

# Fórmulas para estimar los caudales máximos efluentes de ruptura de represas brasileñas en el siglo XXI

Carolina Icho<sup>1</sup>, Rodolfo Scarati<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Candidato a Ms, Escuela de Ingeniería, Universidad de Sao Paulo, carolina.icho@usp.br

<sup>2</sup>Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de São Paulo, scarati @usp.br

## Resumen

Para predecir la inundación resultante después de la ruptura de una presa se han desarrollado muchos enfoques computacionales y empíricos a lo largo de la historia. Todos ellos incluyen una cierta cantidad de parámetros y están destinados a ayudar a los ingenieros con estimaciones rápidas y planificación de estudios más detallados. En este artículo, nuestro objetivo es evaluar las diferentes fórmulas empíricas propuestas por investigadores del área para estimar el caudal pico efluente de ruptura de represas y comparar los resultados de dos estudios de casos diferentes, el desbordamiento y la ruptura por Piping de las represas Jurumirim y Chavantes. Además, se implementó el software HEC-RAS como referencia para calcular los caudales pico efluentes. Debido a la gran cantidad de fórmulas disponibles, se empleó un análisis estadístico para evaluar y clasificar los resultados. Finalmente, se discutirá la pertinencia y rango de aplicación de las fórmulas.

## Introducción

Para minimizar las pérdidas asociadas con la ruptura de una represa, la Política Nacional de Seguridad de Represas de Brasil desde 2010 exige la elaboración de un Plan de Riesgo (ANA, 2010) que incluye la estimación de los impactos potenciales de la ruptura de una represa y el correspondiente Plan de Acción de Emergencia (PAE) cuyo objetivo es reducir las pérdidas humanas, de infraestructura y de biodiversidad. El PAE contiene información como los mapas de inundación y los procedimientos a realizar en casos de emergencia (Lauriano, 2009). Estos se estiman a partir de la previsión y cálculo de niveles máximos de inundación, velocidades de agua y caudales máximos resultantes de los escenarios de ruptura. Para garantizar la seguridad de las estructuras hidráulicas, la normativa brasileña exige una actualización constante del Manual de Seguridad de Presas (ANA, 2016) que describe el procedimiento de inspección de seguridad de presas. De esta manera, es sumamente importante la necesidad de desarrollar herramientas útiles y prácticas para clasificar la amenaza, planificar acciones de emergencia, mapear y evaluar los riesgos potenciales (Graham, 1998). Una de estas herramientas es la modelización del flujo de efluentes de la ruptura de una presa, mediante enfoques empíricos, matemáticos y computacionales. El modelado computacional utiliza modelos matemáticos y numéricos que predigan los fenómenos hidráulicos e hidrológicos.

Un modelo computacional bien conocido es el software HEC-RAS (Brunner, 1995) por ser una herramienta gratuita y simplificada ya que requiere pocos datos de entrada y puede presentar un panorama sintetizado de los estudios unidimensionales de flujo constante, del flujo inestable unidimensional y bidimensional, de los cálculos de transporte de sedimentos/lecho móvil y modelado de temperatura y calidad del agua para una completa red de cauces naturales y/o artificiales. Además, es gratuito y funciona con pequeñas simplificaciones de la ecuación de Saint Venant, que usa el método implícito de diferencias finitas proporcionando un alto grado de precisión y confiabilidad (Mbajiorgu, 2017).

De este modo, se utilizará el software HEC-RAS para evaluar y comparar el desempeño de diversas fórmulas empírico-prácticas propuestas por investigadores en el área a fin de estimar el caudal máximo efluente de la ruptura de una represa por Piping y Overtopping en una situación de emergencia. Consecuentemente, el objetivo de este proyecto es identificar fórmulas prácticas y comparar sus resultados con un enfoque más sofisticado utilizando dos casos de estudio: Las represas Jurumirim y Chavantes, dos unidades hidroeléctricas ubicadas en el estado de São Paulo, Brasil.

## Material y Métodos

Se seleccionaron diversas fórmulas para estimar el caudal pico efluente de ruptura (Tabla 1) cuyos parámetros se registraron a partir de los planos de diseño de las estructuras de estudio (Figura 1) y (Figura 2) y reportes de estudio de ruptura de represas (FCTH, 2003).

