



ANÁLISIS HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO Y EVALUACIÓN DE PROCESOS EROSIVOS EN FUNDACIONES DE PUENTES

Pedro A. Basile^{1,2}, Erik Zimmermann^{1,2,3}, Gerardo Riccardi^{1,2,4} y Leonel Swistoniuk¹

¹Departamento de Hidráulica – Escuela de Ingeniería Civil (FCEIA – UNR)

²Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales (FCEIA – UNR)

³Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas

⁴Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario

Riobamba 245 bis. (2000) Rosario. Argentina

Mail de contacto: pbasile@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN

En el presente trabajo se describe y aplica una metodología orientada al proyecto de puentes fundados en lechos de ríos aluviales, la cual contempla modelación hidrológica, simulación hidráulica, análisis de geometría hidráulica y pronóstico de procesos erosivos generales y locales. La metodología de cálculo es aplicada en diez puentes de la RP 1, tramo Caleta Córdova – Camarones en la Provincia del Chubut, Patagonia Argentina. Para los estudios hidrológicos de las distintas cuencas se utilizó el modelo HEC-HMS y se determinaron caudales de diseño para lluvias de 50 años de recurrencia. Las variables hidráulicas en los tramos de emplazamiento de los distintos puentes se calcularon a partir de la integración del perfil hidráulico, para condiciones de flujo permanente gradualmente variado, mediante la implementación del modelo HEC-RAS. Los anchos morfológicos estables y las profundidades de régimen de los distintos ríos se estimaron mediante las relaciones de geometría hidráulica de Bray y Parker. Asimismo, los procesos erosivos generales se evaluaron con el método semiempírico de Listchvan-Lebediev y para el pronóstico de erosión local se emplearon las formulaciones de CSU (pilas) y Melville (estribos).

ABSTRACT

In this paper a project-oriented methodology for bridges founded on alluvial river beds is presented, which includes hydrologic modeling, hydraulic simulation, hydraulic geometry analysis and prediction of general and local erosion. The methodology of calculation is applied in ten bridges of RP 1 between Caleta Córdova and Camarones in the Province of Chubut, Patagonia Argentina. The hydrologic simulations of the different basins were performed with the HEC-HMS model. Design discharges for 50-year rainfall return period were determined. Hydraulic variables at reach scale in the location of bridges were calculated from the integration of the hydraulic profile, for steady gradually varied flow conditions, by implementing the HEC-RAS model. Stable morphological widths and regime depths of the various rivers were estimated using the hydraulic geometry relationships of Parker and Bray. Moreover, general erosion process was evaluated with the semiempirical method of Listchvan-Lebediev and for local erosion prediction the formulations of CSU (piers) and Melville (abutments) were applied at bridge sites.

INTRODUCCIÓN

Un puente económicamente viable y seguro es aquel que esta adecuadamente diseñado, dimensionado, construido y mantenido. En general, los puentes con mayor luz libre implican un mayor costo de diseño y construcción, pero en comparación con los de menor luz, generan remansos menos pronunciados, experimentan menos socavación y pueden reducir los

impactos en el medio ambiente. El aumento de socavación en un puente con luz libre insuficiente puede requerir fundaciones más profundas y eventualmente requerir ulteriores medidas de mitigación para resistir estos efectos. Consecuentemente, un puente bien diseñado debe equilibrar el costo del puente con las cuestiones de seguridad del tránsito, los impactos al medio ambiente y los requisitos reglamentarios vigentes para no causar daño a aquellos que viven aguas arriba y aguas abajo.

Cuando se determina la capacidad hidráulica de un puente, además de las consideraciones hidrológicas e hidráulicas, hay otros factores a tener en cuenta. En primer lugar se debe considerar el nivel de servicio al que va a estar sometido el puente. Si el volumen de tráfico es bajo (alto), el puente puede ser diseñado con una menor (mayor) capacidad hidráulica, resultando un puente más pequeño (grande) y menos (más) costoso. Esto significa que los terraplenes de aproximación a los puentes serán sobrepasados con más (menos) frecuencia y, consecuentemente, se deberá esperar una mayor (menor) frecuencia de tareas de mantenimiento y reparación. Un puente más pequeño puede ser menos costoso desde la perspectiva de los costos de capital inicial, pero esto no necesariamente siempre es cierto desde la perspectiva del costo total a lo largo de la vida útil de la obra.

En general, dado un caudal de diseño en una determinada sección de paso, a medida que disminuye (aumenta) la luz libre del puente mayor (menor) es el remanso que se va a generar y, por otra parte, mayor (menor) es la velocidad a través de la abertura y mayor (menor) es el potencial de erosión del lecho. La capacidad hidráulica debe ser una consideración primordial en el establecimiento de la luz libre entre estribos. El puente debe proporcionar suficiente capacidad para evitar el remanso excesivo y para evitar valores elevados de velocidades en la sección del puente.

En hidráulica de puentes la revancha de seguridad se refiere a la distancia vertical medida entre la cota de la superficie del agua para el caudal de diseño, aguas arriba del puente, y la cota de intradós de la viga del tablero del puente. El valor de dicha revancha se asocia con un caudal de diseño cuya recurrencia es generalmente de 50 o 100 años. Rutas de poco tráfico a menudo permiten un valor de recurrencia inferior para establecer la capacidad hidráulica y la revancha de seguridad.

Con frecuencia, el diseño del puente puede contemplar modificaciones de la sección transversal del río bajo el puente y, por una corta distancia, aguas arriba y aguas abajo del mismo. Estos cambios están destinados a mejorar la estabilidad del cauce y, en algunos casos, para mejorar la eficiencia hidráulica. La estabilidad del cauce se puede mejorar, por ejemplo, modificando las pendientes de márgenes y proporcionando algún tipo de revestimiento. La capacidad puede ser mejorada aumentando moderadamente la base de fondo del canal en las inmediaciones del puente y ejecutando transiciones adecuadas aguas arriba y aguas abajo.

