

**XXVII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA  
LIMA, PERÚ, 28 AL 30 DE SETIEMBRE DE 2016**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE LA SOCAVACIÓN AL PIE  
DE LA PRESA TOACHI**

**Luis G. Castillo<sup>1</sup>, Marco Castro<sup>2</sup>, José M. Carrillo<sup>1</sup>,  
Daniel Hermosa<sup>2</sup>, Ximena Hidalgo<sup>2</sup> y Patricio Ortega<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Grupo Hidr@m, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena, España

<sup>2</sup>Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos (CIERHI), Escuela Politécnica Nacional, Ecuador  
luis.castillo@upct.es, macd0706@gmail.com, jose.carrillo@upct.es, daniel\_21h@hotmail.com,  
ximena.hidalgob@gmail.com, patricio.ortega@epn.edu.ec

**RESUMEN:**

El estudio analiza los cambios esperados en el río Toachi (Ecuador) como consecuencia de la construcción de la presa Toachi (propiedad de CELEC EP Hidrotoapi). Toachi es una presa de hormigón a gravedad con una altura máxima de 59 m sobre los cimientos. La coronación está situada a una altitud de 973,00 metros sobre el nivel del mar. El nivel máximo normal se encuentra en la cota 970,00 m. En esa situación el embalse se extiende una longitud de 1,30 km a lo largo del río Sarapullo y 3,20 km en el río Toachi. La presa dispone de un aliviadero superior controlado por dos compuertas radiales. El aliviadero está dividido en 2 canales ubicados en el centro de la presa que terminan en un trampolín de lanzamiento con deflectores. El aliviadero se ha diseñado para trabajar con un caudal de diseño máximo de 1213 m<sup>3</sup>/s. Se requiere conocer la forma y dimensiones de la erosión generada aguas abajo de la presa por el funcionamiento del trampolín de lanzamiento (salto de esquí). En este trabajo, la erosión se estudia con cuatro procedimientos complementarios: modelo reducido con similitud de escala de Froude 1:50, fórmulas empíricas obtenidas en modelos y prototipos, metodología semi-empírica basada en las fluctuaciones de presión-índice de erosionabilidad del material y simulaciones con Dinámica de Fluidos Computacional (CFD).

**ABSTRACT:**

The study analyzes the expected changes in the Toachi River (Ecuador) as a result of the construction of the Toachi Dam (owned by CELEC EP Hidrotoapi). Toachi is a gravity concrete dam with a maximum height of 59 m to the foundations. The top level is located at an altitude of 973,00 meters above sea level. With normal maximum water level located at 970,00 m, the reservoir has a length of 1,30 km in the Sarapullo River and 3,20 km in the Toachi River. The dam has a free surface weir controlled by two radial gates. It consists in 2 channels located in center of the dam that ends in sky jump. The spillway has been designed to spill up to a rate flow of 1213 m<sup>3</sup>/s. It is necessary to know the shape and dimensions of the scour generated downstream of the dam. This scour is studied with four complementary procedures: reduced model with 1:50 Froude scale similitude, empirical formulae obtained in models and prototypes, semi-empirical methodology based on pressure fluctuations-erodibility index and Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations.

**PALABRAS CLAVES:** modelo físico; modelo numérico; fluctuación de presión; socavación de presas; trampolín de lanzamiento

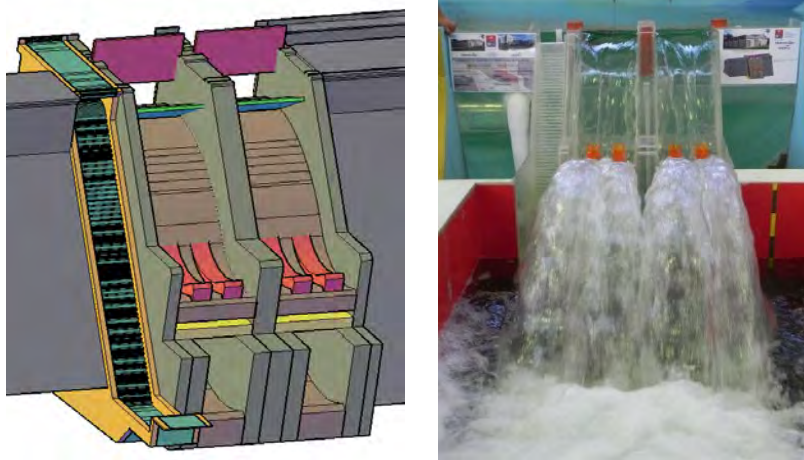
## CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA

El Proyecto Hidroeléctrico Toachi-Pilatón se encuentra ubicado al sur-oeste de la ciudad de Quito (Ecuador). El Proyecto se desarrolla en las cuencas de los ríos Pilatón y Toachi, que nacen en la cordillera occidental de los Andes y forman parte del río Esmeraldas, que desemboca en el Océano Pacífico, en la costa norte de Ecuador.

