

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA
XXVI CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

**NUEVA METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LA SOCAVACIÓN DE DISEÑO
ALREDEDOR DE CEPAS DE PUENTE**

CRISTIAN RIFO¹
OSCAR LINK²

RESUMEN

A nivel mundial, los puentes fallan debido a la socavación con mayor frecuencia de lo esperado, pese a que el diseño considera escenarios desfavorables, lo que evidencia un comportamiento estocástico de la socavación y la necesidad de mejoras en los procedimientos de diseño actuales. En este trabajo, se calcula la evolución de la profundidad de socavación local alrededor de cepas de puente mediante un modelo que considera el relleno de la fosa de socavación debido a la depositación de sedimentos durante la recesión de las crecidas. Se realiza un análisis de frecuencia de las series de profundidad de socavaciones máximas. Los resultados obtenidos para diez puentes Chilenos muestran que las series de profundidad de socavaciones máximas, peak sobre un umbral (POT) son más adecuadas que las series de máximos anuales (AMAX). La profundidad de socavaciones máximas se distribuye siguiendo la distribución de Cauchy. Para un período de retorno de 100 años, las profundidades de socavación en los diez puentes analizados resultaron entre un 22% y un 202% de la profundidad de socavación de equilibrio utilizada actualmente en el diseño, lo que evidencia la necesidad de un criterio diferente y más uniforme para seleccionar la profundidad de socavación de diseño. El método propuesto permite un cálculo directo de la profundidad de socavación local de diseño en función de su probabilidad de ocurrencia, lo que abre la posibilidad de introducir un diseño probabilístico para mejorar la gestión del riesgo de la infraestructura.

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile – email: crisrifo@udec.cl

² Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile – email: olink@udec.cl

1. INTRODUCCIÓN

La profundidad de socavación controla el diseño hidráulico de un puente y, por lo tanto, la estimación de su valor máximo extremo es crucial para la seguridad del puente. En la práctica, los esquemas de diseño se basan en curvas envolventes, donde la profundidad de socavación de diseño se considera como aquella provocada por un caudal de inundación extremo, típicamente asociado a un período de retorno de 100 o 200 años, que se supone actúa sobre el cauce durante el tiempo necesario para lograr la socavación de equilibrio. Dicho enfoque de diseño se adopta, por ejemplo, en: Melville y Coleman (2000), Arneson et al. (2012), MOP (2020) y DWA (2021), y conduce a buenas condiciones de seguridad (ver, por ejemplo, Shahriar et al. 2021), aunque por el contrario, las fallas de puentes inducidas por socavación ocurren con mayor frecuencia de lo esperado, generalmente durante crecidas con diversos periodos de retorno (Wardhana y Hadipriono 2003, Cook et al. 2015, Tubaldi et al. 2017, Manfreda et al. 2018), lo que evidencia un comportamiento estocástico de la socavación y la necesidad de un enfoque de diseño diferente.

En este trabajo, las series temporales de socavación alrededor de cepas de puente se calculan considerando la evolución de la socavación local y la depositación de sedimentos. Se realiza un análisis de frecuencia de las profundidades máximas de socavación considerando series de peak sobre umbrales (POT) y series máximas anuales (AMAX) para obtener la función de densidad de probabilidad de la profundidad máxima de socavación. La profundidad de socavación de diseño se determina a partir de un análisis de frecuencia para un período de retorno dado correspondiente a un riesgo asociado de falla del puente. La nueva filosofía de diseño propuesta se discute en los contextos de mejora de la seguridad del puente, monitoreo y mantenimiento.

2. METODOS

2.1 ZONA DE ESTUDIO

En el presente estudio se consideraron diez puentes ubicados en Chile, entre las latitudes $36^{\circ}32'$ y $40^{\circ}45'$ S, y las longitudes $72^{\circ}5'$ y $72^{\circ}58'$ W. La Figura 1 muestra la ubicación de los puentes del estudio. La Tabla 1 muestra las principales propiedades.