Otro componente crítico del diseño y/o evaluación de la abertura de un puente se relaciona con la estabilidad del mismo ante procesos de socavación general y local en pilas/estribos. Desde un punto de vista hidráulico, la magnitud de la erosión local en una pila es función de la profundidad y la velocidad de flujo, de la alineación de la pila con el flujo, de la forma y de las dimensiones de la pila. En función de los costos y la complejidad de la fundación, será necesario equilibrar el número y tamaño de pilas, la altura y la profundidad total prevista de erosión con los costos crecientes de la superestructura asociada con luces más grandes y la fundación necesaria para resistir la socavación. La magnitud de la erosión local en un estribo

es función de la profundidad y la velocidad de flujo, la inclinación del terraplén de aproximación respecto a la dirección de flujo en la llanura de inundación, de la forma del estribo y de su ubicación (cauce principal o planicie aluvial), así como también, del caudal interceptado por los terraplenes de aproximación que se reorienta a través de la abertura del puente.

En el presente trabajo se describe y aplica una metodología orientada al proyecto de puentes fundados en lechos de ríos aluviales, la cual contempla modelación hidrológica, simulación hidráulica, análisis de geometría hidráulica y pronóstico de procesos erosivos generales y locales. La metodología de cálculo es aplicada en diez puentes de la RP 1, tramo Caleta Córdova – Camarones en la Provincia del Chubut, Patagonia Argentina.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra en la denominada Patagonia extra-andina, ubicada al este del cordón andino, en la Provincia del Chubut (Figura 1). La zona se caracteriza por el predominio de mesetas escalonadas desde los Andes Patagónicos hasta la costa atlántica; con serranías aisladas, de cumbres chatas y escasa altura, amplios valles fluviales aterrizados, con dirección oeste-este, labrados por ríos que se originan en los Andes Patagónicos. El clima es árido frío. En enero, febrero y marzo la temperatura media máxima es de 24.2 °C y la media mínima es de 12.4 °C; mientras en junio, julio y agosto la temperatura media máxima es de 11.3 °C y la media mínima de 3.4 °C. Las precipitaciones en la región no superan los 200 mm anuales, evidenciando las características de aridez propias de la patagonia extra-andina.

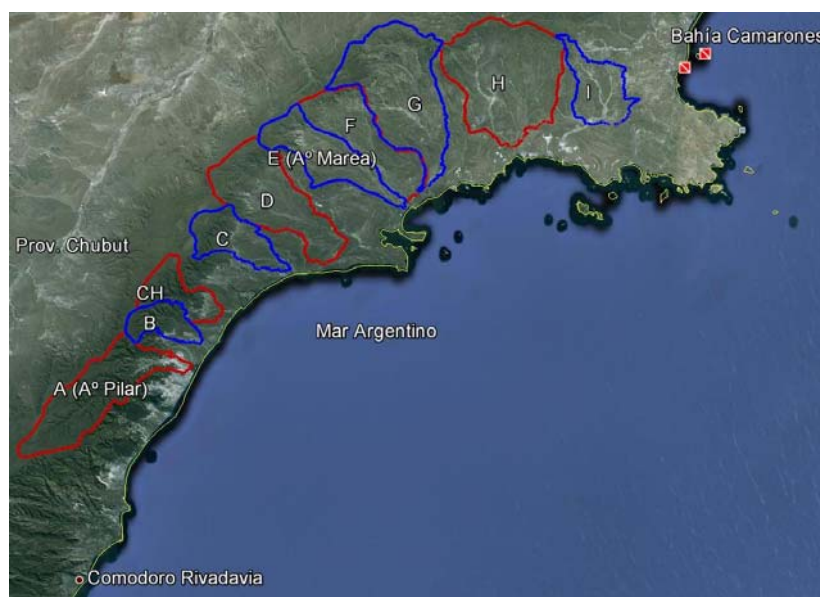


Figura 1.- Zona de estudio con ubicación de cuencas hídricas (Google™-Earth).

En relación a los suelos, en la última etapa de deposición continental se verifica el depósito sedimentario denominado Rodados Patagónicos, que cubren prácticamente toda la meseta, especialmente en las zonas altas; mientras que, en las zonas deprimidas existen depósitos limo arenosos de origen eólico. Sobre esta última etapa de deposición se desarrollan los suelos patagónicos, que pertenecen al orden de los aridisoles y molisoles. El perfil de los suelos

cuentan con un epipedón ócrico (horizonte A) de 10 cm de espesor, desprovisto de materia orgánica y de textura franco arenosa. A partir de los 10 cm se reconoce un B2 argílico, muy bien expresado, de textura franco arcillo arenosa; inmediatamente aparece un B3 de textura franco arcillo arenosa. Desde los 50 cm de profundidad y sobre un material más antiguo se encuentra un horizonte C de textura franco arenosa y con abundante cantidad de carbonato de calcio.

La vegetación en esta región es de tipo xerófila compuesta en su mayoría por arbustos de bajo tamaño, como neneo, zampa, coirón huecú, molle, malaspina, botón de oro, etc.. Estas especies han mostrado un alto grado de adaptabilidad a las características climáticas y sus formas son en general de hojas duras, espinosas y raíces largas que le permiten alcanzar la humedad del suelo. La ecoregión correspondiente es estepa patagónica.

CONCEPTUALIZACIÓN DE PROCESOS EROSIVOS EN FUNDACIONES DE PUENTES

En los tramos de los ríos donde son emplazados puentes pueden presentarse erosiones del lecho, independientemente de la presencia de las estructuras. Se trata de una erosión general, es decir, que involucra grandes longitudes y se desarrolla a corto plazo o a largo plazo.