La presa Toachi, que recoge las aguas de las cuencas de los ríos Toachi y Sarapullo, es de hormigón a gravedad. Tiene una altura máxima desde la cota de cimentación de 59 m, una longitud de coronación de 170,5 m y un ancho en coronación de 10 m. Sus paramentos aguas arriba y aguas abajo son inclinados con taludes V:H = 1:0,3 y 1:0,7, respectivamente. La cota de coronación se sitúa a 973 msnm. A la cota máxima de regulación (970 msnm), la presa crea un embalse de un volumen total de unos 8 Hm<sup>3</sup>. A ese nivel, el embalse extiende una longitud máxima de 1,3 km en el río Sarapullo y 3,2 km en el río Toachi. La presa cuenta con dos aliviaderos tipo Creager controlados por compuertas y finalizados en trampolín de lanzamiento (salto de esquí), cuya capacidad individual es de 600 m<sup>3</sup>/s para la avenida de diseño (1000 años de periodo de retorno). Dispone de dos desagües de fondo cuya capacidad es de 800 m<sup>3</sup>/s. La presa además tiene un aliviadero escalonado para el río Sarapullo, cuyo caudal de diseño es de 40 m<sup>3</sup>/s (Figura 1).

## MODELACIÓN FÍSICA

El modelo físico a escala 1:50 de la presa Toachi (Figura 1), fue construido de acuerdo a la información técnica entregada por HIDROTOAPI-EP al Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DICA) en el Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos (CIERHI) de la Escuela Politécnica Nacional (Ecuador).



**Figura 1.-** Modelo tridimensional y modelo físico reducido escala 1:50 de la presa Toachi.

Con el modelo físico reducido se obtiene la ubicación, forma, tamaño y profundidad máxima de los fosos de socavación que se conforman en el cuenco de disipación de energía al pie de la presa (Figura 2), como resultado del impacto de los chorros lanzados desde el trampolín de lanzamiento que se ubican al final de la rápida de descarga de los vertederos de excesos. El trampolín dispone de dos deflectores que proyectan los chorros hacia la zona central del cuenco, en donde la inestabilidad de las márgenes obliga a centrar las fosas de socavación alejadas de los contornos laterales.

Los caudales fueron seleccionados en función de los caudales de crecida, proporcionados en el informe hidrológico del proyecto para el sitio donde se ubica la presa Toachi. La investigación experimental se realiza para tres tamaños representativos de material pétreo que conforman el cuenco amortiguador. Los tamaños analizados fueron  $d = 0,020$ ;  $0,015$  y  $0,010$  m a escala de laboratorio.



**Figura 2.-** Modelo físico del trampolín de lanzamiento de la presa Toachi.

La Tabla 1 resume la profundidad de erosión máxima obtenida por debajo de la cota cauce original ( $Y_s$ ) y la distancia desde la presa hasta la socavación máxima ( $D$ ) para el tamaño de grava de 1,00 m (0,020 m a escala de modelo). La socavación máxima fue obtenida para el caudal de 500 m<sup>3</sup>/s ( $Y_s = 8.05$  m), reduciendo la socavación a  $Y_s = 6,65$  m para la prueba con el mayor caudal. La distancia máxima de socavación se obtuvo con el caudal máximo ( $D = 64,20$  m).

**Tabla 1.-** Profundidad máxima de socavación en modelo físico con  $d_{modelo} = 0,020$  m ( $d_{prototipo} = 1,00$  m). Distancia horizontal  $D$  desde la presa al punto de máxima socavación.

$Q_{modelo}$ [l/s]	$Q_{prototipo}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Y_{s\ modelo}$ [m]	$Y_{s\ prototipo}$ [m]	$D_{modelo}$ [m]	$D_{prototipo}$ [m]
14,38	254	0,131	6,57	1,035	51,75
28,26	500	0,161	8,05	1,219	60,95
40,21	711	0,141	7,05	1,282	64,10
56,51	999	0,143	7,15	1,233	61,65
68.63	1213	0,133	6,65	1,284	64,20

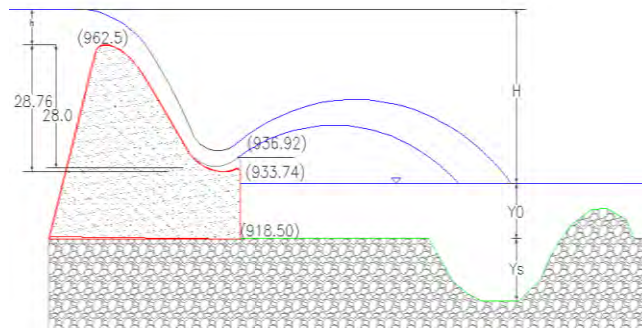
## FORMULACIONES EMPÍRICAS

La mayor parte de las ecuaciones existentes han sido obtenidas mediante análisis dimensional y análisis estadístico de datos, obtenidos en modelos reducidos construidos bajo leyes de semejanza de Froude y para el cálculo de la socavación aguas abajo de un salto de esquí. Algunas formulaciones están basadas en mediciones de prototipos.

Siguiendo a Castillo y Carrillo (2015, 2016), para este trabajo se han seleccionado treinta ecuaciones y se ha determinado la profundidad de socavación en la zona de impacto para caudales de diferentes períodos de retorno. La expresión general de la mayoría de las formulaciones se puede expresar como:

