. (2005). "Estudio para el reemplazo del sistema de almacenamiento y transmisión de mediciones de la red de pluviómetros del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM)", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
10. Cisneros, I. H. L., Pelczer, I. J. (2008). "Runoff control modelling on a detention dams system", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
11. Domínguez, M. R., Cisneros, I. H. L., Fuentes, M. G., Durand, M. R., Argánis, J. M., Pelczer, I. J. (2004). "Análisis del comportamiento hidrológico de cuatro cuencas del poniente del Valle de México, programa de visualización de isoyetas y asesoría sobre dos programas de infiltraron", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
12. Domínguez, M. R. (1997). "Sistema para el Control y Drenaje de las Avenidas en el Área Metropolitana del Valle de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

13. Domínguez, M. R., Carrizosa, E. E., Echavarría, S. B. (2006). "Apoyo del Instituto de Ingeniería de la UNAM para diversos estudios y asesorías, relacionados con el proyecto de saneamiento del Valle de México. Informe parcial", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
14. Dubrovin, T., Jolma, A., Turunen, E. (2002). "Fuzzy model for real-time reservoir operation", *Journal of Water Resources Planning and Management*, 128 (1), pp. 66-73.
15. Franco, C. (1998). "Análisis regional de lluvias convectivas. Aplicación al Valle de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
16. Franco, V. (1992). "Diagnóstico de las presas del poniente", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
17. Garcés, H. A. (2008). "Estimación de tormentas de diseño considerando la variación espacial de la lluvia. Aplicación al sistema principal de drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México", UNAM, México.
18. Gen, M. Cheng, R. (2000). "Genetic Algorithms and Engineering Optimization", John Wiley & Sons, Inc., Canadá.
19. Goic, F. M., (1996). "Programación Dinámica", Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
20. Gómez, V. M. (2004). "Hidrología Urbana", 5ª. edición, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
21. González, V. F. J. (1969). "Operación óptima de compuertas", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
22. Guichard, R. D. (2005). "Influencia de la variabilidad espacio-temporal de la intensidad de la lluvia en la respuesta hidrológica durante episodios de crecida", Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Valencia, España.
23. Jiménez, M. M. (2004). "Diseño óptimo de redes de distribución de agua potable utilizando un algoritmo genético", UNAM, México.
24. Linsley, R. (1988). "Hidrología para ingenieros", Ed. McGraw-Hill, México.
25. Mobayed, K. N. (2001). "Modelo distribuido de lluvia-escorrentía basado en el manejo de variables geo-referenciadas y el escalamiento físico de cuencas", UNAM, México.
26. Musy, A. (2001). "Hydrologie appliquée", Lausana, Suiza.
27. Oliveira, R., Loucks, D.P. (1997). "Operating rules for multireservoir systems", *Water Resources Research*, 33 (4), pp. 839-852.

- 
28. Prawda W. J. (1977) “Métodos y modelos de investigación de operaciones”, Ed. Limusa, México.
  29. Sotelo, A. G. (1989). “Hidráulica General”, 10ª edición, Ed. Limusa, México.
  30. Sotelo, A. G. (2002). “Hidráulica de canales”, 1ª Ed., Facultad de Ingeniería UNAM, México.
  31. Springall, G. R. (1970). “Hidrología Vol. 1” Series del Instituto de Ingeniería UNAM, México.
  32. Tayfur G., Moramarco T. (2007). “Predicting hourly-based flow discharge hydrographs from level data using genetic algorithms”, Journal of Hydrology 352, 77– 93, [www.elsevier.com/locate/jhydrol](http://www.elsevier.com/locate/jhydrol).
  33. Wilson, E.M. (1990). “Engineering Hydrology”, 4ª. Ed. PalgraveMacmillan New York, Estados Unidos.
  34. Zamudio, J. M. (1985). “Apuntes de Presas Derivadoras”, Facultad de Ingeniería UNAM, México.
  35. Zbignieg, M. (1999). “Getetic algorithms + Data Structures = Evolution Programs”, Springer-Verlag Heidelberg New York, Estados Unidos.

# ANEXO I

## CARACTERÍSTICAS DE LAS PRESAS DEL PONIENTE DEL VALLE DE MÉXICO Y DE SUS CUENCAS CORRESPONDIENTES

A continuación se presentan algunas características de cada una de las presas que conforman al sistema; dichas características están referidas en un informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM (1992). Se describen únicamente aquellas características (de las presas, del vaso y de la cuenca de aportación) que no son susceptibles de variación respecto al tiempo, ya que existen otras características que se han modificado debido a la operación y mantenimiento de las estructuras, y al constante incremento en la urbanización de la zona. El sistema de presas que se analiza en este trabajo comprende las siguientes presas:

## **1. Anzaldo**

Localizada en la cuenca de los ríos Magdalena y Eslava, en la delegación Álvaro Obregón en el Distrito Federal.

La cortina es de mampostería con talud vertical revestido aguas arriba; tiene una altura de máxima de 16 m; la corona tiene una longitud de 104 m y está ubicada a 2385.17 msnm. La obra de toma consiste en tres orificios cuadrados, con compuertas deslizantes, localizados en la sección máxima de la cortina; cuyas dimensiones son 1.22 m por 1.22 m, diseñados para un gasto de 35.7 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias está alojada en la margen derecha es un vertedor con canal lateral, con perfil Creager, con un gasto de diseño de 41.41 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 153,100 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es de 2384.1 msnm, la elevación de los asentamientos más bajos es de 2382 msnm, lo cual reduce la capacidad útil de la presa. La presa recibe también aportaciones del túnel de interconexión que viene de la presa Coyotes y del colector Gabilondo Soler.

La cuenca tiene una extensión de 86.925 km<sup>2</sup>; la longitud de su cauce principal es de 19.2 km, la pendiente media de la cuenca es de 0.061 y tiene un tiempo de concentración de 2.14 h de acuerdo con la fórmula de Kirpich.

## **2. Coyotes**

Se encuentra localizada en la cuenca del río Coyotes, en la delegación Magdalena Contreras, en el Distrito Federal.

La cortina es de mampostería del tipo vertedora, con paramento vertical aguas arriba; tiene una altura de 2.1 m, con una corona de 16.8 m de longitud ubicada a una elevación de 2402.34 msnm. El vertedor corresponde al cuerpo de la cortina, siendo éste recto con descarga libre. Esta presa es de derivación, su vaso prácticamente no tiene capacidad de regulación y no cuenta con obra de toma.

La cuenca tiene una extensión de 1.735 km<sup>2</sup>, el cauce principal tiene una longitud de 3.04 km, con una pendiente media de 0.068 y un tiempo de concentración de 0.5 h.

### 3. Texcalatlaco

Localizada en la cuenca del río Texcalatlaco, se encuentra en la división de las delegaciones Álvaro Obregón y Magdalena Contreras, en el Distrito Federal.

La cortina es de enrocamiento, con cara de concreto en el paramento aguas arriba, tiene una altura de 25.1 m, la corona tiene una longitud de 79.5 m y se encuentra a una elevación de 2401.51 msnm. La obra de toma consiste en dos orificios rectangulares, de 1.2 m por 1.25 m en ambos casos, que están situados al pie de la cortina y son controlados por compuertas deslizantes, el gasto de diseño es de 25.84 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias es un vertedor recto con descarga libre y canal de acceso en la margen izquierda, su gasto de diseño es de 80 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 25,830 m<sup>3</sup>, con una elevación al NAMO de 2397.71 msnm. Existen asentamientos a la elevación 2393.46 msnm, por lo cual se reduce la capacidad del vaso. Además debido a la existencia de asentamientos aguas abajo de la cortina no se utilizan las obras de toma sino que se deriva hacia la presa Coyotes.

La cuenca tiene un área de 6.526 km<sup>2</sup>, el cauce principal tiene una longitud de 6.64 km, con una pendiente media de 0.054 y un tiempo de concentración de 0.81 h.

