



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

OPERACIÓN ÓPTIMA DE VERTEDORES.
APLICACIÓN A LA PRESA PUJAL-COY

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

PRESENTA:
ING. JONATHAN GILBERTO BOLAÑOS CASTILLO

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, Instituto de Ingeniería

MÉXICO, D. F. JULIO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Jesús Gracia Sánchez
Secretario: M.I. Victor Franco
Vocal: Dr. Ramón Domínguez Mora
1^{er}. Suplente: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes
2^{do}. Suplente: Dr. Adrián Pedrozo Acuña

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

INDICE

| | |
|--|-----------|
| RESUMEN | 1 |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO 1. PROBLEMÁTICA | 4 |
| 1.1 INUNDACIONES | 4 |
| 1.1.1 <i>Efectos primarios</i> | 7 |
| 1.1.2 <i>Efectos secundarios y terciarios</i> | 8 |
| 1.2 ACCIONES PARA MITIGACIÓN DEL RIESGO | 8 |
| 1.2.1 <i>Acciones estructurales</i> | 9 |
| 1.2.2 <i>Acciones no estructurales</i> | 10 |
| CAPÍTULO 2. ZONA DE ESTUDIO | 12 |
| 2.1 RÍO PÁNUCO | 12 |
| 2.2 PRESA PUJAL-COY | 13 |
| 2.2.1 <i>Localización</i> | 14 |
| 2.2.2 <i>Datos del Proyecto</i> | 14 |
| 2.3 AVENIDAS DE DISEÑO | 17 |
| CAPÍTULO 3. ESTADO DEL ARTE | 25 |
| 3.1 OPERACIÓN ÓPTIMA DE COMPUERTAS. (O.P.O.P.) | 25 |
| 3.1.1 <i>Desarrollo</i> | 26 |
| 3.1.2 <i>Identificación de avenida</i> | 29 |
| 3.1.3 <i>Seguridad de la obra</i> | 31 |
| 3.1.4 <i>Condiciones iniciales</i> | 32 |
| 3.2 OPERACIÓN SISTEMÁTICA DE COMPUERTAS EN VERTEDORES DE PRESAS GRANDES | 33 |
| CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN HIDROGRAMAS DE DISEÑO | 37 |
| 4.1 POLÍTICAS ÓPTIMAS SUPONIENDO CONOCIDA LA AVENIDA | 37 |
| 4.1.1 <i>Cálculo para $Tr=100$</i> | 38 |
| 4.1.2 <i>Cálculo para $Tr=10,000$</i> | 39 |
| 4.1.3 <i>Discusión de Resultados</i> | 41 |
| 4.2 POLÍTICAS ESCALONADAS PARA $Tr= 50, 100, 500, 1,000$ Y $10,000$ AÑOS | 42 |
| 4.2.1 <i>Política de operación "A"</i> | 42 |
| 4.2.2 <i>Política de operación "B"</i> | 43 |
| 4.2.3 <i>Política de operación "C"</i> | 44 |
| 4.2.4 <i>Cálculo para $Tr=50$ años</i> | 46 |
| 4.2.5 <i>Calculo para $Tr=100$ años</i> | 46 |
| 4.2.6 <i>Cálculo para $Tr=500$ años</i> | 47 |
| 4.2.7 <i>Cálculo para $Tr=1,000$ años</i> | 48 |
| 4.2.8 <i>Cálculo para $Tr=10,000$ años</i> | 49 |
| 4.2.9 <i>Discusión de Resultados</i> | 49 |
| 4.3 POLÍTICAS SUPONIENDO $Tr=100$ CON AJUSTE EN FUNCIÓN DEL INCREMENTO ΔY .. | 51 |
| 4.3.1 <i>De $Tr=100$ a $Tr=1,000$ años, $\Delta y=1.00$ m</i> | 51 |
| 4.3.2 <i>De $Tr=100$ a $Tr=10,000$ años, $\Delta y=1.00$ m</i> | 53 |
| 4.3.3 <i>De $Tr=100$, a $Tr=1,000$ y $Tr=10,000$ años, $\Delta y=1.00$ m</i> | 54 |
| 4.3.4 <i>De $Tr=100$ a $Tr=1,000$ años, $\Delta y=2.00$ m</i> | 55 |

| | | |
|---------------------------------------|--|-----------|
| 4.3.5 | <i>De $Tr=100$ a $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00$ m</i> | 56 |
| 4.3.6 | <i>De $Tr=100$, a $Tr=1,000$ y $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00$ m</i> | 56 |
| 4.4 | APLICACIÓN A EVENTOS MEDIDO (1955 Y 1993) | 59 |
| 4.4.1 | <i>Análisis año 1993</i> | 59 |
| 4.4.2 | <i>Análisis año 1955</i> | 62 |
| 4.4.3 | <i>Comparación de resultados</i> | 64 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | | 68 |
| REFERENCIAS | | 71 |
| ANEXO 2 | | 73 |
| ANEXO 4 | | 77 |

INDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 Número de desastres reportados por año (Fuente: EM-DAT: The OFDA/CRED International Disastre Database)..... | 5 |
| Figura 1.2 Tampico, Huracán Hilda, Janet y Gladys 1955..... | 6 |
| Figura 1.3 Pánuco, Veracruz, Julio 2011, Tormenta Tropical Arlene..... | 7 |
| Figura 2.1 Localización de la región hidrológica N°26 | 13 |
| Figura 2.2 Curva Elevaciones-Capacidades, Presa Pujal-Coy | 16 |
| Figura 2.3 Curva Elevaciones-Descargas, Presa Pujal-Coy | 17 |
| Figura 2.4 Hidrograma de diseño, estaciones Pujal y Ballesmi | 23 |
| Figura 3.1 Esquema de la presa y vertedor, e hidrograma de entrada..... | 27 |
| Figura 3.2 Hidrogramas de entrada y salida fijando un gasto de descarga..... | 28 |
| Figura 3.3. Evolución en el almacenamiento con igual T_r y distintos niveles inicial | 29 |
| Figura 3.4 Hidrogramas para avenidas con período de retorno T_1, T_2, \dots, T_n | 29 |
| Figura 3.5 Operación de acuerdo con la política obtenida para una avenida con período de retorno T_1 , observado que la entrada de la avenida con periodo T_2 | 30 |
| Figura 3.6 Política de operación para la avenida de diseño | 31 |
| Figura 3.7 Gastos máximos para diferentes almacenamientos iniciales y periodos de retorno..... | 32 |
| Figura 3.8 Hidrograma representativo de una avenida..... | 33 |
| Figura 3.9 Curva tipo de descenso de avenidas..... | 35 |
| Figura 4.1 Tránsito de Avenida con $T_r=100$ años, $Q=542$ m ³ /s..... | 38 |
| Figura 4.2 Curva de Evolución para $T_r=100$, $Q=542$ m ³ /s | 39 |
| Figura 4.3 Tránsito de Avenida con $T_r=10,000$ años, $Q=3,106$ m ³ /s..... | 40 |
| Figura 4.4 Curva de Evolución para $T_r=10,000$ años, $Q=3,106$ m ³ /s | 40 |
| Figura 4.5 Comparación de la evolución en el almacenamiento para $T_r=100$ y 10,000 años ... | 41 |
| Figura 4.6 Curva Elevaciones-Descargas, Política de Operación "A" | 43 |
| Figura 4.7 Curva Elevaciones-Descargas, Política de Operación "B" | 44 |
| Figura 4.8 Curva Elevaciones-Descargas, Política de Operación "C" | 44 |
| Figura 4.9 Curva Elevaciones-Descargas, Comparativas | 45 |
| Figura 4.10 Comparación del Tránsito para $T_r=50$ | 46 |
| Figura 4.11 Comparación del Tránsito para $T_r=100$ años..... | 47 |
| Figura 4.12 Comparación del Tránsito para $T_r=500$ años..... | 48 |
| Figura 4.13 Comparación del Tránsito para $T_r=1,000$ años..... | 48 |
| Figura 4.14 Comparación del Tránsito para $T_r=10,000$ años..... | 49 |
| Figura 4.15 Pasando de $T_r=100$ a $T_r=1,000$ años, $\Delta y=1.00$, $Q_{\max}=1,890$ m ³ /s..... | 53 |
| Figura 4.16 Pasando de $T_r=100$ a $T_r=10,000$ años, $\Delta y=1.00$ m, $Q_{\max}=3,225$ m ³ /s | 54 |
| Figura 4.17 Pasando de $T_r=100$ a 1,000 y 10,000 años, $\Delta y=1.00$ m, $Q_{\max}= 3,670$ m ³ /s | 54 |
| Figura 4.18 Pasando de $T_r=100$ a $T_r=1,000$ años, $\Delta y=2.00$, $Q_{\max}=2,330$ m ³ /s..... | 55 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.19 Pasando de $Tr=100$ a $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00$ m, $Q_{max}=3,370$ m ³ /s | 56 |
| Figura 4.20 Pasando de $Tr=100$ a $Tr=1,000$ y $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00$ m, $Q_{max}= 4,200$ m ³ /s .. | 57 |
| Figura 4.21 Comparativa de los análisis realizados con $\Delta y=1.00$ y $\Delta y=2.00$ m..... | 58 |
| Figura 4.22 Hidrograma medido del año 1993..... | 59 |
| Figura 4.23 Tránsito avenidas 1993, siguiendo la metodología con ajuste en función de Δy ... | 60 |
| Figura 4.24 Curva de evolución del hidrograma de diseño e hidrograma de la primera y segunda avenida del año 1993..... | 61 |
| Figura 4.25 Tránsito hidrograma medido año 1993 | 62 |
| Figura 4.26 Hidrograma medido del año 1955..... | 63 |
| Figura 4.27 Tránsito del hidrograma medio del año 1955..... | 63 |
| Figura 4.28 Comparativa de resultados, año 1993..... | 65 |
| Figura 4.29 Comparativa de resultados, año 1955..... | 66 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 2.1 Estaciones de la zona de proyecto..... | 17 |
| Tabla 2.2 Distribución para cada una de las estaciones | 19 |
| Tabla 2.3 Tabla períodos de retorno y gastos pico..... | 24 |
| Tabla 4.1 Tabla Comparación de Resultados | 41 |
| Tabla 4.2 Resumen de resultados..... | 50 |
| Tabla 4.3 Resumen de Datos Tránsito Tr=100 y Tr=1,000 años con $Q=542\text{m}^3/\text{s}$ | 51 |
| Tabla 4.4 Resumen de gastos, bajo el análisis de incrementos..... | 58 |
| Tabla 4.5 Resumen del análisis con eventos registrados | 64 |
| Tabla 4.6 Resultados de los análisis hechos a los años 1993 y 1955 | 67 |

RESUMEN

Como bien es sabido el agua es un recurso vital para la vida. Sin embargo, en algunas zonas del mundo este vital líquido genera problemas, causados por fenómenos naturales, asociados también a las características propias de una cuenca. A nivel mundial las inundaciones se encuentra en el primer lugar de los desastres generados como consecuencia de fenómenos hidrometeorológicos, esto genera miles de pérdidas humanas y cuantiosos daños materiales anualmente. Existen estudios que la tendencia de las inundaciones ha ido en aumento, como resultado de muchos factores. El país no queda fuera de estas cifras. Contar con estructuras que mitiguen estos riesgos es de suma importancia. Una de las principales obras civiles construidas para reducir el riesgo generado por las inundaciones, son las presas. Sin embargo, es común que las autoridades encargadas de operar la obra de excedencias, confronte un gran problema a la hora de la toma de decisiones. Ya que en muchos casos, avenidas pequeñas que entran al vaso, comúnmente salgan sin control, causando daños considerables en áreas pobladas. Es por ello que se debe realizar un análisis en el cual, su finalidad primordial sea almacenar en el vaso de la presa el mayor volumen del hidrograma de entrada posible, y por consecuencia reducir la vulnerabilidad aguas abajo de la estructura. Para ello se debe contar con una política de operación óptima, para cada caso en estudio. Este

trabajo presenta un análisis realizado al Proyecto de la Presa Pujal-Coy, localizada en el estado de San Luis Potosí, México. En este trabajo se realizaron los análisis necesarios tanto para los hidrogramas de diseño generados en otro trabajo previo, así como hidrogramas registrados para los años 1955y 1993. También se contó con políticas de operación escalonadas, como se viene haciendo actualmente, con la finalidad de comparar el método propuesto en la referencia (González, 1969).

INTRODUCCIÓN

La disponibilidad del agua ha sido desde épocas remotas uno de los condicionantes más fuertes para el establecimiento y posterior desarrollo de los asentamientos. El necesario equilibrio entre las necesidades y las disponibilidades de agua dependen de los condicionamientos relativos al entorno natural y a los de las actividades humanas desarrolladas. La búsqueda de este equilibrio ha requerido en cada circunstancia particular la adopción de soluciones de distinto tipo, entre las que siempre han destacado los azudes y las presas de embalse, sobre todo en aquellos países en los que el agua no es un bien abundante o si bien es abundante, es irregular en su presencia y espacio (Diez-Cascon, 2001).

Como es sabido, el agua es un elemento de la naturaleza, integrante de los ecosistemas naturales, fundamentales para el sostenimiento y la reproducción de la vida en el planeta ya que constituye un factor indispensable para el desarrollo de los procesos biológicos que la hacen posible (Monge, Diciembre 2004).

Los recursos de la tierra y el agua y la forma en que se utilizan son fundamentales para hacer frente al reto de mejorar la seguridad alimentaria en todo el mundo. Es probable que las

presiones demográficas, el cambio climático y el aumento de la competencia por la tierra y el agua aumenten la vulnerabilidad a la inseguridad alimentaria, en particular en África y Asia. El desafío es proporcionar alimentos suficientes para todos en el mundo entero, este reto nunca ha sido mayor.

Para el año 1950, la población mundial ascendía a 2,529 millones de personas, mientras que para 2010, había aumentado a 6,909 millones. A partir de los últimos sesenta años, el crecimiento se concentró principalmente en las regiones en desarrollo, tendencia que se mantiene al 2050. Se estima que para el 2050, la población mundial será de 9,150 millones¹.

La disponibilidad de agua promedio anual en el mundo es de aproximadamente 1,386 millones de km³, de los cuales el 97.5% es agua salada y solo el 2.5%, es decir 35 millones de km³, es agua dulce. De esta cantidad casi el 70% no está disponible para consumo debido a que cuenta en forma de glaciares, nieve o hielo.

Del agua que técnicamente está disponible para consumo humano sólo una pequeña porción se encuentra en lagos, ríos, humedad del suelo y depósitos subterráneos relativamente poco profundos, cuya renovación es producto de la infiltración hacia los acuíferos. Mucha de esta agua teóricamente utilizable se encuentra lejos de las zonas pobladas, la cual dificulta o encarece su utilización efectiva.

Por ello las obras de captación de agua son de primordial importancia, puesto que de ellas depende el suministro de agua para el hombre, el ganado y los cultivos. Cuando el hombre pretende aprovechar este recurso natural, agregándole utilidad especial, mediante las captaciones y conducciones al lugar en que es requerido, surge el problema del costo.

Se ha aprendido, en el transcurso del tiempo, la forma en que es posible utilizar el recurso agua, mediante almacenamientos superficiales, encauzamiento o desviación de las corrientes de los ríos y arroyos, etc.

El propósito principal de una presa puede definirse como el de proveer retención y almacenamiento de agua de una manera segura. Si los efectos de la sedimentación o limitaciones similares, dependientes del tiempo en su utilidad operacional, no se toman en cuenta, no hay un periodo de diseño estructural nominal de las presas. Como corolario de

¹UNDESE. World Population Prospects: The 2008 Revision. Medium fertility variant, 2010-2050. Consultado en <http://esa.un.org/unpd/wpp2008/index.htm> (15/07/2010)

este hecho, cualquier presa debe representar una solución de diseño específica para las circunstancias del lugar.

Todas las obras que constituyen una presa son de gran importancia, sin embargo la obra de excedencia juega un papel muy importante a lo largo de su vida útil, ya que el objetivo principal de esta estructura, es dar paso a los volúmenes de agua que no pueden retenerse en el vaso de una presa de almacenamiento. Un vertedor mal proyectado puede originar que el nivel de agua sobrepase la corona de la presa y derrames sobre ella, pudiendo ocasionar sobre todo si se trata de presas de tierra, materiales graduados o enrocamiento, la falla de la estructura principal.

Las presas deben contar con políticas de operación óptimas, esto es debido a que las autoridades encargadas de la operación de estas obras, confrontan un grave problema de decisión. Es común que pequeñas avenidas que entran al vaso salgan sin control, causando en muchas ocasiones, daños aguas abajo de la descarga, pudiendo haber sido evitados, pero por otro lado, si para evitar gastos de descarga altos se sobre utiliza el almacenamiento, se puede poner en peligro la presa misma.

En consecuencia este trabajo presenta el análisis realizado para la obtención de una política de operación óptima de vertedores, tomando en cuenta los hidrogramas de diseño obtenidos en un trabajo previo, para un caso específico, la Presa Pujal-Coy. Como objetivos principales del trabajo fueron almacenar el mayor volumen posible del hidrograma de entrada sin poner en riesgo la estructura y tratar de causar el menor daño posible por inundación aguas abajo de la localización de la presa.

CAPÍTULO 1. PROBLEMÁTICA

1.1 INUNDACIONES

Las inundaciones representan uno de los desastres naturales más costosos en el mundo (Plate, 2002). Esto es particularmente cierto en las regiones menos desarrolladas de los trópicos húmedos, donde la falta de información correspondiente a precipitación y gasto limita la correcta delimitación de una zona de inundación. La mayor parte del agua dulce del planeta está contabilizada en los trópicos húmedos (Knighton, 1998), una región que cuenta con más de la mitad de la población mundial (Thompson, 2000). Estas regiones suelen carecer de infraestructura y recursos adecuados para la gestión adecuada de inundaciones, lo que coloca a las poblaciones que residen en las llanuras de inundación en mayor riesgo. En vista de ello, la investigación sobre inundaciones representa un tema de carácter urgente y debe ser visto como uno de los papeles más importantes aplicado a las ciencias hidrológicas (Bronstert, 2002).

El número de desastres hidrometeorológicos, como inundaciones, ha aumentado considerablemente desde la década de 1950, como resultado de muchos factores, como la deficiente o nula planeación de zonas urbanas en combinación con efectos del cambio climático, el crecimiento demográfico y la degradación ambiental. La figura 1.1 muestra este crecimiento.

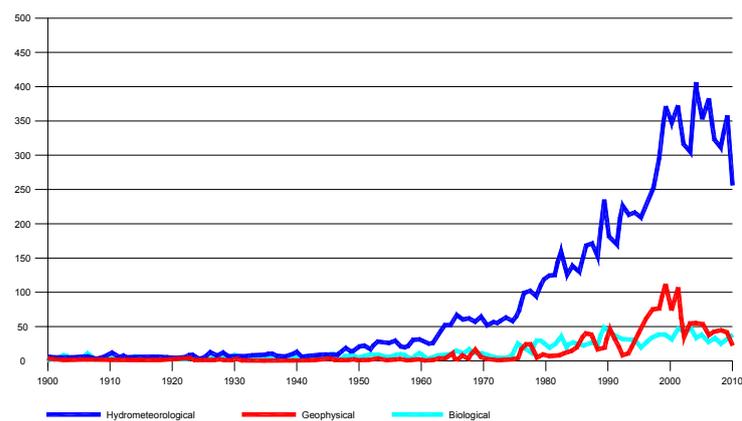


Figura 1.1 Número de desastres reportados por año (Fuente: EM-DAT: The OFDA/CRED International Disaster Database)

A lo largo de la historia, las inundaciones son uno de los desastres más costosos en términos de vidas humanas y daños materiales. Las principales inundaciones en China, por ejemplo, en 1887 mataron a cerca de 2 millones de personas, cerca de 4 millones en 1931, y alrededor de un millón en 1938. A finales del verano de 2005 las notables inundaciones provocadas por el huracán Katrina, que causó más de \$200 billones de dólares en pérdidas, constituyó el desastre más costoso en la historia de los Estados Unidos de América.

Debido a las condiciones geográficas del país, experimenta el embate de una gran variedad de fenómenos naturales, entre ellas fenómenos hidrometeorológicos como: ciclones tropicales, frentes fríos, entrada de aire húmedo, los cuales en muchas ocasiones provocan lluvias intensas que a su vez generan inundaciones, deslaves u otros fenómenos.

Tanto en épocas recientes como pasadas, se han presentado fenómenos meteorológicos con intensidades inusuales, que han dejado huella imborrable en los que vivieron cerca, por la magnitud de los destrozos que dejan estos fenómenos. Como es el caso de los Huracanes Hilda, Janet y Gladys todos estos en el mismo año de 1955, que provocaron en total 110 muertes. El Huracán Gert en año de 1993 que provocó la muerte de 40 personas 50,000

damnificados, 70,000 personas incomunicadas y 5,000 viviendas inundadas (CENAPRED, 2001 y 2007), entre otros que generaron consecuencias importantes.

La figura 1.2 muestra la inundación dejada por los huracanes Hilda, Janet y Gladys en el año 1955. Se observa del lado izquierdo de la imagen el nivel del agua cerca del cine Altamira. La imagen del lado derecho muestra parte de la ciudad de Tampico, se muestran todas las calles con un nivel de agua a lo largo de ellas. Por otro lado, la figura 1.1 ilustra la inundación acaecida en Julio de 2011, como resultado del paso de la tormenta tropical Arlene sobre la cuenca baja del mismo río, la cual ha puesto de manifiesto la alta vulnerabilidad de la zona a precipitación de gran intensidad (Pedrozo-Acuña, et al., 2013).



Figura 1.2 Tampico, Huracán Hilda, Janet y Gladys 1955

La experiencia obtenida ha dejado claro que a pesar de los esfuerzos realizados para enfrentar de manera óptima y ventajosa a fenómenos de esta naturaleza, es de gran necesidad trabajar de manera ardua en actividades de prevención con el objetivo de que estos fenómenos provoquen los menores daños posibles.

Hoy día, muchos de estos fenómenos han sido asociados al calentamiento global, sin embargo, es necesario considerar también la necesidad de mejorar el ordenamiento territorial de las regiones proclives a inundación. En las sociedades modernas, una división entre riesgos de origen antropogénico y natural es totalmente inapropiada. Aunque los desastres naturales pueden activarse por causas naturales, la magnitud de éstos dependerá de las acciones y decisiones humanas (Pedrozo-Acuña, 2012).



Figura 1.3 Pánuco, Veracruz, Julio 2011, Tormenta Tropical Arlene

Los peligros asociados a las inundaciones se pueden dividir en efectos primarios, estos son producidos debido al contacto con el agua. Secundarios, estos son los producidos por las inundaciones, como son la interrupción en los servicios, impactos en la salud., y el terciario tales como cambios en la ubicación de los cauces.

1.1.1 Efectos primarios

Los efectos primarios son debido al contacto directo con el agua. Las velocidades en las inundaciones pueden ser lentas o súbitas (muy rápidas). El daño asociado a un evento es función de dos parámetros claves el nivel de la inundación y la velocidad del agua. A medida que la velocidad aumenta, el gasto descargado aumenta.

- Con velocidades altas, las corrientes son capaces de transportar partículas de mayor tamaño.
- Grandes cantidades de erosión se logran por las inundaciones. Esta erosión es capaz de socavar las estructuras de puentes, diques y edificios que pueden provocar colapso.
- Las altas velocidades del agua permite arrastrar una cantidad mayor de sedimentos. Cuando el agua de la inundación se retira, la velocidad en general es mucho menor, esto hace que el sedimento se deposite.
- Las inundaciones en las tierras agrícolas por lo general resulta en pérdida de cultivos, ganado, animales domésticos.
- Los seres humanos que quedan atrapados en las aguas con velocidades altas regularmente son arrastrados y en consecuencia mueren.

1.1.2 Efectos secundarios y terciarios

Los efectos secundarios son aquellos que se producen a causa de los efectos primarios y terciarios, son los cambios a largo plazo que tiene el lugar.

- La interrupción de los servicios
 - El suministro de agua potable puede contaminarse, sobre todo si se inundan las plantas potabilizadoras o pozos de absorción. Esto puede resultar en enfermedades y otros efectos para la salud, especialmente en países subdesarrollados
 - Gas y servicio eléctrico pueden sufrir alteraciones
 - Los sistemas de transporte pueden ser interrumpidos, dando lugar a la escasez de alimentos. En los países subdesarrollados la escasez de alimentos a menudo conduce a la inanición
- Efectos a largo plazo
 - La localización del cauce del río puede cambiar como resultado de la inundación, desarrollo de un nuevo canal, dejando el viejo canal seco.
 - Los sedimentos depositados por las inundaciones puede destruir tierras de cultivo (excepto el limo depositado por el agua también ayuda a aumentar la productividad)
 - Las primas de seguros aumentan
 - Destrucción o alteración del habitat

1.2 ACCIONES PARA MITIGACIÓN DEL RIESGO

Las inundaciones normalmente se originan cuando la lluvia y el escurrimiento se combinan en el tiempo con la superficie de la tierra. El tipo de cobertura y la pendiente del terreno juegan un papel importante en la capacidad del sistema de drenaje natural de la cuenca. Cuando la capacidad del sistema es rebasado, genera la inundación, ocupando el agua las áreas necesarias para equilibrar el fenómeno.