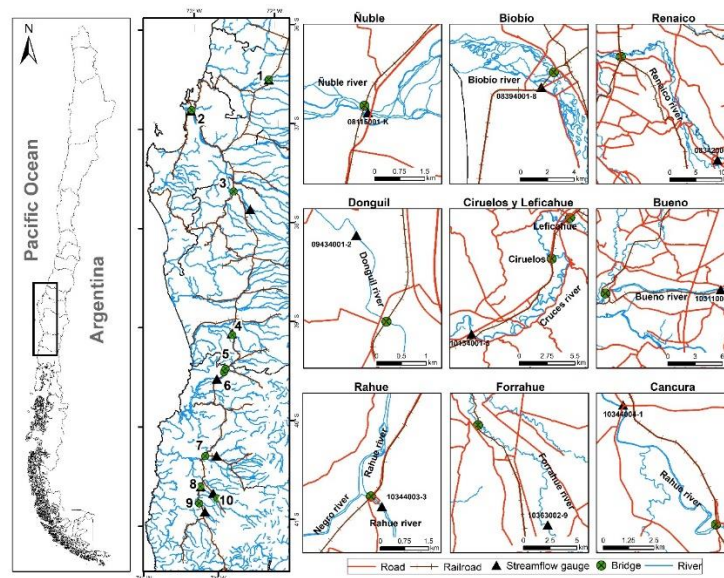


Figura 1 Ubicación de los puentes en estudio.

Tabla 1 Propiedades principales de los puentes en estudio.

Nr.	Puente	Lat.	Lon.	Tipo	Edad	Diámetro Pilote (m)	Área cuenca (km ²)	Forma del pilote
1	Ñuble	36°32'S	72° 5'W	Ferrovionario	97	2.5	2,973	Cilíndrico
2	Biobío	36°49'S	73° 5'W	Ferrovionario	130	0.4	21,217	Cilíndrico
3	Renaico	37°40'S	72°35'W	Ferrovionario	88	4.1	1,493	Round Nose
4	Donguil	39° 7'S	72°40'W	Ferrovionario	115	2.8	739	Cilíndrico
5	Ciruelos	39°29'S	72°48'W	Ferrovionario	111	2.7	1,635	Cilíndrico
6	Leficahue	39°27'S	72°47'W	Ferrovionario	111	2.5	648	Cilíndrico
7	Bueno	40°19'S	73° 6'W	Ferrovionario	138	2.5	4,483	Cilíndrico
8	Rahue	40°37'S	73°10'W	Ferrovionario	114	2.5	2,124	Cilíndrico
9	Forrahue	40°48'S	73°12'W	Ferrovionario	111	4.2	200	Rectangular
10	Cancura	40°45'S	72°58'W	Vial	43	2	1,837	Complejo

2.2 SERIES DE CAUDALES

Se obtuvieron series temporales de caudales a partir de las mediciones de las estaciones fluviométricas cercanas a los puentes en estudio. Las que son administradas por la Dirección General de Aguas (DGA, 2021). La Tabla 2 presenta las estaciones disponibles para cada puente.

Tabla 2 Estaciones fluviométricas.

ID	Puente	SFG code	Lat.	Long.	Periodo de registro	Altitude
1	Ñuble	8115001-K	36° 33' 00"	72° 05' 60"	1956 - 1982	107
2	Biobio	8394001-8	36° 50' 16"	73° 03' 41"	1970 - 2020	16
3	Renaico	8342001-4	37° 50' 41"	72° 23' 27"	1982 - 2019	135
4	Donguil	9434001-2	39° 07' 03"	72° 40' 44"	1947 - 2019	85
5	Ciruelos	10134001-5	39° 33' 12"	72° 54' 02"	1969 - 2020	60
6	Leficahue	10134001-5	39° 33' 12"	72° 54' 02"	1969 - 2020	60
7	Bueno	10311001-7	40° 19' 43"	72° 57' 27"	1926 - 2019	45
8	Rahue	10344003-3	40° 38' 00"	73° 10' 53"	2008 - 2020	40
9	Forrahue	10344004-1	40° 42' 21"	73° 01' 08"	2008 - 2020	50
10	Cancura	10363002-9	40° 54' 16"	73° 07' 54"	1991 - 2019	117

Las series de caudales presentan diferentes periodos de registro y numerosos vacíos de información de diversa duración. Para llenar los vacíos en la serie de caudales medios diarios, se aplicó el algoritmo de aprendizaje automático MissForest siguiendo a Arriagada et al. (2021). Generando series completas de caudales medios diarios para el período 1970 a 2016.