### 4. Las Flores

Esta ubicada en la cuenca del río Las Flores, en la delegación Álvaro Obregón en el Distrito Federal.

La cortina es de materiales graduados con capa de enrocamiento, tiene una altura de 10.57 m, la corona tiene una longitud de 23.2 m y se encuentra a 2325.82 msnm. La obra de toma consiste en dos orificios circulares ambos ubicados en una torre circular sobre la margen derecha; uno de los orificios tiene un diámetro de 0.9 m y el otro de 0.8 m, el gasto de diseño es de 26.7 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias es un vertedor tipo embudo con descarga libre.

El vaso tiene una capacidad útil de 21,920 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2323.92 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2326.5 msnm. Esta presa no está interconectada con otra.

Algunas características de su cuenca son las siguientes, tiene una extensión de 1.54 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 3.3 km, una pendiente media de 0.055, un tiempo de concentración de 0.8 h.

### 5. Derivación Tequilasco

Se ubica en una subcuenca del río Tequilasco, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de concreto armado, con taludes verticales, tiene una altura de 6.5 m; la corona se encuentra ubicada a 2480.5 msnm. La obra de toma consiste en un orificio

circular de 1.22 m de diámetro. La obra de excedencias es un vertedor con descarga libre, alojado en el cuerpo de la cortina.

El vaso no tiene capacidad de regulación, así que solo se deriva hacia la presa Tarango o deja pasar el flujo o hacia la presa Tequilasco.

La cuenca tiene un área de 12.48 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 5.3 km, una pendiente media de 0.73, un tiempo de concentración de 0.3 h.

## **6. Tequilasco**

Localizada en la cuenca del río Tequilasco en el Pueblo de Tetelpan en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de materiales graduados, tiene una altura de 13.8 m, la corona está ubicada a una elevación de 2410.42 msnm y tiene una longitud de 69 m. La obra de toma consiste en un conducto circular con dos rejillas de 1.7 m por 1.5 m y 4 orificios circulares con un diámetro de 0.3 m. la estructura está alojada en la margen izquierda. El vertedor es de canal lateral con descarga libre, está localizado también en la margen izquierda, está diseñado para un gasto de 20 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 47,250 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2408.75 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2410 msnm. Esta presa está conectada en serie con la presa La Mina, ubicada aguas abajo.

La cuenca originalmente tenía un área de 13.38 km<sup>2</sup>, sin embargo debido a la falla que presentó en 1988 se construyó la derivación aguas arriba, con lo cual el área de aportación a la cuenca propia de la presa es de 0.9 km<sup>2</sup>; la longitud del cauce principal es de 1.95 km, tiene una pendiente media de 0.073, un tiempo de concentración de 0.32 h.

## **7. La Mina**

Está localizada en una subcuenca del río Tequilasco en la delegación Álvaro Obregón en el Distrito Federal.

Es propiamente una derivadora de mampostería con sección vertedora, con talud vertical aguas arriba y perfil Creager aguas abajo; tiene una altura de 13.2 m, la corona tiene una longitud de 12.1 m y se encuentra a una elevación de 2323.8 msnm. Mediante la cortina, que sirve como bordo de desvío, los escurrimientos del río son enviados al vaso que se formó por la explotación de una mina a cielo abierto; los gastos llegan al vaso a través de dos conductos rectangulares controlados por compuertas deslizantes. La obra de toma es un conducto circular ubicado a la salida del vaso. La única obra de excedencias es la sección vertedora de la derivadora.

El vaso tiene una capacidad útil de 37,350 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2335.15 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2335.15 msnm. Esta presa está

conectada en serie con la presa Tequilasco que se encuentra aguas arriba y de la cual recibe aportaciones.

La subcuenca tiene una extensión de 1.314 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal, es decir de la presa Tequilasco a La Mina, es de 1.994 km, una pendiente media de 0.67, un tiempo de concentración de 0.32 h.

## **8. Pilares**

Esta localizada en la cuenca del río Pilares en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de materiales graduados, tiene un altura máxima de 7.37 m, su corona tiene una longitud de 44.5 m y está ubicada a la elevación 2307.27 msnm. La obra de toma consiste en dos orificios circulares uno de ellos con rejillas, ambos con 0.61 m de diámetro, están alojados en una torre circular en la margen derecha, la capacidad de la obra de toma no está especificada. La obra de excedencias es un vertedor de tipo embudo con descarga libre diseñado para un gasto de 26.73 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 20,190 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2304.59 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2303 msnm, razón por la cual se disminuye la capacidad de regulación. Esta presa está interconectada con la presa Tarango.

La cuenca tiene una extensión de 0.772 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 1.3 km, una pendiente media de 0.61, un tiempo de concentración de 0.3 h.

## **9. Tarango**

Localizada en la cuenca de los ríos Perta Grande y Puente Colorado, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de mampostería con taludes prácticamente verticales tanto aguas arriba como aguas abajo. Tiene una altura de 15.62 m, la corona tiene una longitud de 115 m, ubicada a 2333.25 msnm. La obra de toma consiste en un conducto circular, de 1 m de diámetro, cuyo gasto es controlado mediante una compuerta deslizante; existen dos orificios circulares, con diámetro de 1 m y 0.6 m, que fueron construidos como obra de toma para riego, sin embargo, actualmente funcionan para ayudar al vertedor, en caso necesario. El vertedor está en el cuerpo de la cortina, en la margen derecha y descarga a un canal en rápida.

El vaso tiene una capacidad útil de 246,460 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2332.51 msnm. Esta presa está interconectada con la presa Pilares, además de que recibe aportaciones de la Derivación Tequilasco que se encuentra aguas arriba.

La cuenca tiene una extensión de 5.28 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 4.76 km, una pendiente media de 0.04, un tiempo de concentración de 0.85 h.

## 10. Mixcoac

Se ubica en la cuenca del río Mixcoac, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de enrocamiento con pantalla de concreto aguas arriba, tiene una altura de 27.85 m; una corona con longitud de 174 m, ubicada a una elevación de 2427.95 msnm. La obra de toma consiste en dos torres cuadradas alojadas sobre la margen derecha ubicadas a diferentes elevaciones, la inferior tiene cuatro orificios rectangulares, de 0.9 m por 0.9 m, con compuertas deslizantes y rejillas, la superior tiene dos orificios rectangulares con las mismas dimensiones pero sin compuertas; en conjunto permiten descargar un gasto de 12 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias consiste de un vertedor ubicado en un pequeño túnel de sección rectangular, con canal de llamada, alojado en la margen derecha, el gasto de diseño es de 54 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 610,000 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2425.72 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2423.35 msnm, con lo cual se reduce la capacidad de almacenamiento del vaso. Esta presa está interconectada con la presa Becerra C.

La cuenca tiene una extensión de 32.704 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 16.8 km, una pendiente media de 0.053, un tiempo de concentración de 1.77 h.

## 11. Becerra C

Esta localizada en la cuenca del río Becerra, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de enrocamiento con pantalla de concreto en el paramento de aguas arriba tiene una altura de 13.71 m, la corona está ubicada a una elevación de 2328.57 msnm y tiene una longitud de 97.65 m. La obra de toma tiene un gasto de diseño de 8.7 m<sup>3</sup>/s, consiste en dos orificios rectangulares de 0.7 m por 1 m que están controlados por compuertas deslizantes; la estructura está alojada en la margen derecha. El vertedor es recto con descarga libre, está localizado sobre la margen izquierda, está diseñado para un gasto de 81 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 40,940 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2326.14 msnm. Existe un túnel que llega al vaso proveniente de la presa Mixcoac; existe también un túnel de interconexión hacia la presa Tacubaya, también puede derivar hacia la presa Becerra B ubicada aguas abajo sobre el mismo cauce.

La cuenca tiene un área de 8 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 5.7 km, una pendiente media de 0.042, un tiempo de concentración de 1.1 h.