Author	Formula	Depends on
Pierce (2008) <sup>1</sup>	$Q_p = 0.784 \times H_w^{2.648}$	h <sub>w</sub>
Pierce (2008) <sup>2</sup>	$Q_p = 2.325 \times \ln(H_w)^{6.403}$	h <sub>w</sub>
Pierce (2008) <sup>3</sup>	$Q_p = 0.00919 \times V^{6.743}$	V
Singh and Snodgrass (1984) <sup>1</sup>	$Q_p = 1.776 \times V^{0.47}$	V
U. S. Bureau of Reclamation (1982) Enveloped Equation	$Q_p = 19.1 \times h_w^{1.83}$	h <sub>w</sub>
Soil Conservation Service (1981) apud Wahl (2008)	$Q_p = 16.6 \times h_w^{1.83}$	h <sub>w</sub>
Singh and Snodgrass (1984) <sup>2</sup>	$Q_p = 13.4 \times H^{1.89}$	H
Singh and Snodgrass (1984) <sup>3</sup>	$Q_p = 1.776 \times V^{0.47}$	V
Costa (1985) <sup>1</sup>	$Q_p = 1.122 \times V^{0.57}$	V
Evans (1986)	$Q_p = 0.72 \times V^{0.33}$	V
Lou (1981) apud Faria (2019)	$Q_p = 7.683 \times H^{1.809}$	H
Froehlich (1995b)	$Q_p = 0.607 \times V^{0.295} \times h_w^{1.24}$	V, h <sub>w</sub>
MacDonald and Langridge - Monopolis (1984)	$Q_p = 1.154 \times (V \times h_w)^{0.412}$	V, h <sub>w</sub>
MacDonald and Langridge - Monopolis (1984) Enveloped equation	$Q_p = 3.85 \times (V \times h_w)^{0.411}$	V, h <sub>w</sub>
Hagen(1982) <sup>1</sup>	$Q_p = 0.54 \times (V \times H)^{0.2}$	V, H
Hagen(1982) <sup>2</sup>	$Q_p = 1.205 \times (H \times V)^{0.49}$	V, H
Vertedor de soleira espessa - Singh (1996) apud Faria (2019)	$Q_p = 1.7 \times b \times h^2$	b, h
Costa (1985) <sup>2</sup>	$Q_p = 0.981 \times (S \times H)^{0.42}$	S, H
Costa (1985) Enveloped Equation	$Q_p = 2.634 \times (S \times H)^{0.44}$	S, H
Wetmore e Fread (1983) apud Faria (2019)	$Q_p = 1.7 \times Bt \times \left( \frac{1.94 \times \frac{A_s}{B_s}}{Tp + \left[ \frac{1.94 \times A_s}{Bb \times \sqrt{H}} \right]} \right)^3$	A <sub>s</sub> , H
Xu and Zhang (2009)	$\frac{Q_p}{\sqrt{g \times V^{5/3}}} = 0.175 \times \left( \frac{H}{H_r} \right)^{0.109} \times \left( \frac{V^{1/3}}{h_w} \right)^{-1.274} \times e^{0.84}$	V, H, h <sub>w</sub>
Mohamed (2001) <sup>2</sup>	$Q_p = 0.98 \times A \times \sqrt{2 \times g \times (H_w - H_p)}$ (Only Q <sub>up</sub> )	A, H <sub>w</sub> , H <sub>p</sub>
Apud NRCS (2005)	$Q_p = 65 \times H_w^{1.85}$ $Q_p = 1.1 \times Br^{1.35}$	H <sub>w</sub> , V, Ab
Saint Venant apud Faria (2019)	$Q_p = \frac{8}{27} \times b \times \sqrt{g} \times Y_{snake}^2$	b, h <sub>w</sub> , h <sub>min-op</sub>
Mohamed (2001) <sup>1</sup>	$Q_p = 3 \times b \times (H_w - H_c)^{1.5}$	b, h <sub>w</sub> , H <sub>c</sub>
Macchione (2008) <sup>1</sup>	$Q_p = \left( \frac{1}{2} \times g \right)^{1/2} \times \left( \frac{4}{5} \times (H_w - Y) \right)^{5/2} \times \tan(\beta)$	h <sub>w</sub> , β, m, H
Macchione(2008) <sup>2</sup>	$Q_p = \left( \frac{1}{2} \times g \right)^{1/2} \times (H_w(H_w - 2Y))^{1/2} \times (H_w - Y)^{-1/2} \times \tan(\beta)$	h <sub>w</sub> , β, m, H

**Tabla 1.** Fórmulas para estimar el caudal pico efluente de una ruptura de represa. **Fuente:** Autor

En primer lugar, se utilizó el software HEC-RAS (Figura 1) con la información de cada caso simulado (Tabla 2) y (Tabla 3) que variando la geometría de su brecha, las condiciones de contorno, en la elevación inicial de Pipping, WS inicial en algunos casos, la elevación del área inundada por la ruptura y tiempo de formación de la brecha. Así mismo, fue necesario adoptar una brecha equivalente de forma simétrica trapezoidal o triangular para que pueda ser registrado en el software.

Jurumirim Dam					
Simulation	1	2	3	4	5
Center Station of the breach	5035	5035	1110	5035	5035
Final Bottom Longitudinal Width	25	68	260	25	68
Final Bottom Elevation	533	539	554	533	539
Left Side Slope	6.4	6.4	8	6.4	6.4
Right Side Slope	2.7	2.7	8	2.7	2.7
Breach Weir Coefficient			1.44		
Breach Formation Time (hrs)			7.35		
Failure Mode			Piping		
Piping Coefficient			0.5		
Initial Piping Elevation	550	550	554	568	568
Trigger Failure at			WS Elev		
Starting WS			568		
Top of Dam Elevation			570		
Breach Bottom Elevation			533		
Pool Elevation at Failure			568		
Pool Volume at Failure			7100000		
Dam Crest Width			6		
Slope of US Dam Face Z1 (H:V)			6.4		
Slope of US Dam Face Z2 (H:V)			2.7		
Earth Fill Type			Fine Homogeneous		
Dam Type			Concrete - faced dam		
Dam Erodibility	High	High	High	High	High
Boundary conditions	05/jan		800		
	06/jan		800		
	07/jan		800		
	08/jan		800		
	09/jan		800		
	10/jan		800		

