



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

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO Y DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN DEL
SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO SANTIAGO

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

PRESENTA:
CAROLINA HINCAPIÉ LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL:
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR:
DR. MOISÉS BEREZOWSKY, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ÓSCAR FUENTES MARILES, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
M.I. ÓSCAR VEGA ROLDÁN, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO, JUNIO DE 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Moisés Berezowsky Verduzco
Secretario:	Dr. Oscar A. Fuentes Mariles
Vocal:	Dr. Ramón Domínguez Mora
1er. Suplente:	Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez
2do. Suplente:	M. I. Óscar Vega Roldán

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Ramón Domínguez Mora

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, el tesoro más valioso de mi vida y la base de todos mis logros. Los amo y admiro profundamente.

A Yizath, por creer en mí, motivarme y acompañarme. Gracias infinitas por todo, por darme la fuerza y la confianza para terminar.

Al Dr. Ramón Domínguez por sus enseñanzas, dedicación, apoyo, asesoría y tiempo, que hicieron posible la elaboración de esta tesis.

A la Dra. Maritza Arganis, al Dr. Moisés Berezowsky, al Dr. Fuentes Mariles y al M. en I. Óscar Vega, por la lectura, revisión y aportaciones a esta tesis.

A todos mis compañeros de maestría y del Instituto de Ingeniería UNAM que hicieron parte de esta etapa de mi vida. En especial a Daniel por su apoyo, ayuda y motivación.

A CONACYT y al Instituto de Ingeniería UNAM por el apoyo económico recibido durante el desarrollo de esta tesis.

TABLA DE CONTENIDO

	Página
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS.....	1
1.2 ESTUDIOS PREVIOS	1
1.3 ESTRUCTURA DE LA TESIS	4
2 ZONA DE ESTUDIO E INFORMACIÓN UTILIZADA	5
2.1 LOCALIZACIÓN ZONA DE ESTUDIO.....	5
2.2 SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO SANTIAGO	6
2.3 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	10
3 ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO Y TRÁNSITO DE AVENIDAS POR LOS VASOS .	14
3.1 INTRODUCCIÓN.....	14
3.2 METODOLOGÍA	14
3.2.1 Estimación de las avenidas de diseño	14
3.2.2 Tránsito de las avenidas de diseño por los vasos de almacenamiento.....	17
3.3 RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	20
3.3.1 Series para la actualización de las avenidas de diseño	20
3.3.2 Construcción de las avenidas de diseño.....	20
3.3.3 Tránsito de las avenidas de diseño actualizadas.....	27
3.4 CONCLUSIONES.....	39
4 ACTUALIZACIÓN DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN A LARGO PLAZO	42
4.1 INTRODUCCIÓN.....	42
4.2 METODOLOGÍA	42
4.2.1 Políticas de operación óptimas	42
4.2.2 Simulación del sistema	47
4.2.3 Generación de series sintéticas.....	48
4.3 RESULTADOS Y DISCUSIONES	50
4.3.1 Series para la actualización de las políticas de operación óptima	50
4.3.2 Políticas de operación óptima y simulación del sistema.....	50
4.3.3 Generación de series sintéticas y verificación de las políticas óptimas.....	56
4.4 CONCLUSIONES.....	61
5 CONCLUSIONES.....	64
5.1 CON RESPECTO A LA ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO Y TRÁNSITO POR LOS VASOS.....	64
5.2 CON RESPECTO A LA ACTUALIZACIÓN DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN A LARGO PLAZO.....	65
6 BIBLIOGRAFÍA.....	67
ANEXO A. REGRESIONES DE LAS SERIES DE VOLUMENES QUINCENALES.....	A-1
ANEXO B. ANEXOS DEL CAPÍTULO 3.....	B-1
ANEXO C. ANEXOS DEL CAPÍTULO 4.....	C-1

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 2.1. Regiones hidrológicas y delimitación zona de estudio.	5
Figura 2.2. Estados que componen la cuenca del río Santiago y localización de presas.	6
Figura 2.3. Sistema de presas en cascada del río Santiago.	6
Figura 2.4. Cuenca propia para cada presa del sistema del río Santiago.	7
Figura 2.5. Estaciones hidrométricas y afluentes principales del río Santiago.	10
Figura 2.6. Régimen de caudales estaciones Corona, Arcediano, Las Juntas, Santa Rosa, Bolaños y La Yesca.	10
Figura 2.7. Régimen de caudales estaciones El Caimán, El Platanito, Chapalagana, Huaynamota y El Carrizal.	11
Figura 2.8. Correlación para obtener las series de cuenca propia Aguamilpa.	12
Figura 3.1. Curvas gasto-duración-periodo de retorno.	16
Figura 3.2. Ejemplo de construcción de una avenida de diseño con el método de bloques alternos.	16
Figura 3.3. Hidrogramas de entrada y de salida en un vaso.	18
Figura 3.4. Diagrama de flujo para el tránsito de avenidas con el método de aproximaciones sucesivas.	19
Figura 3.5. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 1 día. CTA.	22
Figura 3.6. Curvas gastos-duración-periodo de retorno (q-d-Tr).	24
Figura 3.7. Avenidas de diseño para $Tr=10000$ años, y avenidas máximas registradas.	25
Figura 3.8. Hidrograma de diseño cuenca La Yesca.	26
Figura 3.9. Hidrograma de diseño cuenca propia Aguamilpa.	26
Figura 3.10. Hidrograma de diseño cuenca total Aguamilpa.	27
Figura 3.11. Esquema del sistema.	28
Figura 3.12. Curvas gastos-duración-periodo de retorno. $Tr=1000$ años.	29
Figura 3.13. Esquema para explicar la metodología para calcular los factores de simultaneidad. ...	29
Figura 3.14. Hidrogramas de diseño para la presa Aguamilpa con análisis de simultaneidad. $Tr=10000$ años.	30
Figura 3.15. Curvas elevaciones capacidades de los embalses.	31
Figura 3.16. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 1.	32
Figura 3.17. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 2.	33
Figura 3.18. Curva elevaciones – descarga libre de los vertedores.	33
Figura 3.19. Políticas de descarga 1 para cada presa.	34
Figura 3.20. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 1. Política de descarga 1.	35
Figura 3.21. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 2. Política de descarga 1.	36
Figura 3.22. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años en Aguamilpa–Escenario 1. Políticas de descarga 2, 3 y 4.	37

Figura 3.23. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años en Aguamilpa–Escenario 2. Políticas de descarga 2, 3 y 4.	38
Figura 3.24. Resultados tránsito duración crítica de las avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 1 y 2.	40
Figura 3.25. Resultados tránsito duración crítica de las avenidas para $Tr=2000$ años –Escenario 1 y 2. Políticas de descarga 1.	41
Figura 4.1. Variables de discretización usadas en cada presa.	42
Figura 4.2. Generación de números aleatorios con función de distribución F_{xx}	49
Figura 4.3. Probabilidades de ingreso en cada etapa del año.	51
Figura 4.4. Curvas guía para cada presa.	51
Figura 4.5. Comparación de la energía promedio quincenal, y del derrame y déficit total en el sistema obtenido con para las 16 políticas y los 4 casos.	54
Figura 4.6. Comparación volúmenes medios en las presas con las curvas guías.	56
Figura 4.7. Correlograma de Anderson para la serie de volúmenes totales anuales.	57
Figura 4.8. Distribución de probabilidad de mejor ajuste para la serie de volúmenes totales anuales.	57
Figura 4.9. Comparación entre los estadísticos del registro histórico y el promedio de los estadísticos de las 10 series sintéticas.	58
Figura 4.10. Comparación de las correlaciones cruzadas obtenidas con el registro histórico y el promedio de las 10 series sintéticas.	59
Figura 4.11. Comparación volúmenes medios en las presas con las curvas guía, simulación con series sintéticas.	63

LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla 2.1. Características generales del sistema de presas del río Santiago.	8
Tabla 2.2. Continuación: características generales del sistema de presas del río Santiago.	9
Tabla 2.3. Información general de las estaciones hidrométricas en la zona de estudio.	11
Tabla 3.1. EEA obtenidos para las diferentes series.....	21
Tabla 3.2. Parámetros de la distribución doble Gumbel para las diferentes duraciones.	23
Tabla 3.3. Factores de reducción para los hidrogramas para $T_r=10000$ años.	30
Tabla 3.4. Políticas de descarga escalonada iniciales de cada presa.	31
Tabla 3.5. Políticas de descarga 1 para cada presa.	34
Tabla 3.6. Tiempo [horas] en que el NAME es excedido.....	38
Tabla 4.1. Lámina de evaporación neta media mensual [mm] en el sistema de presas.....	52
Tabla 4.2. Coeficientes de castigo para cada política.....	52
Tabla 4.3. Resumen del funcionamiento del sistema de presas usando el registro histórico (1952-2013).	53
Tabla 4.4. Número de años y quincenas en que se rebasa la curva guía usando el registro histórico (1952-2013).	55
Tabla 4.5. Autocorrelaciones entre la quincena $j+1$ y la quincena j	56
Tabla 4.6. Resumen del funcionamiento del sistema de presas usando las series sintéticas.	60
Tabla 4.7. Frecuencia de años con déficit en el sistema.	60
Tabla 4.8. Almacenamiento mínimo [10^6 m ³] reportado en las presas usando las series sintéticas.	61
Tabla 4.9. Comparación de los resultados de las políticas óptimas, de acuerdo con la simulación de los registros históricos.....	62
Tabla 4.10. Comparación de los resultados de las políticas óptimas, de acuerdo con la simulación de las series sintéticas.....	62
Tabla 4.11. Comparación de los resultados de la energía y el almacenamiento mínimo de la política óptima con las políticas óptimas del estudio de 2009.	63
Tabla 4.12. Comparación de los resultados de derrames y déficit de la política óptima con las políticas óptimas del estudio de 2009.	63
Tabla 5.1. Política de operación para la etapa 6, considerando que La Yesca está en el estado 8. 66	66

Resumen:

Debido a los cambios que se pueden presentar en las variables hidrológicas por la ocurrencia de eventos extremos y por las modificaciones en el patrón de los escurrimientos por alteraciones de algunas características de las cuencas, se debe realizar una revisión periódica de las políticas de operación de las presas. En este estudio se actualizaron las políticas de operación a largo plazo y las políticas de extracción de los vertedores del sistema de presas en cascada del río Santiago, formado por La Yesca, El Cajón y Aguamilpa.

Se actualizaron las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno y se establecieron las políticas de extracción de las obras de excedencias de manera que los niveles en los embalses no rebasen el NAME. Se realizó el tránsito de las avenidas en el sistema de acuerdo con un análisis de simultaneidad, obteniendo factores de reducción para cada hidrograma de cada escenario analizado (considerando la creciente concentrada en La Yesca y la creciente concentrada en la cuenca propia de Aguamilpa). De acuerdo con los resultados obtenidos el nivel en el embalse de las presas La Yesca y El Cajón no superan el NAME, pero en la presa Aguamilpa este es excedido; por lo tanto, es importante realizar modificaciones a esta obra para garantizar la seguridad de la presa Aguamilpa. Entre las cuales se podría analizar:

- Aceptar que el bordo libre sea de 2.25 m (se reduciría 75 cm, pues el actual es de 3 m), verificando que el oleaje en el vaso no sobrepase el nivel de la corona de la cortina.
- Adicionar un vertedor de descarga.
- Aumentar la elevación de la cortina.

Para la actualización de las políticas de operación óptima a largo plazo del sistema de presas, se usó la programación dinámica estocástica para obtener la política que produce el beneficio óptimo en la generación de electricidad, reduciendo la probabilidad de derrames por el vertedor y de déficit en el sistema. La función objetivo se probó suponiendo distintos coeficientes de castigo para las posibilidades de déficit o derrame, y con cada política obtenida se simuló el funcionamiento del sistema considerando los ingresos del registro histórico. Se seleccionó como óptima, la política que concilió las condiciones de energía generada, derrames y déficit en el sistema, con las curvas guías propuestas para cada presa.

Para analizar más ampliamente el comportamiento de la política elegida se generaron series sintéticas de los ingresos a cada presa, considerando que en la colección de series estarán los diversos eventos que podrían ocurrir en el futuro. Las series sintéticas se obtuvieron con el método de Svanidze modificado, y los estadísticos del registro histórico lograron reproducirse satisfactoriamente. Con dichas series se realizaron múltiples simulaciones del funcionamiento del sistema y se verificó que los resultados obtenidos con la política óptima fueran adecuados.

1 INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso esencial para la vida, y representa un elemento indispensable en el crecimiento y desarrollo de la sociedad; por lo tanto, es imprescindible disponer de agua de buena calidad y suficiente.

Las presas planificadas, proyectadas, construidas y operadas correctamente, permiten realizar el abastecimiento de agua y la generación de energía eléctrica. Como reguladoras de las variaciones del ciclo del agua, las presas almacenan y administran de manera adecuada este recurso.

El diseño de las presas requiere de la estimación de eventos asociados a diferentes periodos de retorno, que dependen de la probabilidad de falla y de la vida útil de las estructuras. Durante la operación de las obras se presentan cambios en las variables hidrológicas por la ocurrencia de eventos extremos o factores como la deforestación, apertura de nuevas áreas al cultivo, rectificación de cauces, construcción de embalses y al consecuente cambio en el patrón de los escurrimientos; todos estos factores, junto con el incremento de información hidrométrica y climatológica, y en general un mejor conocimiento de las cuencas, requiere de las revisiones periódicas de las políticas de operación de las presas y de sus avenidas de diseño.

Sobre el río Santiago existe un sistema de presas en cascada, formado por La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, cuyo objetivo principal es la generación de energía eléctrica. En este estudio se amplió la información hidrológica disponible de la zona, se actualizaron las avenidas de diseño, las políticas de extracción por la obra de excedencias y las políticas de operación a largo plazo del conjunto de presas.

1.1 OBJETIVOS

- Actualizar las avenidas de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años de las presas La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, y establecer las políticas de extracción óptima de la obra de excedencias de manera que los niveles en los embalses no rebasen el NAME.
- Estimar las políticas de operación óptimas a largo plazo del sistema de presas formado por las presas La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, usando la programación dinámica estocástica que permite obtener la política que produce el beneficio óptimo en la generación de electricidad, reduciendo la probabilidad de derrames por el vertedor y de déficit en el sistema.

1.2 ESTUDIOS PREVIOS

La determinación de las avenidas de diseño y políticas de operación óptimas en presas, ha sido tema de numerosas investigaciones y publicaciones. A continuación se presentan trabajos de investigación referentes al tema.

Estudios realizados en otros países:

En Estados Unidos, se publicó "Stochastic dynamic programming for optimum reservoir operation" (Butcher, 1971), en este estudio, con programación dinámica estocástica, se obtiene una política óptima en términos del estado del embalse en el mes anterior, dicha política puede emplearse en la operación real de un embalse o en un estudio de diseño.

En Turquía, se presentó el artículo "Optimization of large scale hydroelectric generating systems" (Türkman, 1991), se utilizó un modelo de agregación-optimización-desagregación para modelar sistemas hidroeléctricos interconectados.

En Brasil, se publicó el estudio “Optimization of Large-Scale Hydropower System Operations” (Barros, et al., 2003), se desarrolló un modelo de optimización mensual para el funcionamiento del sistema de energía hidroeléctrica brasileña.

En Argentina, desarrollaron un estudio con el objetivo de evaluar la aplicabilidad del algoritmo SCE-UA (Duan et al., 1992) para definir la regla de operación óptima de una represa por medio de la técnica de parametrización, simulación y optimización (Bravo, et al., 2006).

En Suiza, se publicó la tesis “Optimal Operation of a Hydroelectric Power System Subject to Stochastic Inflows and Load”, cuyo objetivo fue encontrar políticas óptimas en términos de costos mínimos de producción (Uhr, 2006).

En Perú, se publicó el estudio “Aplicación de los modelos estocásticos en el dimensionamiento de las presas” (Horque, 2011), en este estudio se presentó una metodología que permitió mostrar la generación sintética de datos tomando como base las muestras históricas existentes, con ellas se efectuó la simulación del vaso para determinar los niveles de operación apropiados y a la vez la altura óptima de la presa considerando la demanda requerida y la disponibilidad hidráulica.

Estudios realizados en México:

En el Instituto de Ingeniería el sistema de presas del río Grijalva ha sido objeto de diversos estudios:

Se analizaron dos aspectos hidrológicos relacionados con el funcionamiento de la presas del río Grijalva (Domínguez, et al., 1993), el primero fue el aprovechamiento de las presas para generar energía eléctrica (se planteó el problema de determinar políticas de operación mensual, que hicieran máxima a una función objetivo que toma en cuenta la generación de energía a largo plazo y que procura evitar derrames y déficit) y el segundo al uso conjunto vertedor-volumen disponible para regulación de avenidas, para garantizar la seguridad de la presas evitando que el nivel de la superficie del agua rebase el NAME. Después se realizaron dos estudios, en uno (Domínguez, et al., 2000) se redefinieron las avenidas de diseño para los ríos que descargan en la planicie baja tabasqueña, de acuerdo con la información actualizada, incluyendo las lluvias intensas ocurridas en septiembre y octubre de 1999. En el segundo estudio (Domínguez, et al., 2000) se presentaron las avenidas de diseño de las cuencas limitadas por las presas del río Grijalva y se analizaron algunas posibilidades de operación del sistema de presas, buscando conciliar el objetivo de evitar descargas de gastos grandes que provoquen inundaciones en la parte baja de la cuenca. Considerando las avenidas extraordinarias que se presentaron en 2005 se actualizaron las avenidas de diseño y las políticas de operación quincenal del sistema de presas, proponiendo políticas de operación del conjunto turbina-vertedores (Domínguez, et al., 2007). Se determinaron nuevas reglas de operación considerando el concepto de curvas guía (Arganis et al., 2009). Se definieron nuevas reglas de operación usando dos curvas guía para las presas de La Angostura y Malpaso, y variando los coeficientes de penalización para eventos no deseados (Mendoza et al., 2012). Tomando como punto de partida los ensayos definidos en el estudio de 2012, se introdujo el tomar en cuenta, en el proceso de simulación, el efecto de la correlación entre dos volúmenes de ingreso consecutivos (Mendoza et al., 2014).

En 2001, el Instituto de Ingeniería, UNAM publicó un procedimiento para generar muestras sintéticas de series periódicas mensuales a través del método de Svanidze modificado aplicado a los datos de las presas La Angostura y Malpaso.

Otro ejemplo es el trabajo desarrollado en la tesis doctoral “Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico” (Arganis, 2004). En esta se aplicó la

teoría dinámica estocástica en la obtención de políticas óptimas de un sistema de presas que opera en serie, además se usó la simulación de muestras sintéticas con la finalidad de obtener un pronóstico del funcionamiento del sistema a largo plazo.

En el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua se encuentran los trabajos “Construcción de Reglas de Operación Óptima para un Sistema de Cuenca por medio de un modelo numérico simulador-optimizador” (Sánchez y Wagner, 2004), y “Construcción de Reglas de Operación Óptima para un Sistema Superficial de Cuenca” (Sánchez, 2006), en ambos trabajos se presenta la fase inicial de construcción de un modelo numérico, que sea posible aplicarlo a más de una cuenca nacional en la búsqueda de políticas óptimas de asignación de volúmenes de agua.

En 2004, el Instituto de Ingeniería, UNAM, realizó el estudio “Estudio de aprovechamiento hidráulico integral y de control de inundaciones de la cuenca del río Papaloapan”, en el que se actualizaron las avenidas de diseño del río Papaloapan, considerando análisis de simultaneidad para obtener las avenidas.

Se publicó el artículo “Importancia de la generación de muestras sintéticas en el análisis del comportamiento de políticas de operación de presas” (Domínguez, et al., 2005), en el que se presentan diferencias significativas al simular un vaso con su registro histórico y con series sintéticas.

El Instituto de Ingeniería, UNAM, actualizó las avenidas de diseño, correspondientes a las cuencas propias de las presas: La Angostura, Plutarco Elías Calles y Álvaro Obregón, alojadas en la cuenca del río Yaqui, y elaboró reglas de operación mensual o quincenal con propósitos de generación y de riego de las tres presas mencionadas, dependiendo de la época del año (Domínguez, et al., 2011).

Se realizó el estudio “Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity” (Domínguez y Arganis, 2012), en el que se validan diferentes metodología para la estimación del gasto de diseño de los vertedores de la presas.

En 2014 el Instituto de Ingeniería, UNAM, actualizó las avenidas de diseño de las presas Infiernillo y El Caracol, alojadas sobre el río Balsas y determino las políticas de operación de la presa El Infiernillo, tomando en cuenta el concepto de curva guía que establece la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Específicamente en el río Santiago el Instituto de Ingeniería ha realizado los estudios:

Debido a la avenida ocurrida en enero de 1992 en la cuenca del río Santiago, se realizó un estudio de los fenómenos hidrológicos que ocurrieron en esa fecha, así como las posibles simplificaciones en la estimación en las avenidas de diseño del vertedor y de la obra de desvío de la presa Aguamilpa (Domínguez, et al., 1992).

Se elaboraron reglas de operación quincenal de las presas El Cajón, la Yesca y Aguamilpa considerando tanto las necesidades asociadas a la generación de energía, como las correspondientes al control de inundaciones (Domínguez, et al., 2009).

Otro ejemplo es el trabajo desarrollado en la tesis de licenciatura “Simulación histórica y sintética de políticas de operación óptima de un sistema de tres presas en cascada en el río Santiago, Nayarit, México.” (Peña, 2010). En ésta se analizó el funcionamiento conjunto del sistema hidroeléctrico de presas del río Santiago, con distintas políticas de operación y usando el concepto de curva guía.

La Organización Meteorológica Mundial (OMM) desarrolló el Manual de las políticas de operación de diferentes presas de la República Mexicana (Domínguez, et al., 2012). En este estudio se

actualizaron las avenidas de diseño de las presas El Cajón y Aguamilpa, y se establecieron políticas de operación de sus vertedores.

1.3 ESTRUCTURA DE LA TESIS

La tesis está conformada por 6 capítulos incluyendo éste, los cuales se describen a continuación.

En el capítulo 1 se presenta una introducción del estudio, los objetivos planteados y un resumen de los estudios que se han realizado previamente.

En el capítulo 2 se describe la zona de estudio y la información utilizada. Se presenta una breve descripción de las características de las presas y su localización, se muestra además la información empleada para la construcción de las series de gastos medios diarios máximos anuales por cuenca propia para cada presa.

En el capítulo 3 se presenta la actualización de las avenidas de diseño y el tránsito de éstas por los vasos. Se describe la metodología empleada para redefinir las avenidas, se obtienen avenidas actualizadas para diferentes periodos de retorno, y nuevas políticas de extracción de los vertedores. Con los hidrogramas de diseño y las nuevas políticas de extracción se realiza el tránsito en el sistema de presas. De acuerdo con los resultados obtenidos, al final del capítulo se presentan conclusiones y recomendaciones.

En el capítulo 4 se presenta la actualización de las políticas de operación quincenal a largo plazo. Se analizan diferentes políticas de operación quincenal de la presas, buscando principalmente incrementar la generación de energía hidroeléctrica del sistema y disminuir la probabilidad de derrames por el vertedor o de déficit en el sistema. Con cada política se simula el funcionamiento del sistema considerando los ingresos del registro histórico, para obtener la energía generada, así como la magnitud de déficit y derrame en el sistema, y seleccionar las más adecuadas. Para corroborar el comportamiento de las políticas óptimas elegidas se generan diversas series sintéticas y con éstas se realiza la simulación del funcionamiento del sistema y se verifica que los resultados obtenidos con las políticas óptimas sean adecuados. De acuerdo con los resultados obtenidos, al final del capítulo se presentan conclusiones y recomendaciones.

En el capítulo 5 se presentan las principales conclusiones de esta tesis.

2 ZONA DE ESTUDIO E INFORMACIÓN UTILIZADA

2.1 LOCALIZACIÓN ZONA DE ESTUDIO

El sitio de estudio se encuentra en la región hidrológica 12 (Lerma – Santiago), que se ubica en el centro poniente de la república mexicana y está conformada por las cuencas de los ríos Lerma y Santiago (Ver Figura 2.1). El río Santiago es parte del denominado río Lerma-Santiago, cuyo colector principal, desde su nacimiento en el estado de México, hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, mide aproximadamente 1180 km de longitud. Este colector se encuentra dividido por una depresión que dio origen al nacimiento del lago de Chapala. Desde sus orígenes hasta el lago, el colector recibe el nombre del río Lerma, con una longitud de 705 km; a partir del lago hasta su desembocadura en el mar, el colector de 475 km de longitud recibe el nombre de río Santiago (FIDERCO). La superficie total de la región es de 129000 kilómetros cuadrados, de la cual el 61% corresponde a la cuenca del río Santiago.

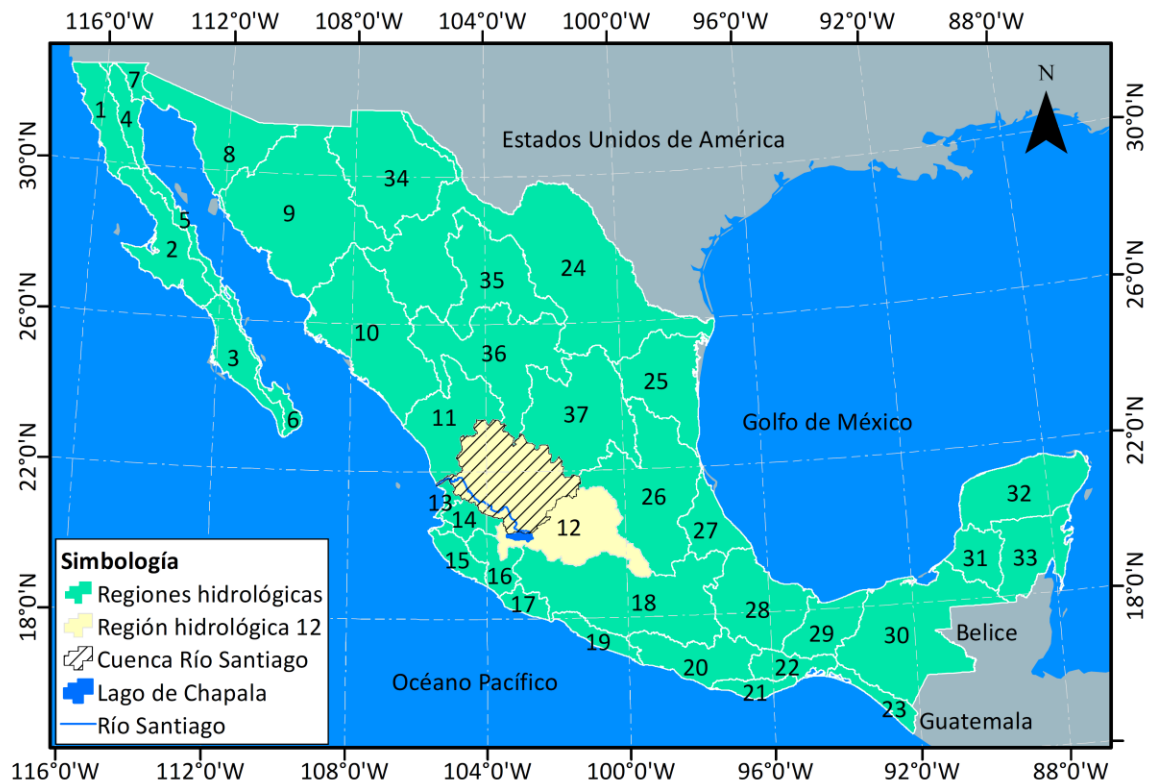


Figura 2.1. Regiones hidrológicas y delimitación zona de estudio.

El incremento de las demandas en el Río Lerma y la extracción de agua del Lago de Chapala para el abastecimiento de la zona conurbada de Guadalajara, ha generado que el lago no tenga capacidad suficiente para descargar agua en el río Santiago.

El río Santiago nace en el lago de Chapala, Jalisco, a una altitud aproximada de 1524 msnm y desemboca en el Océano Pacífico en la boca del Titiriteo en el estado de Nayarit. La cuenca del río Santiago forma parte de 7 estados de la república, abarcando el 100% de Aguascalientes, el 27.9% de Durango, el 7.3% de Guanajuato, el 50.4% de Jalisco, 35.4% de Nayarit, 0.3% de San Luis Potosí y el 63.4% de Zacatecas (ver Figura 2.2). Sobre él existe un sistema de presas en cascada cuyo objetivo principal es la generación de energía eléctrica. El sistema está conformado por las presas general Manuel M. Diéguez (P.H Santa Rosa), que inició su operación en 1964; Alfredo Elías Ayub (P.H. La

Yesca), que inició su operación en 2012; Leonardo Rodríguez A. (C.H. El Cajón), que inició su operación en 2007, y Aguamilpa que inició su operación en 1994.

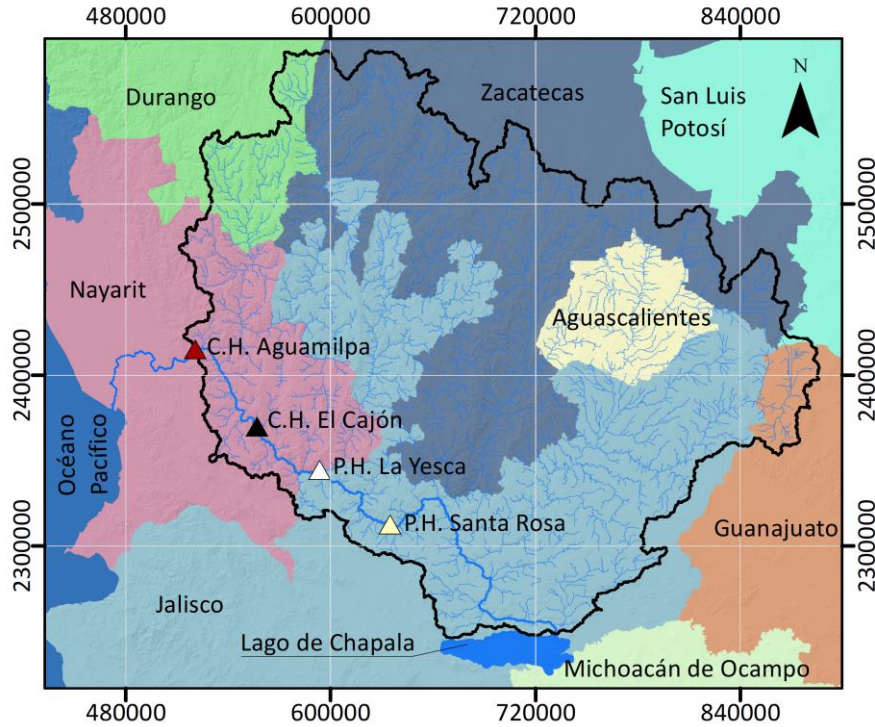


Figura 2.2. Estados que componen la cuenca del río Santiago y localización de presas.

2.2 SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO SANTIAGO

La función principal del sistema de presas del río Santiago es la generación de electricidad. La generación media anual de diseño de las presas La Yesca y El Cajón es de 1228.6 GWh/año y la de Aguamilpa es de 2131.0 GWh/año. Con la operación simultánea de las tres presas se tiene una generación media anual de diseño de 4.6 MWh. En la Figura 2.3 se presenta el perfil del sistema de presas.

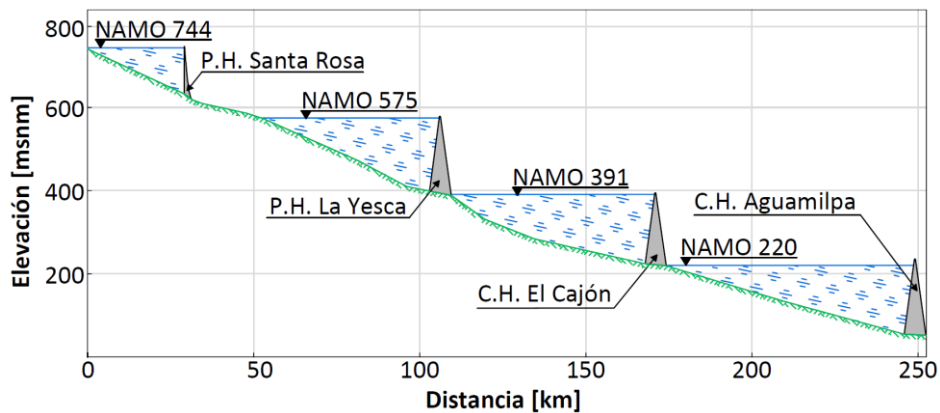


Figura 2.3. Sistema de presas en cascada del río Santiago.