## 12. Becerra B

Localizada en una subcuenca del río Becerra, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de materiales graduados con recubrimiento de mampostería, tiene una altura de 6.62 m, la corona está ubicada a una elevación de 2303.77 msnm y tiene una longitud de 41.6 m. La obra de toma consiste en un conducto circular controlado por una compuerta deslizante, está alojada en la margen derecha. La obra de excedencias consiste en un vertedor de canal lateral con descarga libre, localizado en la margen izquierda.

El vaso tiene una capacidad útil de 5,200 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2301.8 msnm los asentamientos más bajos se encuentran a 2304 msnm. Esta presa está en serie con la presa Becerra B, ubicada aguas arriba, de la cual puede recibir aportaciones.

La cuenca tiene un área de 0.8 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal, tramo que va de la presa Becerra C a Becerra B, es de 1.195 km, una pendiente media de 0.04, un tiempo de concentración de 0.26 h.

### **13. Becerra A**

Localizada en una subcuenca del río Becerra, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de materiales graduados con recubrimiento de mampostería, tiene una altura de 7.82 m, la corona está ubicada a una elevación de 2294.13 msnm y tiene una longitud de 80 m. La obra de toma consiste en un conducto circular controlado por una compuerta deslizante, con un gasto de 4.1 m<sup>3</sup>/s, está alojada en la margen izquierda. La obra de excedencias consiste en un vertedor localizado en la margen izquierda, el cual tiene un gasto de diseño de 4.1 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 9,310 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2292.11 msnm los asentamientos más bajos se encuentran a 2295 msnm. Esta presa no está interconectada.

La cuenca tiene un área de 1.867 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal, tramo de Becerra B a Becerra A, es de 0.696 km, una pendiente media de 0.038, un tiempo de concentración de 0.2 h.

### **14. Tacubaya**

Se localizada en la cuenca del río Tacubaya, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de enrocamiento con pantalla de concreto en el paramento aguas arriba, tiene una altura de 7.82 m, la corona está ubicada a una elevación de 2294.13 msnm y tiene una longitud de 80 m; aguas abajo se presentan problemas con el funcionamiento estructural, razón por la cual esta presa no debe regular a su máxima capacidad. La obra de toma consiste en cuatro orificios controlados por compuertas deslizantes, los cuales tienen una capacidad de 13.6 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias consiste en un vertedor de cresta libre, que descarga a un túnel de sección circular en la margen derecha, el gasto de diseño del vertedor es de 106 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 286,700 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2324.04 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2322.5 msnm, con lo cual se disminuye la capacidad de regulación del vaso; además como el vertedor se ubica a una elevación mayor no puede ser operado. Existe un túnel de interconexión con la presa Tecamachalco, también en el vaso de la presa descargan gastos que vienen de la presa Becerra C. Cuando el nivel del agua en el vaso es muy alto puede derivar hacia la presa Ruiz Cortines.

La cuenca tiene un área de 10.027 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 10.32 km, una pendiente media de 0.039, un tiempo de concentración de 1.57 h.

### **15. Ruiz Cortines**

Localizada en la cuenca del río Tacubaya, en la delegación Álvaro Obregón, en el Distrito Federal.

La cortina es de tierra y mampostería con taludes variables, tiene una altura de 7.3 m, la corona está ubicada a una elevación de 2298.02 msnm y tiene una longitud de 100 m. La obra de toma consiste de dos orificios circulares que se alojan en una torre circular tipo embudo no tienen control. La obra de excedencias consiste en un vertedor tipo embudo con cimacio de descarga libre, el cual tiene un gasto de diseño de 20.72 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 22,180 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2295.22 msnm los asentamientos más bajos se encuentran a 2295 msnm. Esta presa está aguas abajo de la presa Tacubaya, por lo cual puede recibir aportaciones de ésta.

La cuenca tiene un área de 1.193 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 1.213 km, desde la presa Tacubaya hasta la presa Ruiz Cortines, tiene una pendiente media de 0.036, un tiempo de concentración de 0.037 h.

### **16. Dolores**

Localizada en la cuenca del río Dolores, dentro de la tercera sección del Bosque de Chapultepec, en el Distrito Federal.

La cortina es de enrocamiento, tiene una altura de 15.29 m, la corona tiene una longitud de 160 m y está ubicada a una elevación de 2289.23 msnm. La obra de toma está localizada sobre la margen derecha, consiste en una torre con un orificio rectangular controlado por una compuerta deslizante, el cual opera para un gasto de 3.81 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias consiste en un par de rejillas construidas con el talud de la cortina, el gasto de diseño es de 3.81 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 230,500 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2286 msnm los asentamientos más bajos se encuentran a 2295 msnm. Esta presa no está interconectada.

La cuenca tiene un área de 4.375 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 4.18 km, una pendiente media de 0.031, un tiempo de concentración de 0.79 h.

### **17. Barrilaco**

Localizada en la cuenca del río Barrilaco, en la delegación Miguel Hidalgo, en el Distrito Federal.

La cortina es de mampostería con talud vertical aguas arriba, tiene una altura de 20 m, la corona tiene una longitud de 60 m y está ubicada a una elevación de 2322 msnm; ésta sirve como paso vehicular. La obra de toma consiste en dos orificios circulares que eran controlados por compuertas deslizantes sobre la margen izquierda, dichas compuertas ya no existen. La obra de excedencias consiste en un orificio semicircular con descarga libre alojado en el cuerpo de la cortina sobre la margen derecha.

El vaso tiene una capacidad útil de 76,000 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2317 msnm. Esta presa no está interconectada.

La cuenca tiene un área de 1.31 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 1.32 km, una pendiente media de 0.044, un tiempo de concentración de 0.39 h.

### **18. Tecamachalco**

Localizada en la cuenca del río Tecamachalco, en la delegación Miguel Hidalgo, en los límites del Distrito Federal y el Estado de México.

La cortina es de tipo gravedad, de concreto con taludes casi verticales, la corona actualmente sirve como paso vehicular. No existe obra de toma, ni de excedencias, solo es una derivadora hacia la presa San Joaquín.

En el vaso de esta presa descarga el túnel de interconexión que viene de la presa Tacubaya.

La cuenca tiene un área de 11.45 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 10.58 km, una pendiente media de 0.03, un tiempo de concentración de 1.5 h.

### **19. El Capulín**

Se localiza en una subcuenca del río San Joaquín, en municipio de Huixquilucan, en el Estado de México.

La cortina es de concreto con un tramo vertedor alojado en el centro de la misma, tiene talud vertical aguas arriba; la corona se encuentra a una elevación de 2379.31 msnm y tiene una longitud de 105 m. La obra de toma consiste en dos orificios situados en la parte baja de la cortina controlados con válvulas, ambos orificios tienen un diámetro de 1 m. El vertedor es recto con descarga libre, con cimacio tipo Creager, con tanque amortiguador al pie del cimacio, su gasto de diseño es de 136.4 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 22,540 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2377.61 msnm. La presa no está interconectada, pero puede derivar hacia la presa San Joaquín ubicada aguas abajo sobre el mismo cauce.

El área de esta cuenca se tomó dentro del área de aportación de la presa San Joaquín. La cuenca tiene un área de 9.76 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 7.6 km, una pendiente media de 0.37, un tiempo de concentración de 1.23 h.

## **20. San Joaquín**

Se localiza en la cuenca del río San Joaquín, en municipio de Naucalpan, en el Estado de México.

La cortina es de tierra con corazón de concreto y capa de enrocamiento, la corona se encuentra a una elevación de 2305.74 msnm y tiene una longitud de 180 m. La obra de toma consiste en dos orificios con descarga controlada por compuertas deslizantes, cuyas dimensiones son de 0.9 m por 2.1 m, diseñados para un gasto de 29.5 m<sup>3</sup>/s. El vertedor es recto con creta libre, sin cimacio, con canal de acceso por la margen izquierda, su gasto de diseño es de 25 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 359,000 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2304.98 msnm. Existe un túnel de interconexión que viene de la presa Tecamachalco y otro de descarga controlada que va hacia el entubamiento del Tornillo.

