

MODELACIÓN HIDRODINÁMICA BIDIMENSIONAL DEL RÍO PARANÁ INFERIOR

TWO-DIMENSIONAL HYDRODYNAMIC MODELLING OF THE LOWER PARANA RIVER

Basile, Pedro A.^{1,2}; Riccardi, Gerardo^{1,2,3}; Peruzzo, Florencia^{1,4} y Garcia, Marina^{1,2}

Resumen

En este trabajo se presenta la implementación del modelo matemático bidimensional CCHE2D para caracterizar la hidrodinámica del Río Paraná Inferior, en el tramo comprendido entre el km 410 y el km 452 de la ruta de navegación Santa Fe-Océano. La batimetría del cauce se definió a partir de relevamientos realizados por la Dirección Nacional de Vías Navegables-Distrito Paraná Inferior (DNVN-DPI) entre los años 2010 y 2012. Asimismo, para definir los límites del cauce se utilizaron imágenes satelitales y cartas náuticas del Servicio de Hidrografía Naval (SHN). Se realizaron simulaciones, en régimen permanente e impermanente, utilizando respectivamente caudales aforados y caudales generados mediante transformación de niveles (z_w) en caudales (Q), con la curva z_w -Q del km 448. Los caudales simulados variaron entre 11640 m³/s y 28600 m³/s, a los cuales le corresponden tiempos de excedencia de 97,7 % y 0,3 % respectivamente. De esta manera, se representaron condiciones de aguas bajas, medias y altas del río. Los resultados del modelo hidrodinámico fueron contrastados con mediciones de caudales realizadas mediante ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) por FICH (2004-2006) y con niveles hidrométricos diarios registrados en Rosario (km 416) y en Puerto San Martín (km 448) por la Prefectura Naval Argentina (PNA). Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning, obtenidos en el proceso de calibración del modelo, variaron entre 0,024 s/m^{1/3} y 0,025 s/m^{1/3}, mientras que, la viscosidad turbulenta y las tensiones adicionales de Reynolds se estimaron a partir del modelo de dos ecuaciones κ - ϵ . Los resultados obtenidos indican que el modelo hidrodinámico simula satisfactoriamente la dinámica del flujo en el tramo estudiado, tanto en régimen permanente como impermanente; ya sea en lo que concierne a la reproducción de niveles hidrométricos, pendientes hidráulicas, profundidades, distribución de velocidades y caudales específicos en secciones transversales; como así también, en lo que respecta a los caudales derivados en las bifurcaciones del cauce.

Palabras clave: Hidráulica fluvial, Modelación hidrodinámica bidimensional, río Paraná.

Abstract

This paper presents the implementation of CCHE2D two-dimensional mathematical model to characterize the hydrodynamics of the Lower Paraná River, in the reach comprised between km 410-452 of Santa Fe-Ocean Waterway. River bathymetry was defined from surveys conducted by the National Waterways Division-Lower Paraná District (NWD-LPD) between 2010 and 2012. In addition, to define the limits of the channel satellite images and nautical charts from the Naval Hydrographic Service (NHS) were used. Steady and unsteady flow simulations were performed using respectively measured discharges in the reach and generated discharges by transforming water levels (z_w) in discharges (Q) with the z_w -Q curve at km 448. The discharges ranged between 11640 m³/s and 28600 m³/s, which correspond to exceedance times of 97.7% and 0.3% respectively. Thus, low, medium and high water stages were represented. Model results were verified with discharge measurements made with ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) conducted by FICH (2004-2006) and with daily water levels observed at Rosario (km 416) and Puerto San Martin (km 448) by Argentina Naval Prefecture (ANP). The values of Manning's roughness coefficient, obtained in the calibration process, ranged between 0.024 s/m^{1/3} and 0.025 s/m^{1/3}, while the turbulent viscosity and the additional Reynolds stresses were estimated from the two equations model κ - ϵ . The model satisfactorily represents the flow dynamics in the studied reach, for both steady and unsteady flow; with respect to the reproduction of water levels, hydraulics slopes, water depths, velocity and specific discharge distributions in cross sections; as well, as to the derived flows at channel bifurcations.

Keywords: Fluvial hydraulics, Two-dimensional hydrodynamic modelling, Paraná River.

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

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

³ Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario (CIUNR) – Argentina.

⁴ Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET) – Argentina.

pbasile@fceia.unr.edu.ar

1. INTRODUCCIÓN

La presión antrópica sobre los grandes ríos del planeta ha aumentado considerablemente en los últimos años, como consecuencia de su explotación para satisfacer diversas necesidades humanas (Habersack y Haspel, 2012). Consecuentemente, el manejo integrado y sustentable de tales sistemas fluviales requiere cada vez más el uso de herramientas de modelación como soporte para la planificación y toma de decisiones (James y Marcus, 2006; Matthies et al. 2007).

En este sentido, la modelación hidrodinámica de grandes ríos aluviales constituye la base para el análisis de importantes problemas hidroambientales. Por un lado, los modelos hidrodinámicos que describen apropiadamente la dinámica del flujo hídrico pueden ser utilizados para representar otros procesos asociados, tales como, el transporte de sedimentos, la erosión-sedimentación del lecho, la erosión de márgenes, el transporte de contaminantes, etc. Por otro lado, la modelación permite la evaluación de distintas alternativas de diseño de obras fluviales (presas, espigones, muelles de atraque, protecciones de márgenes, dragados, etc.), así como también, permite analizar, en el marco de los estudios de evaluación de impacto ambiental, las perturbaciones que las mismas le generan al medio físico ante diferentes escenarios de alimentación líquida y sólida.

El grado de detalle de la representación hidrodinámica es función del tipo de problema y exactitud de las predicciones requeridas, de la calidad de los datos disponibles y de las escalas espaciales y temporales en las cuales el modelo debe operar (Di Silvio, 1992; De Vries, 1993).

En grandes ríos aluviales de llanura con lechos de arena (Yangtze, Orinoco, Ganges-Brahmaputra, Mississippi, Paraná, etc.), el ancho del cauce para márgenes llenas puede ser del orden del kilómetro y la correspondiente profundidad media del orden de decenas de metros.

Es decir, los mismos se caracterizan por su elevada relación ancho profundidad ($B/h_m \approx 50 - 200$), por su baja pendiente ($S_w \approx 10^{-4} - 10^{-5}$) y por la gran extensión del valle aluvial, cuyo ancho puede ser del orden de decenas de kilómetros (Parker, 2006; Wilkerson y Parker, 2011, Lewin y Ashworth, 2014).

La representación hidrodinámica en grandes ríos, a escala de tramo para simular el flujo en el cauce principal o incorporando además el flujo en la planicie de inundación y eventualmente el transporte de sedimentos, ha sido realizada utilizando modelos 3D (Sandbatch et al., 2010; Jia et al., 2010; Nicholas et al., 2012), 2D (Zhou et al., 2009; Nicholas et al., 2012; Guerrero y Lamberti, 2012; Tung et al., 2015), Cuasi-2D (Wilson et al., 2007; Neal et al., 2009; Nicholas et al., 2012; Garcia et al., 2015) e híbridos 1D-2D (Werner et al., 2005, Rolim da Paz et al., 2011).

El presente trabajo se plantea como objetivo implementar un modelo matemático 2DH para caracterizar la hidrodinámica del río Paraná Inferior, en el tramo comprendido entre Bella Vista (BVI) y Villa Gobernador Gálvez (VGG), es decir, entre el km 452 (extremo aguas arriba) y el km 410 (extremo aguas abajo) de la ruta de navegación troncal Santa Fe-Océano. En dicho tramo se desarrolla la mayor parte del complejo portuario del Área Gran Rosario (Timbúes – Arroyo Seco), el cual se ha convertido en el frente portuario fluvial más importante de América del Sur en lo relativo al movimiento de granos, subproductos y aceites vegetales. Por el mismo se exporta aproximadamente el 70 % de la producción total anual de agrograneles de Argentina (Basile et al., 2013).

Además de su utilización para la navegación fluvial (comercial y recreacional), el mismo es aprovechado para satisfacer el abastecimiento de agua (consumo humano, industrial, enfriamiento de centrales térmicas) y como cuerpo receptor de contaminantes. Por lo tanto, el conocimiento de la hidrodinámica (y del transporte de sedimentos) es un requerimiento fundamental para evaluar, en general, todo tipo de intervención antrópica en dicho tramo. En esta primera etapa, que aquí se presenta, se plantea la calibración de los procesos hidráulicos. Sucesivamente, se prevé implementar el módulo de simulación del transporte de sedimentos y de los procesos de erosión-sedimentación del lecho, para estudiar la evolución morfológica del tramo, en particular, la evolución de los pasos críticos para la navegación presentes en el tramo, los cuales son mantenidos con dragados periódicos.