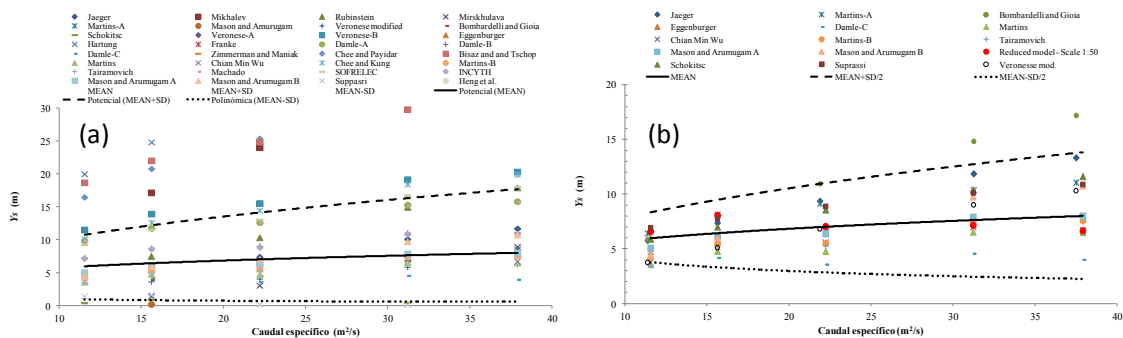
$$Y_s + Y_0 = k \frac{q^a H^b Y_0^c z^d}{g^e d_m^f d_{85}^h d_{90}^i} \quad [1]$$

donde  $Y_0$  es la profundidad del agua aguas abajo de la presa,  $k$  un coeficiente experimental de ajuste,  $q$  el caudal específico,  $H$  la carga de energía,  $g$  la aceleración de la gravedad,  $d_m$  el tamaño medio de las partículas del material del lecho,  $d_{85}$  el tamaño de las partículas del material del lecho en el cual el 85% en peso es menor, y  $d_{90}$  el tamaño de las partículas del material del lecho en el cual el 90% en peso es menor. El resto de las variables se muestran en la Figura 3.



**Figura 3.-** Esquema de socavación en la presa Toachi.

La Figura 4a muestra los resultados obtenidos con las 30 fórmulas teniendo en cuenta el tamaño de los sedimentos de 1,00 m, indicándose también el valor medio +/- 1 desviación estándar. Después de eliminar las fórmulas cuyos valores caen fuera del umbral de +/- 1 desviación estándar, la Figura 4b muestra los resultados obtenidos con el resto de formulaciones, considerando el valor medio +/- 0,50 desviación estándar, junto con los resultados del modelo a escala 1:50. Si se considera el valor medio para el caudal de diseño (1213 m<sup>3</sup>/s), la erosión podría alcanzar una profundidad de 7,81 m. Sin embargo, si se considera el valor de + 0,50 desviación estándar, el mismo caudal erosionaría 13,68 m. Se observa que los valores obtenidos en el modelo reducido son similares a los valores medios calculados.



**Figura 4.-** Socavación aguas abajo del salto de esquí. (a) Obtenido con treinta fórmulas y con un umbral de valor medio +/- 1 desviación estándar. (b) Obtenido con treinta fórmulas empíricas con un umbral de valor medio +/- 0,50 desviación estándar y con el modelo reducido a escala 1:50.

La Tabla 2 muestra las cuatro expresiones generales cuyos resultados están más cerca del valor medio, mientras que la Tabla 3 muestra los coeficientes correspondientes a cuatro fórmulas simplificadas con valores en la misma zona.

**Tabla 2.-** Cuatro formulaciones generales de socavación cuyos valores caen en la banda del valor medio +/- 1 desviación estándar.

Autor	Año	Expresión
Jaeger	1939	$D_s = 0,6q^{0,5} H^{0,25} (h/d_m)^{0,333}$
Martins-A	1973	$\begin{cases} D_s = 0,14N - 0,73 \frac{h^2}{N} + 1,7h \\ N = (Q^3 H^{1,5} / d_m^2)^{1/7} \end{cases}$
Veronese modificado	1994	$D_s = 1,90h^{0,225} q^{0,54} \sin \theta_r$
Bombardelli and Gioia	2006	$D_s = K \frac{q^{0,67} H^{0,67}}{g^{0,33} d^{0,33}} \left( \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)$

**Tabla 3.-** Coeficientes de cinco formulaciones de socavación simplificadas cuyos valores caen en la banda del valor medio +/- 1 desviación estándar.

Autor	Año	<i>k</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>h</i>	<i>i</i>
Tairamovich	1978	0,633	0,67	0,25	0	0	0	0	0	0
Martins-B	1975	1,50	0,60	0,10	0	0	0	0	0	0
Mason-Arumugam A	1985	3,27	0,60	0,05	0,15	0	0,30	0,10	0	0
Damle-C	1966	0,362	0,50	0,50	0,50	0	0	0	0	0
INCYTH	1981	1,413	0,50	0,25	0	0	0	0	0	0

## METODOLOGÍA SEMIEMPÍRICA

El índice de erosionabilidad se basa en un umbral de erosión que relaciona la magnitud de la capacidad erosiva del agua con la capacidad relativa de un material (natural o artificial), para resistir la erosión. Existe una relación entre la potencia de escurrimiento o la magnitud de la capacidad erosiva del agua  $P$  y una función matemática  $f(K)$ , que representa la capacidad relativa del material para resistir la erosión. En el umbral de resistencia, la relación se puede escribir como  $P = f(K)$ . Cuando  $P > f(K)$ , supera el umbral de resistencia y el material es erosionado.

Según Annandale (2006), el proceso de erosión es debida a las fluctuaciones de presión, más que a un proceso de corte. La cuantificación de las fluctuaciones de presión de los chorros incidentes en cuencos de disipación ha sido objeto de estudio por diversos autores (Ervine and Falvey, 1987; Ervine *et al.*, 1997; Castillo, 1989, 2002, 2006, 2007; Castillo *et al.*, 1991, 2007; Puertas, 1994; Bollaert, 2002; Bollaert and Schleiss, 2003, Melo *et al.*, 2006; Felderspiel, 2011, Carrillo, 2014; and Castillo *et al.*, 2014, 2015). Las presiones dinámicas de los chorros se relacionan con la intensidad de la turbulencia en las condiciones de descarga, la longitud del vuelo del chorro, el diámetro (chorros circulares) o el espesor (chorros rectangulares), en las condiciones incidentes y profundidad del colchón de agua en el cuenco de disipación.

