

Determinación de los caudales máximos ocurridos en el río Piura durante el fenómeno El Niño 2017

Dr. Ing. Jorge Reyes Salazar¹; Ing. Diana del Rosario Terrones Carrillo²

¹Docente Universidad de Piura, e-mail: jorge.reyes@udep.edu.pe

²Ingeniera Civil por la Universidad de Piura, e-mail: dterronesc@gmail.com

Abstract— En el verano austral del año 2017 se presentó el fenómeno El Niño costero en el Perú. Este tipo de eventos es recurrente en esta región y debido a su intensidad, se produjeron inundaciones en la ciudad de Piura y en el valle del Bajo Piura, por el desborde del río del mismo nombre. Escenarios como ese ponen en riesgo las estructuras dentro del cauce. Para prevenir y dar un sistema de alerta que permita evacuar oportunamente las zonas en riesgo, es necesario conocer los caudales que se presentan en el río. Sin embargo, se tienen dudas razonables de la confiabilidad de los aforos en la presa Los Ejidos, ubicada aguas arriba de la ciudad. Esto debido a que el sistema de alerta temprana de la cuenca pronosticó para el 26 de marzo de 2017 caudales máximos de 2900 m³/s, sobre la base de datos de precipitaciones y caudales aguas arriba de Los Ejidos, y finalmente el caudal medido en la presa fue de 3468 m³/s. En ese momento se estableció la incertidumbre de que si el modelo de pronóstico estaba descalibrado o si las mediciones en la Presa tenían errores de cálculo. Este artículo presenta el cálculo de los caudales en la presa Los Ejidos en base a la recolección de datos registrados en la presa por parte del operador, Proyecto Especial Chira Piura (PECHP), durante el período comprendido de enero a mayo de 2017, siguiendo rigurosamente la bibliografía existente, así como los manuales de operación.

De los resultados obtenidos, se verifica que la estructura trabaja alternadamente bajo régimen sumergido y no sumergido, además que el mayor aporte del caudal proviene del vertedero libre, seguido del aliviadero de compuertas y el canal de limpia. Por otro lado, el caudal obtenido a partir de los niveles registrados durante el Fenómeno El Niño 2016-2017 difiere en un 16% del valor máximo reportado.

Keywords—Caudal, aliviadero, compuerta, El Niño.

I. INTRODUCCIÓN

El Niño Costero extraordinario 2017 afectó la costa peruana, principalmente la región Piura, con el desborde del río [1] [2]. Desde el 2002 se contaba con un sistema de alerta temprana (SAT), conformado por una red de estaciones hidrometeorológicas y un modelo de pronóstico, NAXOS. El SAT ha ido perdiendo operatividad y el NAXOS ha quedado descalibrado.

Por otro lado, en la presa Los Ejidos, ubicada aguas arriba de la ciudad de Piura, se presentan flujos alternantes de sumergencia o no en los vertederos, lo cual complica los cálculos. Por lo expuesto anteriormente se han definido los objetivos del presente artículo:

- Determinar el caudal que se presenta en avenidas en el tramo urbano del río Piura.

- Establecer una metodología de cálculo de los caudales, tanto para situaciones de flujo sumergido como no sumergido en la presa Los Ejidos.

- Proponer mejoras a la estructura para que funcione adecuadamente para caudales de avenida mayores a los registrados en 2017.



Fig. 1 Presa Los Ejidos vista en Google Earth.

II. CÁLCULO DE CAUDALES

En este capítulo describiremos el proceso a partir del cual se realizó el cálculo de los caudales que originaron las máximas avenidas en el Fenómeno El Niño 2017 para cada estructura que conforma la presa Los Ejidos, se analizarán las variantes que analizó [3], tomando en cuenta las condiciones hidrológicas actuales.

Para reducir la muestra y con fines más didácticos, analizaremos las cotas máximas del embalse diarias desde el 26 de enero al 31 de mayo del 2017, considerando que la avenida máxima del período se dio el 27 de marzo.

En ese sentido, primero se verificará la sumergencia en cada estructura (aliviadero de compuertas, canal de limpia, vertedero libre) con la finalidad de determinar si los caudales a calcular serán influenciados por alguna condición aguas arriba.