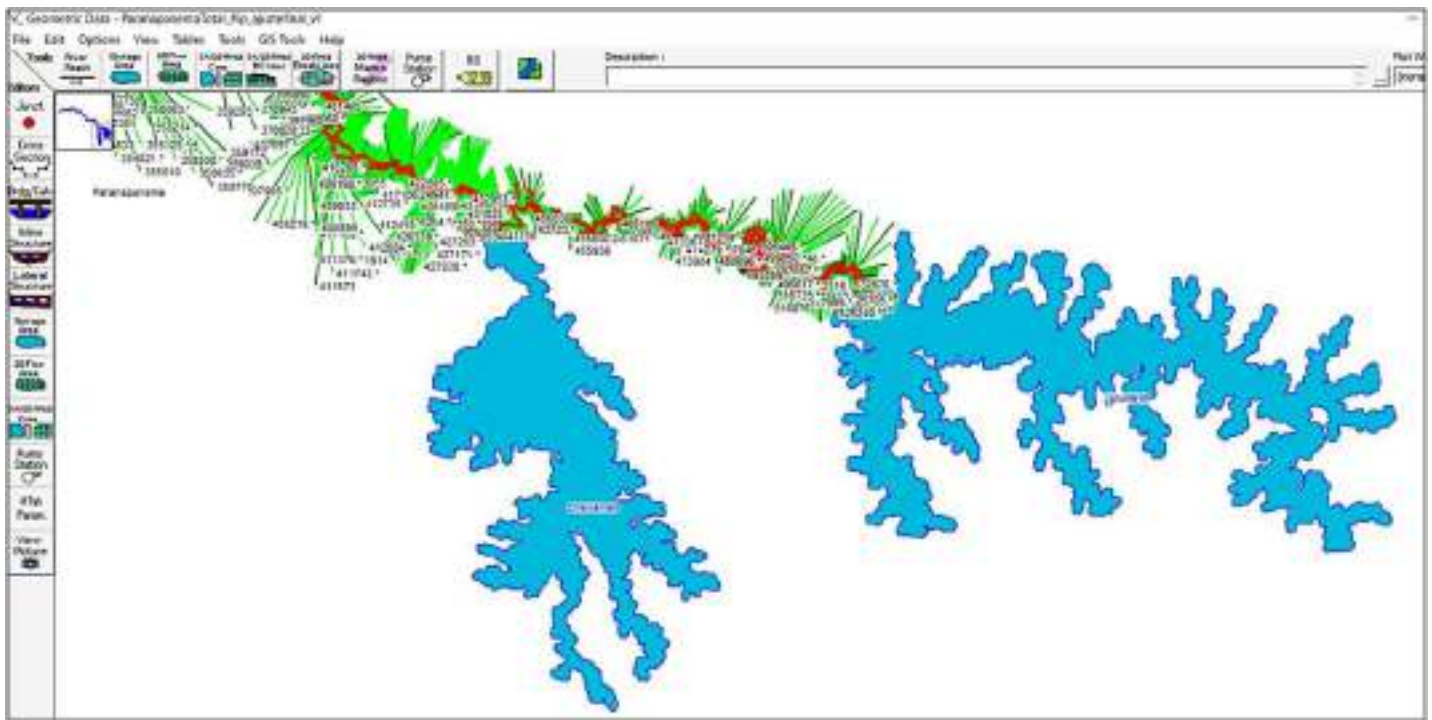
Jurumirim Dam													
Simulation	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Center Station of the breach	3035	3035	3035	3035	3035	3035	3035	3035	3035	3035	1110	1110	1110
Final Bottom Longitudinal Width	25	25	25	25	25	25	25	68	25	68	260	260	260
Final Bottom Elevation	533	533	533	533	533	533	533	539	533	539	554	554	554
Left Side Slope	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	8	8	8
Right Side Slope	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	8	8	8
Breach Weir Coefficient	1.44												
Breach Formation Time (hrs)	7.17	7.27	7.17	7.27	7.27	7.27	7.17	7.17	7.17	7.17	7.17	7.17	7.17
Failure Mode	Overtopping												
Trigger Failure at	WS Elev												
Starting WS	568	568	568	568	568	568	568	568	568	568	568	568	568
Top of Dam Elevation	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570	570
Breach Bottom Elevation	539	539	539	539	539	539	539	539	539	539	539	539	539
Pool Elevation at Failure	568	570	568	570	570	570	568	568	568	568	568	568	568
Pool Volume at Failure	7750000												
Dam Crest Width	6												
Slope of US Dam Face Z1 (H/V)	20.4												
Slope of US Dam Face Z2 (H/V)	0												
Earth Fill Type	Fine Homogeneous												
Dam Type	Concrete - faced dam												
Dam Erodibility	High												
Boundary conditions	05/jan	800	800	1000	1000	1000	1000	1000	800	1000	1000	800	1000
	06/jan	800	800	1200	1200	1500	1200	1500	800	1200	1200	800	1200
	07/jan	800	800	1500	1500	2000	1500	2000	800	1500	1500	800	1500
	08/jan	800	800	1800	1800	2500	1800	2500	800	1800	1800	800	1800
	09/jan	800	800	2000	2000	3000	2000	3000	800	2000	2000	800	2000
	10/jan	800	800	2500	2500	3800	2500	3800	800	2500	2500	800	2500

