

Revisión de gastos de diseño de la presa Huites mediante relaciones lluvia-escorrentamiento

M. en C. Rosario Mendoza González
email: rosavilla.rosario@gmail.com

Ing. Jorge Zavala Aguilera
email: xorgevaz@yahoo.com.mx

Ing. Sergio Villa Infante
email: svi73@terra.com.mx

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco del Instituto Politécnico Nacional. Unidad Profesional “Adolfo López Mateos” Zacatenco. México D.F.

RESUMEN

El diseño de obras para control y aprovechamiento del agua generalmente contempla dos alternativas para calcular gastos máximos: análisis probabilístico de gastos y relaciones lluvia-escorrentamiento. Es importante comparar ambas metodologías para validar la aplicación de los modelos cuando faltan datos de caudal. En el presente trabajo se verificaron dichas relaciones en la cuenca de la presa Huites en Sinaloa, México, cuyo diseño se basó en los registros de gastos. Se obtuvieron gastos de diseño para distintos períodos de retorno, mediante análisis probabilístico de precipitaciones (usando funciones de distribución de probabilidades FDP) y aplicando tres modelos: Racional Americano, Hidrograma Unitario Triangular y Ven Te Chow, contrastando resultados con valores de diseño de las principales obras de la presa.

Palabras clave: características físicas de la cuenca, función de distribución de probabilidades, gastos de diseño, relaciones lluvia-escorrentamiento.

Review of design flows in Huites dam by rainfall – runoff relationships

ABSTRACT

The design of water infrastructure projects usually involves two options for the calculation of maximum discharges: probabilistic analysis of flow data and application of rainfall-runoff relationships. It is important to compare both methods to validate the application of the rainfall-runoff models when there is a lack of flow data. In this document it was applied to the Huites basin in Sinaloa, México, whose design was based on historical flow data. Flows for design were obtained for several frequencies, by probabilistic analysis of rainfall data (using Probability Distribution Functions) and applying three rainfall-runoff models: Rational Method, Triangular Unit Hydrograph and Ven Te Chow’s method, comparing results with design values of the main structures of the dam.

Keywords: basin physical characteristics, probability distribution functions, design flows, rainfall-runoff relationships.

INTRODUCCIÓN

La presa Huites (también conocida como Luis Donaldo Colosio, su nombre oficial) se ubica en el estado de Sinaloa, sobre el río Fuerte; inició su operación en el año 1995. El diseño de la obra y sus componentes se basó en el análisis de gastos máximos históricos. La cuenca de la presa cuenta con estaciones climatológicas e hidrométricas en el río Fuerte y en algunos de sus afluentes, destacando la estación Huites, ubicada en las cercanías de la presa.

Con la información climatológica (precipitaciones máximas anuales en 24 horas) y cartográfica (topografía, tipo y uso de suelo) se desarrolló una revisión para obtener los gastos de diseño para diferentes períodos de retorno a partir del análisis probabilístico de precipitaciones y mediante la aplicación de métodos lluvia-escorrentamiento, basados en la información climatológica y fisiográfica obtenida de la cartografía de la zona. Los resultados obtenidos se contrastarán, a fin de verificar la validez de la aplicación de los métodos lluvia-escorrentamiento y, de resultar factibles, se podrán usar en el dado caso de que no se disponga de información hidrométrica actualizada. Dado el objetivo del presente análisis, los cálculos se realizan a nivel global en la cuenca, con la finalidad de comparar resultados respecto a la obra que se encuentra en la delimitación de la zona de estudio (presa Huites).

LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA LUIS DONALDO COLOSIO “HUITES”

La presa Luis Donaldo Colosio se ubica al sureste del estado de Sinaloa, en el municipio de Choix, limitando al norte con los estados de Sonora y Chihuahua; al este con el estado de Chihuahua; al sur con los municipios de Sinaloa y El Fuerte, y al oeste con el municipio de El Fuerte y el estado de Sonora. Su construcción (figura 1) inició en 1992, entrando en operación en 1995.

