

## **Modelación Hidrodinámica 3D para la optimización de la eficiencia hidráulica de las obras de toma y descarga de la presa Néstor Kirchner en Santa Cruz, Argentina**

*Paolo Gyssels<sup>1</sup>, Hector Daniel Farias<sup>2</sup>, Mariano Corral<sup>1</sup>, Andrés Rodríguez<sup>1</sup>*

<sup>1</sup> Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Ciudad Universitaria. Av. Filloy s/n Ciudad Universitaria. (5000) Córdoba, Argentina

<sup>2</sup> Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías, Universidad Nacional de Santiago del Estero (UNSE), Av. Belgrano (S) N° 1912, Ciudad Capital de Santiago del Estero, Argentina (CP 4200)

Mail de contacto: pgyssels@efn.uncor.edu

### **RESUMEN**

Se presentan algunos resultados de modelaciones hidrodinámicas 3D en la región del flujo de aproximación a los vertederos y a las tomas de las turbinas de la presa Nestor Kirchner (Santa Cruz, Argentina). Se evaluaron diferentes alternativas de la disposición en planta de las obras (canal de aducción, ubicación y geometría de los vertederos y de las tomas de la central) para optimizar el diseño de la obra en cuanto a eficiencia hidráulica.

Se simularon diferentes escenarios de caudales operativos con la finalidad de verificar las condiciones de entrada del flujo en los vertederos y en las tomas. Para definir las mejores condiciones hidráulicas de funcionamiento, se analizaron las líneas de corrientes, los niveles, la formación de vórtices y la distribución de los caudales en los accesos a las obras de control. Se utilizó la herramienta numérica *DELFT3D*, desarrollada por DELTARES, que permite la modelación hidrodinámica a régimen no permanente del flujo en tres dimensiones.

Como resultado del estudio se sugirieron mejoras en el diseño geométrico de las obras, y la modelación sirvió como una herramienta de apoyo para definición de la alternativa más conveniente, buscando maximizar la eficiencia hidráulica de los vertederos y de las tomas de la central.

**Palabras clave:** presa, modelación numérica, eficiencia hidráulica

## 1 INTRODUCCIÓN

La presa Presidente Dr. Néstor Kirchner se localiza sobre el río Santa Cruz en la provincia de Santa Cruz (Argentina). La misma integra, junto con la presa Gobernador Jorge Cepernic, el proyecto de aprovechamiento hidroeléctrico del río Santa Cruz. El principal objetivo de estas obras es la producción de energía eléctrica. El embalse se desarrolla a lo largo del valle fluvial, sin interesar a la planicie patagónica, en el sur de la provincia de Santa Cruz (Fig. 1). La longitud de la obra de cierre es de 2780 metros y las obras complementarias tales como el vertedero, toma para la central, conducciones, descargas y central hidroeléctrica, se emplazan en la margen izquierda por encontrar condiciones geotécnicas y topográficas más favorables que en la margen opuesta y que en el valle del río (SSRHN 2013). La presa es de materiales sueltos con paramento de hormigón (tipo CFRD).

