

Caudal de crecida del Río Grande (Chone) del 4 de marzo de 2013

Washington Sandoval E., Eduardo Aguilera O.

Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE

Sangolquí,, Ecuador

wrsandoval@gmail.com

epaguilera@hotmail.com

Abstract

On March 4th 2013, during the construction period of the Rio Grande Dam, it happened an extraordinary flood that overflowed the cofferdam that caused its destruction. Because of its importance to review the design flows for the Chone Multiple Purpose Project, were investigated the characteristics of the overflow phenomenon as well as are evaluated the probability of occurrence of this and other river flows.

Keywords: Maximum flow, design flow, flood hydrograph.

I. ANTECEDENTES

El Gobierno Nacional del Ecuador, a través de la Secretaría Nacional del Agua –SENAGUA-, está construyendo el Proyecto de Propósito Múltiple “Chone”, cuyo principal elemento es la presa Río Grande, que acumulará agua para controlar inundaciones, agua potable y riego.

Pese a tener un área relativamente pequeña, 157,8 km² hasta el sitio de cierre en la cota 25 msnm, la cuenca del Río Grande presenta algunas características destacables. La altura máxima del parte aguas está en la cota 560 msnm, la longitud del cauce principal $L=21,8$ km y un Índice de Gravellius $G=1,28$.

Como parte de las obras del proyecto se contempló desviar el río por medio de una ataguía de materiales sueltos, con la corona ubicada en la cota 36,00 msnm, y un túnel, revestido con hormigón, de 267 m de longitud y 3 m de diámetro. A la fecha que ocurrió la crecida extraordinaria, la ataguía se encontraba terminada y el túnel en proceso de completar el revestimiento. Como era de suponerse, el desborde la ataguía causó serios daños en su estructura, pero, aun así, cumplió un importante papel porque evitó la seria inundación que pudo causar, sobre la ciudad de Chone, el tránsito de una crecida extraordinaria.

II. DESBORDAMIENTO

En la cuenca del Río Grande no se ha instalado ninguna estación meteorológica, en vista de lo cual se dispone solamente de información recabada de los habitantes del sector que atestiguaron que, en la madrugada del 4 de marzo de 2013, comenzó a llover en toda el área. De acuerdo con la descripción de una familia, que habita en un sitio cercano a la orilla, a unos 2 km aguas arriba de la cerrada, a las ocho de la mañana de ese día era muy notorio el incremento del nivel del río, hasta que a las diez de la mañana, alcanzó su máximo nivel.

Según el personal de ingeniería del proyecto, las aguas desbordaron la ataguía alrededor de las 10:00, con lo que se corrobora lo referido por los habitantes del sector, Fig. 1.



Fig. 1 Desbordamiento sobre la corona de la ataguía

A través de un levantamiento topográfico de precisión se verificó que la cota de la corona de la ataguía es la 36,14 msnm. Según lo han descrito los testigos presenciales, la lámina de agua, que se formó sobre la corona durante el derrame, tuvo una altura de 30 a 40 cm. De acuerdo con la teoría hidráulica, el derrame sobre la corona funciona como un vertedero de cresta ancha; en cuyo caso el tirante es igual

a la profundidad crítica que equivale, aproximadamente, a 2/3 de la carga de agua del vertedero. Bajo esta consideración, en el embalse sobre la cota de la corona, debió establecerse una carga H de 0,45 m ($3 \cdot 0,3/2$); en consecuencia, se puede afirmar, con un buen grado de certeza, que el embalse llegó hasta la cota 36,59 msnm.

Como medidas adicionales de seguridad para una condición de avenida extrema, considerando que en el 2013 se había anunciado la posibilidad de que se presente un Fenómeno El Niño, en el cuerpo de la ataguía se construyó una alcantarilla metálica de 3,0 m de diámetro, con la entrada ubicada en la cota 26,59, y un aliviadero de emergencia, de 20 m de largo en la cota 32, que no fueron suficientes para evitar el desborde.