Annadale (1995, 2006) resumió y estableció una relación entre la potencia de escurrimiento y el índice de erosionabilidad, para una amplia variedad de materiales y condiciones de flujo. La potencia de escurrimiento por unidad de área de un chorro incidente es:

$$P_{jet} = \frac{\gamma QH}{A} \quad [2]$$

donde  $\gamma$  es el peso específico del agua,  $Q$  el caudal,  $H$  la altura de caída, y  $A$  el área del chorro sobre la superficie de impacto. El área del chorro se calculó usando las ecuaciones del espesor del chorro incidente para el caso del chorro de vertido libre (Castillo *et al.*, 2014b, 2015b), considerando el caudal específico y la distancia de lanzamiento. La fórmula del chorro incidentes se expresa como:

$$B_j = B_g + 2\xi = \frac{q}{\sqrt{2gH}} + 4\varphi\sqrt{h}(\sqrt{2H} - 2\sqrt{h}) \quad [3]$$

donde  $B_g$  es el espesor debido al efecto de la gravedad,  $\xi$  el espesor de emulsionamiento del chorro debido al efecto de la turbulencia,  $q$  el caudal específico,  $H$  la altura de caída, y  $h$  la carga de energía en la cresta del aliviadero.  $\varphi = K_\varphi T_u$ , siendo  $T_u$  la intensidad de turbulencia, y  $K_\varphi$  un parámetro experimental (1,14 para chorros circulares y 1,24 para el caso del vertido libre "nappe flow" tridimensional).

El índice de erosionabilidad se define como:

$$K = M_s K_b K_d J_s \quad [4]$$

siendo  $M_s$  el número de resistencia de la masa,  $K_b$  el número de tamaño del bloque,  $K_d$  el número de resistencia a la tensión de corte sobre el contorno de discontinuidad, y  $J_s$  el número de estructura del grano. La Tabla 4 recoge las fórmulas de los diversos parámetros.

**Tabla 4.-** Parámetros del índice de erosionabilidad (Adaptado desde Annandale, 2006).

Material	Formulae	Parameters
Rock	$M_s = 0.78C_r UCS^{1.05}$ when $UCS \leq 10MPa$ $M_s = C_r UCS$ when $UCS > 10MPa$ $C_r = g\rho_r / \gamma_r$	UCS = unconfined compressive strength $C_r$ = coefficient of relative density $\rho_r$ = mass density of the rock $g$ = gravitational acceleration $\gamma_r$ = reference unit weight of rock ( $27 \cdot 10^3$ N/m <sup>3</sup> )
Non-cohesive granular soil	The relative magnitude is obtained by means of the standard penetration test (SPT). When the SPT value exceeds 80, the non-cohesive granular material is taken as rock.	RQD = rock quality designation RQD = values range between 5 and 100 $J_n$ = values range between 1 and 5 $K_b$ = values range between 1 and 100 $J_n$ = joint set number
Rock	$K_b = RQD/J_n$	
Non-cohesive granular soil	$K_b = 1000d^3$	$d$ = characteristic particle diameter (m)
Rock	$K_d = J_r / J_a$	$J_r$ = joint wall roughness number $J_a$ = joint wall alteration number

El umbral de resistencia de la roca a la potencia de escurrimiento, expresado en kW/m<sup>2</sup>, se calcula en base al índice de erosionabilidad  $K$ :

$$\begin{aligned}
 P_{rock} &= 0.48K^{0.44} \quad \text{if } K \leq 0.1 \\
 P_{rock} &= K^{0.75} \quad \text{if } K > 0.1
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

La presión dinámica sobre el fondo del cuenco de disipación de energía se basa en dos componentes: presión dinámica media ( $C_p$ ) y presión dinámica fluctuante ( $C_p'$ ). Estos coeficientes de presión dinámica se usan como estimadores de los coeficientes de reducción de la potencia de escurrimiento, debido al efecto de desintegración del chorro en el aire y su difusión en el cuenco de disipación (Annandale, 2006). De aquí, la presión dinámica es función, tanto de la relación altura de caída con la altura de desintegración del chorro ( $H/L_b$ ), como de la relación altura de colchón de agua con el espesor del chorro incidente en el cuenco ( $Y/B_j$ ). La presión dinámica total es:

$$P_{total} = C_p \left( Y/B_j \right) P_{jet} + FC'_p \left( Y/B_j \right) P_{jet}
 \tag{6}$$