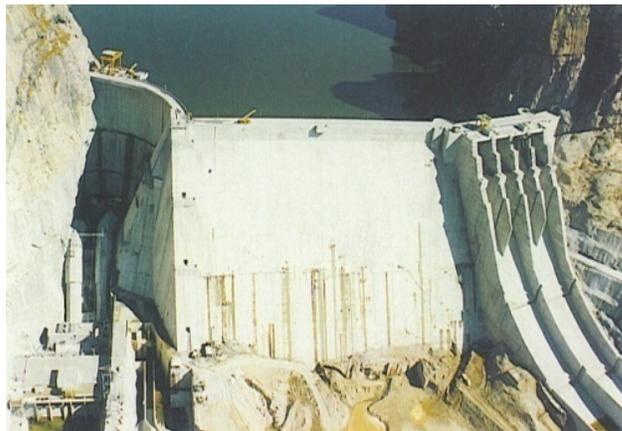


Figura 1. Presa Luis Donaldo Colosio “Huites” (CFE 1995)

La cuenca del río Fuerte corresponde a la Región Hidrológica 10, Sinaloa, y a la Región Hidrológico - Administrativa III Pacífico Norte, en la República Mexicana. El río nace en la cota 3105 msnm en el estado de Durango. En su inicio se llama río Verde, tiene una longitud de 540 km, una pendiente de 0,13% y drena un área de 39590 km².

Cuenta con un sistema de tres presas (figura 2): Luis Donaldo Colosio (Huites), Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez (CNA 2003). La capacidad de almacenamiento de la

presa Huites es de 4568 millones de metros cúbicos. La obra de excedencias puede regular un caudal de 22445 m³/s y fue diseñada con una avenida estimada en 30000 m³/s para un período de retorno (*Tr*) de 10000 años. La presa cuenta con una toma diseñada para un gasto de 145 m³/s para el aprovechamiento en riego y con una central hidroeléctrica de 400 MW de capacidad (Aldama 2006). La capacidad de la obra de desvío (figura 3) fue para un gasto máximo de 7500 m³/s (CFE 1995). Otras características de la presa se presentan en la tabla 1.



Figura 2. Hidrografía de la cuenca del río Fuerte



Figura 3. Obra de desvío (CFE 1995)

Tabla 1. Características generales de la Presa Huites (CONAGUA 2007)

Capacidad al NAME (hm ³)	Capacidad al NAMO (hm ³)	Capacidad muerta (hm ³)	Capacidad útil de diseño (hm ³)	Altura de cortina (m)	Capacidad Efectiva (MW)
4 568	2 908	500	2 408	164,75	422

La presa Luis Donaldo Colosio Murrieta pertenece al Sistema Hidráulico Interconectado del Noroeste (SHINO), en conjunto con otras presas impulsa las zonas de riego y la generación de energía eléctrica en el estado de Sinaloa, beneficiando los distritos de riego 076 Valle del Carrizo (Municipios del Fuerte y Ahome) y el 075 Río Fuerte (Municipio del Fuerte) (SARH 1992).

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y RED DE MEDICIÓN DE LA CUENCA DE LA PRESA HUITES

Las características físicas de la cuenca se obtuvieron a partir de la cartografía de la zona a escala 1:250000, obteniendo una longitud del cauce de 337,783 km (desde el origen del río Fuerte hasta la presa Huites) y una superficie de 27000 km², con un desnivel entre los extremos de 2730 m. Aplicando el método de Taylor-Schwarz (Aparicio 1992) para tramos equidistantes, ecuación (1), se calculó la pendiente media del cauce principal, obteniendo un valor de 0,00408 (0,408%).

$$S = \left[\frac{m}{1/S_1 + 1/S_2 + \dots + 1/S_m} \right]^2 \quad (1)$$

donde:

S = Pendiente media del cauce principal, adimensional.

m = Número de tramos en que se dividió el cauce.

S_1, S_2, S_m = Pendiente de cada tramo, adimensional.

Existen 10 estaciones hidrométricas distribuidas sobre el río Fuerte y en algunos de sus afluentes, destacando, como se dijo anteriormente, la estación Huites, siendo la de principal interés en el presente análisis. Se localizaron además 13 estaciones climatológicas (figura 4).