2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En la **Figura 1** se presenta la ubicación del tramo km 410-452 del río Paraná en estudio. El caudal módulo, correspondiente al período 1970-2014 en Puerto San Martín (PSM, km 448), es igual a 17500 m³/s, mientras que, durante la crecida extraordinaria de 1983, el caudal máximo alcanzó aproximadamente los 60000 m³/s, con casi 30000 m³/s fluyendo en el cauce principal y el resto sobre la planicie de inundación (Garcia et al., 2015). En dicho evento, el nivel hidrométrico máximo en Rosario (ROS, km 416) alcanzó los 9,21 m IGN (donde m IGN indica el nivel en metros, referido al cero del Instituto Geográfico Nacional (IGN) de Argentina) y la planicie fue completamente inundada con una profundidad media del orden de los 4 m, en un ancho de 50 km. El caudal mínimo registrado en PSM es aproximadamente igual a 7000 m³/s. Por lo tanto, la relación entre el caudal máximo y el mínimo es igual a 8,5, es decir, un valor bajo, similar al correspondiente a otros grandes ríos del planeta. Si consideramos solo el flujo en el cauce principal, dicha relación tiene un valor igual a 4,3. Por otra parte, la pendiente de la superficie libre entre PSM y ROS varía entre $1,4 \times 10^{-5}$ para aguas bajas ($z_w < 5,5$ m IGN en ROS) y $4,3 \times 10^{-5}$ para aguas altas ($z_w > 7,3$ m IGN en ROS).

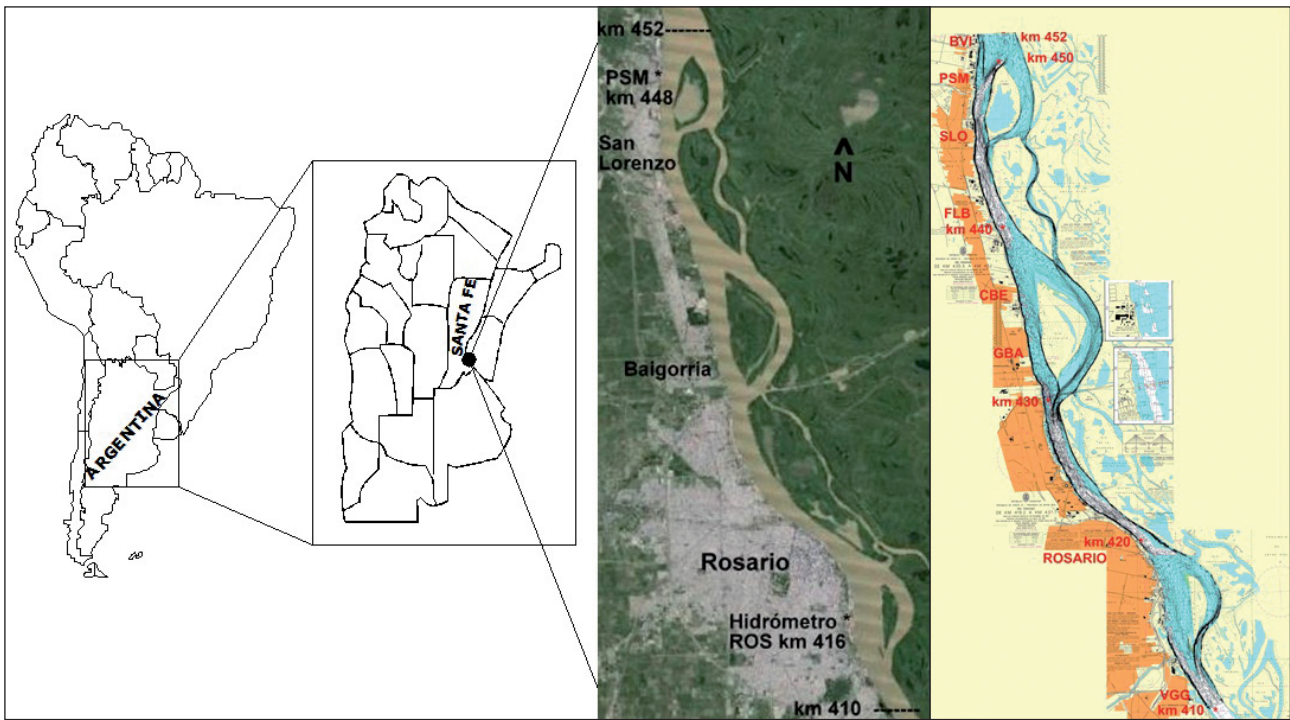


Figura 1.- Ubicación del tramo km 410-452 del Río Paraná. Imagen Landsat Google-Earth© (izq.) y Cartas náuticas del Servicio de Hidrografía Naval (SHN), superpuestas con isóbatas de relevamientos de la Dirección Nacional Vías Navegables – Distrito Paraná Inferior (DNVN-DPI) (der.).

A macro-escala, el cauce principal muestra una configuración morfológica caracterizada por una sucesión de expansiones, donde se observan islas vegetadas, interconectadas con tramos más estrechos y profundos. La relación entre el ancho y la profundidad media varía en un orden de magnitud, $25 < B/h_m < 250$. En efecto, el ancho máximo del cauce en el tramo (sin considerar las islas) es aproximadamente de 2500 m y le corresponde una profundidad media para márgenes llenas de 10 m, por lo tanto, $B/h_m \approx 250$. Por otra parte, el ancho mínimo (excluyendo los riachos Paraná Viejo e Invernada) es de 600 m, con una profundidad media de 24 m, es decir, $B/h_m \approx 25$. La profundidad máxima en el tramo, correspondiente al nivel hidrométrico medio en Rosario (6,5 m IGN), es del orden de los 31 m.

El lecho es de arena, con diámetro d_{50} variando entre 0,26 mm y 0,32 mm, y desvío estándar geométrico variando entre 1,46 y 1,85. El sedimento fino predominante, transportado en el río Paraná Medio e Inferior, proviene de la cuenca alta del río Bermejo, que tributa al río Paraguay, el cual a su vez descarga en el río Paraná. El transporte de sedimentos promedio total anual que ingresa al sistema, está en el orden de 150×10^6 t/año, de los cuales aproximadamente el 83 % está compuesto por sedimento limo arcilloso, que es transportado en suspensión como carga foránea (Amsler y Drago, 1999). A lo largo del cauce se observan albardones naturales sobre la planicie aluvial en inmediaciones de la margen izquierda.

3. BREVE DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

Para la simulación numérica hidrodinámica se utiliza el modelo matemático bidimensional horizontal CCHE2D, que simula la hidrodinámica en flujo permanente, impermanente y cuasi-permanente; el transporte de sedimentos por clases granulométricas; el cambio de composición granulométrica del sedimento del lecho y la correspondiente erosión-sedimentación. El modelo CCHE2D es desarrollado por el National Center for Computational Hydroscience and Engineering (NCCHE) - Universidad de Mississippi (Jia y Wang, 2001).

Integrando las ecuaciones de Reynolds sobre la profundidad de flujo, bajo la suposición de movimientos verticales despreciables, la tercera ecuación dinámica se reduce a la distribución hidrostática de la presión y de los dos restantes, se obtienen las ecuaciones dinámicas 2D-H.

Integrando, en forma análoga, la ecuación de continuidad 3D, se obtiene la ecuación de continuidad 2D-H. Por lo tanto, las ecuaciones utilizadas por el modelo CCHE2D para representar la hidrodinámica son (Jia y Wang, 2001):

Continuidad:

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

Momentum en dirección x:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial z_w}{\partial x} + \frac{1}{\rho h} \left(\frac{\partial h \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho h} \quad (2)$$

Momentum en dirección y:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial z_w}{\partial y} + \frac{1}{\rho h} \left(\frac{\partial h \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho h} \quad (3)$$

donde z_w : nivel de la superficie libre del agua, h : profundidad de flujo, u y v : velocidades medias en la vertical en direcciones x e y respectivamente, ρ : densidad del agua, g : aceleración de la gravedad, τ_{bx} y τ_{by} : tensiones de corte sobre el fondo en direcciones x e y respectivamente, las cuales se expresan como:

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u U}{h^{1/3}} \quad (4a)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v U}{h^{1/3}} \quad (4b)$$

donde n : coeficiente de rugosidad de Manning, U : módulo vector velocidad y τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} y τ_{yy} tensiones turbulentas o tensiones adicionales de Reynolds promediadas en vertical.