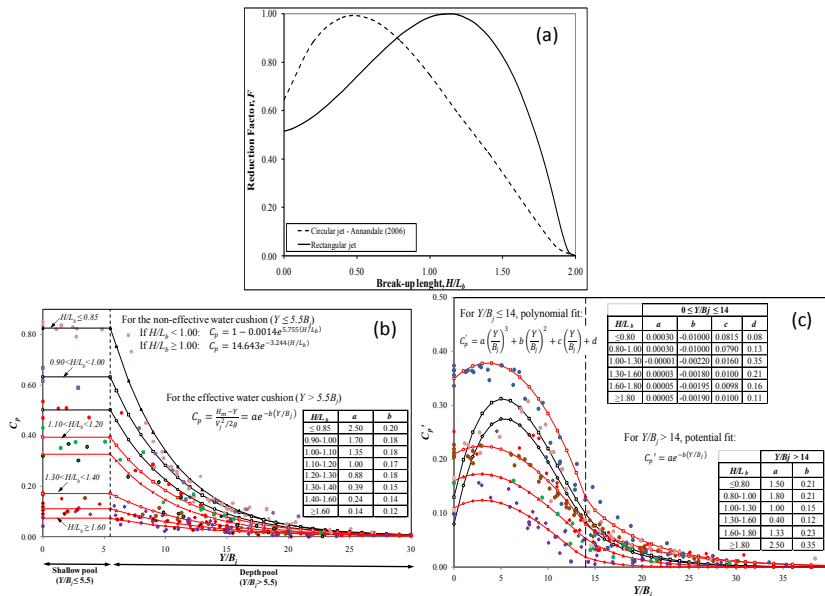
donde  $C_p(Y/B_j)$  es el coeficiente de presión dinámica media,  $C_p'(Y/B_j)$  el coeficiente de presión dinámica fluctuante,  $P_{jet}$  la potencia de escurrimiento por unidad de área y  $F$  el factor de reducción del coeficiente de presión dinámica fluctuante. Para el caso de chorro rectangular o nappe flow, Carrillo (2014) y Castillo *et al.* (2014, 2015) ajustaron diferentes formulaciones utilizando datos de laboratorio (Figura 5).

La Tabla 5 muestra los resultados de la potencia erosiva del chorro incidente ( $P_{jet}$ ) y la potencia del chorro reducida debido a la difusión en el cuenco de disipación [ $P_{jet}(Y/B_j)$ ].

La figura 6 muestra la potencia erosiva del chorro, junto con el umbral de resistencia para los tres materiales considerados en laboratorio. Todos los caudales inciden con potencia suficiente (76,78 kW/m<sup>2</sup>) para superar el umbral de resistencia de los 3 materiales.

Sin embargo, la potencia del chorro reducida por efecto de la difusión en el colchón de agua ( $Y_0 + Y_s$ ) y establecido en el modelo, está por debajo del umbral de resistencia del material más fino (19,75 kW/m<sup>2</sup>) para los caudales de 254 y 500 m<sup>3</sup>/s, no pudiendo por tanto erosionarlo. El caudal de 711 m<sup>3</sup>/s no tiene suficiente energía para erosionar el umbral de potencia del material de tamaño intermedio (45,77 kW/m<sup>2</sup>). Los caudales de 999 y 1213 m<sup>3</sup>/s no tienen la capacidad de erosionar el umbral de resistencia del material más grueso (76,78 kW/m<sup>2</sup>).

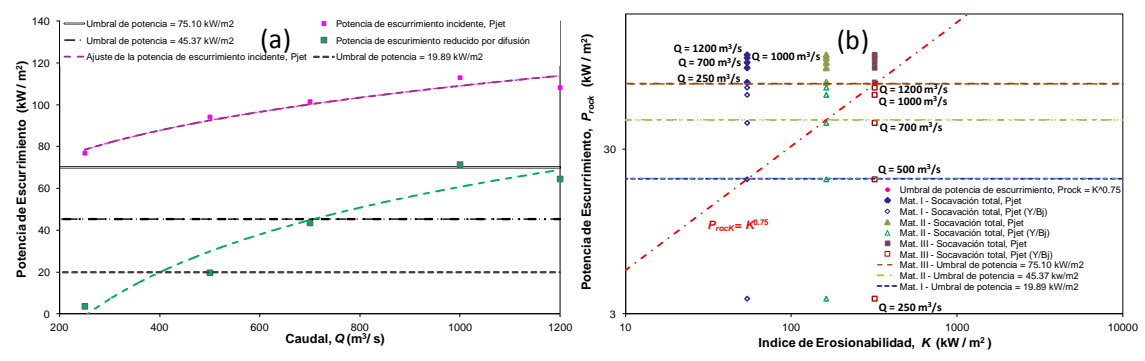




**Figura 5.-** (a) Factor de reducción  $F$  del coeficiente de presión dinámica fluctuante. (b) Coeficiente de presión dinámica media. (c) Coeficiente de presión dinámica fluctuante  $C_p'$ .

**Tabla 5.-** Colchón de agua final ( $Y_0 + Y_s$ ), socavación ( $Y_s$ ), colchón de agua inicial ( $Y_0$ ), potencia del chorro incidente ( $P_{jet}$ ) y reducción de la potencia del chorro incidente por difusión en el cuenco [ $P_{jet} (Y/B_j)$ ].

$Q$ [m <sup>3</sup> /s]	$Y_0 + Y_s$ [m]	$Y_s$ [m]	$Y_0$ [m]	$P_{jet}$ [kW/m <sup>2</sup> ]	$P_{jet} (Y/B_j)$ [kW/m <sup>2</sup> ]
254	12,05	6,57	5,48	76,94	3,63
500	14,15	8,05	6,10	94,26	19,79
711	15,73	7,05	8,68	101,59	43,60
999	17,10	7,15	9,95	113,02	71,50
1213	18,65	6,65	12,00	108,31	64,59



**Figura 6.-** (a) Potencia del chorro incidente ( $P_{jet}$ ), reducción de potencia del chorro incidente por efecto de difusión [ $P_{jet} (Y/B_j)$ ] y umbral de resistencia de tres materiales considerados en modelo reducido. (b) Potencia erosiva del chorro para diferentes caudales en función de la erosionabilidad. Tres tipos de materiales (I, II y III). Los valores ( $Y_0 + Y_s$ ) son variables en cada caudal (véase Tabla 4).