La cuenca tiene un área de 10.21 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 7.96 km, una pendiente media de 0.031, un tiempo de concentración de 2 h.

## **21. El Tornillo**

Está ubicada dentro del campo militar número 1, en la delegación Miguel Hidalgo, en el Distrito Federal.

La cortina es de tipo enrocamiento con talud vertical aguas arriba, la corona se encuentra a una elevación de 2295.65 msnm y tiene una longitud de 40 m. La obra de toma se ubica en la parte izquierda de la cortina, que es el inicio del entubamiento del Tornillo, No tiene obra de excedencias.

El vaso tiene una capacidad útil de 35,000 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2295.65 msnm. Los asentamientos más bajos se ubican a 2307 msnm. Existe un conducto de interconexión que viene de la presa San Joaquín, también puede derivar hacia la Descarga al Río, y puede derivar hacia la presa El Periodista.

La cuenca tiene un área de 1.13 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 1.76 km, una pendiente media de 0.049, un tiempo de concentración de 0.43 h.

## 22. El Periodista

Se localiza en los límites del Distrito Federal y del Estado de México, en la delegación Miguel Hidalgo, en el Distrito federal.

La cortina es materiales graduados con talud vertical aguas abajo, la corona se encuentra a una elevación de 2282.87 msnm y tiene una longitud de 158.4 m. La obra de toma se ubica sobre la margen derecha y consiste en un orificio con una estructura de rejillas. El vertedor es de embudo con cresta libre.

El vaso tiene una capacidad útil de 91,400 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2280.37 msnm. Los asentamientos más bajos se ubican a 2290 msnm. Esta presa no tiene interconexión con ninguna otra.

La cuenca tiene un área de 1.57 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 1.1 km, una pendiente media de 0.029, un tiempo de concentración de 0.46 h.

## 23. Hondo

Localizada en la cuenca del río Hondo, en el municipio de Huixquilucan, en el Estado de México.

La cortina es de concreto armado, del tipo vertedora, la corona tiene una longitud de 38.8 m y se ubica a 2333.26 msnm. Actualmente la obra de toma no existe. La obra de excedencias es un vertedor alojado en el cuerpo de la cortina, es de tipo cimacio con creta recta y descarga libre.

El vaso tiene una capacidad de 3,560 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO se ubica a 2333.26 msnm. Los asentamientos más bajos en el vaso se encuentran a 2340 msnm. Existe un túnel de interconexión que deriva hacia la presa El Sordo.

La cuenca tiene un área de 112.79 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 21 km, una pendiente media de 0.049, un tiempo de concentración de 2.44 h.

## 24. El Sordo

Localizada en la cuenca del río El Sordo, en el municipio de Naucalpan, en el Estado de México.

La cortina es de materiales graduados, tiene una altura de 25.77 m, la corona tiene una longitud de 91 m y se ubica a 2327.45 msnm. La obra de toma consiste en una torre hexagonal provista de una compuerta en la parte inferior, el gasto de diseño es 46 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias es un vertedor de canal lateral con descarga libre alojado sobre la margen izquierda, el gasto de diseño del vertedor es de 64 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad de 485,350 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO se ubica a 2325.06 msnm. Los asentamientos más bajos en el vaso se encuentran a 2326 msnm; además

aguas abajo existen asentamientos sobre el cauce por lo cual el vertedor no puede operar. Existe un túnel de interconexión que viene de la presa Hondo.

La cuenca tiene un área de 23.93 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 16.22 km, una pendiente media de 0.049, un tiempo de concentración de 2.02 h.

## **25. Los Cuartos**

Localizada en la cuenca del río Los Cuartos, en el municipio de Naucalpan, en el Estado de México.

La cortina es de materiales graduados, tiene una altura de 13.44 m, la corona es usada como paso peatonal, tiene una longitud de 244 m y se ubica a 2312.38 msnm. La obra de toma consiste en cuatro conductos, de 1 m por 2 m, que inician en una torre hexagonal con rejillas, los conductos son operados por dos compuertas de servicio y dos de emergencia, el gasto de diseño es 30 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias es un vertedor de canal lateral con descarga libre alojado sobre la margen derecha, está diseñado para un gasto de 60 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad de 292,410 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO se ubica a 2309.36 msnm. Los asentamientos más bajos en el vaso se encuentran a 2310 msnm. Esta presa no tiene interconexión.

La cuenca tiene un área de 21.84 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 15.43 km, una pendiente media de 0.057, un tiempo de concentración de 1.68 h.

## **26. Totolica**

Está localizada en la cuenca del río Totolica, en el municipio de Naucalpan Estado de México.

La cortina es de materiales graduados y enrocamiento, tiene una altura de 25.46 m, la corona tiene una longitud de 154 m y su elevación es de 2385.64 msnm. La obra de toma consiste en cuatro conductos rectangulares controlados por dos compuertas de servicio y dos de emergencia, todas con dimensiones de 1m por 2 m. El gasto de diseño de la obra de toma es de 67.2 m<sup>3</sup>/s. La obra d excedencias se encuentra alojada en la margen derecha y está constituida por un canal de acceso; es del tipo de descarga libre con cresta de perfil Creager, el cual descarga en una rápida que vierte en un tanque amortiguador antes de descargar al río Totolica.

El vaso tiene una capacidad útil de 1,445,320 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2383.09 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2390 msnm. Esta presa no está interconectada.

La cuenca tiene una extensión de 18.407 km<sup>2</sup>, el cauce principal tiene una longitud de 11 km, la pendiente media es de 0.077 y su tiempo de concentración de 1.27 h.

## **27. Las Julianas**

Se localiza en la cuenca del río Chico de los Remedios, en Naucalpan Estado de México.

La cortina es de mampostería con paramento vertical aguas arriba, tiene una altura de 18.29 m; la corona tiene una longitud de 85.38 m y se encuentra a 2447.15 msnm. La obra de toma es un orificio rectangular, con dimensiones de 1.2 m por 1.7 m, diseñado para 12.3 m<sup>3</sup>/s. La obra de excedencias es un vertedor recto con descarga libre diseñado para 15 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 201,400 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es 2444.92 msnm; los asentamientos más bajos se encuentran a 2455 msnm. Esta presa no está interconectada, pero puede derivar hacia la presa Los Arcos, la cual se encuentra aguas abajo.

La cuenca tiene una extensión de 2.515 km<sup>2</sup>, la corriente principal tiene una longitud de 3.2 km, la pendiente media es de 0.058 y su tiempo de concentración de 0.51 h.

## **28. Los Arcos**

Se ubica en la cuenca del río Chico de los Remedios, en Naucalpan Estado de México.

La cortina es de mampostería con paramento vertical aguas arriba y contrafuertes aguas abajo. La altura máxima de la presa es de 12.1 m, la corona mide 135.8 m de largo y se encuentra a la elevación de 2309.81 msnm. La obra de toma consiste en dos orificios rectangulares controlados por compuertas deslizantes, las dimensiones de los orificios son 1.3 m por 1.5 m, en ambos casos. La obra de excedencias se encuentra ubicada en la margen izquierda, se trata de un vertedor de cresta recta con descarga libre y un canal de llamada.

El vaso cuenta con una capacidad útil de 27,000 m<sup>3</sup>, la elevación del NAMO es de 2308.71 msnm. La elevación máxima, permitida por los asentamientos, es de 2315 msnm. Esta presa no está interconectada, pero puede recibir aportaciones de la presa Las Julianas ubicada aguas arriba.

Su cuenca de aportación tiene un área de 5.792 km<sup>2</sup>, la longitud de viaje de Las Julianas a Los Arcos es de 4.16 km, con un tiempo de recorrido de 0.91.

## **29. El Colorado**

Localizada en la cuenca del río El Colorado, también llamado río Chiquito, es afluente del río San Mateo en Naucalpan Estado de México.