2.3 VELOCIDAD Y LA PROFUNDIDAD DEL FLUJO

Las curvas que relacionan la velocidad y la profundidad del flujo con el caudal del río se calcularon con el software HEC-RAS 5.0.7. Para las simulaciones se obtuvieron modelos digitales de elevación de EFE (2020). El coeficiente de rugosidad de Manning se estimó mediante la fórmula de Strickler y el método de Cowan descrito en Chow (1994). La Figura 2 muestra los modelos de elevación digital y las curvas para los puentes de estudio.

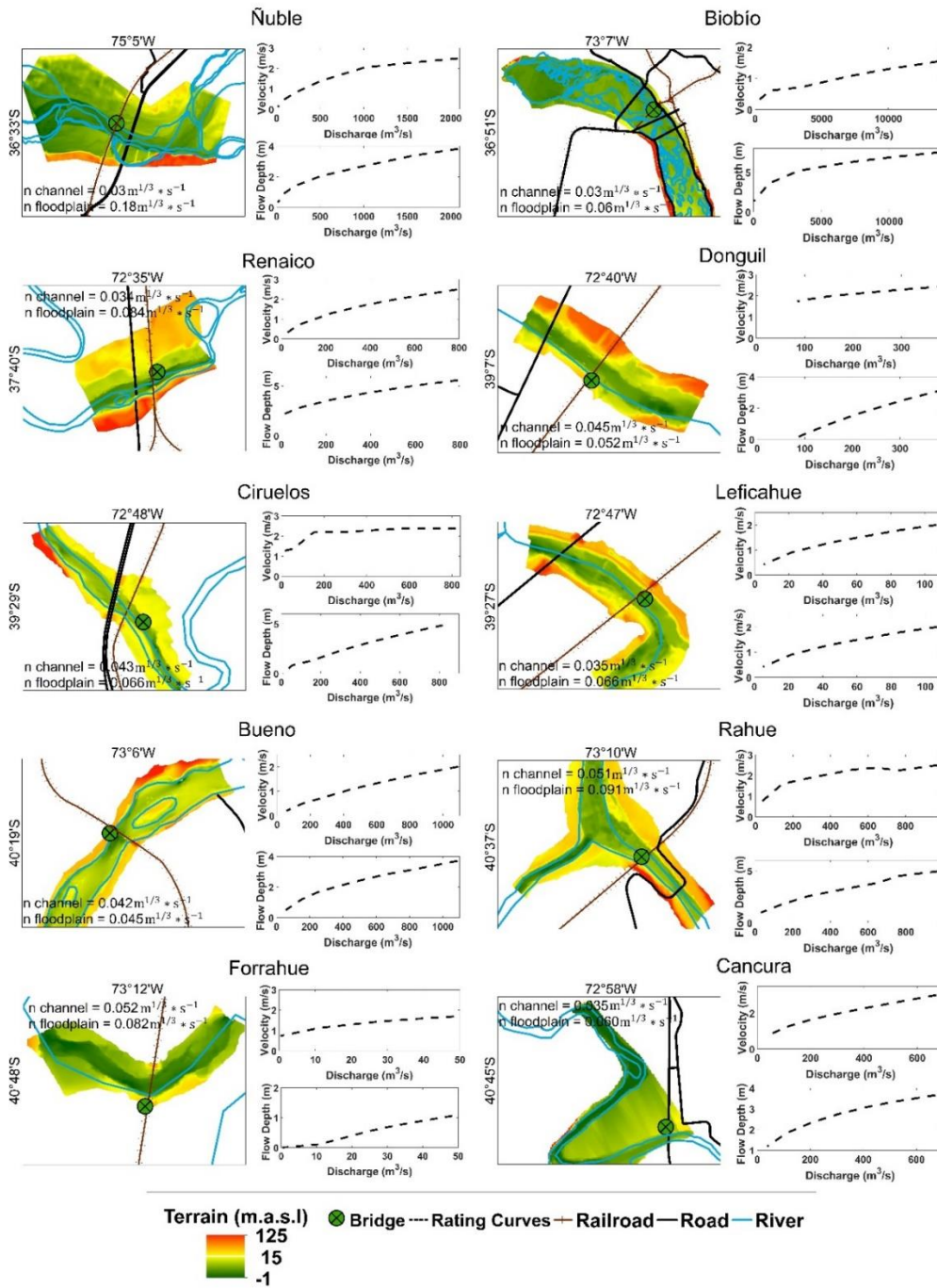


Figura 2. Modelos de elevación digital, coeficiente de rugosidad de Manning's y rating curves.