### MODELACIÓN NUMÉRICA

Para la simulación numérica del cuenco de socavación se ha empleado el programa en diferencias finitas FLOW-3D. Este paquete informático está muy extendido en el mundo de la ingeniería de presas. Presenta diversos modelos específicamente diseñados para el campo de la hidráulica: transporte de sedimentos, erosión, cavitación, flujo en lámina libre, etc.

Teniendo en cuenta los resultados del modelo físico, se ha calibrado y se ha simulado numéricamente el comportamiento hidráulico y las socavaciones generadas en el cauce por el aliviadero en salto de esquí.

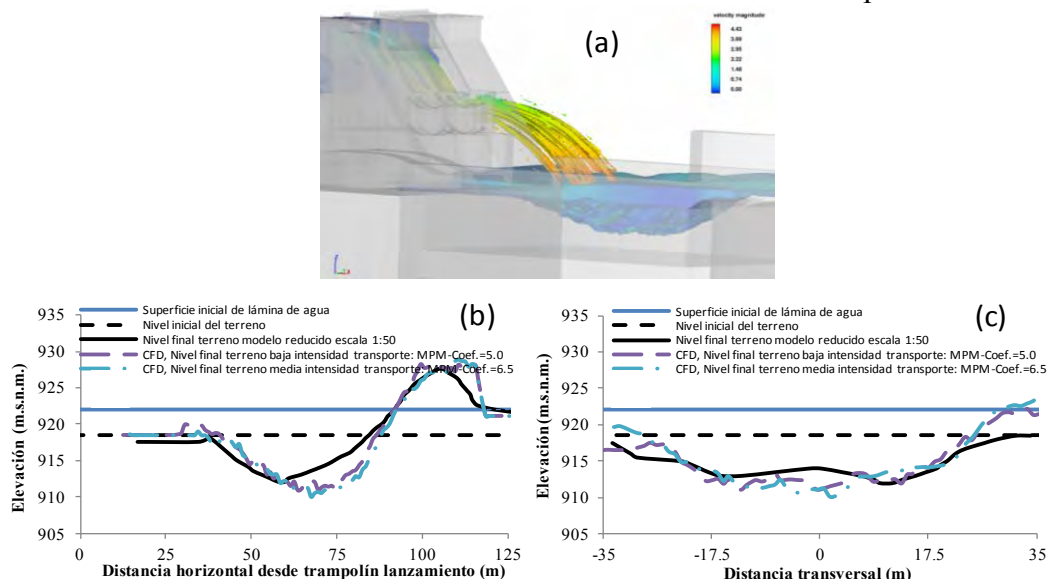
FLOW-3D incorpora modelos de transporte de sedimentos y un modelo empírico de erosión del lecho (Guo, 2002; Mastbergen y Von den Berg, 2003). El sedimento en suspensión se transporta por advección, teniendo en cuenta el balance entre las fuerzas de sedimentación y de arrastre de cada especie considerada. El programa emplea la ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948) para resolver el transporte de sedimentos de fondo, mientras que el espesor de la capa en que se produce el transporte de fondo se obtiene con las relaciones propuestas por Van Rijn (1984). El cambio en el lecho  $Z_b$  se calcula a partir de la ecuación general de balance de masa para el transporte de fondo.

Con el fin de simular el funcionamiento adecuado del salto de esquí, se llevaron a cabo diversas simulaciones para realizar un análisis de sensibilidad: modelos de aireación, modelos de turbulencia, tamaño de los elementos del mallado y criterios y métodos de resolución, entre otros. Las simulaciones se realizaron a escala de laboratorio. Se emplearon bloques de malla múltiples para resolver el problema. Las presiones obtenidos en el punto de estancamiento y sus coeficientes de presión dinámica media asociados se compararon con la metodología paramétrica propuesta por Castillo *et al.* (2013, 2014, 2015). Finalmente, el aliviadero y el trampolín de lanzamiento se resolvieron con un tamaño de malla de 0,005 m, mientras que el cuenco de socavación se resolvió con un tamaño de malla de 0,020 m.

En el modelo de erosión de sedimentos, el número Shields se calculó utilizando la ecuación propuesta por Soulsby-Whitehouse, mientras que la ecuación de Meyer-Peter Müller se utilizó para calcular el transporte de fondo. Adicionalmente, para calibrar el modelo se emplearon dos coeficientes diferentes de tipo de transporte de fondo:  $\beta = 5,0$  (transporte bajo) y  $\beta = 6,5$  (transporte medio) y además, se consideró una fracción de empaquetamiento del material erosionable de 0,70.

La Figura 7a muestra los resultados obtenidos para el caudal de diseño del aliviadero ( $Q = 1213 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y considerando un tamaño de los elementos del mallado de 1,00 m. Las profundidades máximas de socavación obtenidas fueron de 8,50 m y 7,50 m para los valores de  $\beta = 6,5$  y 5,0, respectivamente. Estas socavaciones son un poco más grandes que el valor obtenido en el modelo físico (6,65 m), y están en el orden del valor medio obtenido con las fórmulas empíricas (7,81 m).