Su cortina es de mampostería con altura de 12.28 m, cuenta con paramento vertical aguas arriba, talud de 0.5:1 y contrafuertes aguas abajo; la corona tiene una longitud de 48.4 m y se encuentra a 2319.5 msnm. La obra de toma consiste en dos orificios rectangulares, de 0.5 m por 0.6 m, controlados por compuertas deslizantes, para un

gasto de 5 m<sup>3</sup>/s. El vertedor es de cresta recta con descarga libre alojado en el cuerpo de la cortina, diseñado para 2.4 m<sup>3</sup>/s.

El vaso tiene una capacidad útil de 156,200 m<sup>3</sup>, con una elevación al NAMO de 2317.27 msnm. Los asentamientos más bajos se encuentran a 2318 msnm. Esta presa no está interconectada con otra.

La cuenca de aportación a esta presa tiene un área de 6.291 km<sup>2</sup>, la longitud de su cauce principal es de 5.578 km, tiene una pendiente media de 0.043 y un tiempo de concentración de 0.91 h.

### **30. La Colorada**

Está localizada en la cuenca del río San Mateo, el cual es afluente del Río Chico de los Remedios, en el Municipio de Naucalpan en el Estado de México.

Se trata de una presa de tierra con enrocamiento con un altura máxima de 14.81 m, la corona tienen una longitud de 81.6 m y una elevación de 2310.13 msnm. Cuenta con una obra de toma del tipo torre con dos orificios de sección circular de 0.6 m de diámetro, para un gasto de diseño de 2.7 m<sup>3</sup>/s. Por lo que respecta a la obra de excedencias se trata de un vertedor recto con descarga libre con cimacio, diseñado para un gasto de 32.5 m<sup>3</sup>/s.

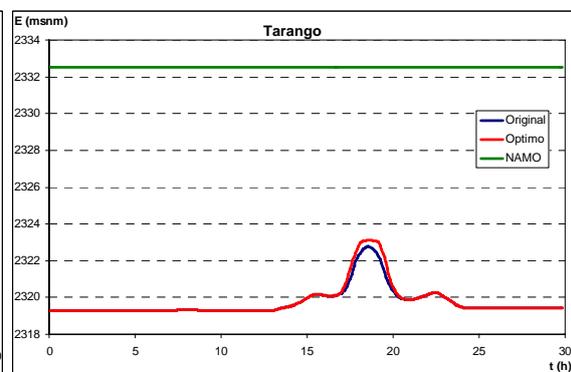
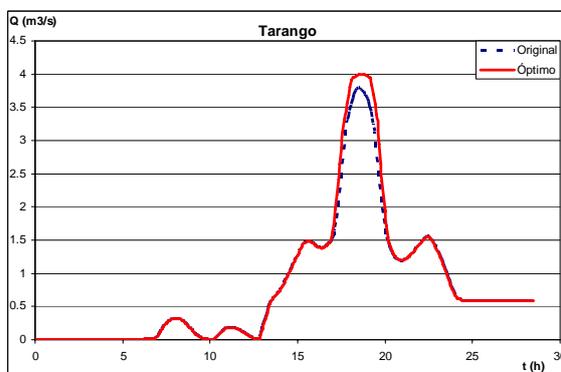
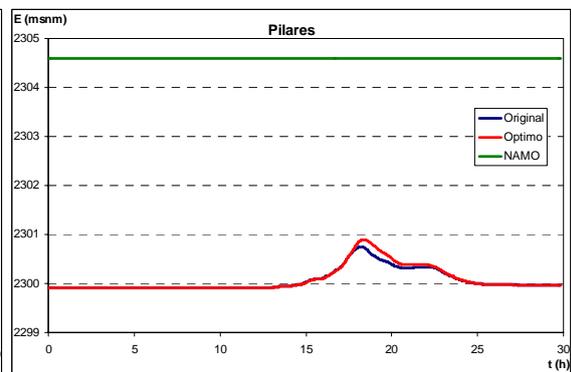
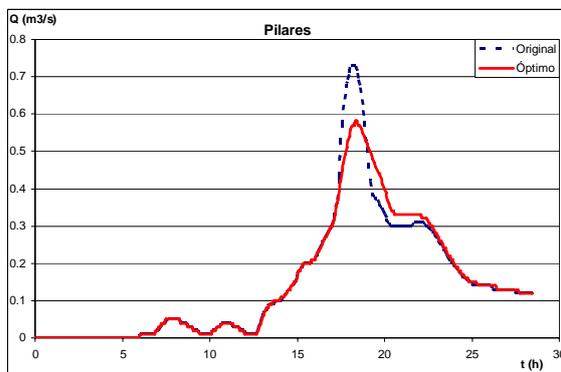
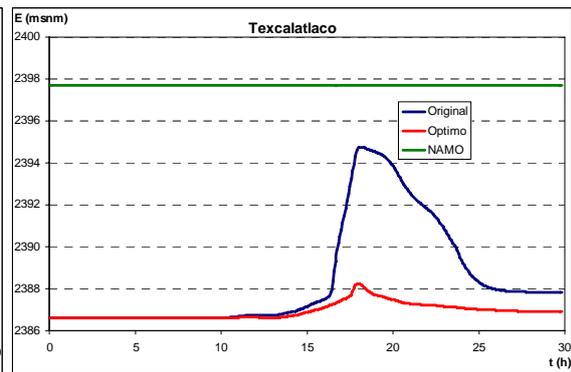
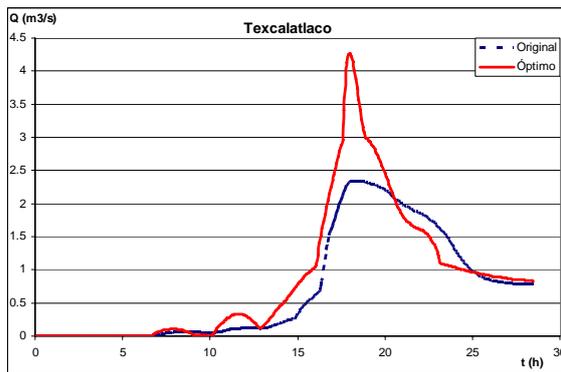
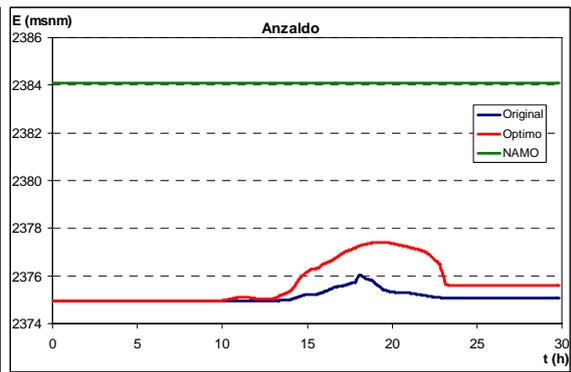
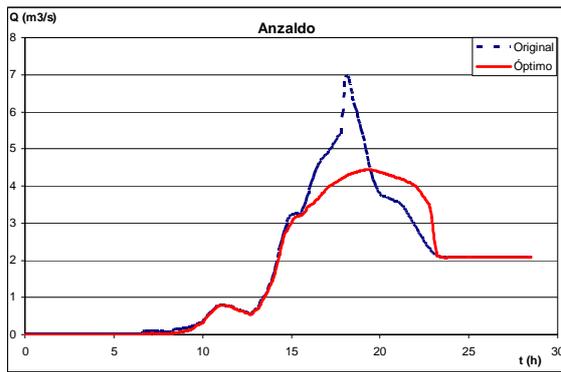
El vaso tiene una capacidad útil de 127,320 m<sup>3</sup>, con una elevación al NAMO de 2307.72 msnm. Debido a los asentamientos humanos que se tienen en el vaso el nivel máximo permitido es a los 2309 msnm. Esta presa no está interconectada con ninguna otra.

Algunas características de su cuenca son las siguientes, tiene una extensión de 8.04 km<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal es de 4.876 km, una pendiente media de 0.042, un tiempo de concentración de 0.87 h.

