

APROVECHAMIENTO DEL RÍO CARCARAÑÁ-TERCERO COMO VÍA FLUVIAL NAVEGABLE. PARTE I: DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE Y DE LA VÍA FLUVIAL

Pedro A. Basile^{1,2}, Gerardo Riccardi^{1,2,3}, Erik Zimmermann^{1,2,4}, Hernán Stenta^{1,2}, Pablo Bussi¹ y Pablo Mangiameli¹

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

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

³ Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario

⁴ Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas

Riobamba 245 bis. (S2000EKE) Rosario. Argentina

e_mail: pbasile@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN

En algunas zonas las carreteras y las vías de ferrocarril son inexistentes o, alternativamente, las rutas y/o tendidos ferroviarios que existen son inadecuados o insuficientes para el transporte comercial. En esas zonas los ríos potencialmente navegables existentes resultan extremadamente importantes para el transporte de mercancías. El transporte comercial mediante navegación fluvial interior es un importante modo de transporte. En efecto, en la mayoría de las situaciones, en comparación con los otros modos de transporte, tiene la ventaja de menor costo, menor consumo de energía y ahorro de tierras. El objetivo principal del presente trabajo es la realización, a nivel de prefactibilidad, de los estudios necesarios para definir en correspondencia de los ríos Carcarañá-Tercero una ruta fluvial comercialmente navegable. El objetivo propuesto conduce a definir el área de estudio como la zona de influencia del sistema formado por el río Coronda y el río Carcarañá-Tercero, cuyo centro de gravedad puede localizarse en la ciudad de Bell Ville. Aquí se presenta la evaluación de prefactibilidad técnica de un sistema de transporte fluvial integral para esos ríos, haciendo hincapié en el diseño de la vía fluvial y del sistema de transporte.

Palabras Clave: Diseño vías navegables interiores, transporte fluvial, río Carcarañá, río Tercero.

ABSTRACT

In some areas land routes are virtually nonexistent, and the simple roads or trails that do exist are inadequate for commercial transportation. In such areas inland waterways are extremely important as transportation routes for supplies. Inland Waterway Transport is an important mode of transportation. In fact, in most situations it has the advantage of the least cost, least energy consumption and land saving, as compared to other modes of transportation. In this work a pre-feasibility study to define a commercially Inland Water Transportation route in the Carcarañá-Tercero rivers system is presented. The proposed objective leads to define the study area as the area of influence of the system formed by the Coronda river and the Carcarañá-Tercero rivers, whose center of gravity can be located in the city of Bell Ville. Here we present a technical feasibility evaluation of a comprehensive river transport system for these rivers, with emphasis on the design of the inland waterway and transport system.

Keywords: Inland water transportation design, fluvial transport, Carcarañá river, Tercero river.

INTRODUCCIÓN

Comparado con otras modalidades de transporte de mercancías (carretera, ferrocarril, etc.), el transporte fluvial es el más eficiente, menos costoso y ambientalmente más seguro. En particular, la navegación fluvial es muy importante debido a la siguientes razones: i) garantiza el acceso a zonas remotas donde el desarrollo de otros modos puede no ser factible, ii) atrae nuevas industrias a las zonas de influencia de la vía fluvial, iii) amplía en gran medida los mercados para los recursos y productos de la región, iv) genera actividades recreativas acuáticas y actividades relacionadas con el turismo, v) crea oportunidades relacionadas con las pequeñas empresas y vi) el costo de mantenimiento es mucho menor comparado con las otras modalidades.

El complejo portuario del Área Gran Rosario (Timbúes – A° Seco) se ha convertido en el más importante del cono sur de América en lo relativo al movimiento de granos, subproductos y aceites vegetales. La producción anual de agrograneles en Argentina se ha incrementado en los últimos 10 años, pasando de 70 millones de toneladas (2001/02) a aproximadamente 104 millones de toneladas (2011/12). El porcentaje de captación de dicha producción por parte de los puertos del Gran Rosario, en el mismo período, varió entre el 53% y el 67%.

Las proyecciones actuales indican que en los próximos 10 años, teniendo en cuenta el Plan Estratégico Agroalimentario y Agroindustrial Participativo y Federal (2010-2020) elaborado en el ámbito del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca de la Nación; la producción nacional ascendería a las 160 millones de toneladas (2021/22), con el consiguiente incremento del tonelaje exportado por el complejo portuario del Gran Rosario (FCEIA, 2012). Aproximadamente el 80% de dicho tonelaje anual llega a los puertos del área Gran Rosario por camión.

Actualmente el sistema vial de la provincia de Santa Fe está llegando a su máximo nivel de utilización. Por lo tanto, de acuerdo a las proyecciones indicadas, en un futuro próximo la capacidad de respuesta del sistema se verá ampliamente superada. Las exigencias que se le imponen al sistema de transporte de la provincia se ponen en evidencia a través de la congestión de rutas y accesos a zonas de descarga, las dificultades para el mantenimiento de las redes viales (y ferroviarias), los accidentes, la contaminación, etc. También ponen en evidencia la existencia de límites concretos a la expansión económica si no

se adoptan políticas de planificación que aborden la ampliación de toda esta infraestructura. Es necesario, por lo tanto, estudiar en profundidad la posibilidad de ampliar la infraestructura mediante modos complementarios de transporte.

En este trabajo se presenta la evaluación de prefactibilidad técnica de un sistema de transporte fluvial integral para el sistema de los ríos Carcarañá-Tercero. Por lo tanto, el área de estudio comprende la zona de influencia del sistema formado por el río Coronda y el sistema hidrográfico de los ríos Carcarañá-Tercero.

En este sentido, pueden citarse los antecedentes de García (1836) y Huelgo (1890), que fueron pioneros en promover el aprovechamiento de dichos ríos con el objetivo de establecer una ruta fluvial comercialmente navegable.

Particularmente, en este artículo se realiza una descripción de la zona en estudio, se analizan distintas alternativas para el diseño del sistema de transporte y el diseño de la vía fluvial navegable. Incluyendo, además, el análisis de viabilidad operativa de cada alternativa y su correspondiente evaluación económica. En otro artículo complementario, denominado Parte II y presentado en esta revista, se describe con más detalle el diseño hidráulico de las presas de navegación.

Se destaca el carácter integral del presente estudio ya que el mismo no comprende exclusivamente un proyecto de dragado, señalización y adecuación de la vía fluvial; ni la construcción, ampliación o modernización de uno o varios puertos y/o sus canales de acceso; ni tampoco se limita al análisis de la adecuación de la infraestructura móvil de transporte, por mejoras o reemplazos de las embarcaciones que la utilizan. En rigor, el estudio abarca todos estos aspectos, entre otros no menos importantes, en forma integral.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de aportes de la cuenca del río Carcarañá se desarrolla a lo largo de las provincias de Santa Fe y Córdoba (Figura 1). En ésta toma el nombre de “río Carcarañá” después de coleccionar el agua proveniente de las cuencas de los ríos Tercero y Saladillo, a la altura de las localidades de Monte Buey y Bell Ville. A la altura de Cruz Alta, entra

en la Provincia de Santa Fe y recibe por su margen izquierda el aporte del A° de Las Tortugas que oficia de límite interprovincial en sentido norte-sur y a los afluentes del A° Mojarras y Leones por su margen derecha.

Posteriormente fluye por su cauce bien definido recorriendo la Provincia de Santa Fe de suroeste a

noreste. Mientras que, en la porción final de la cuenca, donde el río presenta un cauce muy desarrollado, se observa otro cambio morfológico de magnitud, que es la inflexión de su sentido de escurrimiento hasta desembocar en el riacho Coronda, brazo del Paraná a la altura de Puerto Gaboto. Considerando dicha sección de cierre el área total de la cuenca es de aproximadamente 48000 km².

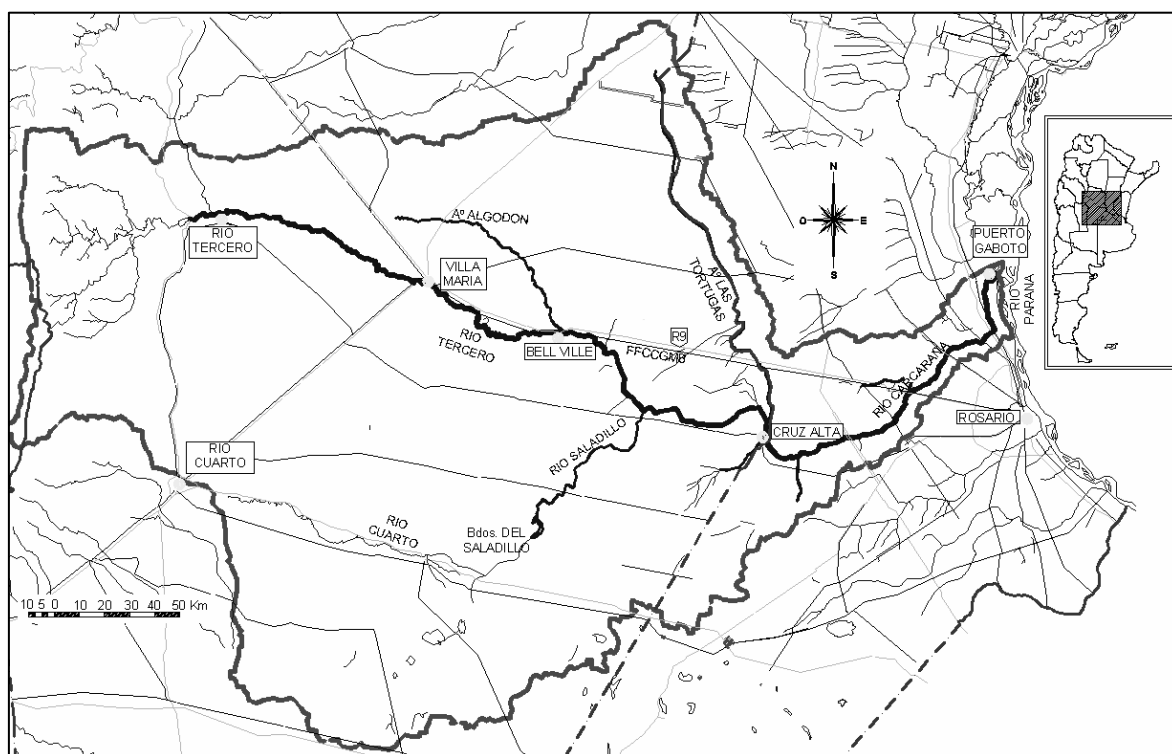


Figura 1. Sistema hidrográfico Carcarañá-Tercero.

