

Actualización de las avenidas de diseño y tránsito de las avenidas por los vasos del sistema de presas del río Santiago

Hincapié, C.^a, Domínguez, R.^b y Arganis, M.^c

Instituto de ingeniería UNAM, Edif. 5. Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria. Coyoacán, México D.F., 04510.
E-mail ^achincapiel@ingen.unam.mx, ^brdominguezm@ingen.unam.mx y ^cmarganisj@ingen.unam.mx

Línea temática B | Hidrología, usos y gestión del agua. Riegos. Energía hidroeléctrica.

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 avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno del sistema de presas en cascada del río Santiago, formado por La Yesca, El Cajón y Aguamilpa y se establecieron 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, 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 o aumentar la elevación de la cortina.

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. Es necesario 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 ésta.

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.

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 se obtengan las mejores condiciones de seguridad para las presas. Para esto se realiza un análisis de frecuencia de las 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 las obras de excedencia.

El trabajo está organizado de la siguiente manera, primero se hace una descripción general del sistema de presas del río Santiago, después se describe la metodología desarrollada para obtener las avenidas de diseño, y realizar el tránsito de las avenidas por los vasos, y finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones emanadas de este estudio.

GENERALIDADES DEL SISTEMA HIDROELÉCTRICO DEL RÍO SANTIAGO.

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 1). El río Santiago nace en la laguna de Chapala, Jalisco, México, a una altitud aproximada de 1524 msnm y desemboca en el Océano Pacífico en la boca del Titiriteo en el estado de Nayarit. En 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 Elias 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.

En las Figuras 1 y 2 se presenta la localización general del sistema de presas y la delimitación de la cuenca propia asociada a cada presa; debido a que la presa Santa Rosa tiene poca capacidad de regulación 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 cuenca El Cajón equivale al 4% de la cuenca total La Yesca, por lo tanto, se considera que las aportaciones por cuenca propia no son importantes, así las entradas a esta presa corresponderán a las salidas de la presa La Yesca.

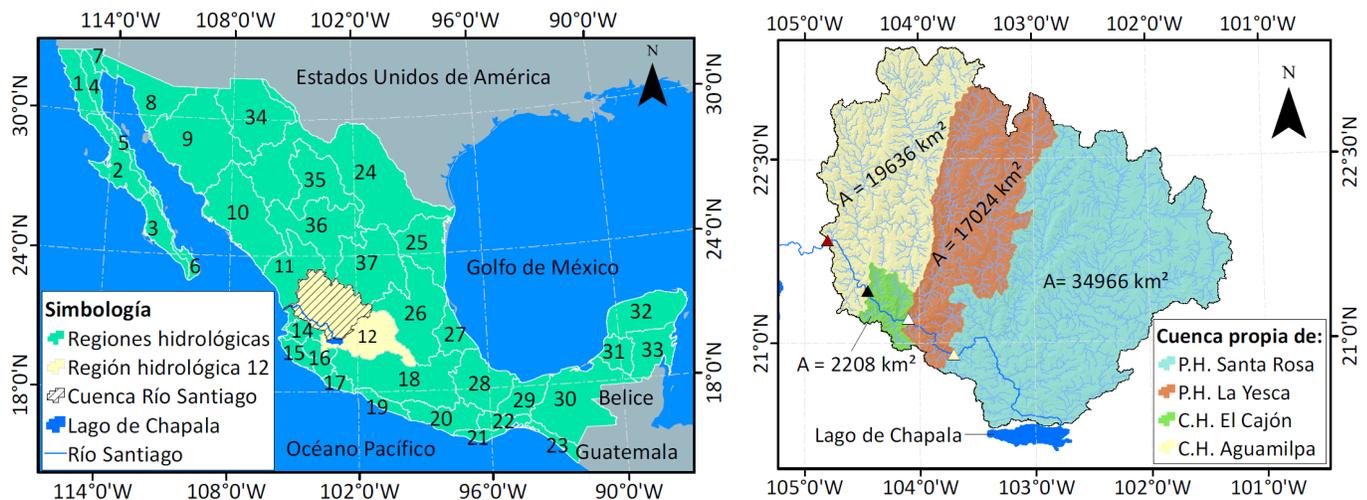


Figura 1 | Localización general del sistema de presas del río Santiago y cuenca propia de cada presa

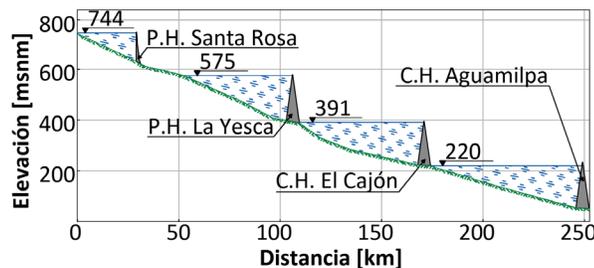


Figura 2 | Sistema de presas en cascada del río Santiago.

METODOLOGÍA

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:

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

donde: \bar{Q}_{M_n} es el gasto medio máximo para n días de duración, k es el contador del día en que inicia el lapso de duración n y Q_k es el 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*. Con los gastos extrapolados para las diferentes duraciones se construyen curvas gasto-duración-periodo de retorno (q-d-Tr).