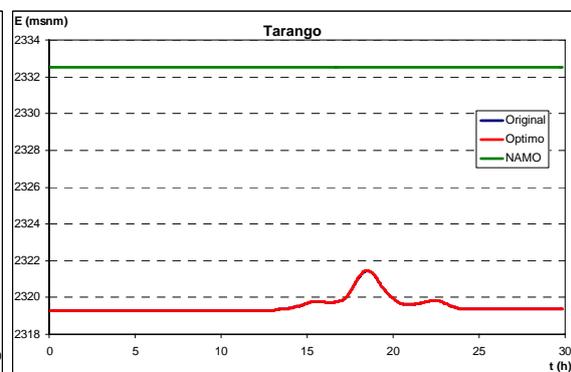
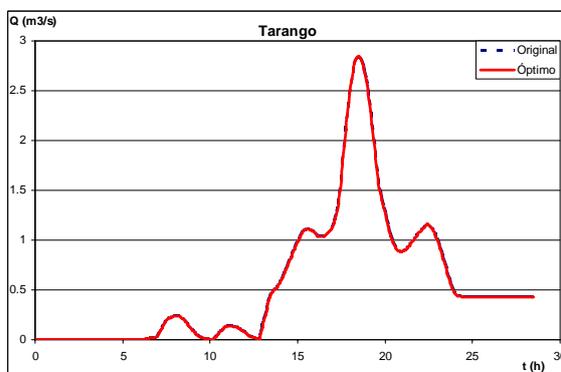
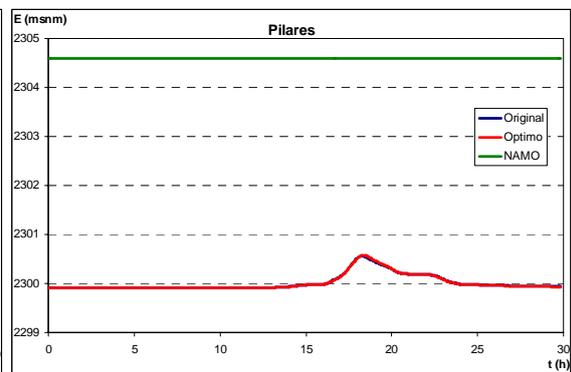
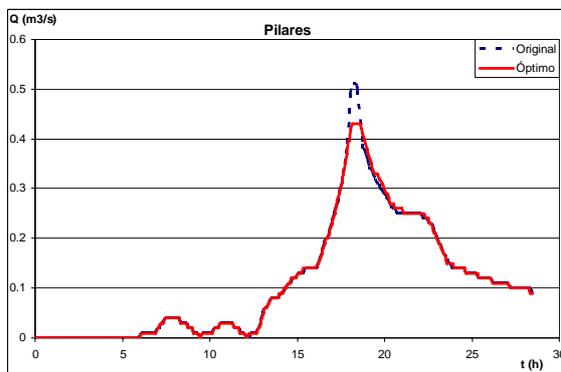
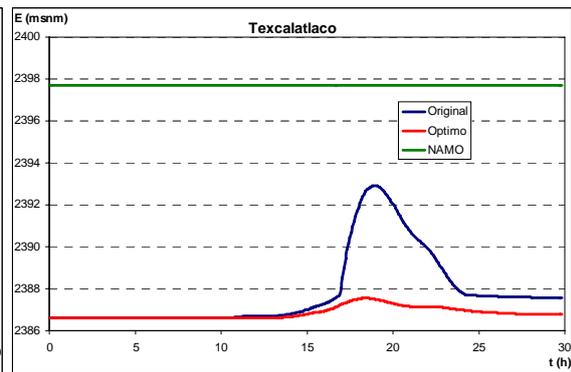
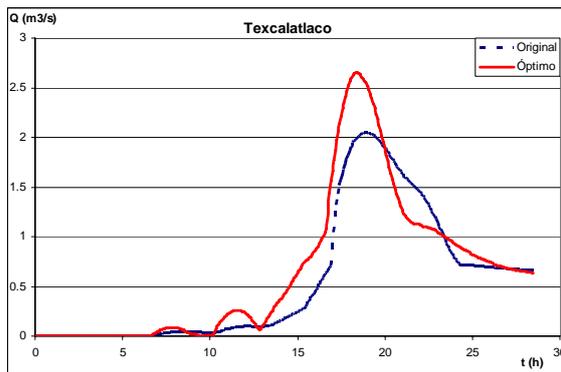
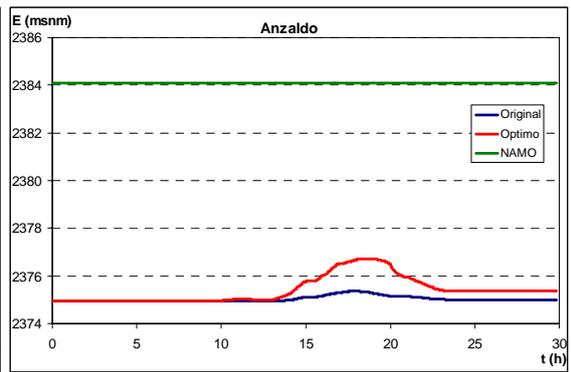
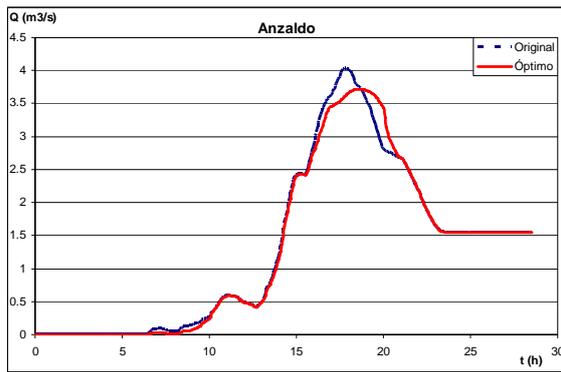
# ANEXO II

HIDROGRAMAS DE SALIDA Y  
EVOLUCIÓN DE LAS ELEVACIONES  
EN LAS PRESAS MÁS  
SIGNIFICATIVAS, PARA LOS  
EVENTOS MÁS TRASCENDENTES