Con el objetivo de caracterizar las inundaciones se realizan estudios de estadística, probabilidad, hidráulica fluvial, hidrología y edafología. Además de oceanografía en la zona donde desemboca el río. Con estos estudios lo que se intenta es buscar medidas para la protección contra inundaciones. Estas se han denominado, estructurales y no estructurales. En una definición general, las estructurales refieren a la existencia, construcción y operación

de obras de ingeniería civil. Las no estructurales son las acciones que no involucran obras de infraestructura hidráulica.

Las acciones estructurales de defensa contra inundaciones consisten en las construcciones de obras civiles que obstaculizan el flujo de agua de lluvia o escurrimiento por ríos o arroyos, para controlar su paso, confinarla, encauzarla, almacenarla o modificar su velocidad de avance y sus caudales.

1.2.1 Acciones estructurales

Las obras más comunes que se construyen para reducir las inundaciones causadas por fenómenos naturales inusuales son:

- Presas de almacenamiento: Puede ser una o varias escalonadas aguas abajo
- Presas rompepicos: Generalmente se construyen varias escalonadas
- Presas para retener azolves: No afectan los hidrogramas pero evitan el azolvamiento de cauces aguas abajo y la pérdida de capacidad hidráulica
- Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia
- Bordos longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes del cauce
- Muros longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes del cauce
- Espigones: Son estructuras perpendiculares o inclinadas a la corriente para disminuir o evitar la erosión en las márgenes del río
- Desvío permanentes por medio de cauces de alivio, en las que el agua es dirigida hacia otros cauces, lagunas costeras, o directamente al mar y no retoma el río
- Desvíos temporales a lagunas o zonas bajas de la planicie de inundación. El agua retorna al río cuando disminuyen los gastos
- Cortes de meandros o rectificación de cauces: Incrementan la pendiente del río y por tanto su capacidad de conducción
- Diques marginales, transversales e inclinados
- Canalización o entubamiento de cauces: Se utiliza en los tramos en que los arroyos o ríos cruzan poblaciones o ciudades

1.2.2 Acciones no estructurales

Las acciones no estructurales son acciones en el ámbito normativo, reglamentario, legal, etc., que orientan el uso de las superficies y de acciones preventivas de seguridad, con el fin de mitigar los riesgos y daños de las inundaciones generados por las inundaciones a las personas, bienes e infraestructura. Entre las más comunes están:

- El manejo integral de cuenca hidrográfica
- Políticas de operación de presas y compuertas que disminuyen la magnitud e intensidad de las avenidas
- Ordenamiento territorial y ecológico armónico. La zonificación de acuerdo al uso de suelo, tomando en cuenta el peligro de inundación
- Normativa de construcción para llanuras de inundación: Contar con una normativa para estructuras construidas en estas áreas que puedan soportar las altas velocidades de los eventos y ser las estructuras suficientemente altas, de tal manera que la mayor parte de la estructura no se encuentre en contacto con el agua
- Pronóstico de la precipitación y el escurrimiento de los eventos
- Sistemas de alerta temprana, para huracanes, tormentas o avenidas extraordinarias
- Elaboración de manuales técnicos sobre diseño y construcción de obras de protección, así como la elaboración y difusión de material para atender los riesgos y acciones ante los eventos que provocan daños por inundaciones
- Capacitación al personal técnico y de protección civil
- Creación de conciencia social del peligro y programas de prevención
- Seguros contra inundaciones
- Compra de terrenos para planicies de inundación: Realizar un estudio de mapas de inundación complementado con datos de campo recientes, en las zonas inundadas recientemente, con la finalidad de la realización de un análisis de costos, ya que en algunos casos comprar los terrenos puede ser más rentable para el gobierno, que por lo general paga por daños dejados por la inundación a través de un seguro contra inundaciones subsidio o ayuda directa de desastres. En muchos casos sería más factible comprar los derechos de la tierra en lugar de pagar el costo de reconstrucción, cada vez que se presenta un evento de estas características.

La comunidad internacional ha modificado el paradigma de protección contra inundaciones hacia una política de manejo del riesgo que éstas producen. Para ser capaces de enfrentar el

reto de inundaciones más severas, bajo condiciones de un clima que está cambiando, se necesitan visiones holísticas del problema (Pedrozo-Acuña, 2012). Los nuevos planes requieren la incorporación de cambios en el uso de suelo (ordenamiento territorial) en áreas proclives a inundaciones, manejo de los drenes urbanos, las tierras rurales y las costas.

Por ejemplo se ha visto que en función del uso agrícola que se le da a la tierra (tipo de sembradío), esta puede tener efectos positivos o adversos en la severidad de una inundación (O'Connell et al. 2011).

CAPÍTULO 2. ZONA DE ESTUDIO

2.1 RÍO PÁNUCO

La cuenca del Río Pánuco es una de las regiones hidrológicas más importantes del país. Ocupa el cuarto lugar a nivel nacional por su importancia en extensión aproximada de 96,996 Km² de área, y el quinto lugar por su volumen de escurrimiento anual de 20,329 hm³.

Esta cuenca, termina su recorrido en la costa del Golfo de México. Atraviesa nueve estados de la República Mexicana: Estado de México, Guanajuato, Hidalgo, Nuevo León, Puebla, Querétaro, San Luis Potosí, Tamaulipas y Veracruz. La figura 2.1 se muestra la extensión que abarca la cuenca del Río Pánuco.

Se denominada a esta cuenca la región hidrológica N° 26. Un aspecto que la hace especial y de difícil control y aprovechamiento de agua, es su configuración hidrológica, pues esta cuenca presenta 3 regiones muy definidas: El altiplano, con poca precipitación en donde el recurso hídrico es escaso, y en donde se trata que el escurrimiento no llegue al mar; la zona de la sierra, de fuerte precipitación, sin gran cantidad de consumos de agua, pero factible su

aprovechamiento en generación de energía eléctrica, y la planicie costera con gran potencial para desarrollos urbanos-industriales y de riego, pero que está sujeta al embate de las inundaciones provocadas por las avenidas originadas por fenómenos meteorológicos que impactan en la cuenca. Los límites de la cuenca son: al norte con la cuenca hidrológica del Río Soto La Marina, al sur la cuenca hidrológica del Río Tula, al este con la cuenca hidrológica Laguna Morales-San Andrés, el Golfo de México y la región hidrológica Norte de Veracruz y al oeste limita con las regiones hidrológicas El Salado y Lerma Santiago.

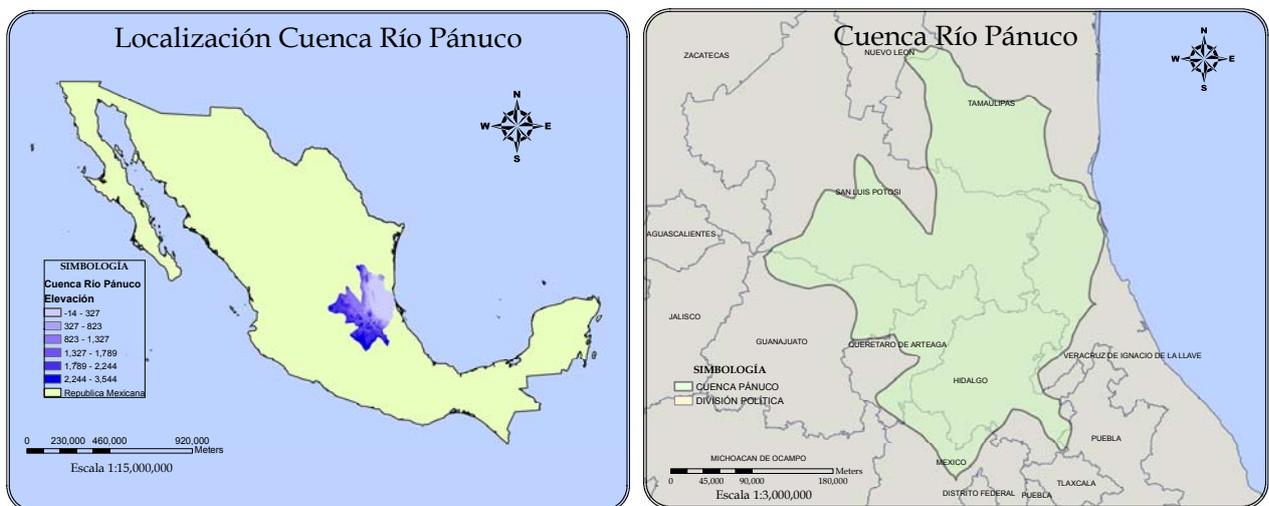


Figura 2.1 Localización de la región hidrológica N°26

2.2 PRESA PUJAL-COY

El proyecto Pujal-Coy 2ª etapa se localiza en la porción oriental del estado de San Luis Potosí y al sur de Tamaulipas.; sobre el mismo anteriormente se realizaron estudios de factibilidad² y parte de los proyectos ejecutivos. La superficie de riego abarca la margen derecha del Río Coy, margen derecha e izquierda del Río Tampaón y margen derecha del Río Moctezuma. En fechas recientes se ha señalado la posibilidad de aprovechar agua del Río Pánuco para abastecimiento a la zona metropolitana de Monterrey, NL, lo que podría asociarse al proyecto de la presa.

Esta presa regulará los escurrimientos tanto del Río Tampaón como el Río Coy, tendrá una capacidad de almacenamiento de 7,280 hm³, con un área de embalse de 38,650 ha; contará con dos plantas de bombeo: Juan Alonso y La Ceiba, también contará con 2 plantas de rebombeo:

² SARH, Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica. *Proyecto de riego Pujal Coy segunda fase, SLP, Tam y Ver.* México DF, 1979

Santa Clara I y Santa Clara II, que en conjunto suman 42 equipos con capacidad instalada global de 192.5 m³/s y una potencia de conjunto de 115,050 Hp. El consumo estimado de energía eléctrica es de 345,910 GWh por año.

La superficie de riego de 230,000 ha colinda en su parte inferior con el distrito de riego 092 en las unidades Las Animas y Pujal Coy. Por su localización se divide en dos zonas principales: la zona margen derecha del Río Tampaón, cuya superficie es de 53,00 ha, de las cuales 11,600 ha se regarán con la planta de bombeo Juan Alonso y las restantes 41,400 ha se regarán por gravedad; y la zona de la margen izquierda de Río Tampaón, cuya superficie es de 177,000 ha, de las cuales 102,000 ha se regarán con la planta de bombeo La Ceiba, 23,00 ha se regarán con la planta de rebombeo Santa Clara I; con la planta de rebombeo Santa Clara II se regarán 7,000 ha y las restantes 45,000 ha se regarán por gravedad. En total se regará por gravedad una superficie de 86,400 ha, esto es más del 62% de la superficie total.

La Presa Pujal-Coy es considerada como uno de los proyectos más importantes a la fecha para el control de avenidas. El proyecto ejecutivo fue realizado en el año de 1976 por la hoy extinta Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

La construcción de esta presa contribuiría de manera importante para la regulación de avenidas en la cuenca del río Pánuco. El área que controla este proyecto es aproximadamente de 23,373 Km², lo que representa el 29% total de la cuenca del río Pánuco.

2.2.1 Localización

La Presa se localiza en el estado de San Luis Potosí, justo en el punto donde inicia la planicie costera o Cuenca Baja de Río Pánuco y termina la Sierra de la Cuenca Media, donde confluyen el Río Valles y el Río Tampaón, captando los escurrimientos del Río Coy.

2.2.2 Datos del Proyecto

Conforme los datos de proyecto, la cortina de la presa Pujal-Coy tendrá una longitud de 5.2 km y se alojará sobre el Río Tampaón. La cortina se prolonga otros 12 km en un dique que liga con la cortina sobre el Río Coy, formando el almacenamiento. Un Tajo en el dique San Pedro de 300 m de ancho permitirá la intercomunicación de los vasos y funcionará inicialmente como estructura vertedora del vaso Coy, hasta el cierre de la cortina Pujal-Coy.

OPERACIÓN ÓPTIMA DE VERTEDORES. APLICACIÓN A LA PRESA PUJAL-COY
CAPÍTULO 2. ZONA DE ESTUDIO

| | |
|--|-------------------------------------|
| Capacidad Total del Vaso al N.A.M.E. | 7,280 Millones de m ³ |
| Capacidad muerta al umbral de las tomas | 190 Millones de m ³ |
| Capacidad para Azolves | 250 Millones de m ³ |
| Capacidad Útil para Riego | 2,760 Millones de m ³ |
| Capacidad a la Cresta de la Obra de Control y Excedencias | 2,900 Millones de m ³ |
| Capacidad al Nivel de Conservación | 3,337 Millones de m ³ |
| Capacidad para Control de Avenidas a 2,000 m ³ /s | 2,865 Millones de m ³ |
| Capacidad para Manejo de Avenidas a Gastos Mayores | 1,038 Millones de m ³ |
| Elevación Aproximada del Fondo del Cauce | 29.00 m |
| Elevación del Umbral de las Obras de Toma | 39.10 m |
| Nivel Mínimo de Operación de las Tomas a su Gasto de Diseños (N.A.Mín.) | 44.00 m |
| Elevación de la Cresta de la Obra de Control y Excedencias | 55.80 m |
| Nivel de Conservación (N.A.M.O.) | 57.56 m |
| Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias | 69.00 m |
| Bordo Libre | 3.00 m |
| Elevación de la Corona | 72.00 m |
| Altura Aproximada de la Presa Sobre el Lecho del Río | 44.00 m |
| Gasto de Diseño de la Obra de Toma Margen Izquierda (Desc. Al Canal de Riego) | 150 m ³ /s |
| Gasto de Diseño de la Obra de Toma Margen Izquierda (Desc. Al Río) | 60 m ³ /s |
| Gasto de Diseño de la Obra de toma Margen Derecha | 62 m ³ /s |
| Gasto de Diseño de la Obra de Control y Excedencias | 11,000 m ³ /s |
| Gasto de Diseño de la Obra de Desvió | 8,000 m ³ /s |
| Longitud del Tajo de Unión entre los Vasos Pujal y Coy | 4.66 Km |

Volumen de Excavación del tajo de Unión entre los Vasos Pujal y Coy 2.78 Millones de m³

Capacidad Máxima de Descarga de la Estructura de Control 13,430 m³/s

Longitud Neta de la Cresta Vertedora Controlada 140.00 m

Se contó con la curva de elevaciones-capacidades para la presa Pujal-Coy, la figura 2.2 representa ésta curva. En la que se observa el nivel del NAME localizado en la cota 69.00 m. También se muestra el nivel de la cresta del vertedor, éste se encuentra en la cota 55.80 m.

Estos niveles son importantes señalarlos debido a que en los cálculos posteriores el nivel inicial de los cálculos será en la cota del vertedor y el nivel máximo alcanzado será el nivel del NAME.

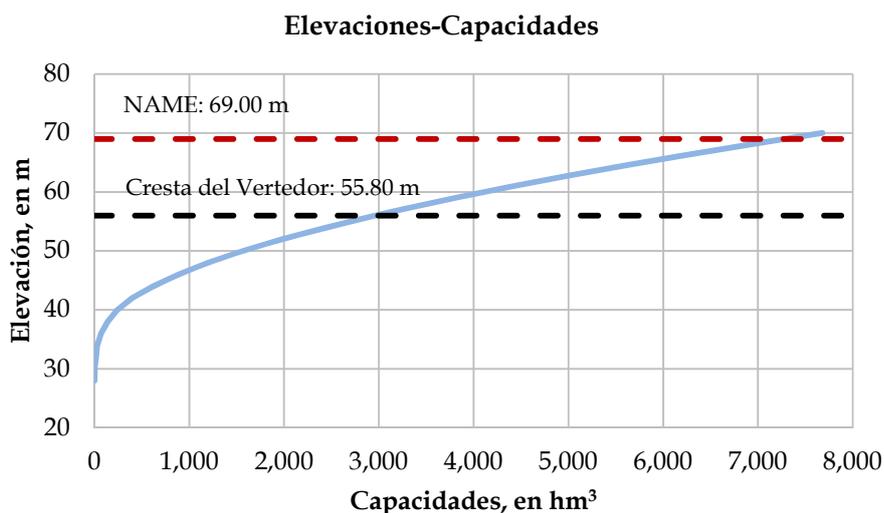


Figura 2.2 Curva Elevaciones-Capacidades, Presa Pujal-Coy

Para el trabajo también se contó con la curva de elevaciones-descargas. Considerando el vertedor libre. La figura 2.3 muestra ésta curva. Se puede conocer que para un nivel 69.00 m la estructura de excedencias puede descargar un gasto máximo de 13,430 m³/s.

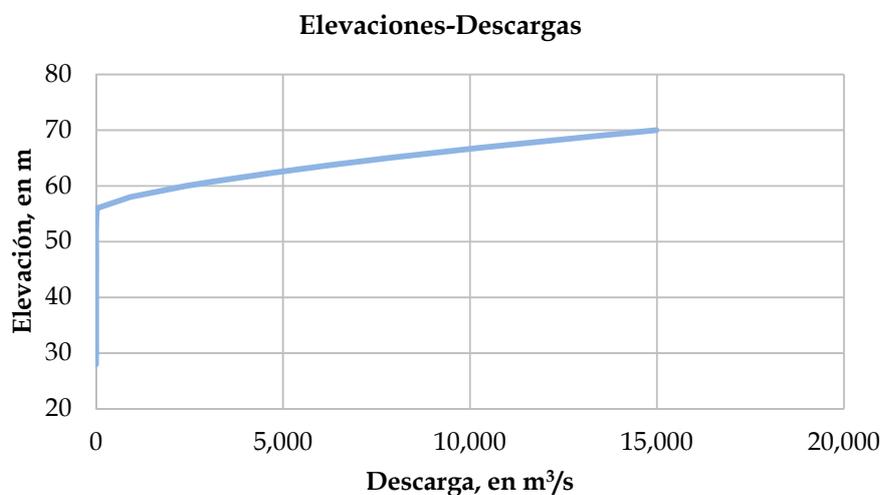


Figura 2.3 Curva Elevaciones-Descargas, Presa Pujal-Coy

2.3 AVENIDAS DE DISEÑO

En una tesis previa a ésta, llamada “Bajo Panuco, Avenidas de Diseño” realizada en el año de 2011, se generaron las avenidas de diseño asociadas a diversos periodos de retorno, con la finalidad de diseñar medidas de prevención y mitigación de inundaciones. Brevemente se realizara un resumen de lo realizado en dicho trabajo.

Para generar dichas avenidas se contó con los registros obtenidos de la base de datos de la Comisión Nacional del Agua, BANDAS.

Para el trabajo se analizaron los datos de las estaciones hidrométricas que se muestran en la tabla 2.1, esta muestra también la clave y la corriente en la que se encuentra.

Tabla 2.1 Estaciones de la zona de proyecto

| Estación | Clave | Corriente |
|----------|-------|-----------|
| Tempoal | 26248 | Tempoal |
| Pujal | 26272 | Tampaón |
| Choy | 26278 | Choy |
| El Olivo | 26387 | Tempoal |

| | | |
|--------------|-------|-----------|
| San Vicente | 26415 | Moctezuma |
| Tamuin | 26224 | Tampaón |
| Ballesmi | 26241 | Coy |
| Las Adjuntas | 26255 | Pánuco |
| Pánuco | 26424 | Pánuco |

La calidad de la información se verifico con la comprobación aritmética, la suma de las entradas es igual a la salida. La comprobación se realizó en el siguiente orden.

$$Q_{Entrada} = \text{Choy} + \text{Pujal} + \text{Ballesmi} = Q_{Salida} = \text{Tamuin} \quad 2.1$$

$$Q_{Entrada} = \text{San Vicente} + \text{Tempoal} = Q_{Salida} = \text{Olivo} \quad 2.2$$

$$Q_{Entrada} = \text{Adjuntas} = Q_{Salida} = \text{Pánuco} \quad 2.3$$

Se realizó la suma de los gastos de entrada y se comparó con los gastos de salida por medio de un factor:

$$Factor = \frac{Q_{Salida}}{Q_{Entrada}} \quad 2.4$$

Para este factor la media fue 1.14, por lo que se considera que la calidad en la información es aceptable.

Una vez que se verificó la calidad de los registros, el siguiente paso fue obtener los eventos máximos anuales para duraciones de 1 a 15 días, con la finalidad de realizar el análisis de frecuencias de los datos. Para el trabajo de la tesis que consideró hasta 15 días debido a que, por las características de la cuenca, los eventos de larga duración son los que mayor impacto tienen sobre la región. El análisis de frecuencias es relacionar la magnitud de eventos extremos con la frecuencia en la que ocurren, mediante el uso de funciones de probabilidad, de forma que se pueda estimar cada cuánto una variable supera una determinada magnitud (Mandujano, 2011).

Al ser variable los intervalos de ocurrencia entre gastos pico, es evidente que no existe patrón de tiempo o magnitud alguno, mediante el análisis de frecuencias se establece una relación

entre probabilidad de ocurrencia de un evento (período de retorno) y su magnitud: los gastos grandes tendrán un período de retorno grande, o sea una probabilidad pequeña de ser superados (Ramachandra Rao, 2000)

Una vez que se observó el comportamiento de cada una de las muestras, se realizó el análisis de frecuencias con ayuda del programa AX. La tabla 2.2 muestra la distribución para cada una de las estaciones.

Tabla 2.2 Distribución para cada una de las estaciones

| Estación | Distribución |
|--------------|--------------|
| Tempoal | Doble Gumbel |
| Pujal | Gumbel |
| Choy | Gumbel |
| El Olivo | Gumbel |
| San Vicente | Gumbel |
| Tamuin | Gumbel |
| Ballesmi | Gumbel |
| Las Adjuntas | Gumbel |
| Pánuco | Doble Gumbel |

A partir de los eventos obtenidos de los diferentes ajustes, se dibujaron las curvas Q-d-T, las cuales son de gran utilidad para fines de diseño.

Con los eventos estimados para la duración de 1 a 15 días, es posible definir las avenidas de diseño para períodos de retorno desde 2 hasta 10,000 años. Además, se obtuvieron los hidrogramas para 50, 100 y 200 años de período de retorno.

A partir de los resultados de los ajustes de las series a la distribución Gumbel, se aísla la columna correspondiente al período de retorno de interés.

A cada uno de los eventos se considera como gasto promedio (Q_{Medio}) para cada duración. A partir de éstos se obtienen los gastos diarios ($Q_{Individual}$). Tomando en cuenta el primero de ellos será igual al gasto promedio de un día, la expresión para la obtención de los gastos individuales es la siguiente:

$$Q_{ind} = n * Q_{Medio n} - \left(\sum_{i=1}^{n-1} Q_{individual i} \right) \quad 2.5$$

Donde n es el número del gasto individual a obtener e i es el contador de los gastos individuales.

Cada gasto individual, será el gasto medio de un día cualquiera, por lo tanto la duración del hidrograma de la avenida de diseño será de 15 días.

El hidrograma de diseño es generado a partir de los gastos individuales obtenidos. Al colocar el gasto de mayor magnitud al centro, este valor corresponde al pico del hidrograma y a los lados se van colocando alternadamente los gastos individuales.

Se notó que una vez estimadas las avenidas de diseño para una duración de 15 días, el hidrograma correspondiente a la estación Pánuco la rama descendente no bajo completamente. Por tal motivo se consideró pertinente emplear métodos regionales para la generación de evento de diseño.

Una de las problemáticas es debido a que no siempre se cuenta con registros continuos suficientemente largos, ya que el análisis de frecuencias puede ser poco confiable si se realiza por separado, sobre todo en los análisis de periodos de retorno grandes. Para resolver este problema, los hidrólogos se apoyan en métodos regionales de análisis de frecuencias, la base de éstos es unificar información de varios puntos de características similares al punto objetivo.

Un aspecto relevante para el análisis de frecuencias, es la disponibilidad de información. Para contar con estimaciones más certeras se debe contar con bases de datos más largas, ya que la estimación de la probabilidad de ocurrencia de gastos extremos es una extrapolación basada en los datos.

Desafortunadamente, los registros con los que se cuenta, no son muy largos, ya que en algunos casos la cantidad de datos puede ser limitada y en algunos casos inexistentes. Por esto la utilidad del análisis de regionalización.

Para los análisis regionales la primera suposición considerada es que las poblaciones de gastos máximos en varios sitios de la región tienen características similares.