A. Verificación de sumergencia

Los resultados de los cálculos realizados en este acápite sirven de base para la elección de las expresiones matemáticas que se emplean en el cálculo de los caudales.

Digital Object Identifier: (only for full papers, inserted by LACCEI).
ISSN, ISBN: (to be inserted by LACCEI).

Vertedero libre

Para la verificación de esta estructura, se procedió a usar el estudio de los tirantes críticos de acuerdo con la ecuación del impulso [3] tal como se muestra a continuación:

$$\left(\frac{h_u}{h} + \frac{2}{3}n\right)^3 - \frac{4}{9}\left\{\left[2\frac{b}{b_u} + (1+n)^2\right] * \left[\frac{h_u}{h} + \frac{2}{3}n\right]\right\} + \left(\frac{16}{27} * \frac{b^2}{b_u^2}\right) = 0 \quad (1)$$

Donde:

h_u : cota aguas abajo.

b/b_u : relación entre el ancho del vertedero y el cauce del río aguas abajo del vertedero que, según los estudios realizados, tiene el valor de 0.5.

h : cota aguas arriba.

n : relación entre la altura del vertedero w y la altura crítica definida por $h_{crít} = 2h/3$

Cabe resaltar que todas las variables de la fórmula expresada anteriormente son datos que se obtienen de las mediciones diarias de niveles de agua, teniendo en cuenta los niveles de cada una de las estructuras.

Para fines prácticos, solo se ha seleccionado el nivel de agua del embalse y estructuras correspondientes a la máxima avenida del 27 de marzo del 2017, asumiendo que el comportamiento es similar en los días restantes.

Según los registros la cota máxima del embalse es 34.40 m.s.n.m., la cota del fondo del vertedero es 22.00 m.s.n.m. y la cota de la corona del vertedero es 30.70 m.s.n.m. Para realizar los cálculos se tomará el más bajo que pertenezca al período de análisis, que es 30.49 m.s.n.m.

Por otro lado, de acuerdo con los datos de las avenidas máximas del 2017, se tiene:

Cota máxima embalse:	34.40 m.s.n.m.
Cota aguas abajo:	32.45 m.s.n.m.
Cota corona del vertedero:	30.49 m.s.n.m.
Cota fondo del vertedero:	22.00 m.s.n.m.
Apertura de compuertas:	$a = 4.20$ m

Se calcularon los valores de carga hidráulica para poder reemplazarlos en (1), entre los cuales está h , aguas arriba; h_u , aguas abajo y w , que es la altura del vertedero y es necesaria para calcular n . Entonces, a partir de los datos mencionados previamente:

$$\begin{aligned} h &= 34.40 - 30.49 = 3.91 \text{ m} \\ h_u &= 32.45 - 30.49 = 1.96 \text{ m} \\ h_{crít} &= 2/3(3.91) = 2.61 \text{ m} \\ w &= 30.49 - 22.00 = 8.49 \text{ m} \\ n &= w/h_{crít} = 3.34 \end{aligned}$$

Reemplazando los valores anteriores en (1), obtenemos el valor de -3.48 . De la verificación a partir de la ecuación del

impulso, si el valor obtenido es mayor a 0, se trata de flujo sumergido de lo contrario, flujo no sumergido. Por lo tanto, el caso de vertedero libre es de flujo no sumergido.

Aliviadero de compuertas y canal de limpieza

En este caso, para las dos estructuras mencionadas, usaremos el estudio de los tirantes críticos de acuerdo con la fórmula a continuación [3].

$$\frac{h_u}{a} = \frac{C_c}{2} * \left\{ \sqrt{1 + \left[16 * \left(\frac{h^2}{a^2}\right)\right] \div \left[C_c * \left(C_c + \frac{h}{a}\right)\right]} - 1 \right\} \quad (2)$$

Donde todas las alturas están en metros (m) y:

h_u : distancia aguas abajo (calculada a partir de la diferencia entre el nivel del agua y la cota de la estructura, aguas abajo).

a : abertura de compuerta (obtenida de los reportes diarios de operación de la presa).

C_c : coeficiente de contracción.

h : distancia aguas arriba (diferencia entre el nivel de agua y la cota de la estructura, aguas arriba, corona del vertedero).