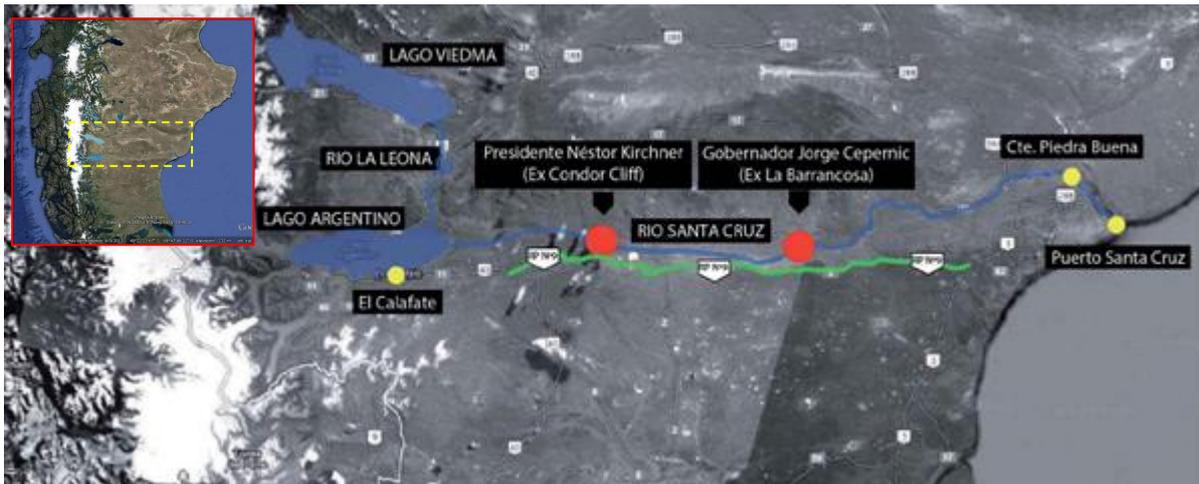


Figura 1 – Ubicación de las Presas sobre el río Santa Cruz.

La cota de coronamiento fue fijada por encima del Nivel Agua Máximo Extraordinario en un valor que tuvo en cuenta la revancha necesaria para soportar el oleaje generado por los fuertes vientos de la zona. El Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME) para el tránsito de la crecida mencionada, alcanzaría a 181.66, nivel máximo registrado con eventos de rotura en el Lago Argentino, respetando las pautas que fija la historia de niveles (SSRHN 2013).

La geomorfología de la configuración final al máximo nivel de embalse se muestra en la Fig. 2.

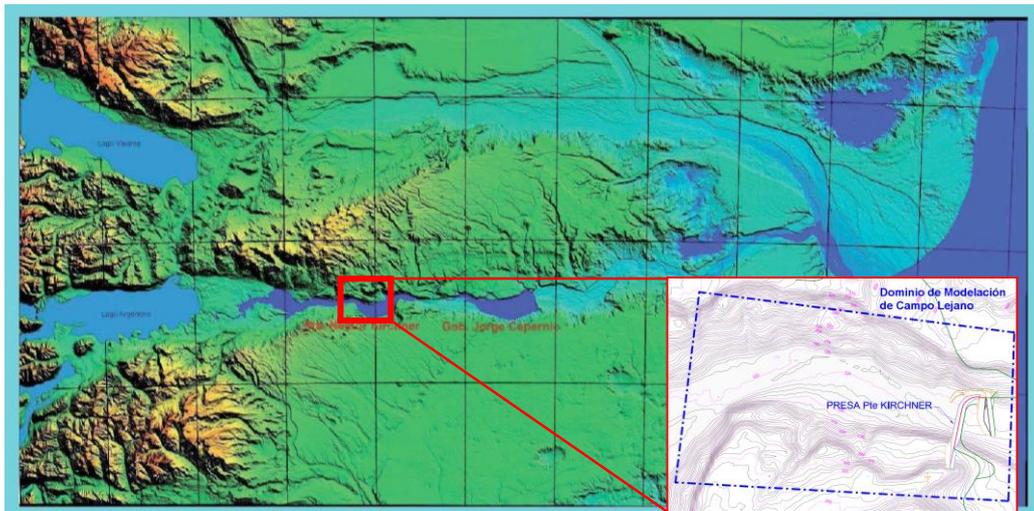


Figura 2 - Geomorfología de la zona de las presas proyectadas y detalle de la presa N-K.

En este trabajo se presenta un estudio preliminar, basado en la aplicación de una herramienta tecnológica simplificada (modelo hidrodinámico 3D), con la finalidad de analizar estimativamente

algunos aspectos de la hidrodinámica del flujo en proximidades de las regiones de ingreso a las obras (vertedero y central hidroeléctrica) de la presa Néstor Kirchner. Se ha evaluado inicialmente una geometría de diseño (denominada Geometría 1, G-I) compuesta por un canal de aproximadamente 500 m de longitud y 8 vertederos laterales en su tramo final entre los cuales los dos centrales están a una cota más elevada. A raíz de los resultados obtenidos, se ha evaluado una segunda geometría (denominada Geometría 2, G-II) que optimiza la descarga de los vertederos. En este segundo caso el canal es de longitud más reducida, de aproximadamente 300 m y se compone de 6 vertederos frontales a la misma cota. En G-2 también se cambia la disposición de los ejes de las turbinas para optimizar el rendimiento de la obra, quedando el eje más orientado hacia el flujo de entrada.