De acuerdo con la curva Característica del Embalse, elaborada con posterioridad al evento, sobre una base cartográfica 1:10.000, el volumen almacenado hasta la cota 36,59 es 7,67 hm³. A partir de esta información se evaluó la escorrentía en el Río Grande durante el evento extraordinario en la forma que se describe a continuación:

Caudal descargado por la alcantarilla \varnothing 3m 32,6 m³/s

Caudal descargado por el aliviadero temporal ($L = 20$ m, $H=2,59$ m) 110,7 m³/s

Caudal rebosado por la ataguía ($L = 164 - 20 = 144$ m) 57,3 m³/s

Caudal que transitó por el túnel de desvío (\varnothing 3 y $C_q = 0,28$) 23,2 m³/s

Total de caudales descargados $Q = 223,8$ m³/s

A partir de una curva Cota-Caudal, generada con datos de aforos de hasta 46 m³/s, Fig. 2, resulta que, a la cota 28,6 msnm le corresponde un caudal de 210,9 m³/s. La diferencia de 12,9 m³/s, se la puede atribuir a los efectos de acumulación del flujo entre el sitio de la cerrada y la sección de control (Campamento), ubicada 500 m aguas abajo.

A. Hidrograma de Crecida

Para el cálculo de los caudales máximos de crecida se consideró un hidrograma triangular, como el que se presenta en la Fig. 3, en el que se tomó como válido el caudal de 210,9 m³/s.

Tiempo base del hidrograma de descarga 6,0 h

Volumen de descarga 2,28 hm³

Volumen laminado a la cota 36,59 5,32 hm³

Volumen de crecida (V_t) 7,60 hm³

Caudal de crecida 703,1 m³/s

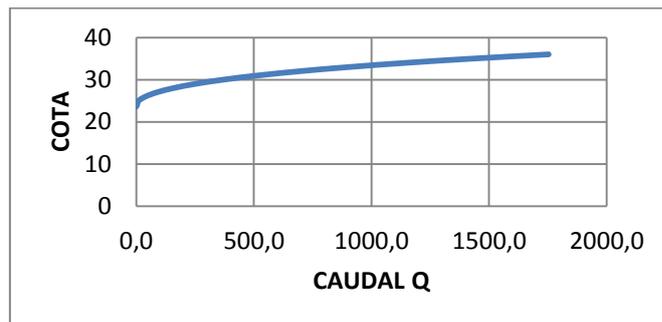


Fig. 2 Curva cota vs caudal proyectada

Tal como se ha mencionado, se dispone solo de la información proporcionada por los habitantes de la zona, que indican que el tiempo de precipitación osciló entre 5 y 6 horas, a partir de lo cual se puede asumir, con un buen grado de certeza, que el caudal que se generó el 4 de marzo del 2013 fue 703,1 m³/s.

HIDROGRAMA DE CRECIDA

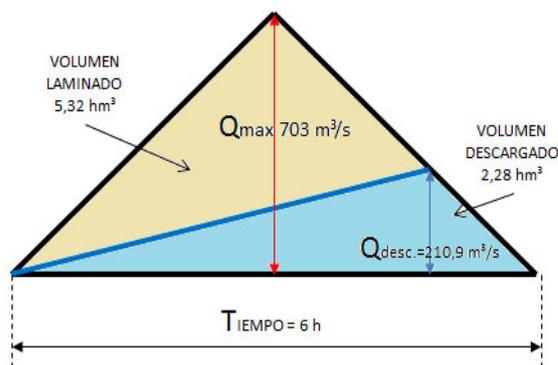


Fig. 3 Hidrograma de crecida

De acuerdo con la práctica de la ingeniería, el caudal de diseño de las obras de desvío para la construcción de una presa, es el que corresponde a un período de retorno de 50 años que, en el caso del diseño de la Presa Río Grande, se lo fijó en 45 m³/s.

Ante un incremento tan significativo, como el que se observa al comparar los datos del diseño de la presa y el que se presentó el 4 de marzo de 2013, durante el período de construcción, surge la necesidad de evaluar el período de retorno de esta crecida extraordinaria, como un elemento útil para verificar los caudales de diseño y su relación con la seguridad de esta importante obra.