La P.H. Santa Rosa tiene como principal función la generación de 61 MW de energía eléctrica, fue construida entre los años 1957 y 1964, está localizada a 195 km del nacimiento del río Santiago en

el lago de Chapala. Actualmente ha disminuido su capacidad de almacenamiento debido a la cantidad de sólidos que llegan a ella principalmente procedentes de las aguas residuales.

La P.H. La Yesca se localiza sobre el río Santiago a 105 km de la ciudad de Guadalajara en el estado de Jalisco, en el límite entre los estados Nayarit y Jalisco. Se encuentra 65 km aguas arriba de la cortina de la presa El Cajón, y 4 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago. En la margen izquierda se localiza la obra de excedencia, y en la margen derecha se localizan las obras de toma y de generación.

La C.H. El Cajón se encuentra ubicada en el municipio Santa María del Oro, en el estado de Nayarit, 78 km aguas arriba de la cortina de la presa Aguamilpa. En la margen derecha se localizan las obras de toma, de generación y de excedencias. El proyecto inició en abril de 2003 y fue puesto en operación en enero de 2007.

La C.H. Aguamilpa se localiza en la parte suroeste de la Sierra Madre Occidental, en el municipio de Tepic Nayarit, aguas abajo de la confluencia de los ríos Huaynamota y Santiago. Es una de las presas de mayor importancia en el país. Además de la producción de energía eléctrica, en el embalse se desarrolla una intensa actividad pesquera y recreativa gracias a la pesca deportiva. La C.H. está integrada por la obra de excedencias en la margen izquierda, y la subestación, obra de toma y casa de máquinas en margen derecha.

En la Tabla 2.1 y en la Tabla 2.2 se presentan las características generales de cada presa.

En la Figura 2.4 se presenta la delimitación de la cuenca propia asociada a cada presa. Debido a que la presa Santa Rosa tiene poca capacidad de regulación, ésta no se tendrá en cuenta en el análisis. Se considera entonces como cuenca total de la presa La Yesca, la suma de las cuencas Santa Rosa y La Yesca. La cuenca propia de la presa El Cajón equivale al 4% de la cuenca total de La Yesca, por lo tanto se supone que las aportaciones por cuenca propia no son importantes, así las entradas a esta presa corresponderán a las salidas de la presa La Yesca.

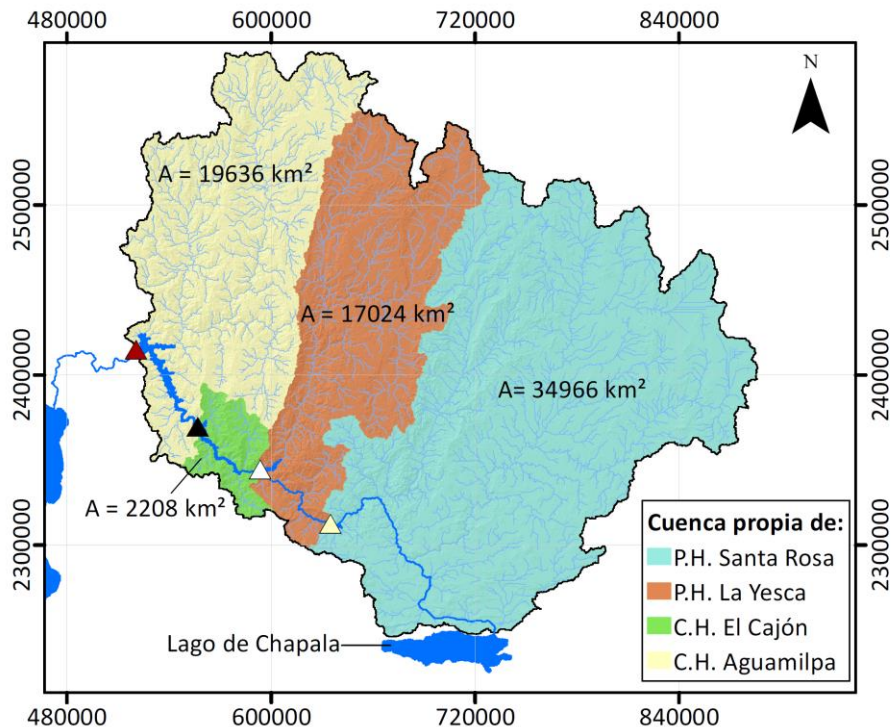


Figura 2.4. Cuenca propia para cada presa del sistema del río Santiago.

Tabla 2.1. Características generales del sistema de presas del río Santiago.

Descripción	Unidad	Santa Rosa	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa
Embalse.					
NAME	msnm	748.0	578.0	394.0	232.0
NAMO (estiaje)	msnm	746.5	575.0	391.0	220.0
NAMO (Temp. lluvias)	msnm	744.0	575.0	391.0	220.0
NAMINO (original)	msnm	710.0	518.0	346.0	190.0
NAMINO actual (por azolve)	msnm	718.0	518.0	346.0	190.0
Capacidad total del vaso al NAME	x 10 ⁶ m ³	258.48	2392.89	2393.11	6950.00
Capacidad útil del vaso al NAMO (estiaje)	x 10 ⁶ m ³	195.63	1392.02	1335.32	2629.30
Capacidad control de avenidas del vaso (Temp. Lluvias)	x 10 ⁶ m ³	9.38	99.97	110.97	1410.00
Capacidad de control de avenidas (estiaje)	x 10 ⁶ m ³	15.50	99.97	110.97	1410.00
Área del embalse al NAME	km ²	10.87	33.48	39.82	128.00
Fecha de cierre de la obra de desvío		jun-63	28-sep-11	14-jul-06	25-jun-93
Cortina.					
Tipo		Arco-Cúpula de concreto	Enrocamiento con cara de concreto	Enrocamiento con cara de concreto	Enrocamiento con cara de concreto
Altura máxima	m	114.0	208.5	186.0	187.0
Elevación de la corona de la cortina	msnm	747.0	579.0	394.5	235.0
Longitud de la corona	m	150.0	628.8	550.0	642.0
Bordo libre	m	0.5	1.0	0.5	3.0
Obra de toma.					
Tipo		Rodante	Rampa	Rampa	Rodante
Número de tomas		1	2	2	3
Gasto de diseño	m ³ /s	99	250	259.7	240
Dimensiones (ancho x alto)	mxm	4x5	10.05x12.78	6.24x7.95	5.8x7.4
Número de compuertas		1	2	2	4
Elevación de la plantilla del canal de llamada	msnm	697.0	594.3	322.4	

Tabla 2.2. Continuación: características generales del sistema de presas del río Santiago.

Descripción	Unidad	Santa Rosa	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa
Tubería a presión.					
Número de túneles		1	1	2	3
Diámetro	m	5	7.7 a 5.48	7.95	7.4
Longitud	m	123.5	226.02	259.77	600
Vertedor de excedencias.					
Tipo: canal a cielo abierto con cresta controlada					
Número de canales vertedores			3	2	2
Número de compuertas por canal			2	3	3
Número de compuertas		4	6	6	6
Tipo de compuertas		Radiales	Radiales	Radiales	Radiales
Dimensiones de cada compuerta (ancho x alto)	m	14x15	12x22.4	12x20.7	12x18.93
Elevación de la cresta del vertedor	msnm	731.5	556	372	210
Longitud total de la cresta vertedora	m	56	72	72	72
Gasto máximo de descarga del vertedor	m ³ /s	7300	15110	14864	14860
Elevación del labio superior de compuertas cerradas	msnm	746.5	578.0	392.3	228.9
Elevación de la plantilla del canal de llamada	msnm	730.0	549.4	367.0	205.0
Casa de máquinas.					
Tipo: caverna subterránea					
Dimensiones (ancho x largo x altura)	m	16x42x28	22.2x103.5x50	22.2x97.5x49.50	22x134x20.80
Capacidad total instalada	MW	61.2	750	750	960
Generación media anual (2009-2013)	GWh/año	217.6	325.6	613.0	1207.2
Generación media anual de diseño	GWh/año		1228.6	1228.6	2131.0
Turbinas.					
Tipo: Francis, eje vertical					
Número de turbinas		2	2	2	3
Potencia por unidad	MW	30.6	380.32	375	320
Velocidad de rotación	rpm	225	150	150	150
Carga bruta máxima	m	90.4	186.3		
Carga neta de diseño	m	71.1	163.4	156.5	145.1
Gasto de diseño por unidad	m ³ /s	49.5	250.0	259.7	240.0

2.3 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Para construir las series de gastos medios diarios por cuenca propia para cada presa se usaron las estaciones hidrométricas que existían en el cauce antes de su construcción, y cuando estas empezaron a operar se usaron los datos de funcionamiento de los vasos proporcionados por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). En la Figura 2.5 se presenta la localización de las estaciones hidrométricas y en la Tabla 2.3 se presenta su información general. En total se usaron 13 estaciones.

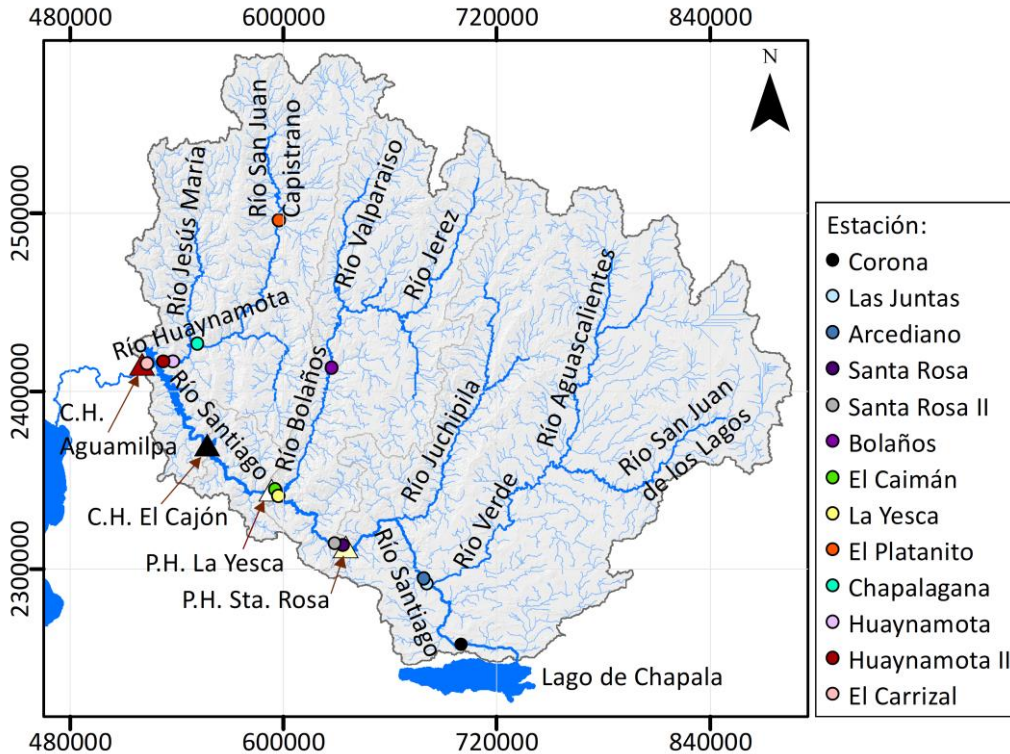


Figura 2.5. Estaciones hidrométricas y afluentes principales del río Santiago.

En la Figura 2.6 y en la Figura 2.7 se muestran los gastos medios mensuales para las estaciones. Se observa que el régimen de caudales característico de la zona es unimodal, con los meses de julio a septiembre como los más lluviosos. Se presentan entonces dos períodos: un período seco que va de noviembre a junio, y un periodo húmedo que va de julio a octubre.

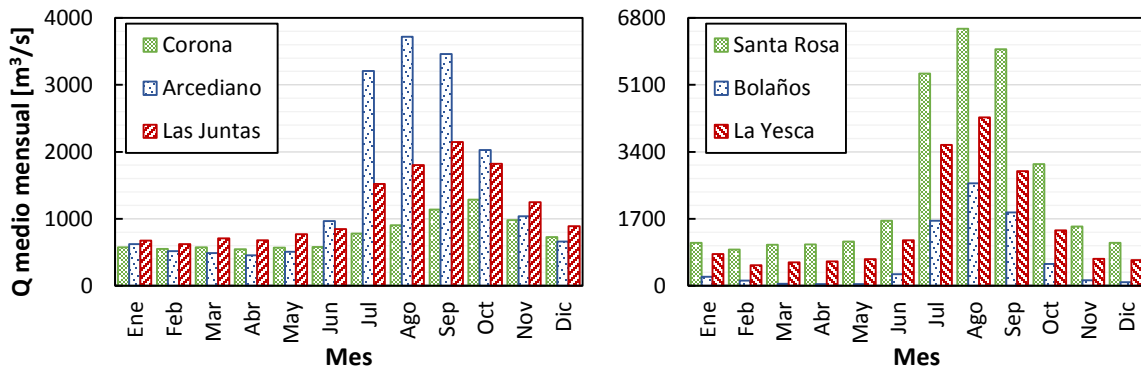


Figura 2.6. Régimen de caudales estaciones Corona, Arcediano, Las Juntas, Santa Rosa, Bolaños y La Yesca.

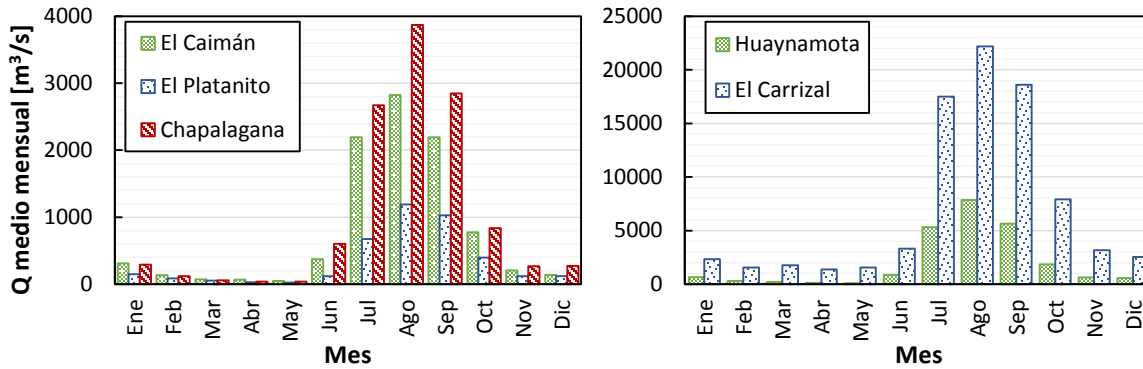


Figura 2.7. Régimen de caudales estaciones El Caimán, El Platanito, Chapalagana, Huaynamota y El Carrizal.

Tabla 2.3. Información general de las estaciones hidrométricas en la zona de estudio.

Clave	Nombre estación	Coord. Este	Coord. Norte	Corriente	Estado	Periodo de registro
12128	Corona	700005.1	2257374.0	Río Santiago	Jalisco	1926-2007,2011
12348	Las Juntas	679615.8	2293439.0	Río Santiago	Jalisco	1951-1987
12472	Arcediano	679025.8	2294509.1	Río Santiago	Jalisco	1951-2007
12473	Santa Rosa	633315.6	2313150.0	Río Santiago	Jalisco	1951-1958
12521	Santa Rosa II	632441.5	2314065.5	Río Santiago	Jalisco	1958-2011
12428	Bolaños	627475.9	2413044.7	Río Santiago	Jalisco	1947-2011
12514	El Caimán	595431.1	2344713.1	Río Bolaños	Jalisco	1948-1988,1991-2007, 2009
12438	La Yesca	594427.2	2343784.9	Río Santiago	Jalisco	1948-1979,1981-1982, 1984-2011
12484	El Platanito	597524.8	2496014.8	Río San Juan Capistrano	Zacatecas	1954-1995,1997-2002, 2006-2011
12733	Chapalagana	551631.1	2426731.2	Río Huayanmota	Nayarit	1974-1986,1988-2009
12470	Huaynamota	529852.2	2415483.5	Río Huaynamota	Nayarit	1951-1958
12520	Huaynamota II	529419.4	2416712.5	Río Huaynamota	Nayarit	1958-1985,1987-1991
12693	El Carrizal	523279.0	2415380.4	Río Santiago	Nayarit	1962-1991,1993

Antes de la construcción del sistema de presas del río Santiago, las estaciones hidrométricas que medían los escurrimientos por cuenca propia de la presa La Yesca eran La Yesca y El Caimán, y de la presa Aguamilpa, las estaciones Huaynamota y Huaynamota I.

El río Santiago recibió aportaciones del lago de Chapala hasta el año 1988, como se mencionó anteriormente este lago ya no tiene capacidad suficiente para descargar agua en el río Santiago, por lo tanto, para obtener los gastos medios diarios de la cuenca total de la presa La Yesca, se tienen en cuenta los datos históricos de la estación Corona hasta este año. Así, el gasto medio diario de la cuenca total de la presa La Yesca se obtiene con el balance mostrado en la expresión (2.1). En los días en los que alguna de las estaciones no tenía dato registrado, no se calculó el gasto medio diario de la cuenca.

$$\begin{aligned}
 Q_{LY} &= Q_{ELY} + Q_{EEC} - Q_{EC}, && \text{hasta 1988} \\
 Q_{LY} &= Q_{ELY} + Q_{EEC}, && \text{desde 1988}
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

Donde:

Q_{LY} : gasto medio diario de la cuenca total de la presa La Yesca.
 Q_{ELY} : gasto medio diario de la estación La Yesca.
 Q_{EEC} : gasto medio diario de la estación El Caimán.
 Q_{EC} : gasto medio diario de la estación Corona.

Para obtener los gastos medios diarios de la cuenca propia de Aguamilpa antes de la operación de la central hidroeléctrica, se correlacionaron los gastos medios mensuales registrados en la estación Huaynamota y Huayanamota I, con el balance de la estación El Carrizal, menos la cuenca total de La Yesca, en el periodo común 1963-1991. Los resultados se presentan en la Figura 2.8. Se obtuvo la expresión (2.2) que se usó para obtener gastos medios diarios de la cuenca propia de Aguamilpa

$$Q_{CPA} = 1.3205Q_H + 9.2005 \quad (2.2)$$

Donde:

Q_{CPA} : gasto medio diario de la cuenca propia de la presa Aguamilpa.
 Q_H : gasto medio diario de la estación Huaynamota o Huayanamota I.

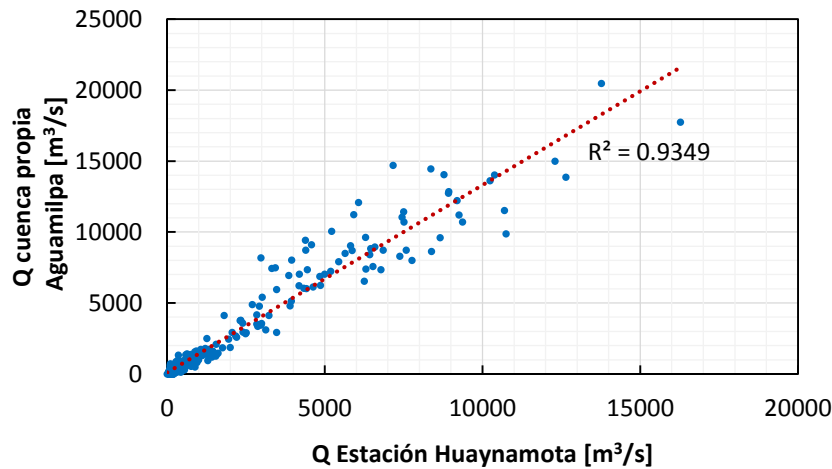


Figura 2.8. Correlación para obtener las series de cuenca propia Aguamilpa.

Para la cuenca total de Aguamilpa, en el periodo 1952-1995 se estiman los gastos medios diarios con la ecuación:

$$Q_{CTA} = Q_{LY} + Q_{CPA} \quad (2.3)$$

A partir de 1995 (año en que inició la operación de la C.H. Aguamilpa) se obtienen los gastos para la cuenca total de Aguamilpa, que corresponden a los suma de los gastos generados en cada cuenca propia de los embalses que la conforman, así:

Desde 1995 a 2007:

$$Q_{CTA} = Q_{I-SR} + Q_{I-CPA} \quad (2.4)$$

Donde:

Q_{CTA} : gastos medios diarios en la cuenca total de Aguamilpa.
 Q_{I-CPA} : ingresos medios diarios registrados en la cuenca propia de Aguamilpa.
 Q_{I-SR} : ingresos medios diarios registrados en la cuenca total Santa Rosa.

En este periodo de tiempo solo existían las presas Santa Rosa y Aguamilpa sobre el río Santiago, por lo tanto los gastos de la cuenca total de Aguamilpa corresponden a los ingresos en la presa Santa Rosa más los ingresos de la cuenca propia de la presa Aguamilpa.

Desde 2007 a 2012:

$$Q_{CTA} = Q_{I-SR} + Q_{I-CPEC} + Q_{I-CPA}, \quad (2.5)$$

Donde:

Q_{I-CPEC} : ingresos medios diarios registrados en la cuenca propia de El Cajón.

En este periodo de tiempo existían las presas Santa Rosa, El Cajón y Aguamilpa sobre el río Santiago, por lo tanto los gastos de la cuenca total de Aguamilpa corresponden a los ingresos en la presa Santa Rosa más los ingresos de la cuenca propia de las presas El Cajón y Aguamilpa.

Desde 2012:

$$Q_{CTA} = Q_{I-SR} + Q_{I-CPEC} + Q_{I-CPLY} + Q_{I-CPA}, \quad (2.6)$$

Donde:

Q_{I-CPLY} : ingresos medios diarios registrados en la cuenca propia de La Yesca.

A partir del 2012 el sistema de presas del río Santiago está conformado por las presas Santa Rosa, La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, por lo tanto los gastos de la cuenca total de Aguamilpa corresponden a los ingresos en la presa Santa Rosa más los ingresos de la cuenca propia de las presas La Yesca, El Cajón y Aguamilpa.

Finalmente los gastos medios diarios para la cuenca propia de Aguamilpa se estiman como:

Desde 1995 a 2012:

$$Q_{CPA} = Q_{CTA} - Q_{LY}, \quad (2.7)$$

Desde 2012:

$$Q_{CPA} = Q_{I-CPA} \quad (2.8)$$

A partir del 2012 el sistema de presas está conformado por las presas Santa Rosa, La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, por lo tanto los gastos de la cuenca propia de Aguamilpa son los ingresos por cuenca propia que se obtienen de su funcionamiento del vaso.

3 ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO Y TRÁNSITO DE AVENIDAS POR LOS VASOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Los vasos de almacenamiento independientemente de su tamaño o capacidad regulan el escurrimiento. Para prevenir que el nivel de la cortina de una presa sea sobrepasado, se diseñan obras de desfogue para desalojar el exceso de agua; estas estructuras son muy importantes para la seguridad de la presa.

El volumen almacenado en las presas presenta un riesgo, particularmente en los meses más lluviosos, debido a que en dichos meses los niveles en los embalses son altos y si se presentan avenidas extraordinarias puede estar en peligro la cortina de la presa; por lo tanto es muy importante establecer políticas de extracción de los vertedores que permitan regular los ingresos extraordinarios, de manera que se proteja la presa y se genere el menor daño posible aguas abajo de está.

En este estudio se actualizan las avenidas de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años de las presas La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, y se establecen políticas de extracción de las obras de excedencias de manera que los niveles en los embalses no rebasen el NAME. Para esto se realiza un análisis de frecuencia de la series de datos de ingreso por cuenca propia de cada presa y se estiman los eventos asociados a los periodos de retorno ya mencionados. Se obtienen las avenidas de diseño y se transitan por la obra de excedencia con diferentes políticas de extracción, se escoge aquella con la que se obtengan las mejores condiciones de seguridad para la presas.

3.2 METODOLOGÍA

La avenida de diseño es la que determina la capacidad de descarga, y el dimensionamiento y operación de la obra de excedencia. Se deben realizar revisiones y actualizaciones periódicas de las avenidas, pues el diseño de las obras se realiza de acuerdo con los registros históricos, y durante la operación de la presa pueden ocurrir variaciones importantes de los escurrimientos muchas veces derivados de fenómenos meteorológicos extremos (tormentas, ciclones), que modifican los eventos de diseño. Con los nuevos eventos estimados se verifica el funcionamiento de la obra de excedencias y se determina si se deben realizar o no modificaciones en las políticas de extracción de los vertedores.

Una buena política de operación de la obra de excedencia depende de una estimación correcta de las avenidas de diseño, por lo tanto se deben construir series de registro confiables para estimar de manera adecuada los eventos extremos de diseño.

3.2.1 Estimación de las avenidas de diseño

Para la estimación de las avenidas de diseño se usó el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual permite estimar las crecientes de diseño teniendo en cuenta su gasto pico, su volumen y su forma (Domínguez et al., 2012); dicho método funciona adecuadamente en presas con gran capacidad de regulación.

Este método permite estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios registrados y tiene la ventaja de que no requiere establecer de antemano el volumen total de la avenida; solo requiere definir un número suficiente de día n para asegurar que se incluya la forma completa de todas las avenidas históricas. Consta de las siguientes etapas:

1. Caracterización de las avenidas históricas.

Para caracterizar estadísticamente las avenidas históricas máximas anuales se determinan los gastos medios diarios máximos para distintas duraciones, desde un día hasta un número n de días suficientemente grande. En un año dado, el gasto medio máximo para una duración de un día corresponde al gasto medio máximo anual. Si se quieren obtener los gastos medios máximos anuales para las otras duraciones se procede a encontrar para cada año de registro el promedio medio máximo para n días consecutivos de acuerdo con la duración que se analice, utilizando la ecuación:

$$\bar{Q}_{M_n} = \max_i \left(\frac{1}{n} \sum_{k=i}^{i+n-1} Q_k \right) \quad (3.1)$$

Donde:

\bar{Q}_{M_n} : gasto medio máximo para n días de duración.

n : duración en días.

k : contador del día en que inicia el lapso de duración n .

Q_k : gasto medio diario del día k .

2. Análisis de frecuencia y obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno.

Para determinar la probabilidad de ocurrencia de eventos de diseño asociados a diferentes periodos de retorno, se lleva a cabo un análisis estadístico de los gastos históricos registrados en la zona de estudio. Este análisis se realiza con el fin de encontrar la distribución de probabilidades que mejor se ajuste a los registros históricos y reducir la incertidumbre en la estimación de los eventos de diseño.

Se ajusta entonces a la serie de gastos máximos anuales para cada duración, diferentes funciones de distribución de probabilidad (Exponencial, Normal, Log Normal con 2 y 3 parámetros, Gamma con 2 y 3 parámetros, Log Pearson tipo III, Gumbel y Doble Gumbel) y se selecciona aquella que proporcione el mínimo error estándar de ajuste EEA.

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \hat{Q}_i)^2}{n - 1 - np}} \quad (3.2)$$

Donde:

EEA : error estándar de ajuste.

Q_i : gasto medido.

\hat{Q}_i : gasto estimado.

n : tamaño de la muestra.

np : número de parámetros de la función de distribución de probabilidad.

Con los gastos extrapolados para las diferentes duraciones se construyen curvas gasto-duración-periodo de retorno (q-d-Tr), como las mostradas en la Figura 3.1 (en ella se muestran curvas para periodos de retorno de 10, 100, 1000 y 10000 años, y una duración de 30 días).

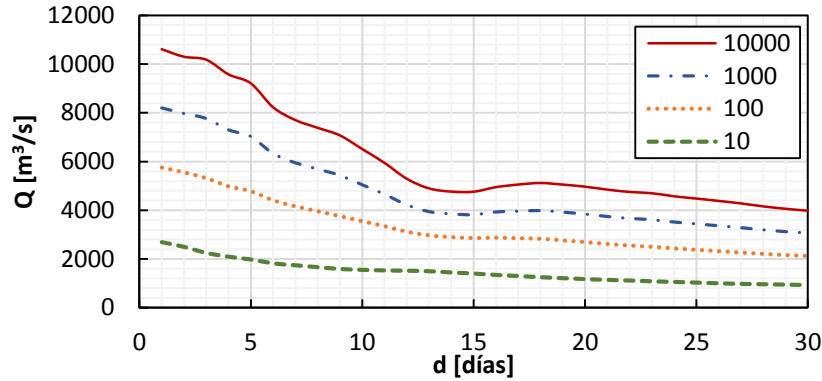


Figura 3.1. Curvas gasto-duración-periodo de retorno.

3. Determinación de los gastos medios diarios para distintos periodos de retorno.

Para obtener las avenidas diseño con duración de hasta n días, se toman los gastos medios máximos obtenidos para los diferentes periodos de retorno y las diferentes duraciones del paso 2, con estos se calculan los gastos que se presentan en cada día, conocidos como gastos individuales mediante la expresión:

$$Q_n = n\bar{Q}_{M_n} - \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \quad (3.3)$$

Donde:

Q_n : gasto individual de la duración n .

Q_i : gasto individual de la duración i .

n : duración.

Para construir la avenida de diseño para cada periodo de retorno se aplica el método de bloques alternos, colocando el gasto individual de 1 día en el centro del hidrograma (gasto pico Q_1), en la posición de la derecha el gasto individual de la duración de 2 días (Q_2), a la izquierda el del 3 días (Q_3) y así sucesivamente hasta n días como se muestra en la Figura 3.2.

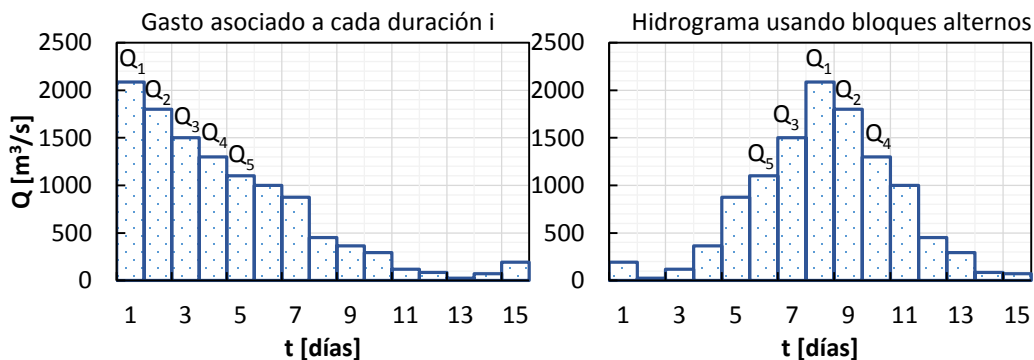


Figura 3.2. Ejemplo de construcción de una avenida de diseño con el método de bloques alternos.

En 1995, Vázquez encontró que la localización de las barras para la construcción de los hidrogramas de diseño no presenta cambios significativos en los gastos de descarga (diferencias del orden del 5%), por lo tanto este método se considera adecuado para la construcción de las avenidas de diseño.

3.2.2 Tránsito de las avenidas de diseño por los vasos de almacenamiento

El tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Permite entonces conocer la evolución de los niveles en el embalse y los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de las compuertas del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no se ponga en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo. (Aparicio, 1989).

Para el tránsito de avenidas en vasos, se usa la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (3.4)$$

Donde:

I : gasto de entrada al vaso.

O : gasto de salida del vaso

dv/dt : variación del volumen almacenado en el tiempo.

O bien, en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (3.5)$$

Donde:

V_i, V_{i+1} : volúmenes almacenados en el embalse en los instantes i e $i+1$.

I_i, I_{i+1} : gastos de entrada en el instante i e $i+1$.

O_i, O_{i+1} : gasto de salida en el instante i e $i+1$.

Δt : intervalo de tiempo entre los instantes i e $i+1$.

El intervalo Δt utilizado en el tránsito de avenidas es menor que el utilizado en la simulación de vasos, en el primer caso Δt es del orden de horas, mientras que en el segundo, Δt es del orden de semanas (depende del tamaño del embalse). Por esto, durante el tránsito de una avenida la lluvia directa en el vaso, la evaporación y la infiltración son insignificantes, y normalmente no se tienen en cuenta.

Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada (I) y salida (O) son de la forma como se muestra en la Figura 3.3. En el intervalo (t_o, t_t) , la entrada es mayor que la salida, y de acuerdo con la ecuación (3.4), aumenta el volumen almacenado en el vaso y, por lo tanto, su nivel. El área que se forma entre los dos hidrogramas, entre t_o y t_t , es el volumen máximo almacenado que habrá en la presa; será el volumen de superalmacenamiento o de regulación requerido para la avenida de entrada considerada, y en el tiempo t_t se cruzan los hidrogramas de entrada y de salida, en este punto se obtiene el gasto máximo de descarga para la misma avenida. Cuando $t > t_t$ las salidas son mayores a las entradas y de acuerdo con la ecuación (3.4), el volumen almacenado disminuye.

Para establecer las relaciones entre el almacenamiento en el vaso y los gastos de salida se usan dos curvas. La curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento del vaso que se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso, al calcular el volumen de agua que se almacena desde la elevación del pie del talud aguas arriba de la presa hasta la cota de interés y la curva Elevaciones-Gastos de salida que se obtiene de la política de extracción que se dicte para la obra de excedencias.

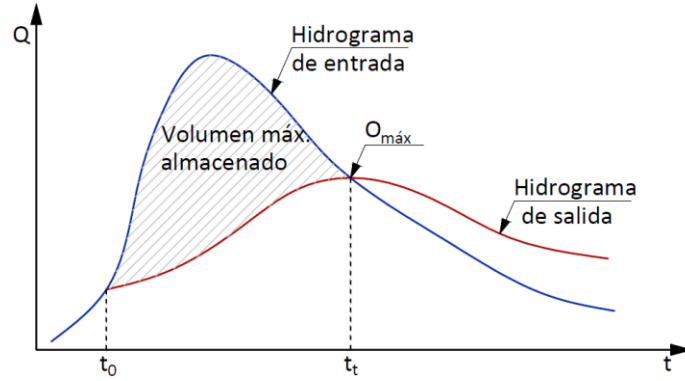


Figura 3.3. Hidrogramas de entrada y de salida en un vaso.

Cuando el vertedor de la presa tiene compuertas, la relación entre almacenamiento de la presa y gasto de salida por la obra de excedencias se da mediante reglas de operación de acuerdo con la ecuación (3.6); en caso contrario las salidas son función de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor según la ecuación (3.7).

$$O_v = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H^{3/2} - H_{cresta}^{3/2}) \quad (3.6)$$

$$O_v = C_1 L (H - H_{cresta})^{3/2} \quad (3.7)$$

Donde:

O_v : gasto vertido.

C : coeficiente de descarga del vertedor controlado por compuertas.

C_1 : coeficiente de descarga del vertedor sin control.

L : longitud efectiva del vertedor

H : nivel del embalse.

H_{cresta} : nivel de la cresta del vertedor.

g : aceleración de la gravedad.

Con las ecuaciones (3.5), (3.6) y (3.7), y la curva elevaciones volúmenes del vaso, se tiene un sistema de ecuaciones determinado, cuya solución, en cada intervalo de tiempo Δt , proporciona las salidas y volúmenes en el vaso. Para la solución se usa un método numérico de aproximaciones sucesivas para calcular el volumen y el gasto de salida en el intervalo $i+1$, para el cálculo es necesaria la siguiente información:

- Hidrograma de entrada.
- Elevación inicial del nivel del agua en el vaso en el instante t_0 .
- Gasto de salida por la obra de excedencias en el instante t_0 .
- Gasto de salida por la obra de toma en el instante t_0 .
- Curva elevaciones – volúmenes de almacenamiento.
- Curva elevaciones – gasto de salida por la obra de excedencia.
- El intervalo de tiempo Δt .
- Número de iteraciones k .

t_0 es el tiempo de inicio, suele considerarse igual al del momento en que empieza a llegar a la presa el hidrograma de entrada.

Los pasos principales del método numérico son:

1. Se conocen $V_i, I_i, I_{i+1}, O_{ei}, O_t$ y se supone $O_{i+1}=O_{ei}$.
2. Con la ecuación (3.5) se calcula V_{i+1} .
3. Con V_{i+1} y la curva elevaciones-capacidades se obtiene la elevación h_{i+1} .
4. Con h_{i+1} y la curva elevaciones-gasto de salidas por la obra de excedencias se obtiene O_{ei+1} .
5. Se calcula $O_{i+1}=O_{ei+1}+O_{ti+1}$ y se compara con O_{i+1} , si la diferencia entre ambos valores es menor al 5% se realiza el paso 7, de lo contrario se realiza el paso 6.
6. Se hace $k=k+1$, si k es menor al número de iteraciones establecidas, se regresa al paso 2, de lo contrario se continua con el paso 7.
7. El gasto O_{i+1} corresponde al gasto de salida en el tiempo analizado.
8. Se continua con el siguiente periodo de tiempo a analizar $i=i+1$, y se regresa al paso 1 tantas veces como se requiera para definir el hidrograma de salida.

Para resolver el método numérico, en este estudio se usará el programa trate.bas desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM codificado en QB64. En la Figura 3.4 se presenta el diagrama de flujo que sigue el software para transitar la avenida mediante el método de aproximaciones sucesivas.

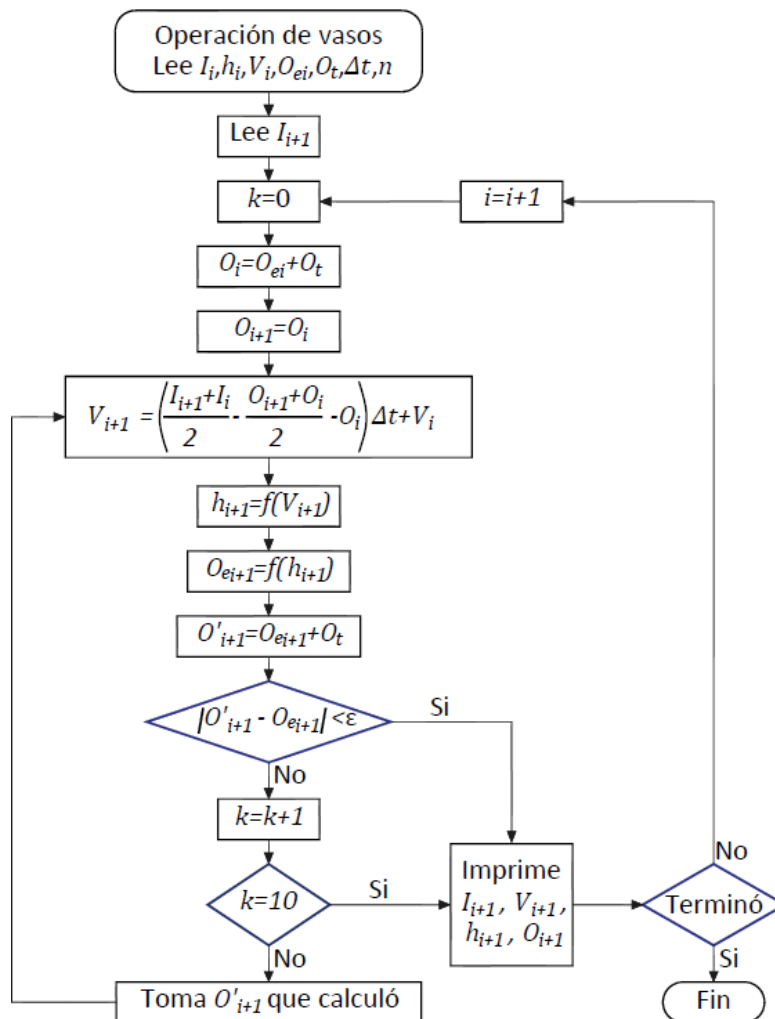


Figura 3.4. Diagrama de flujo para el tránsito de avenidas con el método de aproximaciones sucesivas.

3.3 RESULTADOS Y DISCUSIONES

3.3.1 Series para la actualización de las avenidas de diseño

Para la actualización de las avenidas de diseño del sistema de presas del río Santiago se usaron las series de gastos medios diarios obtenidas en el apartado 2.3. Con éstas se obtuvieron los gastos medios máximos asociados a duraciones de 1 a 30 días.

Debido a que las series de gastos medios diarios no tienen registros continuos, para la construcción de las series de las avenidas de diseño, se considera que para cada año, si el registro de caudales de su periodo húmedo es continuo, es posible obtener los gastos medios máximos asociados a las diferentes duraciones en ese año, de lo contrario no se consideraba el año en el análisis.

En agosto de 1990 ocurrió un evento extraordinario debido al huracán Diana. Este fue el evento extraordinario más grande registrado en la estación Huaynamota y el quinto más grande registrado en la estación La Yesca, pero no fue registrado en la estación El Caimán, por lo tanto no era posible obtener el gasto para la cuenca total de la presa La Yesca, y por ende el de la cuenca total de Aguamilpa. Debido a que este es un evento importante, se correlacionaron los gastos medios mensuales de las estaciones El Caimán y Bolaños para el mes de agosto y de septiembre. De acuerdo con lo anterior, se obtuvieron las expresiones (3.8) que se usaron para obtener los gastos medios diarios de la estación El Caimán, y para tener finalmente los gastos medios diarios de las cuencas totales de las presas La Yesca y Aguamilpa.

$$\begin{aligned} Q_{EEC-8} &= 0.9819Q_{B-8} + 18.9 \\ Q_{EEC-9} &= 1.2344Q_{B-9} + 8.232 \end{aligned} \quad (3.8)$$

Donde:

Q_{EEC-8} : gasto medio diario de la estación El Caimán en agosto.

Q_{EEC-9} : gasto medio diario de la estación El Caimán en septiembre.

Q_{B-8} : gasto medio diario de la estación Bolaños en agosto.

Q_{B-9} : gasto medio diario de la estación Bolaños en septiembre.

Finalmente, de acuerdo con el registro de gastos medios diarios disponibles, para la presa La Yesca se usaron 57 años, de 1949 a 1979, 1981, 1982, de 1984 a 1986, de 1990 a 1992, de 1995 a 2007, 2009 y de 2010 a 2013. Para la cuenca propia de la presa Aguamilpa se usaron 58 años, de 1951 a 1971, de 1973 a 1985, y de 1987 a 2013. Para la cuenca total de la presa Aguamilpa se usaron 54 años, de 1951 a 1971, de 1973 a 1979, 1981, 1982, 1984, 1985, 1987, y de 1990 a 2013.

3.3.2 Construcción de las avenidas de diseño

Se construyeron las avenidas de diseño de la cuenca total de La Yesca, la cuenca propia de Aguamilpa y la cuenca total de Aguamilpa. Como la presa El Cajón no tiene aportaciones por cuenca propia, su avenida de diseño corresponde a la avenida descargada por la obra de excedencias de la presa La Yesca y se obtendrá después del tránsito de la avenida por ésta.

Debido a que a priori no se conoce la duración de las avenidas de diseño, se consideran duraciones grandes ($n=30$ días para este estudio) para asegurar que se incluya la forma completa de todas las avenidas históricas. Para la actualización de las avenidas de diseño del sistema de presas del río Santiago se usaron los gastos medios diarios de las series obtenidas en el apartado 3.3.1, con estos se obtuvieron los gastos medios máximos anuales asociados a duraciones de 1 a 30 días de acuerdo con la ecuación (3.1) (los resultados se muestran en el anexo B).

De acuerdo con el registro histórico de las series de gastos medios diarios, los eventos máximos registrados para duraciones de un día en cada una de las cuencas fueron:

En la cuenca total de La Yesca fue de 5420 [m³/s] y se presentó el 17 de agosto de 1973, fecha en la que se ocurrió el huracán Brenda (18 al 22 de agosto).

En la cuenca propia de Aguamilpa fue de 5703 [m³/s] y se presentó el 19 de agosto de 1990, fecha posterior a la ocurrencia del huracán Diana (del 4 al 9 de agosto).

En la cuenca total de Aguamilpa fue de 9197 [m³/s] y se presentó el 19 de agosto de 1990.

Se verificó que las series de gastos medios máximos anuales son homogéneas e independientes (ver anexo B); a estas series se les realizó un análisis estadístico y se determinó la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste a cada una. En la Tabla 3.1 se presentan los EEA para duraciones de 1, 5, 10, 15, 20 y 30 días (para la demás duraciones se presentan en el anexo B) de las diferentes funciones de probabilidad, para las series: cuenca total de La Yesca (LY), cuenca propia de Aguamilpa (CPA) y cuenca total de Aguamilpa (CTA). Los valores de color negro indican que el menor error estándar de ajuste de la distribución se obtuvo con los parámetros estimados con la técnica de momentos, y los rojos con la técnica de máxima verosimilitud. De acuerdo con los resultados obtenidos, la distribución de mejor ajuste para todas las duraciones (de 1 a 30 días) es la función de distribución Doble Gumbel.

Tabla 3.1. EEA obtenidos para las diferentes series.

d [días]	Serie	Distribución									
		Expo- nencial	Nor- mal	Log Normal 2Par.	Log Normal 3Par.	Gamma 2Par.	Gamma 3Par.	Log Pearson Tipo III	Gumbel	GVE	Doble Gumbel
1	LY	197.0	492.3	209.8	235.8	240.2	545.6	163.4	309.8	138.4	95.1
	CPA	227.7	470.9	239.6	230.5	300.0	247.5	211.2	316.9	215.2	100.3
	CTA	490.1	934.4	496.8	506.7	592.4	510.2	452.4	653.7	436.9	189.1
5	LY	169.9	414.8	185.9	200.5	209.7	283.7	141.1	271.5	101.5	54.6
	CPA	131.5	280.3	139.1	135.6	175.3	144.0	127.7	184.9	130.5	55.1
	CTA	387.1	720.5	385.0	396.0	453.6	396.7	371.5	511.7	386.2	157.1
10	LY	120.3	302.1	136.9	147.1	148.1	137.0	92.6	192.1	99.9	56.1
	CPA	82.2	175.0	88.0	85.1	111.0	91.5	84.2	112.2	85.9	28.7
	CTA	263.3	508.9	269.8	278.6	315.1	275.1	253.0	127.4	239.7	127.4
15	LY	107.2	263.7	122.5	131.8	130.0	120.6	95.7	168.7	103.8	41.3
	CPA	57.6	125.9	61.8	61.2	78.0	63.9	59.0	76.7	58.1	25.1
	CTA	216.8	401.0	228.1	236.0	253.5	228.2	216.9	278.3	214.7	132.2
20	LY	88.2	223.2	96.5	104.9	109.2	98.6	58.1	140.0	57.3	29.6
	CPA	48.5	99.0	50.3	50.4	62.0	52.0	49.6	59.3	48.5	27.4
	CTA	179.2	331.8	187.1	193.3	211.1	190.2	178.9	226.9	177.3	112.3
30	LY	74.5	168.8	79.6	85.0	91.5	81.8	59.9	108.1	56.2	40.0
	CPA	36.3	74.2	36.6	37.7	45.0	37.5	35.5	42.0	35.2	20.7
	CTA	132.2	247.2	140.6	145.3	156.8	140.6	133.3	164.7	133.6	83.9

La función de distribución doble Gumbel para dos poblaciones considera la existencia de dos grupos de datos con características diferentes, el primero originado por eventos dominantes en la región, y el segundo por eventos de tipo ciclónico, que generalmente provocan las avenidas más grandes. Se usa la expresión (3.9), para estimar los gastos medios máximos para periodos de retorno de

diseño de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años. La estimación de los eventos se realiza por iteraciones, debido a que la variable x no puede despejarse de la expresión (3.9).

$$F(x) = (p) \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{(x - \beta_1)}{\alpha_1} \right] \right\} + (1 - p) \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{(x - \beta_2)}{\alpha_2} \right] \right\} \quad (3.9)$$

Donde:

$F(x)$: probabilidad de no excedencia.

p : probabilidad de tener eventos no ciclónicos, población 1.

x : variable aleatoria a la cual se le estima la probabilidad de no excedencia.

α_1, α_2 : parámetro de escala de la población 1 y 2 respectivamente.

β_1, β_2 : parámetro de ubicación de la población 1 y 2 respectivamente.

Con la función de distribución doble Gumbel se estimaron los gastos medios máximos para distintas duraciones y distintos periodos de retorno. En la Tabla 3.2 se presentan los parámetros de la distribución para cada duración y en la Figura 3.5 se presenta el ajuste para la serie de gastos medios máximos diarios asociados a la duración de 1 día de la cuenca total de Aguamilpa (CTA).

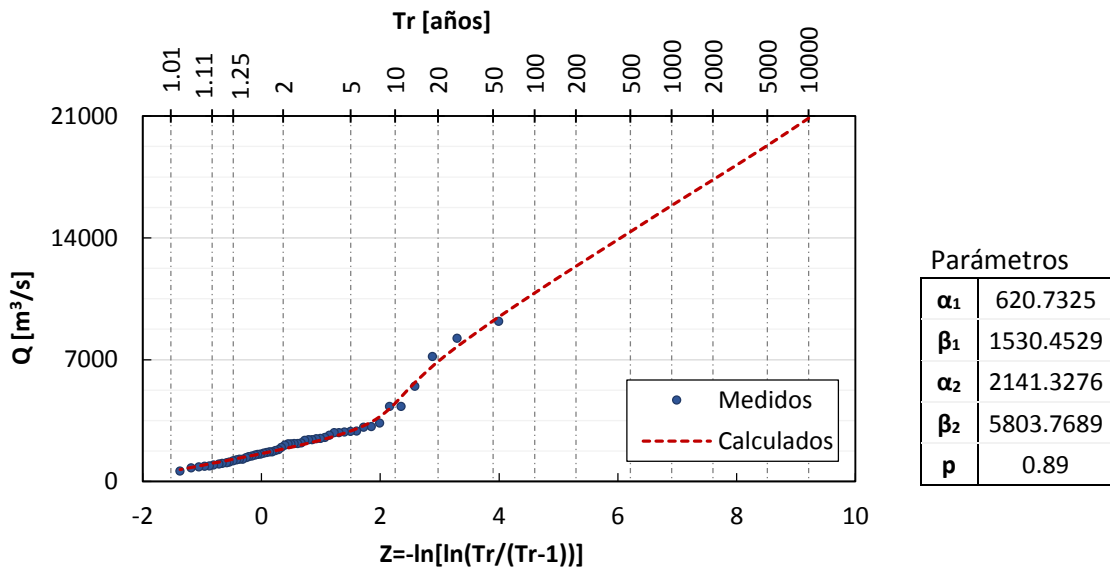


Figura 3.5. Ajuste de la función doble Gumbel para la duración de 1 día. CTA.

Tabla 3.2. Parámetros de la distribución doble Gumbel para las diferentes duraciones.

d [días]	CTA					CPA					LY				
	p	α_1	β_1	α_2	β_2	p	α_1	β_1	α_2	β_2	p	α_1	β_1	α_2	β_2
1	0.89	620.73	1530.45	2141.33	5803.77	0.92	440.14	958.90	1517.45	3249.97	0.89	437.06	683.96	1044.93	3290.19
2	0.89	548.85	1359.99	1773.05	5477.55	0.94	417.89	828.84	1219.02	2753.00	0.89	396.51	611.30	1029.87	3129.16
3	0.89	508.39	1214.08	1727.12	4964.66	0.94	362.71	733.47	1219.02	2753.00	0.89	365.63	564.19	1047.12	2847.91
4	0.89	476.87	1118.66	1589.83	4627.73	0.94	320.72	660.89	1114.00	2524.77	0.89	341.65	531.78	990.10	2649.81
5	0.89	443.66	1047.00	1572.33	4294.33	0.94	295.42	603.53	1025.64	2296.54	0.89	323.00	499.89	960.61	2519.60
6	0.89	431.59	969.49	1552.80	4016.84	0.94	270.12	557.88	973.71	2160.11	0.91	328.30	488.60	816.99	2657.95
7	0.89	408.00	920.25	1440.92	3766.13	0.94	248.08	525.12	867.30	1958.30	0.91	313.38	465.46	760.46	2530.26
8	0.89	387.15	881.37	1290.32	3581.65	0.94	232.99	498.48	792.39	1799.36	0.91	303.31	447.13	735.29	2384.27
9	0.89	371.20	845.75	1182.03	3398.68	0.94	218.10	475.32	719.94	1670.35	0.91	294.29	430.68	711.74	2231.34
10	0.89	353.11	821.95	1070.66	3289.15	0.94	205.63	451.55	642.67	1582.25	0.91	282.57	415.61	636.54	2183.29
11	0.89	340.25	787.91	975.61	3172.79	0.94	195.27	434.14	587.20	1496.42	0.91	272.03	402.16	558.04	2148.94
12	0.89	326.80	773.57	857.63	3120.21	0.94	186.32	419.29	522.74	1426.22	0.91	263.85	390.18	470.59	2106.96
13	0.89	319.59	753.18	772.20	3044.52	0.94	178.89	405.28	456.00	1381.93	0.91	255.62	380.26	413.91	2081.88
14	0.89	310.27	737.33	707.71	2941.67	0.94	172.83	394.13	415.28	1346.17	0.91	245.04	370.98	404.69	2029.02
15	0.89	301.02	721.20	664.01	2883.94	0.91	149.93	376.10	381.97	1221.93	0.91	237.25	362.90	408.66	1981.41
16	0.89	289.86	706.33	641.85	2829.46	0.91	146.18	367.70	353.61	1097.69	0.91	230.52	355.01	447.63	1916.39
17	0.89	285.55	693.49	632.11	2756.33	0.91	142.47	359.58	334.67	1062.22	0.91	226.60	348.09	470.81	1844.11
18	0.89	281.37	681.84	638.16	2652.16	0.91	137.99	352.99	312.30	1038.32	0.91	220.85	342.27	491.40	1777.19
19	0.89	274.05	670.98	620.35	2572.76	0.91	133.14	347.17	296.82	1013.99	0.91	215.24	336.54	491.64	1709.76
20	0.89	269.11	660.58	605.69	2491.95	0.91	129.17	341.04	280.35	986.14	0.91	209.86	330.61	487.80	1650.05
21	0.89	262.26	651.34	581.40	2419.01	0.91	125.60	335.25	265.25	961.79	0.91	204.08	325.52	478.70	1591.72
22	0.89	258.26	642.35	557.72	2368.75	0.91	124.61	329.38	250.06	942.13	0.91	200.88	320.46	472.14	1540.71
23	0.89	251.64	634.09	522.19	2336.91	0.91	123.67	324.08	239.23	922.46	0.91	195.50	316.04	471.25	1493.27
24	0.89	247.46	625.36	487.09	2310.10	0.91	122.10	319.91	230.15	908.55	0.91	190.08	311.91	458.72	1452.74
25	0.89	240.15	617.61	458.30	2274.07	0.91	119.60	316.00	224.97	893.42	0.91	185.05	307.29	451.06	1412.50
26	0.89	235.57	610.10	437.06	2234.32	0.91	117.34	311.53	215.61	882.46	0.91	178.89	303.24	442.28	1373.86
27	0.89	232.40	603.60	410.68	2195.39	0.91	114.84	306.87	202.02	866.43	0.91	174.64	299.09	432.53	1339.52
28	0.89	229.25	597.04	393.24	2165.73	0.91	112.74	302.53	188.54	865.06	0.91	170.85	295.49	418.06	1315.04
29	0.89	226.09	590.70	377.50	2132.58	0.91	109.51	299.13	175.19	856.64	0.91	167.64	292.09	407.66	1287.79
30	0.89	222.02	585.34	365.90	2102.44	0.91	107.31	295.75	167.93	847.75	0.91	163.13	288.41	397.93	1274.62

Con los gastos extrapolados para las diferentes duraciones se construyen las curvas gasto-duración-periodo de retorno (q-d-Tr), dichas curvas se presentan en la Figura 3.6.

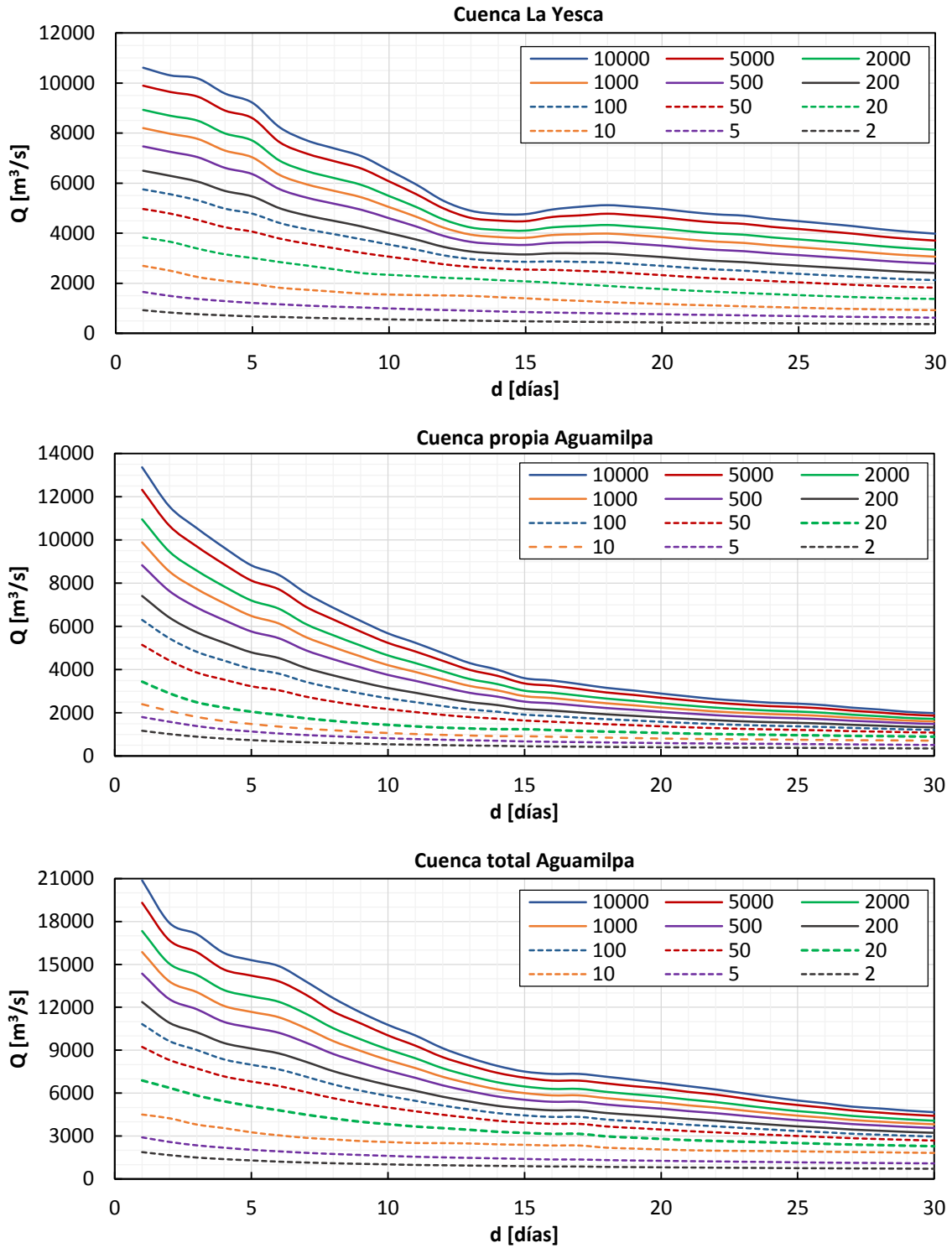


Figura 3.6. Curvas gastos-duración-periodo de retorno (q-d-Tr).

Con los gastos medios máximos obtenidos para los diferentes periodos de retorno y las diferentes duraciones se calculan los gastos que se presentan en cada día, conocidos como gastos individuales,

de acuerdo con la ecuación (3.3) y con el método de bloques alternos descrito en el subcapítulo 3.2.1 se construyen las avenidas de diseño para cada periodo de retorno. En la Figura 3.7 se presenta la avenida de diseño obtenida para un periodo de retorno de 10000 años, y las dos avenidas máximas registradas en cada cuenca.

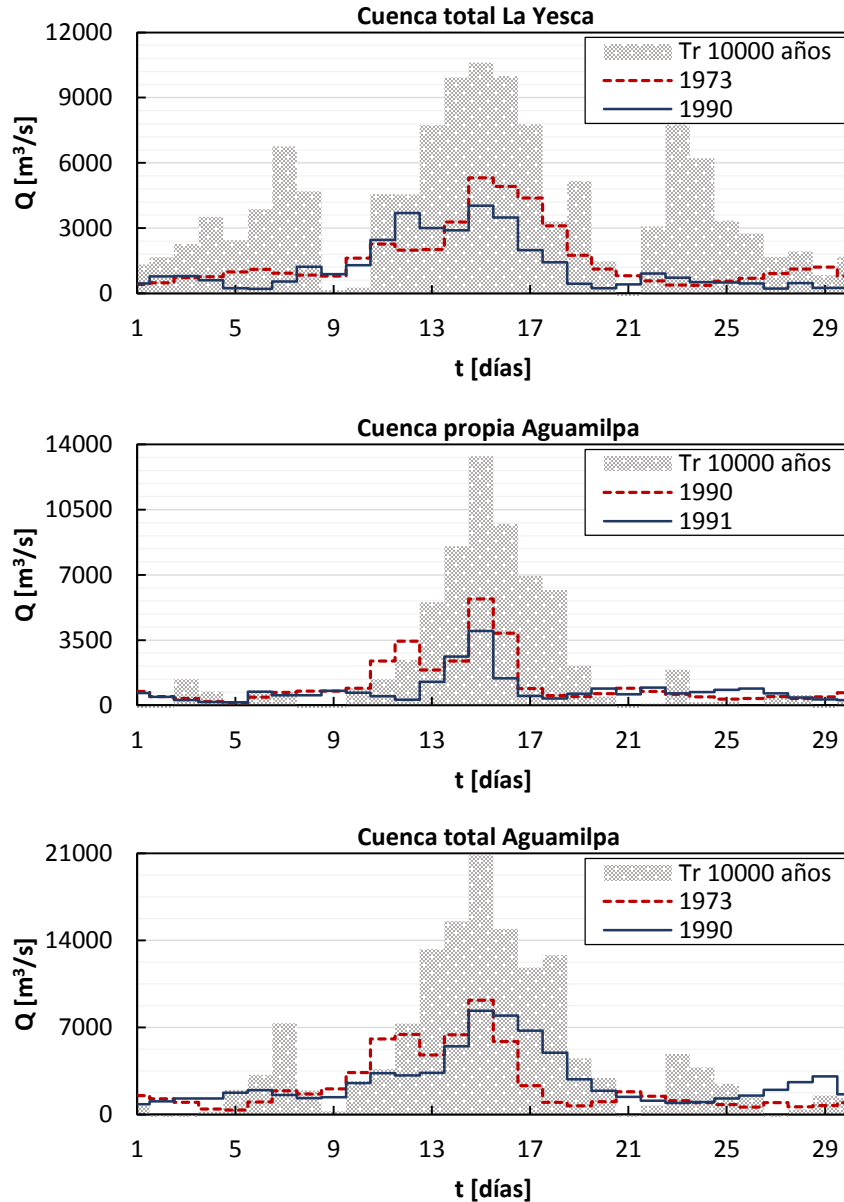


Figura 3.7. Avenidas de diseño para $Tr=10000$ años, y avenidas máximas registradas.

En el subcapítulo 3.3.3 se describen los resultados obtenidos al simular el tránsito de las avenidas presentadas en la Figura 3.7; los resultados muestran que la duración crítica para los vasos del río Santiago es menor o igual a 13 días. En las figuras 3.8, 3.9 y 3.10 se muestran las avenidas de diseño para periodos de retorno de 10, 100, 1000 y 10000 años y se comparan con las obtenidas en el estudio realizado por la OMM (2012). En el estudio realizado por la OMM las avenidas que se estimaron para la presa El Cajón son las que ahora corresponden a las de la presa La Yesca.