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

Para obtener las avenidas de 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:

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

donde: Q_n es el gasto individual de la duración n , Q_i es el gasto individual de la duración i y n es la 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 de 3 días (Q_3) y así sucesivamente hasta n días. 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.

Factores de simultaneidad

Las crecientes máximas que se presentan en las cuencas grandes, no se presentan en forma simultánea en toda la cuenca debido a su extensión territorial. Es decir, no es frecuente que se presenten eventos hidrometeorológicos simultáneos que provoquen escurrimientos en cada subcuenca, y menos probable es que dichos eventos correspondan a periodos de retorno similares. Aun cuando las subcuencas fueran similares y los incrementos de los escurrimientos pudieran deberse al mismo fenómeno hidrometeorológico, el centro de la tormenta ocurriría en alguna de las subcuencas de aportación y las láminas de precipitación en las demás serían menores. Esto significa que cuando en una subcuenca ocurre una creciente para, por ejemplo, un periodo de retorno de 10000 años, es poco probable que en forma simultanea se presente una avenida con el mismo periodo de retorno en las demás subcuencas.

Para definir la aportación simultanea de los escurrimientos de las subcuencas, se siguió el procedimiento basado en factores de simultaneidad propuesto por Domínguez (2000); en el que se obtiene el caudal que en forma teórica debería llegar al punto de salida de la cuenca (ver Figura 3).

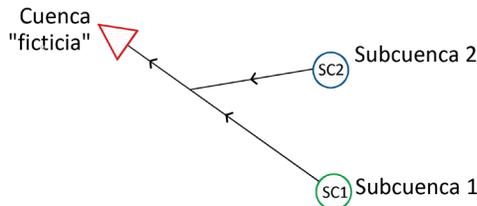


Figura 3 | Curvas gastos-duración-periodo de retorno. Tr=10000 años.

En teoría, la suma de los caudales aportados por cada subcuenca por separado para un periodo de retorno dado, por ejemplo, de 10000 años, no deberá ser mayor a la suma de las aportaciones simultáneas correspondientes al mismo período de retorno. Esto en la práctica no ocurre, en la Figura 4 se presentan las curvas gastos-duración para periodos de retorno de 10000 años de la subcuenca 1, la subcuenca 2, la cuenca ficticia y la suma de la subcuenca 1 más la subcuenca 2 (subcuenca 1 + subcuenca 2), se observa que, si se suman las aportaciones de la subcuenca 1 y de la subcuenca 2 (como si ocurrieran simultáneamente), se obtienen gastos más grandes que los obtenidos para la cuenca ficticia; por lo tanto es necesario reducir los gastos de las aportaciones de cada cuenca mediante un factor de ajuste.

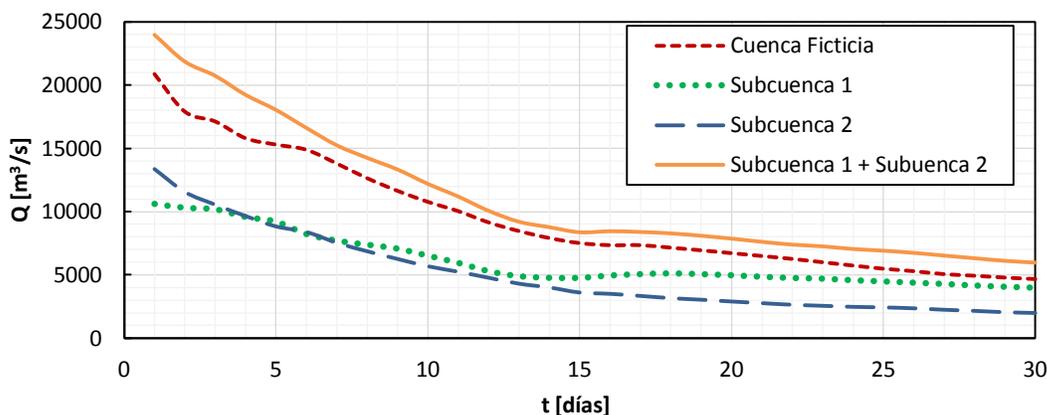


Figura 4 | Curvas gastos-duración-periodo de retorno.

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 vaso se usa la ecuación de continuidad en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (3)$$

Donde V_i y V_{i+1} son los volúmenes almacenados en el embalse en los instantes i e $i + 1$; I_i e I_{i+1} son los gastos de entrada en el instante i e $i + 1$; O_i y O_{i+1} son el gasto de salida en el instante i e $i + 1$ y Δt es el 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 5. En el intervalo (t_0, t_t) , la entrada es mayor que la salida, y de acuerdo con la ecuación (3), aumenta el volumen almacenado en el vaso y, por lo tanto, su nivel. El área que se forma entre los dos hidrogramas, entre t_0 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), el volumen almacenado disminuye.