III. EVALUACIÓN HIDROLÓGICA

A. Métodos empíricos.

En la literatura se encuentran algunas fórmulas, desarrolladas por varios autores para cuencas particulares, que se procura aplicarlas en otras, en las que no se dispone de información hidrológica. A continuación se presentan algunas de ellas, citadas por Pérez y Rodríguez [12] con su aplicación al presente caso de estudio:

$$\text{Morgan, } Q_{Tr} = (4 + \lg T_r) \sqrt{A} = 87,93 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Bransky-Williams, } Q = 79,418A^{0,52} = 1103,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{A -s/n, } Q = 150\sqrt{A} = 1884,3 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{B -s/n, } Q = 200A^{0,4} = 1514,5 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{Ryves, } Q = 10,106A^{0,67} = 300,1 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{Scimemi, } Q = \left(\frac{600}{A+10} + 1\right) A = 722,0 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{Grandotti, } Q = \left(2,35 \frac{500}{A+125} + 0,5\right) A = 734,5 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{Forti, } Q = \left(\frac{600}{A+10} + 1\right) A = 722,0 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\text{Kuchiling, } Q = \left(\frac{3596,24}{A+958,296} + 0,081\right) A = 521,4 = \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Entre éstas también se incluye la ecuación desarrollada en el ex INERHI, citada por Krochin [9], en la que K depende del período de retorno (para $T_r=1000$ años, $K=1$).

$$Q_{Tr} = 25K \frac{A}{\sqrt{A+57}} = 269,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

El número de ecuaciones es bastante amplio pero, como se observa, arrojan resultados un tanto variados, que incrementan la incertidumbre respecto a la definición de los caudales de diseño del proyecto.

B. Métodos semiempíricos.

Son modelos que se apoyan en observaciones prácticas como, por ejemplo, las huellas dejadas por las grandes

crecidas históricas, o la información recabada de los habitantes de una determinada área.

Según el testimonio de los habitantes del sector “La Caída”, en el invierno de 1987 la crecida del Río Grande llegó a la cota 32 msnm que, a partir de estimaciones realizadas por los autores corresponde a un caudal $Q=695,1 \text{ m}^3/\text{s}$. Con base en un análisis expost de la crecida del 4 de marzo de 2013, realizado en la sección de cierre de la presa, los mismos evaluaron un caudal de crecida $Q=703 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para zonas en las que aguas abajo existen construcciones y cultivos, como es el caso en análisis, la SEGARPA [8] (Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación de México) recomienda considerar que los caudales históricos representan el 50% del caudal máximo, a partir de lo cual se tendría que:

$$Q_M=1390,2 \text{ m}^3/\text{s} \text{ para la cota 32 en “La Caída”}; \text{ y}$$

$$Q_M=1406 \text{ m}^3/\text{s} \text{ para la crecida del 4 de marzo.}$$

Ambos valores presentan un buen grado de similitud, al tratarse de una evaluación preliminar como la que se ha realizado.

Ante la falta de información específica, los datos provenientes de cuencas cercanas constituyen un buen referente para la estimación de caudales. Para el presente caso se dispone de un informe, elaborado por Moncayo [10], que determina el caudal máximo del Río Jama $Q_{\max}=3847 \text{ m}^3/\text{s}$, con un área de la cuenca $A=1094 \text{ km}^2$. A partir de este dato se estableció el valor de la constante de la Envolvente de Creaguer en $C=66,52$ con lo que, el caudal máximo de la cuenca del Río Grande sería:

$$Q = C \left(\frac{A}{2,59}\right)^{0,936/A^{0,048}} = 1359 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir de los datos hidrológicos preliminares para el aprovechamiento hidráulico de la cuenca del Río Jama, elaborados por INASSA [7] para la cuenca del Río Yescas, afluente del Jama que colinda con la del Río Grande y tiene

TABLA I

CAUDALES PARA LAS CUENCAS DE LOS RÍOS YESCAS (JAMA) Y GRANDE

T. Retorno (años)	5	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
Caudal Río Jama	246,5	355,6	513,4	595,4	730,0	986,7	1231,3	1558,4	1703,3
Caudal Río Grande	207,0	298,6	431,2	500,0	613,1	828,6	1034,1	1308,8	1430,4

un área $A=187,9 \text{ km}^2$, se conocen los caudales que aparecen en la Tabla I, con los que se ha inferido los del Río Grande, a través de una simple relación de áreas.