Todo el río Carcarañá se desarrolla sobre márgenes que oscilan entre 3 y 4 m de altura con un ancho medio del orden de los 40 m, el cauce presenta un patrón morfológico sinuoso. En partes del lecho se observan afloramientos de tosca. En el sector este de la cuenca se ubican áreas más planas, donde se emplazan los sistemas de canalizaciones de Salto Grande y Serodino.

El cauce actual del río, considerando como origen la desembocadura en el río Coronda a la altura de Puerto Gaboto y como extremo aguas arriba el Embalse Piedras Moras, tiene una longitud de 598 km, contando sobre el eje del río.

A los efectos de una mejor presentación de las características del curso, se lo subdividió en 4 tramos, a saber: Tramo 1: desde Puerto Gaboto a Cruz Alta (PG-CA), Tramo 2: desde Cruz Alta a Bell Ville (CA-BV), Tramo 3: desde Bell Ville a Villa María

(BV-VM) y Tramo 4: desde Villa María a Río Tercero (VM-RT). En la Tabla 1 se resumen las características morfológicas principales.

La Figura 2 muestra el perfil longitudinal del terreno natural del tramo completo, desde Puerto Gaboto hasta la ciudad de Río Tercero, expresado en cotas IGN.

Los índices de sinuosidad por tramos son: $P = 1.2$ (PG-CA), $P = 1.27$ (CA-BV), $P = 1.93$ (BV-VM) y $P = 1.31$ (VM-RT). Todos los tramos presentan sinuosidad elevada, en particular, un tramo de río meándrico se caracteriza por $P > 1.5$, por lo tanto, el tramo BV-VM es típicamente meándrico. Este patrón morfológico se observa justamente en el tramo BV-VM, de transición entre pendientes elevadas aguas arriba de Villa María y pendientes más moderadas aguas abajo de Bell Ville, es decir, en la parte del perfil longitudinal que presenta la mayor curvatura.

Tabla 1. Características principales del cauce actual del río por tramos.

Tramo	Prog. (km)	Long. (km)	Cotas T.N. IGN (m)	ΔZ (m)	So media (m/km)	Ancho medio (m)
PG-CA	0.000 - 173.5	173.5	10.00 – 63.02	53.02	0.306	46.4
CA-BV	173.5 - 327.2	153.7	63.02 - 125.36	62.34	0.406	29.5
BV-VM	327.2 - 460.3	133.1	125.36 - 200.12	74.76	0.562	33.8
VM-RT	460.3 - 597.7	137.4	200.12 - 410.00	209.88	1.528	42.1

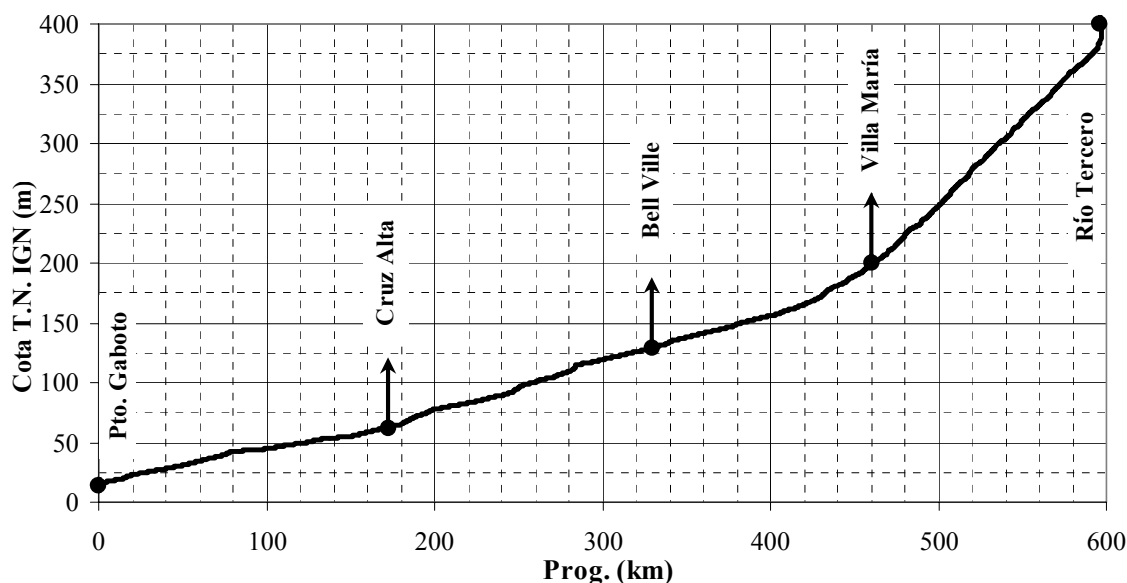


Figura 2. Perfil longitudinal del terreno natural río Carcarañá-Tercero (Pto. Gaboto-Río Tercero).

CARGA A TRANSPORTAR

Para toda la zona de estudio se recopiló, clasificó y elaboró la información disponible y se realizó la cuantificación del volumen de carga a transportar anualmente, orientada sustancialmente a cereales y oleaginosas (FCEIA, 2012).

En primer lugar se realizó la proyección de la producción de granos de la República Argentina y de las provincias de Córdoba y Santa Fe con un horizonte de 15 y 30 años, desagregadas para los departamentos de dichas provincias ubicados en la zona de influencia del proyecto.

La demanda potencial total del proyecto se definió como la suma del 20% de la producción de los departamentos Calamuchita, General San Martín, Juárez Celman, Marcos Juárez, Río Cuarto, Tercero Arriba y Unión; el 15% de la producción del resto de los departamentos de la Provincia de Córdoba y el 10% de los departamentos Belgrano, Caseros e

Iriondo, de la Provincia de Santa Fe. Por otra parte, se especificó una capacidad máxima del proyecto, es decir, una carga máxima anual a transportar de 8 millones de toneladas.

En la Figura 3 se presenta la estimación de la evolución de la demanda potencial anual de granos del proyecto para el período 2011–2041. En dicha figura se observa que la capacidad máxima del proyecto representa aproximadamente el 150% de la demanda potencial total inicial, alcanza el 100% al cabo de 10 años y se reduce a un 70% a los 30 años.

Para visualizar el alcance del proyecto, en la Figura 4 se presenta una estimación de la evolución de la cantidad anual de camiones necesarios para transportar el 80% de la demanda potencial total sin el proyecto de la vía fluvial y la correspondiente evolución de la reducción porcentual del número de camiones con la vía fluvial navegable operativa. Se observa que la reducción varía entre 30% y 15% al inicio y al final del período de análisis respectivamente.

DISEÑO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE

Para el diseño del sistema de transporte se consideraron barcazas, propulsadas por empuje, de manga B igual a 6 m y 7.5 m, con una eslora Lb de 30 m. Por otra parte, se especificó una relación entre calado estático de dise-

ño T y puntal P igual a 0.75 ($T/P = 0.75$) y se analizaron 5 tipos de barcazas con puntal variando entre 1.4 m y 1.8 m, por lo tanto, el calado estático de diseño varió entre 1.05 m y 1.35 m. Los tres casos analizados, con las configuraciones del convoy y el tipo de vía fluvial (de uno o dos carriles) se sintetizan en la Tabla 2.

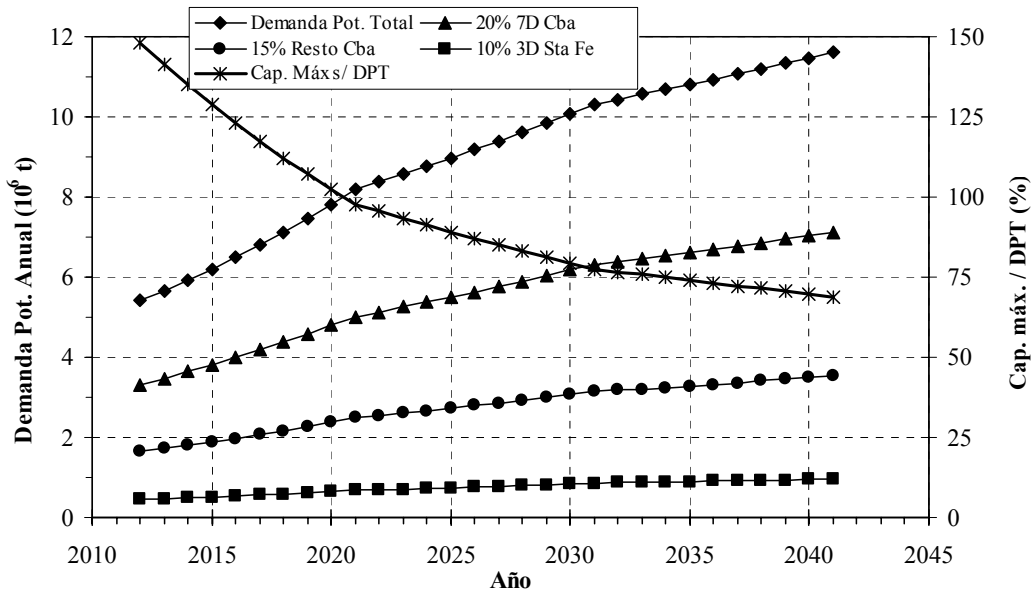


Figura 3. Estimación de la evolución de la demanda potencial anual de granos del proyecto período (2011-2041). Capacidad máx. del proyecto (carga máx. transportada anualmente): 8×10^6 t.