El proceso a corto plazo se desarrolla durante la propagación de crecidas extraordinarias y consiste en el descenso general del lecho en el arco de horas/días, al que se le pueden sumar otros procesos erosivos tales como erosión en confluencias, erosión por avulsión en ríos trezados, erosión en curvas, erosión por migración de formas de fondo, etc..

A largo plazo, en cambio, la escala temporal es mucho mayor que la de una crecida, es decir, dependiendo del sistema fluvial, puede insumir décadas o centurias. Los procesos morfológicos a largo plazo incluyen degradación progresiva del lecho y ensanchamiento del cauce por erosión de márgenes, relacionándose con el ajuste morfodinámico del río en respuesta a, por ejemplo, descensos del nivel de base, rectificación de tramos de los ríos aguas abajo, construcción de presas aguas arriba, cascadas no estabilizadas aguas abajo, cambio en la alimentación líquida y/o sólida en la cuenca de influencia, etc.

Por otra parte, en el mismo lugar de emplazamiento de los puentes puede producirse un cierto estrechamiento de la sección, lo cual inducirá erosión de la sección transversal debido a la contracción del flujo. Tal erosión, totalmente atribuible a la estructura, es típica en crecidas cuando la luz del puente resulta insuficiente. Durante el tránsito de la crecida la erosión aumenta respecto a la condición natural sin puente. Se trata de un descenso general del lecho en correspondencia del puente, el cual puede ser cíclico, es decir, se produce erosión en la fase de crecimiento de caudales y durante los caudales de punta, seguido por un proceso de deposición en la fase de descenso de caudales y períodos de caudales ordinarios.

Esta erosión aumenta a medida que se reduce la sección de paso del caudal de diseño, lo cual implica fundar la estructura a una mayor profundidad, con el consiguiente incremento del costo de fundación. Sin embargo, a medida que se reduce la luz libre entre estribos se reduce también el costo de la superestructura del puente. Por lo tanto, en el diseño se debe tratar de lograr un compromiso entre las dimensiones de la abertura, el costo de la superestructura, el costo de la fundación y el impacto hidro-sedimentológico aguas arriba y aguas abajo.

La erosión local se debe principalmente a los vórtices originados por la interacción entre el flujo y las pilas / estribos. La erosión local siempre se adiciona a la eventual erosión general y por contracción que pueda producirse en la sección. Este tipo de erosión también puede ser cíclica, alcanzando las mayores profundidades de erosión en crecidas extraordinarias y depositando sedimentos en las fosas de erosión durante la fase de recesión y durante períodos de caudales ordinarios.

MATERIALES Y METODOLOGÍA EMPLEADA PARA LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

Para la simulación hidrológica de las diez cuencas de estudio (Figura 1) se empleó el modelo HEC-HMS (USACE, 2010a). Se trata de un modelo a escala temporal de eventos y espacialmente semidistribuido, que consiste en un paquete integrado de programas de computación, apropiado para estudios hidrológicos de cuencas. El mismo permite simular la transformación lluvia-caudal por subcuencas mediante distintos métodos empíricos e incluye varias formulaciones para la propagación de caudales en ríos y embalses.

Para definir las cuencas en el primer tramo de aproximadamente 60 km se contó con información digitalizada de curvas de nivel IGN, en cambio, para la totalidad del tramo (Comodoro Rivadavia-Camarones) se contó con cartografía del IGN en planchetas con curvas de nivel. Esta información fue utilizada para definir cuencas y subcuencas en el proceso de modelación. Se seleccionaron las 10 cuencas mayores del tramo para simular hidrogramas de crecidas asociados a lluvias de recurrencia $R=50$ años. Para la modelización se consideró un tamaño medio de subcuenca del orden de los 85 km^2 , con un rango entre 45 km^2 a 127 km^2 .

Para determinar la lluvia de diseño se partió de información pluviométrica de la estación Comodoro Rivadavia Aeropuerto, estación operada por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN). Los datos consistieron en precipitaciones diarias de los últimos 31 años (serie 1979-2009). La precipitación media anual en dicha estación es de 256.57 mm.

Para el estudio probabilístico de las precipitaciones diarias máximas anuales se consideraron las principales distribuciones estadísticas utilizadas en hidrología. La media y desvío estándar de las precipitaciones máximas diarias fue de 36.09 mm y 13.36 mm, respectivamente. Se seleccionó la ley de extremos tipo I de Gumbel, la cual brindó el mejor ajuste a la muestra seleccionada, de acuerdo al test de bondad de Kolmogorov-Smirnov. Los resultados del estudio estadístico se muestran en la Tabla 1, donde se especifica la probabilidad de excedencia y la recurrencia asociada a cada altura de lámina. Puede apreciarse que la precipitación de diseño para la recurrencia de 50 años es de 70.74 mm.

Tabla 1.- Láminas de lluvia diaria asociadas a diferentes recurrencias.

R (años)	P(x≥X)	P (mm)
5	0.2	45.71
10	0.1	53.53
20	0.05	61.03
50	0.02	70.74
100	0.01	78.01

El hietograma de diseño se construyó utilizando el método de bloques alternos con curvas IDR de estaciones locales. Cabe mencionar que se emplearon coeficientes reductores para

este hietograma en función del área de cada cuenca analizada, contemplando el efecto de la no simultaneidad de eventos en toda el área de la cuenca.

Para la estimación de las pérdidas por abstracciones iniciales e infiltración se aplicó el método del SCRN de EE.UU (ex SCS). El número de curva (CN) se determinó para un suelo tipo C, de drenaje moderado a bajo, acorde a los suelos presentes en la zona (Orsolini et al., 2008).