2.4 TIEMPO DEPENDENCIA DE LA SOCAVACION Y DEPOSITACION EN PILOTES DE PUENTES

La profundidad de socavación local dependiente del tiempo en los pilotes de un puente se calculó con el modelo de Link et al. (2020). La definición matemática del trabajo de flujo efectivo adimensional W^* es:

$$W^* = \int_0^{t_{end}} \frac{Fr_d^3 u_{ef}}{z_R} \delta dt \quad (1)$$

Donde $Fr_d = u_{ef}/\sqrt{\rho'gd_s}$ es el número de Froude densimétrico, $u_{ef} = u - u_{cs}$ es el exceso de velocidad por encima de la condición de socavación incipiente $u_{cs}(= 0.5u_c)$, u es la velocidad de flujo promedio, u_c es la velocidad crítica para el inicio del movimiento del sedimento en el lecho no perturbado, $z_R = D^2/2d_s$ es una longitud de referencia, D es el diámetro del pilote, d_s es el diámetro representativo de las partículas de sedimento (p. ej., d_{50}), t_{end} es el tiempo considerado para el análisis (por ejemplo, la duración del hidrograma para el evento analizado), y δ es la función delta de Dirac. Se pueden encontrar más detalles de DFW en Link et al., (2020).

Si el suministro de sedimentos es mayor que la capacidad de transporte de sedimentos ocurrirá depositación. El suministro de sedimentos puede provenir de cuatro fuentes que son: (1) la carga de lavado y sedimento de la cuenca que ingresa con la escorrentía superficial al cauce, (2) sedimento que es erosionado desde el lecho del cauce, (3) sedimento que es movilizado producto de la socavación local alrededor de obstáculos al flujo y (4) avalanchas que ocurren en las laderas de la fosa de socavación. La depositación de sedimentos, se calculó de acuerdo con la fórmula de Link et al. (2020):

$$Dep = \int_0^{t_{end}} \frac{1}{\rho_s(1-p)} \alpha \frac{w_s}{q} (g_s - \beta g_s^*) dt \quad (2)$$

Donde α es una constante (= 0.5 para escorrentía superficial e =1.0 para escurrimiento en canales abiertos, de acuerdo a Foster 1982 y Lu et al. 2008), w_s es la velocidad de sedimentación (m/s), q es el caudal específico por unidad de ancho (m³/m/s), p es la porosidad del lecho de sedimentos, g_s es la tasa de suministro de sedimento (kg/m/s) y g_s^* es la capacidad de transporte de sedimentos (kg/m/s). β es un factor de corrección introducido por Lu et al. (2008). g_s^* se calculó mediante la ecuación de transporte de Meyer-Peter and Müller (1948). Por lo tanto, $\beta = 1$ y α se usa como un parámetro de calibración del modelo. La tasa de suministro de sedimentos se calculó como $g_s = \xi g_s^*$ con un coeficiente de exceso de sedimentos, $\xi \in [1, +\infty[$. Así, la depositación de sedimentos en un intervalo de tiempo Δt se calculó según:

$$Dep \approx \begin{cases} 0 & , \quad \xi g_s^{*t-\Delta t} \leq g_s^{*t} \\ \frac{\alpha}{\rho_s(1-p)} \frac{\xi g_s^{*t-\Delta t} - g_s^{*t}}{z^t} \Delta t & , \quad \xi g_s^{*t-\Delta t} > g_s^{*t} \end{cases} \quad (3)$$

La Tabla 3 muestra los parámetros para el cálculo de la tiempo-dependencia de la profundidad de socavación de pilotes con el modelo DFW para los puentes en estudio.

Tabla 3. Parámetros del modelo DFW para los puentes en estudio.