De acuerdo con los datos obtenidos por el PECHP, la cota máxima del embalse es de 34.40 m.s.n.m., la cota aguas abajo, 32.45 m.s.n.m., la cota corona del vertedero, 27.00 m.s.n.m. y la abertura de las compuertas $a = 4.20$ m.

En primer lugar, se calcularon los coeficientes. Para el caso del aliviadero de compuertas se utilizó la gráfica de la Fig. 2 para hallar el coeficiente de contracción C_c . Para ello se calcula la relación s/y ó a/h , donde h es la cota del embalse.

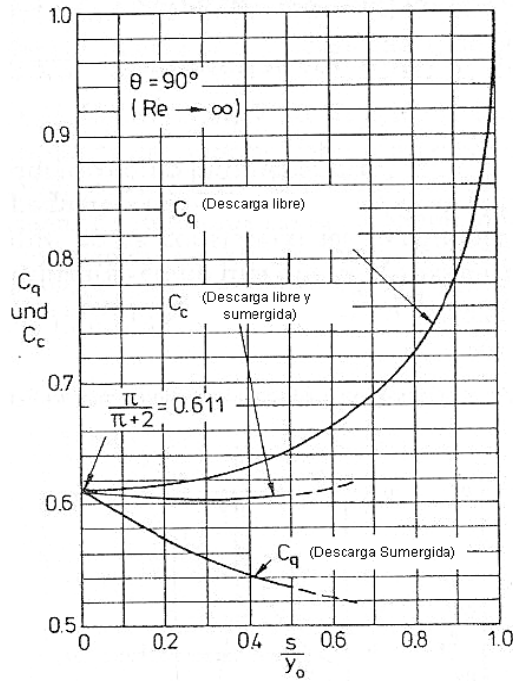


Fig. 2 Coeficientes de descarga y contracción para flujo a través de compuertas [5].

Se tiene:

$$a = 4.20m$$

$$h = 34.40 - 27 = 7.40 m$$

$$a/h = 4.20 / 7.40 = 0.57$$

Para el valor de 0.57, C_c es aproximadamente 0.61, valor que cumple con la ecuación y la gráfica. Los datos tomados del 27/03/17 son los siguientes:

$$h = 34.40 - 27 = 7.40 (a)$$

$$hu = 32.45 - 27 = 5.45 (b)$$

$$C_c = 0.61 (c)$$

Según la verificación de los tirantes críticos, si el valor de h_u existente, calculado a partir de los datos correspondientes al 27/03/17, es menor que el valor de h_u límite calculado a partir de (2). se trata de flujo no sumergido, caso contrario, nos encontraríamos ante la presencia de flujo sumergido.

$$\frac{h_u}{a} \text{ existente} = \frac{(b)}{4.20} = \frac{5.45}{4.20} = 1.30$$

Reemplazando (a) y (c) en (2) para calcular el valor límite:

$$\frac{h_u}{a} \text{ límite} = 1.51$$

$$\frac{h_u}{a} \text{ existente} < \frac{h_u}{a} \text{ límite}$$

Por lo tanto, se trata de flujo no sumergido.

Para el caso del canal de limpia, el valor del coeficiente de contracción C_c usualmente se encuentra entre 0.50 y 1. En esta situación particular, dado que el flujo atraviesa la estructura libremente y por la geometría de esta, el valor para el cálculo es de 0.50 [4]. Los datos, son los siguientes:

Cota máxima embalse:	34.40 m.s.n.m.
Cota aguas abajo:	32.45 m.s.n.m.
Cota corona canal de limpia:	25.00 m.s.n.m.
Abertura de compuertas:	$a = 4.20 m$

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, obtenemos:

$$h = 34.40 - 25 = 9.40 (d)$$

$$hu = 32.45 - 25 = 7.45 (e)$$

$$C_c = 0.50 (f)$$

Reemplazando los datos en (2) para calcular el valor límite:

$$\frac{h_u}{a} \text{ existente} = \frac{(e)}{4.20} = \frac{7.45}{4.20} = 1.77$$

Siguiendo el mismo orden de ideas a partir del cual se verificó la sumergencia del aliviadero de compuertas, se reemplaza (d) y (f) en (2):

$$\frac{h_u}{a} \text{ límite} = 1.68$$

$$\frac{h_u}{a} \text{ existente} > \frac{h_u}{a} \text{ límite}$$

Por lo tanto, se trata de flujo sumergido.