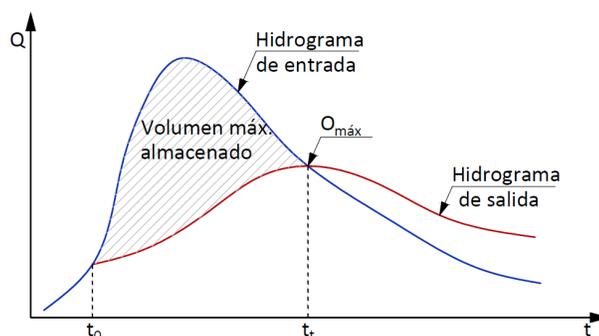


Figura 5 | Hidrogramas de entrada y de salida en un vaso.

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.

Cuando el vertedor de la presa tiene compuertas, la relación entre el almacenamiento de la presa y gasto de salida por la obra de excedencias se da mediante reglas de operación de acuerdo con la ecuación (4); en caso contrario las salidas son función de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor según la ecuación (5).

$$O_v = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (4)$$

$$O_v = C_1 LH^{3/2} \quad (5)$$

Donde O_v es el gasto vertido; C es el coeficiente de descarga del vertedor controlado por compuertas; C_1 es el coeficiente de descarga del vertedor sin control; L es longitud efectiva del vertedor; H es la cabeza total en la cresta incluyendo la velocidad de

aproximación; H_1 es la cabeza total con respecto al fondo de la abertura; H_2 es la cabeza total con respecto a la parte superior de la abertura y g es la aceleración de la gravedad.

Con las ecuaciones (3), (4) y (5), 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 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.

RESULTADOS Y DISCUSIONES

Estimación de las avenidas de diseño

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 de las cuencas propias de La Yesca y de Aguamilpa, obtenidos en el estudio “Actualización de las avenidas de diseño y de las políticas de operación del sistema de presas del río Santiago” (Hincapié, 2016), con estos se obtuvieron los gastos medios máximos anuales asociados a duraciones de 1 a 30 días de acuerdo con la ecuación (1). 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.

Se verificó que las series de gastos medios máximos anuales son homogéneas e independientes; a estas series se les realizó un análisis estadístico y se determinó la función de distribución de probabilidad que mejor se ajustaba a cada una. 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 (González, 1970).

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 (6), para estimar los gastos medios máximos para distintos periodos de retorno de diseño. La estimación de los eventos se realiza por iteraciones, debido a que la variable x no puede despejarse de la expresión (6).

$$F(x) = (p)exp\left\{-exp\left[-\frac{(x - \beta_1)}{\alpha_1}\right]\right\} + (1 - p)exp\left\{-exp\left[-\frac{(x - \beta_2)}{\alpha_2}\right]\right\} \quad (6)$$

Donde $F(x)$ es la probabilidad de no excedencia, p es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, población 1; x es la variable aleatoria a la cual se le estima la probabilidad de no excedencia; α_1 , α_2 es el parámetro de escala de la población 1 y 2 respectivamente; β_1 , β_2 es el 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. 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 6.

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 (2) y con el método de bloques alternos se construyen las avenidas de diseño para cada periodo de retorno. En la Figura 7 se presenta la avenida de diseño obtenida para un periodo de retorno de 10000 años, y las dos avenidas máximas registradas en cada subcuenca. Se observa que las dos avenidas históricas están contenidas en la duración de 30 días, además se observa que su forma es multimodal al igual que las de diseño, por lo tanto, el método para la construcción de estas fue adecuado.