Las tensiones turbulentas se expresan, de acuerdo a la analogía de Boussinesq, en función de la viscosidad turbulenta o viscosidad cinemática de remolino ν_t y del tensor de velocidad de deformación medio:

$$\tau_{xx} = 2\nu_t \rho \frac{\partial u}{\partial x} \quad (5a)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \nu_t \rho \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (5b)$$

$$\tau_{yy} = 2\nu_t \rho \frac{\partial v}{\partial y} \quad (5c)$$

El valor de ν_t puede ser determinado con las siguientes opciones i) cálculo de un valor promedio en vertical, obtenido por integración de la distribución parabólica de viscosidad cinemática de remolino, ii) estimación con un modelo de longitud de mezcla integrado en profundidad, iii) determinación a partir de un modelo κ - ϵ integrado en profundidad, siendo κ : energía cinética turbulenta y ϵ : función de disipación y iv) estimación con el modelo de Smagorinsky.

La resolución de las ecuaciones se realiza con el Método de Elementos Eficientes, que es un tipo de método de colocación dentro del Método de los Residuos Ponderados. Ulteriores detalles pueden consultarse en Jia y Wang (2001).

Para la implementación del modelo se utiliza la plataforma bajo entorno Windows© CCHE-GUI 3.0 (Zhang, 2006) en conjunción con el mallador de dominios geométricos complejos CCHE-MESH 3.0 (Zhang y Jia, 2009), que incluye varias técnicas para la generación y optimización de mallas computacionales estructuradas ajustadas al contorno.

4. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

Para la implementación del modelo, se comenzó definiendo la topobatemetría del cauce a partir de relevamientos realizados por la Dirección Nacional de Vías Navegables - Distrito Paraná Inferior (DNVN-DPI) entre los años 2010 y 2012. Asimismo, para definir los límites del cauce se utilizaron imágenes satelitales y cartas náuticas del Servicio de Hidrografía Naval (SHN) (Figura 1).

La base de datos topobatemétricos se importó con CCHE-MESH y se generó una malla estructurada RL (Ryskin y Leal, 1983), en coordenadas curvilíneas ajustadas al contorno con controles de suavización, resultando en promedio $\Delta s=100$ m y $\Delta n=45$ m (relación de aspecto promedio igual a 2.2).

Sucesivamente se le asignaron las cotas IGN a los nodos mediante el método de interpolación por triangulación.

En la **Figura 2** se presentan dos imágenes de la constitución del modelo, brindada por la plataforma CCHE-GUI, donde se observa el tramo en estudio con la malla computacional (izquierda) y con los niveles del lecho, expresados en m IGN (derecha).

Se realizaron simulaciones en régimen permanente utilizando caudales aforados en el tramo por la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH, 2004 y 2006) y por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación en Timbúes (www.hidricosargentina.gov.ar).

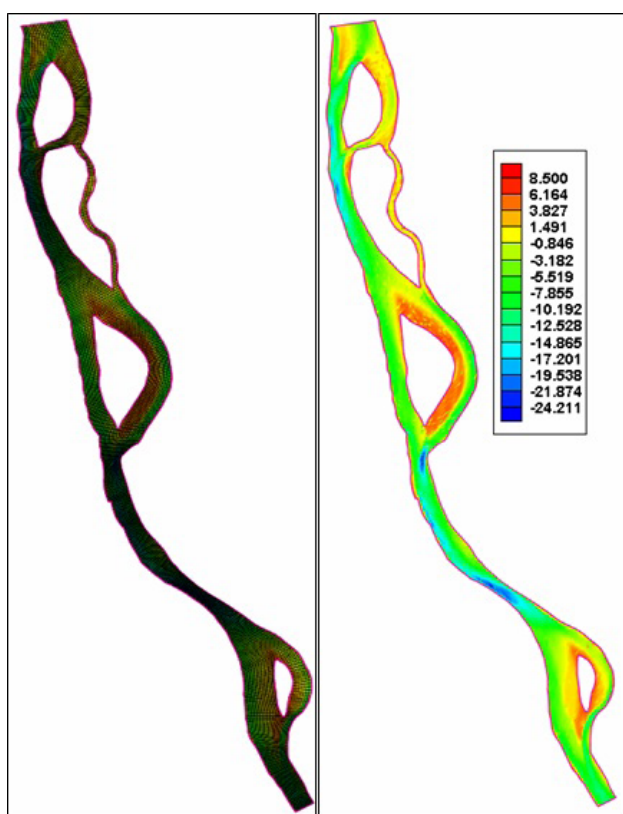


Figura 2.- Malla computacional (izq.) y Nivel del lecho en (m) IGN (der.) del río Paraná km 410-452.

Asimismo, se realizaron simulaciones en régimen impermanente del 01/11/04 al 31/12/04. Los caudales utilizados para las simulaciones variaron entre 11640 m³/s y 28600 m³/s, tal como se observa en la **Tabla 1**.

De acuerdo a la curva de duración de caudales en Puerto San Martín (PSM, km 448) correspondiente al período 1970-2014, a tales caudales le corresponden tiempos de excedencia de 97,7 % y 0,3 % respectivamente (ver **Figura 3**). De esta manera, se representaron condiciones de aguas bajas, medias y altas del río.

Como condiciones de borde, en el caso de flujo permanente, en el contorno aguas arriba se especificó el caudal aforado y aguas abajo el nivel hidrométrico.

Este último se obtuvo extrapolando el valor registrado en el Hidrómetro de Rosario (ROS) en el km 416, utilizando la pendiente de la superficie libre entre PSM y ROS para la fecha del aforo.

En el caso de flujo impermanente se especificaron, en el contorno aguas arriba un hidrograma Q(t) generado con la curva nivel hidrométrico-caudal y los correspondientes niveles hidrométricos diarios en PSM y en el contorno aguas abajo, un limnigrama z_w(t) extrapolado a partir del limnigrama registrado en ROS, con el mismo criterio explicado anteriormente.

Tabla 1.- Caudales simulados, tiempos de excedencia de Q, niveles hidrométricos y pendientes.

Fecha	Q×10 ³ (m ³ /s)	t exc. (%)	z _w PSM (m) IGN	z _w ROS (m) IGN	S _w ×10 ⁻⁵ (-)
31/08/2001	11,64	97,72	5,17	4,47	2,19
21/02/2006	14,31	80,18	6,05	5,23	2,56
09/06/2005	17,49	50,81	7,17	6,24	2,91
21/12/2004	19,57	31,23	7,92	6,94	3,06
02/04/2003	22,74	8,99	8,59	7,53	3,31
16/08/1982	26,76	1,44	9,10	8,03	3,34
04/01/1983	28,60	0,26	9,98	8,86	3,50
Nov.-Dic. 04	15,3-20,0	71-27	6,38-7,96	5,48-6,94	2,81-3,19

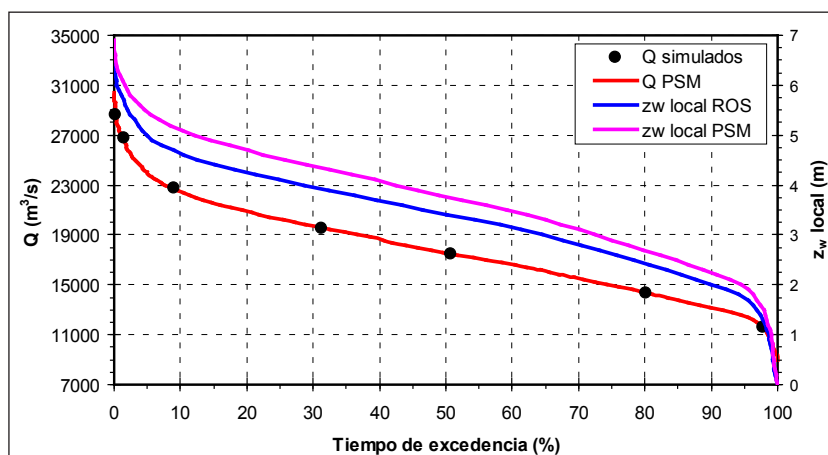


Figura 3.- Curvas de duración de niveles hidrométricos locales (PSM y ROS) y caudales (PSM), período 1970-2014.

En ambas situaciones (flujo permanente e impermanente) se realizaron diversas corridas de calibración variando el coeficiente de rugosidad de Manning dentro de límites físicamente plausibles y de acuerdo a investigaciones previas en el tramo (FICH, 2006; Guerrero y Lamberti, 2012). Los valores obtenidos variaron entre 0,024 s/m^{1/3} y 0,025 s/m^{1/3}. Para evaluar la viscosidad turbulenta y estimar las tensiones adicionales de Reynolds se especificó el modelo de dos ecuaciones κ - ϵ .