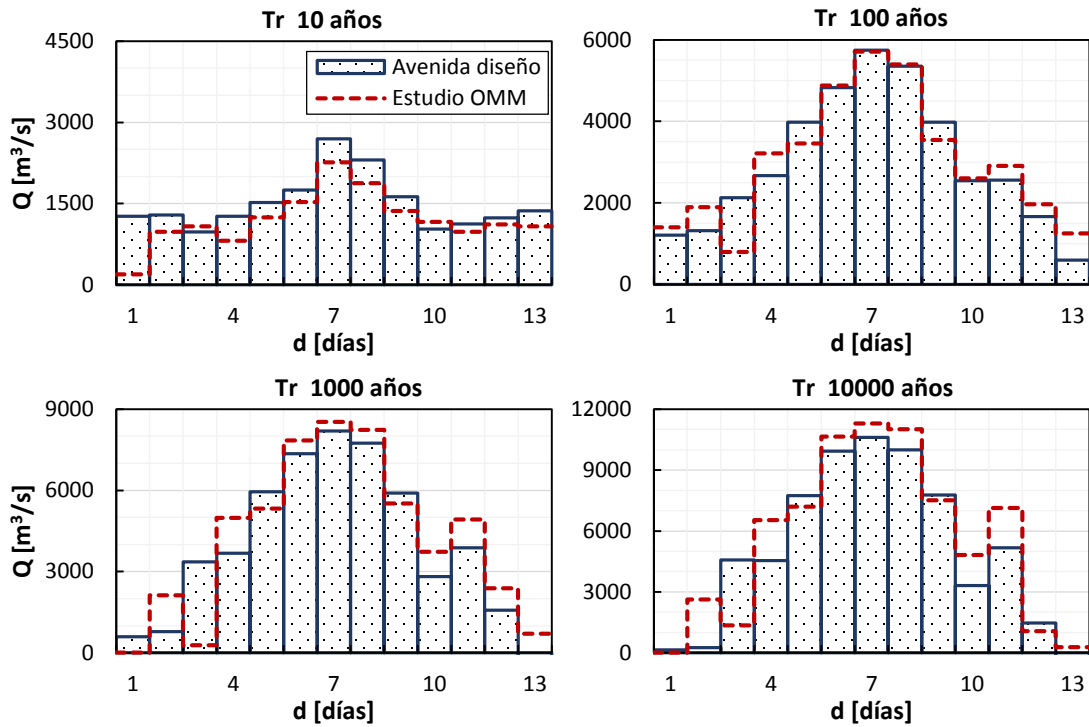


Figura 3.8. Hidrograma de diseño cuenca La Yesca.

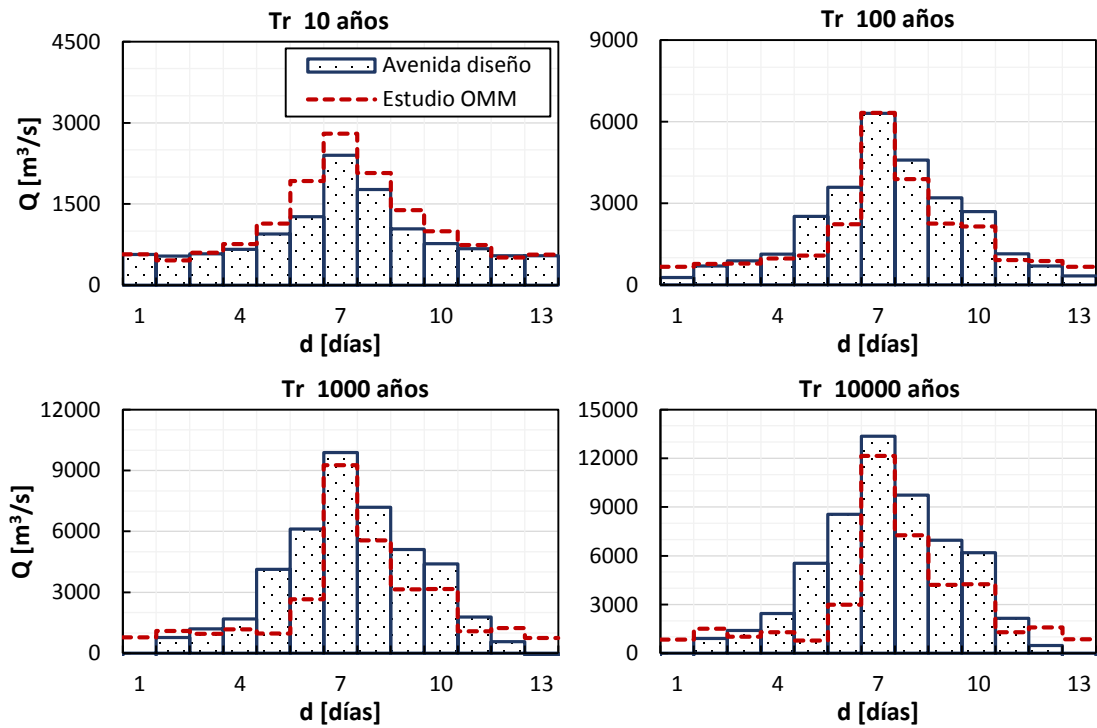


Figura 3.9. Hidrograma de diseño cuenca propia Aguamilpa.

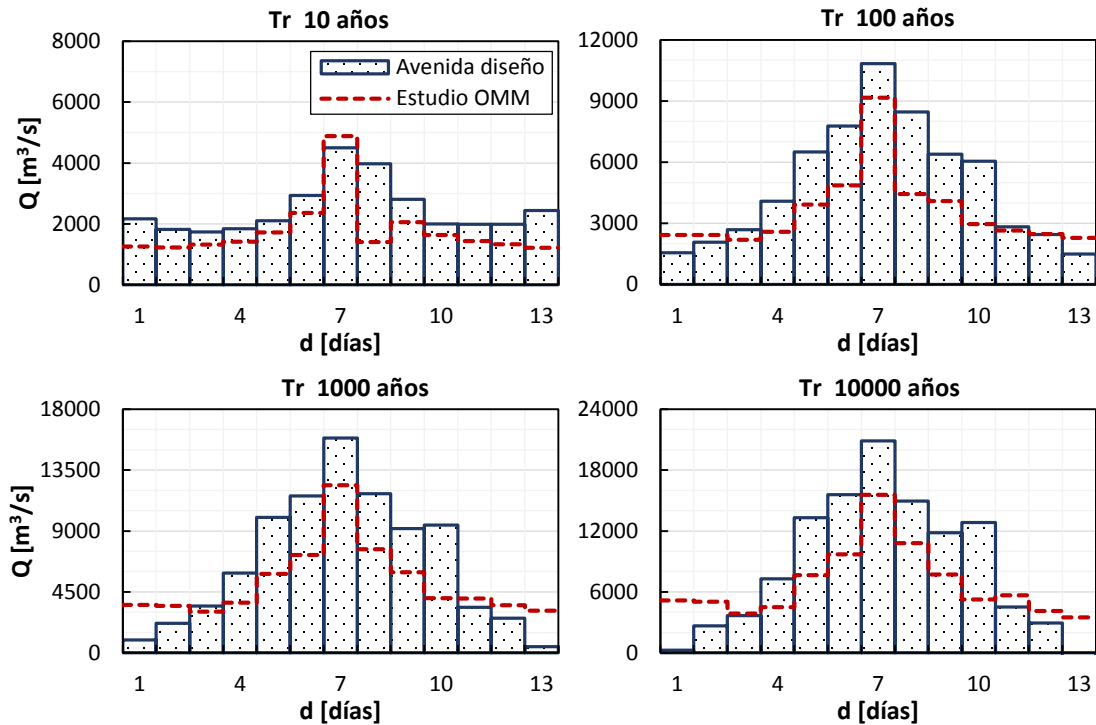


Figura 3.10. Hidrograma de diseño cuenca total Aguamilpa.

De acuerdo con la Figura 3.8, para la cuenca total de la presa La Yesca los resultados indican que con la actualización, para el periodo de retorno de 10 años, el volumen de la avenida calculada es mayor que el obtenido en el estudio de la OMM, para 100 años es prácticamente el mismo, mientras que para los periodos de retorno de 1000 y 10000 años, es menor. Respecto a los gastos máximos solo para el periodo de retorno de 10 años el gasto máximo estimado en este estudio es menor.

De acuerdo con la Figura 3.9 para la cuenca propia de la presa Aguamilpa los resultados indican que con la actualización, para el periodo de retorno de 10 años, el volumen de la avenida calculada es menor que el obtenido en el estudio de la OMM, mientras que para los periodos de retorno de 100, 1000 y 10000 años es mayor. Respecto a los gastos máximos para el periodo de retorno de 10 años el gasto máximo estimado en este estudio es menor, para 100 años es prácticamente el mismo y para periodos de retorno de 1000 y 1000 años es mayor.

De acuerdo con la Figura 3.10 para la cuenca total de la presa Aguamilpa los resultados indican que con la actualización, para todos los periodos de retorno el volumen de la avenida calculada es mayor que el obtenido en el estudio de la OMM. Respecto a los gastos máximos para el periodo de retorno de 10 años el gasto máximo estimado en este estudio es menor, y para periodos de retorno de 100, 1000 y 1000 años es mayor.

3.3.3 Tránsito de las avenidas de diseño actualizadas

Para el tránsito de las avenidas en el sistema de presas del río Santiago se tiene en cuenta que el sistema es en cascada, por lo tanto:

- El hidrograma de entrada a la presa La Yesca es la avenida de diseño obtenida para la cuenca total de la Yesca.

- El hidrograma de entrada a la presa El Cajón corresponde al hidrograma de salida de la presa La Yesca.
- El hidrograma de entrada a la presa Aguamilpa corresponde al hidrograma de salida de la presa El Cajón más la avenida de diseño obtenida para las aportaciones por cuenca propia de Aguamilpa.

Las crecientes máximas que se presentan en la cuenca del río Santiago no se presentan en forma simultánea en toda la cuenca debido a su extensión territorial (73834 km² al eje de la presa Aguamilpa). Es decir, no es frecuente que se presenten eventos hidrometeorológicos simultáneos en la zona de estudio que provoquen escurrimientos en cada cuenca, y menos probable es que dichos eventos correspondan a periodos de retorno similares. Aun cuando las cuencas fueran similares y los incrementos de los escurrimientos pudieran deberse al mismo fenómeno hidrometeorológico, el centro de la tormenta ocurriría en alguna de las cuencas de aportación y las láminas de precipitación en las demás serían menores.

Para definir la aportación simultánea de los escurrimientos de la cuenca total La Yesca y la cuenca propia de Aguamilpa, se siguió el procedimiento basado en factores de simultaneidad propuesto por Domínguez (2000); que en este caso, se aplicó de la manera siguiente:

Se sumaron los registros de aporte de cada cuenca por día (ver subcapítulo 3.3.1), obteniendo una nueva serie de datos que representa el caudal que “en forma teórica” debería llegar hacia aguas abajo del sistema (cuenca total Aguamilpa, ver Figura 3.11). Para cada cuenca, así como para la suma, se ajustaron funciones de distribución de probabilidad y se obtuvieron los eventos de diseño asociados a diferentes periodos de retorno (ver Figura 3.6), y las avenidas de diseño para cada uno de ellos (en la Figura 3.7 se presentó el de 10000 años y en el anexo B se presentan los demás).

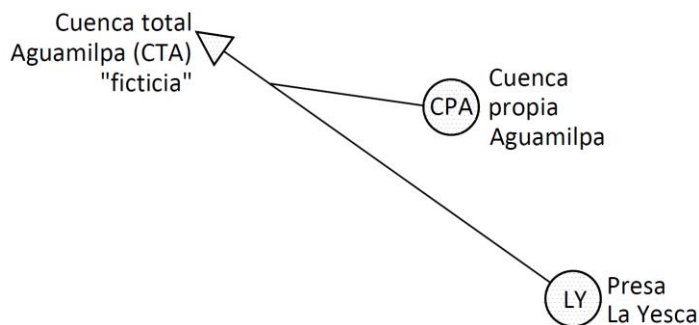


Figura 3.11. Esquema del sistema.

En teoría, la suma de los caudales aportados por cada cuenca por separado para un período de retorno dado, por ejemplo para 10000 años, no debería ser mayor que la suma de las aportaciones simultáneas correspondiente al mismo período de retorno. Esto en la práctica no ocurre, en la Figura 3.12 se presentan las curvas gastos-duración para periodos de retorno de 10000 años de la cuenca total La Yesca (LY), la cuenca propia Aguamilpa (CPA), la cuenca total Aguamilpa y la suma de la cuenca total La Yesca más la cuenca propia de Aguamilpa (LY+CPA), se observa que si se suman las aportaciones de La Yesca y de la cuenca propia de Aguamilpa (como si ocurrieran simultáneamente), se obtienen gastos más grandes que los obtenidos para la cuenca total de Aguamilpa; por lo tanto es necesario reducir los gastos de las aportaciones de cada cuenca mediante un factor de ajuste.

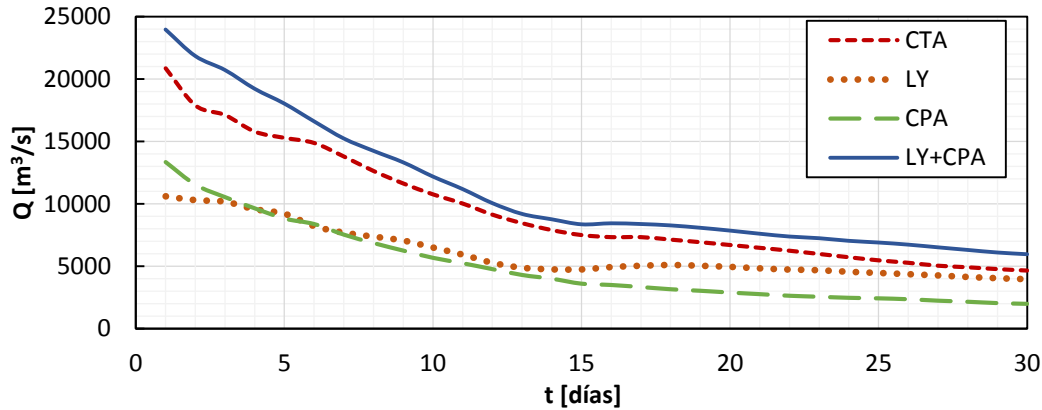


Figura 3.12. Curvas gastos-duración-periodo de retorno. $T_r=1000$ años.

Para calcular los hidrogramas que se usarán para el tránsito, se parte de la hipótesis de que el centro de la tormenta que genera los escurrimientos se ubica en alguna de las dos cuencas (Figura 3.13).

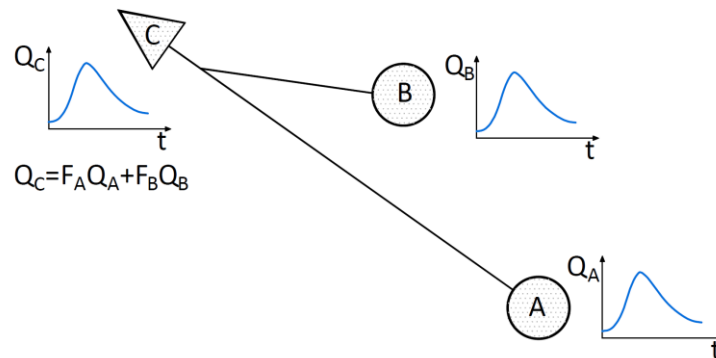


Figura 3.13. Esquema para explicar la metodología para calcular los factores de simultaneidad.

Se demostró que cuando se hace un ajuste a una serie de datos obtenida como la suma de los registros simultáneos de dos estaciones, los gastos de diseño son inferiores a la suma directa de los gastos tomados en forma independiente. Por ello, si se supone que ocurre una tormenta concentrada en la estación A, entonces se espera que si ocurre una precipitación en forma simultánea en la estación B, el caudal esperado sea el gasto calculado para un mismo período de retorno, en este caso 10000 años, afectado por un factor denominado de simultaneidad obtenido con la expresión:

$$F_B = \frac{(Q_A + Q_B) - Q_A}{Q_B} \quad (3.10)$$

Donde:

Q_A : gasto de la estación A.

Q_B : gasto de la estación B.

Q_A+Q_B : gasto (simultáneo) de la cuenca total.

F_B : Factor de simultaneidad.

Con base en estos conceptos, en este estudio, se analizan dos escenarios:

Escenario 1: considera que el evento máximo se presenta en la cuenca de La Yesca, entonces se calcula un factor de reducción para cada barra del hidrograma de la cuenca propia de Aguamilpa,

de acuerdo con la expresión (3.11). Así el hidrograma de entrada para la presa Aguamilpa es la suma de las salidas de la presa El Cajón más el hidrograma de la cuenca propia de Aguamilpa reducido.

$$F_{CPA} = \frac{Q_{CTA} - Q_{CLY}}{Q_{CPA}} \quad (3.11)$$

Escenario 2: considera que el evento máximo se presenta en la cuenca propia de Aguamilpa, entonces se calcula un factor de reducción para cada barra del hidrograma de La Yesca, de acuerdo con la expresión (3.12). Se transita el hidrograma reducido por la presa La Yesca, los gastos descargados se transitan por la presa El Cajón, y así el hidrograma de entrada para la presa Aguamilpa es la suma de las salidas de la presa El Cajón más el hidrograma de la cuenca propia de Aguamilpa.

$$F_{CLY} = \frac{Q_{CTA} - Q_{CPA}}{Q_{CLY}} \quad (3.12)$$

Donde:

Q_{CTA} : gasto en la cuenca total de Aguamilpa.

Q_{CLY} : gasto en la cuenca total de La Yesca.

Q_{CPA} : gasto en la cuenca propia de Aguamilpa.

F_{CPA} : Factor de simultaneidad para la cuenca propia de Aguamilpa.

F_{CLY} : Factor de simultaneidad para la cuenca total de La Yesca.

Para determinar los factores de cada escenario se usaron las curvas gastos-duración-periodo de retorno presentadas en la Figura 3.1. Se obtuvo un factor para cada duración asociada a cada periodo de retorno. En la Tabla 3.3 se presentan los resultados obtenidos para el periodo de retorno de 10000 años y en la Figura 3.14 se presentan los hidrogramas de la cuenca total de Aguamilpa obtenidos con el análisis de simultaneidad (para los demás periodos de retorno ver Anexo B).

Tabla 3.3. Factores de reducción para los hidrogramas para $Tr=10000$ años.

Duración [días]	F_{CPA} [adim]	F_{CLY} [adim]	Duración [días]	F_{CPA} [adim]	F_{CLY} [adim]	Duración [días]	F_{CPA} [adim]	F_{CLY} [adim]
1	0.77	0.71	6	0.79	0.79	11	0.78	0.81
2	0.66	0.62	7	0.81	0.81	12	0.81	0.83
3	0.66	0.65	8	0.77	0.78	13	0.83	0.85
4	0.64	0.64	9	0.73	0.76	14	0.79	0.82
5	0.69	0.70	10	0.75	0.78	15	0.76	0.82

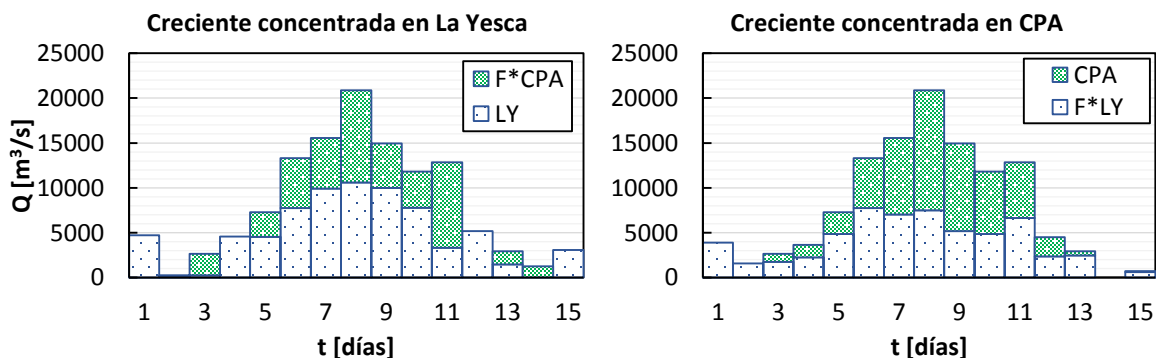


Figura 3.14. Hidrogramas de diseño para la presa Aguamilpa con análisis de simultaneidad. $Tr=10000$ años.

Para el tránsito de las avenidas se hace uso del programa TRATE.bas descrito en el subcapítulo 3.2.2. Se realiza el tránsito de las avenidas de diseño obtenidas en el subcapítulo 3.3.2 para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años. Éstas corresponden a los hidrogramas de entrada para el modelo.

Se supone la condición más desfavorable para la elevación inicial en los vasos, considerando que en las tres presas el nivel del embalse se encuentra en el NAMO. Elevación inicial igual a 575, 391 y 220 msnm para La Yesca, El Cajón y Aguamilpa respectivamente. Las curvas elevaciones – capacidades para cada embalse se presentan en la Figura 3.15.

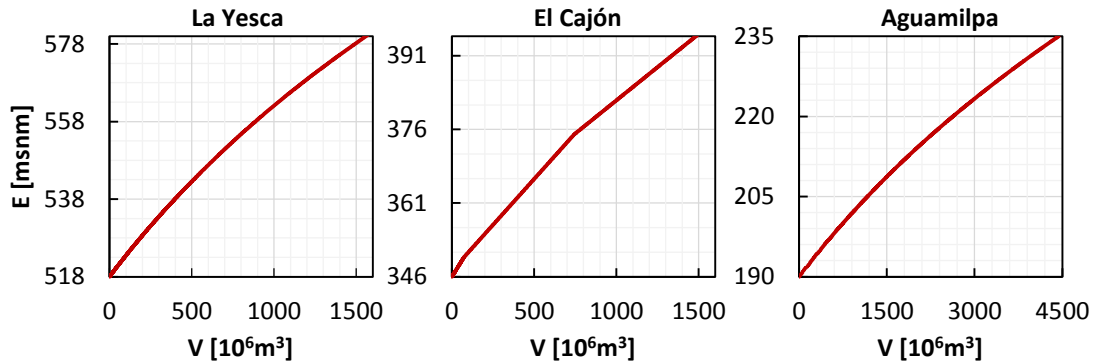


Figura 3.15. Curvas elevaciones capacidades de los embalses.

Inicialmente se usarán las curvas elevaciones-descargas por la obra de excedencias establecidas en el estudio de la OMM. En dicho estudio se determinó una política escalonada para la presa El Cajón y cuatro políticas escalonadas para la presa Aguamilpa, se escogió la 4 política escalonada para Aguamilpa ya que ésta proporcionó los mejores resultados en el estudio anterior. Para la presa La Yesca se usarán políticas de descarga similares a las de la presa El Cajón. Estas políticas se presentan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Políticas de descarga escalonada iniciales de cada presa.

La Yesca		El Cajón		Aguamilpa	
Elevación	Q _{descarga}	Elevación	Q _{descarga}	Elevación	Q _{descarga}
[msnm]	[m ³ /s]	[msnm]	[m ³ /s]	[msnm]	[m ³ /s]
518.0	0	346.0	0	190.0	0
575.0	0	391.0	0	219.9	0
575.1	2460	391.1	2460	220.0	1500
575.9	2460	392.0	2460	223.0	1500
576.0	4900	392.1	4900	223.1	2600
577.1	6000	393.0	6000	224.0	4000
578.0	11000	393.1	11000	227.1	4000
579.0	11000	395.0	11000	227.5	5500
				228.0	7000
				230.0	7000
				230.1	9000
				231.0	11000
				235.0	11000

Se transitaron las avenidas asociadas a un periodo de retorno de 10000 años con duración de 30 días presentada en la Figura 3.7. Los resultados obtenidos con el escenario 1 se presentan en la

Figura 3.16 y los del escenario 2 en la Figura 3.17; el lado izquierdo de cada figura corresponde a los hidrogramas de entrada (*I*) y de salida (*O*) de cada presa y el derecho a la evolución en la elevación del embalse en el tiempo en que se transita la avenida. De acuerdo con los resultados obtenidos en los tránsitos, para las políticas de descarga escalonadas en las presas La Yesca y El Cajón, el nivel del embalse nunca es mayor que el NAME, por el contrario para la presa Aguamilpa el nivel del NAME es excedido aproximadamente 3 m.

De acuerdo con los resultados obtenidos, las políticas de descarga escalonada de la presa El Cajón deben modificarse de modo que las descargas estén mejor reguladas, pues el nivel máximo en el embalse obtenido con ambos escenarios está aproximadamente un metro debajo del NAME. Las políticas de descarga escalona establecidas para Aguamilpa también deben modificarse, con el fin de evitar que los niveles máximos en la presa rebasen el NAME. El proceso para modificar las políticas se describe a continuación.

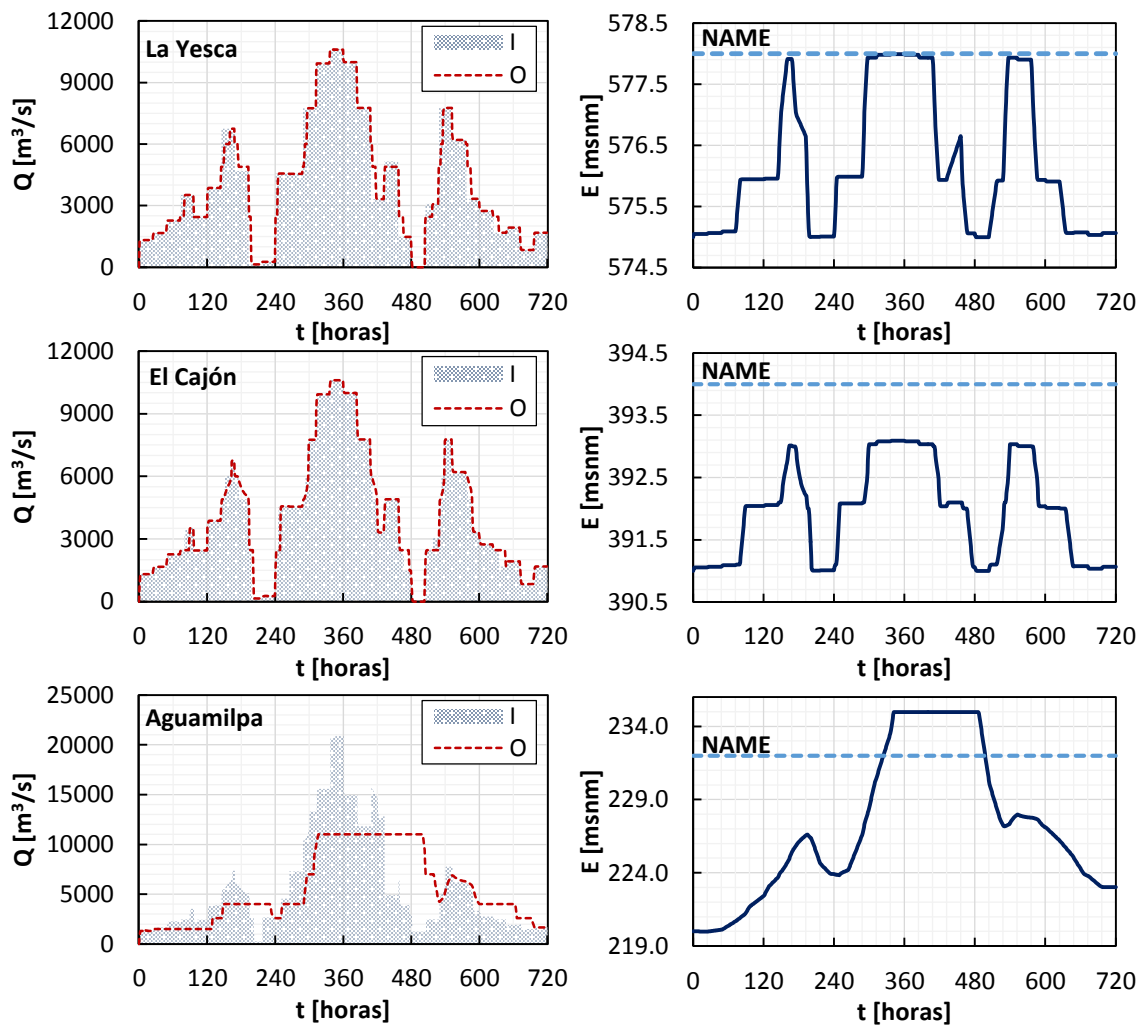


Figura 3.16. Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años –Escenario 1.

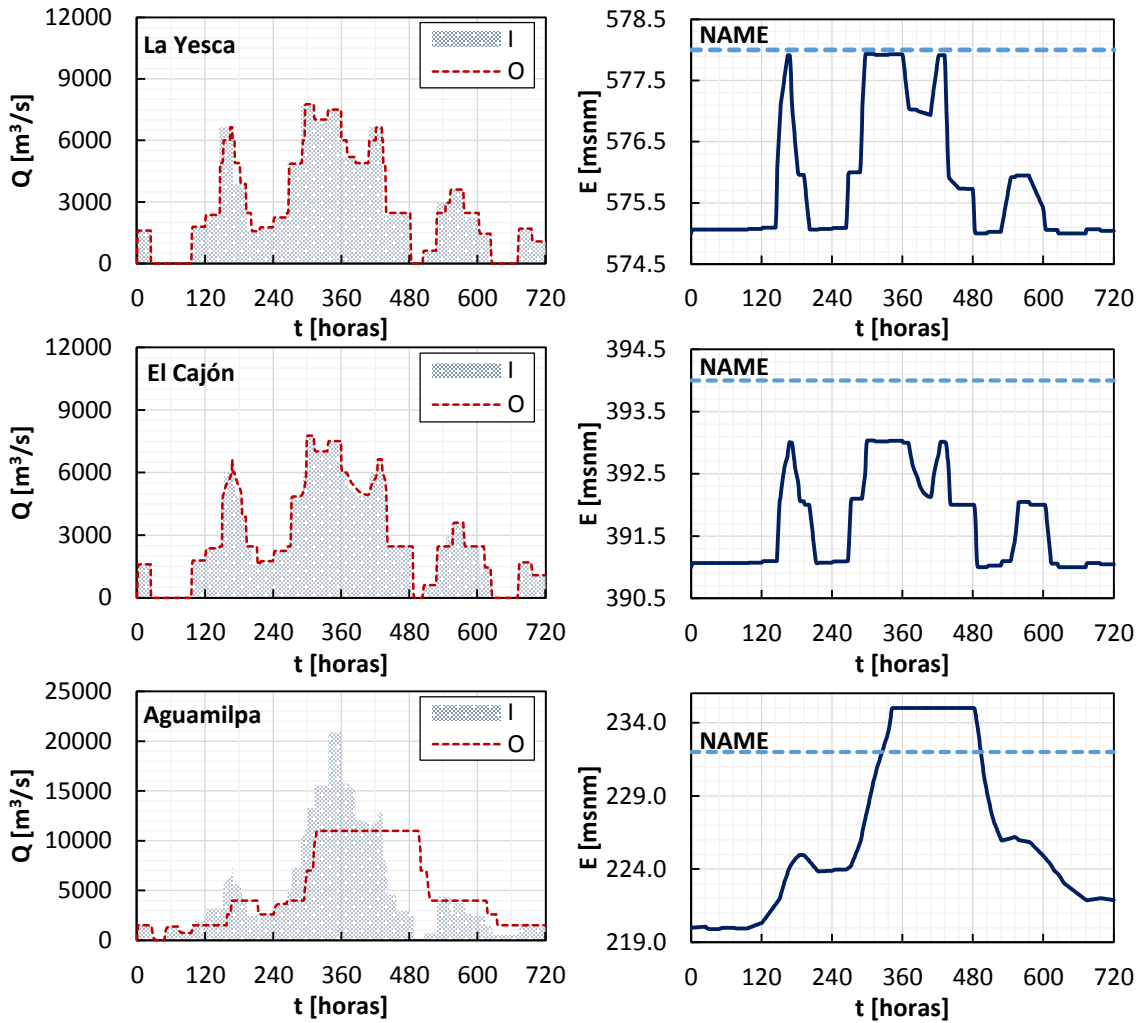


Figura 3.17. Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años –Escenario 2.

Se estima la capacidad máxima de descarga de los vertedores, considerando la descarga libre para conocer la capacidad máxima de la obra de excedencias de cada presa. Se usa la expresión (3.7) y se obtienen las curvas-descarga presentadas en la Figura 3.18.