Uno de los métodos para asignar regiones homogéneas es la cercanía geográfica, límites políticos, administrativos o fisiográficos. Sin embargo, esta práctica es fuertemente criticada debido a que la delimitación de la región usando los factores anteriores, no garantiza homogeneidad hidrológica. Las regiones similares a nivel geográfico pueden no ser similares desde el punto de vista de generación de flujos, por otro lado dos sitios en diferentes regiones pueden ser similares respecto a la frecuencia de los gastos, sin importar que geográficamente sean diferentes.

Otro método de identificación de regiones homogéneas, es la prueba de Fisher, ésta define si dos conjuntos forman parte de la misma población por medio de sus varianzas. Para la comparación se utiliza su cociente, siendo el numerador la mayor de ellas. Si el cociente se encuentra dentro del valor límite de la distribución de probabilidad de Fisher, se acepta.

Se consideró que si los máximos anuales de cada estación se dividen entre sus promedios, la variancia de la nueva muestra es igual al cuadrado del coeficiente de variación. A continuación se muestra el procedimiento para ejemplificar el procedimiento.

- Se obtienen los coeficientes de variación de las muestras de cada una de las estaciones

$$\text{Estación Pujal : } Cv_{pujal} = 0.64906$$

$$\text{Estación Tempoal : } Cv_{Ballesmi} = 0.54027$$

- Se comparan los coeficientes de variación para definir a cuál corresponde el subíndice 1 y 2 como lo muestra la expresión 2.6.

$$Cv_{pujal} > Cv_{Ballesmi} \rightarrow Cv_{pujal} = Cv_1 \text{ y } Cv_{Ballesmi} = Cv_2 \quad 2.6$$

- Se realiza el cociente

$$\left(\frac{Cv_1}{Cv_2}\right)^2 = \left(\frac{0.64906}{0.54027}\right)^2 = 1.4433$$

Esto se hizo para todos los casos, de ahí que se dedujeran varios escenarios de regionalización, tomando en cuenta la cercanía de los valores de los coeficientes de variación para cada estación.

Como se mencionó con anterioridad, si los cocientes $(Cv_1/Cv_2)^2$, se encuentran dentro de los límites de la distribución F, se puede afirmar que no existe evidencia estadística para rechazar la hipótesis de pertenencia de una región y se le acepta (Domínguez Ramón et al 2000).

Los análisis realizados arrojaron que existían dos regiones, la región 1 conformada por las estaciones; Choy, Olivo, Ballesmi, Tamuin y Adjuntas. Y la región 2; Tempoal, Pujal y San Vicente. Los resultados también mostraron que la estación Pánuco no pertenece a ninguna de las dos regiones.

Una vez que se definieron las regiones, se realizó el proceso de regionalización. Para esto se empleó el método estación-año, en el cual se toman los datos existentes de las estaciones y se les integra en una única muestra.

Para la generación de una muestra grande y única, se dividen todos los datos de cada una de las estaciones por la media de la misma. La muestra se ordena de mayor a menor y se dibuja en papel Gumbel con la idea de observar el comportamiento.

Para la identificación del comportamiento de los datos en una distribución Gumbel se realizaron en el Software AX, a partir de estos se obtuvieron los eventos para los distintos periodos de retorno.

Con los resultados extrapolados de la región pueden obtenerse los eventos para cada estación, multiplicando los eventos regionales por la media de los datos de la estación que se requiera analizar.

Una vez que se obtuvieron los análisis para los distintos eventos para distintas duraciones y periodos de retorno, pueden generarse las avenidas de diseño con el método como bloques alternos. La figura 2.4 muestra los hidrogramas de diseño para los periodos de retorno de 50, 100, 500, 1,000 y 10,000 años obtenidos para las avenidas que ocurren simultáneamente en las estaciones Pujal y Ballesmi mediante el análisis antes mencionado.

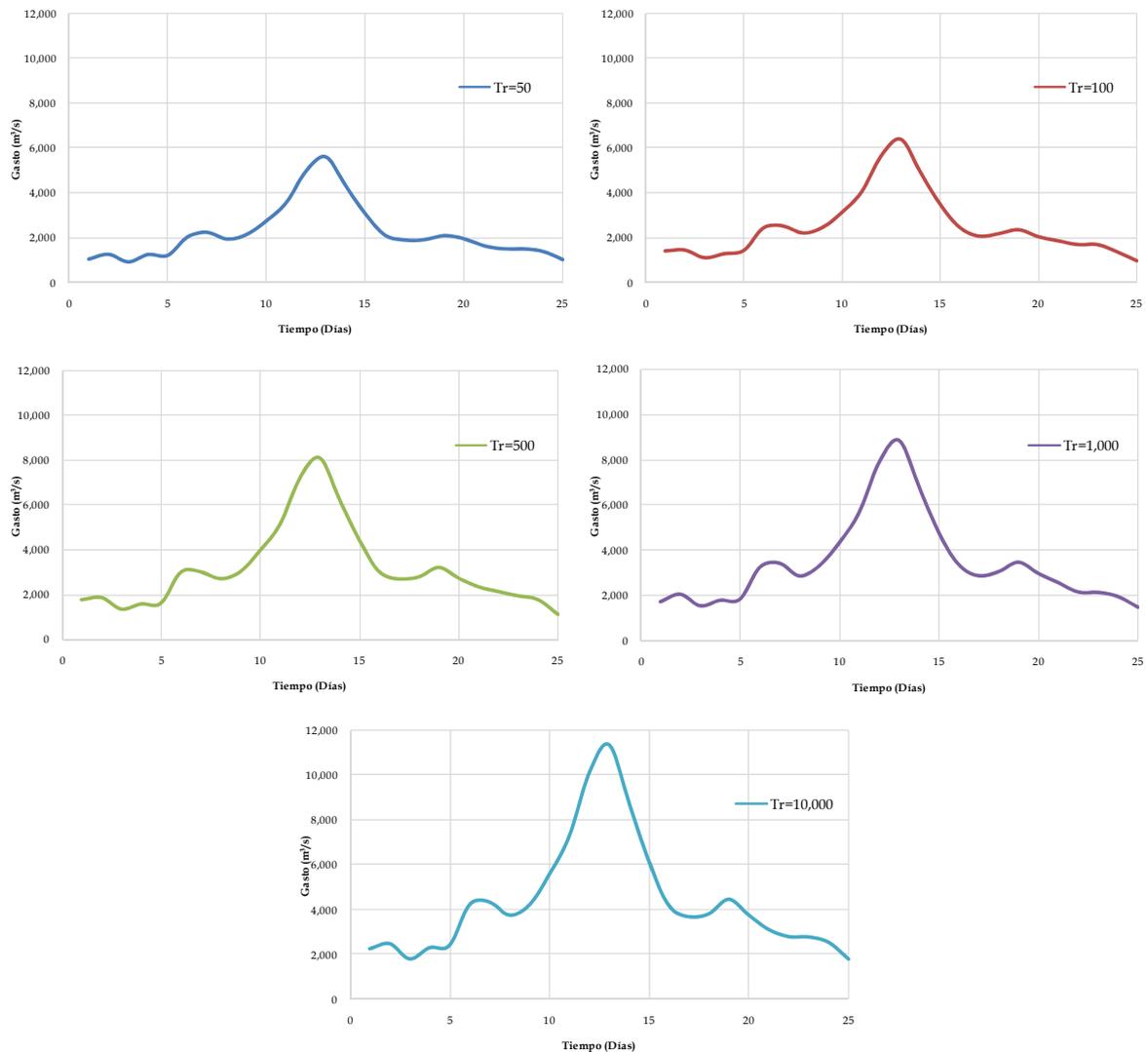


Figura 2.4 Hidrograma de diseño, estaciones Pujal y Ballesmi

La figura 2.4 se muestran los picos de los hidrogramas de diseño obtenidos para cada uno de los períodos de retorno. Los cuales se tomaron en cuenta para éste trabajo. Los datos de estos hidrogramas se presentan en el anexo 2. La tabla 2.3 muestra el gasto pico para cada uno de los hidrogramas.

Tabla 2.3 Tabla períodos de retorno y gastos pico

| Periodo de Retorno años | Gasto Pico m ³ /s |
|----------------------------------|---------------------------------|
| 50 | 5,626.53 |
| 100 | 6,383.56 |
| 500 | 8,122.67 |
| 1,000 | 8,859.23 |
| 10,000 | 11,355.37 |

CAPÍTULO 3. ESTADO DEL ARTE

3.1 OPERACIÓN ÓPTIMA DE COMPUERTAS. (O.P.O.P.)

Uno de los problemas más graves cuando una avenida entra al vaso con vertedor controlado, es operar de forma conservadora las compuertas haciendo que pequeñas avenidas salgan sin control, en muchos casos causando daños por inundaciones aguas debajo de la cortina, que en su mayoría podrían haberse evitado. Contar con una política audaz cuyo objetivo principal sea el de establecer un control máximo que no ponga en riesgo la seguridad de la presa, o bien, obligar a descargar grandes gastos, que provoquen daños de consideración aguas abajo.

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

A continuación se presenta un método para operar las compuertas, usando como única información la historia de niveles en el vaso, de tal modo que;

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

Para una avenida de periodo de retorno T_1 , dado el nivel en la presa en un tiempo cualquiera t_0 , es posible encontrar la política de operación que minimice el gasto máximo descargado y en consecuencia el riesgo. Además se puede definir una zona para la cual ya no existe modo alguno de desalojar la avenida, por lo que se debe evitar a esta situación, cualquiera que sea la avenida que entre en el vaso.

3.1.1 Desarrollo

Con la finalidad del desarrollo del método se proponen las siguientes etapas

Curva de operación para una avenida dada

Supóngase una presa con capacidad en el NAME S^* , en la cual entra una avenida de duración t , cuyo hidrograma se representa en la figura 3.1. Dividiendo t en intervalos de duración Δt , se puede formar una tabla que contenga el hidrograma discretizado.

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

$$\text{Volumen inicial} = S_i \frac{\text{Entrada} = Q_i}{\text{Salida} = X_i} S_{i+1} = \text{Volumen final} \quad 3.1$$

$$S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i \quad 3.2$$

Donde:

Q_i : volumen medio que entra al vaso en el intervalo

S_i : almacenamiento al principio del periodo

X_i : volumen medio descargado en el periodo i

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

$$S_i \leq S^* \quad 3.3$$

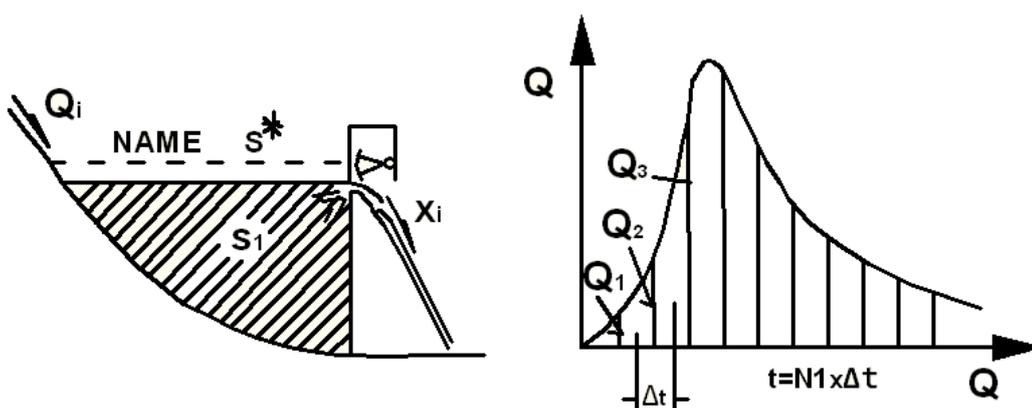


Figura 3.1 Esquema de la presa y vertedor, e hidrograma de entrada

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

$$X_i \leq V_{\text{máx}}(S_i) \quad 3.4$$

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

Los volúmenes descargados causaran daños en la zona localizada aguas abajo de la presa, la estimación precisa de estos daños hace que los resultados obtenidos sean de mayor valor, pero si no se dispone de los datos necesarios para una evaluación, basta con suponer que la función de daños $D(X_i)$ es monótona creciente en X_i para toda i .

Con esto, la política más acertada constara en elegir $(X_1, X_2, \dots, X_{NT})$ de tal manera que la función de daños totales $D_T(X_1, X_2, \dots, X_{NT})$ sea el menor posible, limitando el problema a encontrar:

$$\text{Min}_{(X_1, X_2, \dots, X_{NT})} [\text{Máx}\{(X_1), (X_2), \dots, (X_{NT})\}] \quad 3.5$$

Lo que estará sujeto a las restricciones que se mencionan a continuación:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i \leq S^* \\ 0 \leq X_i \leq V_{M\acute{a}x}(S_i) \\ S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i \end{array} \right\} \quad i = 1, 2, \dots, NT \quad 3.6$$

Considerando la avenida de entrada conocida y asociándole un periodo de retorno Tr a ésta, la solución encontrada por la referencia (González, 1969) consiste en abrir totalmente las compuertas de tal manera que para un gasto Q^* asociado a un período de retorno Tr , éste se mantenga constante, determinándose éste que el nivel máximo a considerar en el embalse coincida con el NAME, como la figura 3.2 muestra.

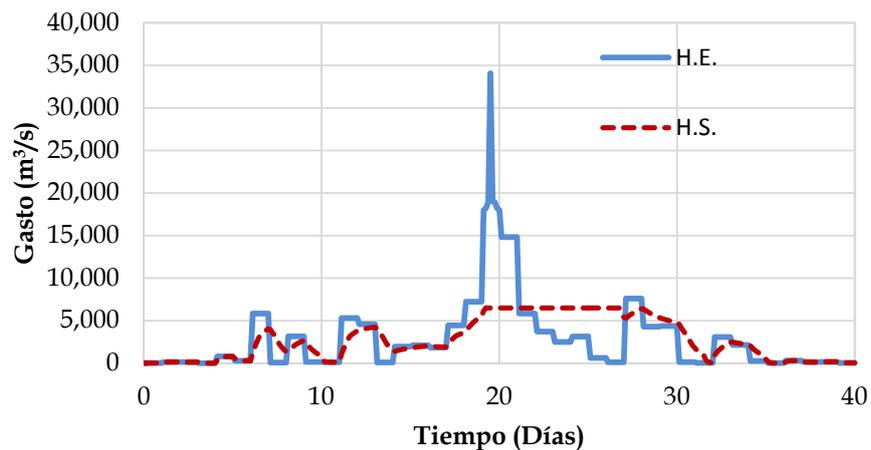


Figura 3.2 Hidrogramas de entrada (azul) y salida (rojo) fijando un gasto de descarga

Repitiendo el procedimiento para la misma avenida con periodo de retorno Tr , pero variando la condición inicial suponiendo en cada uno de los casos diferente nivel inicial, se puede construir una el esquema como lo muestra la figura 3.3.

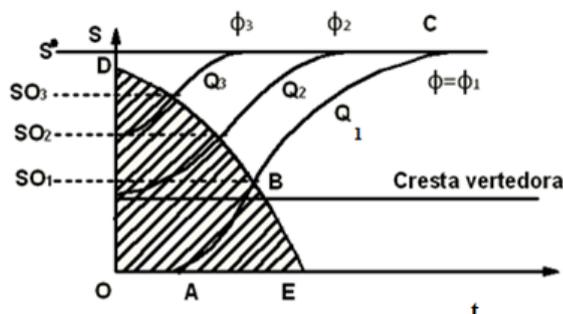


Figura 3.3. Evolución en el almacenamiento con igual T_r y distintos niveles inicial

Se observa para cada curva " $Q_{M\acute{a}x}=\text{Constante}$ " dos zonas, la primera de ellas A-B, en la cual el gasto máximo descargado $Q_{M\acute{a}x}$, no es capaz de desalojar la avenida, esto es debido a que aunque las compuertas estén totalmente abiertas el vertedor no cuenta con la carga suficiente. La segunda B-D, en donde se comienza a operar las compuertas de tal manera que el gasto se conserva constante $Q_{M\acute{a}x}$. Lo descrito anteriormente hace que la política de operación para un gasto máximo Q consista en mantener las compuertas totalmente abiertas en la zona correspondiente a OEDO y mantener el gasto " $Q_{M\acute{a}x}=\text{Constante}$ " fuera de ésta.

3.1.2 Identificación de avenida

Hipótesis. Los hidrogramas de las avenidas para distintos períodos de retorno T_1, T_2, \dots, T_n , coinciden en la parte inicial de su rama ascendente y el gasto máximo para cada uno de éstos hidrogramas se presenta en el tiempo $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$ como la figura 3.4 lo muestra.

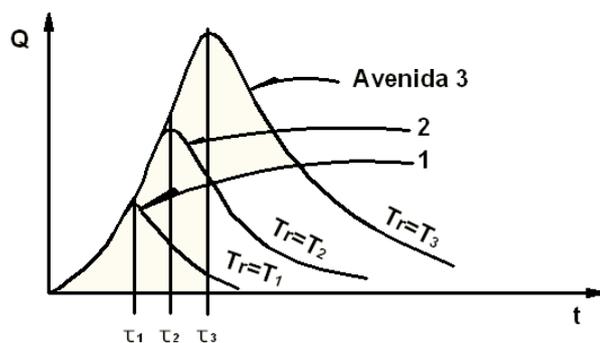


Figura 3.4 Hidrogramas para avenidas con período de retorno T_1, T_2, \dots, T_n

Si se conoce el volumen almacenado en el vaso en el tiempo $t=0$ y la avenida que entra a éste cumple con la hipótesis anterior y es de periodo de retorno T_2 , se consideran, a continuación los siguientes tres casos:

- a) Operación de acuerdo con las políticas obtenidas a partir de la avenida con $Tr = T_1$ de la figura 3.4. En el intervalo $0 \leq t \leq \tau_1$, los volúmenes en el vaso siguen una curva de operación $Q_{M\acute{a}x} = \text{constante}$, para la avenida con periodo de retorno T_1 , partiendo del punto $(t=0, S=S_0)$.

Para $t > \tau_1$, los volúmenes de entrada son mayores que el supuesto, esto hace que los niveles en el vaso empiezan a ser superiores a los indicados por la curva de operación, como se indica en la figura 3.5, en este momento se debe cambiar la operación y suponer ahora que la avenida que entra al vaso es de periodo de retorno T_2 y comenzar a operar de acuerdo con la política de operación del periodo de retorno T_2 obtenida anteriormente, tomando en cuenta que en el tiempo τ_1 ya se ha consumido una parte del almacenamiento disponible.

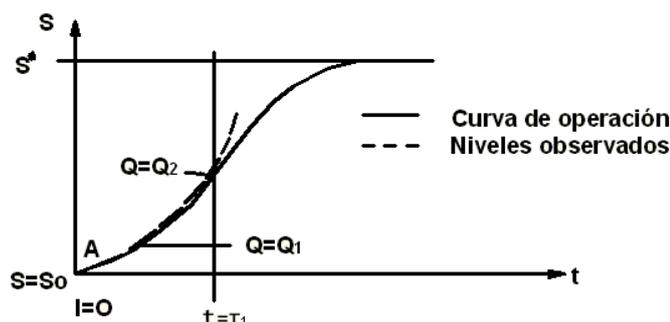


Figura 3.5 Operación de acuerdo con la política obtenida para una avenida con periodo de retorno T_1 , observado que la entrada de la avenida con periodo T_2 .

- b) Se opera de acuerdo con la política obtenida para la avenida 2; de esta manera, los volúmenes almacenados seguirán exactamente la curva de operación propuesta, sin tener mayor complicación.
- c) Las compuertas se mueven según la política de operación obtenida a partir de la avenida 3. Así, los almacenamientos seguirán la curva de operación correspondiente hasta llegar al tiempo $t=2$; a partir de este momento, los volúmenes en el vaso serán

menores que los estimados, por lo que debe adaptarse a la política para la segunda avenida.

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

3.1.3 Seguridad de la obra

Con la finalidad que la avenida de diseño no cause la falla de las estructuras, se establece una política de operación óptima que corresponde a dicha avenida, considerando distintos niveles iniciales para el tránsito, como se describió en el punto 3.1.1 y como lo muestra la figura 3.3. De dicha curva de operación se elige la que cumple con el gasto máximo de descarga $Q_{Máx}$ es igual al gasto máximo que el vertedor puede descargar al nivel del NAME ($Q^*_{Máx}$) como se observa en la figura 3.6. Esta curva divide el plano (S, t) en dos zonas, la inferior o también llamada de seguridad y la zona superior o de catástrofe. Si los volúmenes en el vaso se encuentran en la zona superior, la presa será rebasada, en caso de ser la avenida de diseño la que entre al vaso.

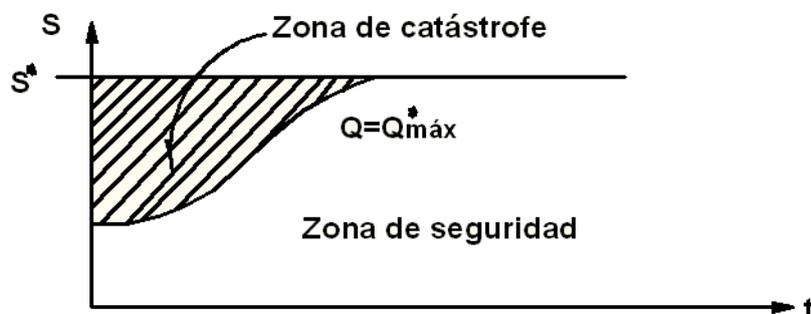


Figura 3.6 Política de operación para la avenida de diseño

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

3.1.4 Condiciones iniciales

Para el caso ideal se cuenta con una predicción precisa de la avenida que se espera entre al vaso, se deberá elegir como política de operación inicial aquella que esté asociada con la avenida predicha. Cuando no se cuenta con ninguna predicción, la operación se comenzara de acuerdo a un criterio que evite al máximo las pérdidas innecesarias.

Al hacer el análisis, como el mencionado en el párrafo anterior, para avenidas de periodos de retorno $T_1, T_2, T_3, \dots, T_n$, puede construirse una grafica de niveles iniciales en el vaso contra periodos de retorno y gasto máximo descargados, como la figura 3.7 lo muestra.

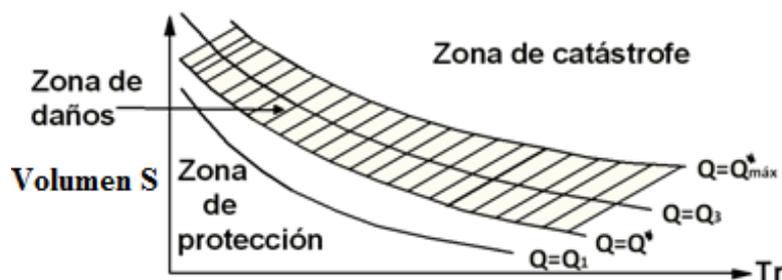


Figura 3.7 Gastos máximos para diferentes almacenamientos iniciales y periodos de retorno

De la figura 3.7 se pueden deducir los siguientes razonamientos, conociendo el gasto Q^* que no cause daños aguas abajo.

1. Conociendo el almacenamiento inicial S_0 (normalmente el NAME) y el periodo de retorno aproximado de la avenida supuestamente entrará en el vaso, se encuentra el gasto de control Q_r para esas condiciones. La política operación sería abrir las compuertas hasta que pase un gasto Q_r ; una vez alcanzado dicho gasto se continuara operando de acuerdo con las políticas para la avenida de periodo de retorno T_r , hasta encontrar diferencias que obliguen a cambiar a una política de operación asociada a una avenida mayor o menor.
2. Dado el almacenamiento inicial S_0 y el gasto que no cause daños o de seguridad Q^* , puede obtenerse el periodo de retorno T_r de la figura 3.7, para el cual es posible proteger la zona de inundación, de manera que la operación empezaría suponiendo la entrada de esta avenida al vaso.

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

La figura 3.7 muestra además la probabilidad de que se presenten daños, conociendo el almacenamiento en época de avenidas, esto representa una valiosa ayuda en las decisiones que deben tomarse en las presas durante la época de lluvias.

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

3.2 OPERACIÓN SISTEMÁTICA DE COMPUERTAS EN VERTEDORES DE PRESAS GRANDES

Este método permite que con la información hidrológica de horas antes y con la predicción del estado del tiempo en las horas subsecuentes, se pueda utilizar un modelo sistemático, para la operación de las compuertas de los vertedores a partir de buenas decisiones del operador de las mismas.