Las Figuras 7b y 7c comparan la forma de la erosión obtenida en el laboratorio con la simulación numérica en los planos verticales donde se midió el valor máximo de socavación. Las distancias horizontales desde la presa hasta la máxima profundidad de erosión simuladas fueron 61,50 m ( $\beta = 6,5$ ) y 63,50 m ( $\beta = 5,0$ ), similares al valor obtenido en el laboratorio (64,20 m). La longitud del foso de socavación en la dirección longitudinal medida en laboratorio fue alrededor de 51,55 m, mientras que el valor simulado fue de 49 m. La longitud del foso de socavación en la dirección transversal fue similar al ancho total de la sección transversal completa en ambos casos.



**Figura 7.-** Simulación numérica y modelación física de la erosión aguas abajo de la presa Toachi. (a) Vista tridimensional del foso de socavación. (b) Perfil longitudinal. (c) Perfil transversal.



Las principales diferencias en la socavación medida en laboratorio y simulada parecen estar relacionados con el hecho de que la versión actual de FLOW-3D no permite activar la evaluación de la densidad y del modelo de arrastre dentro de la modelación de entrada de aire, cuando se utiliza el modelo de socavación. Esto genera chorros incidentes más compactos que la que se obtendría con una simulación correcta del mecanismo de arrastre de aire.

Destacar además que los resultados obtenidos con el modelo reducido y con las simulaciones numéricas con CFD (realizadas a escala de laboratorio), tienen efectos de escala. Sin embargo, estos resultados quedan del lado de la seguridad.

## CONCLUSIONES

En este trabajo se han obtenido resultados similares resolviendo el problema desde cuatro perspectivas diferentes: modelo físico, formulaciones empíricas, método semi-empírico de potencial erosivo y simulaciones CFD.

Los resultados ponen de manifiesto la idoneidad de cruzar distintas metodologías para conseguir una adecuada solución de fenómenos complejos como es el caso de la erosión al pie de presa. De este modo, las simulaciones numéricas sirven como complemento de las formulaciones clásicas y de los modelos de laboratorio, permitiendo ahondar en el conocimiento de los fenómenos físicos y así obtener la mejor solución.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a CELEC EP HIDROTOAPI por los datos proporcionados. El tercer autor agradece el apoyo de la Escuela Politécnica Nacional (Ecuador) a través del Programa de Profesor invitado, y el apoyo del programa PMPDI-UPCT 2015, que le permitieron desarrollar una estancia en el Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos-CHIERI de la Escuela Politécnica Nacional (Ecuador), de septiembre a diciembre de 2015.

## REFERENCIAS

- Annandale, G.W.** (1995). "Erodibility". *Journal of Hydraulic Research* 33 (4), 471-494.
- Annandale, G.W.** (2006). *Scour Technology. Mechanics and Engineering Practice*. McGraw-Hill.
- Bisaz, E. and Tschopp, J.** (1972). "Profundidad de erosión al pie de un vertedero para la aplicación de corrección de arroyos en quebradas empinadas". *Proceedings of the Fifth Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IAHR)*, Lima, Peru, 447-456.
- Bollaert, E.F.** (2002). *Transient Water Pressures in Joint and Formations of Rock Scour due to High-Velocity Jet Impact, Communication N° 13*. Laboratory of Hydraulic Constructions, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland.
- Bollaert, E.F. and Schleiss, A.** (2003). "Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets. Part 1: A state-of-the-art review". *Journal of Hydraulic Research* 41(5), 451-464.
- Bombardelli, F.A. and Gioia, G.** (2006). "Scouring of granular beds by jet-driven axisymmetric turbulent cauldrons". *Phys. Fluids* 18(8), 088-101.
- Brethour, J., and Burnham, J.** (2010). "Modeling Sediment Erosion and Deposition with the FLOW-3D Sedimentation & Scour Model". *Flow Science Technical Note*, FSI-10-TN85, 1-22.
- Carrillo, J.M.** (2014). *Metodología numérica y experimental para el diseño de los cuencos de disipación en el sobrevuerto de presas de fábrica*. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Cartagena, Spain.
- Castillo, L.G.** (1989). *Metodología experimental y numérica para la caracterización del campo de presiones en los disipadores de energía hidráulica. Aplicación al vertido en presas bóveda*. PhD Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, Spain.
- Castillo, L.G., Dolz, J. and Polo, J.** (1991). "Acquisition and analysis of data to characterize dynamic Actions in Hydraulic Energy Dissipators". *XXIV IAHR Congress*. D, 273-280. Madrid.
- Castillo, L.G.** (2002). "Parametrical Analysis of the Ultimate Scour and Mean Dynamic Pressures at Plunge Pools". *Workshop on Rock Scour due to High Velocity Jets*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Castillo, L.G.** (2006). "Areated jets and pressure fluctuation in plunge pools". *The 7th International Conference on Hydroscience and Engineering (ICHE-2006)*, IAHR, ASCE, Drexel University. College of Engineering. DSpace Digital Library. DU Haggerty Library, Philadelphia, USA.
- Castillo, L.G., Puertas, J. and Dolz, J.** (2007). "Discussion about Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part I: A state-of-the-art review". *Journal of Hydraulic Research* 45 (6), 853-858.

