

**APROVECHAMIENTO DEL RÍO CARCARAÑÁ-TERCERO COMO VÍA FLUVIAL NAVEGABLE.  
PARTE II: DISEÑO HIDRÁULICO DE PRESAS DE NAVEGACIÓN**

**Gerardo Riccardi<sup>1,2,3</sup>, Pedro A. Basile<sup>1,2</sup>, Erik Zimmermann<sup>1,2,4</sup>, Hernán Stenta<sup>1,2</sup>,  
Pablo Bussi<sup>1</sup>, Pablo Mangiameli<sup>1</sup> y María Pesci<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Departamento de Hidráulica – Escuela de Ingeniería Civil (FCEIA – UNR)

<sup>2</sup> Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales (FCEIA – UNR)

<sup>3</sup> Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario

<sup>4</sup> Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas

Riobamba 245 bis. (S2000EKE) Rosario. Argentina

e\_mail: riccardi@fceia.unr.edu.ar

**RESUMEN**

La planificación, el diseño y la ingeniería de detalle de una presa de navegación como parte de un proyecto integral de una vía de transporte fluvial, comprenden una compleja y multidisciplinaria articulación de distintos campos de la ingeniería. En general estas obras hidráulicas están compuestas por un grupo de estructuras que operan conjuntamente de modo de garantizar requerimientos de niveles en los tramos entre presas, permitir el pasaje de los buques a través de los desniveles de agua generados a partir de las presas y permitir el escurrimiento controlado del flujo. Asimismo pueden ser considerados otros propósitos como riego, suministro de agua y energía hidroeléctrica. Este trabajo se focaliza en el prediseño hidráulico y geométrico de los componentes más relevantes de las presas de navegación que han sido propuestas en el estudio de prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como vía fluvial navegable. Se presenta la configuración hidráulica considerada para la navegación, la distribución de las presas de navegación, el prediseño del vertedero, las compuertas y el dissipador de energía. El avance y profundidad en el prediseño de las estructuras es acorde al contexto global del estudio que aborda la prefactibilidad. Los resultados aquí alcanzados permitieron cuantificar el orden de magnitud del volumen mínimo de infraestructura necesaria para este tipo de emprendimiento, estableciendo un marco de referencia rigurosamente necesario para continuar con un posterior abordaje a nivel de anteproyecto.

**Palabras clave:** presas de navegación, diseño hidráulico, vía fluvial, navegabilidad, río Carcarañá.

**ABSTRACT**

Planning, design and detailed engineering of a navigation dam (as part of a comprehensive project of a river transport pathway) jointly comprise a complex and multidisciplinary set of several fields of engineering. Such waterworks are composed typically of a group of structures that work together in order to ensure level requirements in the sections between dams, allow the passage of ships through the uneven water levels generated by the dams and allow controlled runoff. They can likewise be considered for other purposes such as irrigation, water supply and hydroelectric power generation. This paper focuses on the hydraulic and geometric preliminary design of the main components of the navigation dams that have been proposed in the prefeasibility study for the use of the Carcarañá River as a navigable waterway. We present the hydraulic configuration considered for the navigation, the distribution of navigation dams and the preliminary design of the spillway, the gates and the energy-dissipating devices. Advances in the preliminary design of structures were kept accordingly to the overall context of the prefeasibility study of the project. The results achieved made possible the quantification of the magnitude order of the minimum volume needed by the infrastructure for this type of work, setting a framework rigorously necessary to proceed with a subsequent draft level approach.

**Keywords:** Navigation dams, hydraulic design, fluvial transport, Carcarañá river.

## INTRODUCCIÓN

Una presa de navegación es una estructura hidráulica semejante a cualquier otro tipo de presa que tenga como fin la elevación del nivel de agua mediante la interposición de un obstáculo físico, obligando al flujo a almacenar energía en forma de altura de agua para poder escurrir por sobre el obstáculo. La característica propia de este tipo de obras es que debe ser diseñadas de modo que la elevación de la superficie de agua hacia aguas arriba en un tramo relativamente largo entre presas, sea la necesaria para permitir el mantenimiento de niveles compatibles con los requeridos para la navegación de un determinado medio de transporte. Una vía fluvial con múltiples presas de navegación puede llegar a conformarse de una sucesión de embalses en serie que mayormente ocupan como área de almacenamiento solamente el cauce del curso de agua.

Existen un número de factores básicamente relacionados con costos e impactos sobre los desarrollos existentes y sobre el medio ambiente, que establecen límites sobre la elevación de los niveles que serán mantenidos mediante las presas. Excepto los casos en que la obra tenga como multipropósitos el almacenamiento para consumo humano o riego, la generación eléctrica o el control de crecidas, las presas de navegación son diseñadas para permitir el escurrimiento del mismo caudal que circulaba antes de la construcción de la presa. Uno de los principales parámetros de diseño que define cada presa de navegación y el distanciamiento entre las demás presas, es la altura de diseño, que se define como la diferencia entre el nivel aguas arriba y el nivel aguas abajo en el canal o curso de agua natural inmediatamente después de las obras.

Precisamente, una clasificación posible de las presas es en función de la diferencia entre los niveles aguas arriba y aguas abajo. Presas con desniveles inferiores o iguales a 15.0 m son tipificadas como de baja o media altura, en tanto que para desniveles superiores se tipifican como presas altas. Las presas de baja y media altura pueden ser proyectadas solamente para cumplir propósitos de navegación o para cumplir múltiples propósitos (USACE, 1995a,b). De acuerdo con el Manual de Diseño de Presas de Navegación (USACE, 1987a), los componentes básicos y suplementarios del proyecto de una presa de navegación son:

- Vertedero (con compuertas o sin control)
- Terraplén con o sin sobrepaso permitido

- Esclusa
- Paso para navegación
- Escala de peces
- Obras de toma para abastecimiento de la población y/o riego
- Casa de máquinas (turbinado hidroeléctrico)
- Obras de control de calidad de agua
- Obras de acceso y salida al sitio de la presa (contracciones/expansiones)

Este trabajo se circunscribe al prediseño del conjunto vertedero-compuerta y la estructura de disipación de energía.

Un esquema típico de una presa de navegación con la correspondiente definición de las variables y parámetros se presenta en la Figura 1.

## PAUTAS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA DE NAVEGACIÓN

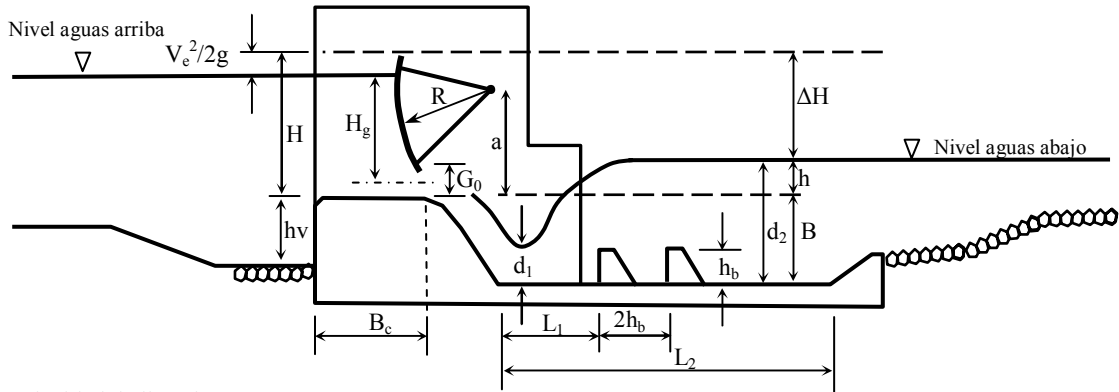
### Tipo de régimen de flujo

De acuerdo a USACE (1987a), el vertedero con compuerta radial puede operar con 4 regímenes de flujo característicos (ver Figura 2):

- Flujo sin control con condición aguas abajo libre (Figura 2.a)
- Flujo sin control con condición aguas abajo sumergida (Figura 2.b)
- Flujo controlado con condición aguas abajo libre (Figura 2.c)
- Flujo controlado con condición aguas abajo sumergida (Figura 2.d)

La ecuación de descarga de la estructura dependerá del flujo que se verifique, pudiendo la misma estructura operar en uno o varios tipos de regímenes. La determinación del caudal en los casos de flujo sin control (a y b) se establece a partir de formulaciones de vertedero de cresta ancha, en tanto que en los casos de flujo controlado por compuerta (c y d), el caudal se determina con ecuaciones de vertedero de cresta ancha y de orificios dependiendo de la relación entre la apertura de la compuerta y el tirante de agua sobre la cresta.