Se destaca que el caudal máximo para un período de retorno de 10.000 años es $Q_M=1430,4 \text{ m}^3/\text{s}$, bastante similar a los valores evaluados con los otros métodos antes descritos.

Otra de las fórmulas muy utilizada es la del Método Racional, que se fundamenta en la ecuación,

$$Q = kCIA$$

En la que k depende de las unidades que se utilice para la Intensidad I y para el área A; y C es el coeficiente de escorrentía, que depende de varios factores tales como; el tipo de suelo, la pendiente de escurrimiento, el tiempo de concentración y otros.

La intensidad de la lluvia guarda relación con las precipitaciones en la cuenca, sobre las cuales existen datos elaborados por el INAMHI, incluidos en el “Estudio Hidrológico de Inundaciones en la Cuenca Alta del Río Chone”, de Gutiérrez, Góngora y Melo [5], que es bastante completo y actualizado porque cubre un periodo de 42 años (1964-2005), en el que se incluyen varios fenómenos El Niño, Tabla II.

TABLA II

PRECIPITACIONES MEDIAS ANUALES*

METODO	UNIDADES (mm)
Media Aritmética	1689,5
Thiessen	1297,1
1/Distancia ²	1310,4
Kriging	1308,9

*fuente: Gutiérrez, Góngora, Melo [5]

Considerando que, para convertir los datos de precipitaciones en intensidades de lluvia se requiere disponer de registros pluviográficos, no disponibles en la cuenca del Río Grande, es indispensable recurrir a métodos empíricos orientados a suplir esta falta de información.

La ecuación de Gorchachov [4], permite evaluar la intensidad instantánea I_i , que corresponde a la intensidad de la lluvia en la unidad de tiempo.

$$I_i = 0,046 * \sqrt[3]{H^2 T}$$

Donde, H es la columna de precipitaciones media anual, en mm (en el presente caso $H=1309 \text{ mm}$), y T el tiempo de recurrencia, en años.

Para determinar las intensidades es preciso conocer el tiempo de concentración en la cuenca, para lo cual se puede utilizar diferentes fórmulas:

Kirpich, $t_c = 0,006635 \frac{L^{0,77}}{J^{0,385}} = 2,97 \text{ horas}$

Ven T. Chow, $t_c = 0,2734 \left(\frac{L}{J}\right)^{0,64} = 6,34 \text{ horas}$

Giandotti, $t_c = \frac{4\sqrt{A}+1,5L}{0,8\sqrt{H}} = 4,48 \text{ horas}$

Temez, $t_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{0,25}}\right)^{0,76} = 6,31 \text{ horas}$

En vista de la apreciable divergencia que presentan los valores obtenidos con las ecuaciones, para evaluar el tiempo de concentración, se decidió, como alternativa, emplear el método de la velocidad del flujo. A partir de aforos realizados en la zona del proyecto se ha determinado que $v = 1,3 \text{ m/s}$.

Se puede asumir que en las secciones aguas arriba la velocidad debe ser ligeramente mayor, por lo que se ha tomado $v = 1,4 \text{ m/s}$ (para zonas montañosas se recomienda tomar valores mayores al propuesto). Basándose en Goroshkov [4], el tiempo de concentración, en minutos, es:

TABLA III

INTENSIDADES PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO

T. Retorno (a)	5	10	25	50	100	500	1000	5000	10000
I. instantánea	9.4	11.9	16.1	20.3	25.5	43.7	55.0	94.0	118.5
I. en mm/min	0.58	0.74	1.00	1.26	1.58	2.71	3.41	5.83	7.35
I. en mm/h	4.52	5.70	7.73	9.74	12.27	20.98	26.43	45.20	56.94
P. en 24 horas*	138.7	155.7	186.1	207.5	229.8	278.6	299.9	349.5	370.9

*fuente: Gutiérrez, Góngora, Melo (2008)

$$t_c = 16,67 * \frac{L}{v} = 259,6 \text{ min} = 4,33 \text{ horas}$$

Este es un valor cercano al obtenido con la ecuación de Giandotti, por lo que se considera razonable tomar como tiempo de concentración, 260 min o 4,33 horas, con el que se han elaborado los datos de intensidades instantáneas, en minutos y horas, que se presentan en la tabla III.