	ξ	α	c_1	c_2	c_3	$D_{50}(mm)$	$D_{90}(mm)$	$D(m)$	S
Ñuble	4.0	0.00020	0.0800	0.031	0.23	50.0	163.6	2.5	0.0020
Biobío	2.5	0.00020	0.0100	0.010	0.37	0.92	3.200	0.3	0.0002
Renaico	2.5	0.00020	0.0120	0.040	0.27	20.0	47.49	4.1	0.0029
Donguil	2.5	0.00200	0.0003	0.010	0.30	0.40	84.26	2.5	0.0010
Ciruelos	2.5	0.02250	0.0250	0.028	0.25	8.69	45.86	2.7	0.0020
Leficahue	2.5	0.00020	0.0060	0.028	0.30	8.84	62.36	2.5	0.0025
Bueno	2.5	0.00002	0.0150	0.030	0.30	10.1	34.60	2.5	0.0070
Rahue	2.5	0.00020	0.0350	0.031	0.23	24.8	81.95	2.5	0.0010
Forrahue	2.5	0.00225	0.0015	0.028	0.28	5.25	39.75	4.2	0.0060
Cancura	5.0	$1 * 10^{-9}$	0.1800	0.010	0.20	85.0	133.0	2.0	0.0740

2.5 SERIE DE PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN EXTREMA

Un tema principal que debe abordarse para el análisis de frecuencia de profundidades de socavación máximas extremas es la selección de valores para construir la serie temporal de valores extremos. Siguiendo a Cunnane (1973), se evaluaron dos series de tiempo comúnmente utilizadas en el análisis de frecuencia de inundaciones, estas son peak sobre umbral (POT) y series máximas anuales (AMAX). Para la serie POT se estableció un valor umbral para la selección de las magnitudes de la socavación local (un valor por año que supera el valor límite) siguiendo la metodología propuesta por Lang et al. (1999). Como regla general, se estableció un mínimo de 30 datos sobre el valor umbral para el análisis de frecuencia de la socavación local. Se seleccionó la mejor serie para el análisis de frecuencia de acuerdo con la eficiencia:

$$E = \frac{\text{var} (Z_s(T)_{AMAX})}{\text{var} (Z_s(T)_{POT})} \quad (4)$$

donde E es la eficiencia, var es la varianza, $Z_s(T)$ es la profundidad de socavación local correspondiente a un período de retorno de T años. Las eficiencias $E > 1$ sugieren que la serie POT es mejor, $E < 1$ sugieren que la serie AMAX es mejor y $E = 1$ sugieren que ambas series son igualmente buenas para el análisis de frecuencia.

2.6 DISTRIBUCIÓN DE LAS PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN EXTREMAS.

Se aplicó el método de máxima verosimilitud para ajustar las distribuciones de probabilidad que representan las series de profundidades de socavaciones máximas extremas. Las distribuciones utilizadas para el estudio son weibull, normal, lognormal, gamma, Gumbel y Cauchy.

Se determinó la bondad de ajuste para cada distribución de probabilidad utilizando las pruebas de Kolmogorov-Smirnov (KS), χ^2 , Anderson-Darling (AD) con un nivel de significancia de 0,05, el coeficiente de determinación (r^2), el criterio de información de Akaike (AIC) y el valor mínimo del criterio de información bayesiano (BIC).

2.7 PERÍODO DE RETORNO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN DE EQUILIBRIO

El período de retorno de una profundidad de socavación se determinó a partir de la función de distribución de probabilidad seleccionada, como el inverso de la probabilidad de excedencia.

2.8 CONTRIBUCIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL AL RIESGO DE COLAPSO DE PUENTES

La contribución de la socavación local al riesgo de colapso del puente se calculó a través del riesgo hidrológico R de que se exceda una inundación con un período de retorno igual a T durante la vida útil, L_t , de diseño del puente:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^{L_t} \quad (5)$$

En el presente estudio, se adoptó una vida útil de 60 años para los puentes de estudio.

3. RESULTADOS

3.1 TIEMPO-DEPENDENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN LOCAL EN PILOTES DE PUENTES

La Figura 3 muestra la tiempo-dependencia de la profundidad de socavación local calculada para los puentes en estudio de acuerdo con los parámetros de la Tabla 3.