En la Figura 3 se representan la 4 posibles regiones de trabajo del vertedero en función de la energía aguas arriba ( $H$ ), de la altura aguas abajo por sobre el vertedero ( $h$ ) y de la apertura de la compuerta ( $G_0$ ).



- Ve: velocidad de llegada;
- H: altura de energía aguas arriba (referida a la cresta del vertedero);
- H<sub>g</sub>: distancia desde nivel de aguas arriba al eje de abertura de compuerta;
- h<sub>v</sub>: altura del vertedero;
- R: radio de la compuerta;
- G<sub>0</sub>: altura de la abertura de la compuerta;
- a: distancia desde el eje de giro compuerta a la cresta del vertedero;
- B<sub>c</sub>: amplitud de la cresta ancha del vertedero;
- d<sub>1</sub>: tirante supercrítico de resalto;
- d<sub>2</sub>: tirante subcrítico de resalto;
- B: distancia entre la cota de la cresta del vertedero y el fondo de la platea de disipación de energía;
- h: altura de aguas abajo (referida a la cresta del vertedero);
- ΔH: diferencia entre nivel de energía aguas arriba y nivel de aguas abajo;
- h<sub>b</sub>: altura de bloques intermedios de dissipador de energía;
- L<sub>1</sub>: distancia desde paramento aguas abajo del vertedero a la cara aguas arriba de la primer fila de bloques;
- L<sub>2</sub>: longitud del dissipador de energía.

Figura 1. Esquema de una presa de navegación típica (adaptado de USACE, 1987a).

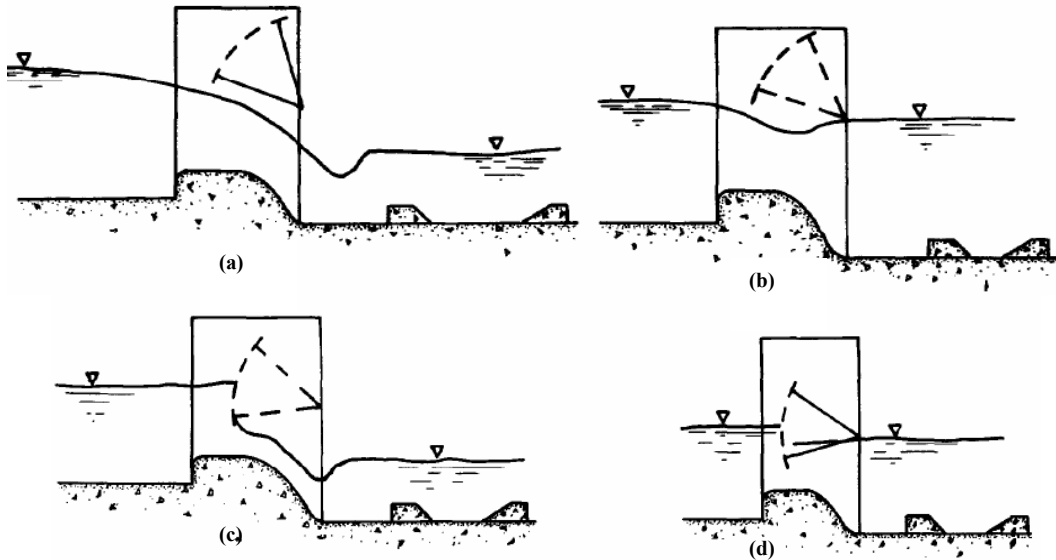


Figura 2. Tipos de flujo sobre vertedero-compuerta. (a) Aguas arriba sin control y aguas abajo descarga libre; (b) aguas arriba sin control y aguas abajo descarga sumergida; (c) aguas arriba con control y aguas abajo descarga libre; (d) aguas arriba con control y aguas abajo descarga sumergida (adaptado de USACE, 1987a).

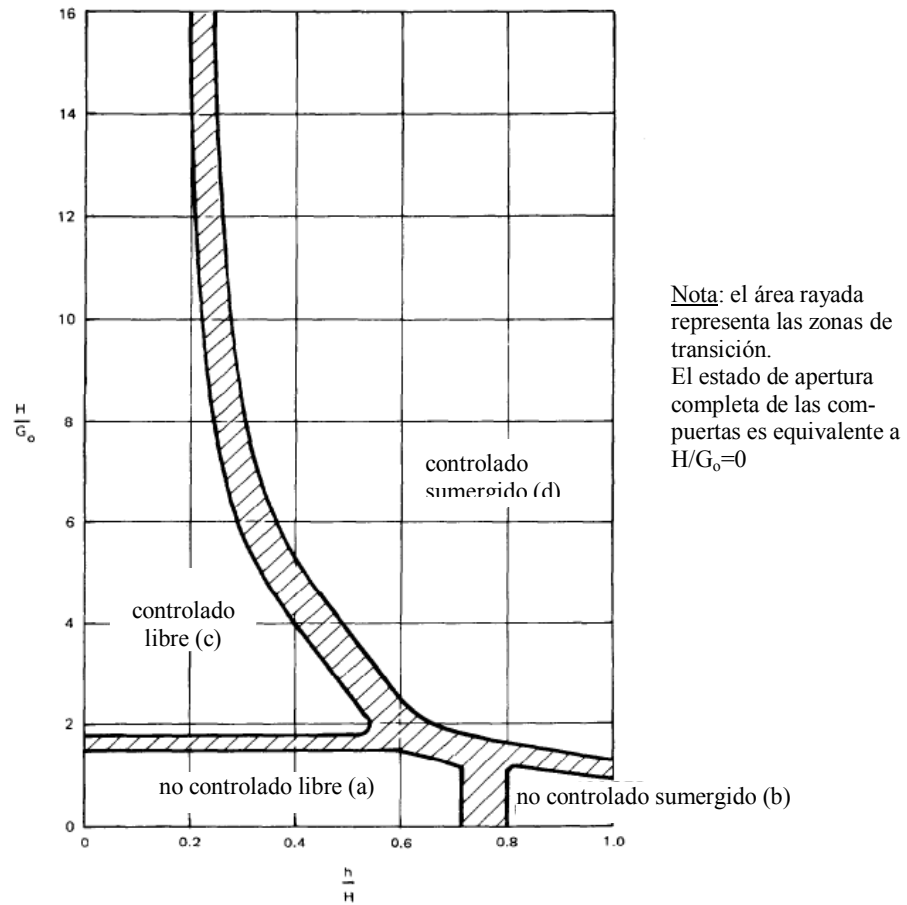


Figura 3. Posibles regímenes de flujo sobre vertederos de presas de navegación (adaptado de USACE, 1987a).

### Ecuaciones de descarga

La ecuación de gasto asociada al flujo no controlado con descarga libre aguas abajo (Figura 2.a) se puede calcular a partir de la relación:

$$Q = 0.552 C_F L H^{3/2} \quad (1)$$

donde  $Q$  ( $m^3/s$ ) es el caudal erogado;  $C_F$  es un coeficiente de descarga libre que varía entre 3.0 y 4.0 (adim) dependiendo de la amplitud de la cresta ancha  $B_c$ ;  $L$  (m) es la longitud efectiva de la cresta y  $H$  (m) es la carga de energía sobre la cresta del vertedero.