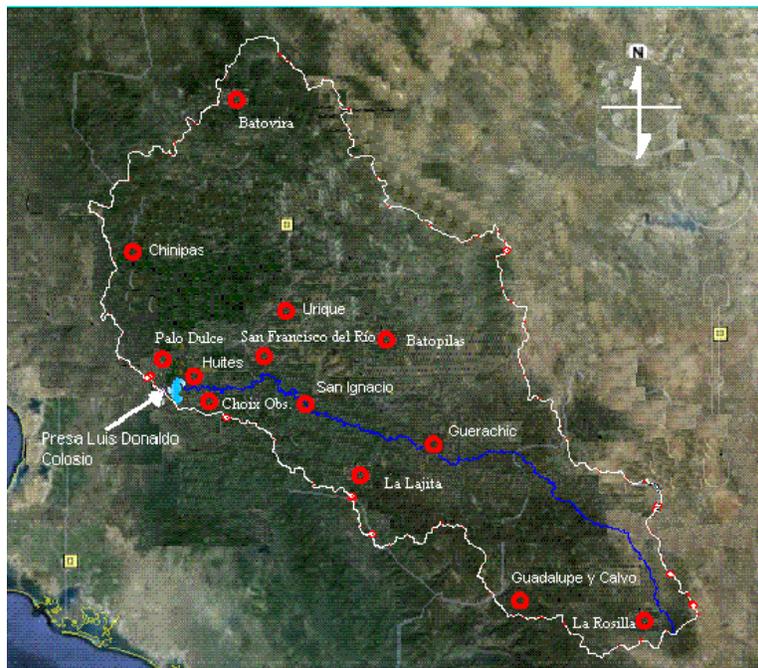


Figura 4. Estaciones climatológicas en la cuenca de la presa Huites (CONABIO 2010)

El uso de suelo se presenta en la figura 5, mientras que en la tabla 2 se muestran las áreas para cada tipo y uso de suelo, a fin de determinar el número de escurrimiento ponderado N según el Soil Conservation Service de los Estados Unidos (SCS).

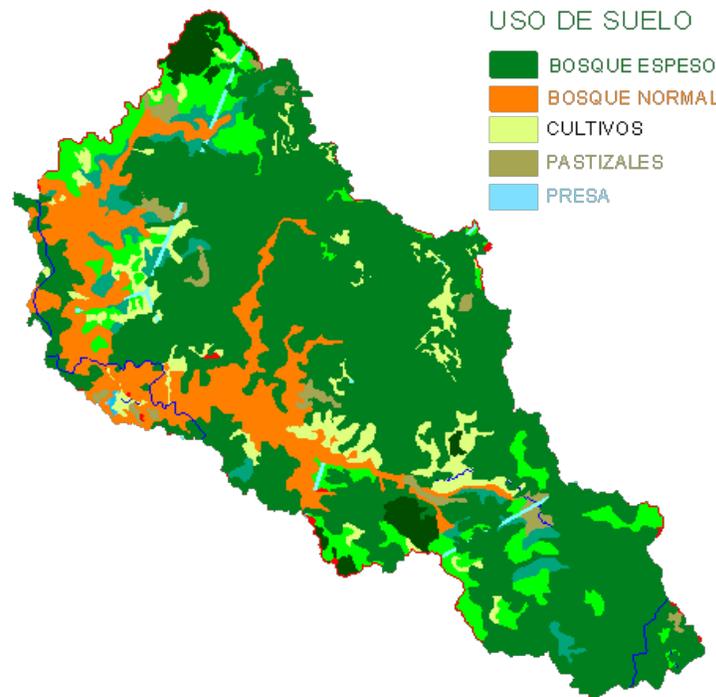


Figura 5. Usos de suelo en la cuenca de la presa Huites (INE 2010)

Tabla 2. Números de escurrimiento N según el tipo y uso de suelo en la cuenca de la presa Huites

Uso de suelo	Área (km ²)	Área (%)	Tipo de suelo	Número de escurrimiento N
Bosque Espeso	20739,85	76,81	D	69
Bosque Normal	3811,95	14,13	B	60
Cultivo	1837,73	6,81	C	82
Pastizales	610,47	2,26	C	74
Área de la Cuenca	27000,00	100%		$N_{ponderada} = 68,74$

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

En la figura 6 y en la tabla 3 se muestran las estaciones seleccionadas. Todas tienen registros de 20 años o más, excepto la estación Urique con 19 años.

A los registros de precipitaciones máximas anuales en 24 horas se les aplicaron funciones de distribución de probabilidades (FDP) utilizando el programa AX del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED 1997). Las funciones incluidas en el programa son:

Normal, Log Normal, Gamma, Exponencial, Gumbel y Doble Gumbel. De estas funciones se seleccionó aquella que presenta el Error Estándar Mínimo en cada estación. Los valores de los errores estándar para cada estación se muestran en la tabla 4, en la cual se presenta la mejor Función de ajuste para cada caso.