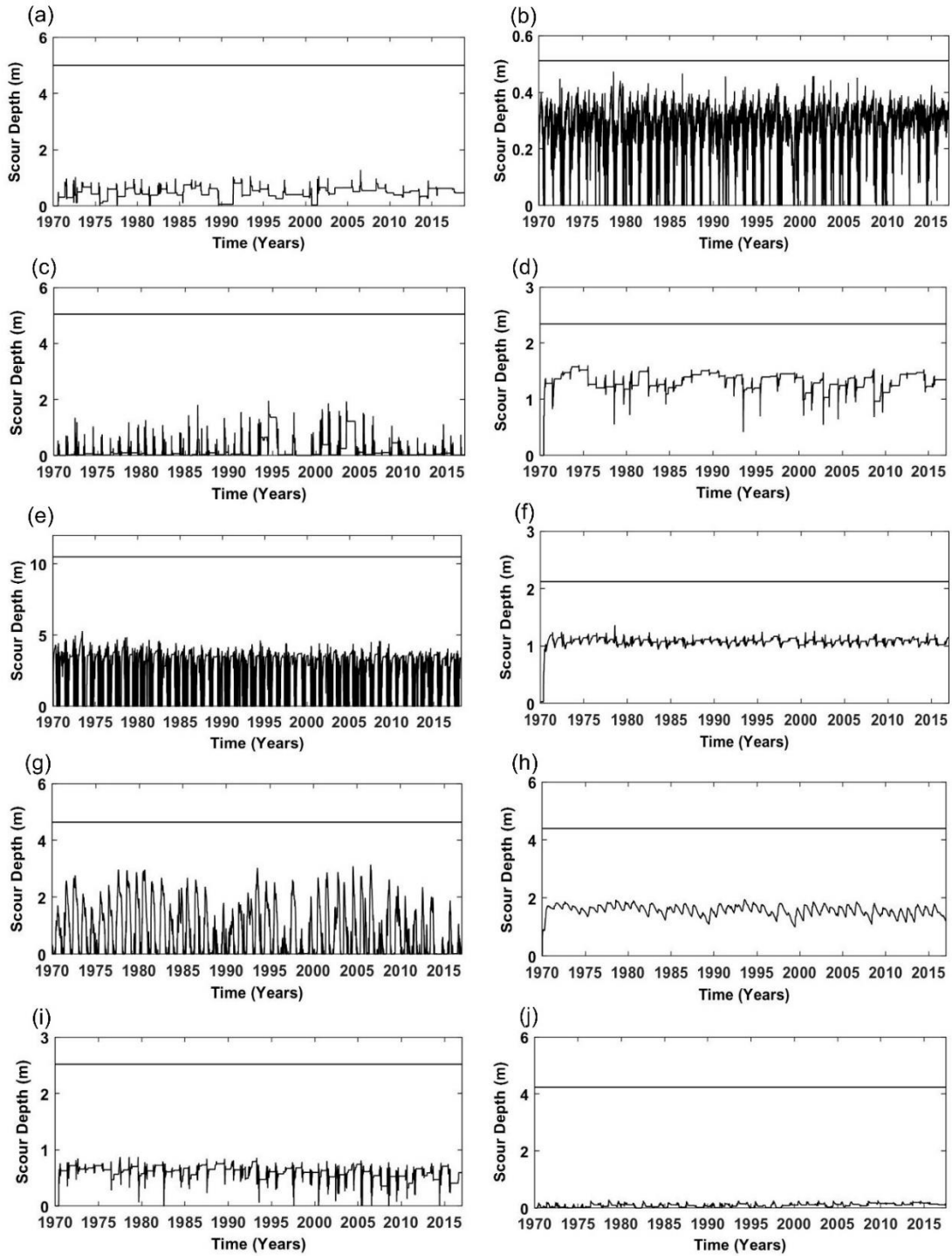


Figura 3. Cálculo de la tiempo-dependencia de la socavación local en los puentes Ñuble (a), Biobío (b) Renaico (c), Donguíl (d), Ciruelos (e), Leficahue (f), Bueno (g), Rahue (h), Forrahue (i), y Cancura (j). La línea sólida es la profundidad de socavación de equilibrio correspondiente a c_1 .

La socavación resultante es altamente dinámica en el tiempo, con importantes variaciones durante el período de estudio (1970-2016). Siete de los diez casos (a, b, c, e, g, i, y j) presentaron depositación de sedimentos que fue capaz de revertir la socavación a cero varias veces, mientras que los casos d, f, y h presentaron una profundidad de socavación superior a cero durante todo el periodo. En todos los casos, el número de máximos locales fue mayor

que el número de años bajo análisis. Cabe destacar que algunos sitios exhibieron máximos de socavación similares (p. ej., casos a, e, h y j), mientras que otros exhibieron máximos con magnitudes diferencias notables (p. ej., casos b y g).