B. Cálculo de caudales

El caudal total será la sumatoria de los caudales obtenidos en estructura, en este caso, la suma de los caudales correspondientes al vertedero libre, canal de limpia y aliviadero de compuertas.

Vertedero libre

De la Ecuación de Poleni tenemos:

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * b_{ef} * h^{3/2} * \sqrt{2g} \quad (3)$$

Donde:

C_d : coeficiente de descarga, para este caso se usará el valor de 0.66 determinado a partir de los resultados de los ensayos realizados en el modelo hidráulico de la presa Los Ejidos [3]

b_{ef} : ancho hidráulicamente efectivo del vertedero.

h : distancia aguas arriba.

g : gravedad.

Debido a que el ancho real se ve afectado por las condiciones de flujo variables, se supone que el ancho efectivo oscila entre el 92% y 95% del real. En el caso del vertedero libre y el aliviadero de compuertas corresponderá el 95% y para el canal de limpia, 92%.

Canal de limpia

El caudal se calculó usando la siguiente ecuación:

$$Q = \mu_{CL} * b_{ef} * a * \sqrt{2gh} \tag{4}$$

Donde:

μ_{CL} : coeficiente de descarga por compuertas, $\mu_{CL} = \kappa * Cd$ donde kappa considera la influencia aguas abajo.

b_{ef} : ancho hidráulicamente efectivo del vertedero

a : abertura de compuerta

h : distancia aguas arriba

g : gravedad

El coeficiente de descarga Cd se calculó de acuerdo con la siguiente expresión:

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}} \tag{5}$$

Para fines prácticos, [5] recomienda usar el valor de 0.62 para el coeficiente de contracción para cualquier relación y_1/a , donde y_1 es la cota aguas arriba, denominada también h .

En cuanto al coeficiente de velocidad C_v , se consideró el límite superior, la unidad, ya que este se obtiene para relaciones de $a/h > 0.408$, lo que se verifica en todos los casos analizados.

Finalmente, para calcular el valor del coeficiente κ , se emplearon las gráficas de la Fig. 3 y la Fig. 4, a partir de datos tales como la apertura de la compuerta a , cota aguas arriba h_o , y α , el ángulo de las compuertas de cada estructura.

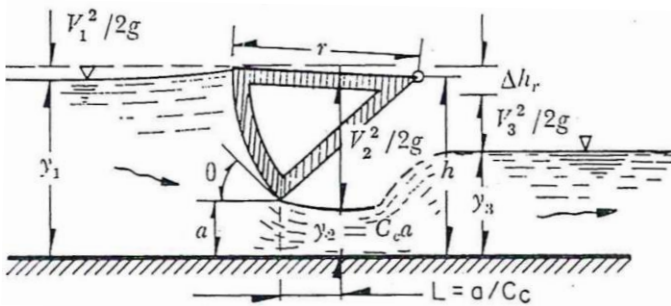


Fig. 3 Característica del flujo en una compuerta radial [4].

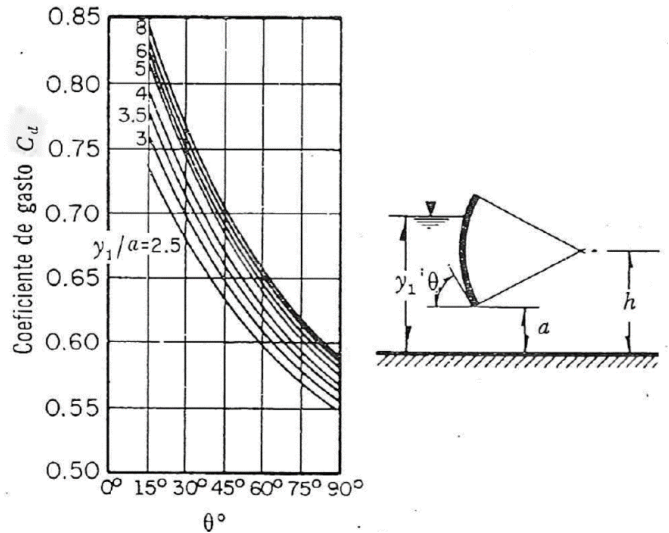


Fig. 4 Coeficientes de gasto en compuertas radiales con descarga libre según Gentilini [4].