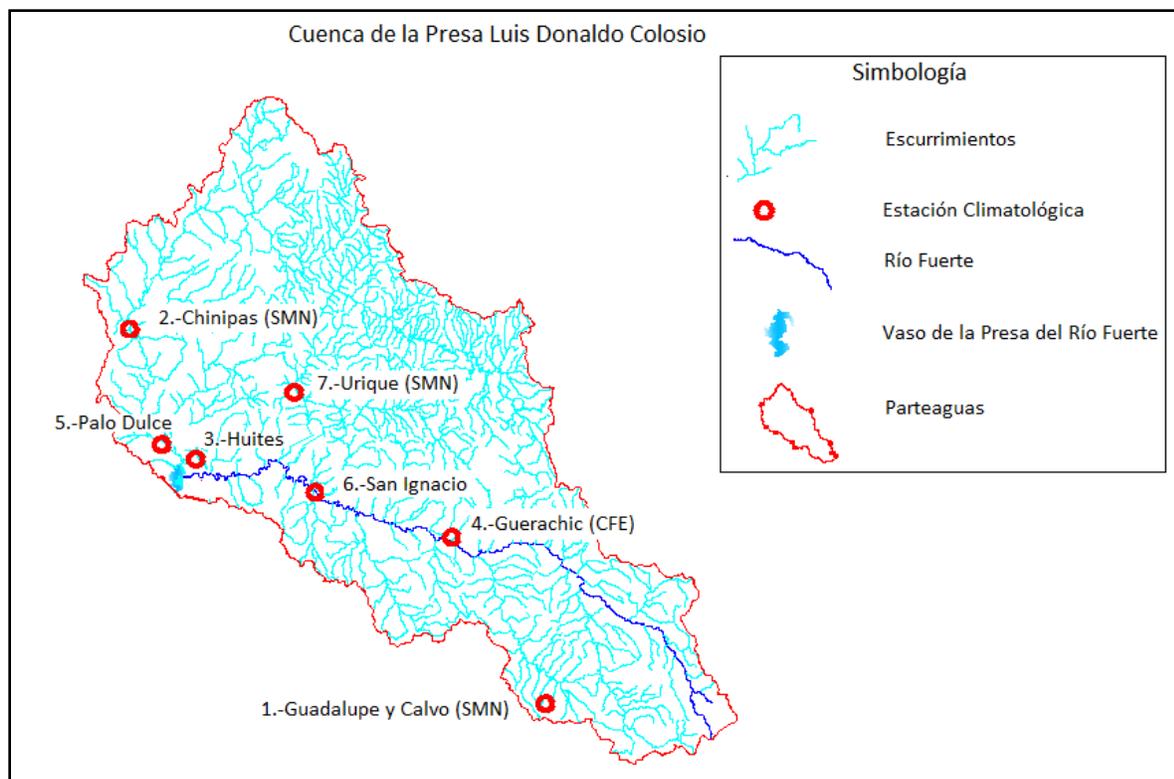


Figura 6. Estaciones climatológicas seleccionadas para el análisis

Tabla 3. Datos generales de las estaciones existentes en la cuenca de la presa Huites (CONAGUA 2010)

No.	Clave	Nombre	Tipo	Coordenadas		Período de registro	Años de registro efectivo (n)
				Latitud	Longitud		
1	25044	Huites	Hidrométrica	26°53'34" N	108°21'15" W	1941-1992	52
1	008172	Guadalupe y Calvo	Climatológica	26°06'30" N	106°58'30" W	1928-1998	49
2	008167	Chinipas	Climatológica	27°23'35" N	108°32'10" W	1948-1998	46
3	025044	Huites	Climatológica	26°53'35" N	108°21'15" W	1961-2004	44
4	008075	Guerachic	Climatológica	26°40'38" N	107°19'14" W	1953-1998	30
5	025068	Palo Dulce	Climatológica	27°00'00" N	108°25'00" W	1961-1985	25
6	008124	San Ignacio	Climatológica	26°50'59" N	107°50'36" W	1966-1985	20
7	008192	Urique	Climatológica	27°10'00" N	107°55'00" W	1969-1987	19

Tabla 4. Funciones de distribución con mejor ajuste según el error estándar mínimo

Estación	Guadalupe y Calvo	Chinipas	Huites	Guerrachic	Palo Dulce	San Ignacio	Urique
Función	Gumbel	Doble Gumbel	Log Normal	Doble Gumbel	Doble Gumbel	Log Normal	Normal
Error estándar Mínimo	3.088	11.868	6.432	3.039	3.690	3.163	3.812

En la tabla 5 se muestran los resultados de precipitaciones máximas en 24 h para diferentes períodos de retorno, una vez seleccionada la mejor FDP; se presentan también las áreas de influencia de cada estación (A_i) y la precipitación media en la cuenca (según polígonos de Thiessen).