Para realizar la transformación lluvia-caudal se seleccionó la metodología del hidrograma unitario sintético del SCRN (ex SCS) de EE.UU, cuyo único parámetro de tránsito es el tiempo de retardo (T_L). El T_L se estimó como una fracción del tiempo de concentración (T_c), es decir, $T_L = 0.6 T_c$, donde T_c fue determinado mediante la fórmula de Ventura.

El parámetro α de la ecuación de Ventura se adoptó, acorde a la morfología de la zona, en un valor de 0.06. Para el tránsito en los tramos encauzados se utilizó la metodología de °Muskingum-Cunge, considerando coeficientes de rugosidad de Manning en el rango 0.03 – 0.05 ($s/m^{1/3}$), acorde a las características granulométricas y geométricas de los cauces y utilizando la metodología propuesta por Chow (1959).

MATERIALES Y METODOLOGÍAS IMPLEMENTADAS PARA SIMULACIÓN HIDRÁULICA Y EVALUACIÓN DE PROCESOS EROSIVOS

Los datos referidos a las características de los puentes: luces, tipo de pilas y estribos, cotas de rasantes, cotas de intradós de vigas del tablero, sección transversal en zona del emplazamiento, etc., fueron establecidos siguiendo el criterio de optimización de aspectos relacionados con el funcionamiento hidráulico y estructural. Para todos los puentes la estructura es de hormigón armado, con vigas longitudinales prefabricadas y pretensadas. Para todos los puentes se adoptaron pilotes cilíndricos de diámetro $D=1$ m y estribos tipo spill-through de acuerdo a la clasificación geométrica de Melville (1997).

Los caudales especificados para el análisis hidráulico se correspondieron con los caudales pico de los hidrogramas determinados en el estudio hidrológico para lluvias de recurrencia $R=50$ años. Asimismo, las características morfológicas de las secciones transversales y las pendientes topográficas fueron obtenidas a partir de los datos empleados en la realización del estudio hidrológico, como así también, utilizando datos topográficos relevados in situ en la zona de emplazamiento de los puentes y datos complementarios obtenidos con relevamientos expeditivos desde GoogleTM Earth. Las pendientes asignadas variaron entre 0.3 % y 1.2 %.

Las características sedimentológicas del material del lecho fueron extraídas de los estudios de suelos realizados en cada sección de emplazamiento. Por otra parte, en cada sección de emplazamiento se contó además con registros fotográficos de la superficie del lecho, por ejemplo, en la Figura 2 se observa el material superficial del lecho del A° Marea (sección de cierre cuenca E). El diámetro medio aritmético del sedimento del lecho para las secciones estudiadas varió entre 8.7 mm y 12.5 mm.

Los parámetros hidráulicos en los tramos de emplazamiento de los distintos puentes se calcularon a partir de la integración del perfil hidráulico para condiciones de flujo permanente gradualmente variado mediante la implementación del modelo HEC-RAS (USACE, 2010b).

Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning especificados variaron entre 0.03 y 0.05 $s/m^{1/3}$, considerando canal principal y planicies de expansión lateral (Chow, 1959).

Con el fin de estimar los anchos morfológicos estables a largo plazo y profundidades de régimen de los distintos ríos se aplicaron, además, las relaciones de geometría hidráulica de Bray (1982) y Parker et al. (2007). Posteriormente, los anchos estables estimados con la metodología de Parker fueron comparados con los anchos actuales de las secciones transversales de emplazamiento de los puentes.

El modelo HRC-RAS cuenta con la posibilidad de implementar la función de diseño hidráulico (FDH, Bridge Scour) que simula la erosión por contracción y local en pilas / estribos, mediante diferentes métodos (USACE, 2010b). Sin embargo, se optó por utilizar las distribuciones de velocidades simuladas en la sección transversal y calcular, por afuera del modelo, las erosiones generales y locales mediante otras metodologías de cálculo.

A los efectos de calcular la erosión general se implementó la formulación de Litschvan-Lebediev (Juarez Badillo et al., 1984). Las velocidades críticas para inicio de movimiento de sedimentos fueron calculadas mediante la curva de Shields en conjunción con la fórmula de resistencia al escurrimiento de Manning-Strickler.

Tales velocidades críticas resultaron siempre menores que las velocidades medias calculadas en inmediaciones de los puentes a partir de la integración del perfil hidráulico, es decir, pueden considerarse condiciones de lecho vivo.

Por otra parte, como era de esperarse, las velocidades de régimen para el transporte de sedimentos de Listchvan-Lebediev, es decir, las velocidades que mantienen la sección en equilibrio en condiciones de lecho vivo, siempre resultaron mayores que las velocidades críticas para inicio de movimiento.

Para estimar la erosión local en pilas, en condiciones de lecho vivo, se utilizó la formulación de la Colorado State University – CSU (FHWA, 1995), que viene incluida en la FDH Bridge Scour del modelo HEC RAS. Mientras que, para estimar la erosión local en estribos se aplicó la metodología de Melville (1997).

RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados de la modelación hidrológica se sintetizan en la Tabla 2, donde, para cada cuenca modelizada, se muestran los valores del área (A), la pendiente media de la cuenca (S_m) y los caudales pico (Q_p) de los hidrogramas simulados en las secciones de cierre de cada cuenca, las que se corresponden con las secciones de emplazamiento de los puentes.

En las Figuras 3 y 4 se presentan, a modo de ejemplo, la esquematización topológica de la Cuenca E – A° Marea, modelada con HEC-HMS e hidrogramas simulados. Por razones de espacio no se muestran las respectivas figuras para el resto de las cuencas.