En las simulaciones se trataron de reproducir los niveles hidrométricos registrados en los Hidrómetros de ROS (km 416) y PSM (km 448), las correspondientes pendientes de la superficie libre del agua, las distribuciones de velocidades y caudales específicos observadas en diferentes secciones transversales.

Asimismo, se intentaron reproducir los caudales observados, derivados por el brazo derecho e izquierdo, en cuatro bifurcaciones: i) Isla El Banco a la altura del muelle Pampa en PSM, km 449; ii) Isla Rosita a la altura del muelle Sulfacid en Fray Luis Beltrán (FLB), km 440; iii) Isla Carlota, Paso

Borghi-Destilería en Capitán Bermúdez (CBE), km 436 y iv) Isla Ing. Sabino Corsi a la altura de la Ciudad Universitaria de Rosario, km 416,5. En la **Figura 1** (der.) se indican las distintas localidades mencionadas.

5. EVALUACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Simulaciones en régimen permanente

En la **Tabla 2** se presentan los niveles hidrométricos observados y calculados, referidos al cero del IGN, en los hidrómetros de Puerto San Martín (PSM) y en Rosario (ROS), correspondientes a las simulaciones con caudal constante.

En dicha Tabla también se especifica el caudal, el coeficiente de rugosidad de Manning y el error relativo E_r de los niveles hidrométricos calculados respecto a los observados, para cada simulación. E_r varía entre 0,12 % y 1,87 % en PSM (km 448) y entre 0,12 % y 1,34 % en ROS (km 416). Si existen valores $E_r > 0$ y $E_r < 0$, para calcular el promedio (\bar{E}_r) se considera el valor absoluto de los mismos, y se expresa como $\pm \bar{E}_r$.

Tabla 2.- Niveles hidrométricos obs. y calc. en PSM (km 448) y ROS (km 416), error rel. y error rel. promedio.

Fecha	Q (m ³ /s)	z _w obs. (m) IGN		Simul. N°	n (s/m ^{1/3})	z _w calc. (m) IGN		E _r (%)		Ē _r (%)	
		PSM	ROS			PSM	ROS	PSM	ROS	PSM	ROS
31/08/2001	11640	5,17	4,47	S1-C5R1	0,025	5,18	4,53	0,19	1,34	0,59	0,96
21/02/2006	14310	6,05	5,23	S2-C4R3	0,025	6,11	5,26	0,99	0,57		
09/06/2005	17490	7,17	6,24	S3-C2R6	0,024	7,18	6,26	0,14	0,32	0,20	0,45
21/12/2004	19570	7,92	6,94	S4-C1R5	0,025	7,94	6,98	0,25	0,58		
02/04/2003	22740	8,59	7,53	S5-C3R4	0,024	8,60	7,57	0,12	0,53	1,00	±0,37
16/08/1982	26760	9,10	8,03	S6-C7R3	0,024	9,27	8,04	1,87	0,12		
04/01/1983	28600	9,98	8,86	S7-C9R2	0,025	10,08	8,82	1,00	-0,45		

Considerando que el límite para aguas bajas se asocia a un tiempo de excedencia del 80 % (z_w < 5,5 m IGN en Rosario) y para aguas altas a un tiempo de excedencia del 20 % (z_w > 7,3 m IGN en Rosario), el

consiguiente rango de aguas medias es 5,5 m IGN ≤ z_w ≤ 7,3 m IGN. Sobre la base de esta división, los errores relativos promedio de niveles hidrométricos son 0,59 %, 0,2 % y 1 % en PSM y 0,96 %, 0,45 % y ±0,37 % en ROS, para aguas bajas, medias y altas, respectivamente. Mientras que, los errores relativos promedio correspondientes a las pendientes de la superficie libre, que se estiman a partir de los valores de Tabla 2, son del ±5,4 % para aguas bajas, -1,6 % para aguas medias y ±10 % para aguas altas.

En las cinco imágenes de la **Figura 4** se presentan los resultados de la simulación en flujo permanente S4-C1R5 correspondiente a Q=19570 m³/s (aforo FICH, 2004), donde se muestra la situación final a lo largo del tramo de i) nivel hidrométrico (z_w), ii) profundidad

de flujo (h), iii) módulo del vector velocidad (U), iv) módulo del vector caudal específico (q) y v) módulo del vector tensión de corte sobre el fondo (τ_b). Por razones de espacio solo se presentan las imágenes de la simulación S4-C1R5.

En la **Figura 4** se observa que las mayores profundidades, velocidades y, consecuentemente, caudales específicos y tensiones de corte sobre el lecho se desarrollan sobre los brazos derechos en todas las bifurcaciones, es decir, sobre la margen Santafesina y no sobre los brazos izquierdos adyacentes al valle aluvial. En particular, para la simulación S4-C1R5, la tensión de corte sobre el lecho, preponderante a lo largo de los brazos derechos, es del orden de 5 N/m². Por lo tanto, considerando d₅₀ ≈ 0,3 mm, la misma es aproximadamente 27 veces superior a la tensión de corte crítica del sedimento del lecho (τ_{bc50} ≈ 0,186 N/m²).

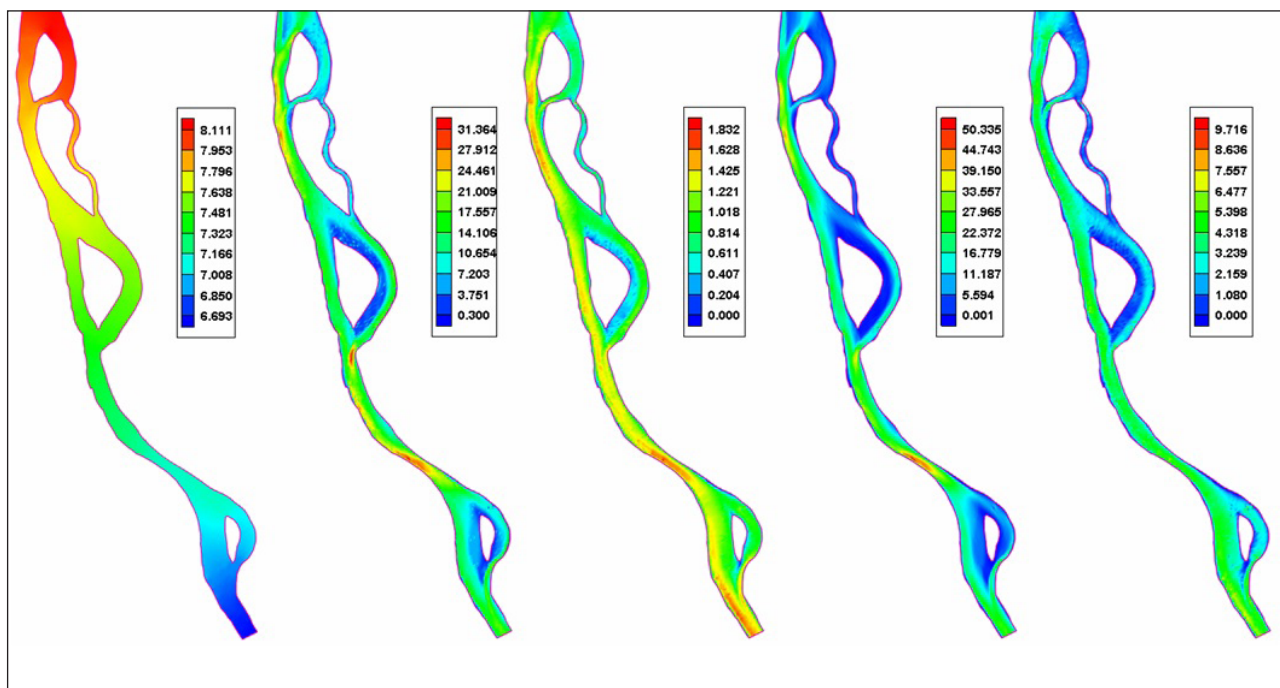


Figura 4.- Simulación S4-C1R5, Q=19570 (m³/s) - 21/12/2004. De izquierda a derecha: z_w (m) IGN, h (m), U (m/s), q (m²/s) y τ_b (N/m²).

En la **Figura 5a** se presenta una comparación entre caudales específicos calculados y observados en la sección km 429 (a la altura del balneario La Florida en Rosario), correspondiente a la simulación S4-C1R5 (Q=19570 m³/s).

Se nota que la distribución de caudales específicos en la sección transversal es muy bien reproducida por el modelo. El error relativo promedio, entre valores calculados y observados, es igual a $\pm 5\%$.