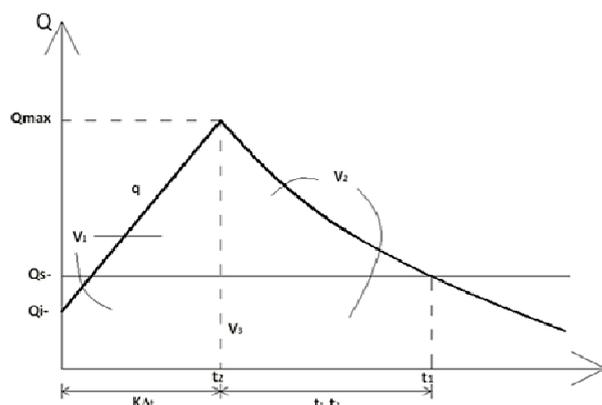


Figura 3.8 Hidrograma representativo de una avenida

Para dicho método es de interés estimar el volumen máximo almacenado ($V_{M\acute{a}x}$) en el vaso durante el tránsito de una avenida, esto en función del volumen almacenado (V_i) al inicio, el gasto que entra al inicio de la avenida (Q_i), la tasa de crecimiento (q), el tiempo que se

mantendrá la tasa ($K\Delta t$), el gasto a la salida en el vertedor. La figura 3.8 representa lo que se menciona en el párrafo anterior.

La intensidad de la rama de descenso de los hidrogramas se calcula de la siguiente forma:

$$q = \Delta Q / K\Delta t \quad 3.7$$

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

$$VA_{M\acute{a}x} = V_i + V_1 + V_2 - V_3 \quad 3.8$$

Donde:

Q_i : gasto inicial de la avenida

ΔQ : es el incremento de gasto de la avenida (diferencia entre el gasto máximo y mínimo)

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

$Q_{M\acute{a}x}$: gasto máximo alcanzado por la avenida ($Q_{M\acute{a}x} = Q_i + q \cdot K\Delta t$)

Q_s : gasto de salida obtenido al abrir las compuertas del vertedor

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

V_i : volumen almacenado al inicio de la avenida

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

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

V_3 : volumen extraído del vaso al abrir las compuertas durante un tiempo determinado

V_3 : volumen extraído del vaso al abrir las compuertas durante un tiempo determinado

$V_3 = 3600 \cdot Q_s \cdot (K\Delta t + t_1 - t_2)$

t_1, t_2 : es el tiempo en horas en que la curva típica de descenso interseca al valor del gasto de salida propuesto y el punto del hidrograma en que se alcanza el $Q_{M\acute{a}x}$, respectivamente

$\sum Q_i$: suma de los gastos considerados cada hora durante el descenso de la avenida, sin incluir $Q_{M\acute{a}x}$ y Q_s ; de $i=1$ a $i=n-1$, donde $n-1$ corresponde al tiempo en que aproximadamente se interseca el gasto de salida con la curva de recesión del hidrograma

Se representa la forma característica en la curva tipo de descenso de avenidas, en esta se presenta la forma que la avenida adquiere una vez que sea presentado el máximo gasto y la

tasa de crecimiento comienza a ser negativa. Esta se obtiene a partir de analizar varias avenidas que presentaron las características siguientes:

Gastos máximos importantes (Mayores a 0.2 veces el gasto de diseño del vertedor)

Curva de descenso sin interrupciones hasta llegar a un gasto $\left(\frac{1}{10}\right)$ del $Q_{Máx}$

Los descensos correspondientes a las avenidas se dibujan en una grafica Q-t, como se muestra en la figura 3.9, esto con la finalidad de encontrar una curva patrón que representa a todas ellas. Para la figura descrita se considera un intervalo de una hora, sin embargo este intervalo puede ser diferente para cada caso específico.

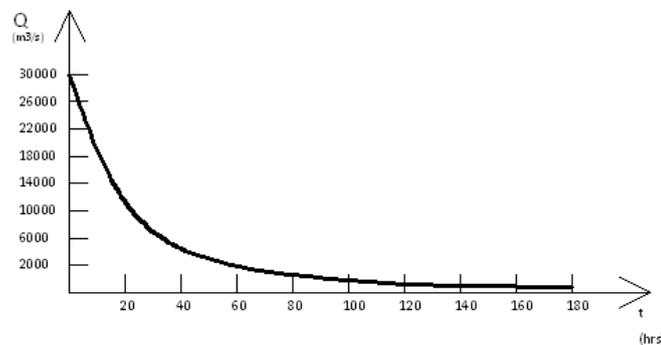


Figura 3.9 Curva tipo de descenso de avenidas

La metodología consiste en proponer un valor del volumen máximo ($V_{Máx}$) menor al nivel máximo (NAME), y hacer iteraciones con valores del gasto de salida Q_s hasta el volumen ($V_{A_{Máx}}$) sea aproximadamente igual al volumen propuesto $V_{Máx}$. $V_{Máx}$ es función de la precisión del pronóstico, cuando éste es incierto (comúnmente al inicio del evento) es difícil estimar el valor de la tasa de crecimiento “q” y el tiempo cuando la avenida comienza a descender, por lo que $V_{Máx}$ debe ser considerablemente menor al correspondiente al NAME. Cuando la avenida cuenta con mayor desarrollo y en particular cuando el pronóstico meteorológico permite estimar con precisión $K\Delta t$, se puede proponer un valor de $V_{Máx}$ cercano al NAME. Debido a la variación de los pronósticos, el procedimiento debe aplicarse sucesivamente durante el desarrollo de la avenida.

Debido a las características del método (Palomas, 1992), propuso encontrar una ecuación en la que solo se sustituyen los valores V_i , Q_i , q, $K\Delta t$ con el objetivo de conocer la extracción

necesaria y con ello la apertura de las compuertas de la obra de excedencias. Considerando que las herramientas con las que se cuenta para realizar iteraciones son muy rápidas, esto hace que el valor de Q_s sea fácil de encontrar, en la referencia se incluye los desarrollos que planteó Palomas.

CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN HIDROGRAMAS DE DISEÑO

4.1 POLÍTICAS ÓPTIMAS SUPONIENDO CONOCIDA LA AVENIDA

Con la finalidad de conocer una política de operación óptima para algunas de las avenidas de diseño se partió de las siguientes dos consideraciones; la primera de ellas fue suponer que la avenida que entra al vaso se conoce desde un inicio, la segunda de éstas fue proponer el nivel inicial en el vaso igual al nivel del NAMO. Esto hace suponer que uno puede realizar cálculos conociendo desde un inicio la avenida y aplicando la metodología descrita en el capítulo 3. Con estas dos consideraciones iniciales se procedió a realizar los cálculos para dos periodos de retorno distintos, con $Tr=100$ y $Tr=10,000$ años.

4.1.1 Cálculo para $T_r=100$

Considerando lo anterior y con el objetivo de conocer el gasto máximo cuya idea principal es ocupar en su totalidad el almacenamiento para un periodo $T_r=100$ años, se inició el análisis suponiendo un gasto máximo de descarga de $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$, se observó que con éste gasto se contaba aún con capacidad para almacenar en el vaso. Se realizó el tránsito en varias ocasiones cuidando que el nivel máximo alcanzado fuera 69.00 m . La figura 4.1 muestra el resultado obtenido con el tránsito realizado para este caso específico, en ella se observa que el gasto máximo descargado es de $542 \text{ m}^3/\text{s}$. Con este gasto se aseguraría que la obra no se pone en riesgo, y que el nivel máximo alcanzado es de 68.99 m (NAME).

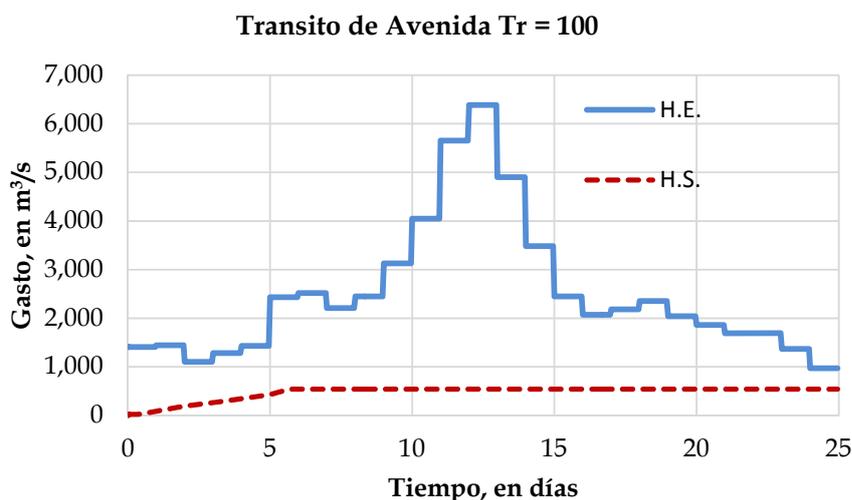


Figura 4.1 Tránsito de Avenida con $T_r=100$ años, $Q=542 \text{ m}^3/\text{s}$

En la figura también se percibe que el gasto máximo del hidrograma de entrada, es de $6,383 \text{ m}^3/\text{s}$. Comparando el gasto del hidrograma de salida que representa apenas 8.49% respecto al gasto máximo de entrada.

La política aplicada en este caso consiste en abrir totalmente las compuertas hasta llegar a la elevación 57.16 m para la cual se alcanza el gasto de $542 \text{ m}^3/\text{s}$, y a partir de ese momento operar las compuertas de manera que se mantenga el gasto hasta que se regrese a la elevación del NAMO

Dentro de los análisis hechos en esta parte, se obtuvo la curva de evolución en el vaso, con el objetivo de observar la evolución en el almacenamiento en función del tiempo. La figura 4.2 muestra el gráfico de evolución en el vaso de la avenida con $Tr=100$ años. En esta se observan dos líneas, línea azul representa la evolución del almacenamiento y la línea color carne punteada representa la evolución del nivel en el vaso, ésta se lee del lado derecho del grafico. Se observa que ambas curvas evolucionan prácticamente de la misma forma.

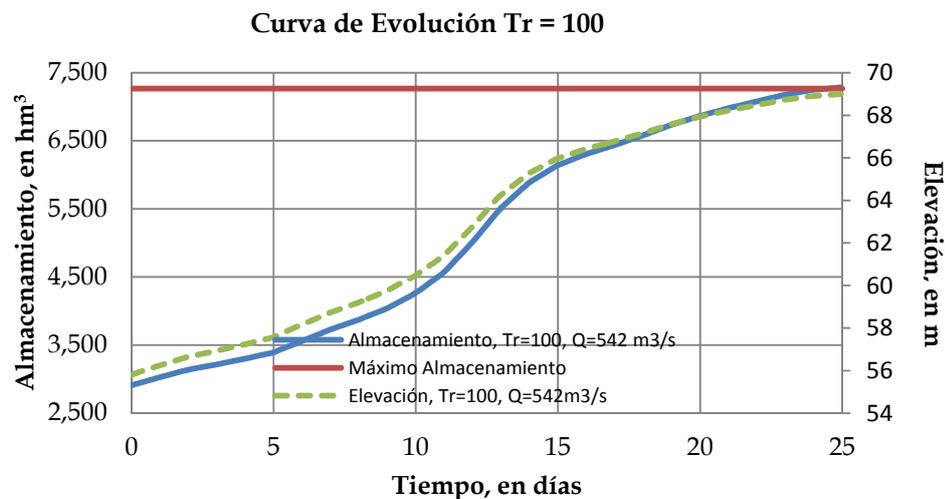


Figura 4.2 Curva de Evolución para $Tr=100$, $Q=542$ m³/s

4.1.2 Cálculo para $Tr=10,000$

Con el objetivo de contar con el umbral máximo de descarga en condiciones ideales desde el inicio, y suponiendo que se sabe cuál es la avenida que entrará al vaso, se generó el tránsito para $Tr=10,000$ años. La figura 4.3 muestra el tránsito realizado para este caso, en el cual se observa que el gasto máximo de entrada es de $11,355$ m³/s, sin embargo para la descarga controlada, se encontró que el gasto regulado podría ser de $3,106$ m³/s. Con éste gasto se asegura que la obra no se pone en riesgo y el nivel máximo alcanzado es 69.00 m (NAME).

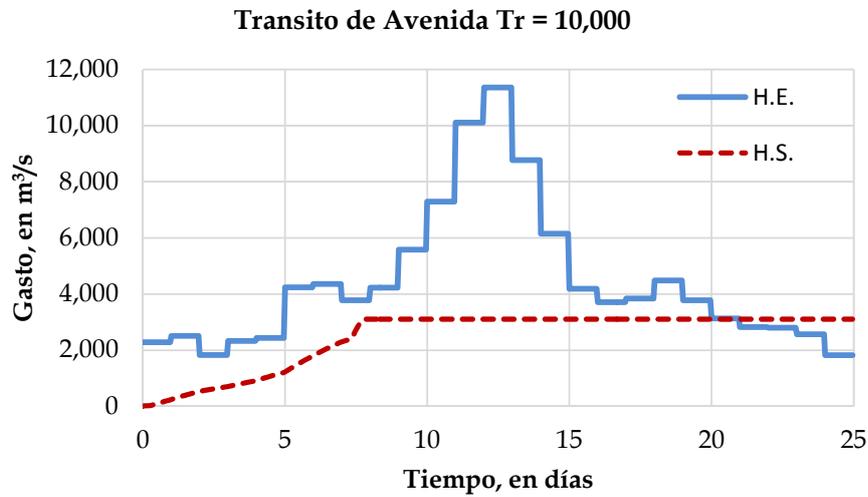


Figura 4.3 Tránsito de Avenida con $Tr=10,000$ años, $Q=3,106$ m³/s

Para éste análisis también se contó con la curva de evolución del volumen y la elevación en el vaso en función del tiempo. Se muestra en la figura 4.4 que la evolución al nivel del NAME es en un tiempo menor, así como que el comportamiento de ambas curvas de evolución no es el mismo.

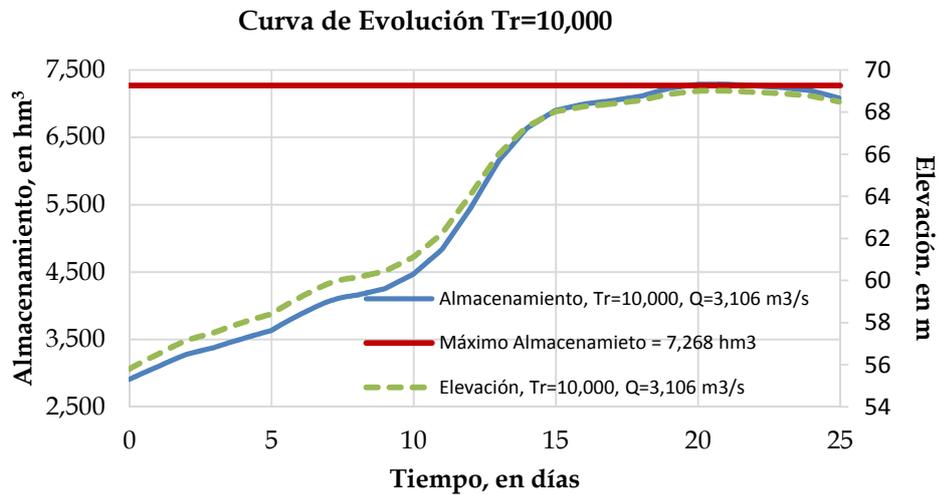


Figura 4.4 Curva de Evolución para $Tr=10,000$ años, $Q=3,106$ m³/s

4.1.3 Discusión de Resultados

Para mostrar el comportamiento en el almacenamiento de ambos análisis se realizó la figura 4.5, la cual muestra el comportamiento de la evolución obtenida con ambos análisis para dos distintos periodo de retorno ($Tr=100$ y $10,000$ años). La figura 4.5 muestra que la condición inicial en el cálculo para ambos casos, es la misma, sin embargo al avanzar el tiempo, ambas líneas no evolucionan de la misma forma debido a que el gasto de entrada al vaso, no es el mismo, además que el gasto controlado no es el mismo, el hidrograma con $Tr=10,000$ años evoluciona primero hasta alcanzar el nivel máximo 69.00 m.

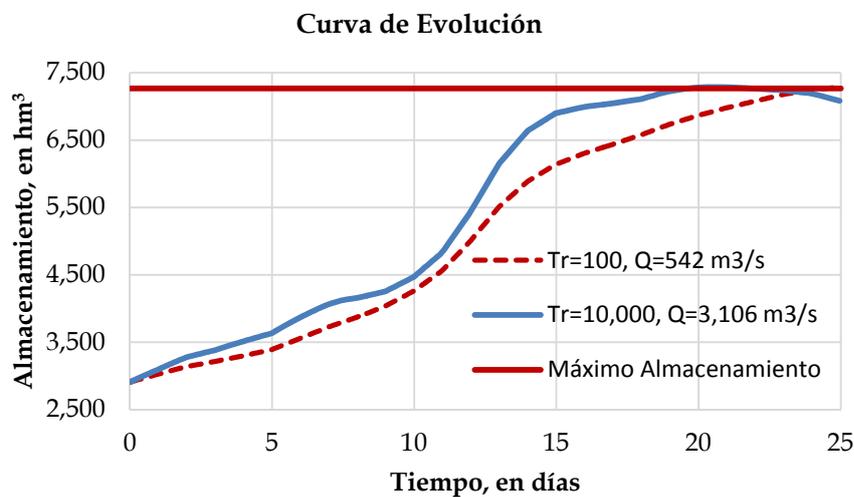


Figura 4.5 Comparación de la evolución en el almacenamiento para $Tr=100$ y $10,000$ años

Tabla 4.1 Tabla Comparación de Resultados

| Hidrograma | $Q_{\text{máx entrada}}$ m^3/s | $Q_{\text{máx salida}}$ m^3/s | Nivel Máximo m | % |
|-------------|-------------------------------------|------------------------------------|----------------------|-------|
| $Tr=100$ | 6,383.56 | 542.00 | 68.99 | 8.49 |
| $Tr=10,000$ | 11,355.37 | 3,106.00 | 69.00 | 27.35 |

Para poder comparar estos resultados se realizó la tabla 4.1. En ésta se muestra la considerable reducción en el gasto de entrada al vaso. También se observa que el gasto máximo de entrada para la avenida de $Tr=100$ años, se reduce a un 8.49% , al igual la avenida

de $Tr=10,000$ se reduce al 27.35% del máximo. Las cotas máximas alcanzadas con el análisis, observando que ninguna de ellas rebasa el nivel del NAME.

4.2 POLÍTICAS ESCALONADAS PARA $Tr= 50, 100, 500, 1,000$ Y $10,000$ AÑOS

Una de las formas de realizar las políticas con el método tradicional, es escalonar la curva de elevaciones descargas, con esta se proponen distintos gasto, de manera que estos se mantenga en el mayor tiempo posible, cubriendo tres distintos objetivos:

- El gasto descargado sea menor o igual al gasto máximo de entrada
- Al realizar el tránsito de la avenida de diseño ($Tr=10,000$ años) no sobrepase el NAME.
- Para periodos de retorno menores ($Tr=50, 100, 1,000$ años) al de diseño, el gasto descargado sea menor.

Siguiendo estas tres condiciones se propusieron tres distintas políticas de operación, las cuales se presentan a continuación:

4.2.1 Política de operación "A"

La primera política planteada, se obtuvo escalonando las descargas en el vertedor controlado, realizando aberturas no abruptas. Esta política cuenta con tres escalones: 1,750, 3,200 y el gasto máximo descargado es de $4,750 \text{ m}^3/\text{s}$, valor notoriamente menor al correspondiente al que se podría descargar libremente.

La figura 4.6 muestra esta política con sus respectivos escalones. En esta se puede observar que los escalones se encuentran en las elevaciones 61.00, 64.00, 66.00 y 68.00 m aproximadamente.

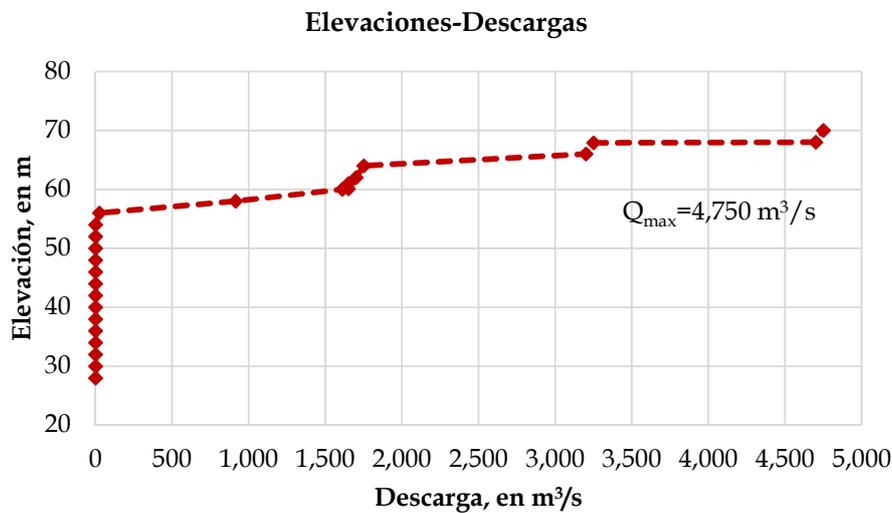


Figura 4.6 Curva Elevaciones-Descargas, Política de Operación "A"

En el anexo 4 se encuentra los datos de esta curva de Elevaciones-Descargas y con los cuales fueron realizados los cálculos que se presentan en la parte posterior del trabajo.

4.2.2 Política de operación "B"

Para esta política se plantearon cuatro escalones: 1.000, 2.000, 3.000 y 4.300 m³/s, con el objetivo de tener en cuenta que los escalones se mantengan un mayor tiempo y las descargas comiencen en niveles anteriores a la política anteriormente planteada. Esto con la finalidad de reducir el gasto máximo de salida. Sin embargo, esta política cuenta con algunas deficiencias que se discutirán más adelante.

La figura 4.7 muestra la curva de Elevaciones-Descargas de la P.O. "B". En ésta se aprecia el nivel máximo descargado, así como los gastos descargados escalonadamente.

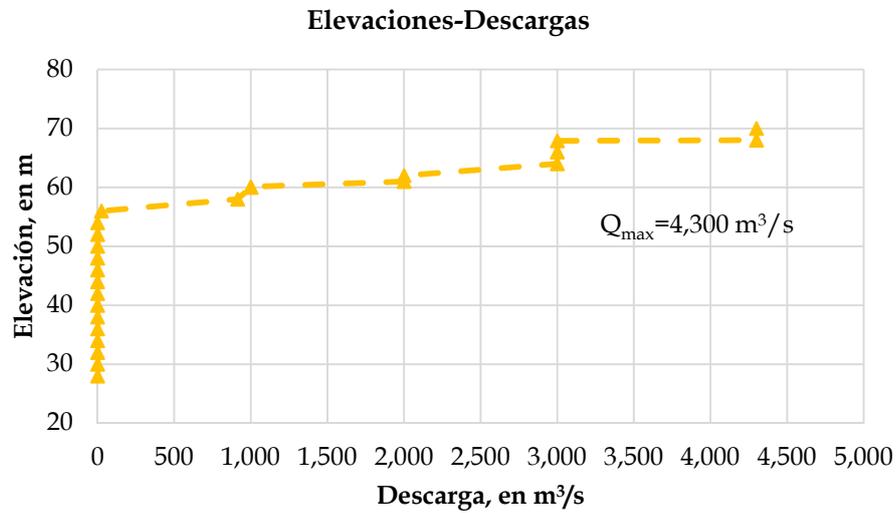


Figura 4.7 Curva Elevaciones-Descargas, Política de Operación "B"

4.2.3 Política de operación "C"

En esta política de operación la reducción del gasto máximo descargado en el vertedor controlado fue aun mayor, se logró que el gasto descargado fuera de 3,650 m³/s, se planteó que en un inicio el vertedor fuera a descarga libre para que más adelante los gastos controlados fueran menores. Los escalones propuestos fueron de 2,500 m³/s a una cota de 60.10 m y 3,650 m³/s a la cota 67.90 m.

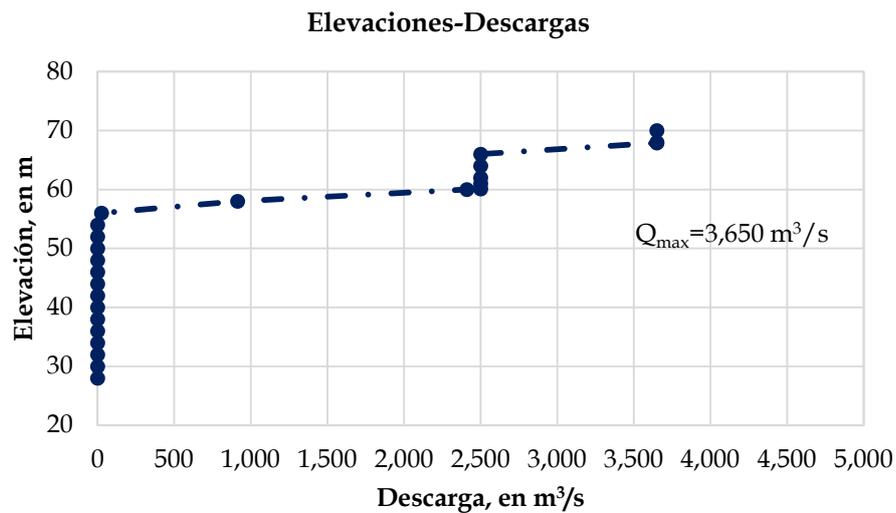


Figura 4.8 Curva Elevaciones-Descargas, Política de Operación "C"

Se aprecia en la figura 4.8 la política "C" así como el escalón planteado en la cota 60.10 m.