Tabla 2.- Resumen de resultados para la crecida de diseño (R=50 años).

Cuenca	A (km²)	Sm (-)	Qp (m³/s)
A-A° Pilar	397.7	0.0149	274
B	118.8	0.0281	143
CH	138.6	0.0189	139
C	176.2	0.0319	213
D	401.8	0.0179	375
E-A° Marea	224.7	0.0169	219
F	299.2	0.0187	300
G	547.9	0.0084	405
H	588.9	0.0127	380
I	182.8	0.0148	163

En la Figura 5 se presenta la comparación de las estimaciones de los anchos morfológicos estables, realizadas con las metodologías de geometría hidráulica de Parker et al. (2007) y Bray (1982). Si bien las diferencias no son significativas, se observa que los valores estimados según Parker et al. (2007) son mayores a los estimados con Bray (1982).

En la Figura 6 se presenta una comparación entre los anchos actuales y los anchos morfológicos estables calculados según Parker et al. (2007). Se observa que, los anchos morfológicos estimados con la metodología de geometría hidráulica de Parker et al., son similares a los anchos que actualmente presentan las secciones transversales de emplazamiento de los puentes. En la mayoría de los casos el ancho actual es ligeramente superior o igual al estimado. Por otra parte, las profundidades medias estimadas variaron entre 1.4 m y 2.16 m, resultando menores o iguales a las profundidades medias que se observan para márgenes llenas. Esto evidencia que en dichos tramos el río ha alcanzado un equilibrio morfoclimático (Basile, 2007) y, por lo tanto, puede inferirse que el río presenta una cierta estabilidad morfológica a largo plazo (escala temporal histórica). En tal situación solo estarían actuando los procesos erosivos de corto plazo, debido a efectos propagatorios de crecidas extraordinarias.

En las Figuras 7 y 8 se presenta la distribución de flujo y el nivel del agua, asociados a la crecida de diseño, para el puente E-A° Marea y el puente H respectivamente. Por razones de espacio solo se muestran estos dos puentes. En dichas Figuras se observa la representación del modelo HEC-RAS para la sección BR U (Bridge Upstream).

En las Figuras 9 y 10 se presenta, para los mismos puentes mencionados precedentemente, la cota intradós de viga, la cota de la superficie libre del agua, las cotas del lecho actual sin erosionar y del lecho erosionado (erosión total, es decir, general + local). Se consignan, además, las cotas previstas de fundación y, donde corresponde, las cotas del techo de roca explorado en los estudios de suelos.

En la Tabla 3 se sintetizan los valores de profundidad de erosión total respecto al fondo actual (z_s), estimados considerando los procesos de erosión general y local. Tales valores son discriminados entre estribo sobre margen izquierda (E2 (MI)), estribo sobre margen derecha (E1 (MD)) y pilas P1 y P2. En la misma tabla se consignan, además, las cotas IGN de la rasante (CR), de intradós de viga (CIV) y de la superficie libre del agua, correspondiente al caudal de diseño, en coincidencia con el frente de la viga del tablero del puente aguas arriba

(CSLA). Se especifica también el valor de sobre-elevación del pelo de agua respecto a la condición no perturbada aguas arriba del puente (Δh).

Tabla 3.- Resumen parámetros geométricos, hidráulicos y profundidad de erosión total.

Puente	CR (m)	CIV (m)	CSLA (m)	Δh (m)	z_s (m)			
					E2 (MI)	P2	P1	E1 (MD)
A-A° Pilar	14.00	12.08	9.09	0.37	4.24	3.94	2.32	3.60
B	54.00	52.08	41.03	0.30	0.00	5.39	0.00	0.00
CH	37.03	35.11	28.06	0.75	3.43	3.95	3.80	2.79
C	14.55	12.63	11.82	0.40	5.36	4.75		4.63
D	22.13	20.21	18.04	0.69	1.00	5.33		0.00
E-A° Marea	14.08	12.16	9.86	0.74	0.30	3.23		0.00
F	14.05	12.13	9.79	0.53	3.42	5.31		4.08
G	14.05	12.13	11.48	0.55	1.62 *	1.63 *		1.38 *
H	11.91	9.99	9.04	0.85	1.79 *	2.22 *		1.70 *
I	29.13	27.21	26.27	0.75	5.23	sin pila		4.86

* profundidad de erosión limitada por presencia del techo de roca.

Los valores reportados en la Tabla 3 para erosión total (general + local) son los resultantes de aplicar la formulación de Litschvan-Lebediev y la ecuación de CSU (pilas) y Melville (estribos). Los estribos se identifican de acuerdo a su localización sobre la margen derecha (MD) o sobre la margen izquierda (MI) del río, respetando la convención fluvial de observar la sección transversal desde aguas arriba a aguas abajo.

CONCLUSIONES

En todos los puentes modelados se observa que las luces adoptadas y la correspondiente área de paso permiten el tránsito del caudal de diseño con una revancha de seguridad adecuada. Se satisfacen los requerimientos mínimos de revancha de seguridad y no se crean remansos acentuados aguas arriba. Por otro lado, las cotas de erosión estimadas se mantienen por encima de las cotas de fundación previstas. En algunos casos, específicamente en los puentes G y H, se observa que las cotas de erosión están limitadas por la presencia del techo de roca detectado en los estudios de suelos.