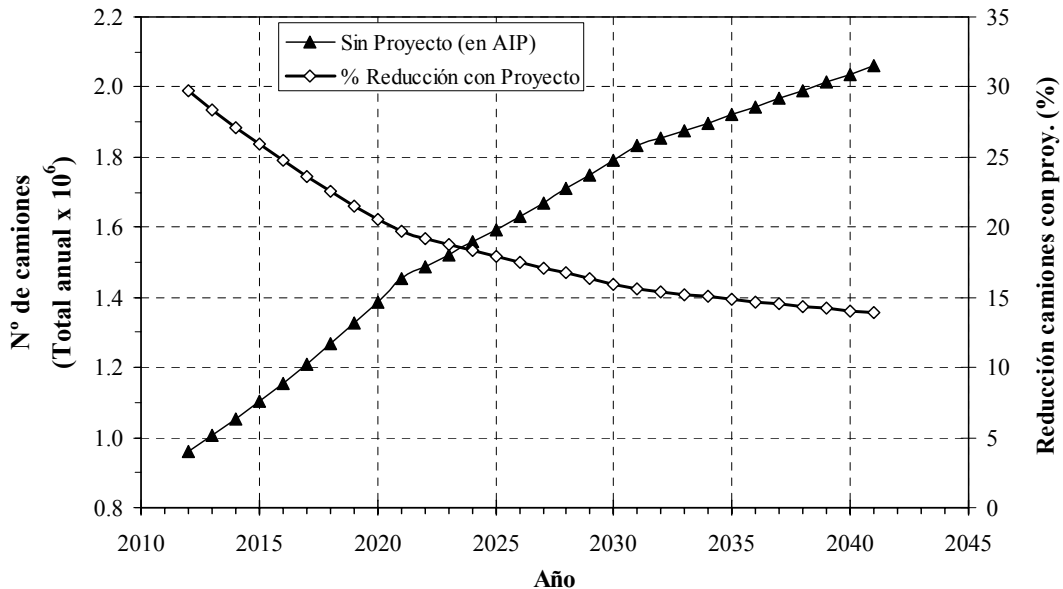


Figura 4. Estimación de la evolución de la cantidad anual de camiones necesarios para transportar el 80% de la Demanda Potencial Total (DPT) sin el proyecto y reducción del mismo con proyecto.

Tabla 2. Resumen de características del sistema de transporte.

Variable	Caso		
	(a)	(b)	(c)
Nº de carriles	2	2	1
Manga barcaza, B (m)	6	7.5	7.5
Eslora barcaza, L _b (m)	30	30	30
Relación T/P	0.75	0.75	0.75
Rango variación de P (m)	1.4 – 1.8	1.4 – 1.8	1.4 – 1.8
Configuración convoy (n x m)	2 x 1	2 x 1	2 x 2
Manga convoy, B _c (m)	6	7.5	15

En la Tabla 2, la notación **n x m** para la configuración del convoy está indicando **n** barcazas en sentido longitudinal y **m** barcazas en transversal. Por lo tanto, en los tres casos la eslora total del convoy es de 72 m (60 m eslora barcazas + 12 m eslora del empujador) y la manga es de 6 m en el Caso a), de 7.5 m en el Caso b) y de 15 m en el Caso c).

La manga, la eslora y los calados estáticos de diseño, se especificaron en cada caso tratando de adaptar el convoy de diseño a la morfología actual preponderante del río. Es decir, el sistema de transporte fue prediseñado adoptando como criterio básico el de producir la menor intervención inicial sobre el sistema fluvial actual, en particular, manteniendo uno de los atributos morfológicos fundamentales del río como es su ancho promedio característico.

Por otra parte, se trató de asegurar el mayor porcentaje de tiempo posible de operación de la vía con las profundidades náuticas naturales y de reducir el número de presas de navegación necesarias.

Para cada caso se determinó la capacidad de carga por barcaza y por convoy y se estimaron las alturas de llenado para tres tipos de carga a granel (trigo, maíz, soja). La capacidad de carga varió entre 330 t y 425 t (Caso a), 413 t y 531 t (Caso b) y 826 t y 1062 t (Caso c).

DISEÑO DE LA VÍA FLUVIAL NAVEGABLE

Se tuvieron en cuenta los criterios de diseño establecidos en USACE (1980, 2001, 2003, 2006) para el dimensionamiento de canales navegables interiores protegidos.

Ancho mínimo requerido en tramos rectos

En lo que respecta al ancho requerido para una vía fluvial, a partir de la vasta experiencia en el diseño y operación de vías navegables transitadas por convoyes de barcazas empujadas, USACE (1980) establece, para una vía fluvial de dos carriles, una separación entre barcazas de 15.3 m y una separación entre barcaza y margen derecha-izquierda de 6.1 m. Mientras que, para una vía de un carril, establece una separación entre barcaza y margen de 12.2 m.

Por otra parte, sucesivas investigaciones (USACE, 2001) indican que, para una vía fluvial de dos carriles, los distintos anchos (anchos de carriles para barcazas, separación entre carriles y separación carriles-márgenes) son proporcionales a la manga del convoy de diseño. De esta manera, el ancho requerido del canal navegable es un múltiplo de la/s manga/s, tal como se esquematiza en la Figura 5.

Aplicando dichas metodologías se determinaron los anchos mínimos requeridos. En el Caso a) y en el Caso c) el ancho mínimo requerido de la vía fluvial en tramos rectos es de $W_d = 40$ m. Este es un ancho promedio característico del sistema hidrográfico Carcarañá-Tercero. Por otra parte, en el Caso b) el ancho mínimo requerido es de $W_d = 50$ m.

Cabe señalar que el mantenimiento del ancho de la sección transversal, en ese rango de valores, no solo implica un menor volumen de obra y consecuente menor costo de construcción, sino también, implica mantener la capacidad de transporte de sedimentos del río y sus características morfológicas a largo plazo.

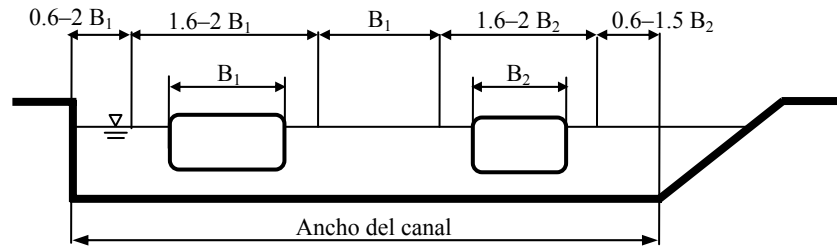


Figura 5. Esquematización ancho mínimo requerido vía fluvial de dos carriles, USACE (2001).

Ancho mínimo requerido en curvas, radios mínimos y longitud de transiciones

Los anchos de diseño mencionados precedentemente se aplican a tramos rectos. En tramos de curvas, a dichos anchos se le deben adicionar sobrecanchos. Esto es debido a la deriva del convoy que tiende a desplazar la popa hacia la margen externa, aumentando consecuentemente el ancho necesario en tramos rectos sin deriva. Los anchos mínimos requeridos en curvas son función de los radios de curva, del ángulo de deflexión, de la manga y de la eslora total del convoy, de la velocidad de flujo, de la potencia del empujador, etc. Los anchos en curvas, para vía fluvial de un carril (W_{c1}) o dos carriles (W_{c2}), se estimaron mediante:

$$W_{c1} = L_{t1} \text{ sen } \alpha_d + B_1 + 2W_m \tag{1}$$

$$W_{c2} = L_{t1} \text{ sen } \alpha_u + B_1 + L_{t2} \text{ sen } \alpha_d + B_2 + 2W_m + W_s \tag{2}$$

donde L_i : eslora total del convoy, B : manga del convoy, W_m : distancia entre barcaza y margen (bank clearance), W_s : separación entre barcasas (ship clearance), α_d : ángulo de deflexión convoy rumbo aguas abajo, α_u : ángulo de deflexión convoy rumbo aguas arriba. Los sobrecanchos se calcularon mediante:

$$\Delta W_c = W_{c1,2} - W_d \tag{3}$$

El radio de curvatura recomendable en un canal de navegación es de 3 a 4 veces la eslora total del convoy (empujador más barcasas). Un radio de curvatura menor podría ser aceptado a expensas de una drástica disminución de la velocidad del convoy, pero en ningún caso éste podría ser menor que 2 veces la eslora del convoy. La eslora del convoy en todos los casos considerados es de 72 m, por lo tanto, el radio mínimo de curvatura recomendable es de 220 m - 290 m aproximadamente.

El prediseño de los sobrecanchos se realizó para cuatro radios de curvatura genéricos variando entre 300 m y 900 m, para los cuales los sobrecanchos calculados variaron entre 23 m y 9 m respectivamente para el Caso a), entre 19 m y 2 m para el Caso b) y entre 12 m y 6 m para el Caso c). Las longitudes de transiciones se calcularon mediante la relación 10:1, es decir, 10 m de longitud de transición por cada metro de sobrecancho.

Profundidad náutica mínima requerida

En lo que respecta a la profundidad náutica mínima requerida, se tuvo en cuenta el criterio que establece la relación entre profundidad y calado estático igual a 1.35 (USACE, 1980). Como norma general, los estudios de navegación indican que a medida que la relación profundidad-calado tiende a la unidad la embarcación es más estable direccionalmente, es decir, pierde capacidad de maniobra para modificar su rumbo.

Por otra parte, se realizó la estimación de una profundidad a partir de adicionarle al calado estático de diseño la revancha bruta bajo quilla. Esta última es función de distintos factores, tales como el squat, el efecto de agua salada/dulce (inexistente en nuestro caso) y de la revancha de seguridad. La suma de todos los asentamientos debido a la velocidad del convoy y a la masa de agua que se desplaza por la obra viva del convoy más el efecto de trim se denomina squat, el cual se estimó mediante diferentes formulaciones reportadas en USACE (2006).

La profundidad náutica mínima requerida que se adoptó fue la mayor que surgió de estas dos estimaciones. Los resultados se resumen en la Figura 6, donde se observa la capacidad de carga del convoy (TPN), el calado estático de diseño (T) y la profundidad náutica mínima requerida (Hr), para los Casos a y b.