Con el objetivo de contar con una comparativa de las tres políticas planteadas se muestra la figura 4.9. También en ésta se observa la curva a descarga libre (DL). Se puede observar que con una descarga controlada y con el objetivo de ocupar el máximo volumen en almacenamiento para el gasto de diseño, hace que reduzca el gasto máximo a descargar significativamente.

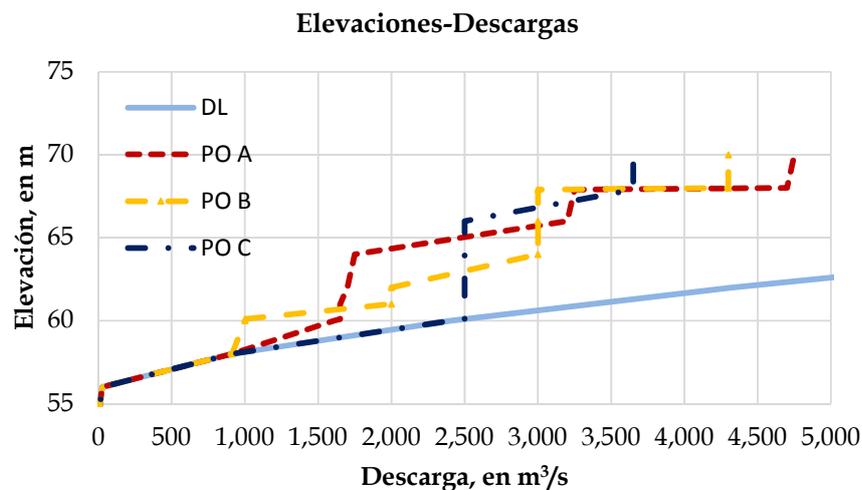


Figura 4.9 Curva Elevaciones-Descargas, Comparativas

En la figura también se aprecia que el gasto máximo a descargar, es con la P.O. "A" con 4,750 m³/s la cual está representada en color rojo. La curva a descarga libre está representada por la línea continua de color azul, con la cual podríamos obtener un gasto máximo descargado de 13,570 m³/s al NAME.

Con las tres políticas planteadas, se decidió realizar el análisis del tránsito de las avenidas, con el objetivo de obtener resultados y observar que era lo que pasaba con cada una de las políticas planteadas. Los cálculos se realizaron con los hidrogramas de diseño con distintos periodos de retorno. Los hidrogramas utilizados fueron para los periodos de retorno: 50, 100, 500, 1,000 y 10,000 años, presentados en el capítulo 2.3. Los resultados se presentan a continuación.

4.2.4 Cálculo para $Tr=50$ años

Para el cálculo de $Tr=50$ años se analizaron las tres políticas planteadas anteriormente, la figura 4.10 muestra que para este caso la política más eficiente sería la política "A" con un gasto máximo descargado de $1,727 \text{ m}^3/\text{s}$, equivalente al 30.69% del gasto de entrada que es de $5,626.53 \text{ m}^3/\text{s}$. Cada una de las políticas planteadas anteriormente están representadas con un color distinto.

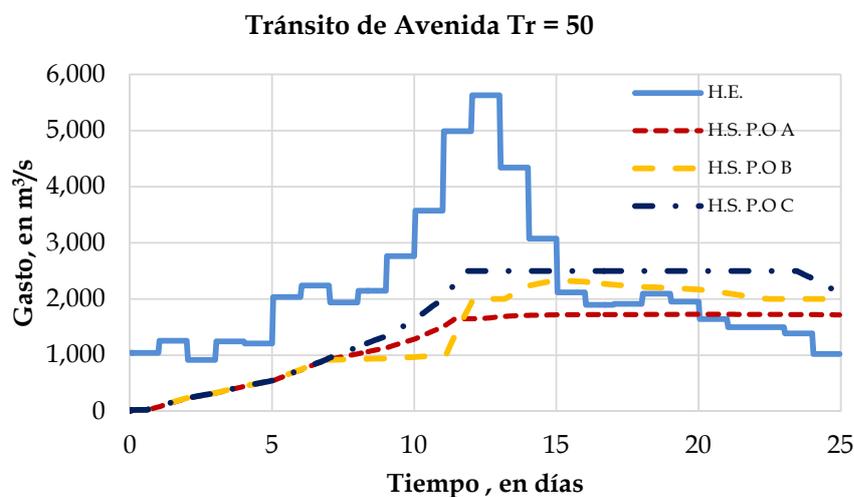


Figura 4.10 Comparación del Tránsito para $Tr=50$

4.2.5 Cálculo para $Tr=100$ años

Se realizó el mismo análisis para la avenida de diseño con $Tr=100$ años. La figura 4.11 muestra el comportamiento de cada una de las políticas de operación para las condiciones dadas.

Se observa que la política con mayor eficiencia para este caso, sería la política "A" con un gasto máximo descargado de $1,959.40 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual representa el 30.69% del total del gasto de entrada de $6,383.56 \text{ m}^3/\text{s}$.

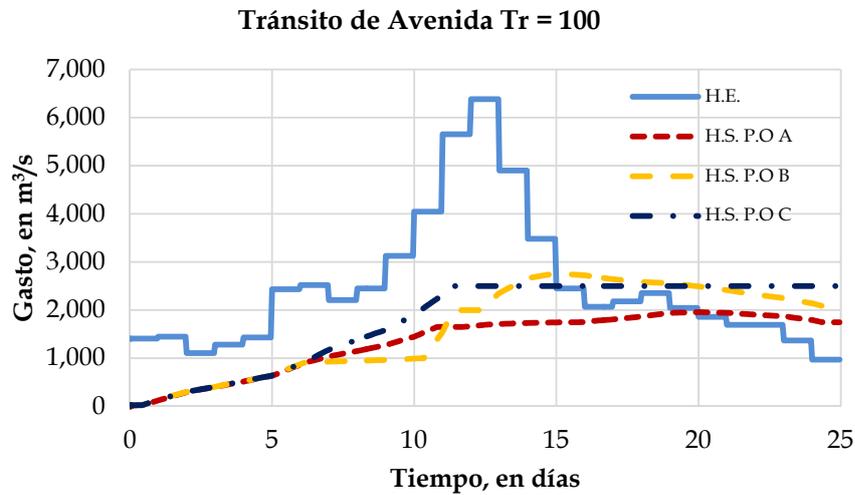


Figura 4.11 Comparación del Tránsito para Tr=100 años

Si se comparan las figura 4.10 y 4.11 se aprecia que la política "B" y "C" invierten su posición. Esto se debe, a como están conformados los escalones en las políticas, en función del la cota y el gasto que descarga en ella.

4.2.6 Cálculo para Tr=500 años

Con la misma metodología se realizó el análisis para el hidrograma con Tr=500 años. Para los resultados observados bajo estas condiciones se aprecia que la política más favorable es la P.O. "C", ya que con ésta se logra descarga un gasto máximo de 2,500 m³/s, lo cual representa el 30.78% del gasto total que entra, en diferencia con las otras dos políticas en las que el gasto máximo de salida es mayor, la figura 4.12 representa estos resultados.

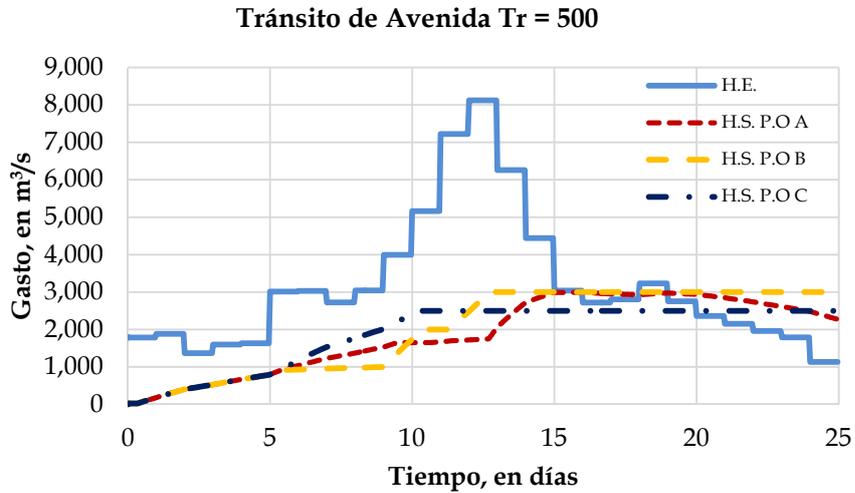


Figura 4.12 Comparación del Tránsito para Tr=500 años

4.2.7 Cálculo para Tr=1,000 años

De la misma manera se realizó el análisis para el período de retorno de 1,000 años. Los resultados muestran que bajo estas condiciones, la mejor política, es la política "C". Ya que con ésta política se logra descargar un gasto máximo de 2,760.67 m³/s, representando 31.16 % del gasto total. La figura 4.13 muestra estos resultados.

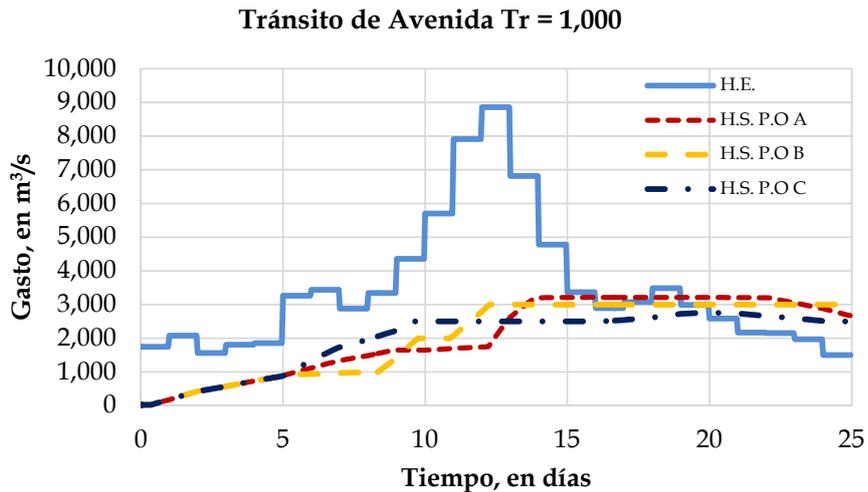


Figura 4.13 Comparación del Tránsito para Tr=1,000 años

Se percibe en la figura que en este caso la política "A" es la más desfavorable, ya que con ésta política se descargarían 3,213.47 m³/s, representando 36.27 % del gasto total de entrada.

4.2.8 Cálculo para Tr=10,000 años

Una de los objetivos principales de plantear P.O. escalonadas, es considerar que el gasto de diseño al transitarlo por el vaso, no tenga problemas, y que este no rebase el nivel del NAME (69.00 m). La figura 4.14 muestra que para un periodo de retorno de 10,000 años, la mejor política de operación, es la P.O. "C". Con esta política se logran descargar 3,650 m³/s, el que representa el 32.14 % del gasto de entrada que es de 11,355.40 m³/s

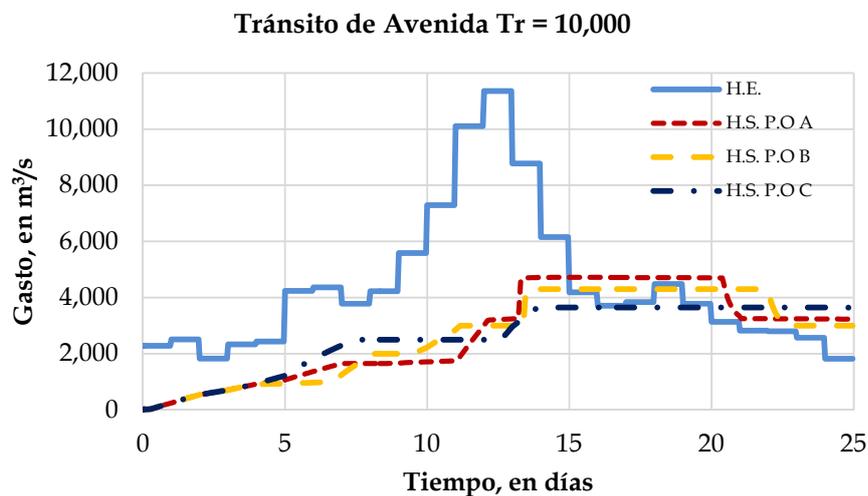


Figura 4.14 Comparación del Tránsito para Tr=10,000 años

4.2.9 Discusión de Resultados

En la tabla 4.2 se presenta el resumen de los resultados obtenidos de los análisis realizados para los distintos periodos de retorno con las tres P.O., escalonadas planteadas. En ésta se percibe que la P.O. "B" en ninguno de los caso fue la óptima, aún así se realizó el análisis en todos los casos. También se observa que para los periodos de retorno de 50 y 100 años la política optima, es la "A". Sin embargo, para los casos con periodo de retorno 500, 1,000 y 10,000 años la óptima es la "C". Los datos marcados en rojo de la tabla representan los datos de los gastos máximos óptimos para cada caso.

En ésta tabla también se presentan las cotas máximas alcanzadas por el nivel del agua en el almacenamiento. Como se mencionó al inicio de este subcapítulo uno de los objetivos, fue que al transitar la avenida con el hidrograma de diseño máximo ($Tr=10,000$ años) y que éste no rebasara el nivel del NAME (69.00 m). Dando una holgura de cuando menos 0.10 m.

Los resultados en los gastos representan aproximadamente del 30 al 45 % del gasto de entrada. Sin embargo todos los gastos descargados son mayores a 1,500 m^3/s sin importar el periodo de retorno analizado. También se observa que la segunda de las condiciones planteadas se cumple, ya que a excepción del periodo de retorno de 10,000 años, las elevaciones en todos los casos son menores al nivel del NAME.

Tabla 4.2 Resumen de resultados

| Tr | Gasto Máxima de Salida | | | | Nivel Máximo del Espejo de Agua | | |
|--------|--|--|--|--|---------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Q _{máx} entrada m ³ /s | Política de Operación | | | Política de Operación | | |
| | | "A" Q _{máx} salida m ³ /s | "B" Q _{máx} salida m ³ /s | "C" Q _{máx} salida m ³ /s | "A" Nivel Máximo m | "B" Nivel Máximo m | "C" Nivel Máximo m |
| 50 | 5,626.5 | 1,727.0 | 1,727.0 | 2,500.0 | 63.08 | 62.67 | 61.67 |
| 100 | 6,383.6 | 1,959.4 | 2,760.9 | 2,500.0 | 64.29 | 63.52 | 62.63 |
| 500 | 8,122.7 | 2,996.0 | 3,000.0 | 2,500.0 | 65.72 | 65.42 | 65.31 |
| 1,000 | 8,859.2 | 3,213.5 | 3,000.0 | 2,760.7 | 66.51 | 66.51 | 66.43 |
| 10,000 | 11,355.4 | 4,722.9 | 4,300.0 | 3,650.0 | 68.91 | 68.90 | 68.94 |

La tercera de las consideraciones también se cumple, sin embargo, lo que este trabajo plantea es descargar el menor gasto posible, ocupando el almacenamiento es su totalidad. Por tal motivo se desarrollan los siguientes subcapítulos.

4.3 POLÍTICAS SUPONIENDO $Tr=100$ CON AJUSTE EN FUNCIÓN DEL INCREMENTO Δy

4.3.1 De $Tr=100$ a $Tr=1,000$ años, $\Delta y=1.00$ m

Se sabe que en la práctica conocer avenidas desde el inicio, es prácticamente imposible, por lo que la metodología mencionada en el capítulo 3 hace referencia a contar con varias descargas a lo largo del tiempo. También la metodología menciona realizar varias corridas con diferentes niveles iniciales, sin embargo, este caso en particular no se realizó esto debido a que el vertedor tiene capacidad para descargar el pico del hidrograma de diseño sin problema.

En esta parte se plantearon varias condiciones iniciales, la primera de ellas fue que el inicio de la operación fuera considerando que ingresa una avenida con $Tr=100$ años, correspondiente a un gasto máximo descargado de $542 \text{ m}^3/\text{s}$. Ya que probabilísticamente se sabe que con éste gasto, la mayoría de las avenidas no tendría problema en transitar por el vaso.

Se analizó los casos superiores al periodo de retorno de 100 años. Otra de las condiciones propuestas, fue observar en función del tiempo en que punto ambas curvas de evolución se desfasaron cuando menos un metro, una de la otra. Se realizó el tránsito de la avenida con $Tr=1,000$ años descargando en todo momento $Q=542 \text{ m}^3/\text{s}$, se comparó la curva de evolución de ambos periodos de retorno ($Tr=100$ y $Tr=1,000$ años). Analizando los datos y la curva de evolución se determinó el momento en que sucedía el desfaseamiento.

En la tabla 4.3, se observa que a la hora 163 se encuentra el desfaseamiento en la elevación de $\Delta y=1.00$ m. Con éste resultado se plantean que un instante después se pretende descargar un gasto mayor, tal que para este caso la avenida con $Tr=1,000$ años, no tenga problemas en transitar, siguiendo la misma metodología, ocupando el máximo almacenamiento al NAME.

Tabla 4.3 Resumen de Datos Tránsito $Tr=100$ y $Tr=1,000$ años con $Q=542\text{m}^3/\text{s}$

| Tiempo (horas) | Almacenamiento (millones de m^3) | Elevación | Elevación | Q Ingreso (m^3/s) | Q Descarga (m^3/s) | Capacidad del Vertedor (m^3/s) | Q Descarga (m^3/s) |
|----------------|--|------------------------|--------------------------|---------------------------------------|--|--|--|
| | | Para $Tr=100$ años (m) | Para $Tr=1,000$ años (m) | | | | |
| 84 | 3386.35 | 57.09 | 57.55 | 1810.20 | 425.78 | 507.57 | 425.78 |
| 90 | 3415.95 | 57.16 | 57.66 | 1810.20 | 453.60 | 541.34 | 453.60 |
| 96 | 3445.04 | 57.24 | 57.76 | 1856.42 | 480.94 | 574.66 | 480.94 |

OPERACIÓN ÓPTIMA DE VERTEDORES. APLICACIÓN A LA PRESA PUJAL-COY
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN HIDROGRAMAS DE DISEÑO

| | | | | | | | |
|-----|---------|-------|-------|---------|--------|----------|---------|
| 102 | 3474.45 | 57.32 | 57.87 | 1856.42 | 508.59 | 612.43 | 508.59 |
| 108 | 3503.27 | 57.41 | 57.98 | 1856.42 | 535.68 | 649.31 | 535.68 |
| 114 | 3531.68 | 57.49 | 58.07 | 1856.42 | 542.00 | 685.30 | 542.00 |
| 120 | 3562.61 | 57.57 | 58.18 | 3265.65 | 542.00 | 723.51 | 542.00 |
| 126 | 3621.43 | 57.73 | 58.37 | 3265.65 | 542.00 | 792.82 | 542.00 |
| 132 | 3680.26 | 57.88 | 58.57 | 3265.65 | 542.00 | 860.36 | 542.00 |
| 138 | 3739.09 | 58.03 | 58.76 | 3265.65 | 542.01 | 933.88 | 542.01 |
| 144 | 3798.24 | 58.16 | 58.96 | 3439.90 | 542.01 | 1,035.63 | 542.01 |
| 150 | 3860.83 | 58.31 | 59.17 | 3439.90 | 542.01 | 1,141.88 | 542.01 |
| 156 | 3923.43 | 58.45 | 59.37 | 3439.90 | 542.01 | 1,248.12 | 542.01 |
| 157 | 3933.86 | 58.47 | 59.41 | 3439.90 | 542.01 | 1,266.08 | 542.01 |
| 158 | 3944.29 | 58.49 | 59.44 | 3439.90 | 542.01 | 1,283.29 | 542.01 |
| 159 | 3954.72 | 58.52 | 59.48 | 3439.90 | 542.01 | 1,301.25 | 542.01 |
| 160 | 3965.16 | 58.54 | 59.51 | 3439.90 | 542.01 | 1,319.20 | 542.01 |
| 161 | 3975.59 | 58.57 | 59.55 | 3439.90 | 542.01 | 1,336.41 | 542.01 |
| 162 | 3986.02 | 58.59 | 59.58 | 3439.90 | 542.01 | 1,354.37 | 616.77 |
| 163 | 3996.45 | 58.61 | 59.62 | 3439.90 | 542.01 | 1,371.58 | 699.47 |
| 164 | 4006.89 | 58.64 | 59.65 | 3439.90 | 542.01 | 1,389.53 | 779.74 |
| 165 | 4017.32 | 58.66 | 59.68 | 3439.90 | 542.01 | 1,407.49 | 857.66 |
| 166 | 4027.75 | 58.68 | 59.72 | 3439.90 | 542.01 | 1,424.70 | 933.30 |
| 167 | 4038.18 | 58.71 | 59.75 | 3439.90 | 542.01 | 1,442.66 | 1006.72 |
| 168 | 4047.60 | 58.73 | 59.79 | 2878.47 | 542.01 | 1,459.12 | 1069.73 |
| 169 | 4056.02 | 58.75 | 59.81 | 2878.47 | 542.02 | 1,474.08 | 1122.71 |
| 170 | 4064.43 | 58.77 | 59.84 | 2878.47 | 542.02 | 1,489.04 | 1174.14 |
| 171 | 4072.84 | 58.79 | 59.87 | 2878.47 | 542.02 | 1,504.01 | 1224.07 |
| 172 | 4081.25 | 58.81 | 59.90 | 2878.47 | 542.02 | 1,518.97 | 1272.53 |
| 173 | 4089.66 | 58.83 | 59.93 | 2878.47 | 542.02 | 1,533.94 | 1319.56 |
| 174 | 4098.07 | 58.85 | 59.95 | 2878.47 | 542.02 | 1,548.15 | 1365.23 |
| 180 | 4148.54 | 58.97 | 60.12 | 2878.47 | 542.02 | 1,637.94 | 1612.44 |
| 186 | 4199.01 | 59.09 | 60.27 | 2878.47 | 542.02 | 1,727.72 | 1819.27 |
| 192 | 4250.31 | 59.21 | 60.43 | 3344.98 | 542.02 | 1,818.25 | 1910.00 |
| 198 | 4310.85 | 59.35 | 60.62 | 3344.98 | 542.03 | 1,920.76 | 1910.00 |
| 204 | 4371.40 | 59.48 | 60.80 | 3344.98 | 542.03 | 2,023.26 | 1910.00 |
| 210 | 4431.94 | 59.62 | 60.99 | 3344.98 | 542.03 | 2,125.02 | 1910.00 |
| 216 | 4494.31 | 59.76 | 61.18 | 4357.14 | 542.03 | 2,230.51 | 1910.00 |
| 222 | 4576.71 | 59.95 | 61.44 | 4357.14 | 542.03 | 2,369.68 | 1910.00 |
| 228 | 4659.11 | 60.13 | 61.69 | 4357.14 | 542.04 | 2,533.44 | 1910.00 |

La figura 4.15 muestra los resultados del análisis realizado, se observa que del gasto inicial para $Tr=100$ años es de $542 \text{ m}^3/\text{s}$, sin embargo en un instante de tiempo (163 horas) como lo muestra la tabla 4.3, éste gasto se incrementa a $Q=1,890 \text{ m}^3/\text{s}$, de manera que con éste cambio se asegura que el hidrograma transite por el vaso sin poner en riesgo la estructura.

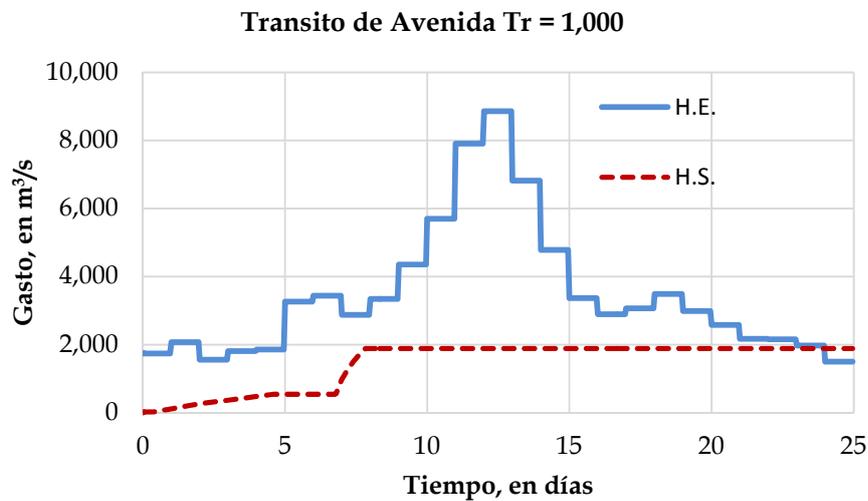


Figura 4.15 Pasando de Tr=100 a Tr=1,000 años, $\Delta y=1.00$, $Q_{\max}=1,890 \text{ m}^3/\text{s}$

4.3.2 De Tr=100 a Tr=10,000 años, $\Delta y=1.00 \text{ m}$

Se realizó el mismo procedimiento, pensando que la avenida que entra al vaso, es la avenida con un período de retorno de 10,000 años. Lo que se busca es encontrar cual es el gasto con el que se podría transitar la avenida sin poner en riesgo la estructura.