En la mayoría de los puentes los estribos se encuentran en proximidades del cauce principal. Si bien se observan pilas o estribos con profundidad de erosión nula, como en el caso de los puentes B, D y E-A° Marea; es recomendable que en cada uno de ellos se mantengan las cotas de fundación previstas, ya que pueden estar sujetos a procesos erosivos debido a eventuales redistribuciones de flujo en la sección transversal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Basile, P.A.** (2007). “Transporte de Sedimentos en Ríos Aluviales”. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura - UNR. <http://c-virtual.fceia.unr.edu.ar>, 2ª Edición, Abril 2007, 169 p., Rosario, Argentina.
- Bray, D.I.** (1982). “Regime equations for gravel-bed rivers”. In Gravel Bed Rivers, Chapter 19. Wiley, NY, pp. 517-541.
- Chow, Ven Te** (1959). *Open Cannel Hydraulics*. McGraw-Hill, NY, 680 p.
- FHWA** (1995). “Evaluating Scour at Bridges”. HEC N° 18, Publication N. FHWA-IP-90-017, 3rd Edition, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Juárez Badillo, L. y A. Rico Rodríguez** (1984). *Mecánica de Suelos, Tomo III: Flujo de Agua en Suelos – Apéndice III Socavación*, Editorial Limusa, México.
- Melville, B.W.** (1997). “Pier and Abutment Scour an Integrated Approach”. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 123, N. 2, pp. 125-136.
- Orsolini, H.E.; Zimmermann, E.D. y Basile, P.A.** (2008). *Hidrología: Procesos y Métodos*. UNR Editora, 2ª Edición, Julio 2008, 412 p., ISBN 978-950-673-657-6, Rosario, Argentina.
- Parker G., P.R. Wilcock, Chris Paola, W.E. Dietrich y J. Pitlick** (2007). “Physical basis for quasi-universal relations describing bankfull hydraulic geometry of single-thread gravel bed rivers”. Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 112 (F4).
- USACE** (2010a). “HEC-HMS Hydrologic Modeling System”. User Manual. Version 3.5. Report N° CPD 74A. August 2010. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. USA.
- USACE** (2010b). “HEC-RAS River Analysis System”. Technical Reference Manual. Version 4.1. Report N° CPD-69. January 2010. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. USA.



Figura 2.- Material del lecho del A° Marea (sección de cierre Cuenca E).

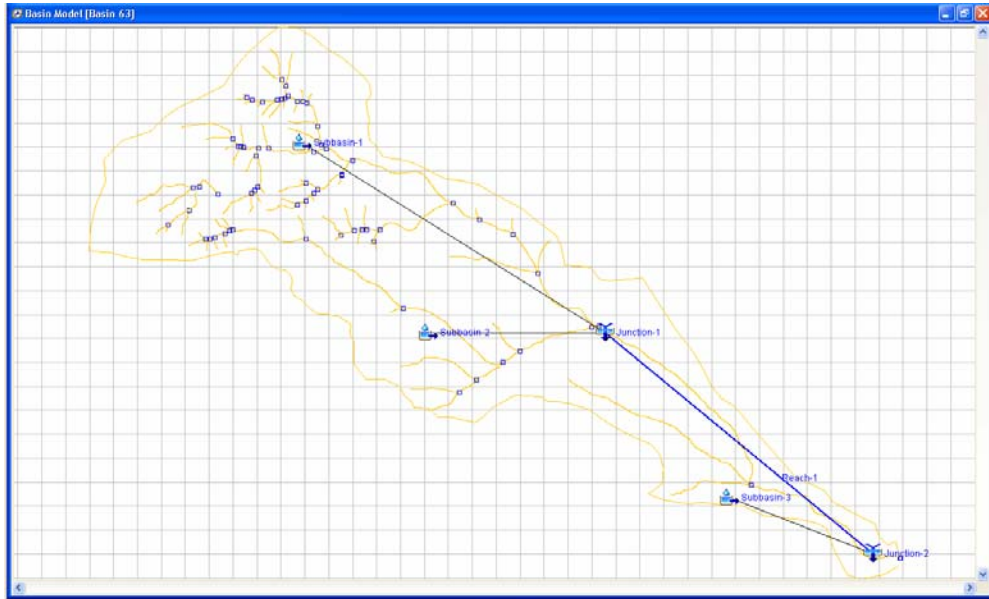


Figura 3.- Esquematización topológica de la Cuenca E – A° Marea, modelada con HEC-HMS.

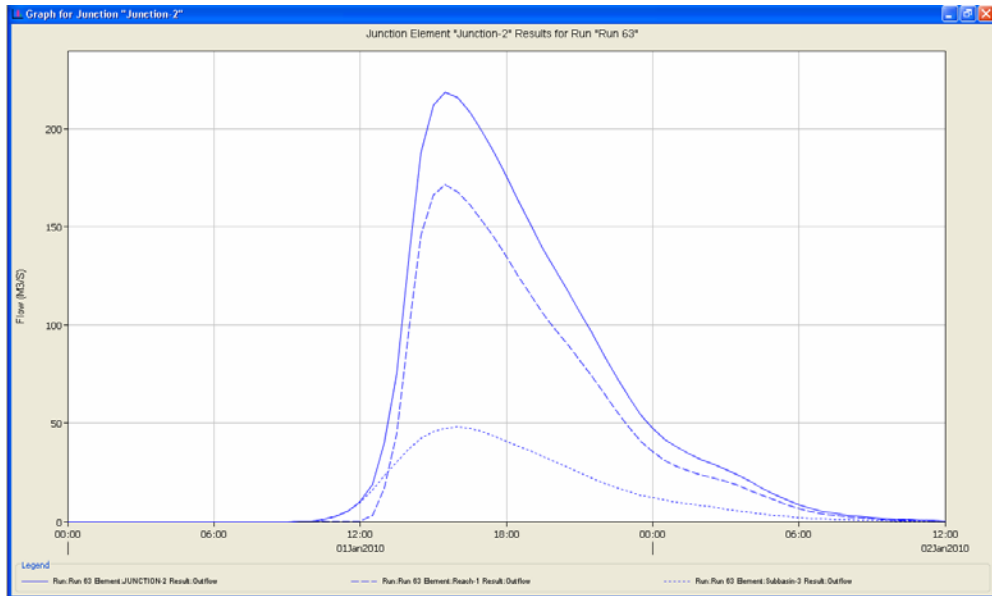


Figura 4.- Hidrograma sección de cierre cuenca E – A° Marea (línea llena) e hidrogramas de subcuencas.