**Tabla 2.** Datos de entrada de la Represa Jurumirim en el software HEC-RAS. **Fuente:** Autor

Chavantes Dam		
Simulation	1	2
Center Station of the breach		1315
Final Bottom Longitudinal Width		500
Final Bottom Elevation		410
Left Side Slope		2
Right Side Slope		3
Breach Weir Coefficient		1.44
Breach Formation Time (hrs)		10.86
Failure Mode		Piping
Piping Coefficient		0.5
Initial Piping Elevation	421	473.5
Trigger Failure at		WS Elev
Starting WS		474
Top of Dam Elevation		479.6
Breach Bottom Elevation		391.8
Pool Elevation at Failure		474
Pool Volume at Failure		8800000
Dam Crest Width		11
Slope of US Dam Face Z1 (H:V)		0.9
Slope of US Dam Face Z2 (H:V)		0.9
Earth Fill Type		Non-homogeneous or Rockfill
Dam Type		Dam with
Dam Erodibility		High
Boundary conditions	05/jan	3500
	06/jan	3500
	07/jan	3500
	08/jan	3500
	09/jan	3500
	10/jan	3500

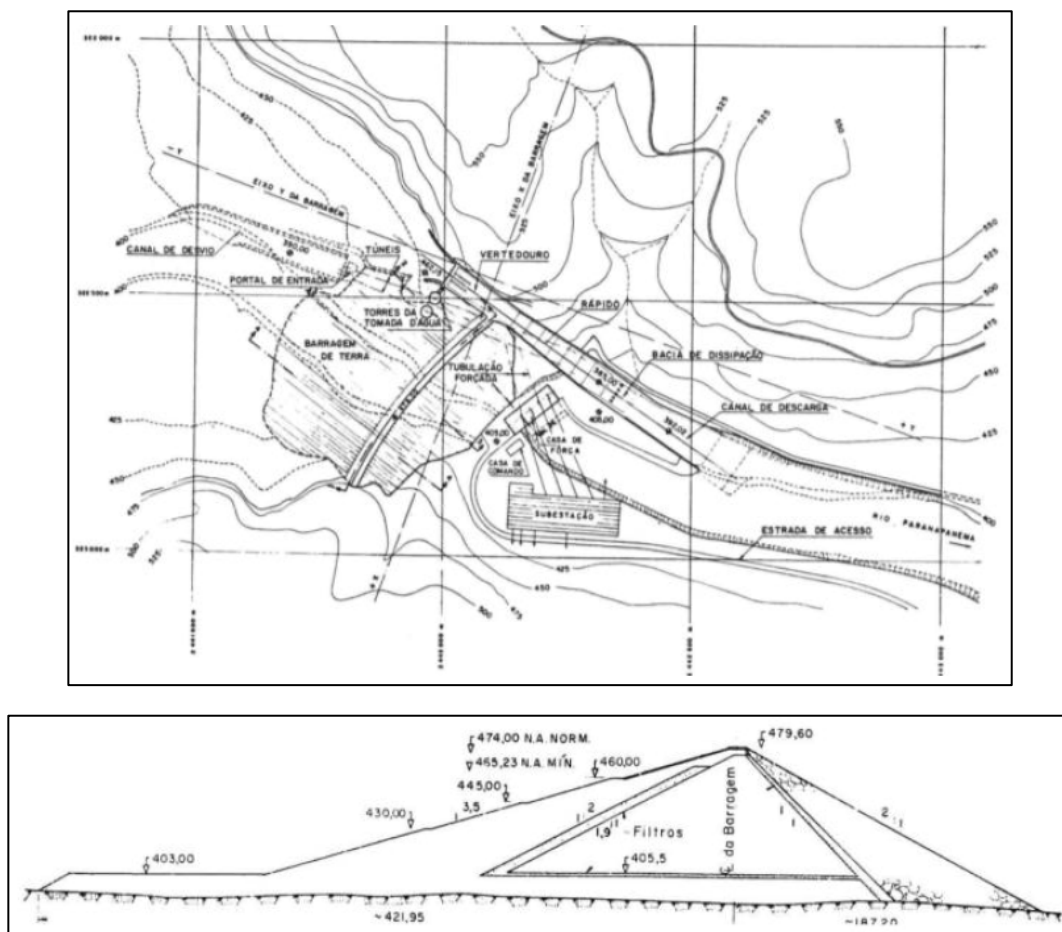
Chavantes Dam						
Simulation		3	4	5	6	7
Center Station of the breach		1315				
Final Bottom Longitudinal Width		500				
Final Bottom Elevation		410				
Left Side Slope		2				
Right Side Slope		3				
Breach Weir Coefficient		1.44				
Breach Formation Time (hrs)		11.12	11.12	11.12	11.19	11.19
Failure Mode		Overtopping				
Trigger Failure at		WS Elev				
Starting WS		474				
Top of Dam Elevation		479.6				
Breach Bottom Elevation		391.8				
Pool Elevation at Failure		474	474.5	474	474	475.5
Pool Volume at Failure		9500000				
Dam Crest Width		11				
Slope of US Dam Face Z1 (H:V)		0.9				
Slope of US Dam Face Z2 (H:V)		0.9				
Earth Fill Type		Non-homogeneous or Rockfill				
Dam Type		Dam with corewall				
Dam Erodibility		High				
Boundary conditions	05/jan	3500	3500	5000	5000	5000
	06/jan	3500	3500	8000	8000	8000
	07/jan	3500	3500	10000	10000	10000
	08/jan	3500	3500	12000	12000	12000
	09/jan	3500	3500	20000	20000	20000
	10/jan	3500	3500	35000	35000	35000