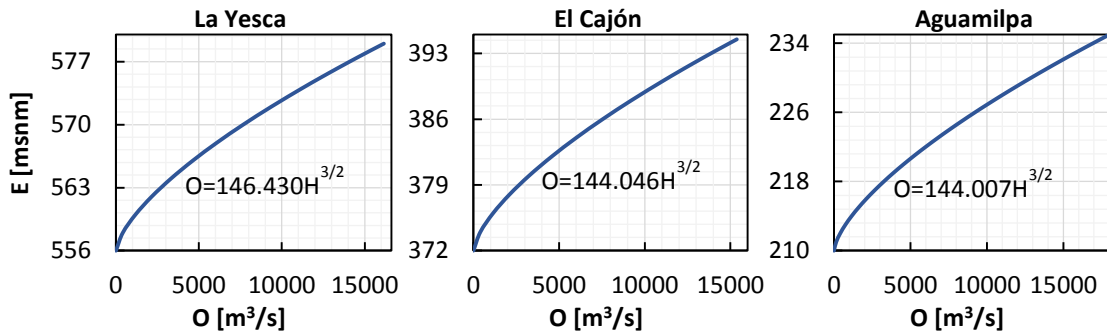


Figura 3.18. Curva elevaciones – descarga libre de los vertedores.

La capacidad de descarga de los vertedores al NAME es 15110, 14864 y 14860 m^3/s para las presas La Yesca, El Cajón y Aguamilpa respectivamente.

Se proponen nuevas políticas de descarga para las tres presas, que logran disminuir considerablemente las elevaciones en la presa Aguamilpa, pues como se vio anteriormente con las políticas de descarga actuales los niveles máximos en esta presa están arriba del NAME en un periodo de tiempo aproximado de 7 días. En la Tabla 3.5 se presentan las políticas de descarga 1 propuestas para las tres presas.

Tabla 3.5. Políticas de descarga 1 para cada presa.

La Yesca		El Cajón		Aguamilpa			
Elevación	O-Esc.	Elevación	O-Esc.	Elevación	O-Esc.	Elevación	O-Esc.
[msnm]	[m ³ /s]	[msnm]	[m ³ /s]	[msnm]	[m ³ /s]	[msnm]	[m ³ /s]
518.00	0	346.00	0	190.00	0	227.96	10090
575.00	0	391.00	0	220.00	0	228.00	10990
575.01	2460	391.01	2460	220.01	4550	228.96	10990
575.96	2460	392.16	2460	220.96	4550	229.00	11920
576.00	5000	392.20	4900	221.00	5250	229.96	11920
576.96	5000	392.96	4900	221.96	5250	230.00	12880
577.00	6000	393.00	6000	222.00	5980	230.96	12880
577.96	6000	393.96	6000	222.96	5980	231.00	13850
578.00	10650	394.00	10650	223.00	6740	231.96	13850
579.00	10650	394.50	10650	223.96	6740	232.00	14860
				224.00	7540	232.96	14860
				224.96	7540	233.00	15880
				225.00	8360	233.96	15880
				225.96	8360	234.00	16930
				226.00	9210	234.56	16930
				226.96	9210	234.60	17500
				227.00	10090	235.00	17500

En la Figura 3.19 se comparan las políticas de descarga 1 propuestas (línea azul) para las tres presas con las curvas de descarga libre de los vertedores (línea roja). Para las presas La Yesca y El Cajón la capacidad del vertedor descargando libremente es mucho mayor que la de las políticas escalonadas, mientras que la de Aguamilpa está limitada por la descarga libre del vertedor. En la figura se observa que las políticas escalonadas nunca rebasan la capacidad del vertedor.

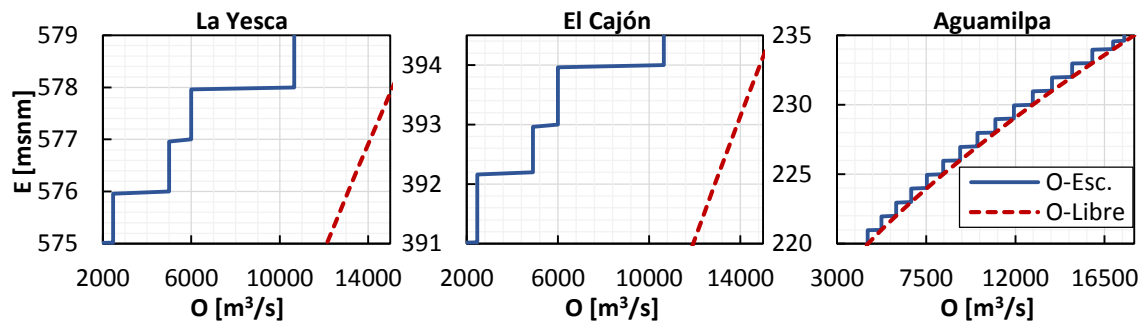


Figura 3.19. Políticas de descarga 1 para cada presa.

Se transitaron las avenidas asociadas a un periodo de retorno de 10000 años con duración de 30 días presentadas en la Figura 3.7 (ya que a priori no se conoce la duración real de la avenida) con

las políticas de descarga 1 propuestas. Los resultados obtenidos con el escenario 1 se presentan en la Figura 3.20 y los del escenario 2 en la Figura 3.21. De acuerdo con los resultados obtenidos en los tránsitos, para las políticas de descarga escalonadas propuestas en las presas La Yesca y El Cajón, el nivel del embalse nunca es mayor que el NAME; por el contrario para la presa Aguamilpa, para los dos escenarios el nivel del NAME es excedido. Para el escenario 1 el nivel máximo en Aguamilpa es levemente mayor que el del escenario 2, mientras que para el escenario 2 el tiempo en el que el NAME es excedido es levemente mayor el del escenario 1.

Los resultados de los tránsitos obtenidos para los demás periodos de retorno se presentan en el anexo B.

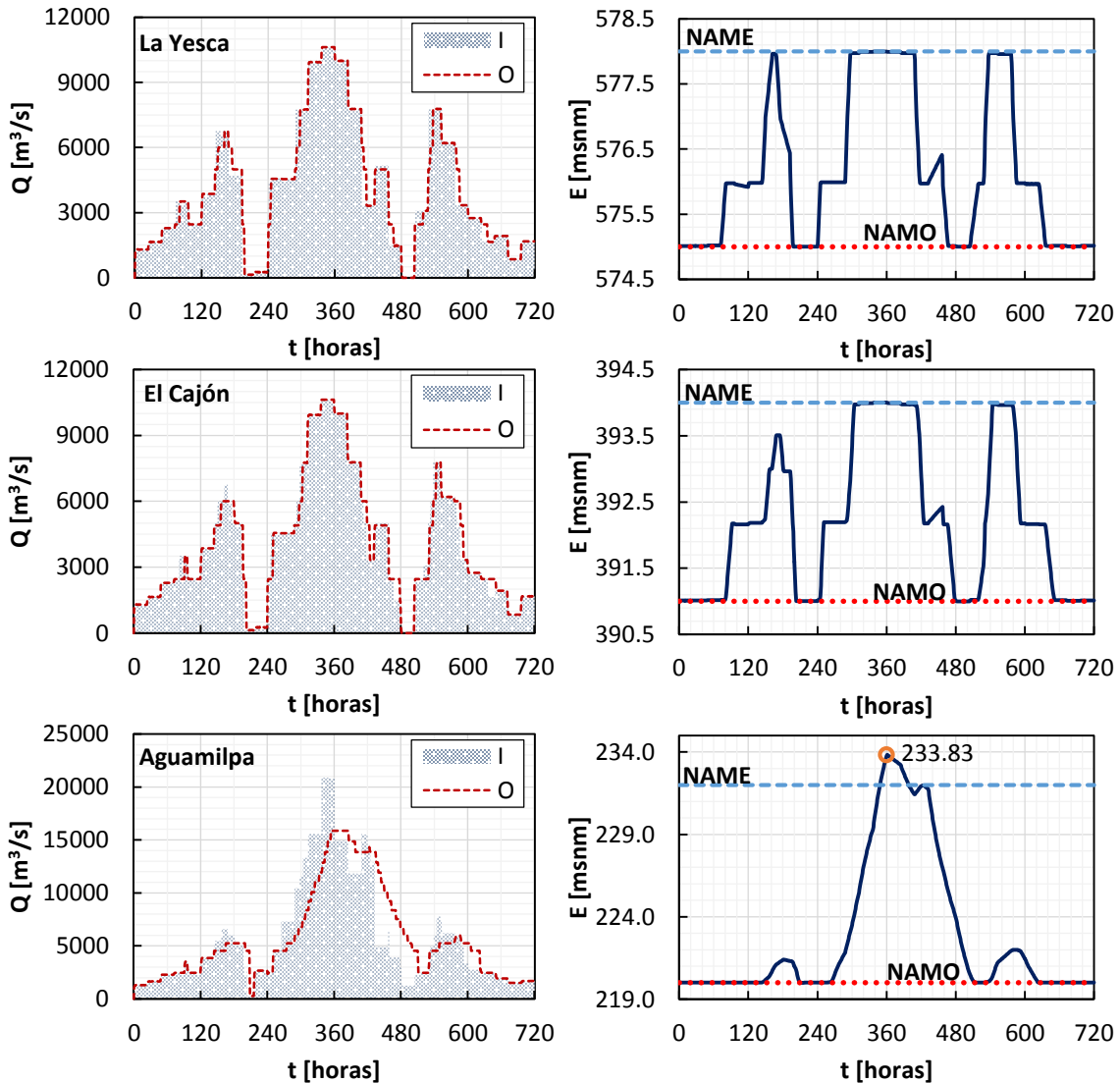


Figura 3.20. Resultados tránsito avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 1. Política de descarga 1.

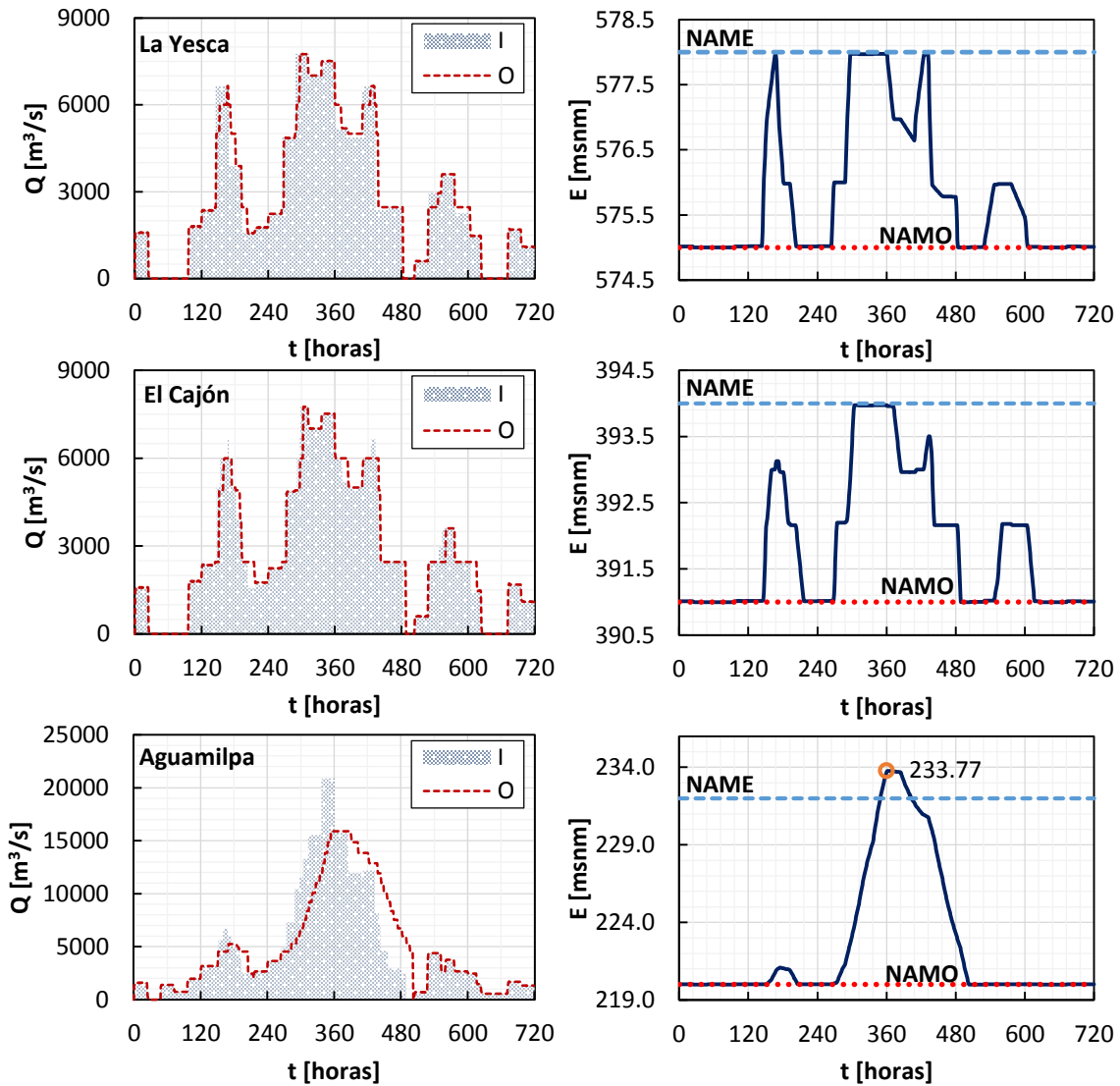


Figura 3.21. Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años –Escenario 2. Política de descarga 1.

Se consideran 3 políticas de descarga adicionales para la presa Aguamilpa:

- La política de descarga 2 supone las mismas políticas de descarga 1, considerando adicionalmente que las turbinas trabajan a su capacidad de diseño (con un gasto de diseño total de $720 \text{ m}^3/\text{s}$).
- La política de descarga 3 considera el vertedor con descarga libre (ver Figura 3.18).
- La política de descarga 4 considera el vertedor con descarga libre, considerando adicionalmente que las turbinas trabajan a su capacidad de diseño (con un gasto de diseño total de $720 \text{ m}^3/\text{s}$).

En la Figura 3.22 se presentan los resultados obtenidos para la presa Aguamilpa con las políticas de descarga 2, 3 y 4 para el escenario 1. La condición menos crítica para la seguridad de la presa es la obtenida con la política de descarga 4, ya que, aunque con este análisis el nivel máximo en el embalse es aproximadamente 75 cm mayor que el NAME, se reduce 1.1 m la elevación máxima respecto a la obtenida con la política de descarga 1. Además de todas las políticas analizadas, con la política 4 el nivel del NAME es excedido en un tiempo menor.

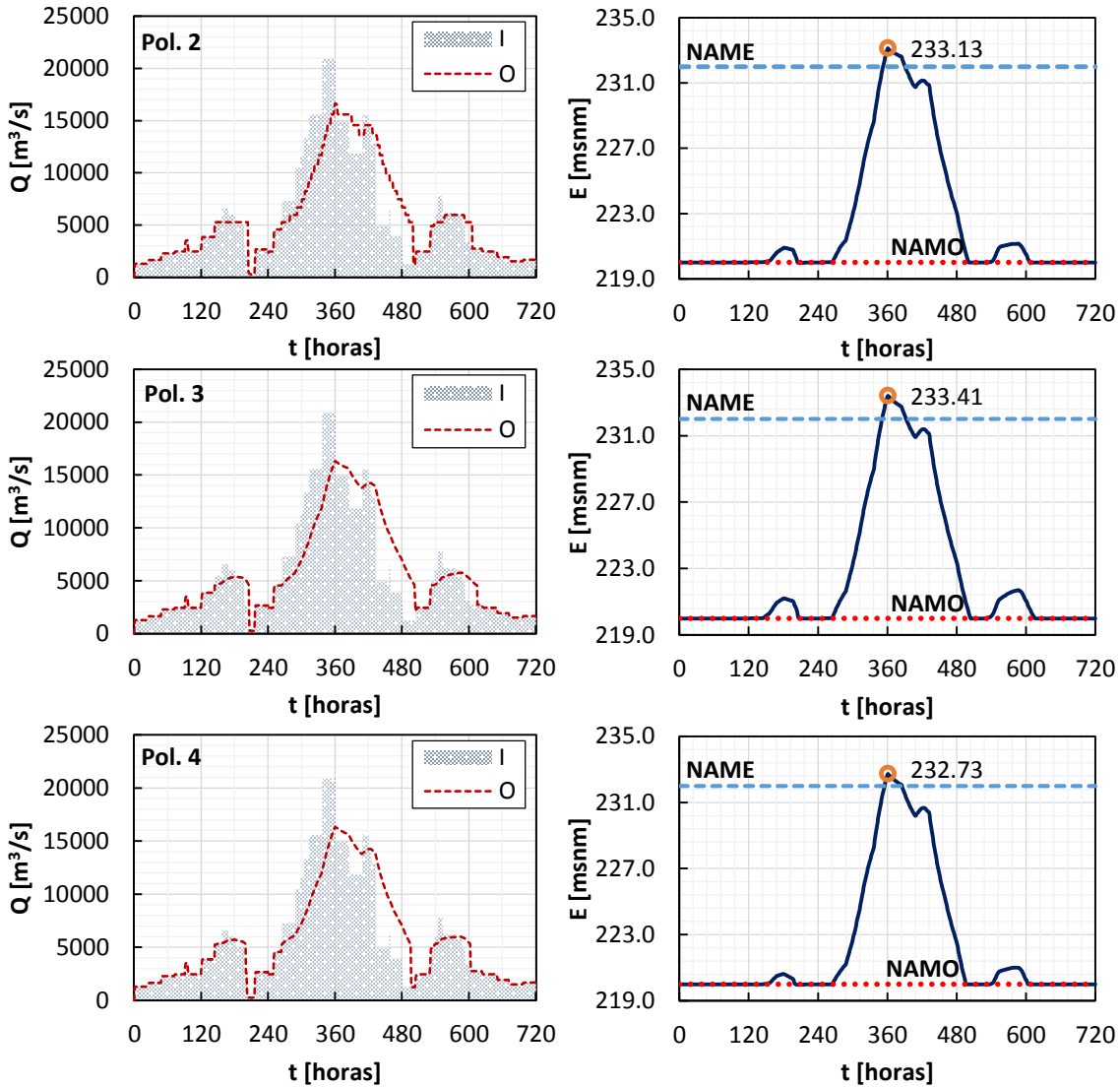


Figura 3.22. Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años en Aguamilpa–Escenario 1. Políticas de descarga 2, 3 y 4.

En la Figura 3.23 se presentan los resultados obtenidos para la presa Aguamilpa con las políticas de descarga 2, 3 y 4 para el escenario 2. La condición menos crítica para la seguridad de la presa es la obtenida con la política de descarga 4, ya que, aunque con este análisis el nivel máximo en el embalse es aproximadamente 70 cm mayor que el NAME, se reduce 1.1 m la elevación máxima respecto a la obtenida con la política de descarga 1. Además de todas las políticas analizadas, con la política 4 el nivel del NAME es excedido en un tiempo menor.

De manera general se puede decir que para las 4 políticas propuestas en este estudio, los niveles máximos en la presa Aguamilpa para los dos escenarios son similares, los resultados del escenario 1 presentan niveles aproximadamente 5 cm más altos que los del escenario 2; respecto al tiempo en el que el NAME es excedido, con los dos escenarios se tienen prácticamente los mismos resultados, con una duración aproximadamente de 3 horas más para el escenario 2 (Tabla 3.6).

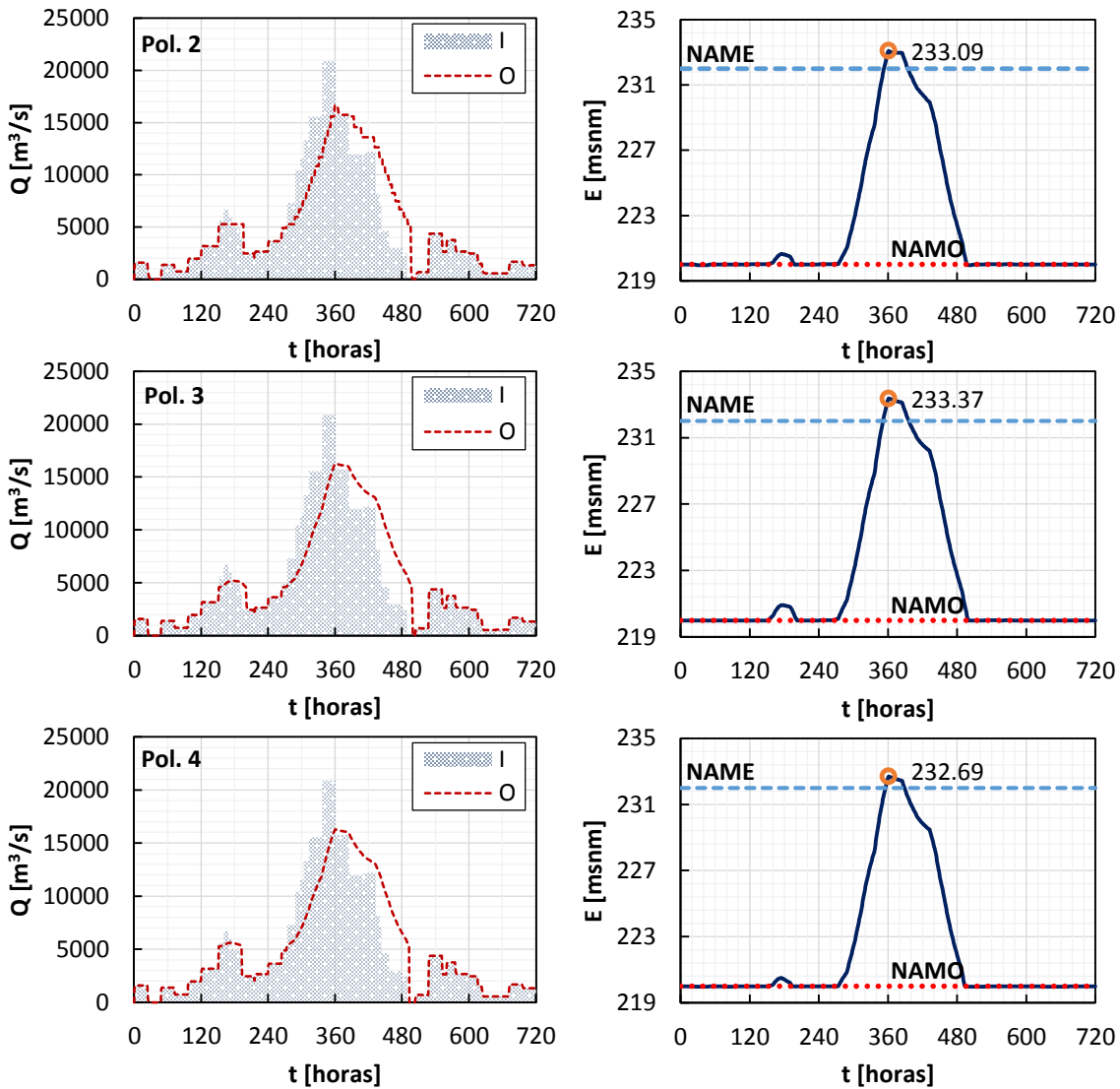


Figura 3.23. Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años en Aguamilpa–Escenario 2. Políticas de descarga 2, 3 y 4.

Tabla 3.6. Tiempo [horas] en que el NAME es excedido.

	Pol. 1	Pol. 2	Pol. 3	Pol. 4
Escenario 1	50	38	42	30
Escenario 2	54	42	45	33

Una vez realizado los tránsitos y de acuerdo con los resultados obtenidos, se define la duración crítica de la avenida. Para el escenario 1, de acuerdo con los resultados mostrados en la Figura 3.20 la duración de la avenida en la presa La Yesca es de 12 días, es decir el hidrograma de diseño tiene una duración de 287 horas (desde las 217 hasta las 504 horas). De acuerdo con los resultados mostrados en la Figura 3.21 la duración de la avenida en la presa La Aguamilpa es de 13 días, es decir el hidrograma de diseño tiene una duración de 301 horas (desde las 203 hasta las 480 horas).

Para el escenario 2, de acuerdo con los resultados mostrados en la Figura 3.22 la duración de la avenida en la presa La Yesca es de 12 días, es decir el hidrograma de diseño tiene una duración de 275 horas (desde las 205 hasta las 480 horas). De acuerdo con los resultados mostrados en la Figura

3.23 la duración de la avenida en la presa La Aguamilpa es de 12 días, es decir el hidrograma de diseño tiene una duración de 286 horas (desde las 194 hasta las 480 horas).

Para abarcar todas las duraciones de las avenidas de diseño obtenidas con los dos escenarios, se considera que la duración de las avenidas de diseño es de 13 días en las tres presas.

3.4 CONCLUSIONES

Se estimaron las avenidas de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años para la cuenca total de la presa La Yesca y para las cuencas propia y total de la presa Aguamilpa, se obtuvo que la duración crítica de las avenidas en las tres presas es de 13 días.

Para obtener los cambios de almacenamiento en las presas del río Santiago, el tránsito de las avenidas en el sistema debe tener en cuenta que el sistema opera en cascada, el hidrograma de entrada a la presa La Yesca es la avenida de diseño obtenida para la cuenca total de la Yesca, el hidrograma de entrada a la presa El Cajón corresponde al hidrograma de salida de la presa La Yesca y el hidrograma de entrada a la presa Aguamilpa corresponde al hidrograma de salida de la presa El Cajón más la avenida de diseño obtenida para las aportaciones por cuenca propia de Aguamilpa.

Debido a que es poco probable que las crecientes máximas en la cuenca propia de Aguamilpa y en La Yesca se presenten al mismo tiempo, se analizaron dos escenarios, el escenario 1 considerando la creciente concentrada en La Yesca y el escenario considerando la creciente concentrada en la cuenca propia de Aguamilpa. Se realizó el tránsito en el sistema de acuerdo con un análisis de simultaneidad, obteniendo factores de reducción para cada hidrograma de acuerdo con el escenario analizado, con el fin de que la suma de los hidrogramas de la presa La Yesca y la cuenca propia de Aguamilpa sean prácticamente los mismos que los de la cuenca total de Aguamilpa, pues si estos se suman individualmente se sobreestimaría la avenida de diseño.

En la Figura 3.24 se presenta los resultados obtenidos con la política de descarga escalonada 1 para las presas La Yesca y El Cajón; y la política de descarga 4 para la presa Aguamilpa, en la que se considera el vertedor con descarga libre y las turbinas trabajando a su capacidad de diseño (con un gasto de diseño total de 720 m³/s). Ésta proporcionó las condiciones menos desfavorables para la seguridad de la presa Aguamilpa, de acuerdo con las avenidas críticas obtenidas para el sistema de presas. El lado izquierdo de cada figura corresponde a los hidrogramas de entrada (*I*) y de salida (*O*) de cada presa y el derecho a la evolución en la elevación (*E*) del embalse en el tiempo en que se transita la avenida, *E1* y *E2* corresponden a los resultados de los escenarios 1 y 2 respectivamente. De acuerdo con los resultados se puede observar que:

- En las presas La Yesca y El Cajón el hidrograma de entrada obtenido con el escenario 1 tiene el gasto pico mayor que el del escenario 2, pero el hidrograma obtenido para el escenario 2 tiene mayor volumen, es importante transitar las dos avenidas para encontrar el gasto salida máximo en la presa.
- Para las presas La Yesca y El Cajón, que cuentan con un vertedor de descarga controlada por compuertas, la condición de operación con las políticas de descarga escalonadas establecidas en este estudio es segura, ya que para los escenarios analizados en el tránsito de las avenidas el nivel del NAME no es rebasado. La capacidad máxima del vertedor La Yesca es de 15110 y del Cajón es de 14864 m³/s, los gastos de salida máximos que se obtuvieron fueron aproximadamente de 10615m³/s para ambas presas con el escenario 1.
- Las presas La Yesca y El Cajón tienen poca capacidad de regulación, su hidrograma de salida es prácticamente el mismo de entrada.

- En la presa Aguamilpa se puede observar que los hidrogramas de entrada obtenidos con los dos escenarios son similares (esto se debe al análisis de simultaneidad), el hidrograma de salida es prácticamente el mismo, al igual que la evolución de los niveles en el vaso. Aunque esta presa tiene mayor capacidad de regulación podría estar en riesgo, debido a que, con las políticas de descarga establecidas en este estudio el nivel del NAME es excedido aproximadamente 75 cm.
- Es importante plantear alternativas de solución para garantizar la seguridad de la presa Aguamilpa. La presa Aguamilpa tiene un bordo libre 3 m, se podría analizar si reduciendo éste 75 cm el oleaje en el vaso no sobrepase el nivel de la cortina.

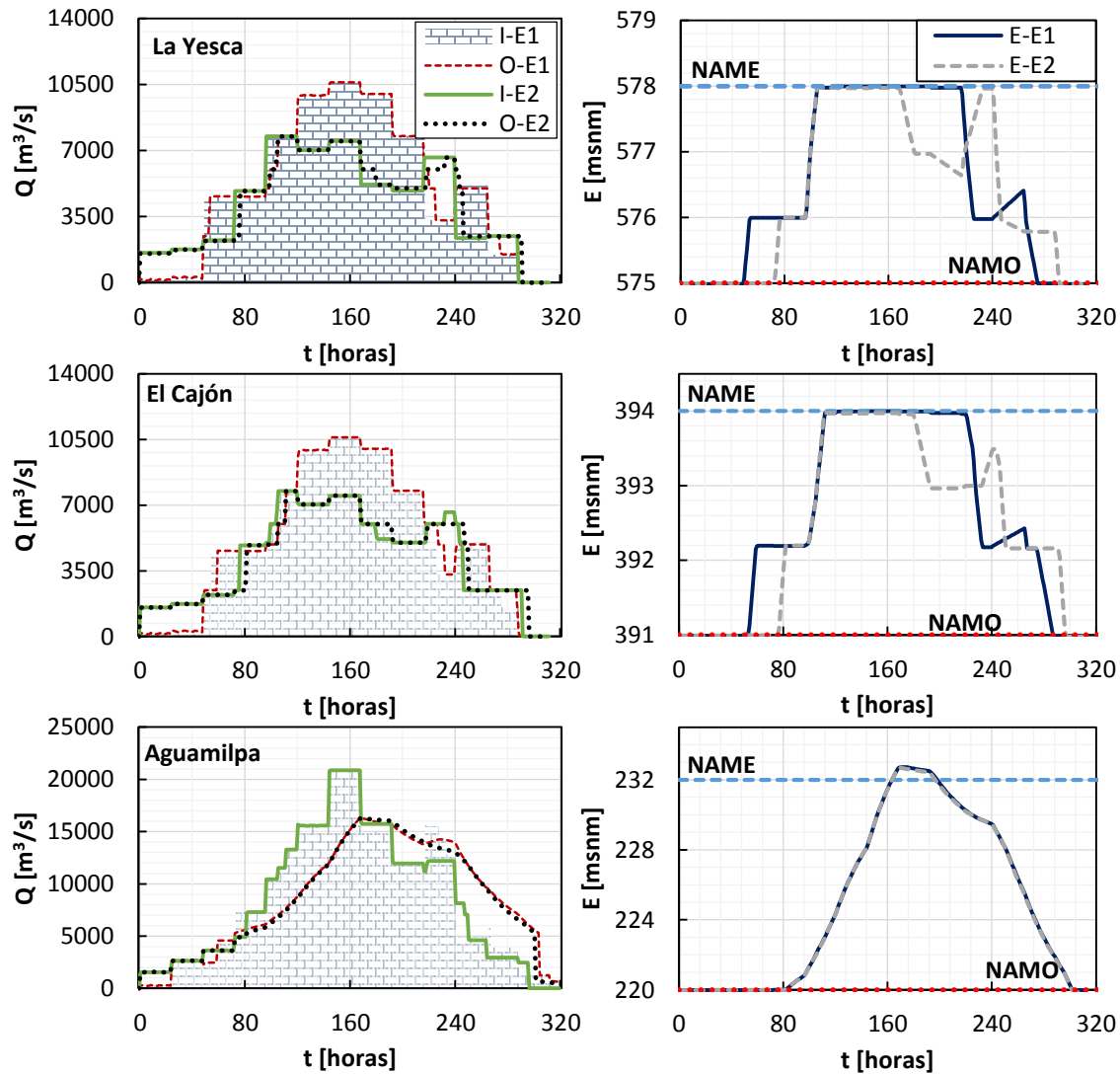


Figura 3.24. Resultados tránsito duración crítica de las avenidas para $Tr=10000$ años –Escenario 1 y 2.