La variación en cuanto a la aplicación de la Fórmula Racional consiste en la determinación del coeficiente de escorrentía, que se presenta a continuación, de acuerdo a diferentes autores:

1) *Fórmula de Nadal* [6]

$$C = 0,25K_1K_2K_3 = 0,61$$

$$K_1 = 3,7 * A^{-0,152}$$

$$K_2 = 0,71 * \ln(P) - 3,51$$

$K_3 = 0,5$ a $0,7$ -Cuenca llana y permeable; $K_3=0,5$ a $1,2$ -Cuenca Ondulada y; $K_3=1,2$ a $1,5$ -Cuenca montañosa e impermeable.

2) *Fórmula de Raws* [6]. Se lo determina de acuerdo con la tabla IV.

Con base en una estimación visual de la cuenca del Río Grande, se estima que está cubierta por 75% de pasto, 15% de cultivos y frutales y 10% de bosque, a partir de lo cual $C=0,444$.

3) *Fórmula s/n* [2]. Se lo determina de acuerdo con las condiciones de la cuenca, establecidas en la tabla V, y la fórmula:

$$C = k_1 + k_2 + k_3 + k_4 = 0,62$$

4) *Fórmula de Kestlin-Nikolay* [4]. Se lo determina por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = 16\alpha_1\alpha_2\beta IA$$

Donde α_1 – es un coeficiente de flujo, igual a 0,5 para para suelos y 0,57 para rocas; α_2 –coeficiente de no uniformidad de llegada del flujo, para $L \leq 4$ km $\alpha_2=1$ y para $L > 4$ km $\alpha_2=5,9 * L^{-1,3} = 0,107$; $\beta = 2,13 + 0,2 \ln(J) = 1,38$ es un coeficiente que considera la pendiente del cauce.

5) *Fórmula de Sokolovsky* [4]:

$$Q = 0,278 \frac{CIA}{t_c} f$$

Donde: C –coeficiente de escorrentía, que para zonas montañosas varía entre 0,4 y 0,6.

$t_c = 4,33$ horas - tiempo de concentración

$$f = 12 / (4 + 3\gamma) = 1,714; \gamma = t_d / t_c = 1$$

t_d – tiempo de descenso del hidrograma

6) *Fórmula modificada de Verni-King* [11]:

$$Q = C(T) * 0,00618 * P_{24}^{1,24} A^{0,88}$$

Donde, P_{24} – es la precipitación máxima diaria, en mm; $C(T)$ – coeficiente de escorrentía, que depende de la zona y del período de retorno.

Un coeficiente similar es el que utilizaba el ex INERHI en las fórmulas para la determinación de caudales, Krochin [9], que se las podría actualizar tomando $C(T) = 0,3 * T^{0,19}$.

7) *Fórmula de Témez* [3]:

$$Q = 0,03 * F_s P_{24} A^{0,75} \log(T)$$

En la que P_{24} – es la precipitación máxima diaria en mm

F_s – el factor de reducción por simultaneidad de la lluvia,

$$F_s = 1 - \frac{\log A}{15} = 0,853$$

TABLA IV

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA, SEGÚN RAWS

TIPO	RELIEVE	C
BOSQUE	Ondulado	0,18
	Quebrado	0,21
PASTO	Ondulado	0,36
	Quebrado	0,42
CULTIVOS	Ondulado	0,60
	Quebrado	0,72

TABLA V

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

PENDIENTE	k1	PERMEAB.	k2
> 0,3	0,4	Roca	0,2
de 0,1 a 0,3	0,3	Arcilla	0,15
de 0,05 a 0,1	0,2	Limos	0,1
Áreas planas	0,05	Arenas	0,05
COBERTURA VEGETAL	k3	CAPACIDAD DE ALMACEN.	k4
Nada	0,2	Nada	0,2
Poca	0,15	Poca	0,15
Media	0,1	Media	0,1
Mucha	0,05	Mucha	0,05