Se observa una región de superposición de las TPN para los dos casos, lo cual está indicando que las mis-

mas toneladas de porte neto pueden ser transportadas con diferentes calados estáticos y profundidades, de acuerdo a la manga del convoy y el ancho del canal.

Por un lado, puede preliminarmente pensarse que el incremento del ancho va a tener un mayor im-

pacto en el volumen de movimiento de suelos, mientras que un incremento de la profundidad náutica requerida va a tener mayor impacto en el costo de obras de represamiento y esclusado. Similarmente, los resultados para el Caso c se sintetizan en la Figura 7.

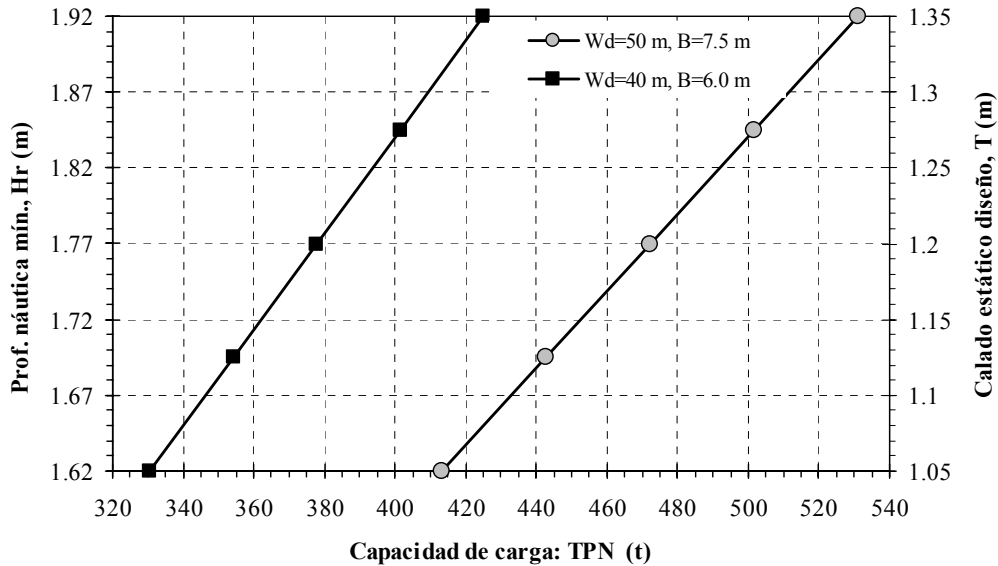


Figura 6. Capacidad carga convoy, calado est. y prof. náutica mín. para vía de 2 carriles (Casos a y b).

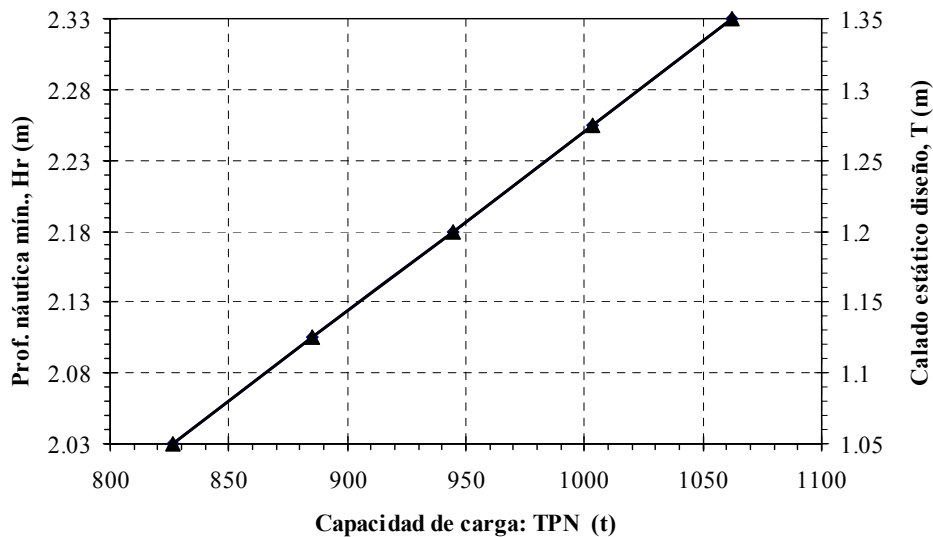


Figura 7. Capacidad carga convoy, calado est. y prof. náutica mín. para vía de 1 carril (Caso c).

Sección transversal del canal

El área transversal mojada de la vía fluvial es importante para la eficiencia de la navegación, principalmente en canales, canalizaciones y ríos naturales de sección restringida. En este sentido, el factor de

bloqueo, definido como la relación entre el área mojada del canal y el área transversal sumergida de la embarcación, debe respetar ciertos valores.

Valores bajos de dicho factor se asocian, por ejemplo, a una mayor resistencia para el desplazamiento

del convoy, reducción de la velocidad límite, incremento del squat e incremento de erosión del lecho. Para mitigar estos efectos, el valor del factor de bloqueo no debe ser inferior a 6.

Definición de alternativas de proyecto

Adoptando para cada Caso (a, b y c) un calado estático de diseño de 1.2 m (ver Figuras 6 y 7) se definieron tres alternativas de proyecto. De esta manera, la profundidad náutica mínima requerida es de 1.8 m (Alternativas A y B) y 2.2 m (Alternativa C). Las características principales de las tres alternativas seleccionadas se sintetizan en la Tabla 3.

CONDICIONES DE NAVEGABILIDAD PARA RÉGIMEN ACTUAL DE CAUDALES, NIVELES HÍDRICOS Y MORFOLOGÍA DEL RÍO

Se realizaron estudios sobre las condiciones actuales de permanencia de niveles y caudales en el río, tendientes a evaluar la necesidad de implementar presas

de navegación. Particularmente, se analizó en detalle el régimen de caudales y la morfología actual a los efectos de evaluar si eran compatibles con los requerimientos mínimos para la navegación que surgen del diseño de la vía fluvial navegable y del sistema de transporte para las Alternativas A, B y C seleccionadas. A tales fines, se comparó el tirante actual asociado al caudal $Q_{md}(95\%)$, con el tirante determinado para una configuración transversal del río compatible con condiciones mínimas de navegabilidad, fijadas inicialmente con una base de fondo de 40 m y taludes 1:2 (H:V) (Alternativas A y C).

Se elaboraron datos de caudales medios diarios disponibles en la Estación Andino (serie 1980-2010), con los cuales se construyó la correspondiente curva de duración (ver Figura 8). Dada la falta de datos, a partir de dicha curva se estimaron las respectivas curvas en Cruz Alta, Bell Ville y Villa María, considerando la relación entre caudales y raíz del área de aporte. Estas últimas estaciones de medición, actualmente desactivadas, presentan registros cortos e incompletos de caudales y niveles hidrométricos.

Tabla 3. Síntesis de alternativas de proyecto.

Variable	Alternativa		
	A	B	C
Nº de carriles	2	2	1
Base fondo canal, W_d (m)	40	50	40
Manga barcaza, B (m)	6	7.5	7.5
Eslora barcaza, L_b (m)	30	30	30
Eslora empujador, L_e (m)	12	12	12
Prof. náutica mín. requerida, h_{nr} (m)	1.77	1.77	2.18
Factor de bloqueo, F_b	10	10	10
Configuración convoy	2 x 1	2 x 1	2 x 2
Manga convoy, B_c (m)	6	7.5	15
Eslora convoy, L_c (m)	72	72	72
Capacidad de carga convoy (TPN) (t)	377.8	472.2	944.4

A partir de la curva de Andino resulta un caudal $Q_{md}(95\%) = 25 \text{ m}^3/\text{s}$. Para ese valor de caudal y considerando una sección transversal asumida para el proyecto de 40 m de base de fondo, talud 1:2 (H:V), coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.03 \text{ s/m}^{1/3}$ y pendiente de fondo longitudinal $S_o = 0.00036 \text{ m/m}$ (que surge del prediseño del cauce de proyecto en el tramo PG-CA, Tabla 5); el tirante asociado es de $H = 1 \text{ m}$.

El valor resultante de la profundidad, es mucho menor que las profundidades náuticas mínimas requeridas para las tres Alternativas, es decir, menor que 1.80 m (Alternativas A y B) y menor que 2.2 m (Alternativa C). El cálculo de la profundidad asociada al $Q_{md}(95\%)$ fue realizado considerando

solamente el tramo PG-CA, pero en el resto de los tramos se dan situaciones similares, dado que el caudal 95% es menor aún y la pendiente longitudinal es mayor, lo que deriva en una menor profundidad del agua respecto a la calculada anteriormente.

Es importante destacar que, sin recurrir a la implementación de presas de navegación, las características del régimen de caudales del río representan un condicionamiento muy fuerte para su aprovechamiento como ruta fluvial navegable. En efecto, de acuerdo a datos de caudales de la Estación de Andino, por el río escurren caudales que pueden alcanzar valores máximos del orden de los $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en crecidas extraordinarias, de hecho en el año

2007 alcanzó caudales en la zona del puente de la Ruta Nacional N° 9 del orden de los 800 m³/s. Los caudales mínimos, en dicha estación, son del orden de los 10 m³/s. Es decir, la relación entre el caudal máximo y el mínimo es del orden de 100. Por lo tanto, el río puede ser clasificado como perenne de alta irregularidad. La curva de duración de caudales

medios diarios en Andino (ver Figura 8) se corresponde con un régimen de baja permanencia, con crecidas de corta duración, con caudales superiores a los 200 m³/s en no más del 5% de los días del año; en dicha curva también se observan caudales superiores a 100 m³/s en no más del 20% de los días del año.