El ángulo por considerar en el cálculo se obtiene de la geometría del canal de limpia. Para trabajos de mantenimiento y reparación en las compuertas, se prevé un juego de tableros de cierre, mediante los cuales podemos calcular el ángulo aproximado de funcionamiento. Estos tableros tienen un largo de 8.235 m de largo y 1.90 m de alto y de acuerdo con [1], debido a las condiciones de la estructura se considera un borde libre de 20 cm o más. Entonces, con estos datos y considerando un borde libre de aproximadamente 30 cm, se calcula aproximadamente el ángulo:

$$\tan \alpha = \frac{8.235 + 0.30}{1.90}$$

$$\alpha = 77.5^\circ$$

Con este valor, en la Fig. 5, obtenemos $\psi \approx 0.675$ y reemplazando en la ecuación de la Figura 49, $\mu' = 0.59 \approx 0.60$. Por lo tanto, el coeficiente de descarga a usar para hallar los caudales del canal de limpia será 0.60 para cualquier altura aguas arriba.

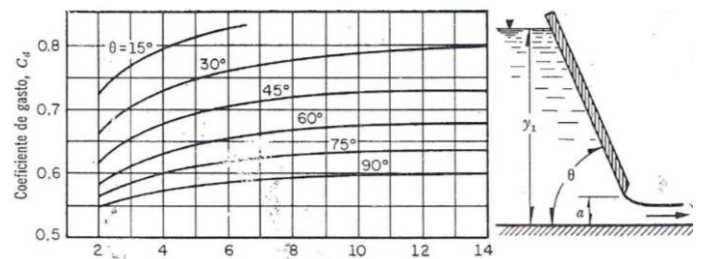


Fig. 5 Coeficientes de gasto para compuertas inclinadas con descarga libre [5].

Aliviadero de compuertas

El cálculo se realizará de manera similar a lo expuesto para el canal de limpia, incluyendo el cálculo del coeficiente de descarga C_d .

III. RESULTADOS

A. Metodología de cálculo de los caudales

Vertedero libre

El cálculo de los caudales en el vertedero libre debe realizarse con (3), empleando en todos los casos el coeficiente de C_d igual a 0.66.

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * b_{ef} * h^{3/2} * \sqrt{2g} \tag{3}$$

Canal de limpia y aliviadero de compuertas

En la TABLA I se presentan los parámetros que se toman en consideración para el cálculo de los caudales en el canal de limpia y el aliviadero de compuertas con la expresión:

$$Q = \mu_{CL} * b_{ef} * a * \sqrt{2gh} \tag{4}$$

TABLA I
PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL CÁLCULO DE LOS CAUDALES EN EL CANAL DE LIMPIA Y EL ALIVIADERO DE COMPUERTAS

Parámetro	Condición	Valor
μ_{CL}	$\mu_{CL} = K * C_d$	Depende de C_d
C_c	$\forall a/h$	0.62
C_v	$\forall a/h > 0.41$	1
C_d	$\frac{0.62}{\sqrt{1 + \frac{0.62 a}{y_1}}}$	Depende de los valores de a/h
k	Para todos los casos	0.6

B. Determinación del caudal del 27/03/2017

Para determinar el caudal que circuló el día de la máxima crecida, se han supuesto escenarios o variantes para aproximarse a las condiciones reales (TABLA II). Cabe resaltar que las variantes descritas son condiciones ideales, considerando aperturas iguales de compuertas para todas las estructuras.