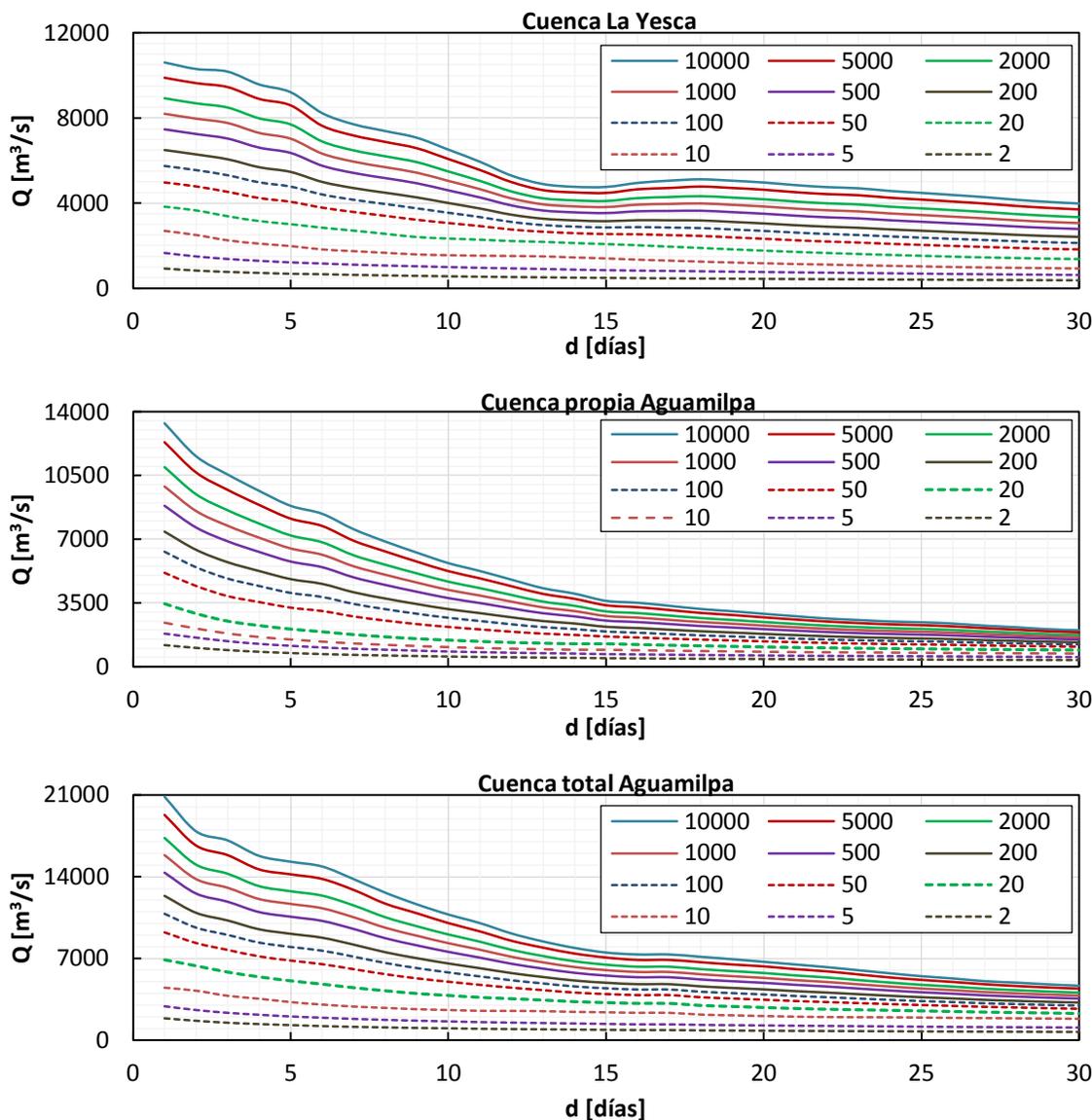


Figura 6 | Curvas gastos-duración-periodo de retorno (q-d-Tr).

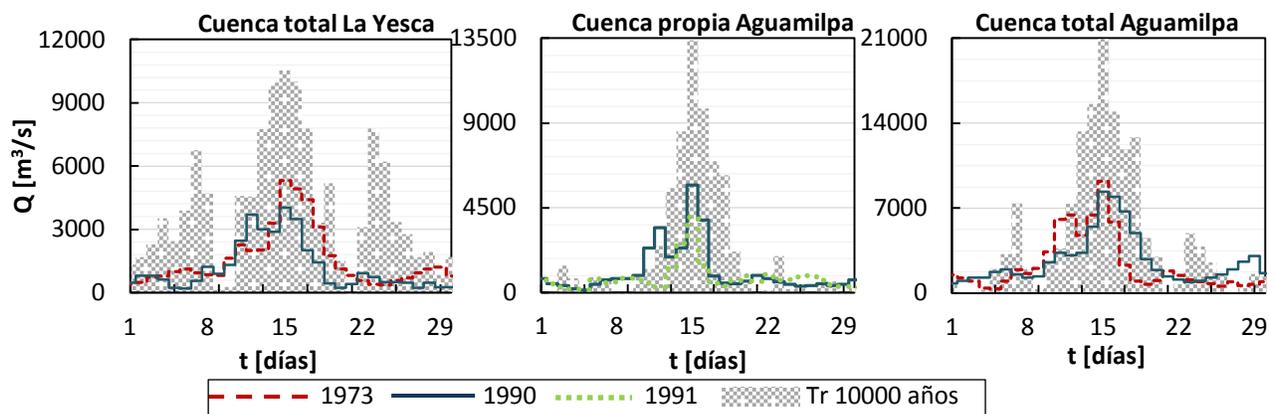


Figura 7 | Avenidas de diseño para $Tr=10000$ años, y avenidas máximas registradas.

Factores de simultaneidad

En la Figura 8 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.

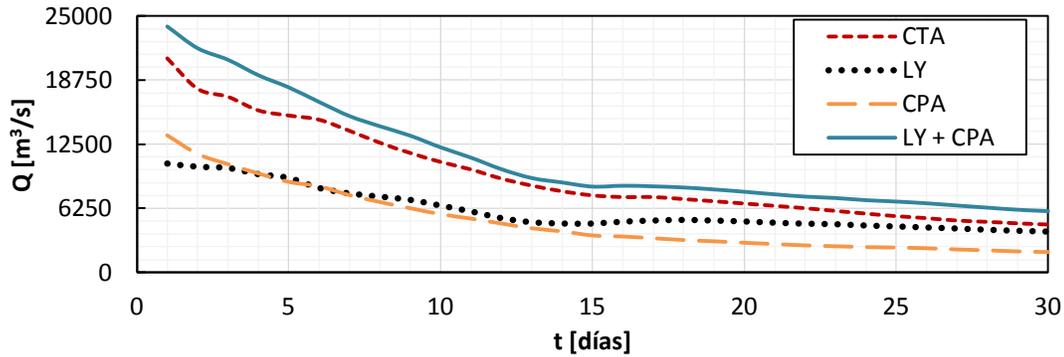


Figura 8 | Curvas gastos-duración-periodo de retorno. Tr=10000 años.