3.2 SERIE DE PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN EXTREMA

La eficiencia, $E > 1$, en 24 de 40 casos; $E = 1$ en 7 casos y $E < 1$ en 9 casos. En consecuencia, la serie POT fue en general igual o mejor ($24+7 = 31$ de 40) que la serie AMAX para el análisis de frecuencia de profundidades máximas de socavación local y, por lo tanto, se seleccionan para el análisis de frecuencia. Para un mayor detalle de los resultados consultar a Rifo et al. (2022).

3.3 DISTRIBUCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EXTREMA

Todas las FDP candidatas presentaron estadísticos de bondad de ajuste aceptables. De acuerdo con las pruebas y los criterios estadísticos, no existe una sola FDP que se desempeñe mejor en todos los puentes de estudio. Así, se analizó la sensibilidad de los valores extremos al periodo de retorno como criterio adicional para la selección de FDP. Las profundidades de socavación calculadas con las distribuciones Weibull, normal, lognormal, gamma y Gumbel presentaron una sensibilidad muy baja o nula al período de retorno, lo cual no es realista. En contraste, la distribución de Cauchy calculó variaciones realistas de las magnitudes de socavación con el período de retorno. Por lo tanto, se seleccionó como la mejor distribución que representa profundidades de socavación locales extremas en todos los puentes. Para un mayor detalle de los resultados consultar a Rifo et al. (2022).

3.4 PERÍODO DE RETORNO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN DE EQUILIBRIO

El período de retorno de la socavación local de equilibrio fue superior a 100 años en 6 de los diez puentes de estudio, y menor a 100 años en 4 de los puentes de estudio. Presentando una importante variabilidad entre los puentes de estudio, oscilando entre 25 y 570 años, lo que evidencia la falta de un criterio consistente para la determinación de la profundidad de socavación de diseño en los actuales métodos de diseño. Por el contrario, la profundidad de socavación con un período de retorno de 100 años resultó entre el 22 % y el 202 % de la profundidad de socavación de equilibrio utilizada actualmente en el diseño. Para un mayor detalle de los resultados consultar a Rifo et al. (2022).

3.5 PERÍODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA DE PUENTES DEBIDO A LA EXCEDENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN LOCAL DE DISEÑO

La Tabla 4 muestra la profundidad de socavación local calculada para diferentes períodos de retorno y riesgo en los puentes en estudio. La magnitud de la profundidad de socavación local correspondiente a un período de retorno dado presenta una gran variación entre los sitios de estudio.

Tabla 4. Profundidad de socavación local dimensional y adimensional para diferentes periodos de retorno.

Bridge	T 25 (años)		T 50 (años)		T 100 (años)		T 200 (años)	
	R = 90%		R = 70%		R = 50%		R = 26%	
	$Z_s(m)$	Z^*	$Z_s(m)$	Z^*	$Z_s(m)$	Z^*	$Z_s(m)$	Z^*
Ñuble	1.63	0.0261	2.41	0.0386	3.98	0.0637	7.11	0.1138
Biobío	0.50	0.0103	0.60	0.0123	0.79	0.0162	1.17	0.0240
Renaico	3.34	0.0079	5.56	0.0132	9.98	0.0237	18.82	0.0448
Donguil	1.78	0.0002	2.09	0.0003	2.77	0.0004	3.99	0.0005
Ciruelos	5.47	0.0130	6.53	0.0156	8.67	0.0207	12.93	0.0308
Leficahue	1.36	0.0038	1.53	0.0043	1.86	0.0053	2.53	0.0072
Río Bueno	4.28	0.0138	5.98	0.0193	9.37	0.0303	16.14	0.0522
Rahue	1.99	0.0158	2.42	0.0192	3.28	0.0261	5.01	0.0397
Forrahue	0.94	0.0006	1.10	0.0007	1.42	0.0008	2.08	0.0012
Cancura	0.40	0.0168	0.57	0.0243	0.92	0.0392	1.62	0.0689

4. CONCLUSIONES

Se propuso un método que calcula la profundidad de socavación local de diseño en función de su probabilidad de ocurrencia, introduciendo un enfoque probabilístico en el diseño de puentes para mejorar la gestión del riesgo de la infraestructura. La evolución temporal de la profundidad de socavación local en los pilotes de un puente se calculó considerando el relleno de la fosa de socavación debido a la depositación de sedimentos durante la recesión de la inundación, y se realizó un adecuado análisis de frecuencia de la serie de profundidad de socavación máxima extrema. La serie POT se adecua mejor que la serie AMAX de las profundidades de socavación máximas para el análisis de frecuencia, y las profundidades de socavación extremas en los pilotes de un puente siguen una distribución de Cauchy. Las profundidades de socavación con un período de retorno de 100 años dieron como resultado el 22 al 202% de la profundidad de socavación de equilibrio utilizada actualmente en el diseño. Se necesita investigación adicional para proporcionar más evidencia experimental y de campo para una mayor validación del modelo. En este contexto, la medición de campo de la socavación durante las inundaciones es especialmente desafiante.