TABLA VI
CAUDALES MÁXIMOS CON LAS DIFERENTES FÓRMULAS

T. Retorno (años)	5	10	25	50	100	500	1.000	5.000	10.000
NADAL	121,0	152,4	206,9	260,6	328,3	561,4	707,3	1209,5	1523,8
RAWS	88,1	110,9	150,6	189,7	239,0	408,6	514,8	880,3	1109,1
S/N	123,0	154,9	210,2	264,9	333,7	570,6	718,9	1229,3	1548,8
KESTLIN-NIKOLAY	108,8	137,1	186,0	234,4	295,3	504,9	636,1	1087,7	1370,3
SOKOLOVSKY	98,0	123,5	167,6	211,1	266,0	454,9	573,1	979,9	1234,6
VERNI-KING	97,7	128,6	190,9	249,3	322,8	556,4	695,4	1141,5	1401,8
TÉMEZ	110,5	177,4	296,4	401,7	523,6	856,7	1025,1	1472,9	1690,3
VEL. DE CRECIDA	117,6	148,2	201,1	253,4	319,2	545,9	687,7	1176,0	1481,6
PROMEDIO	108,1	141,6	201,2	258,1	328,5	557,4	694,8	1147,1	1420,0

8) Método de la velocidad de crecida [4]

$$Q = 16,67 * \alpha_2 I_i A / t_c^{0,56}$$

Donde, I_i – Intensidad instantánea, $\alpha_2 = 5,9 * L^{-1,3} = 0,107$ (el mismo de la fórmula de Kestlin-Nikolay)

Los resultados obtenidos mediante la aplicación de las diferentes fórmulas, se los resume en la tabla VI.

C. Método estadístico.

En el informe de “Actualización de los estudios definitivos del Proyecto de Propósito Múltiple Chone”, Tomo III, Vol. ½, 2008 aparece una serie de datos de caudales aforados entre los años 1971 a 1984, que se los resume en la tabla VII, excepto el que consta en la fila 1, que corresponde a un caudal asumido, a partir que el nivel llegó a la cota 32 en el sitio “La Caída”, en 1998.

A pesar que se trata de una serie corta, se la puede procesar para obtener el Coeficiente de Variación C_v , utilizable para establecer un Coeficiente de Simetría C_s , según como aparece en la tabla VII.

Mediante la Distribución de Pearson III, se elaboró la curva de caudales que aparece en la Fig. 4, cuya ecuación aproximada es,

$$Q_{max} = 750,5 - 161,5 \ln(p)$$

Los resultados aparecen en la tabla VIII.

TABLA VII
PROCESAMIENTO DE LOS CAUDALES DEL RÍO GRANDE

Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Caudales, m^3/s	695	375	265	202	168	150	140	126	118	117	89	84	83	79	72	35
Caudal Medio	165	***	C_v	0,99	$C_s = 2 * C_v = 1,97 = 2$											

TABLA VIII
CAUDALES PROBABILÍSTICOS MÁXIMOS DEL RÍO GRANDE

T. Retorno (años)	5	10	25	50	100	500	1.000	5.000	10.000
p	20	10	4	2	1	0,2	0,1	0,02	0,01
Caudal Q_{max} (m^3/s)	266,7	378,6	526,6	638,6	750,5	1010,4	1122,4	1382,3	1494,2

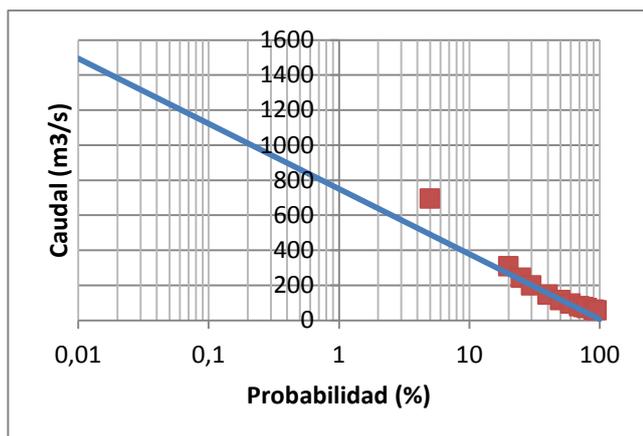


Fig. 4 Distribución probabilista de los Caudales Máximos del Río Grande

Como elemento de comparación, en la tabla IX se presentan los caudales determinados en los estudios de diseño del proyecto Chone, realizados por INTECSA [1].