Tabla 5. Área de influencia de cada estación (A_i) en km^2 , valores de precipitaciones por estación y en la cuenca para diferentes períodos de retorno Tr

Tr (años)	Estaciones climatológicas, precipitaciones máximas en 24 h							Prom. $hp_{\text{máx}}$ 24h en la cuenca (mm)
	Chinipas $A_i =$ 4,251.96	Guadalupe y Calvo $A_i =$ 4,575.71	Guerrachic $A_i =$ 6,662.35	Huites $A_i =$ 619.87	Palo Dulce $A_i =$ 1,095.12	San Ignacio $A_i =$ 2,438.42	Urique $A_i =$ 7,356.58	
2	59,00	68,63	44,50	80,18	71,00	50,79	63,61	58,54
5	87,00	89,06	64,00	101,99	96,00	64,82	76,31	77,47
10	131,00	102,58	76,20	117,11	112,00	72,65	82,99	93,22
20	171,00	115,54	87,50	132,04	126,10	79,38	88,50	107,53
50	219,80	132,33	101,70	152,05	144,20	87,27	94,71	125,16
100	256,00	144,91	112,30	167,58	157,50	92,71	98,84	138,12
200	291,50	157,44	122,70	183,54	170,80	97,82	102,62	150,80
500	312,50	173,98	136,50	205,46	188,20	104,20	107,21	163,35
1000	374,50	186,48	146,80	222,92	201,30	108,85	110,42	180,00
2000	409,50	198,97	157,50	241,05	214,50	113,34	113,45	192,45
5000	457,00	215,48	171,00	264,13	232,00	118,63	117,23	208,81
10000	492,00	227,97	181,30	284,41	244,90	122,96	119,94	221,10

Para aplicar los métodos lluvia–escurrimiento, es necesario determinar parámetros básicos como: tiempo de concentración (tc), coeficiente de escurrimiento (C_e), intensidades (i), precipitaciones de diseño (hp_d) -para las cuales se utilizaron las ecuaciones (2), (3) y (4) de Kuichling (SARH 1987)- y precipitación efectiva (hp_e) con la ecuación (5) de números de escurrimiento N del SCS (Aparicio 1992).

$$k = \frac{hp_m(1 - e)}{24^{(1-e)}} \quad (2)$$

$$hp_d = \frac{k[tc^{(1-e)}]}{1 - e} \quad (3)$$

$$i = \frac{k}{(1 - e)tc^e} \quad (4)$$

donde:

K , e = coeficientes adimensionales; e depende del tiempo de concentración y del tamaño de la cuenca.

tc = tiempo de concentración en horas.

hp_m = precipitación promedio en la cuenca una vez determinados los valores de precipitación máxima mediante una función de distribución (FDP).

hp_d = precipitación de diseño en mm.

i = intensidad, en mm/h.

$$hp_e = \frac{[hp_d - 508/N + 5.08]^2}{hp_d + 2032/N - 20.32} \quad (5)$$

donde:

hp_e = precipitación efectiva en cm.

hp_d = precipitación de diseño obtenida con las ecuaciones de Kuichling en cm.

N = número de escurrimiento, depende del tipo y uso de suelo (ponderado si existen varios tipos), adimensional.

El tiempo de concentración (tc) fue de 35,136 horas, siendo el más crítico el calculado con la ecuación del SCS (ecuación 6) (SARH 1987) el cual se comparó con las ecuaciones de Kirpich (Aparicio 1992) y de Rowe (SARH 1987), ecuaciones (7) y (8) respectivamente.

$$tc_{SCS} = \frac{L^{1.15}}{3085(D^{0.385})} \quad (6)$$

$$tc_{Kirpich} = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (7)$$

$$tc_{Rowe} = \left(\frac{0.87L^3}{D} \right)^{0.385} \quad (8)$$

donde:

L = Longitud del cauce principal. SCS y Kirpich en m; Rowe en km.

D = Desnivel entre los extremos del cauce en m.

S = Pendiente media del cauce principal, adimensional.

La duración de la lluvia de diseño (de) será de 35,136 h ($de = tc$) para aplicar en el método Racional Americano, y de 11,855 h para aplicar en el Hidrograma Unitario Triangular y en Ven Te Chow ($de = 2 tc^{1/2}$) (Aparicio 1992). En la tabla 6 se muestran los valores de precipitaciones, intensidades y coeficientes para cada período de retorno.