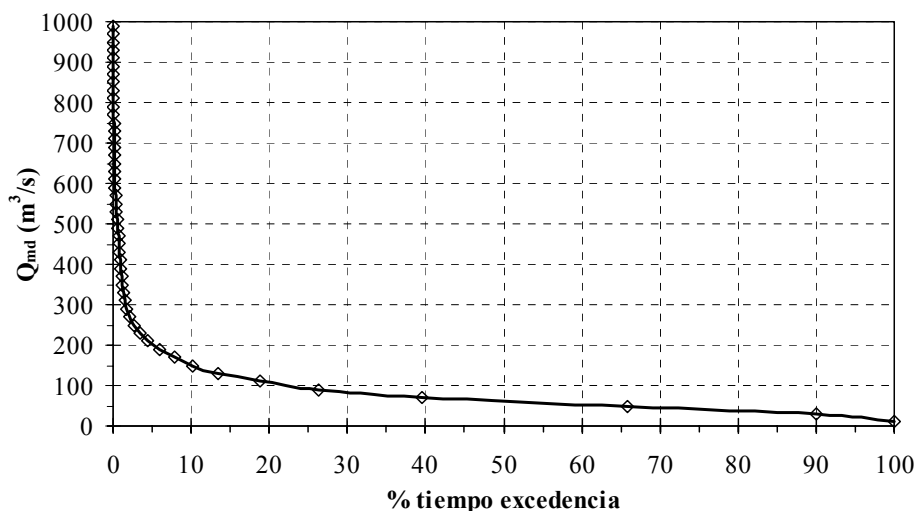


Figura 8. Curva de duración de caudales medios diarios río Carcarañá-Andino (1980-2010).

Para la Alternativa A es necesario garantizar un tirante de agua del orden de 1.8 m en la sección trapezoidal de 40 m de base de fondo, por lo tanto, el caudal necesario correspondiente es de 66 m³/s. Para el actual régimen hidrológico ese valor de caudal solo se puede garantizar en el 40% de los días del año. Esto implica que la vía fluvial, sin recurrir a sistemas de presas de navegación para elevación de niveles hidrométricos, podría estar operativa durante 146 días al año aproximadamente. Dada la magnitud estimada de la carga anual a transportar, del orden de 8 millones de toneladas, este período efectivo de navegabilidad con convoyes de barcazas no es compatible con la viabilidad operativa del presente estudio.

Obviamente, mucho más restrictivas son las Alternativas B y C. En efecto, en la Alternativa B es necesario garantizar el mismo tirante de 1.8 m pero con una base de fondo de 50 m, lo cual implica un caudal de 82 m³/s y en la Alternativa C, la base de fondo es de 40 m pero el tirante a garantizar es de 2.2 m con un caudal asociado de 91 m³/s. Es decir, en las Alternativas B y C los caudales mínimos necesarios son mayores que el correspondiente a la Alternativa A y consecuentemente, en ambas alternativas, solo durante 106 días del año (Alternativa B) y 62 días al año (Alternativa C) podrán ser garantizadas las con-

diciones mínimas para navegabilidad de los convoyes de barcazas.

Lo descrito precedentemente se refiere al tramo PG-CA; si nos movemos aguas arriba, en los tramos restantes las condiciones son aún más restrictivas. En la Tabla 4 se presentan los caudales mínimos requeridos y los tiempos de excedencia asociados para cada tramo de la vía fluvial.

Por lo tanto, resulta concluyente que para poder garantizar profundidades mínimas compatibles con requerimientos mínimos para la navegación de barcazas durante todo el año, para las tres Alternativas seleccionadas, debe recurrirse a sistemas de presas de navegación compuestas por vertederos, compuertas y esclusas de navegación y otras obras complementarias. Los tiempos de regulación de niveles, para cada tramo y cada alternativa, pueden estimarse como la diferencia entre 365 días y los tiempos de excedencia consignados en la Tabla 4.

Por otra parte, la morfología actual del cauce en planta del río se caracteriza por una elevada sinuosidad, sobre todo el tramo BV-VM ($P = 1.93$). La mayoría de las curvas presentan radios menores a los mínimos necesarios. Los radios de curva de los meandros que

componen el cauce actual son pequeños, en algunos casos menores de $R = 100$ m. Esto impone la definición de una nueva traza del cauce, con radios de curva mínimos del orden de los 300 m de acuerdo al diseño

del sistema de transporte y la vía fluvial, es decir, superiores a los existentes, lo cual evidencia la imposibilidad de la navegación con tales barcazas en el estado actual de la morfología del río.

Tabla 4. Caudal mínimo requerido y tiempo de excedencia asociado para cada alternativa.

Alternat. (Ident.)	Wd (m)	Hnr (m)	Q mínimo requerido (m^3/s)				tiempo de exced. (días)			
			PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT	PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT
A	40	1.8	66	79	113	140	146	36	8	2
B	50	1.8	82	99	142	176	106	22	5	1
C	40	2.2	91	110	157	195	62	16	4	1

PREDISEÑO HIDRÁULICO Y GEOMÉTRICO DE LA VÍA NAVEGABLE CON UBICACIÓN DE PRESAS, PUERTOS Y PUENTES

A partir del diseño preliminar del sistema de transporte y de la vía fluvial se seleccionaron 3 alternativas de proyecto. Además, teniendo en consideración las imposiciones hidromorfológicas del río con la configuración del cauce existente se procedió a realizar el prediseño hidráulico y geométrico de la vía de navegación que incluyó la definición de: i) sección transversal, incluyendo ancho de fondo, profundidad y taludes laterales; ii) traza de proyecto, incluyendo la traza planimétrica del cauce y iii) emplazamientos de presas y esclusas.

Definición de secciones transversales

Las secciones transversales se han definido en función de los requerimientos para el sistema de transporte, resultando de acuerdo a la alternativa, en secciones trapeziales de 40 m de base fondo (alternativa A y C) y de 50 m de base de fondo en el caso de la alternativa B. La altura de márgenes llenas definida para las dos alternativas es de 8 m. El talud mínimo necesario requerido desde condiciones hidráulicas es de 1:2 (H:V).

Dada la necesidad de prever espacio para el depósito del suelo excavado se estableció un ancho de ocupación a ser reservado para el depósito y un esquema de la deposición del suelo excavado. A efectos estimativos se ha considerado un factor de esponjamiento del suelo del 25%.

Configuración planimétrica del cauce de proyecto

Para la definición de la planimetría de la traza de proyecto, los criterios predominantes considerados en el prediseño fueron: i) superponer en la mayor medida

posible la nueva traza con el cauce existente; ii) utilizar los mínimos radios posibles impuesto desde condiciones de navegabilidad de las convoyes de barcazas emergentes de las alternativas A, B y C; iii) desviar la vía de navegación cuando el cauce es lindante a ciudades, infraestructura urbana y sitios recreacionales (balnearios, zonas de pesca, camping) existentes, con el objeto de evitar intervenciones en tramos con usos intensivos del río por parte de la población; iv) minimizar el impacto fluvio-morfológico.

La traza definida en este estudio resultó en un aprovechamiento del 44% del cauce existente para el caso de base de fondo de 40 m y del 40% en el caso de base de fondo de 50 m. La evaluación del aprovechamiento del cauce existente no incluye los sobreamchos en curvas y las transiciones a las entrada y salidas de las curvas.

Características generales como la progresiva de extremo de cada tramo (desde aguas abajo hacia aguas arriba), distancias parciales en los tramos y pendiente longitudinal asumida de la traza de diseño se presentan en la Tabla 5.

Se realizaron planos con el prediseño de la traza de proyecto donde se especificaron: eje cauce existente; base fotográfica satelital (desde GoogleTMEarth®), eje traza de proyecto; indicación de progresivas de centros de radios de curvas; ubicación de puentes nuevos, puentes a reemplazar y puentes existentes sobre cauce fuera de traza de proyecto; ubicación de puertos de cargas; ubicación de presas de navegación en las diferentes alternativas y cotas IGN de terreno natural.

El diseño preliminar de la vía fluvial impone la configuración de sobreamchos en cada curva del tazado con radio de curvatura inferior a 2000 m. Estas zonas de sobreamchos incluyen transiciones para la entrada y salida de la curva, asimismo en la parte

externa de la curva es necesario realizar la protección de margen a los efectos de garantizar la estabilidad de la misma, ya sea por la magnitud de las

tensiones de corte que desarrolla el flujo en esas zonas, como así también por las sollicitaciones de oleaje generadas por la navegación.

Tabla 5. Características del cauce de proyecto de la vía navegable.

Tramo	Prog. (km)	Long. (km)	So (m/km)
PG-CA	149.99	149.99	0.36
CA-BV	269.71	119.72	0.52
BV-VM	349.49	79.78	1.07
VM-RT	439.29	89.8	1.65

Crterios para determinación de ubicaciones de las presas

Para la ubicación de los emplazamientos de las presas de navegación se ha considerado el criterio de garantizar un tirante mínimo en la cola del remanso generado, que dependerá de la profundidad náutica mínima requerida para cada alternativa y un tirante de 6 m en correspondencia con la presa de navegación, de modo de disponer de una altura de seguridad/revancha de 2 m (la profundidad media de la sección de proyecto es de 8 m). En el caso de las Alternativas A y B el tirante mínimo a garantizar es 1.8 m y en la Alternativa C fue considerado en 2.2 m. La distancia se calcula a partir del cociente entre la diferencia de niveles y la pendiente longitudinal del tramo. Las pendientes longitudinales consideradas en cada tramo son las que se presentan en la Tabla 5.

Un esquema de las consideraciones tenidas en cuentas para la definición de la distancia entre presas de navegación se ilustra en la Figura 9. En el contorno aguas abajo del río Carcarañá, en su desembocadura en el río Coronda fue considerada una condición de borde en términos de cota de pelo de agua de 6.04 m (IGN). Esta cota está asociada a un porcentaje de tiempo de excedencia del 90% (ver Figura 10).

Por lo tanto, se determinaron las ubicaciones tentativas de las presas de navegación (progresivas y número de orden) clasificándolas de acuerdo a la alternativa de proyecto. En el caso de las Alternativas A y B la cantidad tentativa de presas es de 84 discriminadas en 13 (tramo PG-CA), 15 (tramo CA-BV), 20 (tramo BV-VM) y 36 (tramo VM-RT). En el caso de la Alternativa C, que involucra una mayor profundidad mínima a garantizar, la cantidad de presas calculadas es 93 discriminadas en 14 (tramo PG-CA), 17 (tramo CA-BV), 22 (tramo BV-VM) y 40 (tramo VM-RT).