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 9).

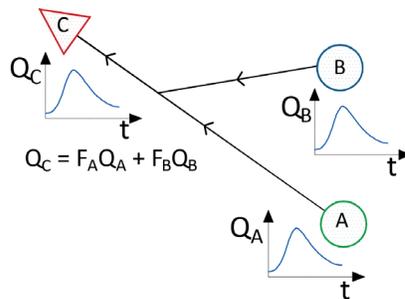


Figura 9 | Esquema para explicar la metodología para calcular los factores de simultaneidad.

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 periodo de retorno, en este caso 10000 años, afectado por un factor denominado de simultaneidad obtenido con la expresión:

$$F_B = \frac{(Q_A + Q_B) - Q_A}{Q_B} \tag{7}$$

donde: Q_A es gasto de la estación A, Q_B es el gasto de la estación B, $Q_A + Q_B$ es el gasto (simultáneo) de la cuenca total y F_B es el Factor de simultaneidad.

Con base en estos conceptos, 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 (8). 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.

$$F_{CPA} = \frac{Q_{CTA} - Q_{CLY}}{Q_{CPA}} \quad (8)$$

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 (9). 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.

$$F_{CLY} = \frac{Q_{CTA} - Q_{CPA}}{Q_{CLY}} \quad (9)$$

Para determinar los factores de cada escenario se usaron las curvas gastos-duración-periodo de retorno presentadas en la Figura 7. Se obtuvo un factor para cada duración asociada a cada periodo de retorno. En la Tabla 1 se presentan los resultados obtenidos para el periodo de retorno de 10000 años y en la Figura 10 se presentan los hidrogramas de la cuenca total de Aguamilpa obtenidos con el análisis de simultaneidad.

Tabla 1 | Factores de reducción para los hidrogramas para $T_r=10000$ años.

t	F _{CPA}	F _{CLY}												
[días]	[adim]	[adim]												
1	0.77	0.71	4	0.64	0.64	7	0.81	0.81	10	0.75	0.78	13	0.83	0.85
2	0.66	0.62	5	0.69	0.7	8	0.77	0.78	11	0.78	0.81	14	0.79	0.82
3	0.66	0.65	6	0.79	0.79	9	0.73	0.76	12	0.81	0.83	15	0.76	0.82

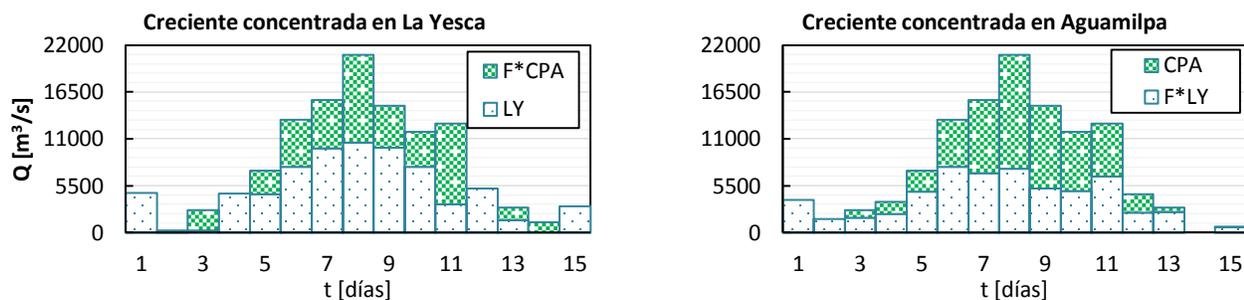


Figura 10 | Esquema para explicar la metodología para calcular los factores de simultaneidad.

Tránsito de avenidas de diseño

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.

Para el tránsito de las avenidas se hace uso del programa *TRATE.bas*. Se realiza el tránsito de las avenidas de diseño 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. Además, se usan las curvas elevaciones-capacidades de cada embalse e inicialmente se usan las curvas elevaciones-descargas por la obra de excedencias establecidas en el estudio de la OMM (Domínguez, 2012). 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, pues las condiciones de las presas son similares.

Se transitaron las avenidas asociadas a un periodo de retorno de 10000 años con duración de 30 días presentada en la Figura 7. Los resultados obtenidos con el escenario 1 se presentan en la Figura 11 y los del escenario 2 en la Figura 12; 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 esta 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.