## 2 OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es la realización de modelaciones hidrodinámicas y la determinación de campos de velocidades y patrones de flujo en zonas localizadas de la presa Néstor Kirchner.

Para conseguir este objetivo general se han desarrollado los siguientes objetivos particulares:

- Desarrollar una simulación a escala hidrodinámica de zonas particulares de la obra (en particular los ingresos a los vertederos y a las turbinas);
- Estudiar patrones de flujo (e.g., campos de velocidad y regiones de circulación) en los ingresos a los vertederos y a las turbinas;
- Reunir elementos de apoyo para evaluar el desempeño global de las obras (vertederos y central hidroeléctrica);
- Analizar diversos escenarios de funcionamiento de las obras (condición de diseño original);
- Definir aspectos de ayuda para el diseño de los modelos físicos (en las zonas estudiadas).

## 3 METODOLOGÍA

### 3.1 Modelo Numérico

Para la simulación de la hidrodinámica se aplicó la plataforma de modelación *DELFT3D*, desarrollada por *WL/Delft Hydraulics* en los Países Bajos, y perfeccionada a través de una serie de versiones evolutivas a lo largo de los últimos 20 años. El modelo hidrodinámico (Módulo *FLOW*) resuelve las ecuaciones de *Navier-Stokes* sobre una malla curvilínea, asumiendo las hipótesis de Boussinesq. El conjunto de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales en combinación con un apropiado conjunto de condiciones iniciales y de contorno es resuelto en una malla de diferencias finitas utilizando el método RANS (*Reynolds Averaged Navier Stokes*). Las fluctuaciones turbulentas se incluyen en el modelo por medio de los esfuerzos de Reynolds, definidos a través del modelo de cierre de turbulencia, entre los cuales cabe mencionar el *k-l* o el *k-ε* (Uittenbogaard, van Kester y Stelling, 1992).

La solución numérica de las ecuaciones hidrodinámicas requiere la discretización espacial (horizontal) del área de estudio. Con este fin se superpone sobre el dominio de cálculo una malla con un número apropiado de celdas, dependiendo del detalle requerido por la tipología del problema a estudiar (oleaje, corrientes, entrada de ríos) y por la cercanía a las zonas de mayor interés (desembocadura de los ríos, punto de toma de agua).

En las simulaciones 3D, la dirección vertical se discretiza a través de una malla con sistema coordenado tipo sigma o " $\sigma$ ", donde las capas se dividen proporcionalmente y están limitadas por dos planos, de los cuales uno se aproxima a la superficie libre del agua y el otro a la topografía del fondo.

En cada problema examinado se consideró un intervalo temporal apropiado determinado por el tipo de problema involucrado y estimado con el cálculo del número de Courant-Friedrichs-Lewy

(CFL, Ec.(1)) para no afectar a la calidad de la solución (Delft3D-Flow, 2011).

$$CFL = \frac{\Delta t \sqrt{gH}}{\{\Delta x, \Delta y\}} < 10 \quad (1)$$

$\Delta t$  es el paso de tiempo,  $g$  es la aceleración de gravedad,  $H$  es el tirante medio,  $\{\Delta x, \Delta y\}$  es un valor característico de las dimensiones de la malla en ambas direcciones, comúnmente el valor mínimo. Las tensiones de Reynolds son modeladas usando el concepto de viscosidad turbulenta.

El coeficiente de viscosidad vertical está definido por:

$$\nu_v = \nu_{mol} + \max(\nu_{3D}, \nu_v^{back}) \quad (2)$$

donde  $\nu_{mol}$  se corresponde a la viscosidad cinemática del agua,  $\nu_{3D}$  es la componente de la viscosidad turbulenta en la vertical,  $\nu_v^{back}$  es la "background eddy viscosity" (es un mínimo valor asignado a la contribución turbulenta). El proceso de turbulencia es un proceso de sub-escala de malla por lo que se deberá elegir las ecuaciones necesarias para asegurar el cierre del modelo. En simulaciones con las ecuaciones del método RANS, la redistribución de la cantidad de movimiento debido a la variación vertical de la velocidad horizontal es denotada como dispersión.