5. AGRADECIMIENTOS

Proyecto fondecyt regular 122134.
 Empresa de los Ferrocarriles del Estado EFE.
 Beca Doctorado de la Universidad de Concepción.

6. REFERENCIAS

Arneson, L.A., Zevenbergen, L.W., Lagasse, P.F., Clopper, P.E., 2012. Evaluating Scour at Bridges. Hydraulic Engineering Circular No. 18, 5th ed.; FHWA-HIF-12-003; US DOT: Washington, DC, USA, 2012.

Arriagada, P., Karelovic, B., and Link, O., 2021. Automatic gap-filling of daily streamflow time series in data-scarce regions using a machine learning algorithm. Journal of Hydrology, 598(2021), 126454.

Chow, V.T., 1994: Hidráulica de canales abiertos. Bogotá: Mc Graw Hill.

Cook, W., Barr, P. J., and Halling, M. W., 2015. Bridge Failure Rate. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(3), 04014080.

Cunnane, C., 1973. A particular comparison of annual maxima and partial duration series methods of flood frequency prediction. *Journal of Hydrology*, 18(10), 257-271.

Dirección General de Aguas (DGA), 2021. Estaciones Fluiométricas. Disponibles en: <https://dga.mop.gob.cl/servicioshidrometeorologicos/Paginas/default.aspx> [Accessed March 2020].

Empresa de los Ferrocarriles del Estado (EFE), 2020. Diagnóstico de infraestructura de puentes y terraplenes de la red ferroviaria de EFE.

German Association for Water, Wastewater and Waste (DWA), 2020. Merkblatt DWA-M 529: Auskolkungen an pfahlartigen Bauwerksgründungen. ISBN 978-3-96862-066-4.

Lang, M., Ouarda, T.B.M.J., and Bobée, B., 1999. Towards operational guidelines for over-threshold modelling. *Journal of Hydrology*, 225 (3–4), 103–117.

Link, O., García, M., Pizarro, A., Alcayaga, H., and Palma, S., 2020. Local Scour and Sediment Deposition at Bridge Piers during Floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146(3).

Lu, J.-Y., Hong, J.-H., Su, C.-C., Wang, C.-Y., and Lai, J.-S., 2008. Field Measurements and Simulation of Bridge Scour Depth Variations during Floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), 810–821.

Manfreda, S., Link, O., and Pizarro, A., 2018. A theoretically derived probability distribution of scour. *Water (Switzerland)*, 10(11).

Melville, B. W., and Coleman, S. E., 2000. *Bridge Scour*, Water Resources Publications: Littleton, CO, USA; ISBN 1887201181.

Meyer-Peter, E., and Müller, R., 1948. Formulas for bed-load transport. In Vol. A2 of Proc., 2nd IAHR Congress, 1–26. Delft, Netherlands: International Association for Hydro-Environment Engineering and Research.

Ministerio de Obras Públicas (MOP), 2000. *Manual de Carretera*. Santiago, Chile.

Rifo, C.; Arriagada, P.; Ettmer, B.; Link, O., 2022. Frequency Analysis of Extreme Scour Depths at Bridge Piers and Their Contribution to Bridge Collapse Risk. *Hydrological Sciences Journal*, 67, 2029–2041, doi: <https://doi.org/10.1080/02626667.2022.2122718>

Shahriar, A. R., Montoya, B. M., Ortiz, A. C., and Gabr, M. A., 2021. Quantifying probability of deceadance estimates of clear water local scour around bridge piers. *Journal of Hydrology*, 597, 126177.

Tubaldi, E., Macorini, L., Izzuddin, B. A., Manes, C., and Laio, F., 2017. A framework for probabilistic assessment of clear-water scour around bridge piers. *Structural Safety*, 69, 11–22.

Wardhana, K. & Hadipriono, F. C., 2003. Study of Recent Building Failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 17(3), 151–158.