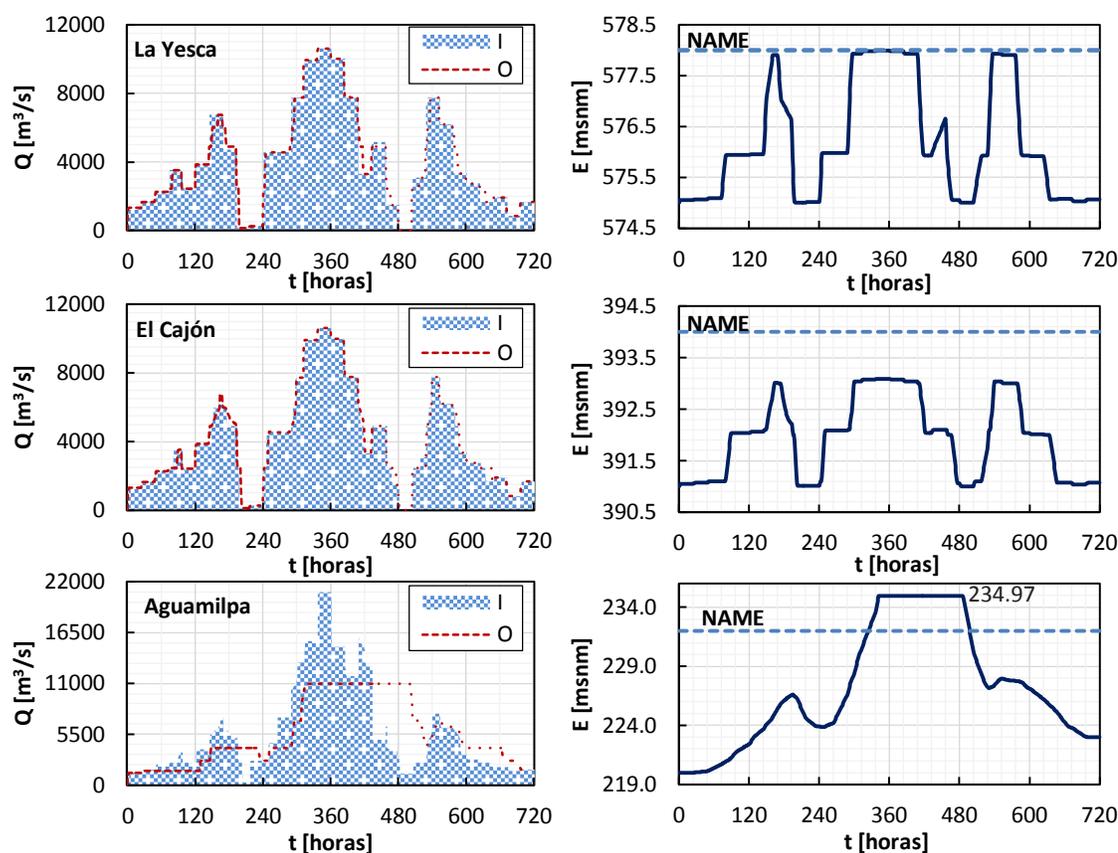


Figura 11 | Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años – Escenario 1.

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 ecuación (5) y se obtienen las curvas-descarga presentadas en la Figura 13. La capacidad de descarga de los vertedores al NAME es 15110, 14864 y 14860 m³/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 Figura 13 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.