**Tabla 3.** Datos de entrada de la Presa Chavantes en el software HEC-RAS. **Fuente:** Autor



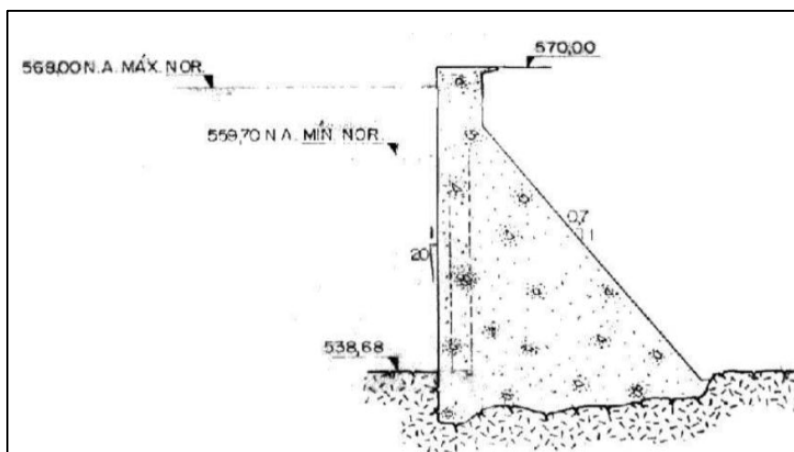
**Figura 1.** Implementación del software HEC-RAS en la represa Chavantes y la represa Jurumirim.

**Fuente:** FCTH (2003).



**Figura 2.** Vista de planta y corte de la represa Chavantes. **Fuente:** FCTH (2003)

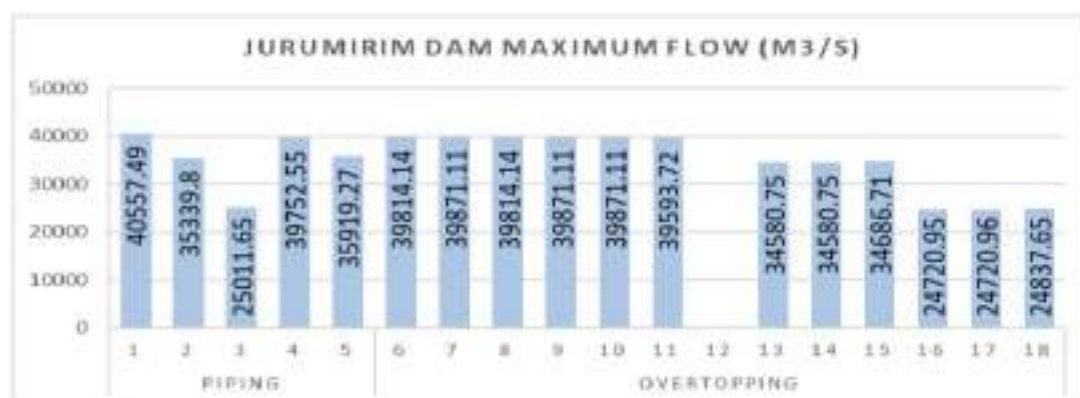




**Figura 3.** Plano transversal de la represa de concreto Jurumirim. **Fuente:** FCTH (2003)

## Resultados y discusión

El software HEC-RAS nos brindó información sobre el caudal y volumen máximo en 5 casos de ruptura de Piping y 13 casos de ruptura por Overtopping simulados en la Represa Jurumirim (Figura 4). También se analizaron dos casos de ruptura por Piping y 5 casos de ruptura por rebosamiento en la presa Chavantes (Figura 5).