Tal como se observa en las tablas VIII y IX, existe una notable diferencia entre los caudales de diseño, correspondientes a cada período de retorno, evaluados en el presente trabajo y en los estudios de diseño del proyecto.

A partir del análisis se determinó que el período de retorno de un caudal $Q = 703,1 \text{ m}^3/\text{s}$, como el que se presentó el 4 de marzo del 2013, es de 75 años.

TABLA IX
CAUDALES DE DISEÑO DE INTECSA

T. Retorno (años)	50	100	500	1.000
Caudal Q (m^3/s)	415	505	655	750

VI. CONCLUSIONES

Con base en la aplicación de los diferentes métodos conocidos para la estimación de caudales, se llegó a evaluar la crecida extraordinaria del 4 de marzo de 2013, cuyo caudal contrasta con los obtenidos a partir del análisis estadístico, siempre afectado por la escasa información hidro-meteorológica disponible en la cuenca del Río Grande y, de manera general, en todas las cuencas del Ecuador, a pesar de su importancia fundamental para la planeación y aprovechamiento de los recursos hídricos.

El caudal $Q = 702 \text{ m}^3/\text{s}$, que se vertió sobre la ataguía de la Presa Río Grande, en plena etapa de construcción, corresponde a un período de retorno de 75 años y, por lo

tanto, fue bastante más alto que el que se había previsto a partir de las evaluaciones hidrológicas utilizadas para el diseño de las obras de desvío. En tal circunstancia, era inevitable la afectación de la estructura de la ataguía.

Varios eventos observados en años recientes confirman que, en la cuenca del Río Grande, las grandes avenidas no están necesariamente relacionadas con la presencia de un Fenómeno El Niño y, por lo tanto, refuerzan la necesidad de una actualización de los caudales de diseño del proyecto de Propósito Múltiple “Chone”.

REFERENCIAS

- [1] ACOLIT Cía. Ltda. *Actualización de los estudios definitivos del Proyecto de Propósito Múltiple Chone*. Estudio Hidrológico. Portoviejo, Manabí. Tomo III, Volumen 1/2, 2008.
- [2] ENACON S.A. *Estudio de crecida en bocatoma del Río Truful*. Santiago de Chile, Chile, 2012.
- [3] Garrido, M. *Cálculo hidrológico de procesos de lluvia-escorrentía mediante un modelo de aguas someras 2D*. Proyecto Técnico. La Coruña, España. Universidade da Coruña, 2008.
- [4] Goroshkov, I. *Cálculos hidrológicos*. San Petersburgo, Rusia. Edit. Hidrometeorológica, 1979.
- [5] Gutiérrez, C. Góngora, E. y Melo, P. *Estudio Hidrológico de Inundaciones en la Cuenca Alta del Río Chone (Garrapata, Mosquito y Grande)*. Estudios e Investigaciones Hidrológicas Superficiales INAMHI, CLIRSEN y FAO. Quito, Ecuador. INAMHI, 2008.
- [6] Ibañez, S. Moreno, H. y Gisbert, J. *Métodos para la determinación del coeficiente de escorrentía (C)*. Valencia, España. Universidad de Valencia.
- [7] INASSA, *Informe Ejecutivo del Proyecto Multipropósito Jama*. Portoviejo, Manabí, 2013
- [8] Martínez, M. Fernández, D. y Salas, R. *Hidrología Aplicada a las Pequeñas Obras Hidráulicas*. SEGARPA, Montecillo, México, 2012.
- [9] Krochin, S. *Diseño Hidráulico*. Quito, Ecuador, Escuela Politécnica Nacional, 3ª Ed. 1986.
- [10] Moncayo, G. *Hidrología y Recursos Hidráulicos del Proyecto de propósito Múltiple jama*. Centro de Rehabilitación de Manabí. Portoviejo, Ecuador. Tomo I, 1979.
- [11] MOP, *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información pluviométrica*. Dirección General de Aguas. Santiago de Chile, Chile. S.E.B. N° 4, 1995.
- [12] Pérez, G. Rodríguez A. *Hidrología Superficial*. México. Ebook, 2009.