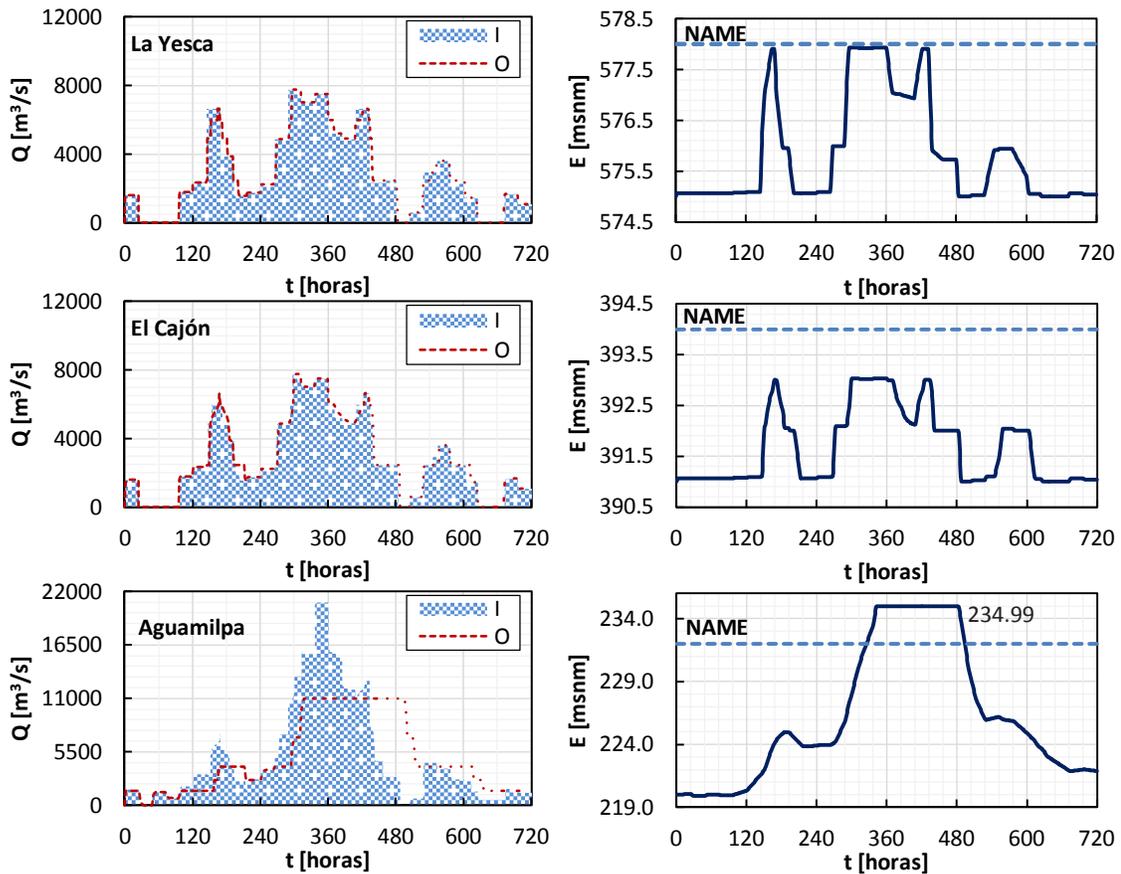


Figura 12 | Resultados tránsito avenidas para $T_r=10000$ años –Escenario 2.

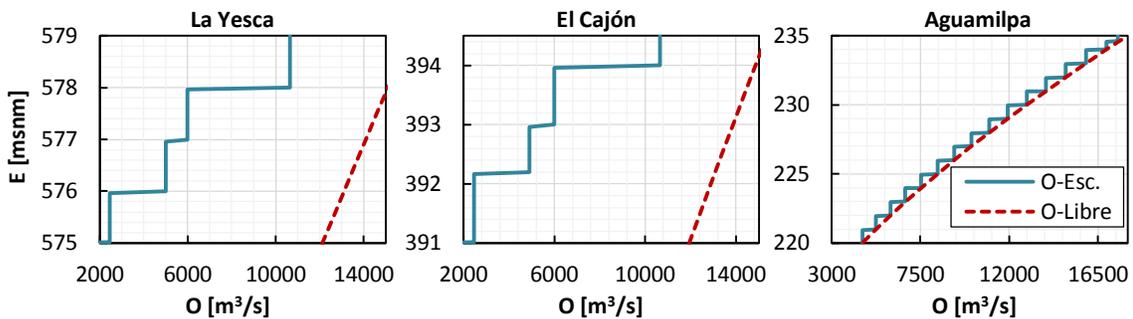


Figura 13 | Políticas de descarga 1 para cada presa.

Se transitaron las avenidas asociadas a un periodo de retorno de 10000 años con duración de 30 días presentadas en la Figura 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 14 (con el escenario 2 los resultados son similares). 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.

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 m³/s).
- La política de descarga 3 considera el vertedor con descarga libre (ver Figura 13).
- 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 m³/s).

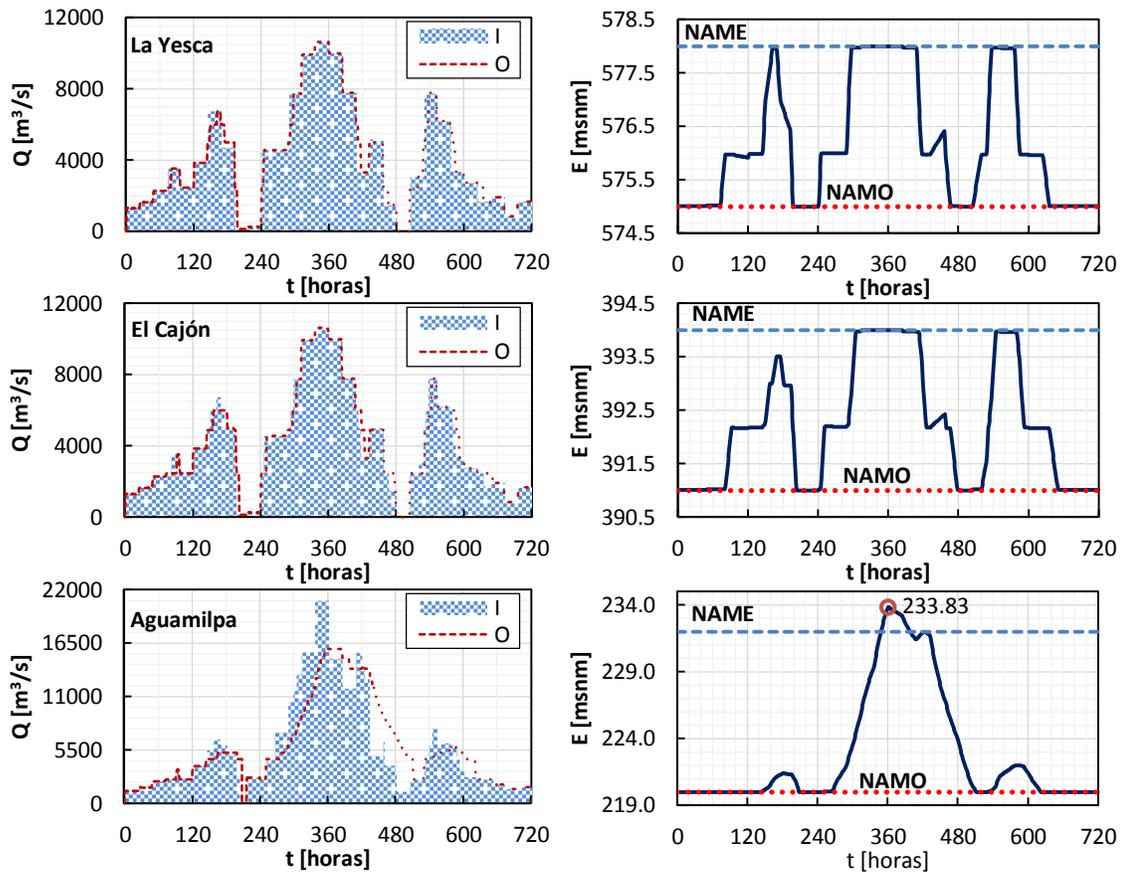


Figura 14 | Resultados tránsito avenidas para Tr=10000 años con la política de descarga 1 –Escenario 1.