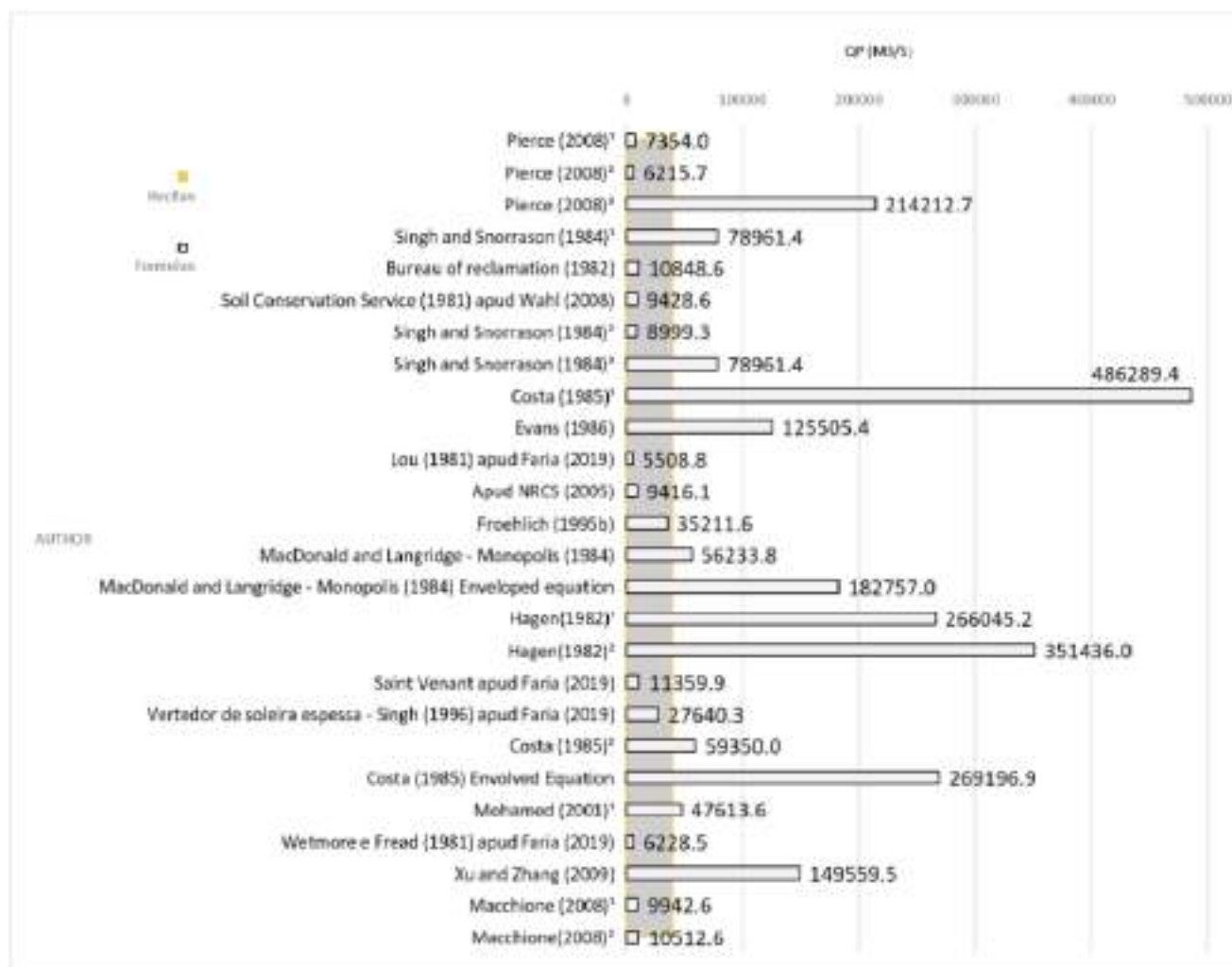


**Figura 4.** Caudal máximo efluente de ruptura de la represa Jurumirim. **Fuente:** Autor



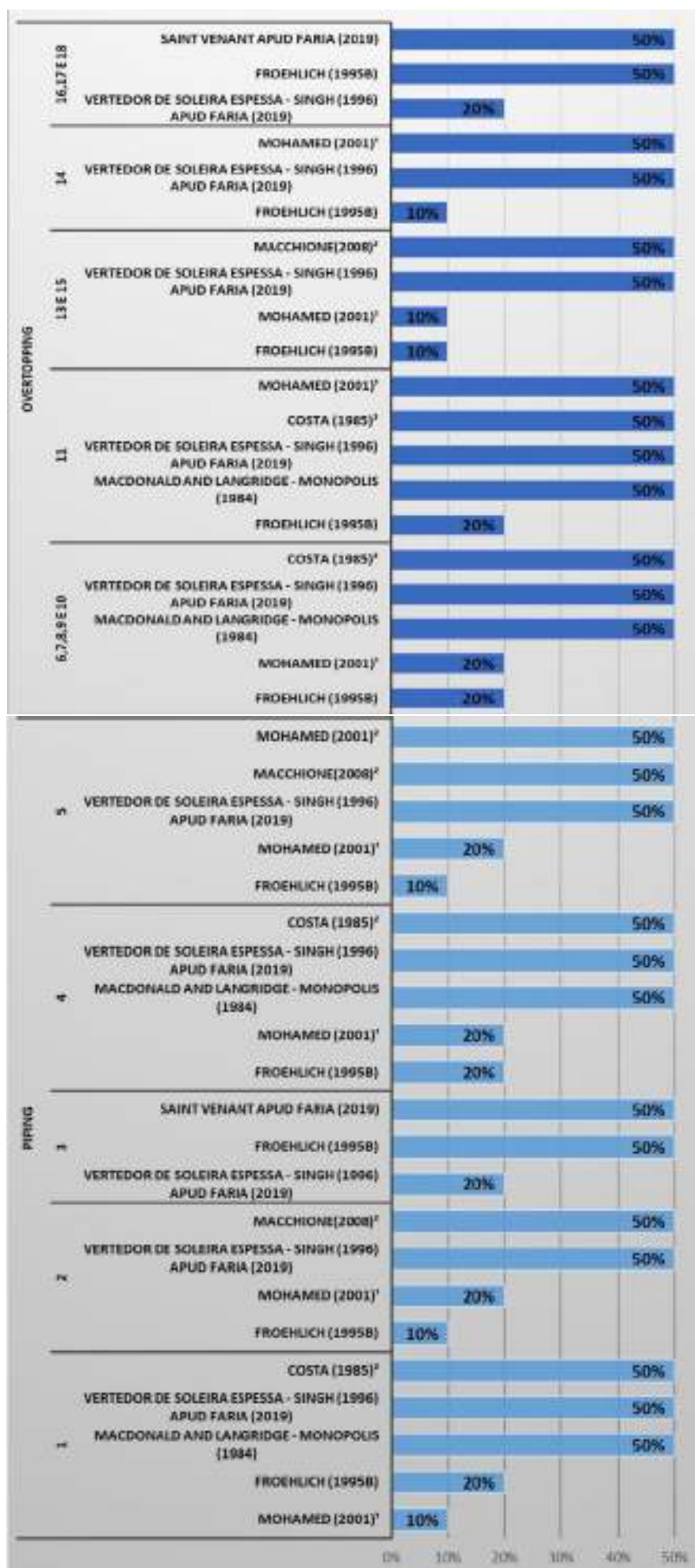
**Figura 5.** Caudal máximo efluente de ruptura de la represa Chavantes. **Fuente:** Autor