La ecuación de gasto para flujo no controlado con descarga sumergida aguas abajo (Figura 2.b) puede ser del tipo:

$$Q = 0.552 C_S L H^{3/2} \quad (2)$$

donde  $C_S$  es el coeficiente de gasto para descarga sumergida, pudiéndose determinar la relación  $C_S/C_F$  a partir de  $h/H$ , siendo  $h$  la diferencia altimétrica

entre el pelo de agua aguas abajo y la cresta del vertedero. Para relaciones  $h/H$  entre 0.80 y 1.00, la relación  $C_S/C_F$  varía entre 0 y 1.

Asimismo USACE (1987a) en presas de baja altura sugiere el empleo de una formulación del tipo:

$$Q = K L h \sqrt{2g(H-h) + V_e^2} \quad (3)$$

donde  $K$  es un coeficiente de contracción variando entre 0.80 y 0.95 y  $V_e$  (m/s) es la velocidad de aproximación al vertedero.

Cuando el flujo es controlado por una compuerta y no es afectado por el tirante aguas abajo (descarga libre) (Figura 2.c) puede emplearse la ecuación:

$$Q = C_g L G_0 \sqrt{2gH} \quad (4)$$

donde el coeficiente de descarga  $C_g$  es función de la relación entre la apertura de la compuerta  $G_0$  (m) y la

carga sobre la cresta  $H$  (m) y de la relación entre la distancia del eje de la compuerta  $a$  (m) y el radio de la compuerta  $R$  (m). Para un rango  $0.03 \leq G_0/H \leq 0.70$  y  $0.30 \leq a/R \leq 1.00$  el coeficiente  $C_g$  asume valores entre 0.45 a 1.00. USACE (1987a) recomienda el uso de ec. (4) para  $H \leq 9.0$  m y abertura de la compuerta  $G_0 \leq 4.20$  m. Para casos fuera del rango de utilización de la ec. (4) es necesario un tratamiento más exhaustivo, siendo recomendable considerar los criterios fijados en HDC 320-4 a 320-7, USACE (1987b).

Por último, en los casos en que el flujo es controlado por la apertura de la compuerta y además por el tirante aguas abajo (Figura 2.d), estableciendo la sumergencia de la descarga, el caudal puede estimarse a partir de:

$$Q = C_{gs} L G_0 \sqrt{(2g \Delta H)} \quad (5)$$

donde  $\Delta H$  (m) es la diferencia entre la energía del flujo aguas arriba y aguas abajo del vertedero y  $C_{gs}$  es un coeficiente de descarga que depende de la relación entre la carga aguas abajo  $h$  (m) y la apertura de la compuerta  $G_0$  (m) y la diferencia de niveles entre la cresta del vertedero y el fondo de la platea de disipación de energía  $B$ . Los valores de  $C_{gs}$  citados por USACE (1987a) corresponden al rango entre 0.04 a 1.00.

#### Perfil curvo de la cresta del vertedero

Para el diseño del perfil curvo del vertedero de cresta ancha USACE (1987a) sugiere la relación:

$$X^2 = \frac{2 V_0^2 Y}{g} \quad (6a)$$

donde  $X$  (m),  $Y$  (m) son las coordenadas horizontal y vertical del perfil curvo del vertedero;  $V_0$  (m/s) es la velocidad para descarga libre del chorro definida como:

$$V_0 = \sqrt{(2gH)} \quad (6b)$$

#### Variables hidráulicas en el dissipador de energía

La determinación del tirante al pie del vertedero  $d_1$  y la velocidad asociada  $V_1$  puede basarse en la consideración de pérdida de energía despreciable entre el nivel de energía aguas arriba y el nivel del pie del vertedero. Para caracterizar el tipo de flujo al pie del vertedero se emplea el conocido número de Froude:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g d_1}} \quad (7)$$

Si  $F_1 > 1$  y el nivel del canal aguas es superior al tirante crítico, se formará un resalto hidráulico. Este resalto se ubicará al pie del vertedero siempre que el nivel aguas abajo sea igual o superior al nivel asociado al tirante conjugado del resalto  $d_2$ :

$$d_2 = d_1 0.50 \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (8)$$

Una vez determinado todo el rango de caudales con que operará la presa de navegación, el diseño geométrico y altimétrico del dissipador de energía deberá llevarse a cabo de modo tal de garantizar para todo caudal que el nivel de agua asociado al canal aguas abajo sea igual o superior al nivel asociado al tirante conjugado del resalto (Peterka, 1984), para ello se ubicará el fondo de la platea de modo de asegurar tal condición. USACE (1987a) remarca que para presas de navegación no está probado que este condicionamiento deba ser un requerimiento rígido. No obstante, para diseños iniciales y hasta que no sea contrastado mediante modelación física puede mantenerse el citado requerimiento. USACE (1987a) sugiere como límite menos conservador, que al menos un nivel asociado a  $0.85 d_2$  sea garantizado a partir de la fijación de la cota de fondo de la platea y las condiciones aguas abajo.

USACE (1987a) especifica algunas recomendaciones respecto a los cuencos dissipadores de energía de las presas de navegación. En estos casos particulares de estructuras hidráulicas, de baja altura y no excesivas velocidades, los números de Froude en general son inferiores a 4.0, dando lugar a la formación de resaltos hidráulicos inestables, con fuertes oscilaciones y resultando también en formación de trenes de onda que se propagarán hacia aguas abajo. Siempre que las velocidades de entrada al cuenco no superen los 15 m/s es posible la adición de 1 o 2 filas de bloques intermedios y umbrales de salida a los efectos de mejorar la eficiencia de disipación y acortar la estructura.

En relación a la longitud de la platea de disipación de energía, USACE (1987a) sugiere una relación del tipo:

$$L_2 = 2 d_1 F_1^{1.50} \quad (9)$$

donde  $L_2$  (m) se define desde el pie del vertedero hasta el comienzo del umbral de salida (Figura 1). La ec. (9) establece valores de longitud de la platea de disipación algo mayores a los que resultan de

aplicar la metodología presentada por Peterka (1984) en lo que se tipifica el disipador tipo III, en la cual se vincula a la relación entre la longitud del resalto (y consiguientemente de la platea) y el tirante conjugado ( $d_2$ ) con el número de Froude del flujo entrante.

En lo que respecta a la altura de los bloques intermedios  $h_b$  y la distancia a la primera fila  $L_1$ , se sugiere para una abertura completa de la compuerta relaciones del tipo  $h_b = 0.25d_2$  y  $L_1 = 1.3d_2$ . Para el umbral aguas abajo se ha verificado que una pendiente de 1V:5H ha resultado efectiva para la transición del flujo desde la platea hacia el curso. Dependiendo de las velocidades y del número de Froude del escurrimiento puede ser recomendable el uso de protección del lecho del curso desde la platea hasta el cauce del curso.

## APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO

### Generalidades del diseño de la vía fluvial

El diseño de la traza comprende una longitud de 439.29 km de vía fluvial navegable, siendo sectorizada en 4 tramos diferenciados, principalmente en su pendiente longitudinal media. En la Tabla 1 se sintetizan características generales de los tramos que configuran la traza. En dirección desde aguas abajo hacia aguas arriba los tramos son:

- Puerto Gaboto – Cruz Alta (PG-CA)
- Cruz Alta – Bell Ville (CA-BV)
- Bell Ville – Villa María (BV-VM)
- Villa María – Río Tercero (VM-RT)

**Tabla 1. Características generales de la traza de proyecto.**

Tramo	Prog. fin (m)	Longitud (m)	So (m/km)
PG-CA	149991	149991	0.35
CA-BV	269708	119717	0.52
BV-VM	349492	79784	1.07
VM-RT	439292	89800	1.65

Se han considerado 3 alternativas (A, B, C) en el diseño de la vía fluvial navegable considerando 1 y 2 carriles de navegación, anchos mínimos en tramos rectos y curvos, profundidades náuticas requeridas y sección transversal del curso (FCEIA, 2011). En el caso de las alternativas A y B, el tirante mínimo a garantizar establecido a partir de requerimientos de navegación es 1.80 m correspondiendo a bases de fondo del curso de agua de 40 m y 50 m respectivamente.