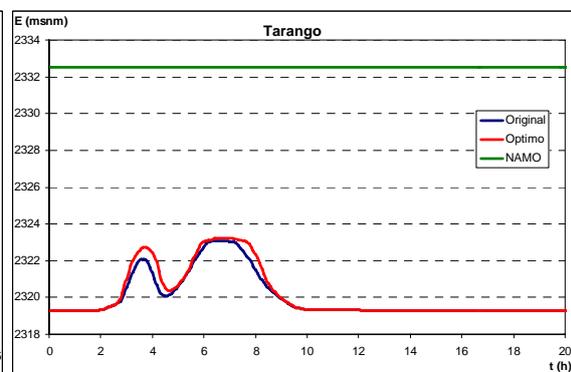
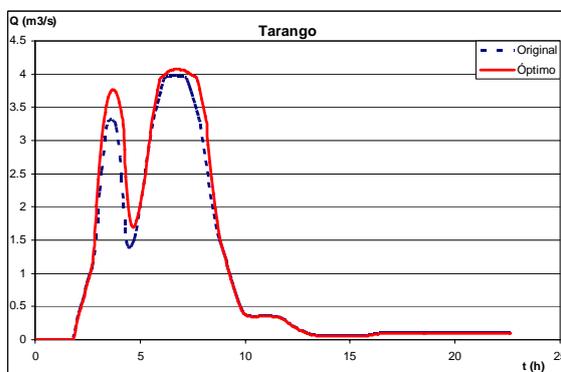
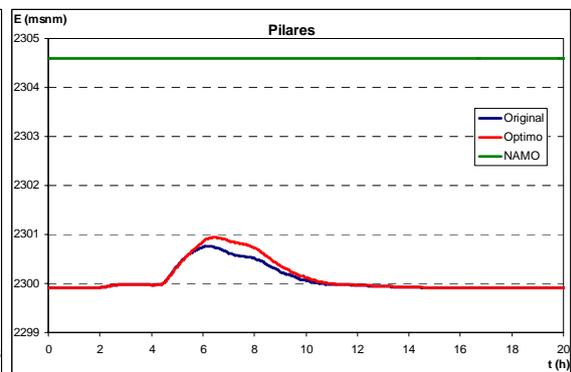
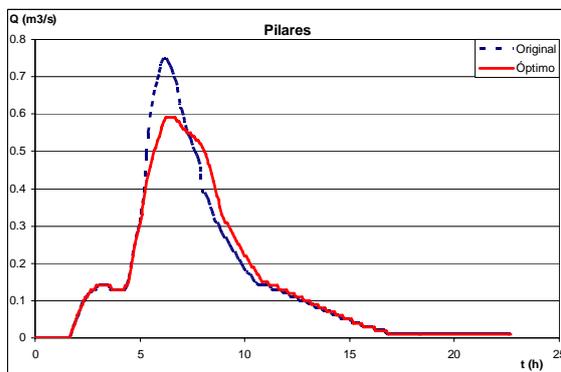
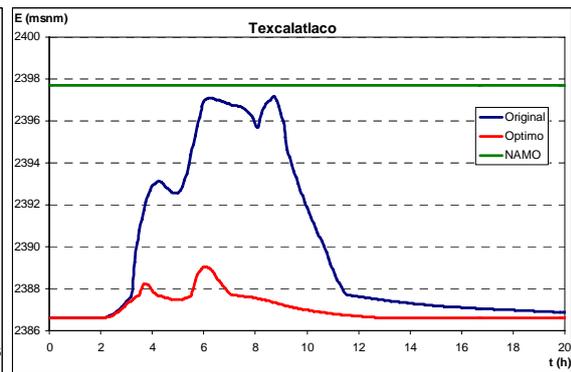
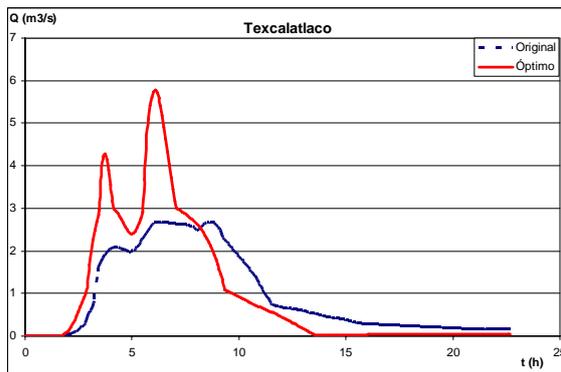
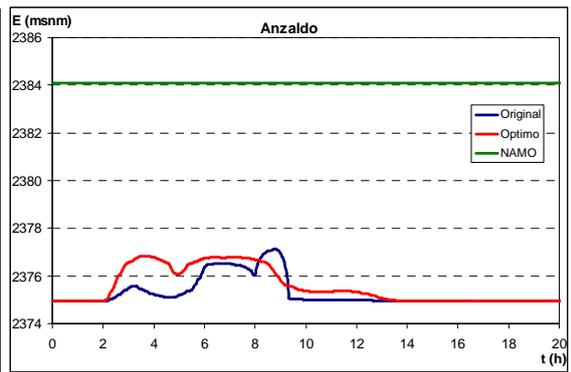
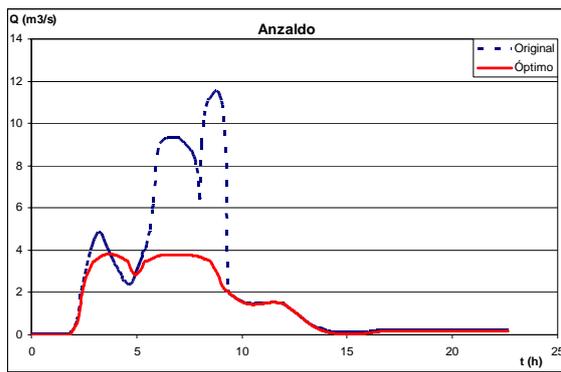
**EVENTO HISTÓRICO: 04/09/1988**



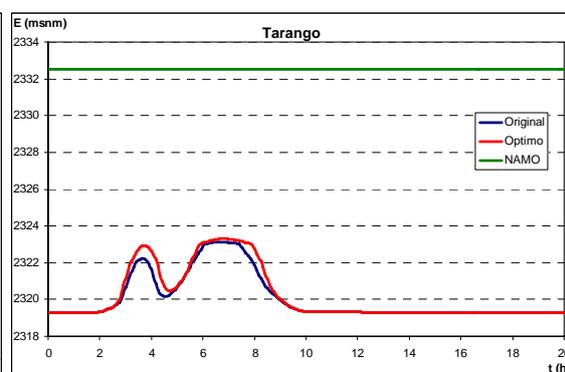
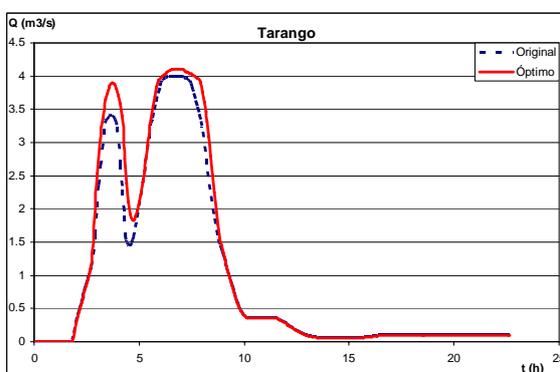
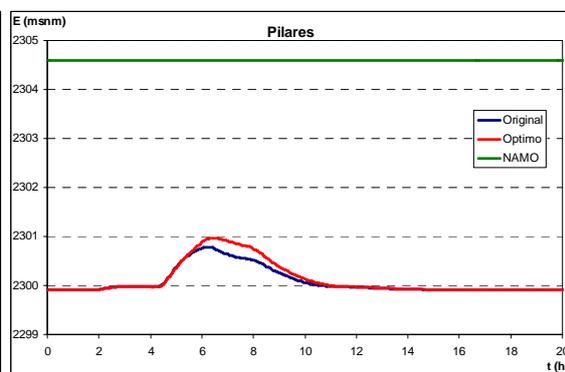
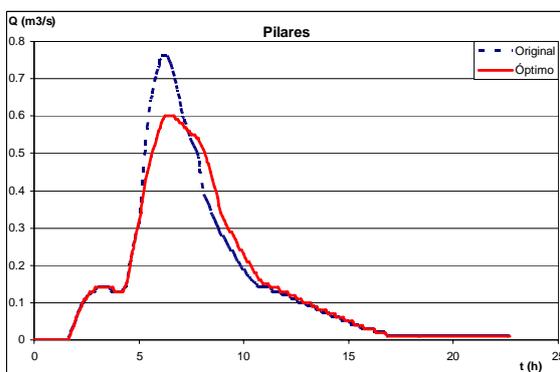
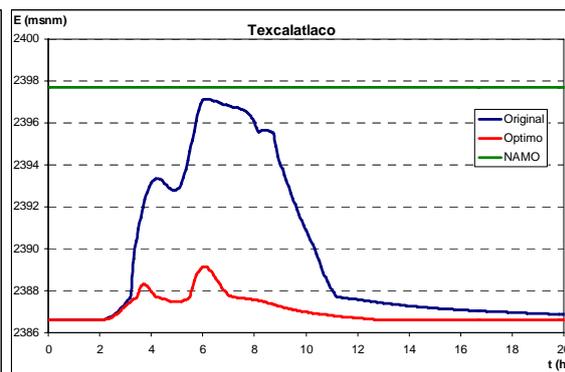
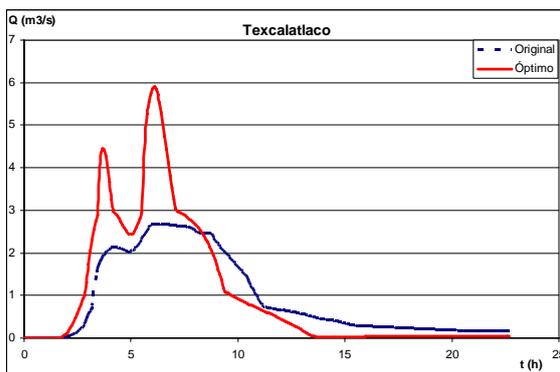
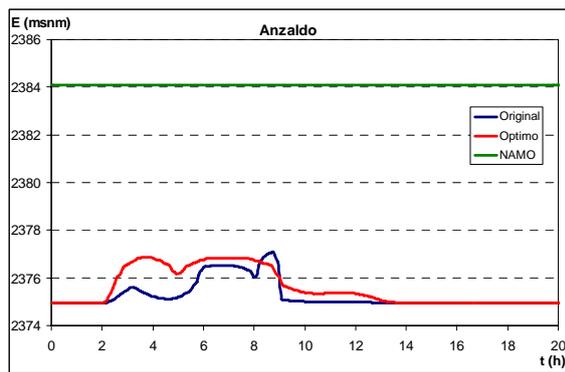
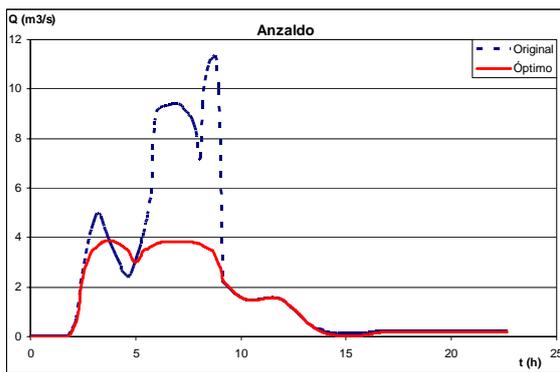
**EVENTO MAYORADO: 04/09/1988**