Debido a que, aguas arriba de la confluencia los mayores caudales son derivados por el brazo derecho, el thalweg en la zona de la confluencia se recuesta sobre la Isla Invernada-Espinillo (sobre

margen izquierda del cauce) y se extiende varios kilómetros aguas abajo, generando, por lo tanto, la distribución asimétrica de los caudales específicos que se observa en la **Figura 5a**.

Para la misma sección, en la **Figura 5b** se presentan los niveles hidrométricos calculados y observados, conjuntamente con el nivel del lecho del MDT generado con CCHE-MESH y los niveles del lecho extraídos del relevamiento batimétrico (todos los niveles referidos al IGN). Se observa una buena correspondencia entre los valores de profundidad ($h=z_w-z_b$) observados y calculados. El error relativo promedio, entre valores puntuales calculados y observados de profundidad de flujo, es igual a $\pm 4,4\%$.

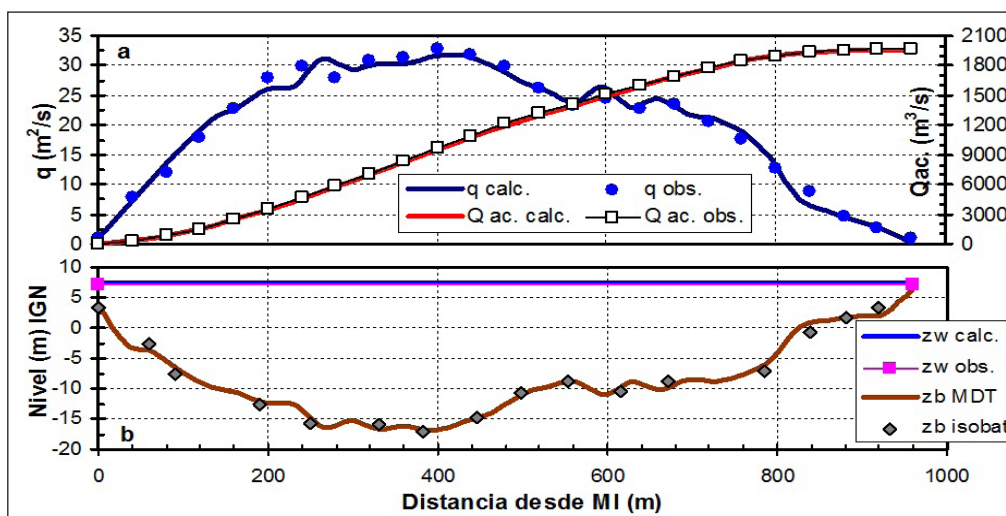


Figura 5.- Simulación S4-C1R5, Q=19570 m³/s. Sección transversal km 429. **a)** Comparación de la distribución de caudales específicos q calculados y observados y correspondiente curva de caudales acumulados Qac. **b)** Nivel hidrométrico calculado y observado; nivel del lecho del MDT y nivel del lecho observado a partir de relevamiento batimétrico.

En la **Figura 6** se presenta la ubicación de las secciones utilizadas para determinar la derivación de caudales en cada una de las cuatro bifurcaciones consideradas: i) Isla El Banco-km 449, ii) Isla Rosita-km 440; iii) Isla Carlota-km 436 y iv) Isla Ing. Sabino Corsi-km 416,5. En dicha Figura, en la imagen de la batimetría (derecha), queda evidenciado con más detalle que en la **Figura 4**, que el thalweg

principal se desarrolla por los brazos derechos de las bifurcaciones.

En la **Figura 6** (izquierda), en una zona limitada con línea discontinua, se muestra la distribución de q en cada bifurcación para la simulación S4-C1R5 ($Q=19570 \text{ m}^3/\text{s}$). Por razones de espacio solo se presentan las imágenes correspondientes a esta simulación.

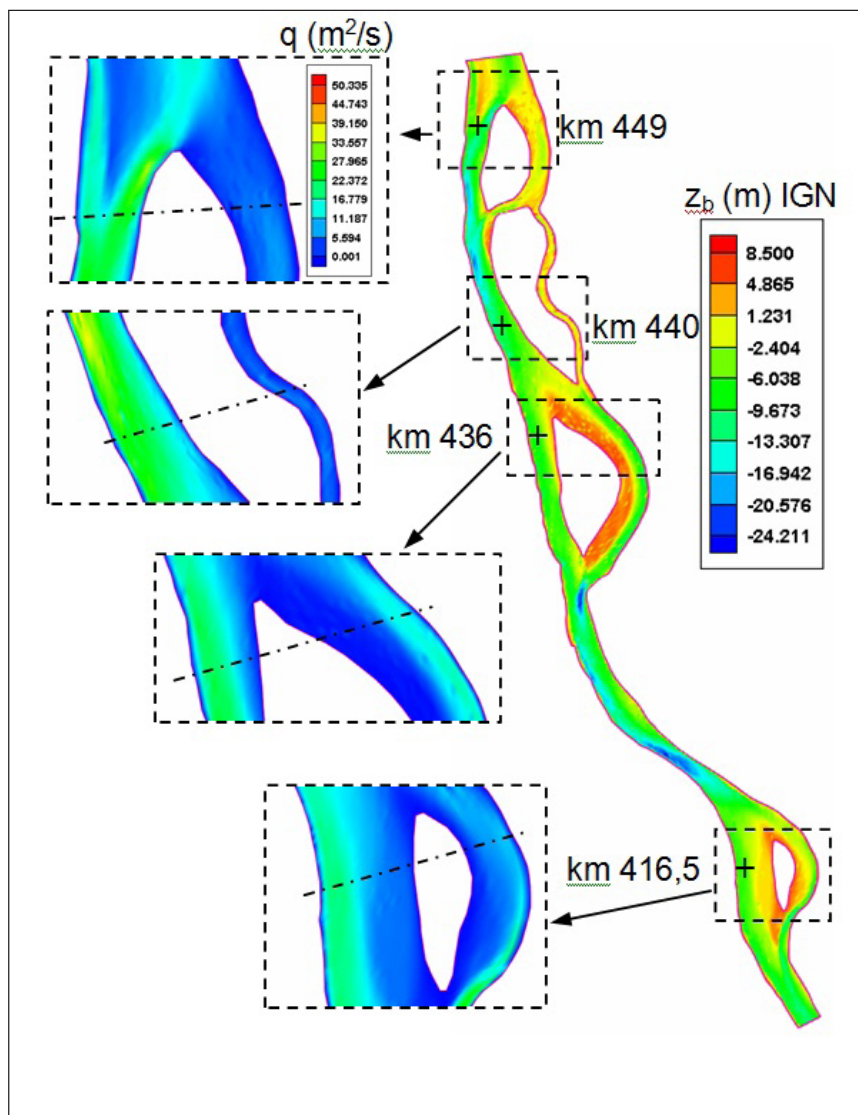


Figura 6.- Ubicación de los kms 449, 440, 436 y 416,5 en la imagen de la batimetría (derecha) y distribución de q en cada una de las bifurcaciones consideradas (izquierda) para la simulación S4-C1R5 ($Q=19570 \text{ m}^3/\text{s}$).

Para cada una de las simulaciones se determinaron los caudales derivados por cada brazo y se los compararon con los caudales observados. En la **Figura 7** se presenta una comparación, entre valores calculados y los valores observados, del porcentaje del caudal total Q que es derivado por los brazos derecho (BD) e izquierdo (BI) en las bifurcaciones: **a)** km 449, **b)** km 440; **c)** km 436 y **d)** km 416,5.

Se aprecia que los caudales observados, derivados en dichas bifurcaciones, son adecuadamente reproducidos por el modelo. En particular, en el km 449

(**Figura 7a**) se nota que el caudal derivado por el BD, calculado con el modelo, es aproximadamente del 82 % para aguas bajas y disminuye levemente al 77 % para aguas altas. Por consiguiente, el caudal derivado por el brazo izquierdo aumenta del 18 % (aguas bajas) al 23 % (aguas altas).

En el km 440 (**Figura 7b**), el BD es el de mayor jerarquía y, según las simulaciones realizadas, por el mismo se deriva aproximadamente el 90 % del caudal total para aguas bajas, el cual aumenta gradualmente hasta el 95 % para aguas altas. Consecuentemente,

el caudal derivado por el BI, denominado Riacho Paraná Viejo, disminuye gradualmente del 10 % para aguas bajas al 5 % para aguas altas.