En la Alternativa C la profundidad náutica es 2.20 m y la base de fondo de 40 m. La profundidad media de la sección transversal de proyecto fue fijada en 8.0 m a lo largo de toda la traza y para todas las alternativas. En la Tabla 2 se sintetizan los requerimientos de sección transversal y profundidad náutica requerida de cada alternativa.

**Tabla 2. Requerimientos de distintas alternativas.**

Alternativa	Base de fondo del canal con talud (1H: 2V) (m)	Tirante mínimo a garantizar (m)
A	40	1.80
B	50	1.80
C	40	2.20

### Criterios para la determinación de los sitios 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 requerida, y
- en el extremo aguas abajo de cada tramo entre dos presas de navegación consecutivas, un tirante no mayor a 6.00 m, de modo de disponer de una altura de seguridad/revancha de 2.00 m por sobre ese tirante hasta el desborde del cauce.

La distancia entre presas consecutivas se ha determinado a partir del cociente entre la diferencia de niveles y la pendiente longitudinal media proyectada del tramo, asumiendo en este caso una hipótesis de superficie de agua cuasi-horizontal. En instancias posteriores del proyecto, la distancia entre presas deberá ajustarse mediante modelación hidrodinámica tanto en períodos de operación de la vía fluvial de transporte (conjuntamente con modelación dinámica del tránsito de barcazas) como en períodos de crecidas ordinarias y extraordinarias, donde la vía de transporte estará sin operar.

Un esquema de las consideraciones tenidas en cuenta para la definición de la distancia entre las presas se ilustra en la Figura 4, estos valores se han extraído de FCEIA (2011).

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 preliminarmente es 93 discrimina-

das en 14 (tramo PG-CA), 17 (tramo CA-BV), 22 (tramo BV-VM) y 40 (tramo VM-RT) (FCEIA, 2011).

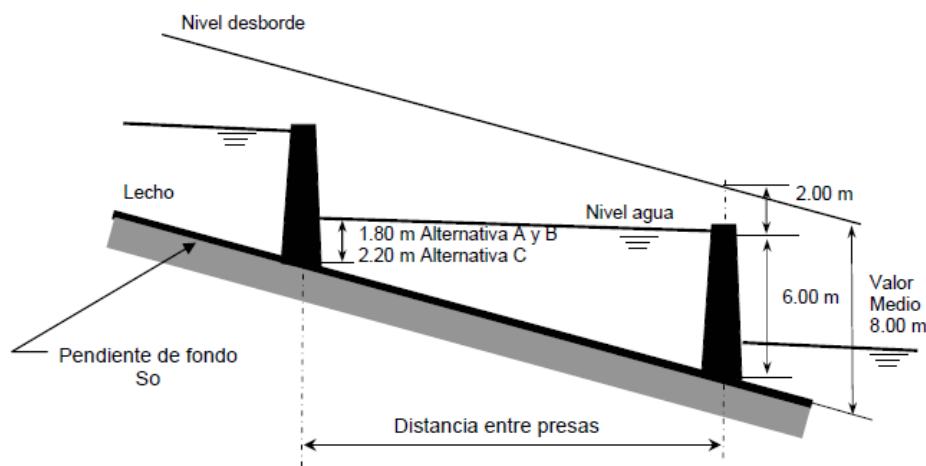


Figura 4. Esquema de consideraciones para distancia entre presas (FCEIA, 2011).

#### Cota de coronamiento de la cresta del vertedero

En el diseño de la cota del vertedero se tuvieron en cuenta diversos factores a saber:

- de acuerdo con la separación adoptada de las presas de navegación, el tirante aguas arriba de la presa, necesario para asegurar la navegabilidad en los tramos entre presas de navegación en épocas de caudales críticos es de 6.00 m;
- la altura del vertedero debe ser la máxima posible para minimizar altura de compuerta pero no debe modificar el perfil hidráulico presente actualmente durante crecidas extremas con desborde del curso principal.

En cada tramo a los efectos de evaluar la capacidad actual de conducción del cauce y en particular la capacidad máxima, se procedió a determinar la relación altura-caudal mediante la aplicación de la formulación de Manning considerando secciones transversales disponibles de trabajos antecedentes, con pendiente de fondo variables. En particular en el tramo PG-CA donde se presentan los mayores caudales, se consideró una pendiente variando entre  $0.00033 \leq S_0 \leq 0.00038$ , un coeficiente de Manning  $0.033 \leq \eta \leq 0.035$  y un ancho de fondo  $33\text{m} \leq B_{\text{fondo}} \leq 37\text{m}$ . En la Figura 5 se grafica una sección tipo del río en las cercanías de la ciudad de Carcarañá, en tanto que en la Figura 6 se ilustra el rango de relaciones h-Q determinadas y la relación biunívoca adoptada a partir de promediar valores para cada caudal. En el tramo PG-CA se determinó que, bajo las condiciones actuales del régimen de escurri-

miento, el nivel de desborde del cauce del río se verifica para caudales superiores a  $600 \text{ m}^3/\text{s}$ , en sitios cercanos a la ciudad de Carcarañá donde se supone que no influye la condición de contorno existente en la desembocadura del río Carcarañá en el río Coronda.

Asumiendo que:

- la longitud mínima de escurrimiento en condición de caudal máximo encauzado es de aproximadamente 38.60 m en la zona de los vertederos y las esclusas de navegación;
- el nivel aguas abajo del vertedero asociado a un caudal de  $600 \text{ m}^3/\text{s}$  es de 7.00 m en la sección rectificadora de base de fondo 40 m con talud lateral 1:2 (1H:2V), coeficiente de resistencia de Manning  $\eta = 0.030$  y pendiente longitudinal  $S_0 = 0.00036$ ;
- el nivel máximo permitido aguas arriba del vertedero sin desborde del cauce es de 8.00 m
- la altura del vertedero es  $h_v = 2.00 \text{ m}$
- y considerando la ecuación de descarga de vertedero, ec. (3), con un coeficiente  $K = 0.85$ ,

se determinó un tirante aguas arriba de  $7.70 \text{ m} < 8.00 \text{ m}$ , con lo que se verifica la condición de no desborde. De este modo bajo la proposición de  $h_v = 2.00 \text{ m}$  se corrobora que se aproxima a la máxima altura posible del vertedero de modo de no producir una amplificación del impacto en crecidas cercanas al desborde.

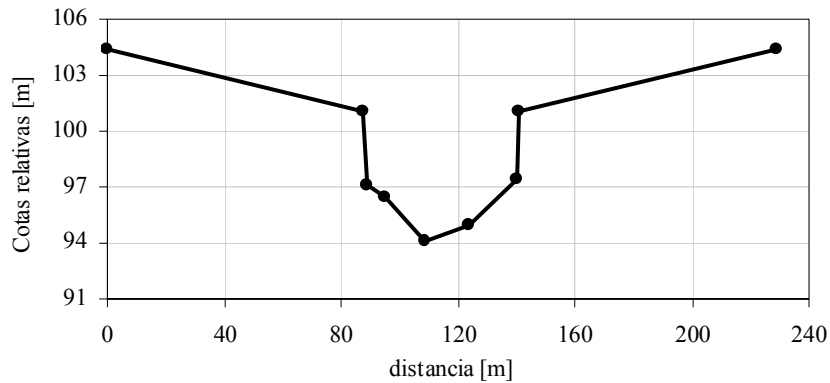


Figura 5. Sección tipo del río Carcarañá en tramo PG-CA.