Estos resultados se compararon con los resultados generados a partir de las fórmulas propuestas por los autores mencionados. Podemos observar el siguiente cuadro comparativo del caso 7 con ruptura por Overtopping en la represa de Jurumirim. En este caso, el caudal calculado por el software HEC-RAS es igual a 39871,1 m³/s (Figura 6).

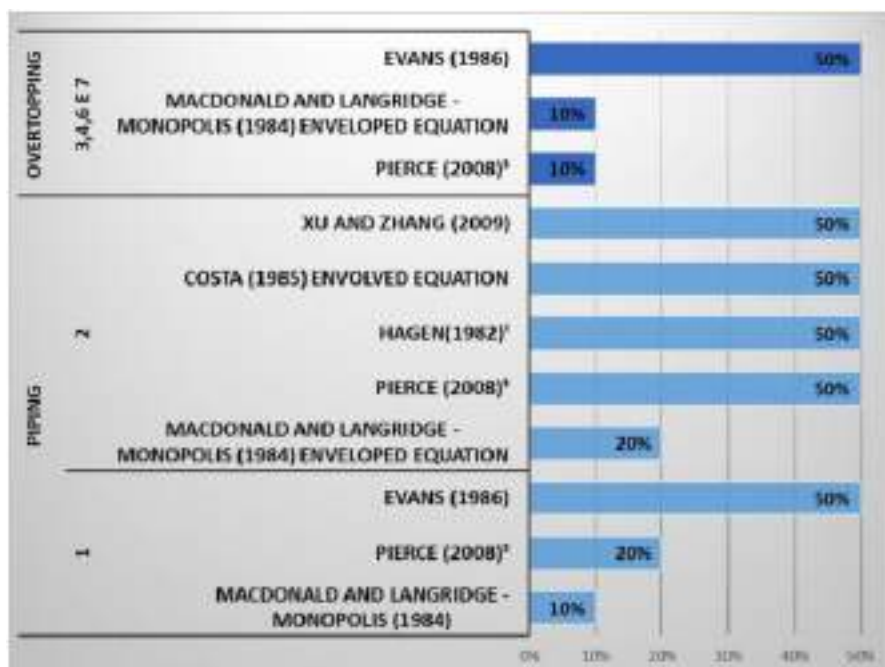


**Figura 6.** Cuadro comparativo de los caudales máximos efluentes de ruptura de brecha calculados por el software HecRas (gris oscuro) y por las fórmulas propuestas (gris claro). **Fuente:** Autor

Se calculó y clasificó el grado de incertidumbre entre los resultados proporcionados en cada caso de la represa Jurumirim y de la represa Chavantes usando el software HEC-RAS y los generados por las fórmulas propuestas (Figura 7) y (Figura 8). Podemos ver que muy pocas fórmulas son capaces de predecir resultados cercanos a los que obtuvieron HEC-RAS independientemente de la cantidad de parámetros considerados lo que nos permite postular que la correcta selección de la información a utilizar con las fórmulas es más importante que la parametrización detallada.



**Figura 7.** Grado de incertidumbre entre los resultados proporcionados en cada caso por el software HEC-RAS y los generados por las fórmulas propuestas en la represa Jurumirim. **Fuente:** Autor



**Figura 8.** Grado de incertidumbre entre los resultados proporcionados en cada caso por el software HEC-RAS y los generados por las fórmulas propuestas en la represa Chavantes. **Fuente:** Autor

El caso 12 (Ruptura por desborde en la presa Jurumirim) y el caso 5 (Ruptura por Overtopping en la represa Chavantes) no fueron considerados en el análisis debido a sus resultados inconsistentes o por la imposibilidad de ser simulados en el software HEC-RAS. Tomando en consideración que el número de casos restantes es válido y confiable, se puede seleccionar de 3 a 5 fórmulas que realmente se aproximen más a los resultados del software HEC-RAS simulado en ruptura por Piping y Overtopping.