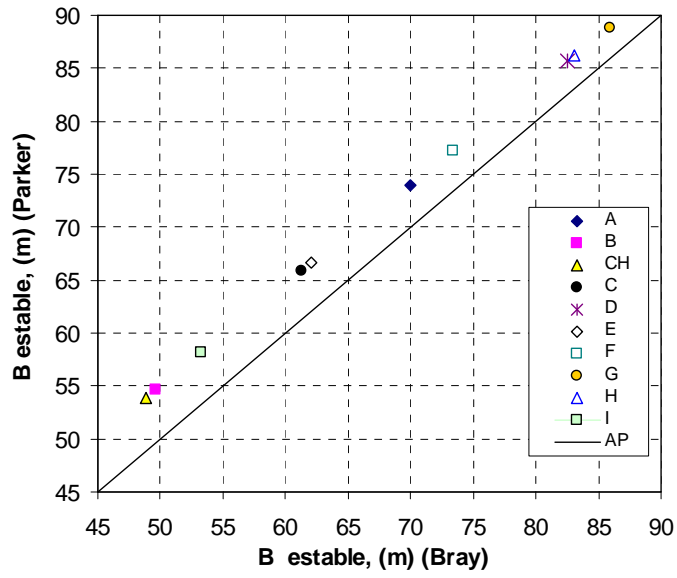


Figura 5.- Comparación de métodos de estimación de anchos morfológicos estables de la sección transversal.

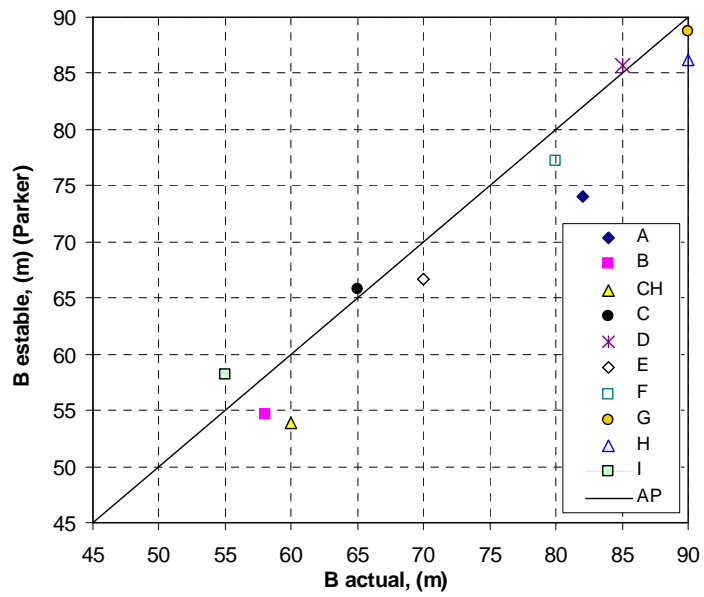


Figura 6.- Comparación de anchos morfológicos estables estimados y anchos actuales de la sección transversal.

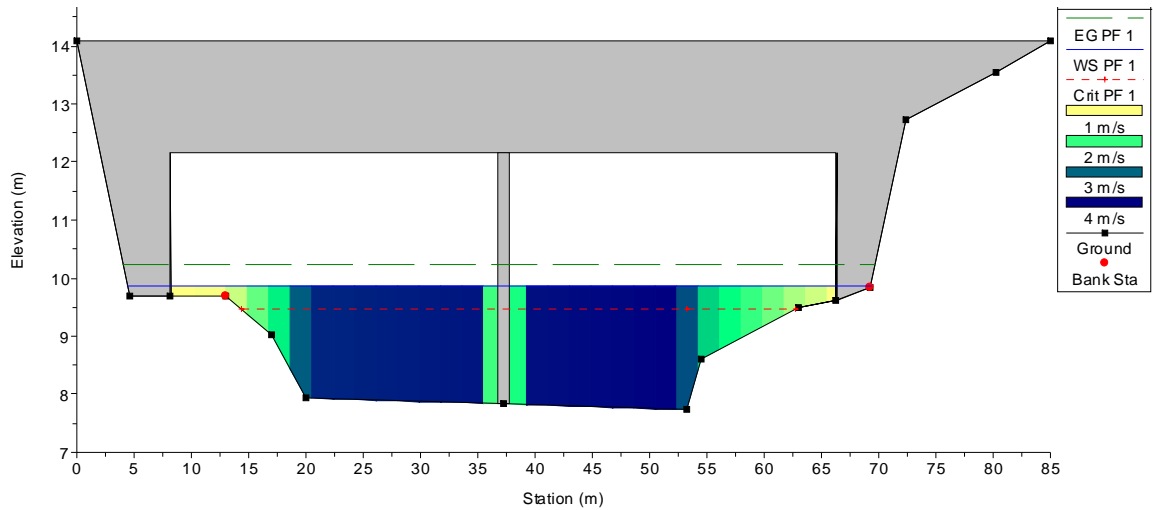


Figura 7.- Nivel crecida diseño (9.86 m) y distribución flujo. Puente E – A° Marea, sección BR U (HEC-RAS), $Q=219 \text{ m}^3/\text{s}$.