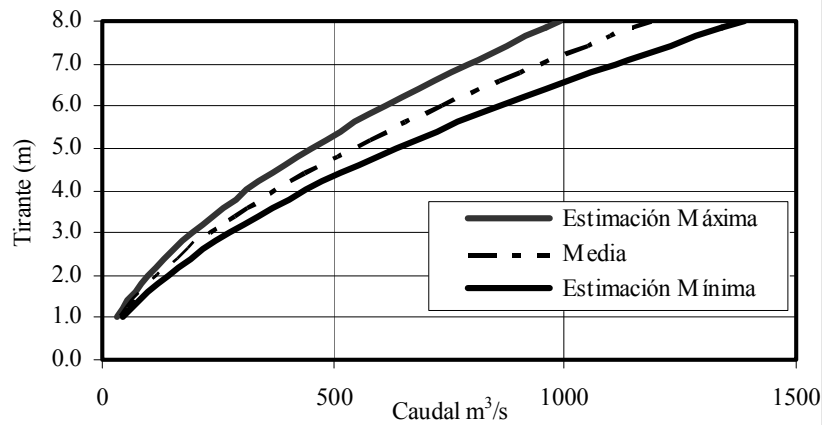


Figura 6. Relación tirante-caudal en el escenario actual del río en tramo PG-CA.

En la Figura 7 se grafica el tirante aguas arriba del vertedero esperable para el rango de caudales entre 200 y 600 m<sup>3</sup>/s asumiendo un escenario de apertura total de las compuertas y de las esclusas de navegación. En líneas de trazo se esquematiza la situación verificada donde el caudal de aproximadamente 600 m<sup>3</sup>/s que produce el desborde en la situación actual del curso, producirá un tirante de 7.70m < 8.00m, correspondiente al nuevo nivel de desborde asociado a la sección canalizada de la vía navegable en el marco de las alternativas A y C.

En la Figura 8 se ilustra la configuración hidráulica donde se verifica el no desborde para un caudal de 600 m<sup>3</sup>/s en la vía navegable correspondiente a las alternativas A y C.

En la Figura 9 se grafica el tirante aguas arriba para el caso de esclusas de navegación cerradas y operando y las compuertas totalmente abiertas. Puede observarse que el caudal máximo erogado cuando el tirante aguas arriba alcanza el nivel de desborde es

de 517 m<sup>3</sup>/s. Se infiere que solo podrá asegurarse la no amplificación del impacto en términos de inundaciones si las esclusas de navegación están completamente abiertas cuando los caudales son superiores a los 500 m<sup>3</sup>/s.

Con la esclusa en operación se observa que para caudales de hasta 300 m<sup>3</sup>/s el funcionamiento hidráulico del vertedero es libre, no estando condicionado por el tirante de restitución. Por otro lado cuando los caudales superan los 500 m<sup>3</sup>/s el funcionamiento hidráulico del vertedero es de tipo bajo y con descarga sumergida.

Se debe destacar que la situación fue analizada solamente para las alternativas A (base de fondo de 40 m), siendo que para las alternativas B y C al aumentarse la capacidad de conducción de las respectivas secciones de proyecto, las configuraciones hidráulicas serán más favorables desde el punto de vista de la perturbación introducida por el vertedero.



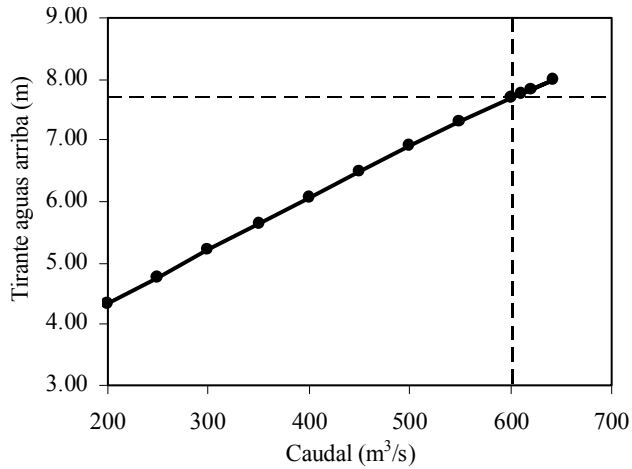


Figura 7. Tirante aguas arriba de la presa de navegación en alternativas A y C estando compuertas y esclusas completamente abiertas. Tramo PG-CA.

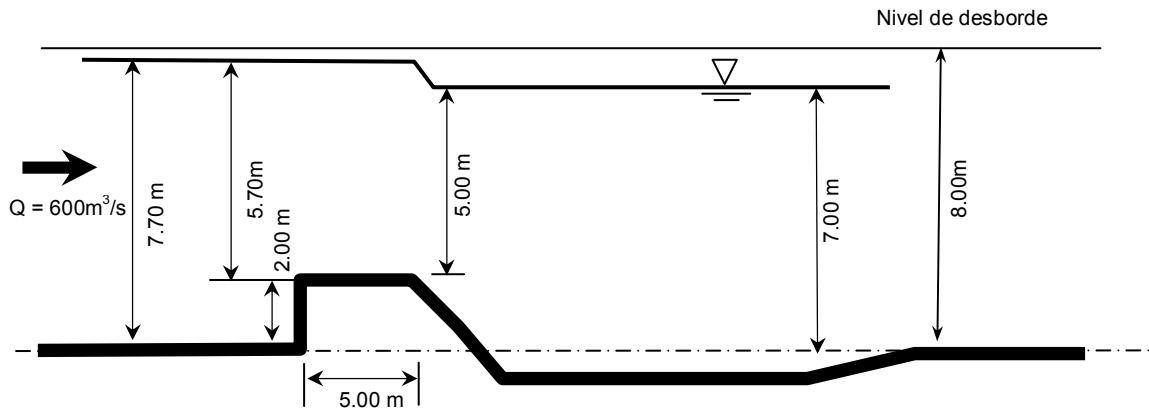


Figura 8. Configuración hidráulica para estado de cauce lleno en el las alternativas de proyecto A y C.

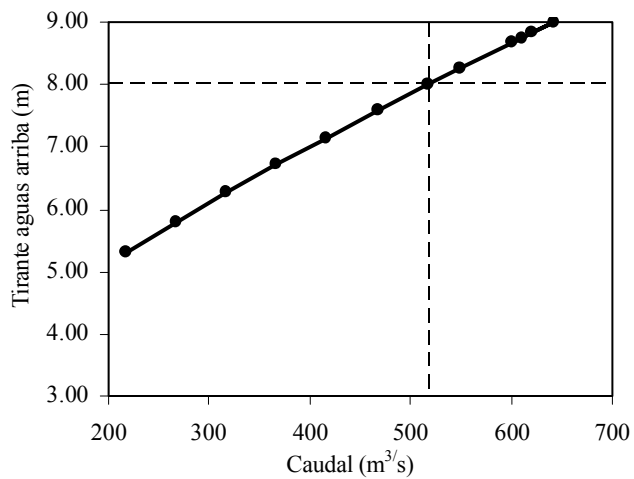


Figura 9. Tirante aguas arriba de la presa de navegación en alternativas A y C estando compuertas completamente abiertas y esclusas cerradas (en operación). Tramo PG-CA.

Se concluye que el adoptar una altura de vertedero  $h_v = 2.00$  m y una longitud libre de paso sobre la obra incluyendo la longitud del vertedero y el ancho de las esclusas  $L = 38.60$  m, no altera la configuración hidráulica actual del río para un caudal asociado al cauce lleno. Si bien el cálculo fue llevado a cabo en el tramo donde se verifica el régimen de caudales mayores, la conclusión se verifica en todos los tramos aguas arriba, quedando para instancias posteriores un posible ajuste de tal parámetro de diseño del vertedero.

### Rango de funcionamiento del vertedero y compuertas.

Considerando la altura del vertedero de  $h_v = 2.0$  m, los requerimientos de tirante de navegación y en función del régimen de caudales medios diarios, de la pendiente de fondo y sección transversal asumida en cada uno de los 4 tramos del proyecto de canalización (ver Tablas 1 y 2), puede establecerse el rango de funcionamiento del vertedero y compuertas.

En la Tabla 3 se presentan los tiempos medios anuales de no excedencia en cada una de la alternativas y

en cada uno de los tramos. Estos tiempos representan el número de días al año en que es esperable que deban cerrarse parcialmente las compuertas para mantener los niveles de modo de garantizar las profundidades náuticas requeridas para la navegación.