En el Paso Borghi-Destilería, km 436 (**Figura 7c**), el BD es el de mayor jerarquía y es el actual canal de navegación, por el mismo, de acuerdo al modelo, se deriva aproximadamente el 67 % del caudal total para aguas bajas, el cual disminuye gradualmente hasta el 61 % para aguas altas. Consecuentemente, el caudal derivado por el BI, aumenta gradualmente del 33 % para aguas bajas al 39 % para aguas altas.

En el km 416,5 (**Figura 7d**), el brazo derecho, denominado canal de los muelles, debe ser dragado para mantener la vía navegable operativa con 32 pies al nivel de referencia z_w (80 %). Por dicho brazo, el modelo estima que se deriva aproximadamente el 77 % del caudal total para aguas bajas, el cual disminuye muy levemente hasta el 76 % para aguas altas. Consecuentemente, el caudal derivado por el BI, aumenta progresivamente del 23 % para aguas bajas al 24 % para aguas altas.

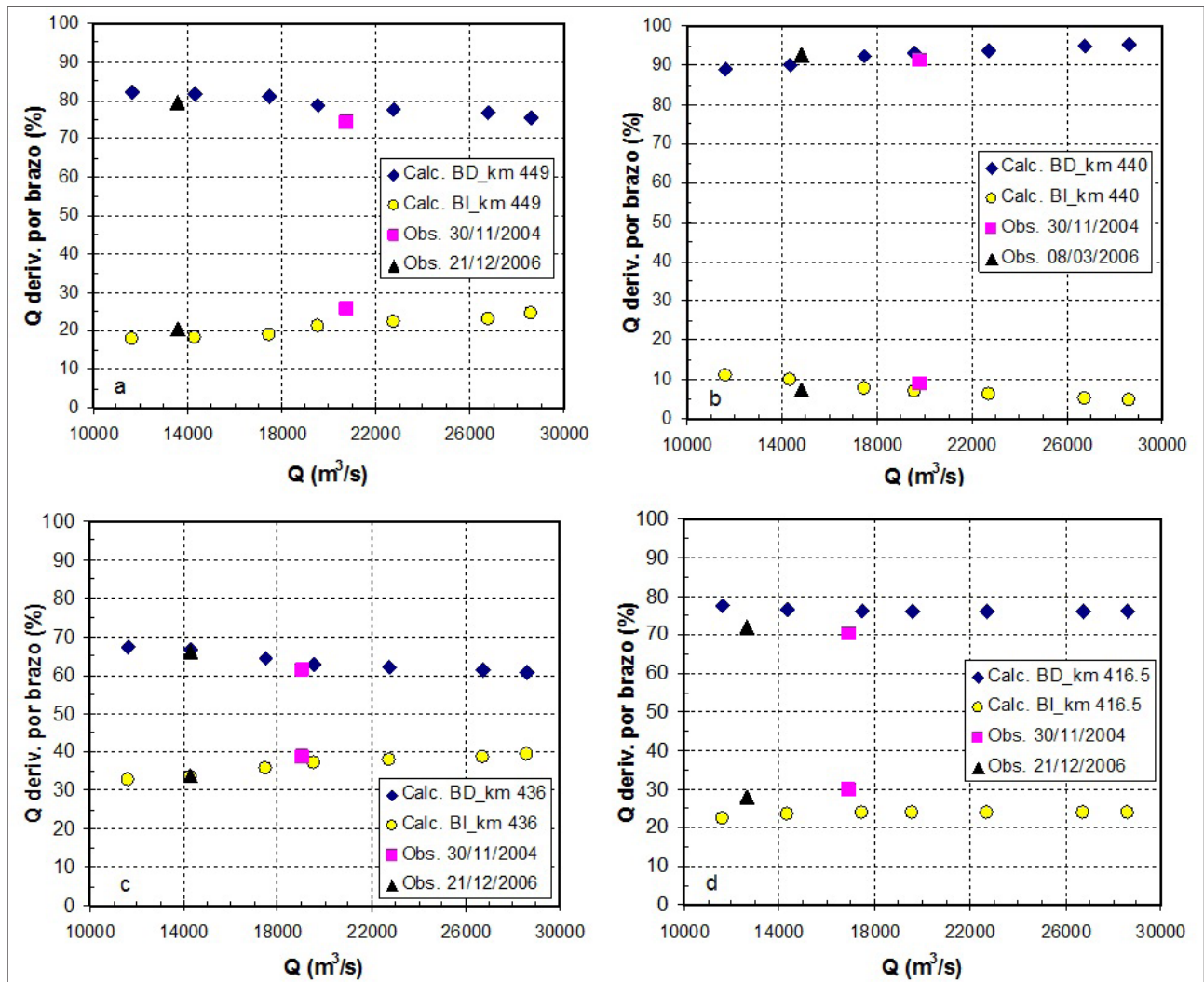


Figura 7.- Comparación entre valores calculados y observados del porcentaje del caudal total Q derivado por brazos derecho (BD) e izquierdo (BI) en las bifurcaciones: **a)** km 449, **b)** km 440, **c)** km 436 y **d)** km 416,5.

Cabe señalar que, entre el km 418 y 430 se encuentra la Isla Invernada-Espinillo, resultante del adosamiento de las dos islas homónimas Invernada y Espinillo (ver **Figura 1**). El brazo izquierdo que se observa en dicha Figura, se corresponde con el riacho Invernada, el cual no ha sido representado físicamente en el modelo ya que, de acuerdo a las mediciones disponibles (FICH, 2004); por el mismo se deriva un caudal muy pequeño, menor al 1 % del caudal total. Es decir, prácticamente la totalidad del

caudal se deriva por el brazo derecho, cuyo cauce es limitado por la Isla Invernada-Espinillo sobre margen izquierda y por la ciudad de Rosario sobre margen derecha.

A los valores de porcentaje de caudal derivado por el brazo derecho, simulados con el modelo en cada bifurcación, se les ajustaron las ecuaciones de regresión lineal (6), (7), (8) y (9), ($R^2 > 0,95$), para las bifurcaciones del cauce kms 449, 440, 436 y 416,5, respectivamente.

$$\%Q(BD_km\ 449) = -4,112 \times 10^{-4} Q + 87,404 \quad (6)$$

$$\%Q(BD_km\ 440) = 3,612 \times 10^{-4} Q + 85,318 \quad (7)$$

$$\%Q(BD_km\ 436) = -3,920 \times 10^{-4} Q + 71,488 \quad (8)$$

$$\%Q(BD_km\ 416,5) = -5,828 \times 10^{-4} Q + 77,646 \quad (9)$$

Mediante dichas ecuaciones se calcularon los porcentajes del caudal total derivado por el brazo derecho, para los aforos realizados por FICH (2004, 2006), y se determinaron los errores relativos respecto a los correspondientes porcentajes observados en los aforos. En la **Tabla 3** se presentan los resultados de dicha comparación cuantitativa, donde se observa que los errores relativos promedio son iguales a 4,36 %, ±1,81 %, ±2,36 % y 7,63 %, para las bifurcaciones kms 449, 440, 436 y 416,5, respectivamente.

Tabla 3.- Porcentaje del caudal total Q derivado por brazo derecho en bifurcaciones del cauce; obs., calc., error relativo y error relativo promedio.

Fecha aforo	Q (m³/s)	Bifurc. (km)	% Q (BD)		E _r (%)	Ē _r (%)
			Obs.	Calc.		
30/11/2004	20790	449,0	74,30	78,85	5,77	4,36
21/02/2006	13617	449,0	79,40	81,80	2,93	
30/11/2004	19818	440,0	91,20	92,48	1,38	±1,81
08/03/2006	14839	440,0	92,70	90,68	-2,23	
02/12/2004	19075	436,0	61,40	64,01	4,08	±2,36
08/03/2006	14315	436,0	66,30	65,88	-0,64	
25/11/2004	16901	416,5	70,00	76,75	8,80	7,63
26/05/2006	12634	416,5	72,00	76,98	6,47	

5.2 Simulaciones en régimen impermanente

Con respecto a las simulaciones en régimen impermanente, los limnigramas calculados reproducen adecuadamente los observados en PSM y ROS. En la **Figura 8** se presentan los limnigramas calculados y observados, en las estaciones hidrométricas mencionadas, conjuntamente con el hidrograma de entrada al tramo. En dicha Figura se puede apreciar que los ajustes logrados son muy satisfactorios. En efecto, para cuantificar el grado de ajuste en ambas estaciones (PSM y ROS) se calcularon los coeficientes de Nash-Sutcliffe (1970):

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [z_w(i \Delta t)_{obs.} - z_w(i \Delta t)_{calc.}]^2}{\sum_{i=1}^N [z_w(i \Delta t)_{obs.} - \bar{z}_{w_{obs.}}]^2} \quad (10)$$

donde, $\bar{z}_{w_{obs.}}$ es el valor medio de los niveles hidrométricos z_w , observados en un intervalo de tiempo $N\Delta t$.