Tabla 6. Valores de precipitación de diseño hp_d , intensidad i , precipitación efectiva hp_e y coeficiente de escurrimiento C_e para diferentes períodos de retorno

Tr (años)	$hp_{\text{máx. en 24 h}}$ (mm)	hp_d (mm)	i (mm/hr)	hp_e (mm)	$C_e = hp_e/hp_d$
2	58,54	70,210	1,998	13,57	0,193
5	77,47	92,907	2,644	26,19	0,282
10	93,22	111,801	3,182	38,40	0,343
20	107,53	128,960	3,670	50,47	0,391
50	125,16	150,107	4,272	66,34	0,442
100	138,12	165,651	4,715	78,56	0,474
200	150,80	180,856	5,147	90,87	0,502
500	163,35	195,908	5,576	103,37	0,528
1 000	180,00	215,877	6,144	120,32	0,557
2000	192,45	230,810	6,569	133,25	0,577
5000	208,81	250,427	7,127	150,49	0,601
10000	221,10	265,165	7,547	163,62	0,617

Finalizando con los parámetros, se calcularon los tiempos a usar en el Hidrograma Unitario Triangular y en Ven Te Chow: tiempo de retraso tr , evaluado con la ecuación de Chow y con la de Mockus (ecuación 9), optando por ésta última por arrojar el valor crítico, $tr=21,082$ h; el tiempo al pico $tp= 27,009$ h y el tiempo base $tb=72,115$ h, ecuaciones (10) y (11) (Aparicio 1992).

$$tr = 0,6 tc \quad (9)$$

$$tp = \frac{de}{2} + tr \quad (10)$$

$$tb = 2,67 tp \quad (11)$$

Aplicación de los métodos lluvia-escurrimiento

Se usaron tres métodos: el Racional Americano (MRA), el Hidrograma Unitario Triangular (HUT) y el de Ven Te Chow (VTC), de amplia aplicación en cuencas no aforadas. Como una variante, se aplicó el criterio del Método Racional a Ven Te Chow ($d_e = t_c$). Los resultados para diferentes períodos de retorno se presentan en la tabla 7 (gastos en m^3/s) y en las figuras 7 y 8.

Análisis de resultados

En la figura 7 se observa que el Método de Ven Te Chow se va muy por encima respecto a los otros métodos; los resultados del método de Ven Te Chow modificado ($d_e = t_c$) indican que ajusta mejor (figura 8), además de presentar el valor más cercano al dato de diseño de las obras de la presa (tabla 8), por lo cual se toma como el método más adecuado para efectos de comparaciones (los tantos por ciento de diferencia están referidos al gasto de diseño documentado).

Tabla 7. Resultados de los métodos Lluvia-Escorrimento

Tr (años)	Q _{MRA}	Q _{HUT}	Q _{VTC}	Q _{VTCModif.}
2	2 897,708	2 820,627	3 437,756	2 667,811
5	5 590,901	5 442,179	6 632,880	5 147,332
10	8 197,082	7 979,034	9 724,777	7 546,745
20	10 774,769	10 488,153	12 782,869	9 919,924
50	14 162,459	13 785,728	16 801,925	13 038,843
100	16 770,201	16 324,102	19 895,673	15 439,692
200	19 399,039	18 883,011	23 014,450	17 859,964
500	22 065,685	21 478,723	26 178,080	20 315,045
1 000	25 685,589	25 002,335	30 472,628	23 647,754
2 000	28 444,471	27 687,829	33 745,685	26 187,753
5 000	32 125,393	31 270,836	38 112,622	29 576,639
10 000	34 927,288	33 998,198	41 436,708	32 156,239