En el tramo PG-CA, que corresponde al tramo con mayor régimen de caudales, para la alternativa A, el caudal límite inferior para comenzar con el cierre parcial de las compuertas es de  $66 \text{ m}^3/\text{s}$  (tirante normal  $1.80$  m) correspondiendo a un porcentaje de tiempo al año de no excedencia del orden del 60%. En el caso de la alternativa C, dado que el nivel a garantizar es de  $2.20$  m, el caudal asociado es de  $91 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondiendo un tiempo de no excedencia del 83%.

Dado que las excedencias anuales de los caudales van disminuyendo hacia aguas arriba y que las pendientes del terreno natural y de la traza de proyecto aumentan hacia aguas arriba, los tiempos garantizables de tirantes mínimos sin llevar a cabo el cierre parcial de compuertas disminuyen fuertemente hacia aguas arriba.

Tabla 3. Tiempos medios necesarios de regulación de niveles por alternativa y por tramo.

Alter	Base fondo (m)	tirante y(m)	Caudales asociados ( $\text{m}^3$ )				No excedencias asociadas en %				No excedencias asociadas en días			
			PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT	PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT	PG-CA	CA-BV	BV-VM	VM-RT
A	40	1.8	66	79	113	140	60	90	97.8	99.4	219	329	357	363
B	50	1.8	82	99	142	176	71	94	98.7	99.7	259	343	360	364
C	40	2.2	91	110	157	195	83	95.5	99	99.8	303	349	361	364

En el tramo VM-RT, para el caso de la alternativa A, el caudal necesario para garantizar la profundidad náutica de  $1.80$  m es  $140 \text{ m}^3$ , caudal asociado a una no excedencia del 99.4%; en tanto que para la alternativa C, el caudal necesario es de  $195 \text{ m}^3/\text{s}$ , con un tiempo de no excedencia del 99.8%.

Analizando el tiempo necesario de regulación de niveles en términos de días es posible afirmar que en el caso del tramo PG-CA los valores resultaron según la alternativa, entre 219 días/año y 303 días/año, en tanto que en tramo alto VM-RT el tiempo necesario de regulación es aproximadamente todo el año, independientemente de la alternativa.

Corresponde destacar que estos tiempos son valores medios considerando una agregación de 4 tramos de los 440 km de la vía de navegación. Asimismo en el tramo cercano a la desembocadura en el río Coronda, el régimen de niveles hidrométricos de la vía de navegación sobre el río Carcarañá

se verá afectado por el régimen correspondiente al río Coronda, por lo cual para la zona de influencia del posible remanso propagado desde el río Coronda, los días al año con regulación disminuirán de mayor a menor magnitud en la dirección hacia aguas arriba.

### Descargadores de fondo para limpieza

A los efectos de prever la remoción del sedimento depositado aguas arriba del vertedero, se diseñaron descargadores de fondo de  $1.00$  m de altura con válvula de cierre. Se estima que en períodos de operación de la presa de navegación, mediante la apertura total de cada descargador de fondo se alcanzarán velocidades medias máximas cercanas a los  $9.00$  m/s en las inmediaciones de los descargadores, con caudales pasantes por los descargadores del orden de  $7.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , con lo que se logrará remover gran parte de los sedimentos acumulados aguas arriba del cierre. No obstante se prevé la instalación de equipamiento para remoción mecánica si correspondiere.

### Disipador de energía

El disipador de energía es de platea horizontal con dados intermedios para acortar longitud y mejorar la eficiencia de la disipación. De acuerdo a Peterka (1984), a los efectos de reducir la longitud de la platea es aconsejable el uso de bloques intermedios cuando las máximas velocidades no exceden los 15.0 m/s.

La cota de fondo de la platea fue prediseñada con un margen de seguridad entre la cota del canal aguas abajo y el conjugado del resalto del orden del 20% cubriendo todo el rango posible de operación de la presa de navegación. Si bien USACE (1987a) especifica que bajo determinadas circunstancias el disipador puede operar en todo el rango de caudales de funcionamiento, con cotas aguas abajo un 15% por debajo del conjugado, se ha preferido contemplar en este prediseño un margen de seguridad conservador, dejando para la instancia del proyecto definitivo y la correspondiente modelación física, una posible modificación de la cota. En este contexto, la platea se prediseñó a 1.30 m por debajo del nivel del fondo del cauce.

Se adoptó una única fila de bloques intermedios ubicadas a una longitud determinada a partir del máximo valor determinado para  $L_1 = 1.3d_2$ , resultando en  $L_1 = 9.80$  m. La altura de los bloques se adoptó de  $h_b = 2.00$  m

La longitud de la platea desde el pie del vertedero hasta el inicio del umbral de salida del cuenco fue establecida de acuerdo a ec. (9), resultando  $L_2 = 17.20$  m.

Para la definición del umbral de salida del cuenco disipador de energía inicialmente se prediseñó con un talud 1V:1H, y una rampa ascendente a 15° con protección empedrada flexible del lecho, de modo de empalmar el nivel de referencia del piso del disipador con el cauce. Posteriormente se decidió modificar el prediseño de modo de disminuir la pendiente del umbral a 1V:5H para empalmar el fondo del cuenco con el nivel del fondo del cauce, previendo una protección rocosa en la transición con una longitud que deberá verificarse en el proyecto definitivo. El espesor del cuenco disipador en principio fue estimado preliminarmente de acuerdo a la formulación empírica (Oramas y Lemos, 1984):

$$e = 0.15 * V_1 * (D_1)^{0.50} \quad (10)$$

resultando en valores tentativos de:

- $e = 0.55$  m para  $Q = 30$  m<sup>3</sup>/s (caudal medio diario con 90% de excedencia)
- $e = 2.00$  m para 600 m<sup>3</sup>/s (caudal de desborde cauce principal tramo PG-CA)
- $e = 3.00$  m para  $Q = 1226$  m<sup>3</sup>/s ( $Q$  con 1% de excedencia tramo PG-CA)

Dado que este espesor deberá ser precisado en la instancia de proyecto ejecutivo donde se lleve adelante el diseño estructural y habida cuenta de la magnitud de determinados procesos erosivos verificados al pie de un vertedero existente en el río en la ciudad de Carcarañá por falla en la estructura de disipación de energía, se adoptó en el prediseño un espesor conservador que satisface condiciones de no levantamiento por subpresiones en una alternativa sin drenes, resultando  $e = 2.50$  m, considerando un hormigón de alta resistencia en una capa superior de 1.00 m y un hormigón de baja resistencia en una capa de 1.50 m de espesor. Asimismo debe remarcarse que el material constitutivo del lecho es diferente a lo largo de los 440 km de la traza por lo que en futuras instancias de avance del proyecto deberá analizarse cada caso en particular.

Finalmente, el prediseño de la presa de navegación resultante para el tramo PG-CA es el que se presenta en corte en la Figura 10 (alternativas A, B y C) en tanto que se presenta una planta correspondiente a las alternativas A y C en Figura 11.a y la alternativa B en Figura 11.b. Adicionalmente a los elementos constitutivos de la obra ya señalados, se ha agregado una platea de aproximación al vertedero que cumple varias funciones. Por un lado protege al fondo del lecho cuando se realicen las aperturas de los descargadores de fondo y se produzcan elevadas velocidades en las cercanías del fondo, por otro lado también facilitará la operación de remoción mecánica de los sedimentos que no resulten removidos al ejecutar la maniobra de apertura de descargadores de fondo. Asimismo la platea de aproximación favorece la estabilidad al vuelco de la obra.