La operación se inicia con un gasto de salida de $Q=542 \text{ m}^3/\text{s}$ y se busca el punto en donde ambas curvas se desfasan 1.00 m, éste punto se encontró en la hora 98. En la Figura 4.16 se muestra que el gasto para Tr=100 años se mantiene menos tiempos que el obtenido en el análisis anterior. Esto es debido a que el desfase de 1.00 m se encuentra antes, ya que el hidrograma que entra al vaso es mayor que el supuesto al inicio (Tr=100 años). Lo que se obtiene de este análisis, es que el gasto necesario para poder transitar el hidrograma de entrada con Tr=10,000 años sin problemas, sería de $Q=3,225 \text{ m}^3/\text{s}$. Con este gasto se asegura que la estructura no se pone en riesgo.

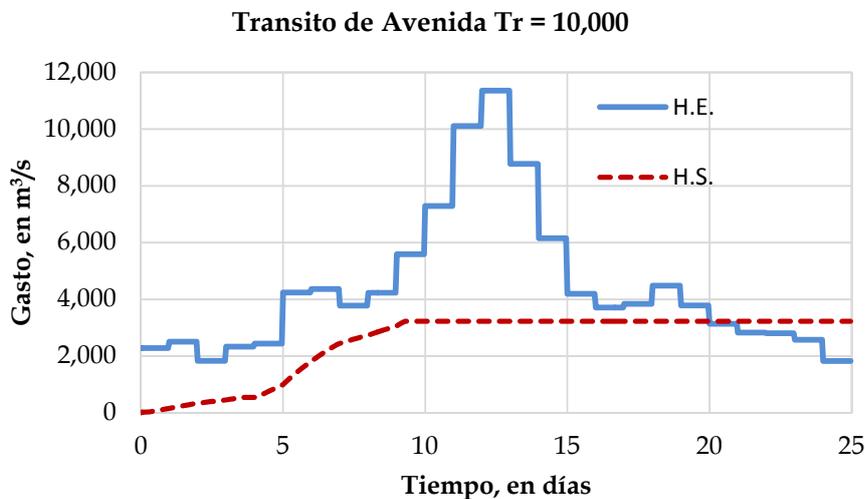


Figura 4.16 Pasando de Tr=100 a Tr=10,000 años, $\Delta y=1.00$ m, $Q_{max}=3,225$ m³/s

4.3.3 De Tr=100, a Tr=1,000 y Tr=10,000 años, $\Delta y=1.00$ m

Con los resultados obtenidos anteriormente se realizó un análisis más, pasando de un hidrograma de Tr=100 a 1,000 años y de Tr=1,000 a 10,000 años. La metodología usada fue la misma usada en el análisis anterior. Lo primero que se buscó fue el desfase de un metro respecto a las curvas de evolución.

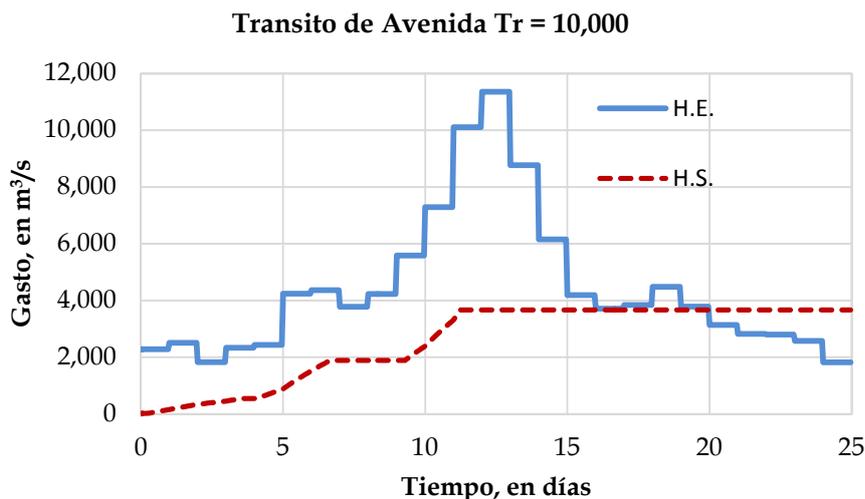


Figura 4.17 Pasando de Tr=100 a 1,000 y 10,000 años, $\Delta y=1.00$ m, $Q_{max}= 3,670$ m³/s

El primer escalón planteado de $Tr=100$ a $1,000$ años se encontró en la hora 163 como lo mostró la tabla 4.3. En este punto se propone incrementar la descarga hasta un gasto máximo de $1,890 \text{ m}^3/\text{s}$. Al pasar de $Tr=1,000$ a $10,000$ años, la variación de 1.00 m se encontró en la hora 222. A partir de este punto se encuentra el gasto máximo para que la avenida transite por el vaso sin poner en riesgo la estructura.

La figura 4.17 muestra los resultados de este análisis. Se observan los escalones planteados a lo largo del tiempo. Sin embargo, estos escalones no se mantienen mucho tiempo. También se observa que el gasto máximo descargado es de $3,670 \text{ m}^3/\text{s}$. Representando el 32.32 % del gasto de entrada. Con este gasto se asegura que el nivel máximo alcanzado es al NAME (69.00 m).

4.3.4 De $Tr=100$ a $Tr=1,000$ años, $\Delta y=2.00 \text{ m}$

Con el motivo de contar con varias opciones en la operación, se decidió contar con el análisis para un desfase de 2.00 m . Se aplicó la misma metodología que los análisis realizados anteriormente. La operación inicial es descargar un gasto de $542 \text{ m}^3/\text{s}$ desde el inicio de la avenida, hasta observar en los datos el desfase de $\Delta y=2.00 \text{ m}$. El primer análisis realizado fue pasar de $Tr=100$ a $1,000$ años.

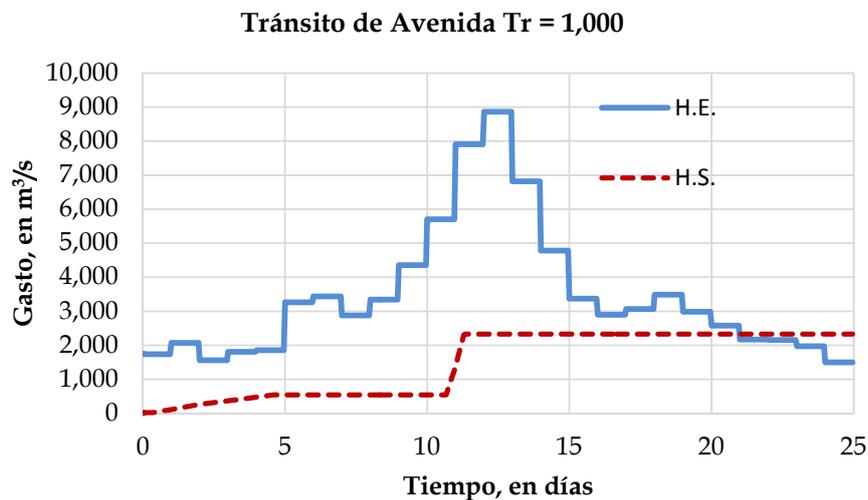


Figura 4.18 Pasando de $Tr=100$ a $Tr=1,000$ años, $\Delta y=2.00$, $Q_{\max}=2,330 \text{ m}^3/\text{s}$

La figura 4.18 muestra los resultados del análisis realizado, así como el escalón que habría para pasar de $Tr=100$ a $Tr=1,000$ años. Se observa que el gasto máximo a descargar es de $2,330 \text{ m}^3/\text{s}$. También se nota en la figura que la descarga de $Tr=100$ años se mantiene más tiempo a lo largo del análisis. El desfase de 2.00 m se encuentra en la hora 256.

4.3.5 De $Tr=100$ a $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00 \text{ m}$

Los mismo se realiza para pasar de $Tr=100$ a $10,000$ años. El desfase de ambas curvas se encuentra en la hora 160. La figura 4.19 muestra el gasto máximo descargado para pasar de $Tr=100$ a $Tr=10,000$ años que es de $3,370 \text{ m}^3/\text{s}$.

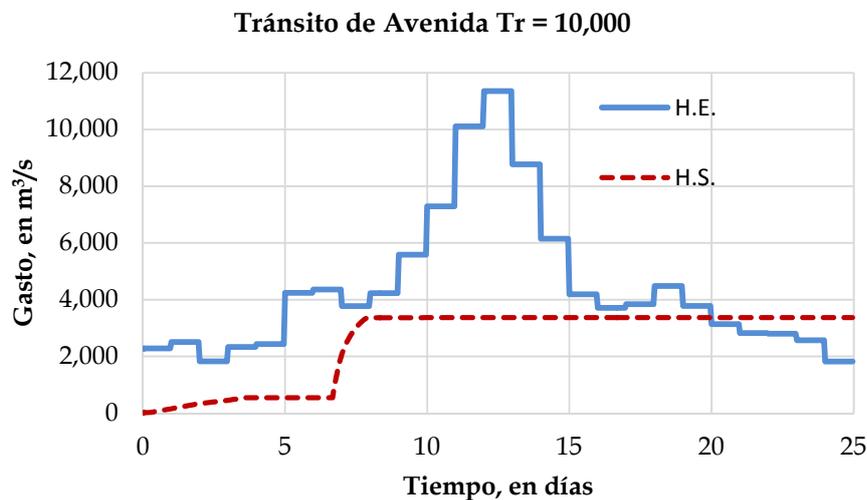


Figura 4.19 Pasando de $Tr=100$ a $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00 \text{ m}$, $Q_{\max}=3,370 \text{ m}^3/\text{s}$

4.3.6 De $Tr=100$, a $Tr=1,000$ y $Tr=10,000$ años, $\Delta y=2.00 \text{ m}$

Contando con la información anterior se realizó el análisis para pasar de $Tr=100$ a $1,000$ y de éste a $10,000$ años. La figura 4.20 muestra los resultados de este análisis. Se observa que para que la avenida con un periodo de $Tr=10,000$ años transite, se tendría que descargar un gasto máximo de $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$. Sin embargo se menciona que el desfase al pasar de $Tr=1,000$ a $10,000$ años se encontró que éste se encontraba en la cota 69.90 m , y éste nivel es mayor al NAME. Por lo que se decidió que al llegar al nivel 68.00 m , un metro antes del NAME se analizara cual era el gasto máximo a descargar. Se encontró que con $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$ la avenida con $Tr=10,000$ años transite sin problema y sin poner en riesgo la estructura. El nivel máximo

alcanzado sería de 69.02 m. El gasto descargado representa el 36.99 % del gasto máximo de entrada.

En la figura también se muestran los escalones bien definidos, muy diferente a el análisis realizado con un $\Delta y=1.00$ m. Esto es debido a que los gastos de los escalones se mantienen mayor tiempo.

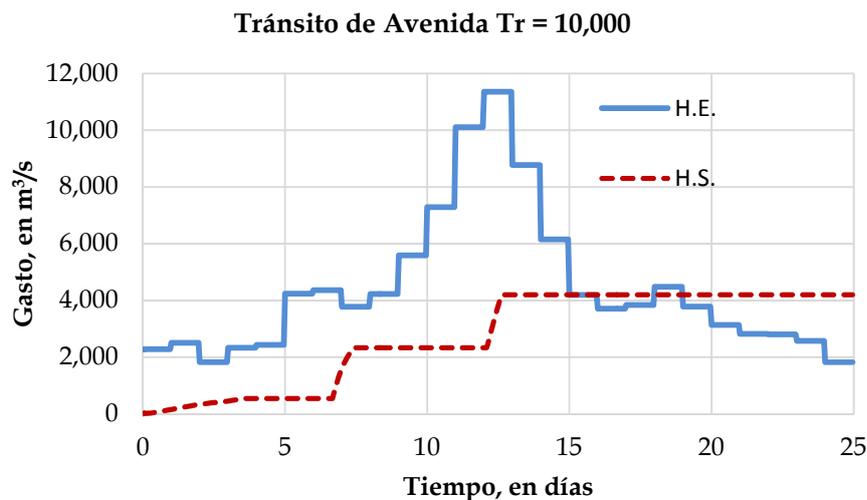


Figura 4.20 Pasando de Tr=100 a Tr=1,000 y Tr=10,000 años, $\Delta y=2.00$ m, $Q_{max}= 4,200$ m³/s

La tabla 4.4 se muestra el resumen de los análisis hechos en este subcapítulo. Ésta muestra los gastos máximos descargados para cada uno de los períodos de retorno analizados. Se observa que para un $\Delta y=1.00$ m los gastos descargados son más conservadores, sin embargo, el pasar de un gasto a otro los periodos de tiempo son más cortos. Esto haría que se descargará un gasto mayor en un caso, que tal vez no fuera necesario hacerlo. En la misma tabla se muestran los gastos máximos para un $\Delta y = 2.00$ m para los mismos periodos de retorno, estos aunque son más altos, el período en el tiempo es de un lapso más largo. Esto hace que cada gasto se mantenga más tiempo, sin embargo, los escalones para pasar de un gasto a otro son mayores, esto traería desventajas aguas abajo ya que lo que se pretende es causar el menor daño posible, sin embargo una política de operación de este tipo se mantendría más tiempo y en el caso extremo el hidrograma de diseño saldría sin problema. Para fines de comparación, en la última columna de la tabla se indican los mejores resultados obtenidos para cada caso con las políticas escalonadas "A", "B" y "C".

Tabla 4.4 Resumen de gastos, bajo el análisis de incrementos

| Tr | Gasto Máximo Descargado | | Mejor Escalonada |
|--------|-------------------------|-------------------|------------------|
| | $\Delta y=1.00$ m | $\Delta y=2.00$ m | |
| | m ³ /s | m ³ /s | |
| 100 | 542.00 | 542.00 | 1,959.40 |
| 1,000 | 1,890.00 | 2,330.00 | 2,760.70 |
| 10,000 | 3,670.00 | 4,200.00 | 3,650.00 |

La figura 4.21 representa la comparación de los hidrogramas de salida obtenidos en los análisis realizados para el desfase de 1m y 2m.

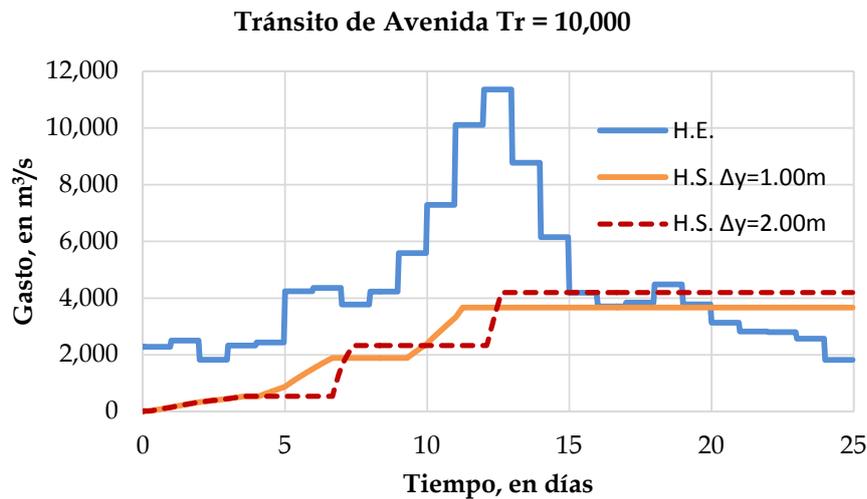


Figura 4.21 Comparativa de los análisis realizados con $\Delta y=1.00$ y $\Delta y=2.00$ m

Se observa la variación de gasto en el tiempo. La línea continua muestra los resultados obtenidos para un $\Delta y=1.00$ m, se observa el gasto máximo de 3,670 m³/s. La línea discontinua se presenta los resultados obtenidos para un $\Delta y=2.00$ m. Se observa la variación que existe para distintas condiciones de análisis, pero el volumen transitado es el mismo.

4.4 APLICACIÓN A EVENTOS MEDIDO (1955 Y 1993)

Con el objetivo de validar y observar que pasaba con algunos de los registros históricos con los que se cuenta. Se realizó el análisis para el año 1993 y 1955, de los cuales se conoce que fueron años con escurrimientos registrados en la cuenca del Río Pánuco. Para este análisis lo primero que se hizo, fue obtener los datos de los escurrimientos para los años 1993 y 1955 para las estaciones hidrométricas Pujal y Ballasmi. Estos se obtuvieron de la base de datos BANDAS. Con estos datos se obtuvo el hidrogramas máximos. De la base de datos CLICOM se obtuvieron los datos de lluvias para el año 1993, sin embargo para el año 1955 no se encontró registros.

4.4.1 Análisis año 1993

Con la información obtenida en las bases de datos antes mencionadas se realizó la figura 4.22. En la parte superior de la figura en color azul se encuentran los datos de lluvias obtenidos, estos se leen en la parte derecha del grafico. En la parte inferior de ésta se encuentra el hidrograma generado por los escurrimientos. Se observó que a esta lluvia le tomo dos días generar el pico del hidrograma, es decir, que el día de mayor intensidad en la lluvia fue el 20 de septiembre y el pico del hidrograma fue el 22 de septiembre de 1955. Esto quiere decir que cuando menos se cuenta con dos días para pronosticar el escurrimiento generado.

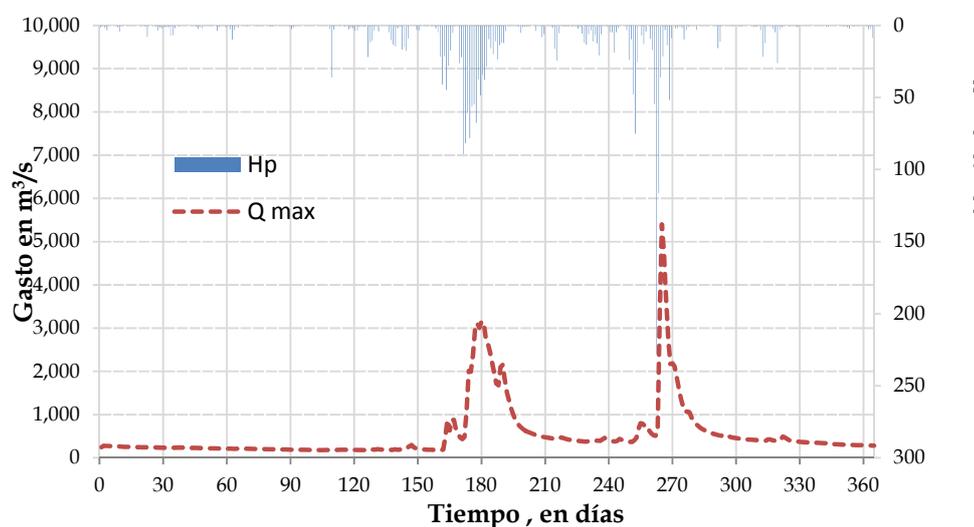


Figura 4.22 Hidrograma medido del año 1993

Con la curva de elevaciones-capacidades obtenida en los análisis del capítulo 4.3 para un $\Delta y=1.00$ m se realizó el análisis del hidrograma medido. Para este análisis la condición inicial fue operar con un gasto inicial de descarga de $542 \text{ m}^3/\text{s}$. La primera avenida del 25 de junio se analiza con estas condiciones y se observó que a lo largo del tiempo en ningún momento la curva de evolución de las elevaciones obtenidas para el hidrograma medido se cruzó con la del hidrograma de diseño de 100 años y por lo tanto no se encontró la diferencia de $\Delta y=1.00$ m. Sin embargo, se observó que la avenida fue de muy larga duración y mantuvo gastos de ingreso del orden de los $500 \text{ m}^3/\text{s}$ por más de dos meses, de manera que, cuando se presentó la siguiente avenida del mismo año, el nivel en el vaso se encontraba en la cota 66.19 m por lo que al transitar el $\Delta y=1.00$ m se encontró en la elevación 69.70 m, es decir, un nivel superior al NAME. En la figura 4.23 se observa los resultados del tránsito para el año 1993.

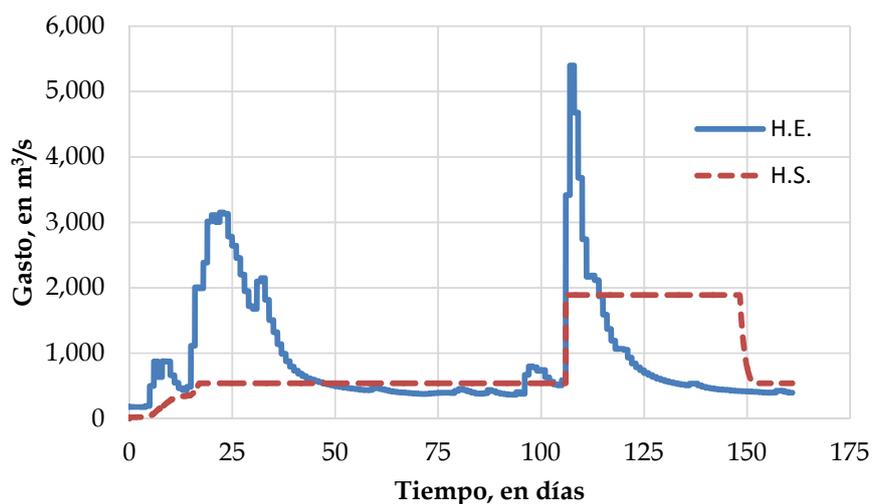


Figura 4.23 Tránsito avenidas 1993, siguiendo la metodología con ajuste en función de Δy

La figura 4.24 representa la curva de evolución donde se observa lo mencionado anteriormente. En la figura se presenta la curva de evolución correspondiente al hidrograma de diseño, así como la curva de evolución para las avenidas analizadas del año 1993. Se observa que para la primera avenida descargando $542 \text{ m}^3/\text{s}$ no cruza la curva de evolución correspondiente al hidrograma de diseño. Sin embargo también se observa que el nivel máximo baja muy lentamente y es por eso que al ingresar la segunda avenida, su tránsito inicial con el vaso de la presa ya muy lleno.

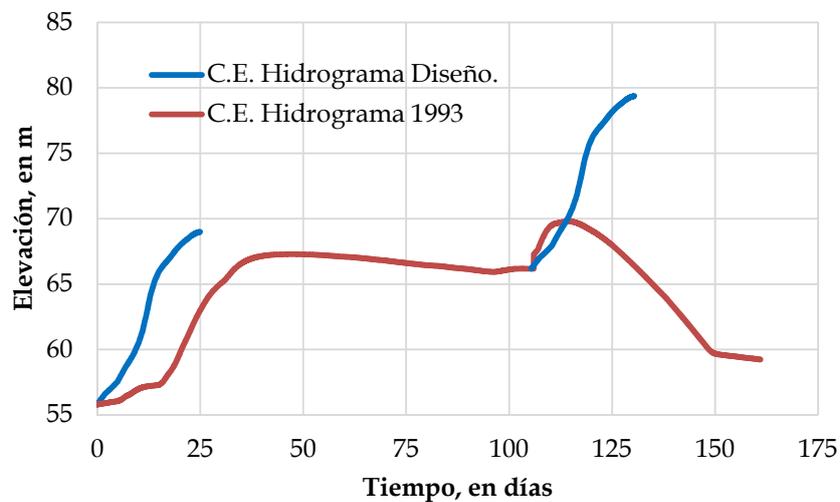


Figura 4.24 Curva de evolución del hidrograma de diseño e hidrograma de la primera y segunda avenida del año 1993

De acuerdo con estos resultados, se decidió incluir en la política otra consideración más, ya que como se observó en la primera de las avenidas de este año, ésta fue de larga duración. La consideración que se agregó fue que al llegar el espejo de agua a la cota 63m, aún cuando en la curva de evolución no se observara el desfase de 1m entre ambas curvas de evolución (Diseño y Medido) en ese instante se procedería a abrir las compuertas para que se descargue un gasto de 1,890 m³/s que corresponde al segundo escalón de la política planteada.