En la Figura 15 se presentan los resultados obtenidos para la presa Aguamilpa con las políticas de descarga 1, 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.

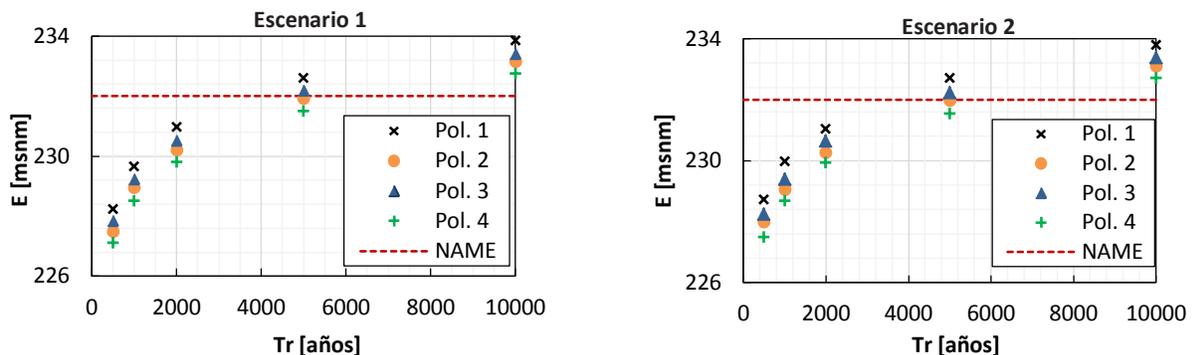


Figura 15 | Resultados elevaciones máximas en el tránsito de avenidas para todos los periodos de retorno (Tr) en años en Aguamilpa– Escenario 1 y 2. Políticas de descarga 2, 3 y 4.

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 2).

Tabla 2 | Tiempo [horas] en que el NAME es excedido.

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

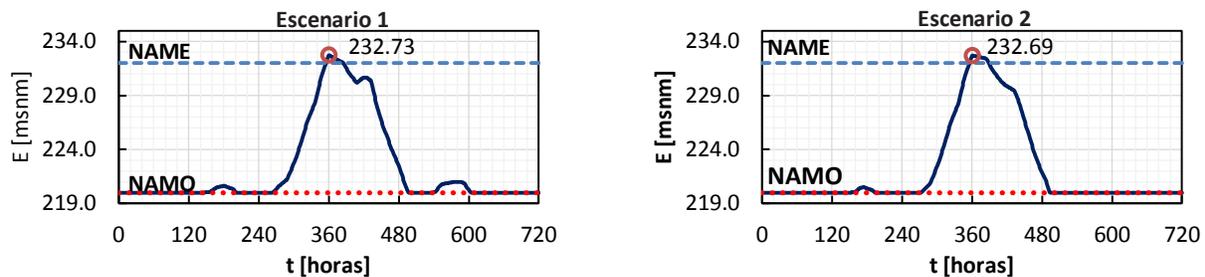


Figura 16 | Resultados evolución de la elevación en el tránsito de avenidas para el $T_r=10000$ años en Aguamilpa–Escenario 1 y 2. Políticas de descarga 4.

Una vez realizados 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 14 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 16 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 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.

CONCLUSIONES Y DISCUSIONES

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 se tuvo 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 2 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 14 se presentan los resultados obtenidos con la política de descarga escalonada 1 para las presas La Yesca y El Cajón; y en la Figura 16 con 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. Ésta última proporcionó las condiciones menos desfavorables para la seguridad de la presa Aguamilpa. 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 10615 m³/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, 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 reduciéndolo 75 cm el oleaje en el vaso no sobrepase el nivel 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. 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. 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.

REFERENCIAS

- Aparicio, M. F. J. (1989). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, D.F. Limusa.
- 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. (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 capacity. *Hydrological Sciences Journal*.
- González, F. (1970). *Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de los gastos máximos en un río*. Pub. 227: Instituto de Ingeniería. UNAM. México.
- Hincapié, L. C., (2016). *Actualización de las avenidas de diseño y de las políticas de operación del sistema de presas del río Santiago*. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México, México.

Hincapié, L. C., Domínguez, M. R., y Arganis, J. M. L. y Mendoza, R.R. (2016). *Revisión de las políticas de operación del sistema de presas del río Santiago*. XXVII Congreso Latinoamericano de hidráulica. Septiembre 26-28. Lima – Perú.

Vázquez, C. (1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México, México.