Según Wahl (2004), las predicciones del flujo máximo tienen incertidumbres de alrededor del 50 % al 100 % en el orden de magnitud, excepto la ecuación del flujo máximo de Froehlich que tiene una incertidumbre de alrededor del 33 % de orden de magnitud. Afirmación que fue parcialmente verificada debido a que los valores resultantes de este estudio tienen un rango de 10% -50%. Además, el propuesto por Froehlich es el más preciso que se ha analizado.

Se usó un análisis de regresión lineal múltiple para desarrollar una ecuación que prediga el flujo de salida máximo de la ruptura de represa de terraplén (Froehlich, 1995b). Aunque inicialmente la fórmula propuesta por Froehlich y Macchione fue analizada para este material de represas, también tienen un buen desempeño cuando se comparan con los resultados de las simulaciones realizadas en la represa Jurumirim usando el software Hec Ras.

Por otro lado, Pierce amplió la base de datos de brechas en terraplenes con 44 estudios de casos, lo que generó una base de datos de 87 casos. Se realizaron análisis de regresión lineal, lineal compuesto, curvilíneo y multivariable en la base de datos compuesta para desarrollar las mejores relaciones de ajuste y envolvente que correlacionan la altura del agua detrás de la presa (H), el volumen de agua detrás de la presa (V), el factor de presa (HV), la altura agua detrás de la presa (H), el volumen de agua detrás de la presa (V) y pico de descarga  $Q_p$  (Pierce, 2010).

Por otro lado, respecto al Hidrograma con Decaimiento Parabólico que representa el tiempo de vaciado de manera más paulatina que la triangular y más consistente en represas de tierra pues los tramos de descenso buscan representar un decaimiento aproximadamente exponencial (Faria, 2019).

Finalmente, en base a los resultados obtenidos, casos analizados y literatura del tema se recomienda el uso de las fórmulas propuestas por Froehlich (1995b) y Singh (1996) para represas de concreto y la fórmula de Pierce (2008) para represas de tierra. En segunda instancia, se recomienda utilizar las fórmulas postuladas por Mohamed (2001) para represas de concreto, las propuestas por MacDonald Envelope (1984) y Evans (1986) para represas de tierra.



Adicionalmente, se encontraron fórmulas para el cálculo de otras variables de ruptura (Tabla 4). Podemos observar que existe un amplio panorama de estudio que podría ser analizado en el futuro abriendo paso a más investigaciones sobre el tema.

Variable to calculate	Amount of formulas	"n" input variables						
		n=1	n=2	n=3	n=4	n=5	n=6	n=7
Peak Flow	26	11	7	4	1	2	1	0
Breach formation time	8	3	4	0	0	0	1	0
Volume eroded	2	0	2	0	0	0	0	0
Breach area	4	0	0	3	1	0	0	0
Average breach width	1	0	0	1	0	0	0	0
Erosion rate	6	0	0	0	2	0	1	3
Breach width as a function of time	4	0	0	0	1	1	2	0
Breach height as a function of time	1	0	0	0	1	0	0	0
Rate of water depletion	5	0	0	0	1	1	2	1

**Tabla 4.** Clasificación de las fórmulas para el cálculo de variables de ruptura. **Fuente:** Autor

## Conclusiones

Este artículo resume las contribuciones más importantes para predecir el caudal de ruptura de una represa a partir de una revisión histórica de las fórmulas postuladas y comparación de los resultados obtenidos de un modelo computacional. Es por ello que se revisó la literatura del tema donde se encontraron más de 50 formulaciones.

En general, en la represa Jurumirim, las fórmulas más precisas en todos los casos son las fórmulas propuestas por Froehlich (1995B) y Singh (1996). En segundo lugar, la fórmula propuesta por Mohamed (2001) es precisa en la mayoría de los casos analizados. En tercer lugar, se cumplen en algunos casos las fórmulas propuestas por el U.S. Army corps of Engineering, por Macchione, por Costa (1985) 2 y por MacDonald (1984).

En cambio, en el caso de la presa Chavantes, la fórmula más precisa en todos los casos es la propuesta por Pierce (2008). En segundo lugar, la fórmula propuesta por Evans (1986) y la ecuación Enveloped de MacDonald (1984) que cumple en la mayoría de los casos analizados. En tercer lugar, en algunos casos de ruptura por Piping se cumplen las fórmulas de Xu y Zhang (2009), Costa (1985) ecuación de evoltoria, Hagen (1982) y MacDonald (1984).

Se encontraron limitaciones en algunas ecuaciones homogéneas debido a una limitada descripción de los parámetros que suelen ser difusas para el usuario final. Incluso, las simulaciones 1D HEC-RAS también pueden criticarse en términos de precisión por la limitada representación simétrica de la brecha, flujos de alta concentración de sedimentos, etc.