En modelos 2D, las aceleraciones verticales son despreciadas en la ecuación de la cantidad de movimiento. Los coeficientes de viscosidad y de difusión de fondo horizontal 2D,  $\nu_H^{back}$  y  $D_H^{back}$  (es un coeficiente de difusión horizontal que debe definir el usuario, introducido para la calibración), deben ser especificados por el usuario en el menú del programa. Adicionalmente, el delft3D, contiene el modelo de turbulencia en 2D denominado HLES.

En modelos 3D, la velocidad vertical es computada desde la ecuación de continuidad. Además la viscosidad turbulenta  $\nu_H$ , esta principalmente asociada a la contribución del movimiento de la turbulencia horizontal y es mayor que la viscosidad turbulenta vertical  $\nu_v$  por la superposición de tres partes:

$$\nu_H = \nu_{SGS} + \nu_v + \nu_H^{back} \quad (3)$$

Una parte debida a la turbulencia horizontal asociada a la sub-escala de malla ( $\nu_{SGS}$ ), otra debida a la turbulencia en 3D ( $\nu_v$ ) y la última debida a la dispersión asociada al método RANS ( $\nu_H^{back}$ ).

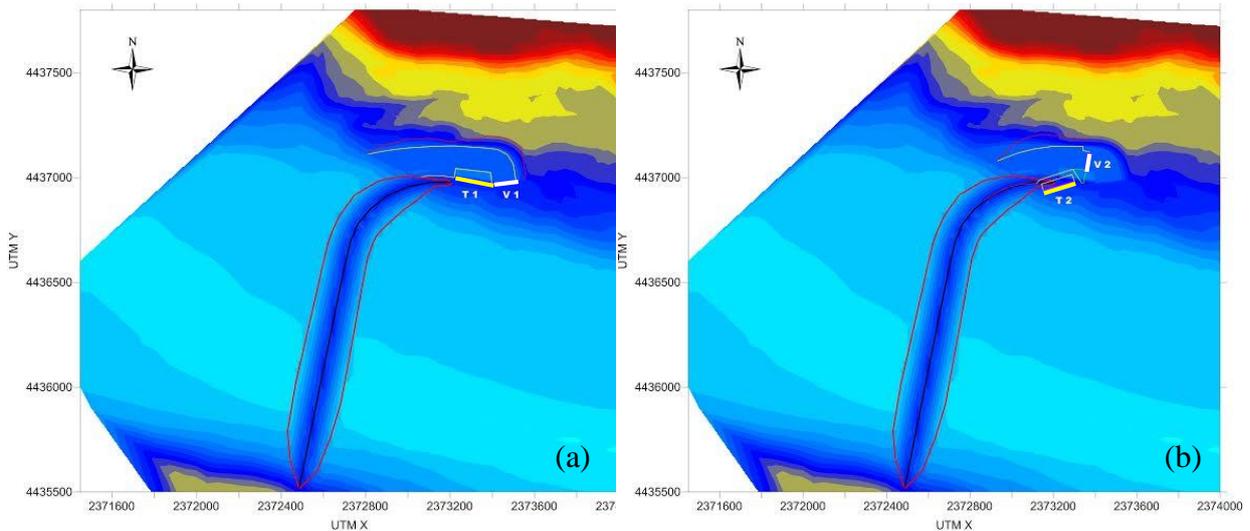
Los modelos de cierre del Delft3D para determinar la viscosidad y la difusión turbulenta (Delft3D-Flow, 2011) son: (i) de coeficientes constantes; (ii) algebraico; (iii)  $k-l$ ; (iv)  $k-\epsilon$ .

### 3.2 Dominios de cálculo

Se construyeron diferentes mallas de cálculo correspondientes a dos situaciones particulares: funcionamiento del vertedero con turbinas cerradas y funcionamiento de las turbinas sin vertedero. Adicionalmente, como se indicó previamente, se realizaron simulaciones para dos diferentes geometrías del canal de acceso y de la disposición de los vertederos y de las turbinas (Geometría G-I y Geometría G-II).