A los fines de estimar dragados de mantenimiento, se determinaron los volúmenes de sedimentos que

se depositan en el sistema de presas-esclusas, discriminados por tramos. El transporte total medio anual de sedimentos, incluyendo carga foránea, para cada uno de los tramos se estimó mediante ecuaciones simplificadas (Basile, 2004). Se tuvo en cuenta el transporte medio anual en ingreso al embalse de Río Tercero de 1019390 t/año y la correspondiente sedimentación media anual de 968421 t/año (Drago y Depetris, 1974). Por otra parte, el sedimento que sale del embalse de Río Tercero es ulteriormente capturado parcialmente en los embalses compensadores aguas abajo, resultando una salida del embalse de Piedras Moras de 5097 t. A los efectos del cálculo de sedimentación se implementó un modelo que resuelve la continuidad sólida, contemplando el aporte de sedimentos, la deposición y la salida de sedimentos en cada una de las presas consideradas en serie. La eficiencia de atrape de sedimentos fue representada mediante la formulación de Chen (1975).

Acciones sobre puentes y localización de puertos

Se estudiaron las condiciones del río Carcarañá para la localización de puentes y se definieron las condiciones para los puentes viales y ferroviarios que cruzan la vía fluvial, ya sea como obra nueva o como reemplazo de la existente. Se definieron como puentes nuevos a aquellos puentes que deberán ser construidos fuera del cauce actual del río como consecuencia del bypass de ciudades y/o centros recreacionales. En este caso, el puente existente sobre la traza original se conserva y se construye uno nuevo. En el caso de que la traza continúe bajo el puente existente, se procederá al reemplazo del mismo. En función de las mediciones y observaciones realizadas, en ningún caso se pueden conservar los puentes existentes debido a que el ancho de diseño del canal supera las luces de todos ellos para las tres alternativas y en la mayoría de los casos las pilas se ubican en el cauce principal.

Se realizó un listado con todos los puentes, con sus ubicaciones y condiciones. En total se prevén realizar 22 puentes nuevos y se prevé el reemplazo de 29 puentes existentes. Hay 12 puentes existentes que quedarán fuera de la traza del nuevo canal, los cuales no serán intervenidos. Para la ubicación de los puertos se han previsto la cercanía a accesos viales y que dichos accesos no involucren en gran

medida a trazados urbanos. Se plantean en principio cuatro puertos interiores en proximidades de Río Tercero, Villa María, Bell Ville y Cruz Alta, más un puerto de transferencia en inmediaciones de Puerto Gaboto. Se prevé que los puertos cuenten con capacidad de amarre de dos trenes de barcazas y logística para almacenamiento y movimiento general de cargas.

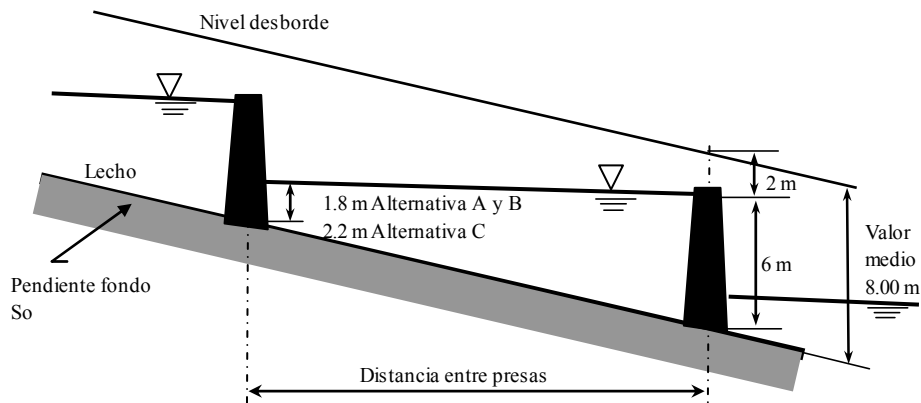


Figura 9. Esquematación de distancia entre presas de navegación.

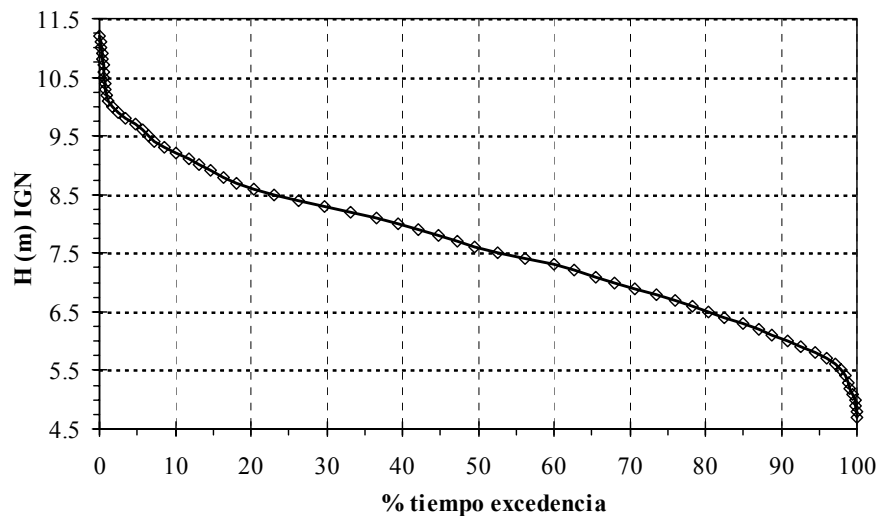


Figura 10. Curva de duración de niveles hidrométricos en Puerto Gaboto.

TIEMPOS CARACTERÍSTICOS

Tiempo de tránsito por esclusa

A los efectos de estimar el tiempo de tránsito por una esclusa, para las tres alternativas seleccionadas, se tuvieron en cuenta los criterios establecidos en USACE (1995a,b,c), para esclusas de bajo desnivel hidráulico

(low-lift) como las diseñadas en el presente estudio, es decir, con desnivel hidráulico comprendido entre $3 \text{ m} < \Delta H < 9-12 \text{ m}$, con sistema de llenado/vaciado desde puertos laterales (tipo SP, Side-Port).

El dimensionamiento de las esclusas ha sido realizado para que el convoy de diseño (remolcador y barcazas) ingrese a la esclusa como una unidad. El tiempo total

para transitar por una esclusa se determina a través de la sumatoria de los tiempos necesarios para realizar las siguientes siete maniobras (transito desde aguas abajo a aguas arriba): i) acercamiento del convoy desde punto de espera, ii) entrada del convoy a la esclusa, iii) cierre de compuertas, iv) llenado de la esclusa, v) apertura de compuertas, vi) salida del convoy y vii) alejamiento del convoy de la esclusa.

Si el tránsito es desde aguas arriba a aguas abajo, entonces la operación de llenado se convierte en una operación de vaciado. En la Tabla 6 se presenta la estimación del tiempo de tránsito a través de una esclusa para cada alternativa de proyecto. Los tiempos totales estimados son: Alternativa A: 18.07 min., Alternativa B: 18.78 min., Alternativa C: 20.16 min.

Se verifica que, desde el punto de vista del volumen de esclusados, la alternativa más comprometida es la B. En efecto, para las dos cámaras en paralelo (doble cámara) el volumen total requerido es de 6426 m³.

Para el tramo PG-CA, considerando el $Q(95\%) = 25$ m³/s y una frecuencia máxima del orden de los 3 esclusados por hora, la demanda diaria es de 462672 m³/día y el volumen disponible es de 2160000 m³/día. Por lo tanto, la demanda diaria de esclusados se satisface holgadamente, representando un 21.4% del volumen diario total disponible. Para los tramos restantes la demanda diaria de volumen de agua para esclusados también se satisface, aunque se utiliza un porcentaje mayor del volumen diario total disponible ya que el $Q(95\%)$ disminuye aguas arriba.

Tabla 6. Estimación del tiempo de tránsito a través de una esclusa para cada alternativa.

Maniobra / Variable	Notación	A	B	C
1) TIEMPO DE ACERCAMIENTO DESDE PUNTO DE ESPERA	Ta (min)	1.85	1.85	1.85
2) TIEMPO PARA ENTRAR EL CONVOY A LA ESCLUSA	Te (min)	1.57	1.57	1.57
3) TIEMPO PARA CERRAR LAS COMPUERTAS	Tcc (min)	1	1	1
4) TIEMPO DE LLENADO / VACIADO DE UNA ESCLUSA				
Eslora del convoy	Lc (m)	72	72	72
Manga del convoy	Bc (m)	6	7.5	15
Longitud de la esclusa (m) = (Eslora convoy + 30 a 50 pies)	Les (m)	85	85	85
Ancho de la esclusa (m) (Manga convoy + 3 a 5 pies)	Bes (m)	7.5	9	16.5
Area superficial esclusa	AL (m ²)	637.5	765	1402.5
Desnivel hidráulico	ΔH (m)	4.2	4.2	3.8
Sobrellenado (almac. del sistema) (0.3 m - 1 m) not sensitive	df (m)	0.3	0.3	0.3
Nº de válvulas	n	2	2	2
Base intake/outlet manifold	Bm (m)	1.5	1.5	2
Altura intake/outlet manifold	hm (m)	0.5	0.55	0.61
Area intake/outlet manifold	Am (m ²)	0.75	0.825	1.22
Coeficiente descarga global esclusa (slow op.: 0.45 - rapid op.:0.9)	CL	0.65	0.65	0.65
Variable Auxiliar	T - Ktv (s)	464.6	506.8	589.8
Coef. de válvula (0.4 - 0.6)	K	0.5	0.5	0.5
Tiempo de apertura total válvulas (s) (rapid: 1 min - slow: 8 min)	tv (s)	180	180	180
Tiempo de llenado/vaciado (s)	T (s)	554.6	596.8	679.8
Tiempo de llenado/vaciado (min) (8 a 10 min en low-lift lock)	T (min)	9.2	9.9	11.3
5) TIEMPO PARA ABRIR LAS COMPUERTAS	Tac (min)	1	1	1
6) TIEMPO DE SALIDA DEL CONVOY DE LA ESCLUSA	Ts (min)	1.6	1.6	1.6
7) TIEMPO DE ALEJAMIENTO DESDE ESCLUSA	Ta (min)	1.8	1.8	1.8
TIEMPO TOTAL	Ttot (min)	18.07	18.78	20.16

Tiempo de viaje real y velocidad real por tramos

Se realizó una estimación de los tiempos de viajes reales y de la velocidad real por tramos para cada una de las alternativas de proyecto seleccionadas. A tales efectos se tuvieron en cuenta el diseño de la traza de la vía fluvial navegable, el diseño del sistema de transporte y

el correspondiente diseño hidráulico del sistema de presas/esclusas, de los cuales surge el número de presas-esclusas por tramo para asegurar la navegabilidad. En las Tablas 7, 8 y 9 se presentan los cálculos efectuados. Los tiempos de viaje variaron entre un máximo de 20.9 hs para el tramo VM-RT (alternativa C) y un mínimo de 12.9 hs para el tramo BV-VM (alternativa A).