Al tomar en cuenta la nueva consideración se procedió a analizar de nuevo el año 1993. En la figura 4.25 se observa que al transitar la primera avenida el gasto máximo pasó de 542 a 1,890 m³/s., este gasto de descarga se mantuvo alrededor de 8 días, lo que permitió que pasara de 66.19 a 58.27 m, al llegar la segunda avenida, por lo que se pudo transitar por el vaso sin problema.

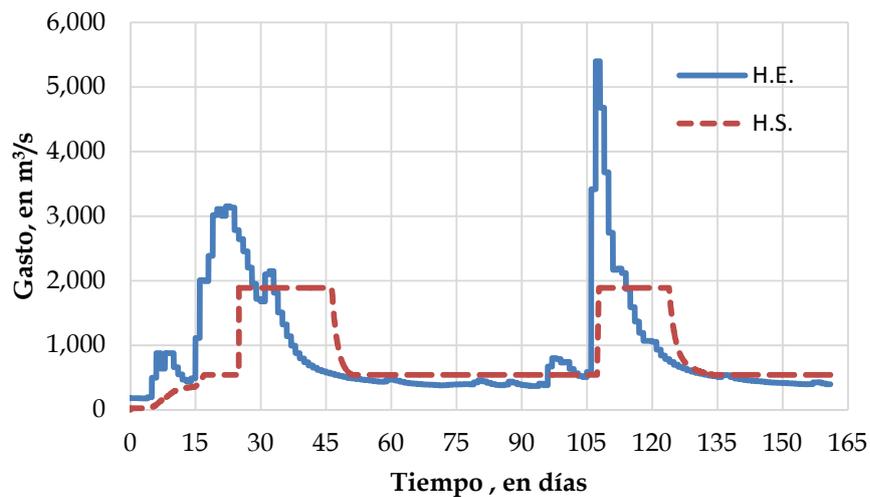


Figura 4.25 Tránsito hidrograma medido año 1993

La figura 4.25 muestra los resultados del análisis realizado para el año 1993 con la nueva consideración. Se observa que para ambos picos de los hidrogramas de entrada el gasto máximo descargado es de 1,890 m³/s. Reduciendo el gasto pico de entrada en un 40.03 % para el primer caso, y en un 65.00 % para el segundo caso. Alcanzando un nivel máximo para el primer hidrograma de 63.46 m y 61.97 m para el segundo.

4.4.2 Análisis año 1955

Se realizó lo mismo para el año 1955, se obtuvieron los datos de escurrimientos. Sin embargo para este año no se encontraron registros de las lluvias, por lo que no se puede analizar si la cuenca se comportó de la misma forma como en el año 1993. Aún así se realizó el análisis para éste año.

En la figura 4.26 se observa el hidrograma del año 1955 medido de las estaciones hidrométricas Pujal y Ballesmi. Se puede apreciar que en éste año se generaron tres huracanes; Hilda, Janet y Gladys. Por lo que es el año en el que se tiene registro donde los escurrimientos fueron los más grandes de la cuenca del Río Pánuco. El pico de mayor intensidad, con un registro máximo de 6,433 m³/s se presentó el día 1 de Octubre, sin embargo no son despreciables los otros picos registrados, con gastos de 5,356 y 3,350 m³/s.

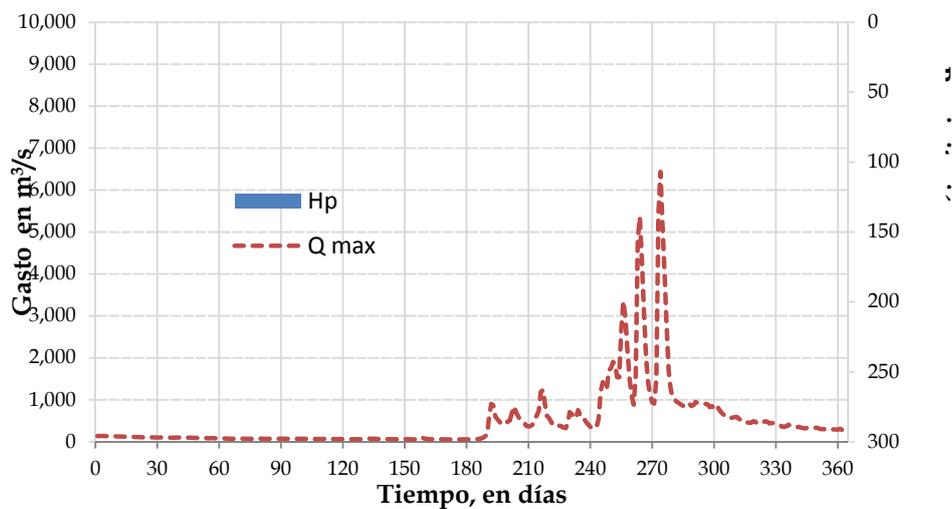


Figura 4.26 Hidrograma medido del año 1955

Para el análisis de éste caso, se consideraron 165 días, los que comprenden del 19 de junio al 31 de diciembre de 1955. Se consideró al inicio con un gasto de salida de 542 m³/s. Aproximadamente el 29 de septiembre se alcanzó una diferencia de 1m respecto a una avenida de diseño de 100 años por lo que se incrementó el gasto de descarga de 1,890 m³/s. El nivel máximo alcanzado es de 65.63 m.

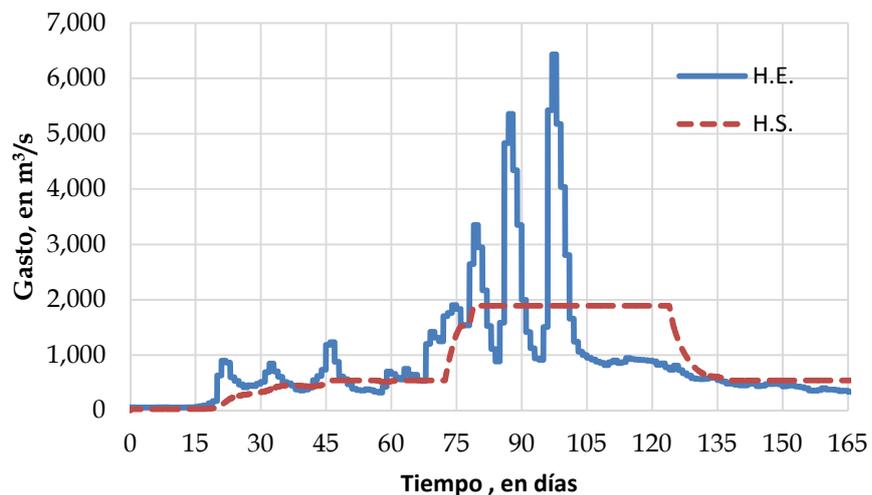


Figura 4.27 Tránsito del hidrograma medio del año 1955

En la figura 4.27 se observa el hidrograma de entrada representado por la línea continua azul y la línea discontinua roja representa los resultados obtenidos por el análisis del tránsito en el vaso.

Los resultados para los eventos registrados en 1955 y 1993 se resumen en la tabla 4.5. En ésta se observan tanto los gastos como las elevaciones máximas obtenidas para los análisis en los que se considera primero que está ingresando la avenida de 100 años de periodo de retorno y la política de extracción se modifica incrementando el gasto de descarga ya sea cuando se observa una diferencia de 1 m en las elevaciones del nivel del agua en el vaso respecto a las que se obtuvieron para la avenida de 100 años o bien cuando dicho nivel supera la elevación de 63.00 m.

Tabla 4.5 Resumen del análisis con eventos registrados

| Gasto de Entrada m ³ /s | 1993 | | Elevación Máxima m | 1955 | | Elevación Máxima m |
|---------------------------------------|--------------------------------------|--|--------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| | Gasto de Salida m ³ /s | | | Gasto de Entrada m ³ /s | Gasto de Salida m ³ /s | |
| 3,151.26 | 1,890.00 | | 63.46 | 3,350.92 | 1,890.00 | |
| 5,399.30 | 1,890.00 | | 61.97 | 5,356.57 | 1,890.00 | |
| | | | | 6,433.12 | 1,890.00 | 65.63 |

4.4.3 Comparación de resultados

Con el objetivo de comparar los resultados de la política con ajuste en función del incremento para los años 1993 y 1955 con los correspondientes a las políticas escalonadas, se realizó un análisis más. Éste fue obtener resultados para las políticas de operación escalonadas con los mismos años.

Se analizó primero la avenida del año de 1993, se observó que realizando el tránsito con la alternativa A, se obtuvo un gasto máximo de descarga de 1,696.70 m³/s, menor al planteado con una política de operación con ajuste en función del incremento. Esto se debe a que para el análisis hecho para la política de operación con ajuste en función del incremento se tomó una consideración más con lo observado en el análisis hecho a los datos del año 1993. Si esta consideración no se hubiera tomado, el gasto máximo sería de 542 m³/s, sin embargo, como se observó que al ingresar la segunda avenida, el vaso se encontraba en un nivel muy alto

(66.19 m), lo que hizo que en el análisis de la segunda avenida, la metodología aplicada no se ajustara como la teoría mencionaba. Por ello se tuvo que contar con una consideración más para el análisis, y esta consideración cambia el esquema esperado en los resultados.

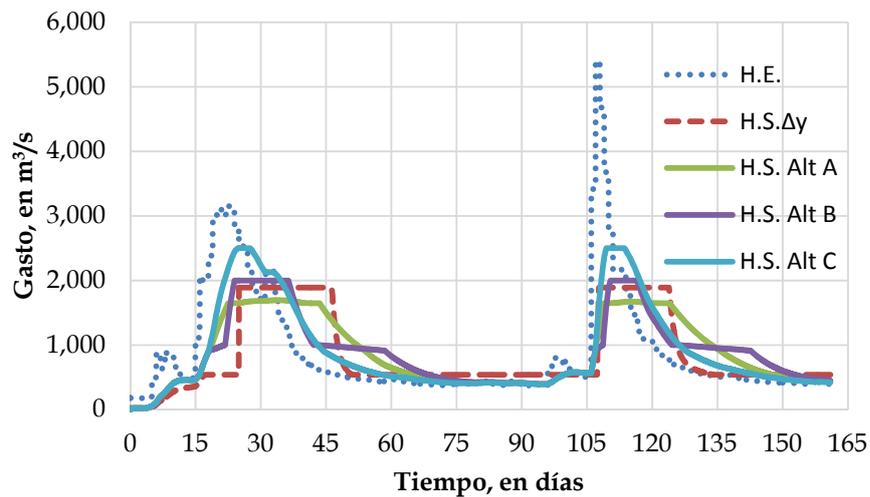


Figura 4.28 Comparativa de resultados, año 1993

La figura 4.28 muestra los 4 análisis realizados para este mismo año. La línea en verde muestra el gráfico de los resultados obtenidos para la alternativa A. La línea en rojo punteada muestra los resultados obtenidos para la política de operación con ajuste en función del incremento, se observa que se encuentra ligeramente por encima de la alternativa A. En cambio, las otras 2 políticas de operación escalonadas conducen a gastos máximos de descarga mayores que los obtenidos en función del incremento.

Se realizó el mismo análisis para el año 1955, con las tres alternativas políticas de operación escalonadas propuestas, y la política con ajuste en función del incremento. Los resultados siguieron el esquema que se esperaba. Los gastos máximos que resultaron de las políticas de operación escalonadas fueron mayores al obtenido para la política con ajuste en función del incremento.

Para el año 1955 los resultados se muestran en la figura 4.29. En la figura se observa de color rojo y con línea punteada los resultados obtenidos de plantear una política de operación con ajuste en función del incremento. También se muestran los resultados de cada una de las

alternativas planteadas en el subcapítulo 4.2 de esta tesis. Se observa lo que se mencionó y como se comentó, el esquema que se esperaba para los resultados es el mostrado en la figura.

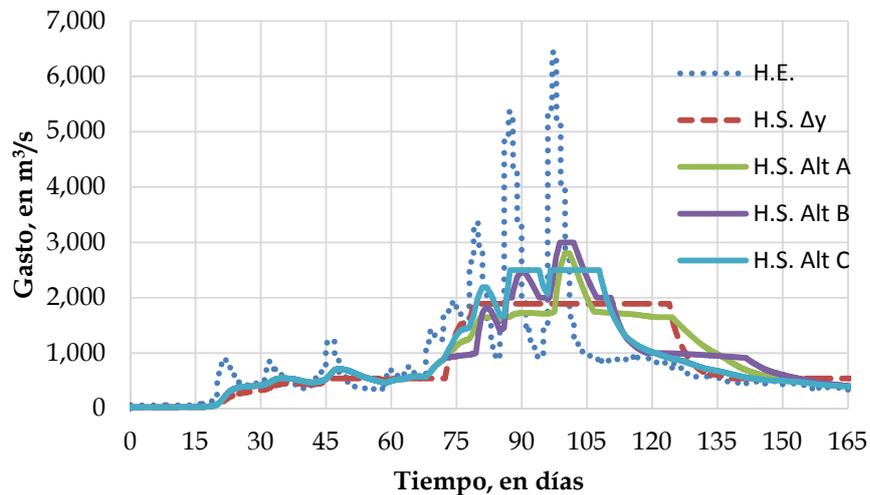


Figura 4.29 Comparativa de resultados, año 1955

Con el objetivo de contar con una visión más clara de los resultados obtenidos en este análisis, se realizó la tabla 4.6, la cual muestra los gastos máximos obtenidos para cada una de las alternativas planteadas, así como el gasto máximo para la política de operación con ajuste en función del incremento. Se muestra que para la avenida de 1993 la alternativa A de las políticas de operación escalonadas da lugar a un gasto máximo de descarga un 10% menor al que se obtendría al aplicar la política óptima ajustada (en este caso por sobrepasar la elevación 63.00 m); sin embargo los resultados obtenidos para ésta política son mejores que los correspondientes a las escalonadas B y C.

Finalmente los resultados obtenidos para la avenida de 1955 son mejores que los obtenidos con cualquiera de las tres políticas escalonadas.

Tabla 4.6 Resultados de los análisis hechos a los años 1993 y 1955

| Año | Gasto Máximo | Nivel | Gasto Máximo | Nivel |
|---------------|-------------------|----------|-------------------|----------|
| | m ³ /s | Máximo m | m ³ /s | Máximo m |
| | 1993 | | 1955 | |
| OPOP | 1,890.00 | 63.46 | 1,890.00 | 65.63 |
| Alternativa 1 | 1,696.70 | 61.93 | 2,804.04 | 65.45 |
| Alternativa 2 | 2,000.00 | 61.55 | 3,000.00 | 64.35 |
| Alternativa 3 | 2,500.00 | 60.33 | 2,500.00 | 62.63 |

En resumen, con la política de operación basada en presuponer que la avenida que ingresa es la de 100 años y ajustar cuando se observa que los niveles en el vaso aumentan más rápido que lo previsto (en particular cuando la diferencia llega a 1m), o bien cuando el nivel de la superficie del agua llega a la elevación 63, se obtienen mejores resultados que al utilizar las tradicionales políticas escalonadas, tanto para las avenidas teóricas de diseño (ver tabla 4.6) como para las avenidas históricas registradas más grandes (exceptuando el caso de la avenida de 1993 para la cual la política escalonada A da lugar a un gasto máximo de descarga ligeramente menor).

Dentro del anexo 4 para este capítulo, se presenta un cálculo más, así como los resultados obtenidos dando una elevación del NAMO de 57.56 m.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Uno de los objetivos principales de este trabajo fue analizar y obtener un gasto máximo descargado por la obra de excedencias, tal que éste no ponga en riesgo la estructura y la población aguas debajo de la presa. Así como almacenar el mayor volumen posible en el vaso, con la finalidad de aprovechar el volumen, en este caso en particular, para disminuir lo más posible el gasto máximo de descarga.

Se observó dentro de los resultados obtenidos, que la metodología descrita en el capítulo 3, se ajusta muy bien a los hidrogramas de diseño. Con estos se obtiene un gasto de descarga muy por debajo de los picos de los hidrogramas. Con estos resultados se planteó una política de operación para el caso en estudio.

Dentro de los análisis realizados, se puede concluir que con la metodología planteada se obtienen mejores resultados, a diferencia de como se venían obtenido las curvas de descarga

(mediante políticas escalonadas), ya que en cada uno de los resultados presentados, el gasto máximo descargado por la metodología que se plantea, quedan por debajo de los resultados obtenidos con la metodología tradicional.

Dentro de los análisis que se realizaron se trató de ver que gasto tendría que salir de la obra de excedencias si la presa Pujal-Coy se hubiera encontrado en los años 1955 y 1993. Se concluyó que la metodología se ajustó muy bien al año 1955 y bajo estas condiciones el gasto descargado se redujo notablemente, representando aproximadamente el 30% del gasto pico del hidrograma de entrada. Sin embargo se concluye que para las condiciones del año 1993 la metodología no se ajusta como se esperaría, debido a que la primera de las avenidas registradas en el año 1993 fue de larga duración y el incremento en el volumen del vaso fue muy lento. Esto generó que la segunda avenida registrada en el mismo año, no se ajustara a la metodología planteada, por lo que se tuvo que plantear un criterio adicional para estos casos, donde las avenidas son de larga duración, con incremento en los volúmenes del vaso muy lentos, con la finalidad de darle seguridad a la estructura.

Se recomienda realizar un análisis para cada uno de los casos específicos a analizar, ya que para este caso en específico (Presa Pujal-Coy) se observó que se requirió ajustar la metodología planteada al realizar los análisis para los registros con los que se contaba.

Se hace la recomendación de contar con un criterio adicional, éste sería observar las condiciones climatológicas en la zona donde se encuentra las estructuras (Presas) durante los periodos de lluvias o eventos fuera de temporada. Esto con la finalidad tomar decisiones en la apertura de las compuertas, ya que se puede estimar cuando menos con algunos días de anticipación el pico de la avenida. En nuestro caso en específico se observó que cuando menos con los dos eventos máximos registrados se contaba con dos días de anticipación antes de que se registrara el pico del evento.

En este caso particular la zona de desastre para la presa no existe debido a que la capacidad del vertedor es mayor que el pico de la avenida de 10,000 años; se recomienda que en otros casos en los que esto no suceda, se haga el cálculo de dicha zona.

REFERENCIAS

- Aparicio, M. F. (2008). "*Fundamentos de Hidrología de Superficie*". México: Limusa.
- Bronstert, A. M. (2002). *Advances in flood research*. Journal of Hydrology 267,1.
- Comisión Nacional del Agua. (2011). *Estadísticas del agua en México*. México: CNA.
- Diez-Cascon, D. J. (2001). *Ingeniería de presas. Presas de fabrica*. Servicios de Publicaciones de la Universidad de Cantabria.
- Domínguez Mora, R. (1989). *Metodología*. Ciudad Universitaria, México D.F.: Facultad de Ingeniería.
- González, V. F. (1969). "*Operación Óptima de Compuertas*". Secretaría de Recursos Hidráulicos: Instituto de Ingeniería. Serie Azul 222.
- Hijos Bitrián, F. J. (Marzo 2007). Gestión de los impactos aguas abajo de la operación de presas. *Obras Públicas* , 27-38.
- Knighton, D. (1998). *Fluvial Forms and Processes*. London: Arnold. p. 383.
- Mandujano, G. K. (2011). *Bajo Pánuco, Avenidas de Diseño*. Tesis de Maestría: Instituto de Ingeniería.

- Monge, C. (Diciembre 2004). *La naturaleza del agua como recurso. Perspectiva social, económica e institucional de una gestión integral*. Tortosa: Congreso Ibérico sobre gestión y planificación del agua.
- O'Connell, E., Ewen, J., & O'Donnell, G. (2011). *Strategic overview of land use management in planning in Flood Risk Science and Management* (eds G. Pender and H. Faulkner), Wiley-Blackwell. Oxford, Uk.
- Olaiz y Pérez, A., Mejía Zermeño, R., & Báez Durán, J. A. (Noviembre 2012). Protección contra inundaciones en cauces naturales, inventario nacional de obras. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica* (pág. 8). Acapulco, Guerrero, México: AMH.
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura. (2011). *El estado de los recursos de tierras y aguas del mundo para la alimentación y la agricultura*. Roma.
- Oseguera Ponce, J. A. (Vol. V, N° 11). Construcción y operación de presas hidroeléctricas: Descripción de los efectos ecológicos en ríos y pantanos. *Kuxulkab*, 22-29.
- Palomas, M. J. (1992). "Desarrollo y Aplicación de un Método para la Operación Sistemática de Compuertas en Vertedores de Presas Grandes". Tesis de Licenciatura. UNAM: México.
- Paul F. Hudson, R. R. (September 2003). Flood delineation in a large and complex alluvial valle, lowe Pánuco basin, México. *Journal of Hydrology, ELSERVER*, 229-245.
- Pedrozo-Acuña, A. (2012). *Inundaciones: Evaluación y manejo del riesgo*. AGUA en Quintana Roo, Año 2, No. 2, Enero-Marzo. Comisión de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Quintana Roo.
- Pedrozo-Acuña, A., Rodríguez-Rincon, J. P., Arganis-Juárez, M., Domínguez-Mora, R., & González-Villareal, F. J. (2013). *Estimation of probabilistic flood inundation maps for an extreme event Pánuco river*. México: Journal of Flood Risk Management, Wiley and Sons.
- Plate, E. (2002). *Flood risk and flood management*. Journal of Hydrology 267, 2-11.
- Ramachandra Rao, A. (2000). *Flood Frequency Analysis*. Estados Unidos: CRC Press.
- Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación. (2012). *Obras de Excedencia*. México D.F.: SAGARPA.
- The food and Agriculture Organization of the United Nations and earthscan. (2011). *The state of world's land and water resources for food and agriculture*. New York, NY: FAO.
- Thompson, L. (2000). *Ice core evidence for climate change in the Tropics: implications for our future*. Quaternary Science Reviews 19, 19-35.
- United State Agency International Development. (2011). *Annual Report for Fiscal Year 2011*. United State: USAID.