La primera geometría (G-I) está definida por un canal con que conduce el flujo a 8 vertederos de 12 m de vano cada uno (Fig. 3a): dos vertederos centrales a una cota del labio de 178.90 m (que es la cota máxima de la curva media de niveles en el Lago Argentino) y seis vertederos con compuertas, de vanos de 12 m cada uno, a la cota de labio de 172.60 m. La toma para la Central Hidroeléctrica está constituida por una estructura de hormigón de 44 m de altura y 171.00 m de ancho, fundada en roca en donde se encuentra las tomas propiamente dichas que alimentan las tuberías forzadas de 9.00 m de diámetro.

La segunda geometría (G-II) presenta un canal de longitud más reducida, con 6 vertederos frontales (Fig. 3b) con cota del labio a 172.60 m. En G-II también cambia la disposición de los ejes de las turbinas que quedan más orientados hacia el flujo de entrada. La Geometría G-II ha sido diseñada a raíz de los resultados obtenidos con la G-I para mejorar el rendimiento de los vertederos y de las turbinas.



**Figura 3** –Esquema en planta de las geometrías planteadas: (a) G-I con vertederos laterales V1 (línea blanca) y turbinas en la posición T1 (línea en amarillo); (b) G-II con vertederos frontales V1 (línea blanca) y turbinas en la posición T2 (línea en amarillo)

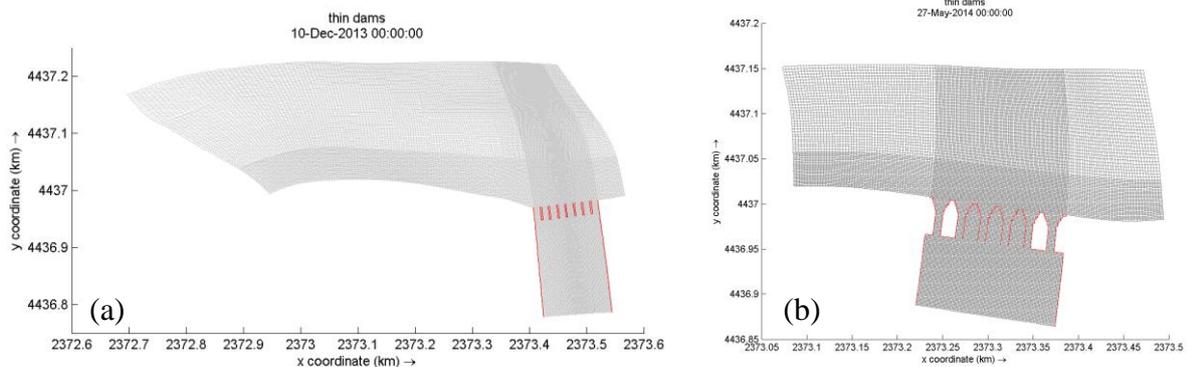
Para estudiar por separado el funcionamiento de los vertederos y de las turbinas, ha sido necesario definir diferentes mallas de cálculo para cada caso específico con el objetivo de poder obtener más detalle de cálculo en la zona de más interés. Las mallas numéricas empleadas han sido las siguientes:

- 1) Geometría G-I: una malla para el estudio del funcionamiento de los vertederos (MG-I-V, Fig. 4a) y una malla para el estudio del funcionamiento de las turbinas (MG-I-T, Fig. 4b)
- 2) Geometría G-II: una malla para el estudio del funcionamiento de los vertederos (MG-II-V, Fig. 5a) y una malla para el estudio del funcionamiento de las turbinas (MG-II-T, Fig. 5b)

En la Tabla 1 se presentan los detalles de cada malla numérica

**Tabla 1** – Detalle de los sitios de análisis

Malla	Nº elementos	$\Delta x$ (min, medio)	$\Delta t$
MG-I-V	27937	1 – 3 (m)	0.01 (min)
MG-I-T	19856	1 – 3 (m)	0.001 (min)
MG-II-V	23141	1 – 3 (m)	0.01 (min)
MG-II-T	16498	1 – 3 (m)	0.001 (min)