Este coeficiente puede variar en un rango desde $-\infty$ a 1. $E=1$ corresponde a un ajuste perfecto entre niveles calculados y observados. $E=0$ indica que los niveles simulados por el modelo son tan precisos como la media de los valores observados, mientras que, $-\infty < E < 0$ indica que la media observada es mejor que la simulación del modelo.

En definitiva, cuando el coeficiente E más se acerca a la unidad, mejor es la concordancia entre valores calculados y observados. Para ambas estaciones los valores obtenidos fueron cercanos a la unidad, $E=0,987$ (PSM) y $E=0,991$ (ROS).

Los caudales de entrada al tramo han sido adecuadamente especificados a partir de la curva z_w -Q obtenida con los datos de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación para el período 2000-2014. En efecto, se observa una diferencia no significativa del 1,8 % entre el caudal estimado con la curva z_w -Q para el día 21/12/2004 (19927 m³/s) y el aforado por FICH (2004) en la misma fecha (19570 m³/s).

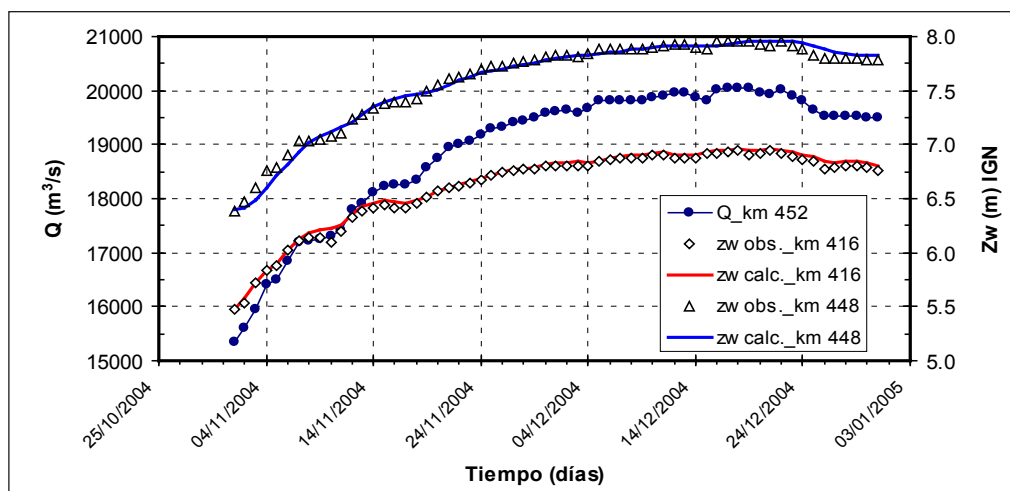


Figura 8.- Caudal en función del tiempo, en entrada (km 452), y comparación de limnigramas observados y calculados en km 416 (Hidrómetro Rosario) y km 448 (Hidrómetro Puerto San Martín).

Para la misma simulación de noviembre a diciembre de 2004 (régimen impermanente), en la **Figura 9** se presenta el nivel del lecho (z_b) y la evolución

temporal del nivel hidrométrico calculado (z_w), ambos en (m) y referidos al IGN; en función de la progresiva longitudinal. En dicha Figura, PSM (km 448) y ROS (km 416) se ubican en las progresivas longitudinales +4000 m y +36000 m respectivamente.

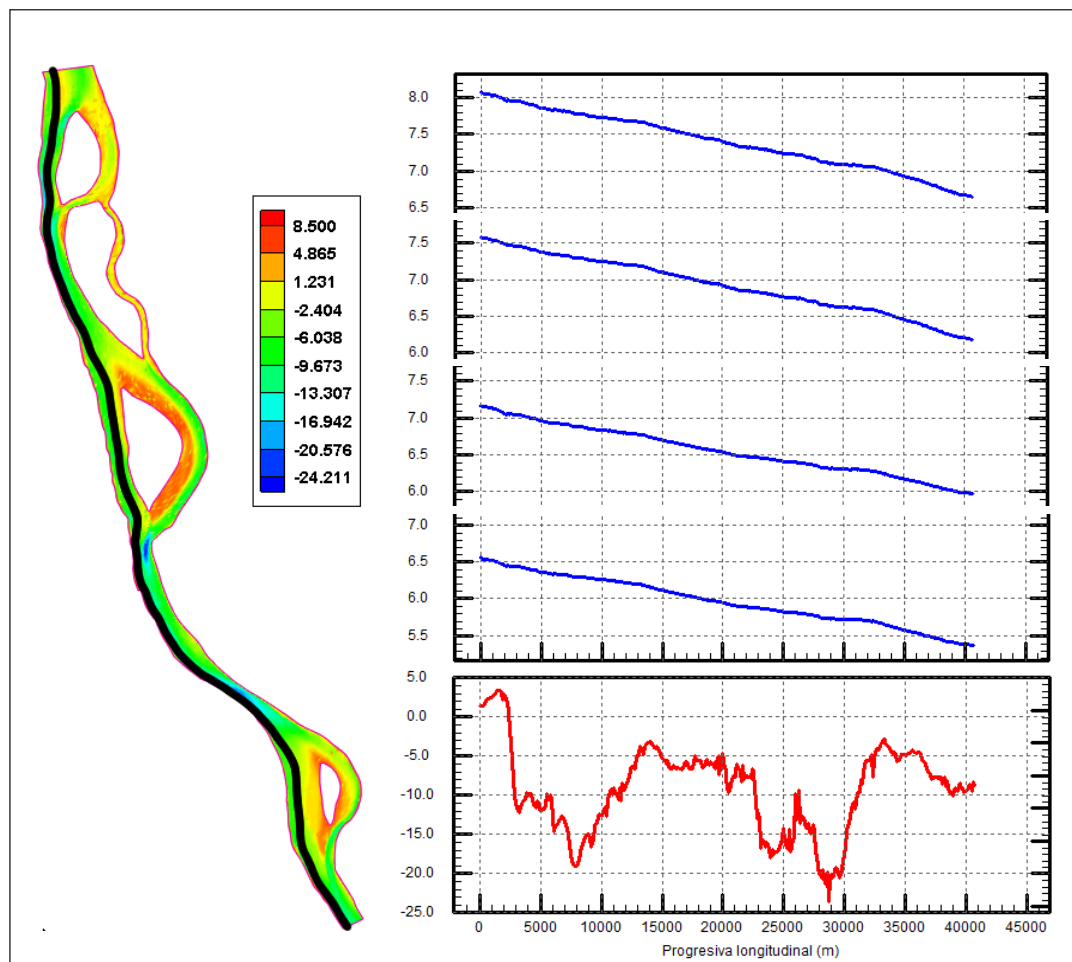


Figura 9.- Nivel del lecho (z_b) y nivel del agua (z_w), ambos en (m) IGN, en función de la progresiva longitudinal (a lo largo del perfil indicado a la izquierda), correspondiente a la simulación de noviembre y diciembre de 2004. Desde abajo hacia arriba (derecha): z_b , z_w ($t=1$ día), z_w ($t=7$ días), z_w ($t=15$ días) y z_w ($t=45$ días).

6. CONCLUSIONES

Se ha implementado el modelo CCHE2D para simular la hidrodinámica, en régimen permanente e impermanente, en un tramo de 42 km (km 410 – km 452) del río Paraná. Los caudales aforados, utilizados para las simulaciones en régimen permanente y los caudales especificados en la simulación en régimen impermanente, barren todo el rango de duraciones que se observa en la curva de duración de caudales de Puerto San Martín (PSM, km 448). De esta manera, se ha caracterizado el comportamiento hidrodinámico para condiciones de aguas bajas, medias y altas del río.

Los resultados del modelo hidrodinámico han sido contrastados con mediciones de caudales con ADCP y con niveles hidrométricos registrados en el hidrómetro de Rosario (ROS, km 416) y Puerto San Martín (PSM, km 448). El modelo ha representado satisfactoriamente la dinámica del flujo en el tramo estudiado, tanto en régimen permanente como impermanente; ya sea en lo que concierne a la reproducción de niveles hidrométricos, pendientes de la superficie libre, profundidades de flujo, distribución de velocidades y caudales específicos en secciones transversales, como así también, en lo que respecta a la representación de los porcentajes del caudal total que son derivados en las bifurcaciones del cauce.