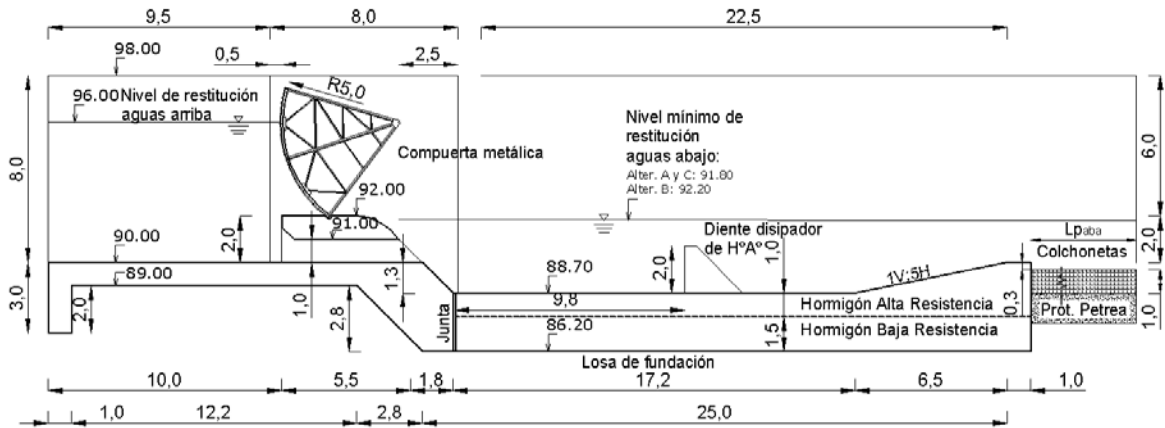


Figura 10. Prediseño de la presa de navegación tramo PG-CA.

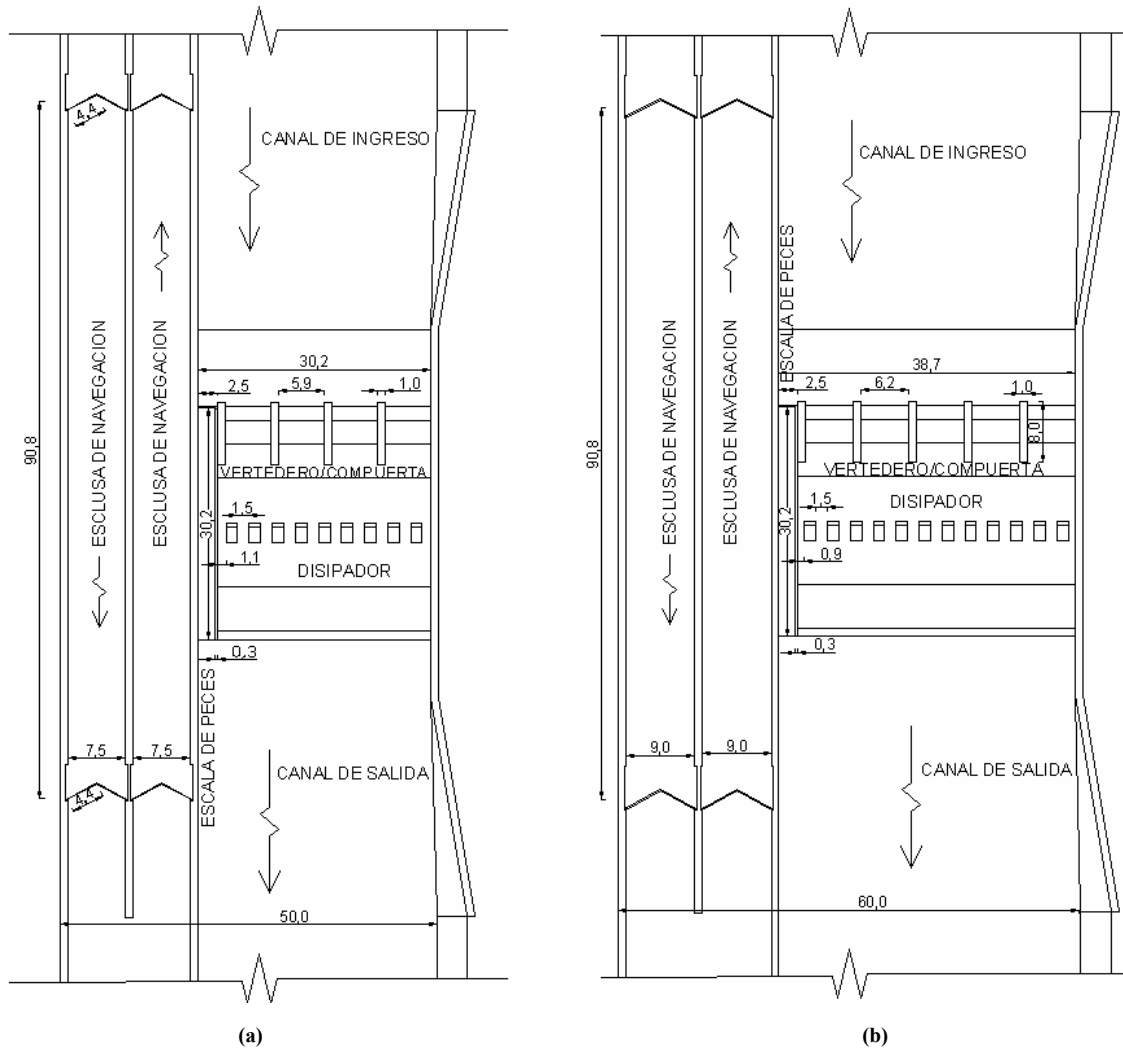


Figura 11. Planta de la presa de navegación tramo PG-CA. (a) Alternativas A y C; (b) Alternativa B.

### Estabilidad de la estructura

Para el análisis de estabilidad de la presa de navegación se consideraron todas las cargas actuantes, excepto la acción ejercida por los sedimentos. Se realizan dos tipos de análisis, diferenciados uno del otro en la proposición de un sistema de drenaje (Bureau of Reclamation, 1987; USACE, 1995b).

La verificación comprendió:

- (i) Análisis de la estabilidad frente al vuelco;
- (ii) Análisis de la estabilidad frente al levantamiento y
- (iii) Análisis de la estabilidad frente al deslizamiento.

Con las dimensiones que se señalan en la Figura 9, los análisis de estabilidad llevados a cabo superan un valor del coeficiente de seguridad de 2.0, por lo cual queda abierta la posibilidad de realizar los ajustes necesarios en el proyecto definitivo de modo de optimizar la estructura.

En la variante que resulta de emplear un sistema de drenes de modo de disminuir en un tercio las supresiones sobre la estructura, se llega a valores del coeficiente de seguridad superiores a 2.0 disminuyendo el espesor de la losa del dissipador de energía a  $e = 1.50$  m. Al igual que lo citado anteriormente estas alternativas deberán ser cuidadosamente estudiadas en instancias posteriores de proyecto.

### Protección del canal aguas abajo de las presas de navegación

En esta instancia no se han tenido en cuenta los posibles efectos turbulentos sobre el lecho aguas abajo del dissipador de energía. A partir de recomendaciones como las de Lopardo y Casado (2005) y del Hydraulic Design Criteria (WES, 1970), los efectos de la turbulencia y las protecciones del lecho necesarias, deberán ser analizadas en detalle al menos en distancias del orden de  $10 d_2$  desde el dissipador de energía. A partir de las experimentaciones reportadas en la bibliografía es conveniente tener en consideración las fluctuaciones del flujo en la determinación de los diámetros estables de la protección pétreo aguas abajo de los dissipadores a resalto, resultando valores varias veces superiores a los del cálculo tradicional. En el diseño definitivo deberá evaluarse si corresponde una adecuada estimación de parámetros mediante el cálculo de valores instantáneos obtenidos de experiencias en modelos físicos.

### Diseño de compuerta

En el caso de compuertas de presas de navegación donde los niveles deben ser controlados durante gran parte del tiempo, USACE (2000) afirma que

las cargas que actúan sobre la estructura son más significativas y solicitan a la estructura la mayor parte del tiempo, comparadas con el caso de compuertas para control de inundaciones, donde las solicitaciones son importantes sólo en los casos de inundación. Estas características específicas de las compuertas de presas de navegación, van a influir en la elección del sistema de izado, resistencia en caso de vibraciones y selección de un sistema de protección contra la corrosión.