Tabla 7. Tiempo de viaje y velocidad real por tramos. Alternativa A.

Variable	Notación	PG - CA	CA - BV	BV - VM	VM - RT	Σ
Long actual tramo	L act. (km)	173.5	153.7	133.1	137.4	597.7
Longitud traza de diseño	L dis. (km)	150.0	119.7	79.8	89.8	439.3
Velocidad de cruceo del convoy	Vc (km/h)	12	12	12	12	-
Tiempo de viaje sin esclusas	Tvs/e (hs)	12.50	10.0	6.6	7.5	36.6
Tiempo de tránsito por esclusa	Ttot (hs)	0.313	0.313	0.313	0.313	-
Nº de esclusas en el tramo	Nes	13	15	20	36	84
Tiempo de tránsito total por esclusas	Ttot es (hs)	4.1	4.7	6.3	11.3	26.3
Tiempo total tramo en horas	T tot tramo (hs)	16.6	14.7	12.9	18.7	62.9
Tiempo total tramo en días	T tot tramo (días)	0.69	0.61	0.54	0.78	2.62
Velocidad real	Vr (km/h)	9.05	8.16	6.18	4.79	-

Tabla 8. Tiempo de viaje y velocidad real por tramos. Alternativa B.

Variable	Notación	PG - CA	CA - BV	BV - VM	VM - RT	Σ
Long actual tramo	L act. (km)	173.5	153.7	133.1	137.4	597.7
Longitud traza de diseño	L dis. (km)	150.0	119.7	79.8	89.8	439.3
Velocidad de cruceo del convoy	Vc (km/h)	12	12	12	12	-
Tiempo de viaje sin esclusas	Tvs/e (hs)	12.50	10.0	6.6	7.5	36.6
Tiempo de tránsito por esclusa	Ttot (hs)	0.313	0.313	0.313	0.313	-
Nº de esclusas en el tramo	Nes	13	15	20	36	84
Tiempo de tránsito total por esclusas	Ttot es (hs)	4.1	4.7	6.3	11.3	26.3
Tiempo total tramo en horas	T tot tramo (hs)	16.6	14.7	12.9	18.7	62.9
Tiempo total tramo en días	T tot tramo (días)	0.69	0.61	0.54	0.78	2.62
Velocidad real	Vr (km/h)	9.05	8.16	6.18	4.79	-

Tabla 9. Tiempo de viaje y velocidad real por tramos. Alternativa C.

Variable	Notación	PG - CA	CA - BV	BV - VM	VM - RT	Σ
Long actual tramo	L act. (km)	173.5	153.7	133.1	137.4	597.7
Longitud traza de diseño	L dis. (km)	150.0	119.7	79.8	89.8	439.3
Velocidad de cruceo del convoy	Vc (km/h)	12	12	12	12	-
Tiempo de viaje sin esclusas	Tvs/e (hs)	12.50	10.0	6.6	7.5	36.6
Tiempo de tránsito por esclusa	Ttot (hs)	0.336	0.336	0.336	0.336	-
Nº de esclusas en el tramo	Nes	14	17	22	40	93
Tiempo de tránsito total por esclusas	Ttot es (hs)	4.7	5.7	7.4	13.4	31.2
Tiempo total tramo en horas	T tot tramo (hs)	17.2	15.7	14.0	20.9	67.9
Tiempo total tramo en días	T tot tramo (días)	0.72	0.65	0.59	0.87	2.83
Velocidad real	Vr (km/h)	8.72	7.63	5.68	4.29	-

ALTURA DE OLA MÁXIMA INCIDENTE SOBRE MÁRGENES POR NAVEGACIÓN

A los efectos de determinar la implementación de sistemas de protección contra erosión de márgenes se estimaron las solicitaciones debidas al oleaje generado por la navegación. La configuración del patrón de ondas generadas por la navegación de una embarcación en general, y en nuestro caso del convoy formado por remolcador-barcazas, depende de los números de Froude asociados a la velocidad del

convoy y a las longitudes características como la profundidad de flujo (F_{rh}) y la eslora total (F_{rL}). Para valores de $F_{rL} < 0.9$ y además $F_{rh} < 1$ (condición subcrítica), es decir, velocidad del convoy menor que la velocidad de propagación de una perturbación de la superficie libre del agua, el patrón de ondas que se genera se ilustra en la Figura 11.

El desplazamiento de agua que produce la obra viva del convoy en movimiento genera una serie de ondas que divergen de la línea de navegación (ondas diver-

gentes) y una serie de ondas que se mueven siguiendo el rumbo del convoy transversalmente a la línea de navegación (ondas transversales). Los dos tipo de ondas se intersecan y combinan formando un frente de ondas de mayor altura, con ángulo de aproximadamente 19.5° respecto a la línea de navegación, el cual se propaga en dirección a la margen con un ángulo de 54.7° respecto a la perpendicular a la margen.

En nuestro caso, debido a la geometría de la sección transversal, a la profundidad del agua y a la relativa corta distancia entre el convoy y la margen, el frente de onda va a romper justo en correspondencia de la margen. Esto generará un impacto directo sobre el material de margen y, si la misma no está adecuadamente protegida, ocasionará la remoción de partículas y consecuentemente desencadenará un proceso de erosión progresivo.

Por lo tanto, además de los procesos erosivos por tensiones de corte ejercidas por el flujo, que fueron tenidas en cuenta en el diseño de la protección de márgenes en las zonas externas de las curvas; se consideraron también los esfuerzos producidos por la acción del oleaje sobre las márgenes. A tales efectos se calcularon las alturas de ola máxima incidente sobre las márgenes (Knight, 1999), para cada alternativa de proyecto y para tres profundidades características de flujo, que representan la variación de la profundidad de flujo entre dos presas de navegación consecutivas. En la Tabla 10 se presentan los cálculos realizados.

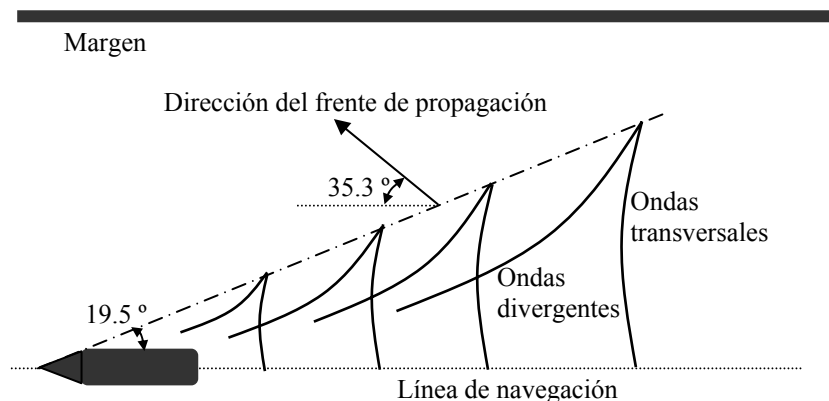


Figura 11. Configuración del patrón de ondas generado por la navegación en condiciones de $F_{rh} < 1$ y $F_{rL} < 0.9$.

Tabla 10. Alturas máximas de olas incidentes sobre las márgenes, producidas por el convoy de barcazas, para cada alternativa de proyecto.

Velocidad del convoy	U_c (m/s)	3.333	3.333	3.333
Eslora total	L_t (m)	72	72	72
Profundidad del agua	h (m)	3	4	5
Froude basado en U_c y h	Fr_h (-)	0.614	0.532	0.476
Froude basado en U_c y L_t	Fr_L (-)	0.125	0.125	0.125
Coefficiente de forma	α_1	0.7	0.7	0.7
Exponente Fr_h	α_2	2.67	2.67	2.67
Exponente de atenuación	b	0.333	0.333	0.333
Alternativa A				
Distancia Barcaza-Margen	D (m)	7.5	8	8.5
Altura máxima ola incidente	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	0.422	0.412	0.404
Energía por unidad de área	E (N/m)	217.88	208.51	200.10
Alternativa B				
Distancia Barcaza-Margen	D (m)	9	9.5	10
Altura máxima ola incidente	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	0.397	0.389	0.383
Energía por unidad de área	E (N/m)	192.95	185.94	179.55
Alternativa C				
Distancia Barcaza-Margen	D (m)	13.7	14.2	14.7
Altura máxima ola incidente	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	0.345	0.341	0.337
Energía por unidad de área	E (N/m)	145.81	142.23	138.88

Los valores estimados de altura máxima de ola incidente varían entre 0.422 m y 0.337 m para las tres alternativas, mientras que, la energía generada por unidad de área superficial varía entre 217.88 N/m y 138.88 N/m. La duración promedio del evento de oleaje generado por el pasaje del conjunto remolcador-barcaza es del orden de los 400 s (Knight, 1999).

Por otra parte, la frecuencia máxima de tránsito de convoyes, impuesta por el tiempo de tránsito a través de las esclusas (ver Tabla 6) es del orden de 3 convoyes cada 1 hora, navegando las 24 horas del día durante aproximadamente todo el año. Es decir, las márgenes serán solicitadas con alrededor de 2232 eventos de oleaje por mes, con una duración total de aproximadamente 248 horas por mes.