TABLA II
DESCRIPCIÓN DE VARIANTES ANALIZADAS

Variante	Ancho efectivo del vertedero libre y aliviadero	Ancho efectivo del canal de limpia	Apertura compuertas (m)
A1	95%	92%	4.2
A2	95%	92%	4.3
A3	95%	92%	4.1
A4	100%	100%	4.2

La TABLA III presenta los resultados correspondientes a la máxima avenida, ocurrida el 27 de marzo de 2017:

TABLA III
CAUDALES (M3/S) CALCULADOS PARA LA MÁXIMA AVENIDA DEL 27/03/2017

Estructura hidráulica	Variante			
	A1	A2	A3	A4
Canal de limpia	276	283	270	300
Aliviadero de compuertas	1,436	14,670	1,401	1,511
Vertedero libre	1,718	1,718	1,718	1,808
Caudal total	3,430	3,471	3,389	3,619

Sin embargo, en la realidad esto no sucedió. Los resultados detallados en la TABLA IV presentada a continuación están calculados con la apertura exacta de compuerta a la cual se tuvieron las compuertas del canal de limpia y aliviadero.

TABLA IV
CAUDALES (M3/S) REGISTRADOS POR EL OPERADOR EL DÍA 27/03/2017

Estructura hidráulica	Variante	
	A1	A4
Canal de limpia	329	358
Aliviadero de compuertas	1538	1619
Vertedero libre	1717	1808
Caudal total	3585	3785

En la TABLA IV no se visualizan los resultados obtenidos de las variantes A2 y A3 debido a que los supuestos tomados son los mismos que se describen en la variante A1, por lo que presentan los mismos resultados.

C. Propuestas de mejora de la capacidad de evacuación de las obras

Por último, a partir de lo ocurrido en los primeros meses del 2017, diseñadores hidrológicos lograron determinar un nuevo caudal de diseño que asciende a 4700 m³/s para un período de retorno de 100 años.

Como parte del estudio se evaluarán los aportes de cada estructura para el nuevo caudal de diseño (

TABLA V), y se describirán ciertas alternativas para evitar el desborde en la red hidráulica presente en el cauce del río Piura.

TABLA V

APORTE DE CADA ESTRUCTURA PARA UN CAUDAL DE DISEÑO DE 4700 M³/S

Estructura	Caudal	Avenida máxima	Aporte	Q nuevo
Vertedero libre	q (m ³ /s.m)	15.07		17.6
	Q (m ³ /s)	1,808.21	45%	2,112.28
Aliviadero de compuertas	q (m ³ /s.m)	28.91		33.78
	Q (m ³ /s)	1,619.15	40%	1,891.42
Canal de limpia	q (m ³ /s.m)	37.25		43.52
	Q (m ³ /s)	596.07	15%	696.3
Q total	Q (m ³ /s)	4,023.43		4700

TABLA VII

ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN 2 PARA UN CAUDAL DE DISEÑO DE 4700 M³/S

Estructura	Caudal	Modificación	Q nuevo
Vertedero libre	q (m ³ /s.m)	más 40 m	13.20
	Q (m ³ /s)		2,112.28
Aliviadero de compuertas	q (m ³ /s.m)	+ 2 compuertas	26.27
	Q (m ³ /s)		1,891.42
Canal de limpia	q (m ³ /s.m)	+ 1 compuerta	29.01
	Q (m ³ /s)		696.30
Q total	Q (m ³ /s)		4,700

El criterio por utilizar en este caso es, mantener los márgenes de caudales unitarios, q (m³/s.m), por debajo del límite registrado durante esa fecha, de manera que se eviten los daños ocasionados en la presa y demás estructuras que conformaban la red de defensas del valle a lo largo del río Piura.

Como primera alternativa, consideraremos aumentar la longitud del vertedero libre (120 m) 30 metros más, además de añadir una (1) compuerta adicional al aliviadero y al canal de limpia. En la Tabla 6, se describen los resultados obtenidos para cada estructura.

TABLA VI

ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN 1 PARA UN CAUDAL DE DISEÑO DE 4700 M³/S

Estructura	Caudal	Modificación	Q nuevo
Vertedero libre	q (m ³ /s.m)	más 30m	14.08
	Q (m ³ /s)		2,112.28
Aliviadero de compuertas	q (m ³ /s.m)	+ 1 compuerta	29.55
	Q (m ³ /s)		1,891.42
Canal de limpia	q (m ³ /s.m)	+ 1 compuerta	29.01
	Q (m ³ /s)		696.30
Q total	Q (m ³ /s)		4700

Del análisis de la Alternativa 1, observamos que, para mantener los márgenes adecuados, resulta suficiente añadir una compuerta al canal de limpia. Del mismo modo, incrementando la longitud del vertedero, nos encontramos en la condición esperada. No obstante, se considera que, añadiendo una compuerta en el aliviadero, aún nos encontraríamos en una condición perjudicial, siendo el caudal unitario mayor al ocurrido el 27/03/17.