**Figura 4** –Mallas de la Geometría G-I: (a) MG-I-V con vertederos; (b) MG-I-T con turbinas

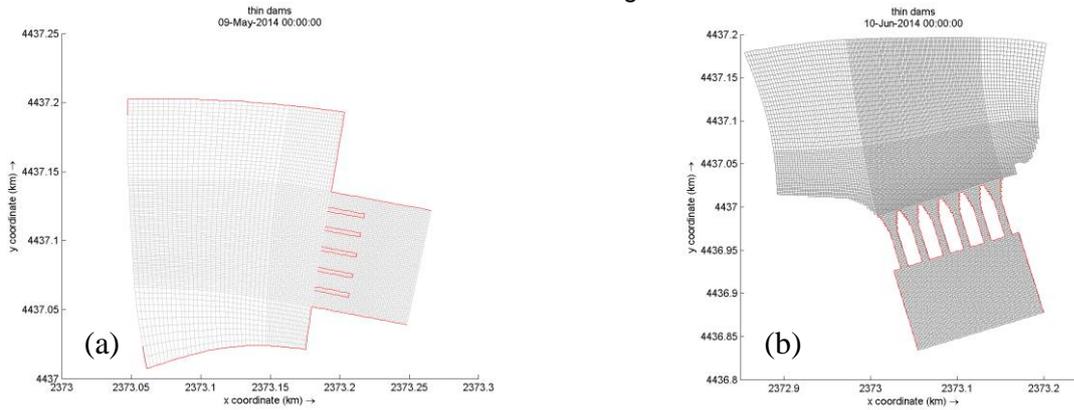


Figura 5 –Mallas de la Geometría G-II: (a) MG-II-V con vertederos; (b) MG-II-T con turbinas

### 3.3 Escenarios

Cabe recordar que el objetivo principal de estas simulaciones es verificar la hidrodinámica en las proximidades del ingreso a los vertederos y las turbinas. No es objeto de este estudio el detalle de la hidrodinámica sobre los vertederos y dentro de las turbinas, en cual caso no sería adecuado el modelo *DELFT3D* y habría que utilizar un modelo del tipo CFD. El modelo utilizado en este estudio es adecuado para evaluar velocidades y niveles en la aproximación del flujo a los elementos vertederos y turbinas, de manera numéricamente eficiente. En efecto, el uso de modelos CFD para este tipo de estudio requiere un esfuerzo computacional muy superior con respecto al uso del modelo en diferencias finitas *DELFT3D*.

En cada simulación se han impuesto caudales entrantes en la condición al contorno aguas arriba y niveles en la condición de borde aguas abajo. En la realidad no se dispone de los valores de niveles aguas abajo. Sin embargo, al tener un tramo de muy fuerte pendiente e instaurándose un régimen de flujo súper crítico en las caídas, el nivel aguas abajo no influye sobre los niveles que se establecen en los vertederos o en el ingreso a las turbinas. En los dos casos, ha sido suficiente imponer un nivel razonable a una distancia adecuada aguas abajo para que en un caso se establezca y se desarrolle el paso a flujo supercrítico sobre los vertederos y no se genere un resalto cerca del vertedero y para que, en el otro caso, el agua ingrese a presión en las turbinas, estableciéndose así la cota correspondiente en el canal de acceso, para un caudal dado.

Las turbinas han sido simuladas mediante el uso de “gates 3D”, un sistema de compuertas a lo largo de toda la longitud de las turbinas que obligan el flujo a mantenerse en presión desde la toma hasta la reincorporación a un flujo a superficie libre. En todos los casos con vertederos se han impuesto caudales de 4100 m<sup>3</sup>/s (correspondiente al caudal por una recurrencia de diez mil años, SSRHN 2013), con las tomas de las turbinas y descargador de fondo cerrados. En los casos con turbinas abiertas se ha impuesto un caudal de 2100 m<sup>3</sup>/s para el funcionamiento de la central solamente, con vertederos y descargador de fondo cerrados. Estos caudales se corresponden con la cota extraordinaria de operación (cuando las cotas están entre 178.9 a 181.66 m).