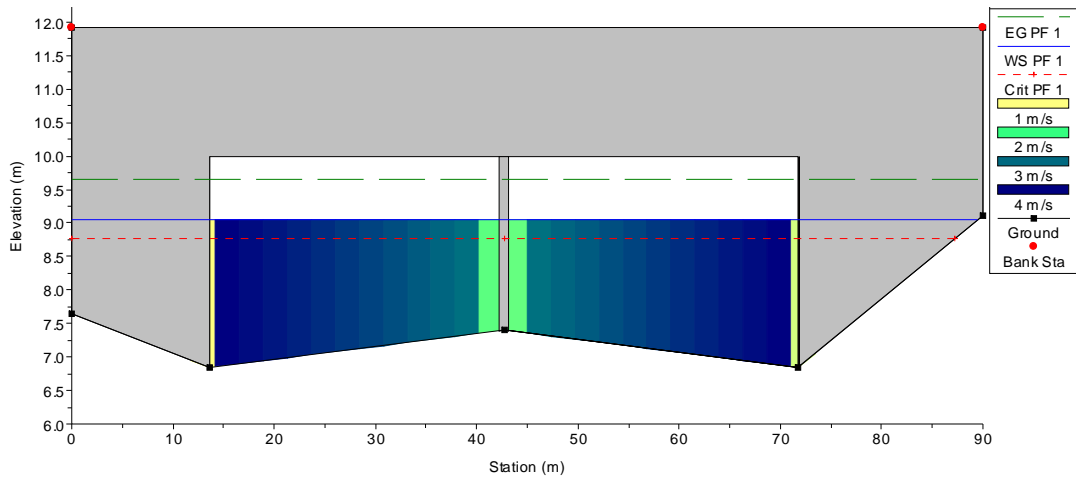


Figura 8.- Nivel crecida de diseño (9.04 m) y distribución de flujo. Puente H, sección BR U (HEC-RAS), $Q=380 \text{ m}^3/\text{s}$.

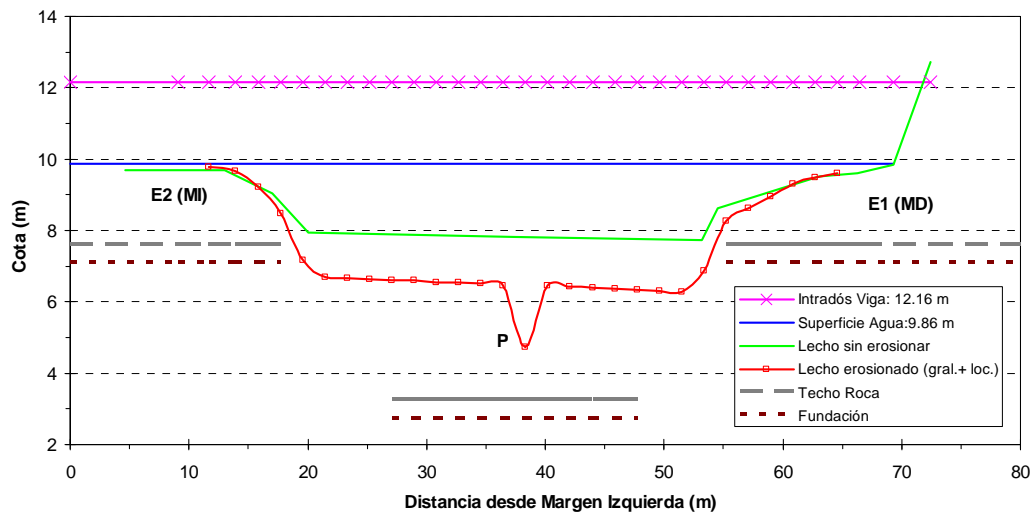


Figura 9.- Lecho erosionado (erosión general + erosión local) en Puente E – A° Marea para $Q=219 \text{ m}^3/\text{s}$.

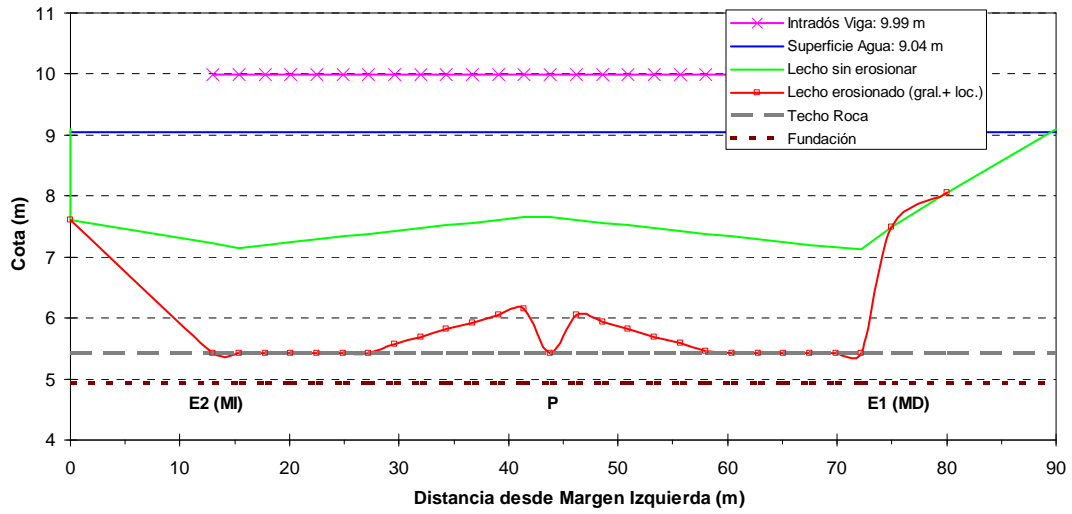


Figura 10.- Lecho erosionado (erosión general + erosión local) en Puente H para $Q=380 \text{ m}^3/\text{s}$.