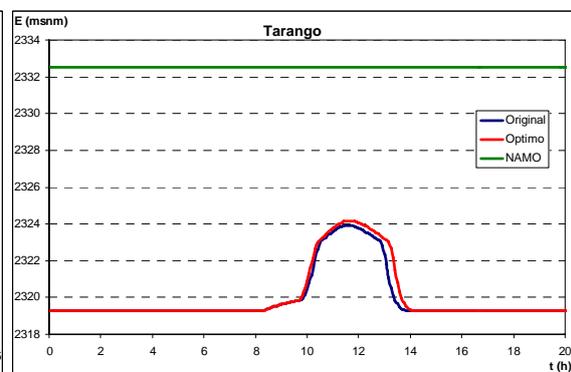
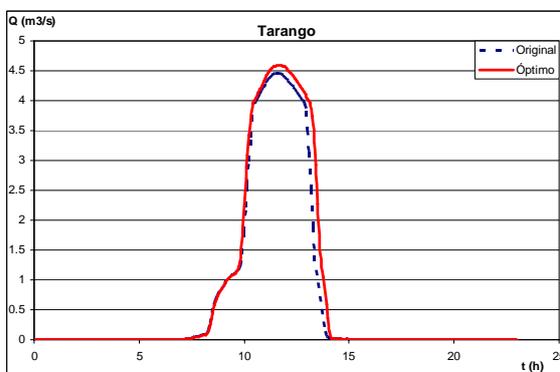
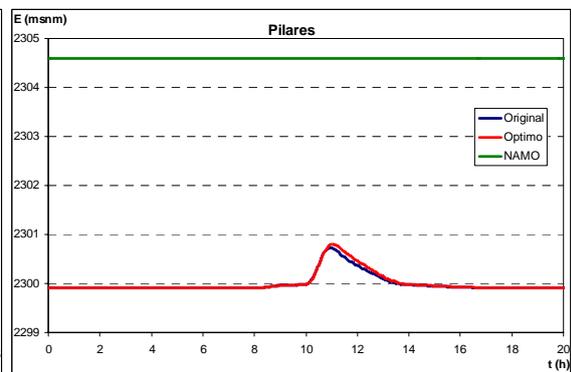
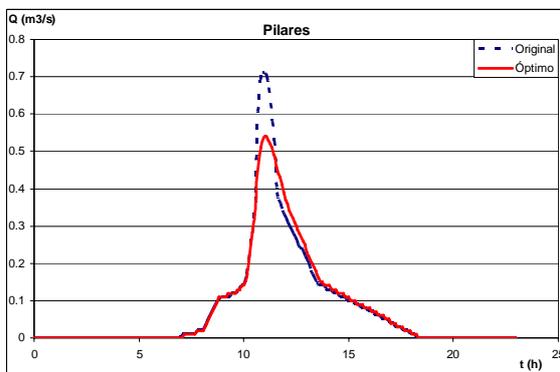
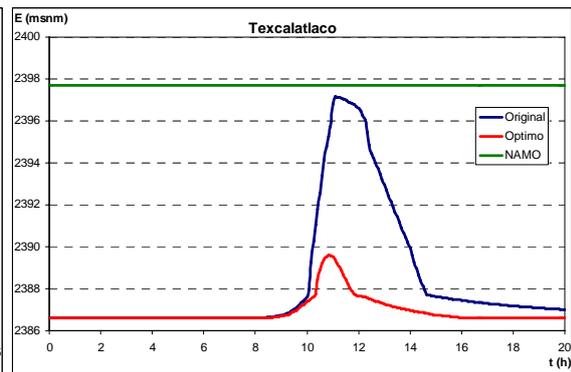
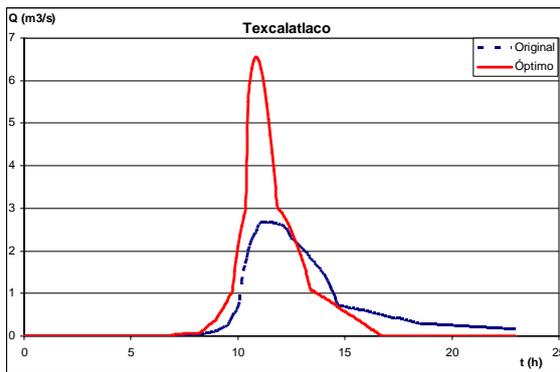
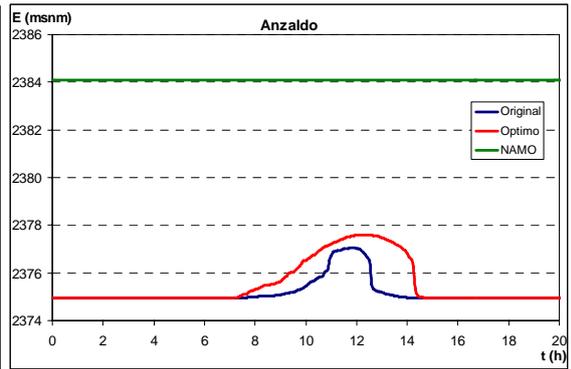
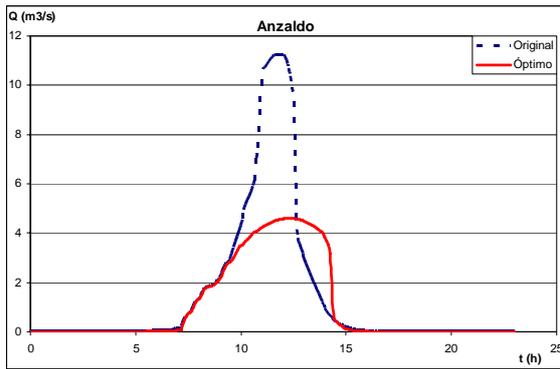
**EVENTO HISTÓRICO: 23/09/1992**



**EVENTO MAYORADO: 23/09/1992**



**EVENTO HISTÓRICO: 28/07/1998**



## EVENTO MAYORADO: 28/07/1998