Teniendo en cuenta que el material de margen es susceptible de procesos erosivos significativos, se pensó, en primer lugar, realizar un recubrimiento de piel con material herbáceo. Sin embargo, en función del cálculo de las solicitaciones por oleaje de navegación, se estimaron las tasas de erosión para este tipo de protección con vegetación, resultando para las tres alternativas de proyecto tasas de erosión variables entre 0.23 m/mes y 0.15 m/mes (TAW, 1997), es decir, tasas de erosión no admisibles para la estabilidad de las márgenes a corto plazo.

Por lo tanto, puede concluirse que en las tres alternativas planteadas, será necesario implementar otro tipo de protecciones de márgenes, a lo largo de toda la traza, para absorber la energía erosiva del patrón de ondas generadas por el tránsito continuo de los convoyes. En este sentido, se ha planteado la protección de piel mediante colchonetas tipo Flexmat®.

ANÁLISIS DE VIABILIDAD DE ALTERNATIVAS DE PROYECTO

Paralelamente, se realizó un análisis de la viabilidad operativa de cada alternativa de proyecto, utilizando un modelo de flujo de tránsito lineal uniforme. Se plantearon 2 escenarios asociados a cada Alternativa, el Escenario 1 considera la instalación de 4 puertos de carga (puertos interiores) y el Escenario 2 considera tres puertos de carga, excluyendo el tramo VM-RT y previendo infraestructura de esclusas con cámara simple y con doble cámara en paralelo. De esta manera, se determinó la flota de barcazas y remolcadores necesaria para transportar la carga anual estimada.

Del conjunto de las tres alternativas (A, B y C) y los dos escenarios (E1 y E2) quedaron determinados seis casos de análisis: AE1, BE1, CE1, AE2, BE2 y CE2. Del análisis se concluye que la Alternativa C no es operativamente viable para ninguno de los dos escenarios y, por lo tanto, los casos CE1 y CE2 deben descartarse. En estos dos casos el conflicto operativo surge como consecuencia del número de cruces de los convoyes en la vía navegable de un solo carril. Los restantes cuatro casos; AE1, BE1, AE2 y BE2; son operativamente viables, con la condición del empleo de esclusas de doble cámara en paralelo en todos los tramos de sectorización de la vía fluvial.

Se realizó el cómputo métrico para cada alternativa según los rubros de obra contemplados y considerando el Escenario 1 y el Escenario 2. A partir de los valores que surgen de los cómputos métricos de las obras establecidas en el prediseño y de precios indicativos utilizados en la actualidad en proyectos de obras hidráulicas, se realizó la estimación de costos. De tal estimación surge que los rubros predominantes en el costo inicial de la obra son: (a) excavación para adecuación de cauce existente y excavación para apertura de nuevo cauce; (b) hormigón armado insumido por todas las obras hidráulicas componentes de presas de navegación y esclusas y (c) protección de márgenes. Preliminarmente puede señalarse que estos tres ítems globalizan alrededor del 80% del costo de la obra.

Se realizó, además, el análisis económico correspondiente a cada uno de los casos, descartando obviamente el CE1 y el CE2, ambos operativamente inviables. Para la evaluación se realizó un análisis costo-beneficio (FCEIA, 2012). Los egresos que se consideraron contemplaron la inversión inicial en obras y los costos operativos y de mantenimiento de la infraestructura fija y del equipo de transporte a lo largo del horizonte de evaluación estipulado en 30 años. Los beneficios que se han atribuido a la implementación del proyecto son: reducción de costos de transporte por tonelada, disminución de los costos de mantenimiento de rutas, disminución del número de accidentes, liberación de recursos (ahorros) asociados al combustible (gas oil) no consumido, incorporación del plusvalor generado en las propiedades cercanas al proyecto.

Sobre la base de los indicadores de la evaluación económica surge que deberían rechazarse, por no ser económicamente viables, los casos AE1 (Alternativa

A Escenario 1: 4 puertos y dos carriles de circulación, ancho de 40 m) y BE1 (Alternativa B Escenario 1: 4 puertos y dos carriles de circulación, ancho de 50 m). Es decir, se puede concluir que los casos técnica, operativa y económicamente viables son el AE2 y el BE2, o sea, Alternativas A y B con 3 puertos de carga interiores.

A los efectos de estudiar, en instancias posteriores, la factibilidad ambiental, se redactaron los términos de referencia para la realización de un estudio de impacto ambiental integral del proyecto de la vía fluvial (FCEIA, 2012).

CONCLUSIONES

La vía fluvial y el sistema de transporte se prediseñaron adoptando como criterio básico el de producir la menor intervención inicial sobre el sistema fluvial actual. No obstante, las actuales condiciones morfológicas del río y las características hidrológicas del sistema hidrográfico (perenne de alta irregularidad), conjuntamente con los requerimientos de profundidades náuticas mínimas, secciones transversales mínimas del cauce, radios de curva, etc.; ponen en evidencia que el río no puede ser aprovechado como vía fluvial comercialmente navegable con convoyes de barcazas en el estado actual.

Por lo tanto, de los estudios realizados se concluye que, a los efectos de asegurar la factibilidad técnica de la navegabilidad de la vía fluvial, será necesario realizar intervenciones a lo largo de todo el cauce actual, tales como corte de meandros, aumento de radios de curva, apertura de nuevos cauces para bypass de ciudades, adecuación de secciones transversales, implementación de protección de márgenes, sustitución y adecuación de puentes, implementación de sistemas de presas y esclusas en serie para elevación de niveles hidrométricos, construcción de puertos de carga interiores y puerto de transferencia en el río Paraná.

El sistema de presas en serie permitirá la navegabilidad del río todos los días del año, excepto en tramos donde el caudal supere valores de 500 m³/s. Este valor de caudal, de acuerdo con la curva de duración de caudales existente, presenta un tiempo de excedencia menor del 1% en el tramo PG-CA.

Además, independientemente de la alternativa de obra considerada, en cada tramo y en ciertos períodos, la navegación podrá realizarse sin necesidad de

elevación de niveles por parte de las presas de navegación; en función de la permanencia de caudales por encima de ciertos umbrales. Por ejemplo, en el caso del tramo PG-CA se podrá garantizar la navegabilidad sin necesidad de elevación de niveles cuando existan caudales superiores a los 66 m³/s (Alternativa A) y 82 m³/s (Alternativa B), por otro lado, la curva de duración de caudales de Andino indica que estos valores de caudal presentan un tiempo de excedencia de 146 días al año y 106 días al año respectivamente, generalmente en el período noviembre-abril.

Debe hacerse especial referencia al déficit de la información hidráulica y sedimentológica disponible a lo largo del río. Solo la Estación Andino dispone de registros de niveles hidrométricos diarios con continuidad histórica, aforos de caudales y composición de serie de caudales a partir de niveles y relación H-Q. Si bien existe una serie de estaciones de medición a lo largo del río, los registros recopilados son incompletos, discontinuados e inconsistentes. Por lo tanto, se recomienda la implementación de estaciones de medición de niveles, construcción de curvas H-Q controladas sistemáticamente y medición de transporte de sedimentos en suspensión, como mínimo, en correspondencia de las estaciones antiguas actualmente desactivadas, es decir, Cruz Alta, Bell Ville, Villa María y Piedras Moras.

Se recomienda continuar con el análisis de la propuesta, realizando en primer lugar el estudio de impacto ambiental de aquellos casos que resultaron técnica, operativa y económicamente viables. En instancias posteriores, y teniendo en cuenta los resultados del estudio de impacto ambiental, se recomienda profundizar el estudio técnico a nivel de anteproyecto.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se realizó en el marco del Convenio Específico N° 4496, celebrado entre el Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente de la Provincia de Santa Fe y la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura-UNR.

REFERENCIAS

Basile, P. A. 2004. Transporte de Sedimentos a Distintas Escalas Temporales. XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR División Latinoamérica. San Pablo, Brasil, CD-Rom T1-T10.

- Chen, C. 1975. Design of Sediment Retention Basins. Proceedings, National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control. Julio, 1975, Lexington, KY, University of Kentucky, 285-298.
- Drago, E. y Depetris, P. J. 1974. Erosión en la Cuenca Imbrífera y Sedimentación en el Embalse de Río Tercero (Córdoba, Argentina). *Revista de la Asociación Geológica Argentina. XXIX (4)*, pp. 470-478.
- FCEIA. 2012. Estudio de Prefactibilidad para el Aprovechamiento del Río Carcarañá como Ruta Fluvial Navegable. Informe final. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura (FCEIA) - UNR.
- García, P. A. 1836. *Memoria sobre la Navegación del Tercero y otros Ríos que Confluyen al Paraná*. 1ª Ed., Bs. As., Imprenta del Estado.
- Huergo, L. A. 1890. *Canal de Navegación de Córdoba al Río Paraná*. Publicación Oficial. Imprenta Biedma, 201 p.
- Knight, S. K. 1999. Wave-Height Predictive Techniques for Commercial Tows on the Upper Mississippi River – Illinois Waterway System. ENV Report 15, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg (MS).
- TAW. 1997. Erosion Resistance of Grassland as Dike Covering. Technical Advisory Committee for Flood Defense in the Netherlands, Delft, Version 26, November 1997.
- USACE. 1980. Layout and Design of Shallow-Draft Waterways. Engineer Manual 1110-2-1611. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- USACE. 1995a. Hydraulic Design of Navigation Locks. Engineer Manual 1110-2-1604. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- USACE. 1995b. Planning and Design of Navigation Dams. Engineer Manual 1110-2-2607. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- USACE. 1995c. Planning and Design of Navigation Locks. Engineer Manual 1110-2-2602. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- USACE. 2001. Dimensioning Protected Interior Channels. Unified Facilities Criteria (UFC), Military Harbors and Coastal Facilities, UFC 4-150-06.
- USACE. 2003. Navigation Projects. Chapter 5, Engineer Manual 1110-2-1100. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- USACE. 2006. Ship Squat Predictions for Ship/Tow Simulator. ERDC/CHL CHETN-I-72. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

Artículo recibido el 06/2013 y aprobado para su publicación el 09/2013.