En las simulaciones en régimen permanente, el error relativo de los niveles hidrométricos calculados respecto a los observados, varía entre 0,12 % y 1,87 % en PSM (km 448) y entre 0,12 % y 1,34 % en ROS (km 416). Mientras que, los errores relativos promedio para aguas bajas, medias y altas son 0,59 %, 0,2 % y 1 % en PSM y 0,96 %, 0,45 % y $\pm 0,37$ % en ROS, respectivamente. Los errores relativos promedio, correspondientes a las pendientes de la superficie libre, son del $\pm 5,4$ % para aguas bajas, $-1,6$ % para aguas medias y ± 10 % para aguas altas. Los errores relativos promedio, entre valores calculados y observados, de caudal específico y profundidad de flujo (S4-C1R5, km 429), son iguales a ± 5 % y $\pm 4,4$ %, respectivamente.

Los porcentajes del caudal total, que son derivados en las cuatro bifurcaciones del cauce analizadas, son reproducidos adecuadamente. Los errores relativos promedio, entre valores calculados y observados, son iguales a 4,36 %, $\pm 1,81$ %, $\pm 2,36$ % y 7,63 %, para las bifurcaciones kms 449, 440, 436 y 416,5, respectivamente.

En relación a las simulaciones en régimen impermanente, los limnigramas calculados reproducen satisfactoriamente a los observados en PSM y ROS. En efecto, los valores obtenidos del coeficiente de Nash-Sutcliffe (1970), para ambas estaciones, fueron cercanos a la unidad: $E=0,987$ (PSM) y $E=0,991$ (ROS).

AGRADECIMIENTO

Los autores desean expresar su agradecimiento a la UNR por el apoyo brindado en el marco de los PID 19-1368, 19-1358, ING509 e ING514 y a la DNVN-DPI por los datos topobatimétricos e hidrológicos-hidráulicos facilitados.

BIBLIOGRAFÍA

Amsler, M.L. y Drago, E. 1999. A review of the suspended sediment budget at the confluence of the Paraná and Paraguay rivers. Symposium on hydrological and geochemical processes in large scale rivers. Manaus, Brazil.

Basile, P.A.; Riccardi, G.A.; Zimmermann, E.; Stenta, H.; Bussi, P. y Mangiameli, P. 2013. Aprovechamiento del Río Carcarañá-Tercero como Vía Fluvial Navegable. Parte I: Diseño del Sistema de Transporte y de la Vía Fluvial. Cuadernos del CURIHAM, 19 (2013), 51-69.

De Vries, M. 1993. River Engineering. Publication F10, Faculty of Civil Engineering, Department of Hydraulic Engineering, Delft University of Technology, Holanda.

Di Silvio, G. 1992. Modelling Sediment Transport under Different Hydrological and Morphological Circumstances. Dynamics of Gravel-Bed Rivers. Edit. P. Billy, R.D. Hey, C.R. Thorne y P. Tacconi. J. Wiley & Sons Ltd.

FICH, 2004. Estudios Hidráulicos y Morfológicos Zona Isla de La Invernada, Río Paraná. Informe final. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas – UNL, Diciembre 2004.

FICH, 2006. Estudios Complementarios Hidráulicos y Morfológicos de la Zona de la Isla de La Invernada. Informe final. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas – UNL, Julio 2006.

García M.; Basile, P.A.; Riccardi, G. y Rodríguez, J.F. 2015. Modelling extraordinary floods and sedimentological processes in a large channel-floodplain system of the Lower Paraná River (Argentina). International Journal of Sediment Research, 30(2), 150-159.

Guerrero, M. y Lamberti, A. 2012. Bed-roughness investigation for a 2-D model calibration: the San Martín case study at Lower Paraná. International Journal of Sediment Research, 28 (4), 458-469.

Habersack, H. y Haspel, D. 2012. Sediment loads and processes in large rivers. International Journal of Sediment Research, 28 (4) I.

James L.A. y Marcus, W.A. 2006. The human role in changing fluvial systems: Retrospect, inventory and prospect. Geomorphology, 79 (2006), 152–171.

- Jia, D., Shao, X., Wang, H. y Zhou, G. 2010. Three-dimensional modeling of bank erosion and morphological changes in the Shishou bend of the middle Yangtze River. *Advances in Water Resources*, 10.1016/j.advwatres.2010.01.002, 348-360.
- Jia, Yafei y Wang, Sam S.Y. 2001. CCHE2D: Two-dimensional Hydrodynamic and Sediment Transport Model for Unsteady Open Channel Flows Over Loose Bed. National Center for Computational Hydroscience and Engineering. The University of Mississippi. Technical Report N° NCCHE-TR-2001-01, Ago. 2001.
- Matthies, M.; Giupponi, C. y Ostendorf, B. 2007. Environmental Decision Support Systems: Current Issues, Methods and Tools. *Environmental Modelling & Software*, 22 (2), 123-127.
- Nash, J.E. y Sutcliffe, J.V. 1970. River flow forecasting through conceptual models Part I: A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 10 (3), 282-290.
- Neal J., Fewtrell T. y Mark T. 2009. Parallelisation of storage cell flood models using OpenMP. *Environmental Modelling & Software*, 24 (7) 872-877.
- Nicholas, A.P.; Sandbach, S.D.; Ashworth, P.J.; Amsler, M.L.; Best, J.L.; Hardy, R.J.; Lane, S.N.; Orfeo, O.; Parsons, D.R.; Reesink, A.J.H.; Sambrook Smith, G.H. y Szupiany, R.N. 2012. Modelling hydrodynamics in the Rio Paraná, Argentina: An evaluation and inter-comparison of reduced-complexity and physics based models applied to a large sand-bed river. *Geomorphology*, 169–170 (2012), 192–211.
- Lewin, J. y Ashworth, P.J. 2014. Defining large river channel patterns: Alluvial exchange and plurality. *Geomorphology* 215 (2014) 83–98.
- Parker, G. 2006. Summer short course on Environmental Fluid Mechanics: Theory, Experiments and Applications. Karlsruhe, Germany, June 12-23, 2006. Basic data on bankfull characteristics of sand-bed rivers (<http://hydrolab.illinois.edu/people/parkerg>).
- Rolim da Paz, A.; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. y Padovani, C.R. 2011. Large-scale modelling of channel flow and floodplain inundation dynamics and its application to the Pantanal, Brazil. *Hydrological Processes*, 25 (9), 1498-1516.
- Ryskin, G. y Leal, L.G. 1983. Orthogonal mapping. *Journal of Computational Physics*, 50(1), 71-100.
- Sandbach, S.D., Hardy, R.J., Lane, S.N., Parsons, D.R., Best, J.L., Ashworth, P.J., Reesink, A.J.H., Amsler, M.L., Szupiany, R.N., Nicholas, A.P., Orfeo, O., Sambrook Smith, G.H. 2010. Three-dimensional modelling of a very large river: the Rio Paraná. *River Flow 2010*: In: Dittrich, A., Koll, Ka., Aberle, J., Geisenhainer, P. (Eds.), Bundesanstalt fuer Wasserbau, 409–417.
- Tung T. Vu; Phuoc K.T. Nguyen; Lloyd H. C. Chua y Adrian W. K. Law 2015. Two-Dimensional Hydrodynamic Modelling of Flood Inundation for a Part of the Mekong River with TELEMAC-2D. *British Journal of Environment & Climate Change*. 5(2), 162-175, 2015, Article N° BJECC.2015.013.
- Werner, M.G.F., Hunter N.M. y Bates P.D. 2005. Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation. *Journal of Hydrology*, 314 (2005) 139–157.
- Wilkerson, G.V. y Parker, G. 2011. Physical Basis for Quasi-Universal Relationships Describing Bankfull Hydraulic Geometry of Sand-Bed Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137 (7), 739–753.
- Wilson, M., Bates, P., Alsdorf, D., Forsberg, B., Horritt, M., Melack, J., Frappart, F. and Famiglietti, J. 2007. Modeling large-scale inundation of Amazonian seasonally flooded wetlands. *Geophysical Research Letters*, 34 (15).
- Zhang, Yaoxin 2006. CCHE-GUI: Graphical User Interface for CCHE2D Model. Users Manual - Version 3.0. National Center for Computational Hydroscience and Engineering. The University of Mississippi. Technical Report N° NCCHE-TR-2006-02, Oct. 2006.
- Zhang, Yaoxin y Jia, Yafei 2009. CCHE-MESH: 2D Structured Mesh Generator. Users' Manual - Version 3.0. National Center for Computational Hydroscience and Engineering. The University of Mississippi. Technical Report N° NCCHE-TR-2009-01, Feb. 2005.
- Zhou, G., Wang, H., Shao, X. y Jia, D. 2009. Numerical model for sediment transport and bed degradation in the Yangtze River channel downstream of Three Gorges reservoir. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135, 729–740.