Con la política de descarga 4 la presa Aguamilpa tiene capacidad para transitar avenidas con periodos de retorno de hasta 5000 años, sin que el nivel máximo sobrepase el nivel del NAME. Con la avenida de 5000 años se obtuvo un nivel máximo en el embalse de 231.5 msnm y un gasto de salida máximo de 15080 m³/s, 720 m³/s corresponde al gasto turbinado y 14360 m³/s a la descarga del vertedor.

Aunque con la política de descarga 4 se obtuvieron las mejores condiciones de seguridad para la presa Aguamilpa, se recomienda que, cuando se tenga certeza de que la magnitud de la avenida sea menor que la de 5000 años, de acuerdo con los registros en la estación Chapalagana, y los gastos de entrada en la presa La Yesca, usar la política de descarga 1 en las tres presas. Con esta política para avenidas de diseño de 2000 años el nivel máximo en la presa Aguamilpa no rebasa el NAME. En la Figura 3.25 se presentan los resultados obtenidos con el tránsito para la avenida de 2000 años, los gastos de salida máximos que se obtuvieron fueron aproximadamente 8920 m³/s para Las presas La Yesca y El Cajón presas con el escenario 1. Para la presa Aguamilpa el gasto pico de salida fue 12880 m³/s y la elevación máxima en el embalse 231 msnm.

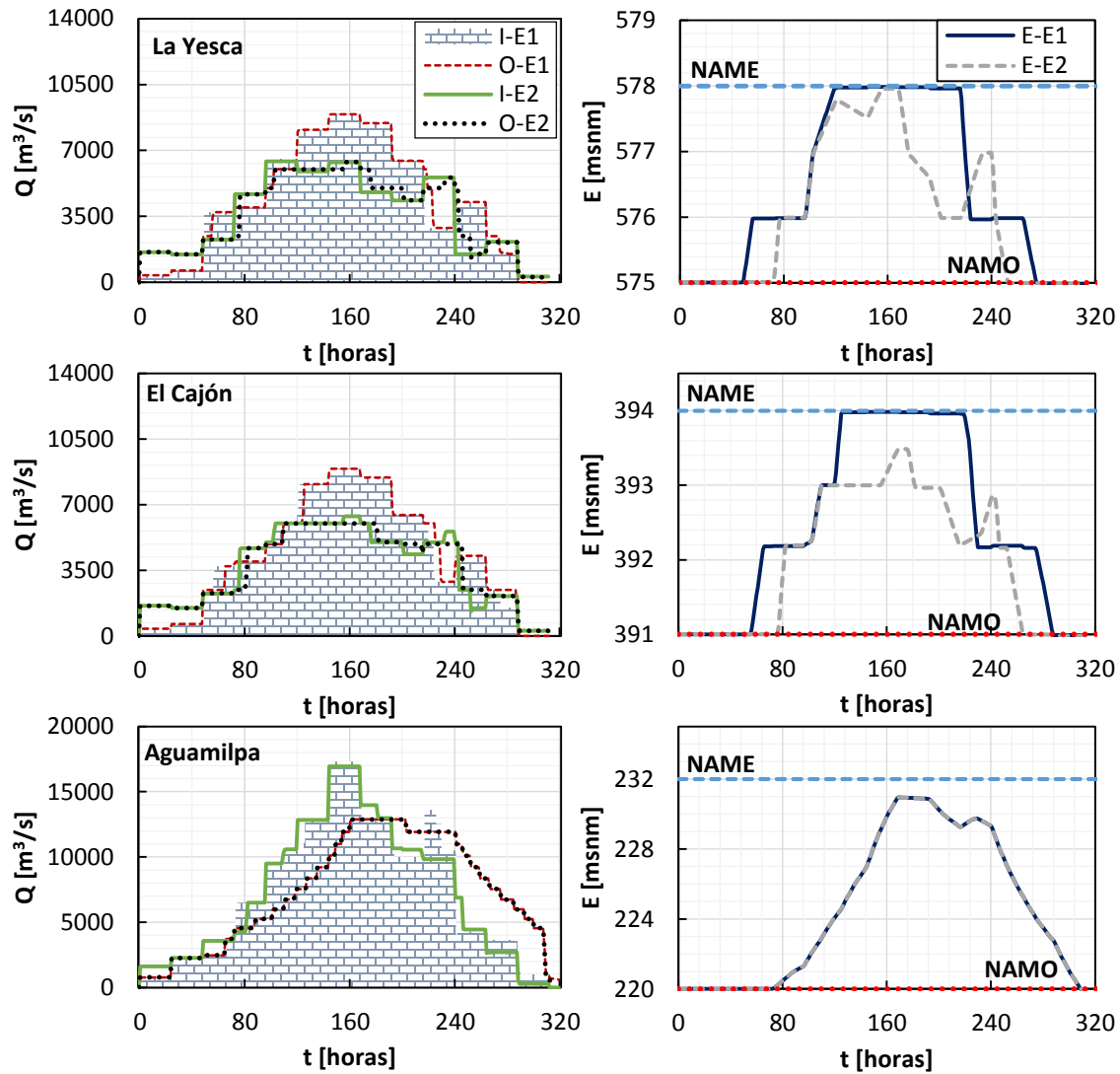


Figura 3.25. Resultados tránsito duración crítica de las avenidas para Tr=2000 años –Escenario 1 y 2. Políticas de descarga 1.

4 ACTUALIZACIÓN DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN A LARGO PLAZO

4.1 INTRODUCCIÓN

Una política de operación se entiende como una regla que indica los volúmenes de agua que deben extraerse en determinados lapsos, tomando en cuenta el estado actual del sistema que depende del volumen almacenado en las presa en cada época del año; dichas políticas deben actualizarse periódicamente debido a los cambios que presentan las variables hidrológicas por la ocurrencia de eventos extremos y al consecuente cambio en el patrón de los escurrimientos. En este estudio se actualizaron las políticas de operación del sistema de presas en cascada del río Santiago, formado por La Yesca, El Cajón y Aguamilpa, tomando en cuenta el concepto de curva guía, la cual establece los niveles que no deben ser excedidos en las presas con el fin de evitar riesgos aguas abajo de los embalses durante su operación, se tomaron como referencia las curvas guía establecidas por Domínguez et al., (2009).

Para obtener las políticas de operación se hizo uso de la programación dinámica estocástica, que permite obtener el beneficio óptimo por generación de electricidad manteniendo los niveles de almacenamiento por debajo de la curva guía, reduciendo la probabilidad de derrames por el vertedor y de déficit en el sistema. Las políticas de operación se determinaron en quincenas, y con cada política y con los volúmenes de ingreso del registro histórico se simuló el funcionamiento del sistema y se obtuvo la energía total, el almacenamiento mínimo, y los derrames y déficit que podrían presentarse.

Se generaron 10 series sintéticas del mismo tamaño de las series registradas, y se simuló el funcionamiento del sistema de acuerdo con las políticas consideradas como las adecuadas.

4.2 METODOLOGÍA

4.2.1 Políticas de operación óptimas

Las políticas de operación del sistema hidroeléctrico del río Santiago se determinaron usando la metodología de la programación dinámica estocástica (PDE), que se basa en el principio de optimización de Bellman (1957), tomando en cuenta el carácter aleatorio del volumen del ingreso x en cada presa. Se consideraron los embalses divididos en NS estados (el estado es la situación del embalse al inicio i y al final j de cada etapa), de acuerdo con la capacidad útil de cada uno y proponiendo un intervalo ΔV para hacer la discretización del problema. Las variables de decisión corresponden a las extracciones k en el sistema en cada etapa del año. En la Figura 4.1 se presentan las variables de discretización usadas en cada presa.

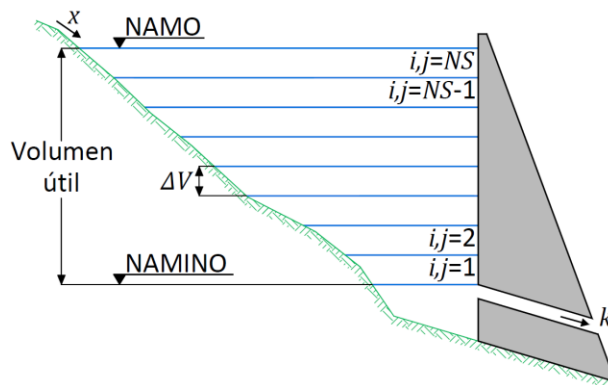


Figura 4.1. Variables de discretización usadas en cada presa.

La ecuación de continuidad que gobierna el funcionamiento de una presa, aplicado a un intervalo de tiempo Δt (etapa), se expresa como:

$$S_j = S_i + VI_j - VS_j \quad (4.1)$$

Donde:

S_j : almacenamiento al final del intervalo Δt .

S_i : almacenamiento al inicio del intervalo Δt .

VI_j : volumen de ingreso durante el intervalo Δt .

VS_j : volumen extraído durante del intervalo Δt .

El volumen del ingreso VI_j es aleatorio, constituye la componente estocástica y no controlable del sistema, su función de probabilidades depende principalmente de la época del año a la que pertenece el intervalo de tiempo. La condición inicial S_i define el estado del sistema y VS_j es la variable de control o decisión del sistema. Los almacenamientos y las extracciones en el sistema están sujetos a las restricciones:

$$\begin{aligned} VS_{mín} &\leq VS \leq VS_{máx} \\ S_{mín} &\leq S \leq S_{máx} \end{aligned} \quad (4.2)$$

Como se mencionó anteriormente el embalse se divide en NS estados de acuerdo con su capacidad útil, con intervalos de magnitud ΔV como se muestra en la Figura 4.1. Si se usa el mismo intervalo para discretizar todas las variables, la ecuación (4.1) se puede expresar como:

$$j = i + x - k \quad (4.3)$$

Restricciones:

$$\begin{aligned} 1 &\leq j \leq NS \\ 1 &\leq x \leq nx \\ kmín &\leq k \leq kmáx \end{aligned} \quad (4.4)$$

Donde:

$j=1,2,\dots,NS$: volumen almacenado por unidad de ΔV al final de la etapa.

$i=1,2,\dots,NS$: volumen almacenado por unidad de ΔV al inicio de la etapa.

$x=1,2,\dots,Nx$: volumen de ingreso por unidad de ΔV durante la etapa.

$k=1,2,\dots,Nk$: volumen de extracción por unidad de ΔV durante la etapa.

$NS=1,2,\dots,NS$: números de estados definidos para cada presa.

nx : números de datos de la probabilidad de ingreso.

$kmín$: volumen de extracción mínima por unidad de ΔV durante la etapa.

$kmáx$: volumen de extracción máxima por unidad de ΔV durante la etapa.

Al considerar las variables de forma discreta, el beneficio que corresponde a una etapa n cualquiera depende del volumen extraído k y de los almacenamientos i y j al inicio y al final de la etapa. Los beneficios en esa etapa se pueden expresar como $b_n^k(i, j)$.

Durante la operación de una presa se pueden presentar dos condiciones que se desean evitar: que llueva mucho y el almacenamiento al final de una etapa sea mayor que el NAMO (Nivel de Aguas

Máximas Ordinarias), lo cual implica un derrame; o bien, que llueva poco y el almacenamiento al final de una etapa sea menor al NAMINO (Nivel de Aguas Mínimo de Operación), lo que implica un déficit, y no se podrán satisfacer las demandas prometidas.

Al tratarse de un sistema hidroeléctrico, el objetivo principal es la generación de energía y la función objetivo consiste en la maximización del valor esperado del beneficio total por generación, considerando penalizaciones en caso de déficit, derrame o rebase de la curva guía. La función objetivo queda de la forma siguiente:

$$FO = MáxE \left[\sum_{i=1}^{NP} (EG_i - C_{der_i} Der_i - C_{def_i} Def_{ii} - C_{CG_i}) \right] \quad (4.5)$$

Donde:

FO : función objetivo.

$E[]$: operador del valor esperado.

i : subíndice que va de 1 al número de presas (NP), con $i=1$ para La Yesca, $i=2$ para El Cajón e $i=3$ para Aguamilpa.

EG : energía generada en cada presa, en Gigavatio-hora por quincena.

C_{der} : coeficiente de penalización por derrame.

C_{def} : coeficiente de penalización por déficit.

C_{CG} : coeficiente de penalización por rebase la curva guía.

Der : magnitud del derrame, en millones de metros cúbicos.

$Déf$: magnitud del déficit, en millones de metros cúbicos.

Para cada intervalo de tiempo analizado la energía generada en cada presa se obtiene con la expresión:

$$EG = \frac{(H_j + H_i)}{2} V \left(\frac{9.81\eta}{3600} \right) \quad (4.6)$$

Donde:

H_j : carga al final del intervalo con respecto al nivel de desfogue, en metros.

H_i : carga al inicio del intervalo con respecto al nivel de desfogue, en metros.

V : volumen turbinado en el intervalo en el intervalo, en metros cúbicos.

η : eficiencia del sistema.

La programación dinámica estocástica establece que el beneficio total en la presa se obtiene con la ecuación recursiva siguiente:

$$B_n^k(i) = \sum P_n^k(i, j) [b_{n,k}(i, j) + B_{n+1}^*(j)] \quad (4.7)$$

Donde:

$B_n^k(i)$: beneficio hasta la etapa n , dada la política de operación k y el estado inicial i .

$P_n^k(i, j)$: probabilidades asociadas a cada etapa n , de tener un ingreso tal que, para la extracción k se pase del estado inicial i al estado final j .

$b_{n,k}(i,j)$: beneficio que se obtiene en la etapa n si se decide una extracción k y se pasa del estado inicial i al estado final j .

$B_{n+1}^*(i)$: beneficio esperado óptimo hasta la etapa $n+1$ dado el estado j .

La expresión (4.7) puede descomponerse en dos partes. La primera es aquella en la que el cálculo se repite porque las condiciones de la probabilidad del ingreso para cada etapa será la misma en todos los años N , a este cálculo se le llamará φ (cálculo de las fi) y se obtiene con la ecuación:

$$\varphi_n^k(i) = \sum P_n^k(i,j)b_{n,k}(i,j) \quad (4.8)$$

Donde:

$\varphi_n^k(i)$: valor esperado del beneficio inmediato en la etapa n , dada la condición inicial i y extracción k , estos valores dependen solo de la etapa del año, para evitar cálculos repetitivos se calculan solo para las n etapas en que se divide este. Para cada etapa estos valores son constantes en todos los años.

La segunda consiste en obtener el beneficio acumulado, expresión (4.9), asociado a cada extracción k , y seleccionar el óptimo $B_n^*(i) = \text{Máx}[B_n^{k^*}(i)]$ y la extracción correspondiente $K^*(i)$.

$$B_n^k(i) = \varphi_n^k(i) + \sum P_n^k(i,j)B_{n+1}^*(j) \quad (4.9)$$

Una vez obtenido los valores de $\varphi_n^k(i)$ para las n etapas, los términos restantes de la expresión (4.9) se calculan para las n etapas de la vida útil con el siguiente criterio:

1. Se propone un número de años N , después del cual los beneficios se consideran nulos.
2. Se encuentra el beneficio total en cada etapa; el proceso se inicia en orden cronológico descendente. La última etapa se inicia en $B_j^*(j) = 0$, para todas las j , por lo que los $B^*(i)$ para la etapa anterior a la última son los máximos de las φ de la última etapa. Se comienza el recorrido de las etapas en sentido contrario al tiempo y se resuelven las ecuaciones iterando hasta que las diferencias entre dos años consecutivos cumplen una tolerancia establecida que garantiza convergencia y estabilidad de la solución. Al cumplirse esa condición el cálculo termina y la política óptima estará dada por los valores $k_{n,l}^*(i)$ con su respectivo beneficio (B^*) correspondientes al último ciclo calculado.

Cuando el sistema a optimizar consta de tres presas el problema es encontrar la política de extracciones $k_{n,l}^*(i_1, i_2, i_3)$ que indica la cantidad de agua que se debe extraer del vaso i durante la etapa n , tomando en cuenta los estados iniciales en cada vaso (i_1, i_2, i_3) para que el beneficio acumulado a lo largo de las n etapas de operación de las presas sea el máximo. Este problema se resuelve usando la ecuación recursiva (Arganis, et al., 2012):

$$B_n^{k_1, k_2, k_3}(i_1, i_2, i_3) = \sum_{j_1=1}^{NS_1} \sum_{j_2=1}^{NS_2} \sum_{j_3=1}^{NS_3} A(bpar) + B_{n+1}^*(j_1, j_2, j_3) \quad (4.10)$$

Siendo:

$$A = q_{n,k_1}(i_1, j_1)q_{n,k_2}(i_2, j_2)q_{n,k_3}(i_3, j_3) \quad (4.11)$$

$$bpar = b_{n,k_1}(i_1, j_1) + b_{n,k_1,k_2}(i_1, j_1, i_2, j_2) + b_{n,k_1,k_2,k_3}(i_1, j_1, i_2, j_2, i_3, j_3) \quad (4.12)$$

$$B_n^*(i_1, i_2, i_3) = \text{Máx}_{k_1, k_2, k_3} \left[B_n^{k_1, k_2, k_3}(i_1, i_2, i_3) \right] \quad (4.13)$$

Donde:

1,2,3: subíndices que identifican las presas: La Yesca (1), El Cajón(2) y Aguamilpa (3).

A: producto de las probabilidades de transición, $q_{nki}(i, j)$ dadas las extracciones k_1, k_2, k_3 , y los estados iniciales i , y los finales j de cada presa.

$bpar$: suma del beneficio en la etapa n , dados los estados iniciales i_1, i_2, i_3 y finales j_1, j_2, j_3 y sus respectivas extracciones k_1, k_2, k_3 .

$B_n^*(i_1, i_2, i_3)$: beneficio esperado hasta la etapa n en cada uno de los estados i_1, i_2, i_3 , dadas las extracciones k_1, k_2, k_3 .

$B_{n+1}^*(j_1, j_2, j_3)$: valor esperado óptimo correspondiente a la extracción óptima k^* en la etapa $n+1$.

Para minimizar el número de cálculos la ecuación (4.10) se reorganizó como:

$$B_n^{k_1, k_2, k_3}(i_1, i_2, i_3) = \varphi_n^{k_1, k_2, k_3}(i_1, i_2, i_3) + pb \quad (4.14)$$

Siendo:

$$\begin{aligned} \varphi_n^{k_1, k_2, k_3}(i_1, i_2, i_3) = & \sum_{j_1=1}^{NS_1} q_{n,k_1}(i_1, j_1) b_{n,k_1}(i_1, j_1) + \\ & \sum_{j_2=1}^{NS_2} q_{n,k_2}(i_2, j_2) b_{n,k_1,k_2}(i_1, j_1, i_2, j_2) + \sum_{j_3=1}^{NS_3} q_{n,k_3}(i_3, j_3) b_{n,k_1,k_2,k_3}(i_1, j_1, i_2, j_2, i_3, j_3) \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$pb = \sum_{j_1=1}^{NS_1} \sum_{j_2=1}^{NS_2} \sum_{j_3=1}^{NS_3} q_{n,k_1}(i_1, j_1) q_{n,k_2}(i_2, j_2) q_{n,k_3}(i_3, j_3) B_{n+1}^*(j_1, j_2, j_3) \quad (4.16)$$

La expresión (4.14) es equivalente a la obtenida para el caso de una presa (4.9), por lo tanto se sigue el mismo procedimiento para obtener el beneficio óptimo.

En algunos meses las autocorrelaciones entre los volúmenes de ingreso por cuenca propia son importantes, entonces la política de extracción puede modificarse con la finalidad de extraer un menor o mayor volumen, dependiendo de cómo fue el ingreso registrado en una quincena anterior y aprovechar así las posibilidades de pronóstico derivadas de dicha correlación. Para ello al volumen de extracción que se establece en la política de operación en una quincena q , se propone sea modificado con un *DELVOL* dependiendo de cómo es el ingreso en la quincena $q-1$, es decir:

$$K_{ModQ} = k_Q^*(i, q) + DELVOL(i, q) \quad (4.17)$$

Siendo:

$$DELVOL(i, q) = CDV(i, q) * P(i, q - 1) * [V(i, q - 1) - V_{med}(i, q - 1)] \quad (4.18)$$

Donde:

K_{Modq} : extracción modificada para considerar la autocorrelación de los volúmenes de ingreso de la presa i en la quincena q .

$k_Q^*(i,q)$: extracción indicada por la política de operación en la presa i en la quincena q .

$DELVOL$: volumen de extracción adicional para la presa i .

$CDV(i,q)$: factor de peso para modular la importancia que se quiera dar a la autocorrelación.

$P(i,q-1)$: pendiente de la regresión lineal entre los volúmenes de ingreso históricos en la quincena q y la quincena $q-1$.

$V(i,q-1)$: volumen de ingreso en la presa i en la quincena $q-1$.

$V_{med}(i,q-1)$: volumen medio en la presa i en la quincena $q-1$.

4.2.2 Simulación del sistema

Una vez obtenidas las políticas de operación se simula el funcionamiento del sistema, usando como variables de entrada al modelo los volúmenes de ingreso por cuenca propia y las curvas elevaciones-capacidades-áreas de los vasos, para obtener la energía total, el almacenamiento mínimo, y los derrames y déficit en cada presa. Para un sistema de presas en cascada la expresión (4.1) queda de la forma (4.19) y la simulación realiza de acuerdo con esta expresión.

$$S_j(p) = S_i(p) + VI_j(p) - VS_j(p) + VS_j(p-1) \quad (4.19)$$

Siendo:

$$VS_j(p) = K(p) + Der(p) + V_e(p) \quad (4.20)$$

$$V_e(p) = L_e(p) * A(p) \quad (4.21)$$

Donde:

$S_j(p)$: almacenamiento en la presa p al final del intervalo Δt .

$S_i(p)$: almacenamiento en la presa p al inicio del intervalo Δt .

$VI_j(p)$: volumen de ingreso por cuenca propia en la presa p durante el intervalo Δt .

$VS_j(p)$: volumen total de salida en la presa p durante el intervalo Δt .

$VS_j(p-1)$: volumen total de salida en la presa aguas arriba de la presa p , durante el intervalo Δt .

$K(p)$: volumen turbinado en la presa p durante del intervalo Δt .

$Der(p)$: en caso de derrames, volumen derramado en la presa p durante el intervalo Δt .

$V_e(p)$: volumen evaporado en la presa p al inicio del intervalo Δt .

$L_e(p)$: lamina de evaporación en la presa p al inicio del intervalo Δt .

$A(p)$: área del embalse p al inicio del intervalo Δt .

Para obtener el área del embalse se usan las curvas elevaciones-capacidades-áreas, que permiten obtener el área del embalse para una capacidad o elevación dada.

Cuando se presentan eventos de déficit en el sistema, se usa la siguiente expresión para obtener la magnitud de cada evento:

$$Def = K_{PO} - K_{RT} \quad (4.22)$$

Donde:

Def: magnitud del déficit.

K_{OP}: extracción marcada por la política de operación.

K_{RT}: extracción real por turbinas.

Si el almacenamiento en la presa al final del intervalo analizado es mayor a la capacidad de la presa al NAMO, ocurre derrame en el sistema y la magnitud de este evento se obtiene de acuerdo con la expresión:

$$Der = V_{NAMO} - S_j(p) \quad (4.23)$$

Donde:

Der: magnitud del derrame.

V_{NAMO}: capacidad total del vaso al NAMO.

4.2.3 Generación de series sintéticas

Las técnicas de generación de muestras sintéticas son herramientas estadísticas que permiten enfrentar problemas de planeación hídrica. Estas herramientas son muy importantes, pues permiten el análisis de problemas relacionados con el diseño, la planificación y operación de sistemas de aprovechamiento de los recursos hídricos.

Para corroborar el comportamiento de la política óptima se generan series sintéticas de los ingresos quincenales a las presas y se considera que en el espectro generado estarán los eventos que puedan ocurrir en el futuro.

Las series sintéticas se generan con el Método Svanidze modificado (Arganis J., 2004) que tiene la ventaja de que no requiere que los datos sean normales y logra reproducir las autocorrelaciones y las correlaciones cruzadas. El problema que tiene es la preservación de la correlación entre el último periodo del año *i* y el primer periodo del año *i+1*, pero lo anterior se resuelve identificando los periodos de más baja correlación y redefiniendo los años. Con dichas series se realiza la simulación, que intenta representar la operación real del sistema, y se verifica que los resultados obtenidos con cada política sean adecuados.

A continuación se indican los pasos para generar series de volúmenes quincenales por cuenca propia en un sistema de presas:

1. Se obtienen los registros históricos de las variables que se desean generar (volúmenes, gastos, precipitaciones).
2. Se calculan las correlaciones de la quincena *i* con la quincena *i+1* para identificar las quincenas en las que se presenta la autocorrelación más baja durante el año (generalmente se presentan al pasar de la época de estiaje a la época de avenidas o viceversa), y se reordenan los registros históricos, seleccionando como quincenas 1 y 24 aquellas que tienen la menor correlación.
3. Se determina el volumen anual para cada presa.
4. Se calcula el porcentaje de influencia de las series quincenales en el volumen anual para cada año.
5. Se calcula el volumen anual en todo el sistema. Es decir se suman los volúmenes anuales por cuenca propia de todas las presas que conforman el sistema.
6. Se estima el porcentaje de influencia de las series anuales de cada presa en el volumen anual total del sistema.

7. Se estiman los estadísticos media, desviación estándar y coeficiente de asimetría, de las series quincenales y anuales, además de las correlaciones cruzadas entre las series.
8. A las series registradas se les realiza un análisis de homogeneidad, con el fin de verificar que no se presenten tendencias y así sea posible que las series sintéticas preserven los estadísticos de la serie original. También se les realiza un análisis de independencia con el fin de verificar que la serie esté compuesta por variables aleatorias, y por lo tanto siga las leyes de la probabilidad.
9. Se define la ecuación de la función de distribución por generar $F_x(x)$. Para esto, a la serie de volumen anual total del sistema se le realiza un análisis de frecuencias y se obtiene la función de distribución que mejor se ajuste a ella, esta será la función de distribución $F_x(x)$.
10. Se genera un número aleatorio y_1 con función de densidad de probabilidad uniforme $[0,1]$.
11. Se considera que el valor y_1 , obtenido en el décimo paso, representa un valor de la función de distribución $F_x(x)$ y se despeja el valor correspondiente a x (x corresponde al evento estimado, en este caso el volumen anual total del sistema).
12. Los pasos 10 y 11 se repiten tantas veces como números se deseen generar. El proceso descrito entre los pasos 9 y 11 se muestra esquemáticamente en la Figura 4.2.

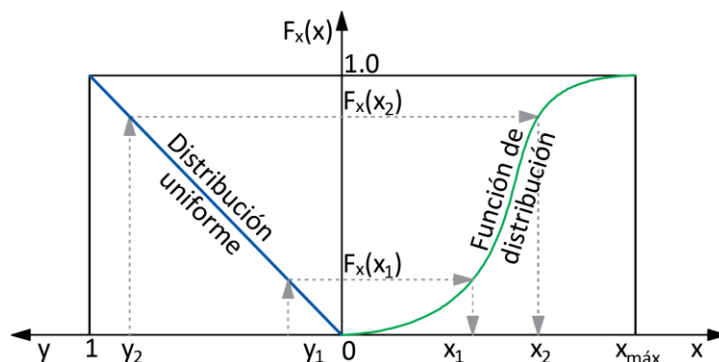


Figura 4.2. Generación de números aleatorios con función de distribución $F_x(x)$.

13. Para la selección de los años aleatorios se toma en cuenta que cada año hidrológico tiene la misma probabilidad de ser seleccionado, con una distribución uniforme; y la gráfica de la función de distribución acumulada corresponde a una línea recta. Para efectuar un muestreo aleatorio con reemplazo de los años (método de Monte Carlo), se generan años aleatorios con distribución uniforme, comprendidos entre los límites de los años hidrológicos históricos considerados.
14. A cada año aleatorio se le asigna el evento estimado en el paso 11.
15. Se realiza el producto del volumen total sintético calculado por el porcentaje de influencia de las series anuales de cada presa, obteniendo el volumen total anual sintético para cada presa.
16. Finalmente las n series sintéticas se obtienen al multiplicar las fracciones aleatorias de cada año aleatorio, obtenido en el paso 13, por el volumen total anual sintético calculado en el paso 15; esto se hace para cada presa.

Cuando los estadísticos de las series sintéticas no resultan similares a los de las series históricas, es probable que la hipótesis básica del método que supone independencia entre los totales anuales y la forma en que se distribuyen en las quincenas no se cumpla. En esos casos conviene realizar una modificación en la selección de los años aleatorios, separando los que se comportan distinto como se muestra en (Domínguez y Arganis, 2009).

4.3 RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.3.1 Series para la actualización de las políticas de operación óptima

Para la actualización de las políticas de operación del sistema de presas del río Santiago se obtuvieron volúmenes quincenales para la cuenca propia asociada a cada presa, usando las series de gastos medios diarios obtenidas en el apartado 3.3.1.

Relleno de datos faltantes

Para obtener las políticas de operación óptima a largo plazo se desean series continuas de los volúmenes quincenales por cuenca propia de cada presa, para tener una simulación con registros continuos, por lo tanto se rellenaron los datos faltantes de las series de registro quincenales. Para obtener los datos faltantes, se encontraron las estaciones que mejor se correlacionaban, de acuerdo con el coeficiente de correlación. Si se encontraba que las estaciones que mejor se correlacionaban tenían en común un año con dato faltante, se procedía a escoger la estación siguiente con el mejor coeficiente de correlación, y así sucesivamente. Se realizaron correlaciones de las series quincenales entre las estaciones:

- La Yesca con Santa Rosa y Santa Rosa I.
- El Caimán con Bolaños.
- Corona con Arcediano.
- Corona con Las Juntas.
- Huaynamota con Chapalagana.
- Chapalagana con El Platanito.

De esta manera se obtuvieron registros continuos para los volúmenes quincenales de todas las presas estudiadas (las ecuaciones obtenidas de las correlaciones quincenales se presentan en el anexo A).

4.3.2 Políticas de operación óptima y simulación del sistema

Se usaron los volúmenes de ingreso quincenal de 1952 a 2013 de las cuencas propias de la presa La Yesca y Aguamilpa, considerando años hidrológicos de la primera quincena de octubre del año i a la segunda quincena de septiembre del año $i+1$. El año se consideró dividido en 6 etapas, agrupadas en los siguientes meses: etapa 1: octubre-noviembre, etapa 2: septiembre, etapa 3: agosto, etapa 4: julio, etapa 5: abril-mayo-junio, etapa 6: diciembre-enero-febrero-marzo. Se consideró la probabilidad de los volúmenes de ingreso para cada una de las etapas presentadas en la Figura 4.3, dichas probabilidades se determinaron de acuerdo con la frecuencia de ocurrencia de los volúmenes de ingreso por cuenca propia de las presas La Yesca y Aguamilpa; para el caso de la presa El Cajón, debido a que prácticamente no cuenta con ingresos por cuenca propia, se consideró igual a uno.

Se propuso un volumen de discretización del problema $\Delta V=125$ millones de m^3 , se definieron los estados de las presas en función de su capacidad útil, con 11 estados para La Yesca y El Cajón, y 21 para Aguamilpa. La extracción mínima en cada etapa del año es 1 y la máxima corresponde a la capacidad de diseño de las turbinas.