ANEXO 2

CURVA ELEVACIONES- DESCARGAS, ELEVACIONES-CAPACIDADES

| Curva | | Curva | |
|-----------|-------------------|-----------|----------------------------|
| Elevación | Descargas | Elevación | Capacidades |
| m | m ³ /s | m | millones de m ³ |
| 28 | 0.00 | 28 | 0.00 |
| 30 | 0.00 | 30 | 1.50 |
| 32 | 0.00 | 32 | 16.00 |
| 34 | 0.00 | 34 | 30.00 |
| 36 | 0.00 | 36 | 69.00 |
| 38 | 0.00 | 38 | 138.00 |
| 40 | 0.00 | 40 | 240.00 |
| 42 | 0.00 | 42 | 395.00 |
| 44 | 0.00 | 44 | 617.00 |
| 46 | 0.00 | 46 | 885.00 |
| 48 | 0.00 | 48 | 1,200.00 |
| 50 | 0.00 | 50 | 1,570.00 |
| 52 | 0.00 | 52 | 1,980.00 |
| 54 | 0.00 | 54 | 2,450.00 |
| 56 | 25.04 | 56 | 2,960.00 |
| 58 | 913.68 | 58 | 3,510.00 |
| 60 | 2,410.08 | 60 | 4,110.00 |
| 62 | 4,322.61 | 62 | 4,760.00 |
| 64 | 6,574.74 | 64 | 5,420.00 |
| 66 | 9,121.33 | 66 | 6,150.00 |
| 68 | 11,931.58 | 68 | 6,890.00 |
| 70 | 14,982.72 | 70 | 7,680.00 |

HIDROGRAMAS DE DISEÑO

| 50 años | | 100 años | |
|----------|-----------------|----------|-----------------|
| Duración | Avenida diseño | Duración | Avenida diseño |
| 1 | 1,042.80 | 1 | 1,409.09 |
| 2 | 1,256.76 | 2 | 1,447.92 |
| 3 | 915.14 | 3 | 1,106.43 |
| 4 | 1,246.31 | 4 | 1,284.11 |
| 5 | 1,209.13 | 5 | 1,431.86 |
| 6 | 2,034.92 | 6 | 2,433.74 |
| 7 | 2,239.58 | 7 | 2,520.17 |
| 8 | 1,937.91 | 8 | 2,210.25 |
| 9 | 2,147.45 | 9 | 2,450.43 |
| 10 | 2,762.82 | 10 | 3,129.22 |
| 11 | 3,573.19 | 11 | 4,047.05 |
| 12 | 4,988.14 | 12 | 5,654.10 |
| 13 | 5,626.53 | 13 | 6,383.56 |
| 14 | 4,339.91 | 14 | 4,900.15 |
| 15 | 3,075.41 | 15 | 3,483.26 |
| 16 | 2,117.41 | 16 | 2,449.30 |
| 17 | 1,896.60 | 17 | 2,070.79 |
| 18 | 1,912.49 | 18 | 2,183.46 |
| 19 | 2,094.66 | 19 | 2,354.01 |
| 20 | 1,954.88 | 20 | 2,042.86 |
| 21 | 1,643.29 | 21 | 1,861.58 |
| 22 | 1,498.69 | 22 | 1,693.69 |
| 23 | 1,497.35 | 23 | 1,694.37 |
| 24 | 1,388.58 | 24 | 1,370.62 |
| 25 | 1,019.61 | 25 | 972.00 |

| 500 años | | 1,000 años | |
|----------|-----------------|------------|-----------------|
| Duración | Avenida diseño | Duración | Avenida diseño |
| 1 | 1,786.11 | 1 | 1,744.99 |
| 2 | 1,884.88 | 2 | 2,076.04 |
| 3 | 1,369.57 | 3 | 1,560.86 |
| 4 | 1,598.41 | 4 | 1,810.20 |
| 5 | 1,633.69 | 5 | 1,856.42 |
| 6 | 3,016.08 | 6 | 3,265.65 |
| 7 | 3,031.98 | 7 | 3,439.90 |
| 8 | 2,725.92 | 8 | 2,878.47 |
| 9 | 3,042.00 | 9 | 3,344.98 |
| 10 | 3,990.74 | 10 | 4,357.14 |
| 11 | 5,161.27 | 11 | 5,701.54 |
| 12 | 7,222.46 | 12 | 7,908.87 |
| 13 | 8,122.67 | 13 | 8,859.23 |
| 14 | 6,255.93 | 14 | 6,816.18 |
| 15 | 4,442.26 | 15 | 4,783.70 |
| 16 | 3,037.08 | 16 | 3,368.97 |
| 17 | 2,721.05 | 17 | 2,895.24 |
| 18 | 2,808.20 | 18 | 3,071.64 |
| 19 | 3,229.40 | 19 | 3,488.75 |
| 20 | 2,752.25 | 20 | 2,989.49 |
| 21 | 2,364.88 | 21 | 2,583.17 |
| 22 | 2,150.54 | 22 | 2,171.55 |
| 23 | 1,959.69 | 23 | 2,156.71 |
| 24 | 1,789.82 | 24 | 1,973.21 |
| 25 | 1,134.11 | 25 | 1,503.28 |

10,000 años

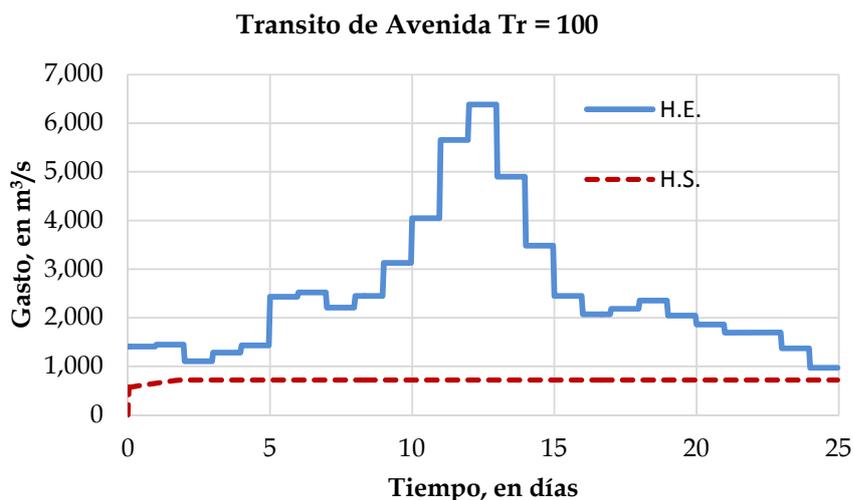
| Duración | Avenida diseño |
|----------|------------------|
| 1 | 2,282.23 |
| 2 | 2,508.05 |
| 3 | 1,830.28 |
| 4 | 2,330.40 |
| 5 | 2,436.82 |
| 6 | 4,239.89 |
| 7 | 4,359.62 |
| 8 | 3,778.72 |
| 9 | 4,231.35 |
| 10 | 5,585.06 |
| 11 | 7,289.63 |
| 12 | 10,104.73 |
| 13 | 11,355.37 |
| 14 | 8,770.66 |
| 15 | 6,150.55 |
| 16 | 4,192.33 |
| 17 | 3,711.94 |
| 18 | 3,840.03 |
| 19 | 4,481.17 |
| 20 | 3,780.27 |
| 21 | 3,136.67 |
| 22 | 2,823.40 |
| 23 | 2,804.06 |
| 24 | 2,570.56 |
| 25 | 1,823.84 |

ANEXO 4

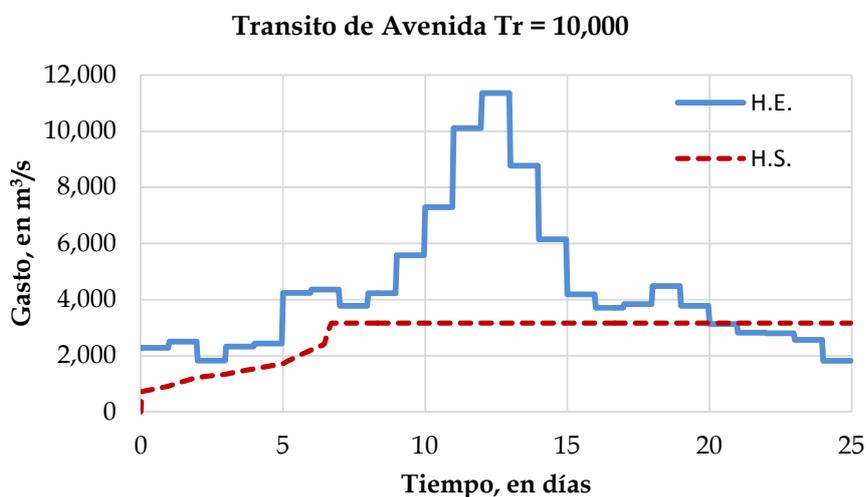
| Curva P.O. "A" | | Curva P.O. "B" | | Curva P.O. "C" | |
|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|
| Elevación | Descargas | Elevación | Descargas | Elevación | Descargas |
| m | m ³ /s | m | m ³ /s | m | m ³ /s |
| 28.0 | 0.00 | 28.0 | 0.00 | 28.0 | 0.00 |
| 30.0 | 0.00 | 30.0 | 0.00 | 30.0 | 0.00 |
| 32.0 | 0.00 | 32.0 | 0.00 | 32.0 | 0.00 |
| 34.0 | 0.00 | 34.0 | 0.00 | 34.0 | 0.00 |
| 36.0 | 0.00 | 36.0 | 0.00 | 36.0 | 0.00 |
| 38.0 | 0.00 | 38.0 | 0.00 | 38.0 | 0.00 |
| 40.0 | 0.00 | 40.0 | 0.00 | 40.0 | 0.00 |
| 42.0 | 0.00 | 42.0 | 0.00 | 42.0 | 0.00 |
| 44.0 | 0.00 | 44.0 | 0.00 | 44.0 | 0.00 |
| 46.0 | 0.00 | 46.0 | 0.00 | 46.0 | 0.00 |
| 48.0 | 0.00 | 48.0 | 0.00 | 48.0 | 0.00 |
| 50.0 | 0.00 | 50.0 | 0.00 | 50.0 | 0.00 |
| 52.0 | 0.00 | 52.0 | 0.00 | 52.0 | 0.00 |
| 54.0 | 0.00 | 54.0 | 0.00 | 54.0 | 0.00 |
| 56.0 | 25.04 | 56.0 | 25.04 | 56.0 | 25.04 |
| 58.0 | 913.68 | 58.0 | 913.68 | 58.0 | 913.68 |
| 60.0 | 1,610.08 | 60.0 | 1,000.01 | 60.0 | 2,410.08 |
| 60.1 | 1,650.00 | 60.1 | 1,000.02 | 60.1 | 2,500.00 |
| 61.0 | 1,651.00 | 61.0 | 2,000.00 | 61.0 | 2,500.01 |
| 62.0 | 1,700.00 | 62.0 | 2,000.01 | 62.0 | 2,500.02 |
| 64.0 | 1,750.00 | 64.0 | 3,000.00 | 64.0 | 2,500.03 |
| 66.0 | 3,200.00 | 66.0 | 3,000.00 | 66.0 | 2,500.00 |
| 67.9 | 3,250.00 | 67.9 | 3,000.01 | 67.9 | 3,650.00 |
| 68.0 | 4,700.00 | 68.0 | 4,300.00 | 68.0 | 3,650.00 |
| 70.0 | 4,750.00 | 70.0 | 4,300.00 | 70.0 | 3,650.00 |

Con la finalidad de observar que sucedía si el nivel del NAMO se variaba quitando capacidad de almacenamiento, se generaron los siguientes resultados.

Para $Tr=100$ años conociendo la avenida.



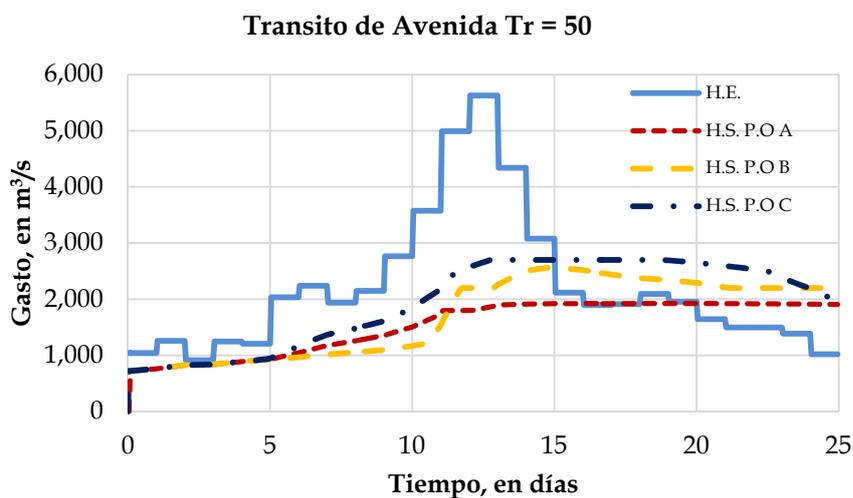
Para $Tr=10,000$ años conociendo la avenida.



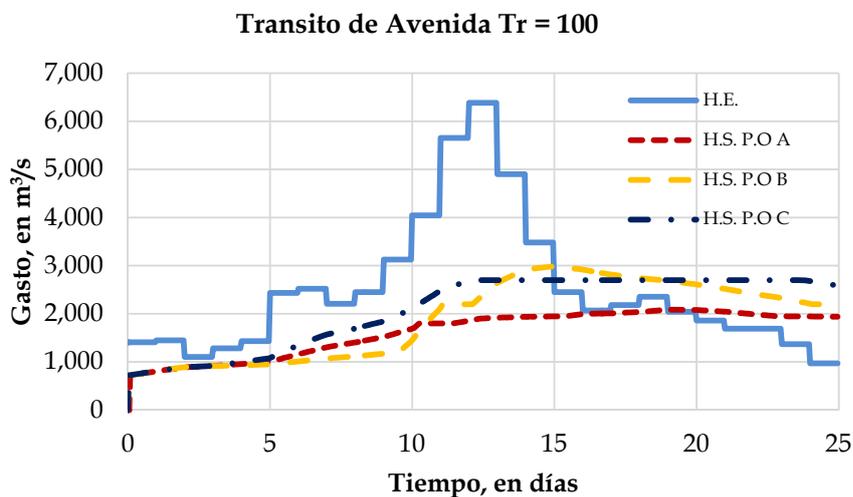
Para $Tr= 100$ años se obtuvo un gasto máximo de $718.17 m^3/s$, para $10,00$ años un gasto máximo de $3,170 m^3/s$.

Resultados con las políticas de operaciones escalonadas

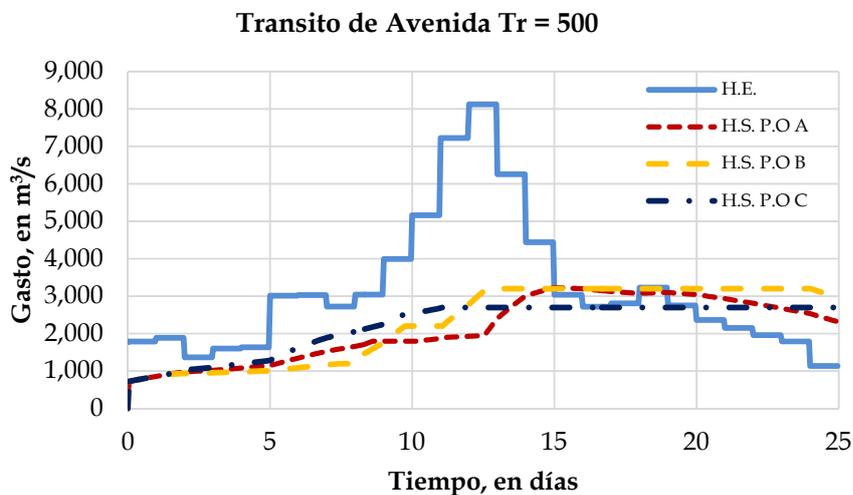
Para $Tr=50$ años



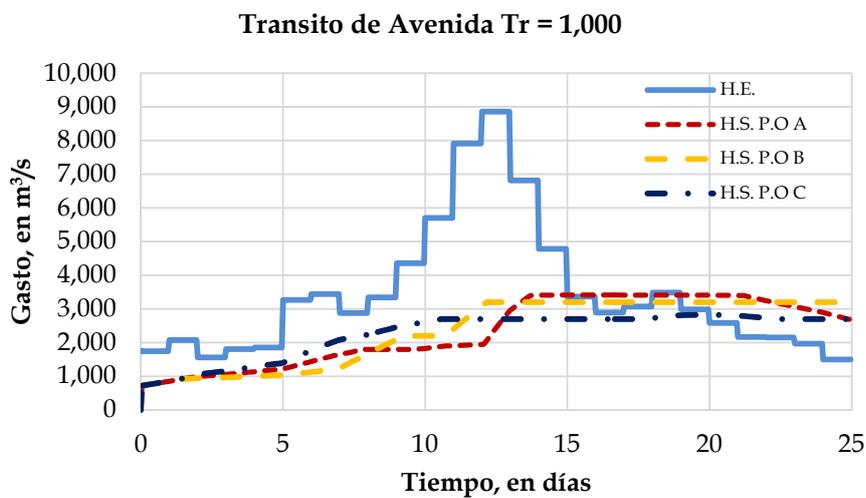
Para $Tr=100$ años



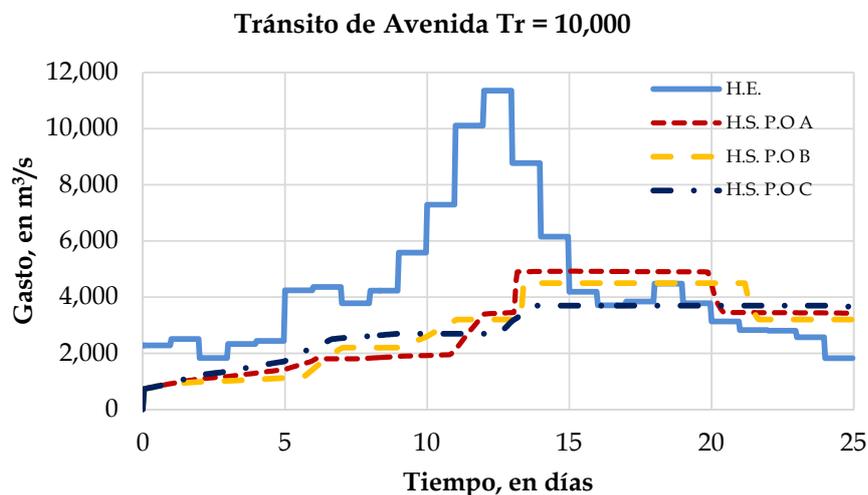
Para $Tr=500$ años



Para $Tr=1,000$ años



Para $T_r=10,000$ años



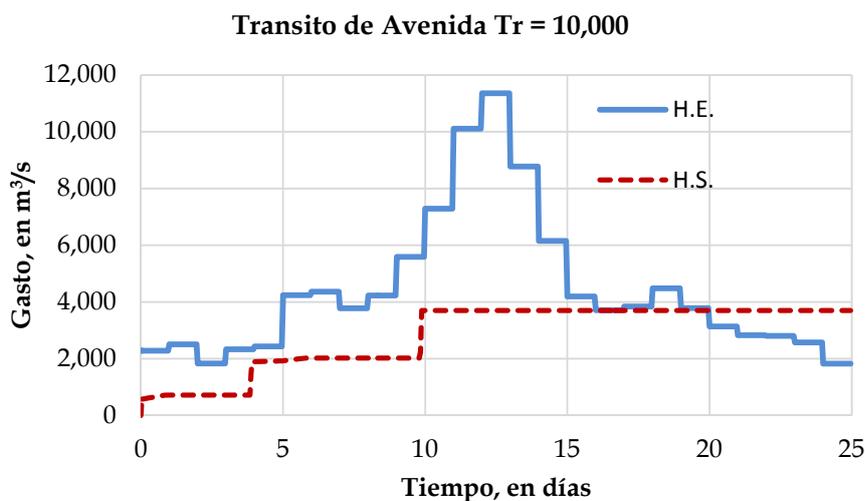
En la siguiente tabla se presenta el resumen de los resultados obtenidos con dos niveles de NAMO propuesto. Se puede ver que los gastos aumentan cuando el NAMO se encuentra en un nivel mayor.

| NAMO (m) | Política de Operación Escalonada | Periodo de retorno | | | | |
|----------|----------------------------------|--------------------|----------|----------|----------|----------|
| | | 50 | 100 | 500 | 1,000 | 10,000 |
| 55.8 | A | 1,727.00 | 1,959.40 | 2,995.98 | 3,213.47 | 4,722.89 |
| | B | 2,333.86 | 2,760.87 | 3,000.00 | 3,000.00 | 4,300.00 |
| | C | 2,500.00 | 2,500.00 | 2,500.00 | 2,760.67 | 3,650.00 |
| 57.56 | A | 1,923.55 | 2,087.07 | 3,229.85 | 3,414.33 | 4,924.16 |
| | B | 2,574.20 | 2,985.99 | 3,200.00 | 3,200.00 | 4,500.00 |
| | C | 2,700.00 | 2,700.00 | 2,700.00 | 2,834.78 | 3,700.00 |

Se realizaron los cálculos para obtener las descargas con una política con ajuste en función del incremento. La tabla siguiente muestra los resultados obtenidos para cada uno de los niveles iniciales al NAMO, así como el Δy usado.

| NAMO (m) | Δy | Periodo de retorno | | |
|-------------|------------|--------------------|----------|----------|
| | | 100 | 1,000 | 10,000 |
| 55.8 | 1.00 | 542.00 | 1,890.00 | 3,670.00 |
| | 2.00 | 542.00 | 2,330.00 | 4,200.00 |
| 57.56 | 1.00 | 718.17 | 2,020.00 | 3,700.00 |
| | 2.00 | 718.17 | 2,550.00 | 5,200.00 |

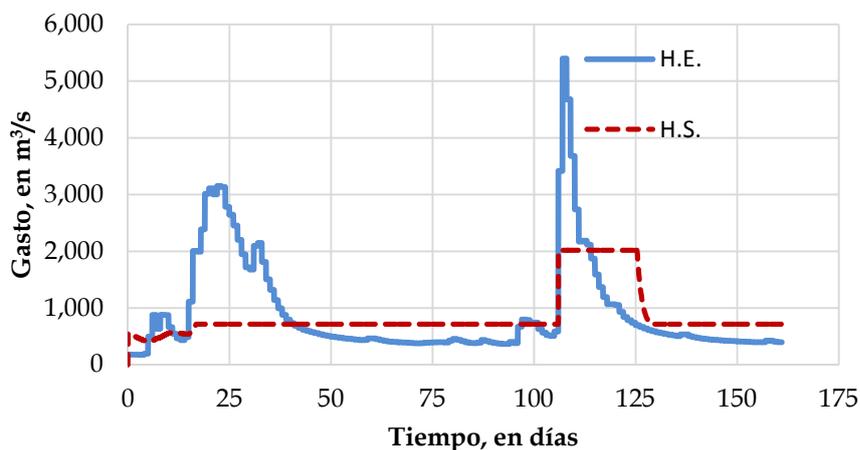
La siguiente grafica presenta los resultados obtenidos para la política de descarga en función del incremento $\Delta y=1$, para un nivel inicial en el NAMO de 57.56m.



Se realizó el mismo procedimiento para observar que sucedía con los años 1993 y 1955. En la siguiente figura se presenta el resultado obtenido para el año 1993, se observa que para la primera avenida con fuerte intensidad registrada en el año, el gasto máximo descargado es de 718.17 m³/s. Al entrar la segunda avenida se observó que el nivel se encontraba en la elevación 62.38 m, distinto al nivel 66.19m que se tenía cuando se analizó con un nivel inicial de NAMO 55.80m. Estas condiciones no requirieron contar un criterio adicional como el que

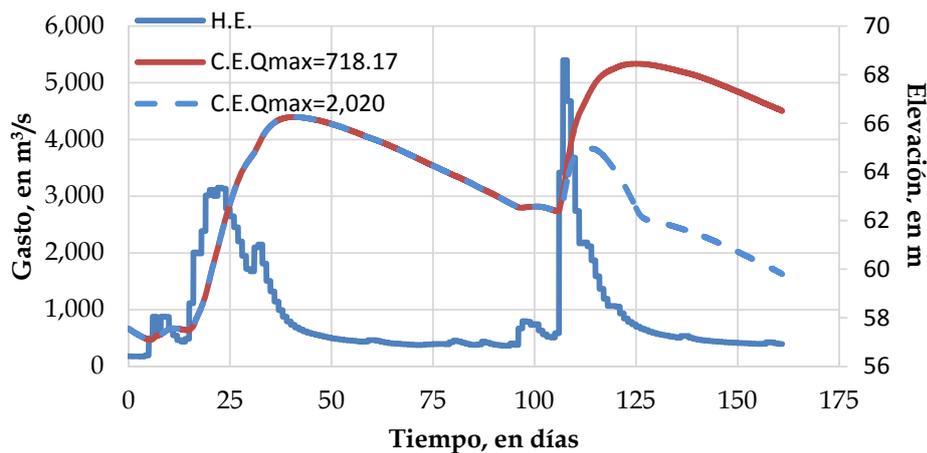
se propuso anteriormente. Se observó que la segunda avenida tránsito sin problemas, y analizando con la misma metodología se obtuvo un gasto máximo de 2,020 m³/s.

Tránsito de Avenida 1993

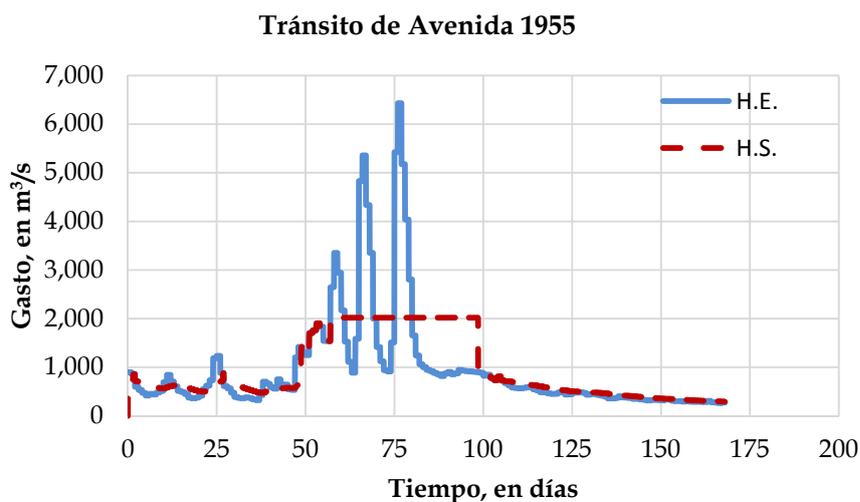


La siguiente figura presenta las curvas de evolución obtenidas descargando un gasto máximo de 178.17 m³/s en todo momento, así como la curva de evolución con los resultados finales, descargando en un inicio el mismo gasto que el anterior, pero en una parte del tiempo el gasto se incrementa a 2,020 m³/s

Tránsito de Avenida 1993



Para el año 1955 se realizó de manera similar la metodología, con los datos obtenidos de los registros se trato de representar la operación con una política de operación en función del incremento. Los resultados no presentan ninguna variante relevante, ya que aunque la condición inicial del NAMO es mayor, el resultado para la descarga máxima es el segundo nivel de la política de operación en función del incremento.



La figura siguiente presenta la evolución que tiene el vaso en función del tiempo y del hidrograma de entrada. Se observa que el nivel máximo alcanzado con las condiciones iniciales en el NAMO de 57.56m, es de 63m.