- Castillo, L.G.** (2007). "Pressure characterization of undeveloped and developed jets in shallow and deep pool". *32nd Congress of IAHR, the International Association of Hydraulic Engineering & Research*, 2, 645-655, Venice, Italy.
- Castillo, L.G. and Carrillo, J.M.** (2012). "Hydrodynamics characterization in plunge pool. Simulation with CFD methodology and validation with experimental measurements". *2nd IAHR Europe Congress*, Munich.
- Castillo, L.G. and Carrillo, J.M.** (2013). "Analysis of the ratio scale in nappe flow case by means of CFD numerical simulations". *Proceedings of 2013 IAHR Congress*, Chengdu, China.
- Castillo, L.G. and Carrillo, J.M.** (2014a). "Scour analysis downstream of Paute-Cardenillo Dam". *3rd IAHR Europe Congress*, Porto.
- Castillo, L.G., Carrillo, J.M. and Sordo-Ward, A.** (2014b). "Simulation of overflow nappe impingement jets". *Journal of Hydroinformatics* 16(4), 922-940. DOI: 10.2166/hydro.2014.109.
- Castillo, L.G. and Carrillo, J.M.** (2015a). "Characterization of the dynamic actions and scour estimation downstream of a dam". *Dam Protections against Overtopping and Accidental Leakage*. CRC Press, 231-243. DOI: 10.1201/b18292-26.
- Castillo, L.G., Carrillo, J.M. and Blázquez, A.** (2015b). "Plunge pool dynamic pressures: A temporal analysis in the nappe flow case". *Journal of Hydraulic Research* 53(1), 101-118. DOI: 10.1080/00221686.2014.968226.
- Castillo, L.G. Carrillo, J.M. and Álvarez, M.A.** (2015c). "Complementary Methods for Determining the Sedimentation and Flushing in a Reservoir". *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(11):05015004. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001050.
- Castillo, L.G. and Carrillo, J.M.** (2016). "Scour, Velocities and Pressures Evaluations Produced by Spillway and Outlets of Dam". *Journal of Water*, 8(3):68. DOI: 10.3390/w8030068.
- Chee, S.P. and Padiyar, P.V.** (1969). "Erosion at the base of flip buckets". *Engineering Journal, Inst. of Canada* 52(111), 22-24.
- Ervine, D.A. and Falvey, H.R.** (1987). "Behavior of turbulent jets in the atmosphere and plunge pools". *Proceedings of the Institutions of Civil Engineers*, 83 (2), 295-314.
- Ervine, D.A., Falvey, H.R. and Whithers, W.** (1997). "Pressure Fluctuations on Plunge Pool Floors". *Journal of Hydraulic Research* 35 (2).
- Escuela Politécnica Nacional, HIDROTOAPI E.P.** (2013). *Estudio experimental en modelo hidráulico. Escala 1:50. Verificación experimental del diseño definitivo de la presa Toachi y obras complementarias. Informe Técnico Fase IV*. Quito, Ecuador.
- Felderspiel, M.P.** (2011). *Response of an embedded block impacted by high-velocity jets*. PhD Thesis. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- Flow Sciences Inc.** (2015). *FLOW-3D Users Manual Version 11.1*. Santa Fe, New Mexico.
- Guo, J.** (2002). "Hunter Rouse and Shields diagram". *Proc 1th IAHR-APD Congress*, Singapore, 2, 1069-1098.
- Hartung, W.** (1959). "Die Kolkbildung hinter Überstromen wehren im Hinblick auf eine beweglich Sturzbettgestaltung". *Die Wasser Wirtschaft* 49(1), 309-313.
- Hidalgo, M.** (2007). *Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas*. Quito: Departamento de Hidráulica-Escuela Politécnica Nacional.
- Hidrotoapi E.P.** (2010). *Informe 6256.0-R-18. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo*. Quito.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D.** (1981). "Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries". *Journal of Computational Physics* 39 (201).
- Jaeger, C.** 1939. *Über die Aehnlichkeit bei flussaulichen Modellversuchen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, 34(23/24), 269.
- Machado, L.I.** (1980). "Formulas to calculate the scour limit on granular or rock beds". *XIII National workshop on large dams*, Subject 1, Rio de Janeiro, Brazil, 35-52.
- Martins, R.** (1975). "Scouring of rocky riverbeds by free-jet spillways". *Water Power & Dam Construction*. April, 1975.
- Mason, P.J.** (1989). "Effects of air entrainment on plunge pool scour". *Journal of Hydraulic Engineering* 115(3), 385-399.
- Mason, P.J. and Arumugan, K.** (1985). "Free Jets Scour below Dams and Flip Buckets". *Journal of Hydraulic Engineering* 111(2), 220-235.
- Mastbergen, D.R. and Von den Berg J.H.** (2003). "Breaching in fine sands and the generation of sustained turbidity currents in submarine canyons". *Sedimentology* 50, 625-637.
- Melo, J.F., Pinheiro, A.N. and Ramos, C.M.** (2006). "Forces on plunge pool slabs: influence of joints location and width". *Journal of Hydraulic Engineering* 132 (1), 49-60.
- Meyer-Peter, E. and Müller, R.** (1948). "Formulas for bed-load transport". *Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research*, 39-64.
- Mirtskhulava, T.E.** (1967). "Alguns Problemas da Erosao nos Leitos dos Rios". Moscow. Trans. No 443do L.N.E.C.
- Puertas, J.** (1994). *Criteria hidráulicos para el diseño de cuencos de disipación de energía en presas bóveda con vertido libre por coronación*. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña, Spain.
- Rubinstein, G.L.** (1963). "Laboratory investigation of local erosion on channel beds below high overflow dams". *Transactions of Coordination Conferences on Hydraulic Engineering. Iss. VII, Conference on Hydraulics of High Head Water Discharge Structures*. Gosenergoizdat M.L.
- Taraimovich, I.I.** (1978). "Deformation of channels below high head spillways on rock foundations". *Hydrotechnical Construction* 9, 917-922.
- Van Rijn, L.C.** (1984). "Sediment transport, Part I: Bed load transport". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 10, pp. 1431-1456.