La curva elevaciones-capacidades de cada presa, considerando el origen en el NAMINO (la elevación y la capacidad útil en el NAMINO se consideró igual a cero) se ajustó a una regresión polinómica de segundo orden, de acuerdo con las expresiones:

Para La Yesca:

$$h = -6 \times 10^{-6} \Delta V^2 + 0.0494 \Delta V + 0.9948 \quad (4.24)$$

Para El Cajón:

$$h = -6 \times 10^{-6} \Delta V^2 + 0.0418 \Delta V + 0.6046 \quad (4.25)$$

Para Aguamilpa:

$$h = -8 \times 10^{-7} \Delta V^2 + 0.0133 \Delta V + 0.3293 \quad (4.26)$$

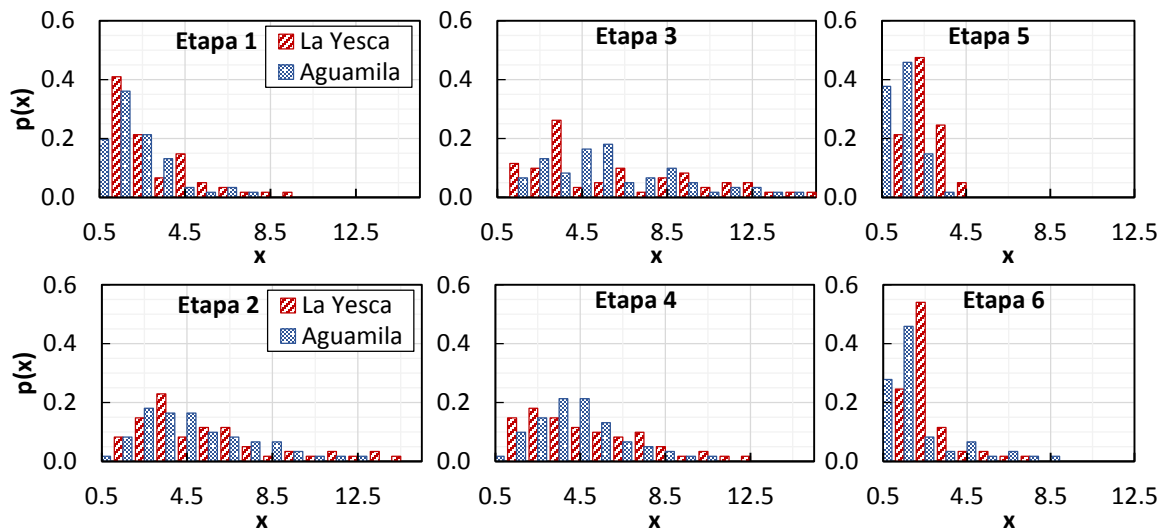


Figura 4.3. Probabilidades de ingreso en cada etapa del año.

Para cada presa se tomaron inicialmente los valores de las curvas guía estimadas por Domínguez et al., (2009), estas se modificaron considerando el comportamiento histórico de las elevaciones y conservando los niveles por debajo del NAMO (Figura 4.4).

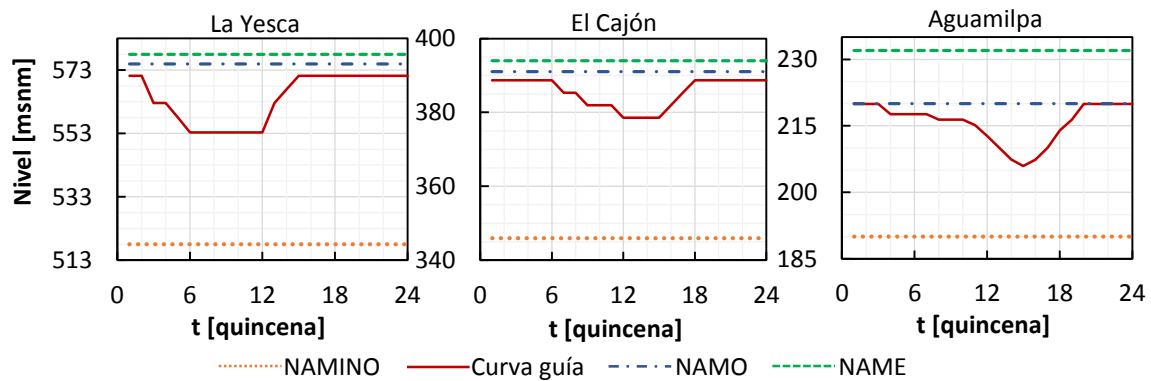


Figura 4.4. Curvas guía para cada presa.

Las láminas de evaporación medias mensuales se obtuvieron a partir de los datos disponibles del funcionamiento histórico de los vasos proporcionados por CFE, para Aguamilpa en el periodo (1995-2014), para El Cajón en el periodo (2007-2014), en La Yesca antes de la existencia del vaso se usaron los registros de El Cajón y en el periodo (2013-2014) se usaron los datos obtenidos de su propio

funcionamiento. Las láminas de evaporación se multiplican por un coeficiente de evaporímetro de 0.7 para obtener la lámina de evaporación neta en los vasos. En la Tabla 4.1 se presentan las láminas de evaporación neta para las tres presas.

Tabla 4.1. Lámina de evaporación neta media mensual [mm] en el sistema de presas.

Presa	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
La Yesca	87.9	101.1	157.4	190.9	201.5	170.4	119.0	123.2	98.6	109.7	85.8	76.2
El Cajón	87.9	105.4	157.4	187.1	203.0	172.9	120.3	123.2	98.6	109.7	90.1	76.2
Aguamilpa	108.1	121.2	168.2	194.4	212.3	173.9	138.1	126.3	102.4	111.8	108.5	99.9

Para obtener las políticas óptimas, se usaron tres programas: CAFIT3PMPV.FOR, OPTIDIN3VM.FOR y SIMQ3PCM.FOR desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Con el primer programa se determina la primera parte del proceso de optimización, calculando los beneficios por etapa; con el segundo programa se completa el proceso de optimización y se determinan las políticas de operación y el tercer programa realiza la simulación conjunta en forma quincenal de tres presas que operan en cascada.

Para obtener la política óptima, se usó un coeficiente de penalización por rebasar la curva guía de 10000 en las tres presas y diferentes combinaciones por déficit y derrame, en la Tabla 4.2 se presentan dichas combinaciones. Se obtuvieron las 16 políticas de operación para cuatro casos, el primero sin tener en cuenta las autocorrelaciones entre una quincena y la quincena anterior, el segundo considerando un factor de *DELVOL* de *CDV*=0.2 en las tres presas, el tercero considerando un factor de *DELVOL* de *CDV*=0.7 en las tres presas, y el cuarto considerando un factor de *DELVOL* de *CDV*=0.7 en Aguamilpa y *CDV*=0.2 en La Yesca. De acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 4.3, en general considerar la autocorrelación entre las quincenas del año permite obtener mayor energía en el sistema, y menor magnitud de déficit y derrame.

Tabla 4.2. Coeficientes de castigo para cada política.

Política	1	2	3	4	5	6	7	8
Cder	10000	10000	10000	10000	1000	1000	1000	1000
Cdef	10	100	1000	10000	10	100	1000	10000
Política	9	10	11	12	13	14	15	16
Cder	100	100	100	100	10	10	10	10
Cdef	10	100	1000	10000	10	100	1000	10000

En la Figura 4.5 se comparan gráficamente los resultados de la energía promedio quincenal, el derrame y el déficit total en el sistema, obtenidos para las 16 políticas y los 4 casos para el periodo (1952-2013). De acuerdo con los resultados presentados para los 4 casos: las políticas 15 y 16 se descartan debido a que se tienen los peores escenarios para eventos de derrame; las políticas 1, 2 y 5 se descartan debido a que se tienen los peores escenarios para eventos de déficit. Las políticas 4, 8 y 12 se descartan ya que en la gráfica de energía promedio se observa un valle en la línea de tendencia. Las política 6 y 9 tienen prácticamente las mismas condiciones de déficit que la política 3, pero el derrame aumenta un 6 y 15% respectivamente, por lo tanto se descartan.

Al considerar los factores del *DELVOL* del caso 4 para las políticas 3, 7, 10, 11, 13 y 14 se obtiene mayor energía en el sistema, y menor magnitud de déficit y derrame, por lo tanto se continuara realizando el análisis de las políticas para este caso.

La política 14 tiene prácticamente las mismas condiciones de energía promedio quincenal que la política 13, pero el derrame se incrementa en 590 millones de m³, por lo tanto se descarta. Con la

política 11 se tiene una energía media menor y un derrame mayor que con la política 10, por lo tanto se descarta.

Tabla 4.3. Resumen del funcionamiento del sistema de presas usando el registro histórico (1952-2013).

Pol	Caso 1			Caso 2		
	CDV=0			CDV=0.2		
	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]
1	177.74	29031	19046	177.65	29391	19034
2	177.54	32046	8796	177.75	31735	6222
3	177.79	33840	1599	177.98	33312	711
4	177.69	36401	0	177.96	35844	0
5	178.51	33817	8837	178.69	33184	6303
6	178.59	35872	1629	178.86	35001	737
7	178.51	37625	0	178.73	37234	0
8	178.78	37922	0	178.52	38346	0
9	179.66	38552	1500	179.73	38094	690
10	179.53	40954	0	179.80	40391	0
11	179.33	42168	0	179.74	41292	0
12	178.45	45186	0	179.07	43468	0
13	179.93	46111	0	180.26	45700	0
14	179.92	46972	0	180.16	46806	0
15	179.21	50267	0	179.76	48192	0
16	179.05	51816	0	178.96	52141	0

Pol	Caso 3			Caso 4		
	CDV=0.70			CDV=0.70 Aguamilpa y CDV=0.2 La Yesca		
	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]
1	177.32	31020	11744	177.74	29031	19046
2	177.63	32982	1848	177.89	31479	6249
3	178.08	34017	0	178.13	32939	697
4	177.97	36376	0	178.07	35310	0
5	178.47	34808	1636	178.77	33209	6234
6	178.76	36373	0	179.04	34418	750
7	178.74	37709	0	178.83	37042	0
8	178.80	38234	0	178.61	38420	0
9	179.60	39599	0	179.83	38121	704
10	179.82	40365	0	179.91	40079	0
11	179.79	41133	0	179.80	40999	0
12	179.21	43000	0	179.24	42995	0
13	180.04	46698	0	180.30	45451	0
14	180.41	46243	0	180.35	46041	0
15	180.00	47713	0	179.90	47846	0
16	179.38	50775	0	179.05	51816	0

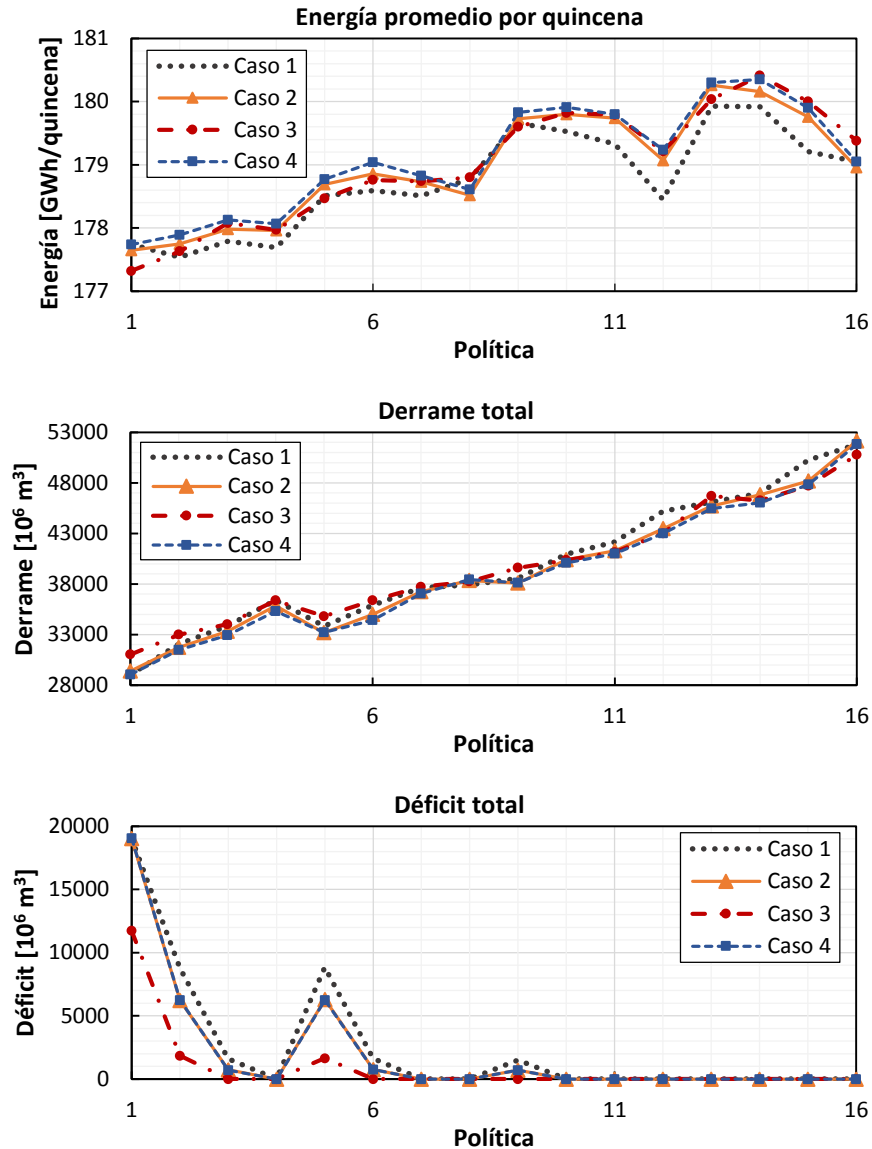


Figura 4.5. Comparación de la energía promedio quincenal, y del derrame y déficit total en el sistema obtenido con para las 16 políticas y los 4 casos.

Se tienen entonces como mejores alternativas, las políticas 3, 7, 10 y 13, a continuación se describen resultados generales de cada una de acuerdo con la simulación del sistema:

Con la política 3 se encuentra el derrame más bajo con 32939 millones de m^3 , pero de las 4 políticas seleccionadas como mejores alternativas, es la única que presentó déficit durante la simulación, este fue de 712 millones de m^3 y solo ocurrió en la presa La Yesca (hubo 24 quincenas donde se presentó dicho evento), el almacenamiento mínimo en todo el periodo de simulación fue de 0 millones de m^3 en la presa La Yesca, por lo tanto, se corre el riesgo de que ésta presa se vacíe, mientras que en El Cajón y Aguamilpa sería aproximadamente el 35% y el 16% del volumen útil respectivamente. La energía media quincenal en el sistema es de 178.1 GWh.

Con la política 7 no se produce déficit en el sistema, el derrame es 37234 millones de m^3 , 12% más grande que el obtenido con la política 3, el almacenamiento mínimo en todo el periodo de simulación sería aproximadamente el 7% del volumen útil en La Yesca, el 28% en El Cajón y 22% en

Aguamilpa, por lo tanto, no se corre el riesgo de que las presas se vacíen. La energía media quincenal en el sistema es de 178.8 GWh, mayor que la obtenida con la política 3 (incremento de 0.70 GWh/quincena).

Con la política 10 no ocurren déficits en el sistema, el derrame es 40079 millones de m³, 22% y 8% más grande que los obtenidos con la política 3 y 7 respectivamente, el almacenamiento mínimo en todo el periodo de simulación sería aproximadamente el 7% del volumen útil en La Yesca, el 25% en El Cajón y 26% en Aguamilpa, por lo tanto, no se corre el riesgo de que las presas se vacíen. La energía media quincenal en el sistema es de 179.9 GWh, mayor que la obtenida con las políticas 3 y 7 (incremento de 1.78 y 1.08 GWh/quincena respectivamente).

Con la política 13 no existen déficits en el sistema, el derrame es 45451 millones de m³ (el más alto de las 4 políticas), 38%, 23% y 13% más grande que los obtenidos con la política 3, 7 y 10 respectivamente, el almacenamiento mínimo en todo el periodo de simulación sería aproximadamente el 7% del volumen útil en La Yesca, el 46% en El Cajón y 38% en Aguamilpa, por lo tanto, no se corre el riesgo de que las presas se vacíen. La energía media quincenal en el sistema es de 180.3 GWh, mayor que la obtenida con las políticas 3, 7 y 10 (incremento de 2.17, 1.47 y 0.39 GWh/quincena respectivamente).

En total se simularon 61 años con datos registrados, teniendo un total de 1464 quincenas. De acuerdo con los resultados de la simulación, en la Tabla 4.4 se presenta el número de años y de quincenas en que fue superada la curva guía de cada presa, para cada una de las políticas elegidas como óptimas.

Para las políticas 3, 7, 10 y 13 se comparan los volúmenes medios en los embalses obtenidos en la simulación del registro histórico del periodo 1952-2013, con las curvas guías establecidas para cada presa. En la Figura 4.6 se presentan los volúmenes medios en la presa El Cajón y Aguamilpa, no se muestran los de La Yesca debido a que la curva guía en esta presa no es excedida. De acuerdo con los resultados los volúmenes medios obtenidos con la política 13 superan las curvas guía de ambas presas, y con la política 10 se supera la curva guía de Aguamilpa.

Aunque con la política 13 se tienen la energía generada promedio más alta, tiene los derrames más grandes con respecto a las políticas 3, 7 y 10, y para todas las presa presenta la mayor frecuencia de excedencia de la curva guía de acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 4.4. Por lo tanto, de las 4 políticas seleccionadas como mejores alternativas, se puede decir que, esta da los resultados más desfavorables en cuanto al derrame con respecto a las otras tres políticas. Se seguirá considerando esta política como una de las óptimas, con el fin de presentarle al operador los resultados obtenidos con ésta.

Tabla 4.4. Número de años y quincenas en que se rebasa la curva guía usando el registro histórico (1952-2013).

Política	Presa	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa
3	# Años	24	26	20
	# Quincenas	65	223	63
7	# Años	30	25	33
	# Quincenas	89	205	109
10	# Años	33	35	47
	# Quincenas	107	352	194
13	# Años	36	50	58
	# Quincenas	124	525	298

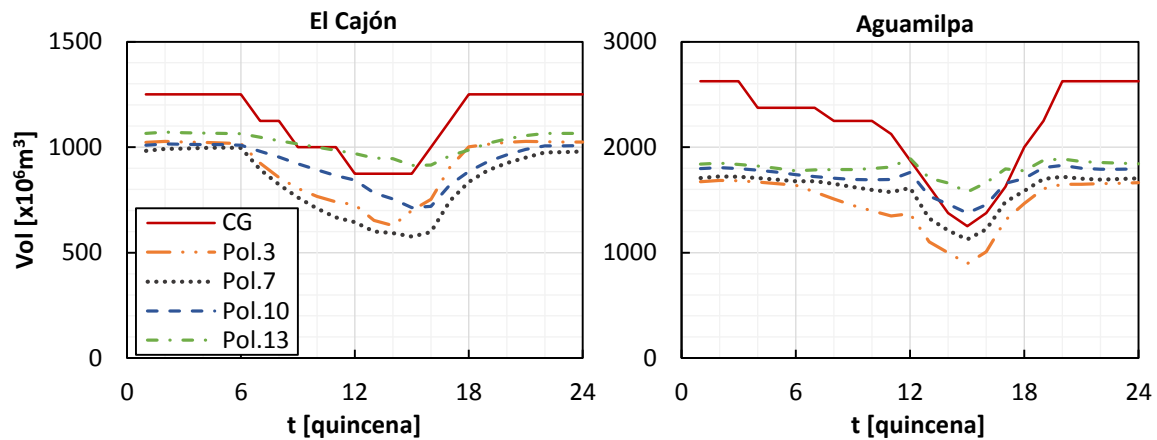


Figura 4.6. Comparación volúmenes medios en las presas con las curvas guías.

4.3.3 Generación de series sintéticas y verificación de las políticas óptimas

Para corroborar el comportamiento de las políticas 3, 7, 10 y 13 se generaron series sintéticas con el método Svanidze modificado. Se identifican las quincenas de más baja correlación y se redefinen los años, en este caso se consideró el año iniciando en la segunda quincena de junio del año i y terminando en la primera quincena de junio del año $i+1$, ya que como se muestra en la Tabla 4.5, son los periodos con la menor correlación para ambas presas.

Tabla 4.5. Autocorrelaciones entre la quincena $j+1$ y la quincena j .

Presa	Mes	Ene		Feb		Mar		Abr		May		Jun	
	Quincena	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
La Yesca	$r_{j+1,j}$	0.46	0.82	0.82	0.55	0.64	0.77	0.43	0.51	0.80	0.25	0.30	0.25
Aguamilpa	$r_{j+1,j}$	0.72	0.38	0.51	0.31	0.56	0.84	0.64	0.48	0.18	0.31	0.26	0.34

Presa	Mes	Jul		Ago		Sep		Oct		Nov		Dic	
	Quincena	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
La Yesca	$r_{j+1,j}$	0.68	0.24	0.66	0.51	0.65	0.59	0.55	0.88	0.45	0.65	0.86	0.46
Aguamilpa	$r_{j+1,j}$	0.49	0.39	0.52	0.53	0.41	0.36	0.18	0.58	0.07	0.53	0.55	0.33

Los datos de entrada al proceso son las n series periódicas analizadas con años iniciando en la segunda quincena de junio del año i y terminando en la primera quincena de junio del año $i+1$ del periodo (1952-2013), se calculan los volúmenes de ingreso totales anuales en el sistema para cada año, y para cada una de las series quincenales se obtiene la fracción del ingreso anual (en el anexo C se presentan los resultados obtenidos para cada presa).

A la serie de volúmenes de ingreso totales anuales se le aplicaron pruebas de homogeneidad y de tendencia, con el fin de verificar que sea homogénea y así sea posible que las series sintéticas preserven los estadísticos de la serie original. Las pruebas aplicadas fueron la de Helmert, t Student, Cramer, Pettit, Normal estándar, Spearman, Fisher y Mann Kendall descritas en el anexo B, para la mayoría de pruebas realizadas la serie resultó homogénea (ver anexo C), por lo tanto se considera que la serie es homogénea.

Para verificar que los eventos de la serie son eventos aleatorios se realizó la prueba de independencia. De acuerdo con la Figura 4.7 la serie es independiente, ya que más del 90 % de los valores del coeficiente de correlación serial de retraso r_k están dentro de los límites de confianza, por tanto la serie sigue las leyes de la probabilidad.

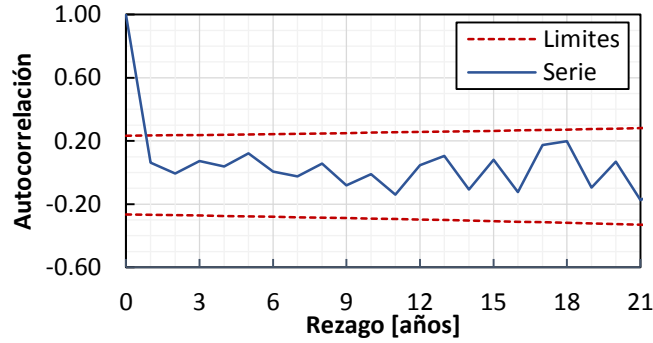


Figura 4.7. Correlograma de Anderson para la serie de volúmenes totales anuales.

Como la serie de volúmenes totales anuales es homogénea e independiente, se le realizó un análisis estadístico y se determinó la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste, en este caso la distribución Doble-Gumbel; el ajuste de la distribución y sus parámetros se presentan en la Figura 4.8.

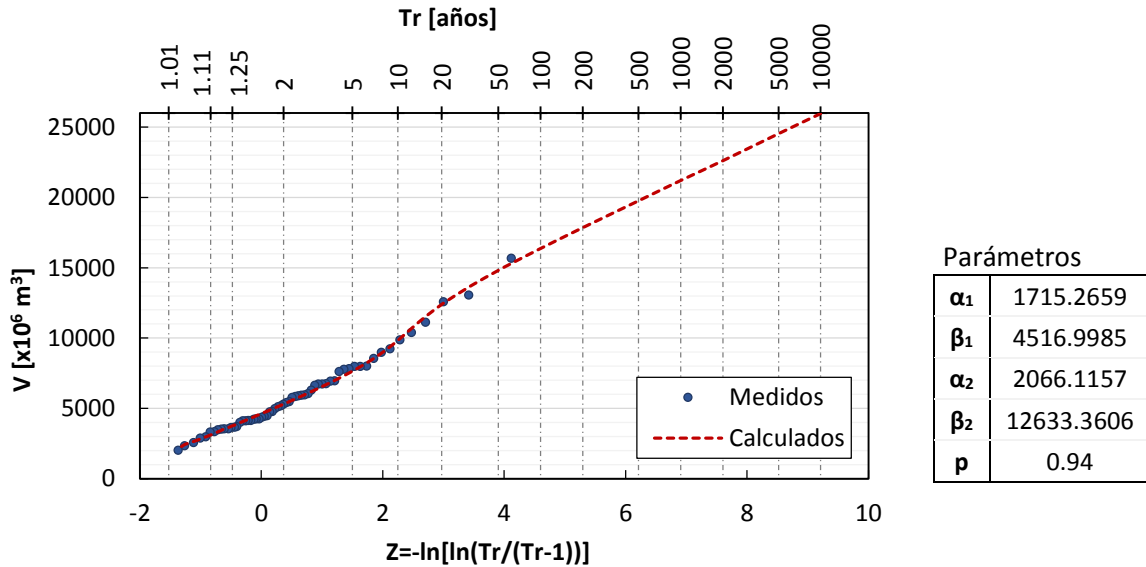


Figura 4.8. Distribución de probabilidad de mejor ajuste para la serie de volúmenes totales anuales.

Se realizó un doble procedimiento aleatorio, el primero de ellos consiste en utilizar la distribución Doble-Gumbel, con la que se obtienen m valores aleatorios de la suma de los totales anuales de la presa La Yesca más Aguamilpa. El segundo procedimiento consiste en la selección aleatoria de entre los m años históricos, para obtener las fracciones correspondientes de cada serie quincenal (los resultados se presentan en el anexo C).

Se generaron 10 series sintéticas, cada una de ellas del tamaño del registro histórico, se obtuvieron los parámetros estadísticos de cada una de ellas, y se compararon los valores medios de los estadísticos de las 10 series con los de las series originales, tal como se muestra en la Figura 4.9.

El método de Svanidze logro reproducir adecuadamente la media en ambos embalses, la desviación estándar se ajustó correctamente en la mayoría de las quincenas del año, el coeficiente de autocorrelación y el coeficiente de correlación cruzada en general se reproducen bien. Al corroborar

que las 10 series sintéticas logran preservar los estadísticos de la serie original, se procede a realizar la simulación con las 10 series y con las políticas 3, 7, 10 y 13 que fueron escogidas como las óptimas.

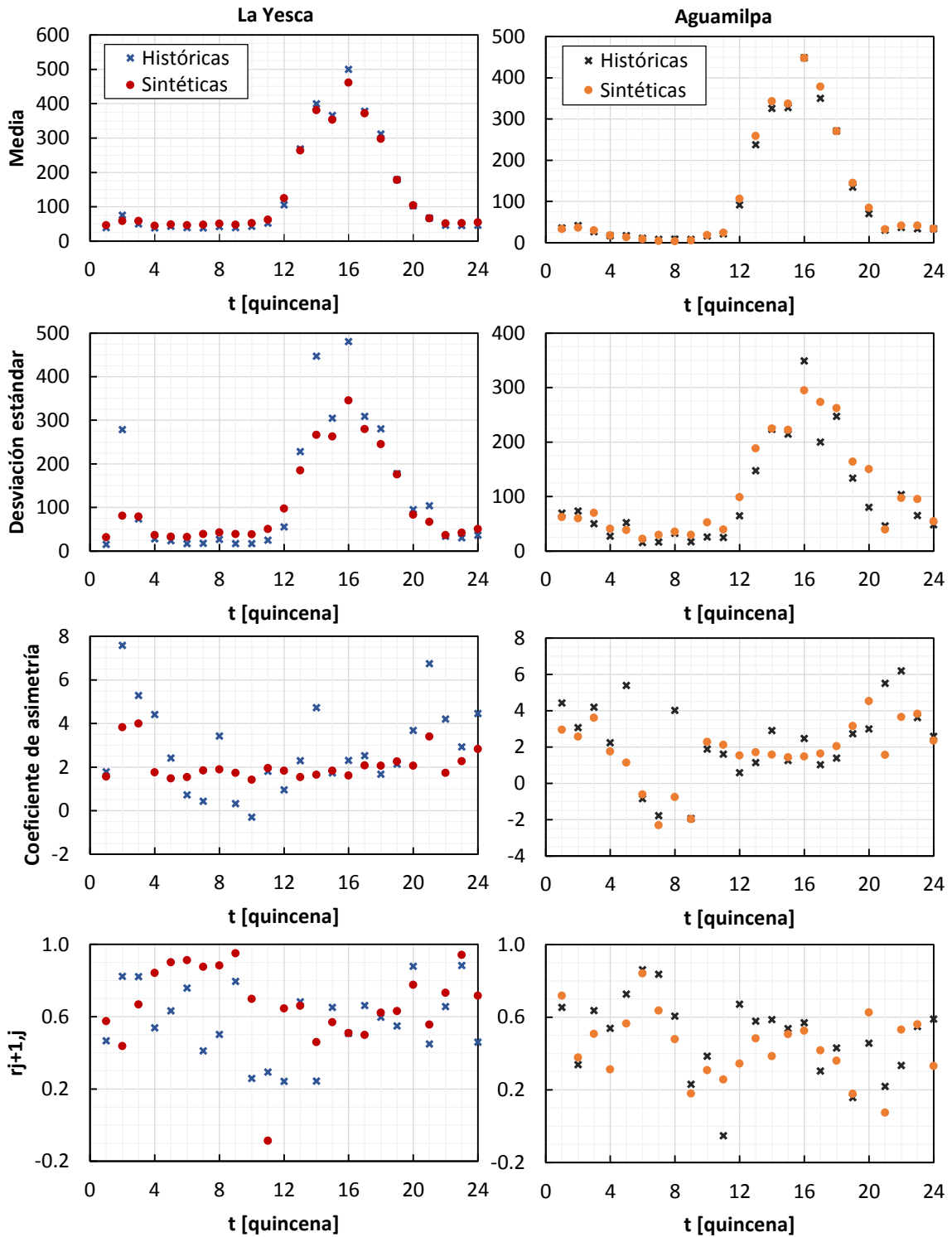


Figura 4.9. Comparación entre los estadísticos del registro histórico y el promedio de los estadísticos de las 10 series sintéticas.

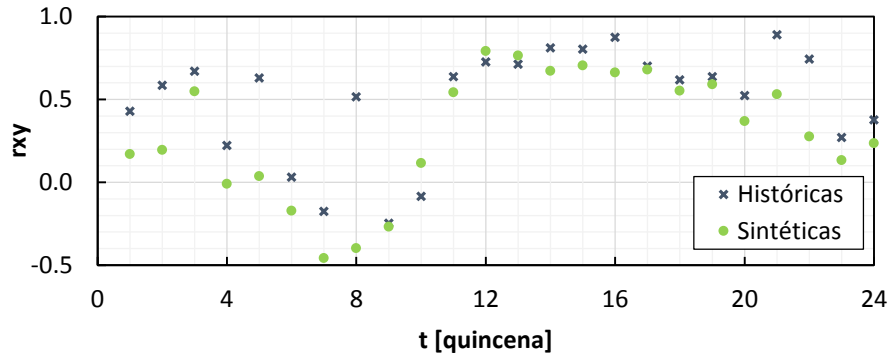


Figura 4.10. Comparación de las correlaciones cruzadas obtenidas con el registro histórico y el promedio de las 10 series sintéticas.

En la Tabla 4.6 se muestra un resumen de los resultados obtenidos con las simulaciones, el promedio para las 10 series y su comparación con respecto a los resultados obtenidos con el registro histórico. De acuerdo con los resultados, se tiene que, la energía promedio en el sistema obtenida con las series sintéticas es mayor que la del promedio histórico y los derrames totales son menores. En cuanto al déficit, con la política 3 se tendría en promedio un déficit de 1298 millones de m³, 47% más grande que el obtenido con la serie del registro histórico. Para las políticas 7, 10 y 13 aunque en los resultados simulados con el registro histórico no existía déficit en el sistema, con las series sintéticas se tendría en promedio un déficit de 155, 159 y 153 millones de m³ respectivamente. En la Tabla 4.7 se presenta la frecuencia de años con déficit en el sistema, para la política 3 en promedio 10 de cada 61 años se presentaría déficit en el sistema, mientras que para las políticas 7, 10 y 13 el promedio sería cada 2 años de 61 años. Lo anterior indica que las políticas 7, 10 y 13 proporcionan buenos resultados.

Respecto al almacenamiento mínimo, de acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 4.8, se puede decir que:

- Para la política 3, en todo el periodo de simulación, con todas la series sintéticas fue de 0 millones de m³ en presa La Yesca, por lo tanto se corre el riesgo de que esta presa se vacíe.
- Para las políticas 7 y 10, en todo el periodo de simulación, con todas las series sintéticas, excepto la 7, fue de 0 millones de m³ en presa La Yesca, por lo tanto se corre el riesgo de que esta presa se vacíe.
- Para la política 13, en todo el periodo de simulación, con todas las series sintéticas, excepto la 7 y la 10, fue de 0 millones de m³ en presa La Yesca, por lo tanto se corre el riesgo de que esta presa se vacíe.