En la Tabla 2 se muestra un resumen de los escenarios que se presentan en este trabajo.

**Tabla 2** – Detalle de los casos simulados (MG= Malla Geometría; TC=Solo Turbinas; V= Solo Vertederos; T=Solo Turbinas con “Gates”)

Geometría	Caso	Malla	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
G-1	Solo Vertederos 2D	MG-I-V	4100
G-1	Solo Vertederos 3D	MG-I-V	4100
G-1	Solo Turbina 3D	MG-I-T	2100
G-2	Solo Vertederos 2D	MG-II-V	4100
G-2	Solo Vertederos 3D	MG-II-V	4100
G-2	Solo Turbina 3D	MG-II-T	2100

El valor del “n” de Manning ha sido inicialmente uno de los parámetros de calibración. Sin embargo, se trató de preservar un valor de referencia establecido en la bibliografía de 0.015.

El parámetro más influyente sobre la solución hidrodinámica es el coeficiente de viscosidad de remolino horizontal. El valor exacto de este parámetro ( $\nu_H$ ) debería ser calibrado con datos de campo. Este valor debería oscilar entre magnitudes de 1 a 10  $\text{m}^2/\text{s}$ . El valor 1 es un valor recomendado por el manual, y el valor 10 es el valor extremo para estos tamaños de malla. Valores más cercanos a 1  $\text{m}^2/\text{s}$  reducen la mezcla turbulenta y valores cercanos a 10  $\text{m}^2/\text{s}$  aumentan la mezcla turbulenta. En este trabajo se realizaron las simulaciones adoptando los valores extremos.

## 4 RESULTADOS

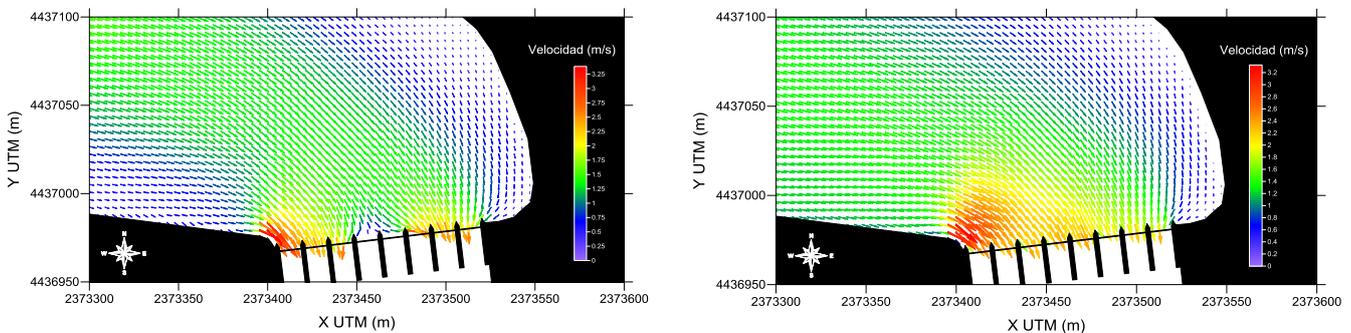
Se presentan los principales resultados de las simulaciones hidrodinámicas diferenciados por las dos geometrías planteadas.

### 4.1 Geometría 1

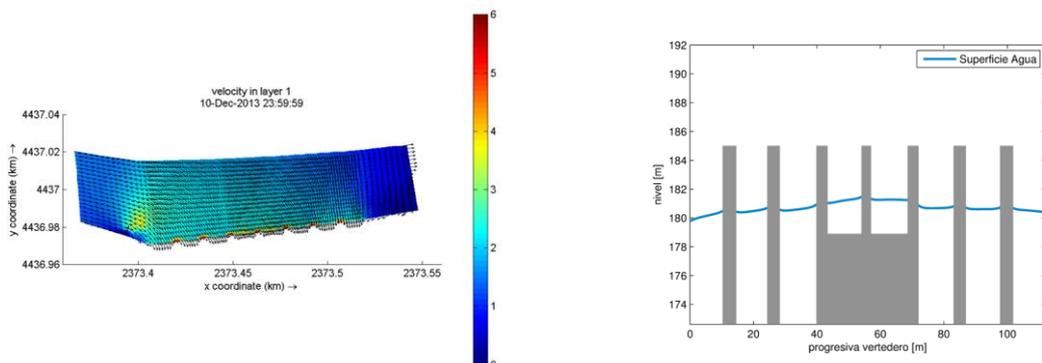
#### Escenario de Flujo sólo a través de Vertedero