Como segunda alternativa, consideraremos aumentar 40 metros la longitud del vertedero, añadir dos (2) compuertas al aliviadero y solamente una (1) al canal de limpia. A continuación, los detalles de esta alternativa en la TABLA VII.

De esta alternativa, en cuanto al vertedero libre, seguimos encontrándonos dentro el margen ideal y en el caso del aliviadero, contar con 2 compuertas resulta mejor para evitar altos niveles aguas arriba durante grandes avenidas.

IV. CONCLUSIONES

De las verificaciones realizadas con la metodología en la que se basa [3], la presa Los Ejidos trabaja bajo flujo sumergido y no sumergido. La zona principal, conformada por el vertedero fijo y el aliviadero de compuertas, presenta flujo no sumergido, mientras que el canal de limpia presenta flujo sumergido. Por lo tanto, corresponde afirmar que solamente este último es influenciado por las condiciones aguas abajo de la presa.

El caudal obtenido aplicando las ecuaciones del diseño de la presa, la metodología de [3] y, además, con los datos a los que se tuvo acceso, de los niveles de agua registrados durante la ocurrencia del Fenómeno El Niño 2016-2017, asciende a 4023 m³/s y difiere en un 16% del valor registrado la fecha de la avenida máxima, que fue de 3468 m³/s.

La estructura que representa el mayor aporte de caudal del total de la Presa Los Ejidos, es el vertedero libre con un 45%, seguida del aliviadero de compuertas con un 40% y finalmente el canal de limpia con el 15% restante. Por otro lado, cabe resaltar que las dos últimas estructuras pueden ser controladas en mayor medida debido a que el flujo que viaja a través de ellas puede ser regulado con la operación de sus compuertas, mientras que, en cuanto al vertedero, sería necesario incrementar su longitud en caso se presenten caudales mucho mayores que podrían afectar el funcionamiento normal de la presa específicamente la poza disipadora de energía.

Para lograr adaptar la Presa Los Ejidos de manera que pueda soportar un caudal de diseño de 4700 m³/s, la alternativa más adecuada consistiría en incrementar una compuerta en el canal de limpia, dos en el aliviadero de compuertas y finalmente añadir de 30 a 40 metros de longitud en el vertedero libre. Todas estas recomendaciones se fundamentan en mantener los márgenes adecuados de flujo respecto a la máxima avenida del 27 de marzo del 2017, de manera que se eviten daños a las

estructuras o desbordes a lo largo del cauce del río y que lleguen a afectar las zonas del valle del Bajo Piura.

Los niveles de agua registrados por el Proyecto Especial Chira Piura (PECHP), pueden haber sido incrementados ligeramente por la gran cantidad de sedimentos presente en la presa Los Ejidos. No obstante, la presencia de los mismos solamente cambiaría el tirante de agua de la presa y no el cálculo de los caudales.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por el CONCYTEC-FONDECYT en el marco de la convocatoria E041-01 contrato N° 060-2018-FONDECYT-BM-IADT-AV.

REFERENCIAS

- [1] INDECI. (2017). Boletín Estadístico Virtual de la Gestión Reactiva. Lima: INDECI.
- [2] ISET-International, Programa de Resiliencia a las Inundaciones de Zúrich. (2017). *El Niño Costero: Las inundaciones de 2017 en el Perú*. Lima.
- [3] Consorcio Class-Salzgitter. (2001). *Estudio de Evaluación de la Presa Derivadora Los Ejidos. Piura*: Consorcio Class-Salzgitter.
- [4] Zamora, J. (2004). Estudio teórico experimental de algunos tipos de estructuras de control. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- [5] Sotelo, G. (2009). *Hidráulica general*. México DF: Limusa S.A.