Tabla 4.6. Resumen del funcionamiento del sistema de presas usando las series sintéticas.

Series sintéticas	Política 3			Política 7		
	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]
1	179.60	8966	1104	185.25	24849	147
2	179.58	5349	1235	180.78	7676	115
3	159.47	7146	1620	160.75	8484	150
4	194.13	16577	1509	194.92	21042	20
5	170.37	18332	1380	171.60	21240	145
6	190.40	28907	1319	191.08	33634	216
7	201.71	31519	335	202.42	35828	0
8	169.64	21638	1831	170.71	23749	438
9	196.98	35062	1770	197.64	40125	320
10	185.35	29040	872	186.22	32935	0
Promedio	182.72	20254	1298	184.14	24956	155
Registro histórico	178.13	32939	697	178.83	37042	0

Series sintéticas	Política 10			Política 13		
	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]
1	186.49	27496	134	187.52	31346	124
2	182.36	9222	115	183.54	11633	128
3	162.08	10195	127	163.30	12085	134
4	196.15	24242	45	197.04	28048	34
5	172.83	23672	162	173.98	26424	153
6	191.82	38646	241	191.97	44591	218
7	203.54	39344	0	204.00	44930	0
8	172.03	25832	463	172.95	28819	445
9	198.77	43608	272	199.04	49829	284
10	187.18	36860	26	187.80	41396	13
Promedio	185.33	27912	159	186.11	31910	153
Registro histórico	179.91	40079	0	180.30	45451	0

Tabla 4.7. Frecuencia de años con déficit en el sistema.

Series sintéticas	Política 3	Política 7	Política 10	Política 13
1	7	2	1	1
2	7	3	3	3
3	14	1	1	1
4	11	1	3	1
5	13	1	1	2
6	10	1	1	2
7	6	0	0	0
8	10	3	3	3
9	11	3	3	3
10	9	0	1	1
Registro histórico	10	2	2	2

Tabla 4.8. Almacenamiento mínimo [10^6 m^3] reportado en las presas usando las series sintéticas.

Series sintéticas	Política 3			Política 7		
	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa
1	0	446	365	0	414	542
2	0	446	365	0	419	433
3	0	259	375	0	392	521
4	0	379	399	0	414	549
5	0	342	419	0	369	592
6	0	207	421	0	313	532
7	0	464	413	97	390	534
8	0	274	397	0	260	564
9	0	349	423	0	396	565
10	0	452	410	7	415	632
Registro histórico	0	467	414	100	372	583

Series sintéticas	Política 10			Política 13		
	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa
1	0	449	826	0	616	983
2	0	485	793	0	650	1009
3	0	377	377	0	513	894
4	0	445	743	0	610	896
5	0	413	823	0	568	875
6	0	318	709	0	533	1045
7	96	473	802	104	680	876
8	0	325	797	0	464	994
9	0	342	841	0	515	1016
10	0	490	841	0	707	1032
Registro histórico	104	340	695	102	613	1001

4.4 CONCLUSIONES

Fue posible analizar distintas políticas de operación del sistema de presas ubicadas en el río Santiago, para la generación hidroeléctrica, obtenidas con la programación dinámica estocástica.

La simulación del comportamiento del sistema suponiendo volúmenes de ingreso a las presas iguales a los del registro histórico, permitió diferenciar la generación media en cada quincena, el régimen promedio de los almacenamientos en las presas, la magnitud de eventos no deseados (déficit y derrames) para cada una de las políticas establecidas.

De acuerdo con los resultados del subcapítulo 4.3, es conveniente seleccionar las políticas 3, 7, 10 y 13 como las mejores alternativas. En la Tabla 4.9 se presenta la comparación de los resultados obtenidos con la simulación del sistema teniendo en cuenta los registros históricos, se muestran las magnitudes de las variables obtenidas con la política 3 y su incremento de acuerdo con los resultados obtenidos con las políticas 7, 10 y 13, se observa que:

- La política 3 da lugar a la menor magnitud de derrame y a la menor energía media por quincena, además es la única en la que se obtiene déficit.

- La política 13 origina la mayor energía promedio por quincena y los mayores derrames en el sistema, además como se mostró en la Figura 4.6 los volúmenes medios en el periodo de simulación en las presas El Cajón y Aguamilpa superan sus curvas guía.

Tabla 4.9. Comparación de los resultados de las políticas óptimas, de acuerdo con la simulación de los registros históricos.

	Política	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]
	3	178.13	32939	697
Incremento respecto a la política 3	7	0.70	12.5%	-100%
	10	1.78	21.7%	-100%
	13	2.17	38.0%	-100%

Se corroboró que las políticas elegidas como mejores alternativas fueron adecuadas mediante la generación de 10 series sintéticas del mismo tamaño de la serie registrada, se consideró que en el espectro generado estarán los eventos que puedan ocurrir en el futuro.

Fue adecuado el uso del método de generación de Svanidze modificado ya que logró reproducir las autocorrelaciones y las correlaciones cruzadas de las series quincenales, dado que en el sistema en estudio existe dependencia, es decir, lo que ocurre en una quincena depende de lo que sucedió en una quincena anterior, y lo que ocurre en una presa depende de lo que pasó en las demás. Con dichas series mediante la simulación, se verificó que los resultados obtenidos con las políticas elegidas eran adecuados.

En la Tabla 4.10 se presenta la comparación de los resultados obtenidos con la simulación del sistema considerando el promedio de los resultados de la simulación obtenidos con las 10 series sintéticas. Con las cuatro políticas se obtuvo déficit en el sistema. Con la política 3 se siguió presentando la mayor magnitud de déficit, aumentando 53% con respecto al obtenido con la simulación de los registros históricos. Con la política 10 se encontró la energía promedio menor del sistema y con la política 13 se obtuvo la mayor.

Tabla 4.10. Comparación de los resultados de las políticas óptimas, de acuerdo con la simulación de las series sintéticas.

	Política	Energía [GWh/quincena]	Derrame [10 ⁶ m ³]	Déficit [10 ⁶ m ³]
	3	182.72	20253	1297
Incremento respecto a la política 3	7	1.41	23.2%	-88%
	10	-0.33	34.3%	-88%
	13	3.39	57.6%	-88%

Para las cuatro políticas escogidas se compararon los volúmenes medios en los embalses obtenidos mediante la simulación de las series sintéticas, con las curvas guías establecidas para cada presa, como se muestra en la Figura 4.11, encontrando al igual que con la simulación de los registros históricos, que los volúmenes medios obtenidos con la política 13 superan las curvas guía de ambas presas, y con la política 10 se supera la curva guía de Aguamilpa.

Finalmente, se recomienda la política 7 como la óptima, pues no presentó eventos de déficit durante la simulación de los registros históricos y de las cuatro políticas escogidas como mejores alternativas presenta el menor déficit en la simulación de las series sintéticas. Además de que los almacenamientos medios en los embalses no superan la curva guía en ninguna de las presas. Ésta política tiene la ventaja de conciliar las condiciones de energía generada, derrames y déficit en el sistema, con las curvas guía propuestas para cada presa.

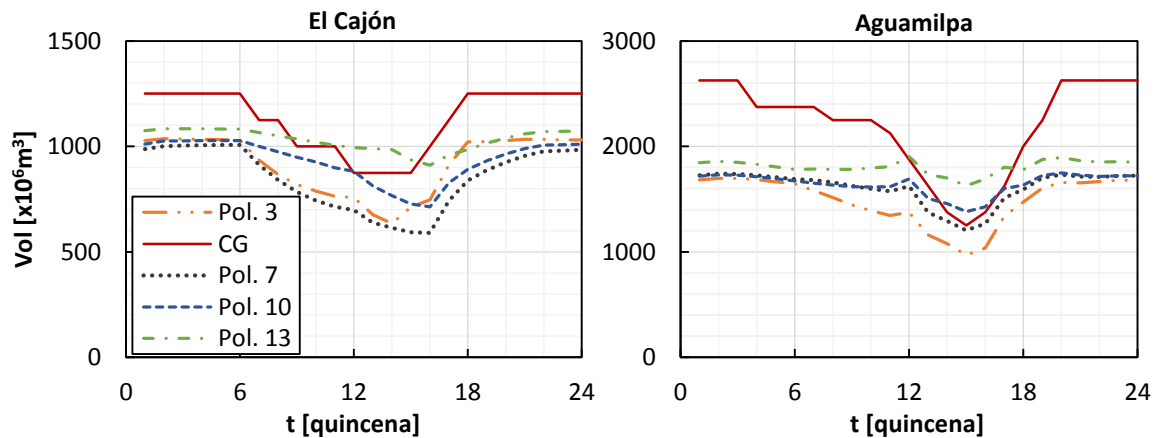


Figura 4.11. Comparación volúmenes medios en las presas con las curvas guía, simulación con series sintéticas.

Al comparar los resultados obtenidos con la simulación de los registros históricos en el periodo 1552-2013 obtenidos con la política 7, con los de la simulación de las series actualizadas con las políticas establecidas como óptimas en el estudio de 2009, tablas 4.11 y 4.12, se observa que con la política 7 se obtiene la mayor magnitud de energía generada promedio por quincena en las tres presas y en el periodo simulado nunca se vaciaron éstas. Además, con la política 4 las presa La Yesca y El Cajón se vaciaron en algún momento de la simulación, mientras que con la política 12 se vacía La Yesca, esto podría representar un riesgo para el sistema. Respecto al déficit, con la política 4 se obtuvo un déficit anual de 459 y 16 millones de metros cúbicos en las presas La Yesca y El Cajón, respectivamente, con la política 12 un déficit total en la Yesca de 1409 millones de metros cúbicos, mientras que con la política 7 no se presentó déficit en el sistema. Los derrames más grandes se presentan con la política 7, con magnitudes mayores principalmente en las presas El Cajón y Aguamilpa.

Tabla 4.11. Comparación de los resultados de la energía y el almacenamiento mínimo de la política óptima con las políticas óptimas del estudio de 2009.

Política	Energía generada				Almacenamiento mínimo		
	GWh/quincena				[10 ⁶ m ³]		
	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa	Suma	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa
Pol 4-2009	49.88	46.91	77.95	174.74	0	0	93
Pol 12-2009	49.14	48.51	80.61	178.26	0	119	450
7	50.31	49.01	79.51	178.83	100	372	583

Tabla 4.12. Comparación de los resultados de derrames y déficit de la política óptima con las políticas óptimas del estudio de 2009.

Política	Derrame total				Déficit total			
	[10 ⁶ m ³]				[10 ⁶ m ³]			
	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa	Total	La Yesca	El Cajón	Aguamilpa	Total
Pol 4-2009	15826	5900	6727	28452	459	16	0	475
Pol 12-2009	13234	6326	8003	27563	1409	0	0	1409
7	15903	9286	11853	37042	0	0	0	0

5 CONCLUSIONES

5.1 CON RESPECTO A LA ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO Y TRÁNSITO POR LOS VASOS

Se actualizaron las avenidas de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años para la cuenca total de la presa La Yesca y para las cuencas propia y total de la presa Aguamilpa. Esta actualización fue importante debido a que los eventos de diseño estimados para la presa Aguamilpa resultaron mayores a los obtenidos en estudios anteriores, y de acuerdo con el tránsito de las avenidas se encontró que esta presa podría estar en riesgo, ya que el nivel del NAME es excedido. Se obtuvo que la duración crítica de las avenidas en las tres presas es de 13 días.

Para obtener los cambios de almacenamiento en las presas del río Santiago, el tránsito de las avenidas en el sistema requiere tener en cuenta que el sistema opera en cascada, el hidrograma de entrada a la presa La Yesca es la avenida de diseño obtenida para la cuenca total de la Yesca, el hidrograma de entrada a la presa El Cajón corresponde al hidrograma de salida de la presa La Yesca y el hidrograma de entrada a la presa Aguamilpa corresponde al hidrograma de salida de la presa El Cajón más la avenida de diseño obtenida para las aportaciones por cuenca propia de Aguamilpa.

Las crecientes máximas que se presentan en la cuenca del río Santiago no ocurren en forma simultánea en toda la cuenca debido a su extensión territorial. Es decir, no es frecuente que se presenten eventos hidrometeorológicos simultáneos en la zona de estudio que provoquen escurrimientos en cada cuenca, y menos probable es que dichos eventos correspondan a periodos de retorno similares.

La suma de los caudales aportados por cada subcuenca del río Santiago por separado para un período de retorno dado, no debería ser mayor que la suma de las aportaciones simultáneas correspondiente al mismo período de retorno. En la Figura 3.12 se observó que si se suman las aportaciones de La Yesca y de la cuenca propia de Aguamilpa (como si ocurrieran simultáneamente), se obtienen gastos más grandes que los obtenidos para la cuenca total de Aguamilpa; por lo tanto es necesario reducir los gastos de las aportaciones de cada cuenca mediante un factor de reducción. Fue conveniente realizar un análisis de simultaneidad, obteniendo factores de reducción para cada hidrograma de acuerdo con el escenario analizado (el escenario 1 considerando la creciente concentrada en La Yesca y el escenario 2 tomando en cuenta la creciente concentrada en la cuenca propia de Aguamilpa), obteniendo que la suma de los hidrogramas de la presa La Yesca y la cuenca propia de Aguamilpa son prácticamente los mismos que los de la cuenca total de Aguamilpa.

De acuerdo con los resultados obtenidos con el tránsito de las avenidas de diseño en el sistema de presas del río Santiago, las políticas de extracción de los vertedores óptimas corresponden a la 1 para las presas La Yesca y El Cajón (Tabla 3.5), y la 4 para la presa Aguamilpa en la que se considera el vertedor con descarga libre y las turbinas trabajando a su capacidad de diseño.

Las presas La Yesca y El Cajón tienen poca capacidad de regulación, su hidrograma de salida es prácticamente el mismo de entrada. Las condiciones de operación de estas presas con las políticas de descarga establecidas en este estudio son seguras, ya que para los escenarios analizados en el tránsito de las avenidas el nivel del NAME no es rebasado. El gasto máximo de descarga por los vertedores de ambas presas es mucho menor que la capacidad máxima de éstos, con una descarga máxima de 70% de la capacidad de diseño de los vertedores.

Aunque la presa Aguamilpa tiene mayor capacidad de regulación que las presas La Yesca y El Cajón, podría estar en riesgo, debido a que, el nivel del NAME es excedido aproximadamente 75 cm. Por

lo tanto es importante plantear modificaciones para garantizar la seguridad de la presa Aguamilpa. Entre las cuales se podría analizar:

- Aceptar que el bordo libre sea de 2.25 m (se reduciría 75 cm, pues el actual es de 3 m), verificando que el oleaje en el vaso no sobrepase el nivel de la corona cortina.
- Adicionar un vertedor de descarga.
- Aumentar la elevación de la cortina.

Con la política de descarga 4, la presa Aguamilpa tiene capacidad para transitar avenidas con periodos de retorno de hasta 5000 años sin que el nivel máximo sobrepase el nivel del NAME.

Aunque con la política de descarga 4 se obtuvieron las mejores condiciones de seguridad para la presa Aguamilpa, se recomienda que, cuando se tenga certeza de que la magnitud de la avenida sea menor que la de 5000 años, de acuerdo con los registros en la estación Chapalagana, y los gastos de entrada en la presa La Yesca, usar la política de descarga 1 en las tres presas. Con esta política para avenidas de diseño de 2000 años el nivel máximo en la presa Aguamilpa no rebasa el NAME.

5.2 CON RESPECTO A LA ACTUALIZACIÓN DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN A LARGO PLAZO

Con la simulación del funcionamiento de vaso de las presas en conjunto, suponiendo volúmenes de ingreso a las presas iguales a los del registro histórico, fue posible analizar el comportamiento del sistema con distintas políticas de operación. La simulación permitió diferenciar la generación media en cada quincena, el régimen promedio de los almacenamientos en las presas y la magnitud de eventos no deseados (déficit y derrames) para cada una de las políticas establecidas.

Para cada presa se modificaron los valores de las curvas guía estimadas por Domínguez et al. (2009), considerando el comportamiento histórico de las elevaciones y conservando los niveles por debajo del NAMO.

De acuerdo con los resultados de la simulación y considerando el registro histórico en el periodo 1952-2013, se seleccionó la política 7 como la óptima, ya que concilió las condiciones de energía generada, derrames y déficit en el sistema, con las curvas guía propuestas para cada presa. De acuerdo con los resultados no se produce déficit del sistema, los derrames serían de 37234 millones de m³ (en promedio se derramarían 610 millones de m³ por año); el almacenamiento mínimo en todo el periodo de simulación sería aproximadamente el 7% del volumen útil en La Yesca, el 28% en El Cajón y 22% en Aguamilpa, por lo tanto no se corre el riesgo de que las presas se vacíen. La energía media quincenal en el sistema es de 178.8 GWh.

Al considerar la autocorrelación entre las quincenas del año se obtuvo mayor energía en el sistema, y menor magnitud de déficit y derrame.

Se corroboró que las políticas elegidas como mejores alternativas fueron adecuadas mediante la simulación de 10 series sintéticas generadas, se consideró que en el espectro generado estarán los eventos que puedan ocurrir en el futuro.

Fue adecuado el uso del método de generación de Svanidze modificado ya que logró reproducir los estadísticos, las autocorrelaciones y las correlaciones cruzadas de las series quincenales del registro histórico.

Para la política de operación 7, con las series sintéticas se obtuvo que, en promedio la energía generada en el sistema por quincena sería de 184.1 GWh, 3% mayor que la del promedio histórico. Aunque en los resultados simulados con el registro histórico no existía déficit en el sistema, con las series sintéticas se tendría en promedio un déficit total de 155 millones de m³ (en promedio en 2 de cada 61 años se presentaría déficit en el sistema), y un derrame total promedio de 24956 millones

de m³, 33% menor que el obtenido con el registro histórico. Lo anterior indica que la política 7 proporciona buenos resultados.

La discretización de las extracciones quincenales varía de acuerdo con la época del año, de acuerdo con la definición de las etapas, de la siguiente forma:

Etapas 1: octubre a noviembre $\Delta V = 31.25$ millones de m³/quincena.

Etapas 2: septiembre $\Delta V = 62.5$ millones de m³/quincena.

Etapas 3: agosto $\Delta V = 62.5$ millones de m³/quincena.

Etapas 4: julio $\Delta V = 62.5$ millones de m³/quincena.

Etapas 5: abril a junio $\Delta V = 20.83$ millones de m³/quincena.

Etapas 6: diciembre a marzo $\Delta V = 15.63$ millones de m³/quincena.

Considerando que la política 7 es la óptima, a manera de ejemplo se presenta la forma de operar el sistema de presas en forma matricial en la Tabla 5.1. En la primera fila se indican los estados de la presa El Cajón y en la primera columna los de la presa Aguamilpa; cada unidad corresponde a una extracción en función del ΔV definido para la etapa correspondiente. Entonces si se analiza la etapa 6 del año (diciembre-enero-febrero-marzo), y la presa La Yesca se encuentra en el estado 8, El Cajón en el 9 y Aguamilpa en el 15 la política, marcada con rojo en la tabla, indica el valor **060406**, esto es, extraer 6 veces ΔV en La Yesca, 4 veces ΔV en El Cajón y 6 veces ΔV en Aguamilpa. Es decir, de La Yesca extraer $(6 \cdot 15.63) = 93.78$ millones de m³ en la quincena, para la presa El Cajón extraer $(4 \cdot 15.63) = 62.52$ millones de m³ y $(9 \cdot 15.63) = 140.67$ millones de m³ de la presa Aguamilpa. Las políticas de operación 7 para los demás estados y etapas se presentan en el anexo C.

Tabla 5.1. Política de operación para la etapa 6, considerando que La Yesca está en el estado 8.

		El Cajón											
NS		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Aguamilpa	1	040202	040202	040202	050202	040202	060202	050202	040202	040202	040302	040402	
	2	040202	040203	040203	050203	040202	050202	040202	040202	040202	040303	050503	
	3	040203	040203	050202	050202	040203	050202	040202	040202	040202	040203	040303	050503
	4	040203	040203	050202	040202	040203	050202	040202	040202	040202	040203	050403	060603
	5	040203	040203	050202	040202	050202	050203	040202	040203	040203	040303	060502	060602
	6	050202	050202	040202	040202	040202	060202	060202	040203	060402	060502	060602	060602
	7	040202	040202	050202	040203	060202	060202	050202	050203	060402	060502	060602	060602
	8	040202	040202	050202	060202	060202	050202	040202	050203	060402	060502	060602	060602
	9	040202	050202	040202	060202	060202	050202	060203	050203	060402	060502	050602	050602
	10	040202	050202	040202	060202	050202	050202	060302	060402	060402	060502	060603	060603
	11	050202	050202	040202	060202	050202	060202	050302	060402	060402	060503	060604	060604
	12	050202	040202	060202	060202	050202	060203	060202	050202	060403	060504	040403	040403
	13	050202	040202	060202	060202	050202	060204	060202	050202	050404	040303	040404	040404
	14	060204	050204	040203	060203	060203	060304	060203	050304	060405	040304	040405	040405
	15	060204	050204	040204	060204	060204	060204	060204	060305	060406	040305	060608	060608
	16	040205	050205	040205	060205	050205	040205	060205	060306	060407	060508	060609	060609
	17	040209	050208	050206	060206	060206	060206	060206	060408	060408	060509	060610	060610
	18	050208	050209	040208	060207	050207	060308	060208	060309	060409	040308	060611	060611
	19	050209	060208	050208	060208	060309	060208	060309	060309	040208	040309	040410	040410
	20	060209	050209	040209	060209	060209	060209	060209	060310	040209	040310	060613	060613
	21	040210	040211	050210	060210	060210	060210	050210	060311	040210	040311	060614	060614

6 BIBLIOGRAFÍA

- Alegría, A. (2010). Política de operación óptima del sistema de presas del río Grijalva. Efectos de la curva guía. Tesis de maestría. Posgrado UNAM. Facultad de Ingeniería UNAM. México.
- Arreguín, C. F. (2000). Obras de excedencia. IMTA. México.
- Arreguín, C. F. y Alcocer, Y. V. (2011). Diseño hidráulico de vertedores. Instituto Mexicano del Agua. México.
- Aparicio, M. F. J. (1962). Fundamentos de hidrología de superficie. México, D.F. Limusa.
- Arganis, J.M.L., Mendoza, R.R., Domínguez, M. R. y Carrizosa E.E. (2015). Políticas de operación de la presa El Infiernillo para generación de hidroelectricidad con programación dinámica estocástica. Revista Iberoamericana del Agua, volumen 2. España.
- Arganis, J.M.L., Mendoza, R.R. y Domínguez, M. R. (2012). Operación de tres presas hidroeléctricas usando curvas guía y programación dinámica estocástica. Tecnología y Ciencias del Agua, volumen III. México.
- Arganis, J.M.L., Domínguez, M. R. y Carrizosa E.E. y Peña, D. F. (2010). "Generación sintética de avenidas de ingreso a la presa Malpaso empleando el método de Svanidze". Memorias del XXII Congreso Nacional de Hidráulica. Jalisco, México.
- Arganis, J.M.L., Domínguez, M. R., González, V. F., Mendoza, R. R., Carrizosa, E. E., Alegría, D. A. y Peña, D. F. (2009). Estudio integral de la cuenca alta del río Grijalva. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.
- Arganis, J.M.L. (2004). Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica, tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico. Tesis doctoral. Posgrado UNAM. Facultad de Ingeniería UNAM. México.
- Barros, M.T., et al. (2003). "Optimization of Large-Scale Hydropower System Operations". Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE.
- Bellman, R. E. y Dreyfus, S. E. (1962), "Applied dynamic programming". Princeton University Press. EE.UU.
- Bellman, R. E. (1957). Dynamic Programming. Princeton. NJ. Princeton University Press. EE.UU.
- Berezowsky, V. M., Fuentes, M. O., Peña, S. P., Domínguez, C. M. A. y Rosengaus, M. M.M. (1981). Manual de diseño de obras civiles. CFE. Hidrotecnica. A.2.16. Método numéricos. México.
- Bolaños, C. J. (2013). Operación óptima de vertedores. Aplicación a la presa Pujal – Coy. Tesis de maestría. Posgrado UNAM. Facultad de Ingeniería UNAM. México.
- Bravo, J.M., Collischonn, W., Pilar, J.V. y Depettris, C. (2006). "Técnica de parametrización, simulación y optimización para definición de reglas de operación en represas". Universidad Nacional del Nordeste. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas. Argentina.
- Breña, P. A. y Jacobo, V. M. (2006). Universidad Autónoma Metropolitana. México.
- Butcher, W.S. (1971). Stochastic Dynamic Programming for Pptimum Reservoir Operation. Water Resources Bulletin, vol. 7. EE.UU.
- Chow Ven Te. (1994). Hidrología Aplicada. Mc Graw Hill.

Campos, A.D.F. (1998). "Procesos del ciclo hidrológico". San Luis Potosí, México. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Domínguez, M. R. (2012). Proyecto de Fortalecimiento del Manejo Integrado del Agua en México (PREMIA). Organización Meteorológica Mundial (OMM). México.

Domínguez, M. R. y Arganis, J. M. L. (2012). Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating. Hydrological Sciences Journal. México.

Domínguez, M. R. y Mendoza, R. R. (2009). Determinación de las políticas de operación del río Santiago. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R., Arganis J. M. L., Mendoza, R. R., Carrizosa, E. E., Alegría, D. A. y Peña, D. F. (2009). Determinación de políticas de operación del río Santiago. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R. y Arganis, J. M. L. (2008). Cálculo de registros sintéticos de ingresos por cuenca propia de un sistema de presas de la región Noroeste de México, caracterizada por eventos invernales. México.

Domínguez, M. R., Arganis, J. M. L., Carrizosa, E. E., Fuentes, M. G. E. y Echeverri, V. C. A. (2007). Determinación de avenidas de diseño y ajustes de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R., Cruickshank, V. C. y Arganis, J. M. L. (2005). Importancia de la generación de muestras sintéticas en el análisis del comportamiento de políticas de operación de presas. Ingeniería del Agua. Volumen 12. México.

Domínguez, M. R., Fuentes, M. G. E. y Arganis, J. M. L. (2001). Procedimiento para generar muestras sintéticas de series periódicas mensuales a través del método de Svanidze aplicado a los datos de las presas Angostura y Malpaso. Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R., Carrizosa, E. E., Fuentes, M. G. E. y Arganis, J. M. L. (2000). Estudio hidrológico de la cuenca baja de los ríos Grijalva y Usumacinta del estado de Tabasco. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R., Carrizosa, E. E., Fuentes, M. G. E. y Arganis, J. M. L. (2000). Estudio de diferentes aspectos sobre el funcionamiento de la obra de excedencias del P.H. La Angostura, Chiapas y actualización de la hidrología para el sistema de presas del río Grijalva. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R., Mendoza, R. R., Alvarado, C. A. y Márquez, L. E. (1993). Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R. y Alvarado, C. A. (1992). Métodos para el cálculo de avenidas de diseño de vertedores en presas de almacenamiento. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, M. R., Franco, V., Davis, M. T. y Espino, G. C. (1992). Revisión de las avenidas ocurridas en enero de 1992 en la cuenca del río Santiago y de sus implicaciones en las estimaciones de las avenidas de diseño del vertedor y de la obra de desvío de la presa Aguamilpa. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Escalante, S. C. A., y Reyes, C. L. (2008). Técnicas Estadísticas en Hidrología. UNAM. México.

Fidecomiso para el Desarrollo de la región Centro Occidente. (FIDERCO). Análisis regional de la gestión del agua en la región centro occidente. Región Centro Occidente. Programa de desarrollo Aguascalientes, Colima, Guanajuato, Jalisco, Michoacán, Nayarit, Queretaro, San Luis Potosí y Querétaro. México.

Fattorelli, S. y Fernández, P.C. (2011). Diseño hidrológico. WASA-GN. Italia.

Fuentes, M. O., Arganis, J. M. L., Domínguez, M. R., Fuentes, M. G. E. y Rodríguez, V. K. (2014). Maximización de la función de Verosimilitud de Distribuciones de Probabilidad usando Algoritmos Genéticos. Ingeniería del Agua 19.1. México.

Fuentes, M. O., Domínguez, M. R., Franco, V., Carrillo, S. J. J., Cruz, F., Jiménez, M. M. R., Mendoza, F. J. E., Ávila, L. A. A., Aragón, H. J. L., Cruz, G. J. A. y Ravelo, G. A. (2004). Estudio de aprovechamiento hidráulico integral y de control de inundaciones de la cuenca del río Papaloapan. Elaborado para la Gerencia Regional Golfo Centro por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Horqqe, F. S. (2011). "Aplicación de los modelos estocásticos en el dimensionamiento de las presas". Revista de Investigación de Física 14. Perú.

Lew, A. y Mauch, H (2007). Dynamic Programming. A Computational Tool. EE.UU.

Mendoza, R. R., Arganis, J. M. L. y Domínguez, M. R. (2014). "Políticas de operación del sistema hidroeléctrico del río Grijalva considerando el efecto de la correlación en los volúmenes de ingreso". Memorias del XXIII Congreso Nacional de Hidráulica. Jalisco, México.

Mendoza, R. R., Arganis, J. M. L. y Domínguez, M. R. (2012). "Influencia de curvas guía en las políticas de operación para el manejo de un sistema hidroeléctrico". Memorias del XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. San José, Costa Rica.

Mendoza, R. R., Arganis, J. M. L. y Domínguez, M. R. (2010). "Políticas de operación óptima para un sistema de tres presas en cascada con programación dinámica estocástica". Memorias del XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Punta del Este, Uruguay.

Mireles, G. A. (2013). Efectos de una política de operación de una hidroeléctrica en el largo plazo usando registros sintéticos para su simulación. Tesis de maestría. Posgrado UNAM. Facultad de Ingeniería UNAM. México.

Moreno, C. J. y Salazar, J. E. (2009). Modelo autorregresivo multivariado basado en regímenes para la generación de series hidrológicas. Revista Dyna. Medellín. Colombia.

Monroy, C. V. (2015). Actualización de las avenidas de diseño de una presa de México usando dos métodos de solución. Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería UNAM. México.

Peña, D. F. (2010). Simulación histórica y sintética de políticas de operación óptima de un sistema de presas en cascada en el río Santiago, Nayarit México. Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería UNAM. México.

Pérez, M. B. y Molina, A. P. (2009). Obras hidráulicas. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Facultad de Ingeniería Civil. Departamento de Hidráulica. México.

Ramírez, S. L. (2011). Actualización de las avenidas de diseño de las presas del río Grijalva. Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería UNAM. México.

Ramírez A. y Aldama A. (2001). Solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos. Ingeniería hidráulica en México, vol. XVI. México.

Ramírez A. y Aldama A. (2000). Análisis de frecuencia conjunto para estimación de avenidas de diseño. Avances en hidráulica 7. AMH-IMTA. México.

Sánchez, C. E. y Wagner, G. A. (2004). Construcción de Reglas de Operación Óptima para un Sistema de Cuenca por medio de un Modelo Numérico Simulador-Optimizador. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). México.

Sánchez, C. E. (2006). Construcción de Reglas de Operación Óptima para un Sistema Superficial de Cuenca. Información Tecnológica, vol. 17. Chile.

Stedinger, J. R., et al. (1984). Stochastic Dynamic Programming Models for Reservoir Operation Optimization. Water Resources Bulletin, vol. 20. EE.UU.

Türkman F. (1991). Optimization of large scale hydroelectric generating systems. Published in Engineering Optimization, vol. 17. Dokuz Eylül University. Faculty of Engineering and Architecture. Turquía.

Torres, B. E. (2011). Importancia de implementar sistemas de auscultación en la construcción de presas de enrocamiento con cara de concreto, casos de estudio: presas Aguamilpa, El Cajón y La Yesca. Tesis de maestría. Posgrado UNAM. Facultad de Ingeniería UNAM. México.

Uhr, M. (2006). Optimal Operation of a Hydroelectric Power System Subject to Stochastic Inflows and Load. Automatic Control Laboratory. ETH Zürich. Suiza.

Vázquez, C. (1995). Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Ciudad de México, D.F. Tesis de Maestría.