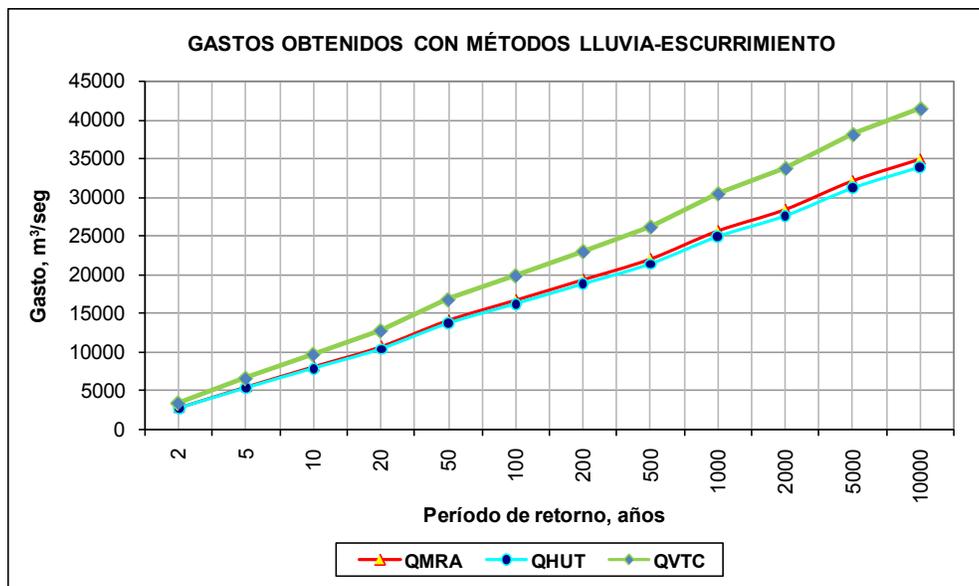


Figura 7. Resultados de los métodos lluvia-escorrimento

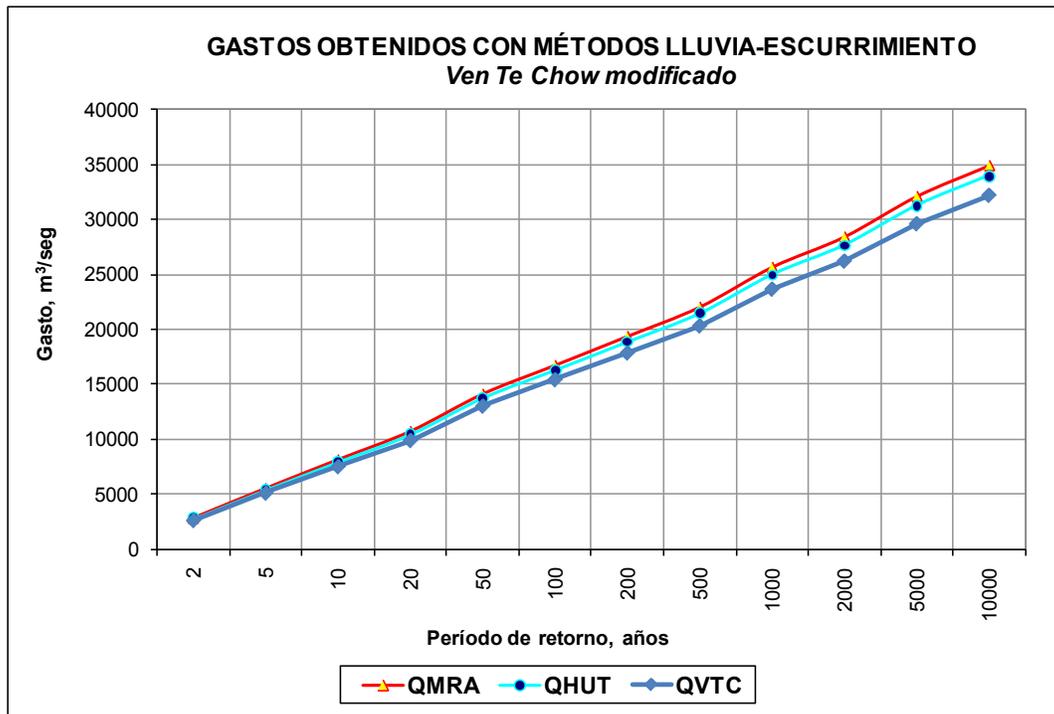


Figura 8. Resultados de los métodos Lluvia-Escurrecimiento con Ven Te Chow modificado

Tabla 8. Comparación de resultados obtenidos contra valores de diseño

Obra/Acción	Período de retorno Tr (años)	Gasto de Diseño documentado (m³/seg)	Gasto de diseño Método Lluvia - Escurrecimiento (Ven Te Chow) (m³/seg)	Porcentaje de diferencia gastos de diseño – gastos calculados con Ven Te Chow
Obra de excedencias	10 000 ^a	30 000	32 156,239	7,19 %
Obra de desvío	50 – 100 ^a	15 000 ^{b, c}	15 439,692 (Tr = 100 años)	2,93 %
NAMO	70 ^d	15 000 ^d	14 239,27 (promedio entre Tr de 50 y 100 años).	-5,07 %

^a Recomendado por CONAGUA (2010).
^b (ICA 1997) págs. 6 y 7.
^c Gasto máximo probable.
^d Punta de avenida regulada con nivel máximo normal (Revista de Obras Públicas 1997) pág. 120.