Las compuertas radiales son consideradas las más económicas y que generalmente mejor se ajustan al control de canales de navegación debido a su simplicidad, poco peso y bajos requerimientos de izado. Estas estructuras se conforman con un segmento de cilindro montado sobre brazos radiales que rotan sobre pivotes anclados en las pilas de hormigón. El flujo del canal es regulado a partir de subir o bajar la compuerta para ajustar la descarga aguas abajo.

La compuerta prediseñada en el presente trabajo es de tipo radial o "tainter", estableciéndose que en su posición cerrada contendrá un nivel de 4.00 m por sobre el nivel del vertedero, resultando en este prediseño de 5.00 m de radio. En el caso de las alternativas A y C se prediseñaron 4 compuertas de una longitud interior de 5.90 m en tanto que la luz entre apoyos del eje horizontal de cada compuerta se definió en 6.90 m. En el caso de la alternativa B resultó un grupo de 4 compuertas con una longitud interior de 6.20 m y una longitud entre apoyos del eje de 7.20 m.

Los componentes de las compuertas se establecieron en base a recomendaciones de USACE (2000), incluyendo el prediseño de: (i) placa, (ii) rigidizadores, (iii) vigas horizontales, (iv) soportes radiales y (v) soportes diagonales o reticulado. Se contemplaron inicialmente 8 tipos de cargas a saber: (i) cargas gravitatorias; (ii) cargas hidrostáticas; (iii) cargas de izado; (iv) cargas por fricción entre juntas; (v) cargas de fricción en el apoyo; (vi) cargas sísmicas; (vii) cargas por oleaje y (viii) cargas por viento. El prediseño resultante arrojó las dimensiones que se detallan en la Figura 12.

### Fundación de la estructura

A partir de la revisión de información recopilada acerca de estructuras como puentes ejecutadas sobre el actual curso del río Carcarañá, la fundación de la presa de navegación se prediseñó con pilotes, debiéndose ajustar en instancias posteriores de acuerdo a resultados emergentes de estudios geotécnicos en cada sitio de emplazamiento de cada estructura.

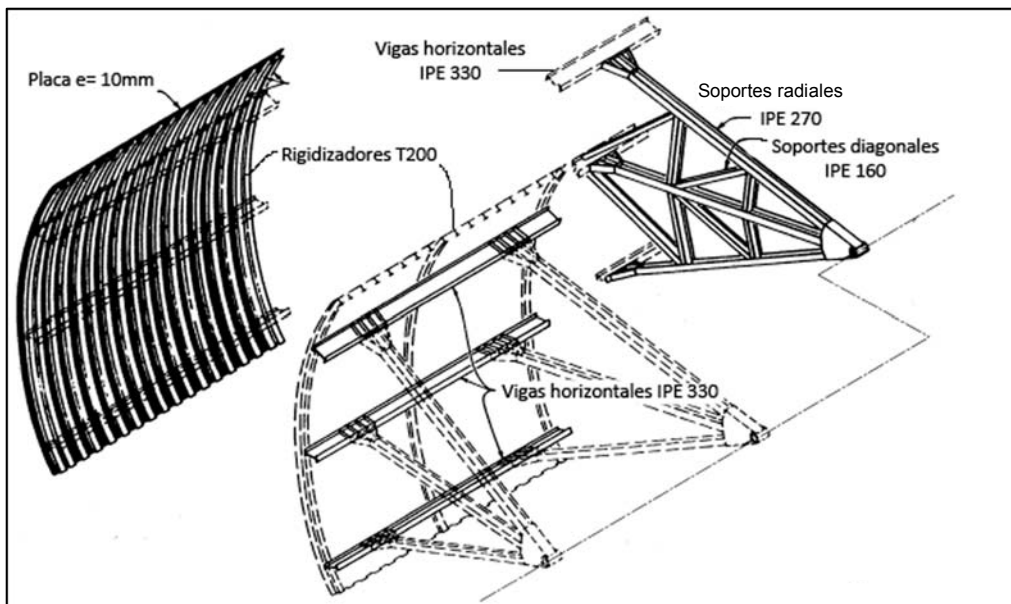


Figura 12. Prediseño de elementos constitutivos de compuerta radial.

## CONCLUSIONES

Se han presentado aspectos metodológicos a considerar en el diseño hidráulico de presas de navegación con una aplicación en el prediseño de las presas que forman parte del estudio de prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como ruta fluvial navegable.

Se han determinado dimensiones preliminares de diferentes estructuras componentes de las presas como vertedero de cresta ancha de baja altura, compuertas y estructura de disipación de energía.

Se ha establecido una altura del vertedero de cresta ancha de la presa de navegación objetivando el no amplificar el impacto por desborde del cauce principal.

Se ha determinado el posible funcionamiento hidráulico de la estructura vertedero-compuerta de modo de garantizar en todo momento un tirante de 1.80 m en el caso de las alternativas A y B y 2.20 m en el caso de la alternativa C. De acuerdo a la relación altura-caudal en cada tramo de la traza de proyecto, la compuerta deberá operar produciendo un cierre parcial de modo de generar el nivel mínimo necesario en todo punto de los tramos entre presas. En aquellos periodos en los cuales los caudales generarán tirantes superiores a los requerimientos de calado, la apertura de la compuerta será total.

Los periodos al año esperables donde se debe regular el flujo mediante cierre parcial de las compuertas van desde 219 días/año en el tramo PG-CA hasta 364 días/año en el tramo VM-RT, según la alternativa considerada.

En lo que respecta a parámetros de diseño del dissipador de energía como la longitud de la estructura, el desnivel del fondo de la platea respecto a nivel de fondo del canal aguas abajo, y el espesor de losa de fondo y posibles protecciones del lecho aguas abajo del dissipador, se han adoptado criterios generales que dieron como resultado dimensiones preliminares en el tramo PG-CA, que deben ser corroboradas en etapas posteriores a partir de modelación física y de información geotécnica de cada uno de los sitios de emplazamiento de las estructuras.

El avance y profundidad en el prediseño de las estructuras es acorde al contexto global del estudio que aborda la prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como ruta fluvial navegable.

Los resultados aquí alcanzados permitieron cuantificar el orden de magnitud del volumen mínimo de infraestructura necesaria para este tipo de emprendimiento, estableciendo en forma preliminar un marco de referencia rigurosamente necesario para

continuar con un futuro abordaje de mayor profundidad a nivel de anteproyecto.

## REFERENCIAS

- Bureau of Reclamation of US Department of the Interior. 1987. Design of Small Dams, Water Resources Technical Publication, Washington DC, 904p.
- FCEIA. 2011. Estudio de prefactibilidad para el aprovechamiento del río Carcarañá como ruta fluvial navegable. Informe de Avance N°2, Departamento de Hidráulica e Instituto de Transporte, FCEIA; UNR, 84p.
- Lopardo, R. y Casado, J. 2005. Estabilidad de Enrocados Aguas Abajo de Disipadores a Resalto. Rios 2005. *Principios y Aplicaciones en Hidráulica de Ríos* (Farias H., Brea J. y Cazeneuve R. eds.). CD ROM, 11p. Neuquén.
- Oramas, G. y Lemos, R. 1984. Estructuras Hidráulicas. FIC UNICAUCA, Popayán, Colombia. 392p.
- Peterka, A. J. 1984. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. Washington. 222 p.
- US Army Corps of Engineers (USACE). 1987a. Hydraulic Design of Navigation Dams. Engineer Manual 1110-2-1605. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- US Army Corps of Engineers (USACE). 1987b. HDC 320-4 a 320-7. Hydraulic Design Criteria, Washington, DC 20314-1000.
- US Army Corps of Engineers (USACE). 1995a. Planning and Design of Navigation Dams. Engineer Manual 1110-2-2607, Washington, DC 20314-1000.
- US Army Corps of Engineers (USACE). 1995b. Engineering and Design, Gravity Dam Design, Engineer Manual 1110-2-2200, Washington DC, 20314-1000.
- US Army Corps of Engineers (USACE). 2000. Design of Spillway Tainter Gates. Engineer Manual 1110-2-2702, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- WES. 1970. Stone Stability, Hydraulic Design Criteria, U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi, sheet 712-1.

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