CONCLUSIONES

Se obtuvieron gastos de diseño para diferentes períodos de retorno en la cuenca de la presa Luis Donaldo Colosio “Huites”, ubicada sobre el río Fuerte. Se realizó el cálculo considerando la cuenca no aforada, a fin de verificar si la aplicación de relaciones lluvia – escorrentamiento arroja datos confiables. Se propuso una modificación al método de Ven Te Chow, método que fue elegido para realizar la comparación, de acuerdo con los resultados analizados.

Para la obra de excedencias, el gasto de diseño documentado para un período de retorno de 10 000 años (período recomendado por la Comisión Nacional del Agua para el caso de presas grandes) es de 30 000 m³/s, en tanto que el gasto calculado en el presente análisis con el método de Ven Te Chow fue de 32 156.239 m³/s; entre ambos valores se tiene una diferencia de 2 156 m³/s, equivalente a un porcentaje de diferencia de 7,19%.

Se observa que el gasto de diseño es menor que el calculado, lo que implica que la magnitud de la avenida calculada puede representar mayor seguridad. A partir de lo anterior, se recomienda realizar análisis complementarios (por ejemplo, una comparación con análisis probabilístico de gastos máximos anuales en 24 h), a fin de tener más elementos de juicio para validar el método de Ven Te Chow para períodos de retorno de 5 000 a 10 000 años.

En el caso de la obra de desvío, se tiene documentado un gasto de diseño de 15 000 m³/s para un período de retorno de 50 a 100 años; para este último período se calculó un gasto de 15 439,692 m³/s. El porcentaje de diferencia entre ambos gastos es de 2.93%, valor bastante aceptable con el cual se podría validar el método de Ven Te Chow para un período de retorno de 100 años.

Finalmente, para la operación con el nivel de aguas máximas ordinario (NAMO), se tiene documentado un gasto de diseño de 15 000 m³/s para un período de retorno de 70 años; si se promedian los gastos calculados con el método de Ven Te Chow para períodos de retorno de 50 y 100 años, el gasto resultante es de 14 239,27 m³/seg, con el cual se tendría un porcentaje de diferencia entre el gasto documentado y el gasto calculado de -5.07%, valor que se podría considerar como aceptable, permitiendo validar el método de Ven Te Chow para un período de retorno de 70 años.

En resumen, y tomando en cuenta los porcentajes de diferencia obtenidos para la obra de desvío y para la operación con el NAMO, se puede validar el método de Ven Te Chow para obras cuyo período de retorno sea de 70 a 100 años. La aplicación del método sería de gran utilidad en el caso de que no se contara con información hidrométrica, y se podrían tomar en cuenta los valores de las avenidas máximas calculadas para efectos de diseño y/o revisión de obras civiles en la zona de influencia del presente análisis.

REFERENCIAS

- Aparicio, F. J.** (1992). “Fundamentos de hidrología de superficie”, Ed. Limusa, México.
- CENAPRED** (1997). “Programa para ajuste de funciones de probabilidad univariada AX.EXE versión 1.0”. Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.
- CFE** (1995). “Presa y Central Hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio”, Comisión Federal de Electricidad (CFE). México.
- CONABIO** (2010). “Portal de Información Geográfica”. Comisión Nacional para el Conocimiento y el uso de la Biodiversidad. México. Extraído de: <http://www.conabio.gob.mx/informacion/metadatos/gis/estclimgw.xml> en 5 diciembre 2010.
- CNA** (2003). “Cuenca del río Fuerte”. Hidroconsultoría S.A. de C.V., Comisión Nacional del Agua, México.
- CONAGUA** (2007). “Características de presas”. Subdirección General de Programación, Subdirección General Técnica. Comisión Nacional del Agua. México, D.F.
- CONAGUA** (2010). “Estaciones climatológicas Sinaloa”. Departamento de Aguas Superficiales, Servicio Meteorológico Nacional. Comisión Nacional del Agua, México.
- ICA** (1997). “Central Hidroeléctrica Huites, Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales de Ciudad Obregón, Sonora, Ingeniería y Desarrollo”. Fundación ICA. México.
- INE** (2010). “Sistema de Consulta de las cuencas hidrográficas de México”. Instituto Nacional de Ecología. México, extraído de: <http://cuencas.ine.gob.mx/cuenca/> en 5 de diciembre 2010.
- Revista de Obras Públicas** (1997). “Presa y central hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio Murrieta Huites. México”. Revista de Obras Públicas No. 3363, México, extraído de: http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1997/1997_marzo_3363_36.pdf en 1 junio 2013.
- SARH** (1987). “Instructivo de Hidrología para determinar la Avenida Máxima Ordinaria”, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. México.
- SARH** (1992). “Presa Huites”. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. México, enero 1992.