En la Fig. 6 se muestran los campos de velocidades promediados en la vertical por valores  $\nu_H=1$  y  $\nu_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Por  $\nu_H=1 \text{ m}^2/\text{s}$  los vertederos centrales no tienen salida de agua mientras que por:  $\nu_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$  el caudal se redistribuye por todos los vanos. Sin embargo, el perfil de niveles en el ingreso al vertedero no es simétrico, presenta una tendencia a acumularse del lado exterior de cada vano y en general es más bajo en promedio en los tres primeros vanos con respecto a los últimos tres. En los 2 vanos centrales más altos el caudal es nulo en el caso  $\nu_H=1 \text{ m}^2/\text{s}$  y muy inferior (aproximadamente un 50% menor)  $\nu_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Es de suponer que ello se debe a la gran llamada de los vertederos laterales.

En la Fig. 7 se muestra un ejemplo de los resultados obtenidos con la modelación 3D en la capa más superficial, utilizando  $\nu_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . En la figura de la derecha se observan los niveles obtenidos sobre el vertedero.



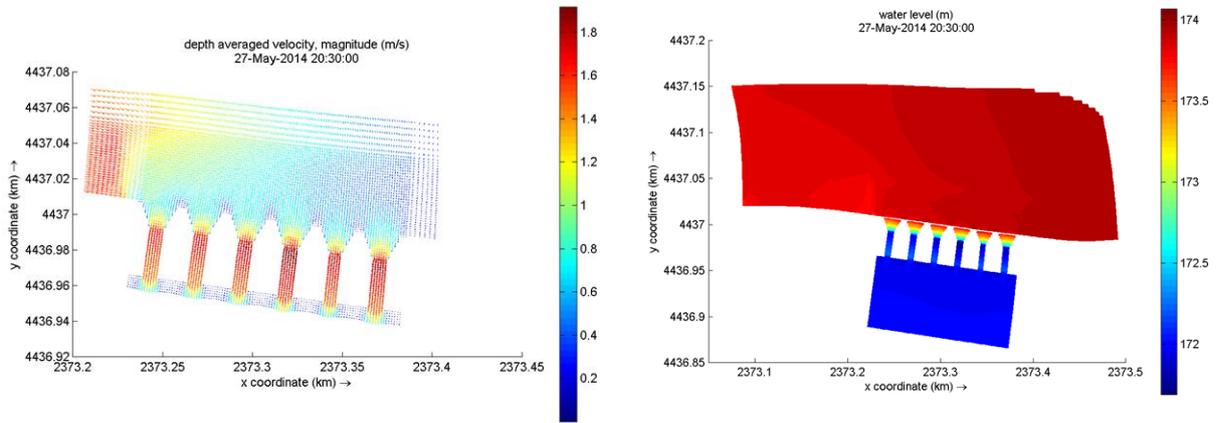
**Figura 6** – Campos de velocidades 2D por 4100  $\text{m}^3/\text{s}$  en los vertederos en condición estacionaria:  $\nu_H=1 \text{ m}^2/\text{s}$  (izquierda);  $\nu_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$  (derecha).



**Figura 7** – Simulación por 4100  $\text{m}^3/\text{s}$  en los vertedero en condición estacionaria:  $\nu_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Campos de velocidades superficiales del modelo 3D (izquierda); niveles resultantes sobre los vertederos (derecha).

Escenario de Flujo sólo a través de la Central

En la Fig. 8 se muestran los resultados de las velocidades promediadas en la vertical y de los niveles, en el caso con  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Se observa que los niveles en proximidad de la entrada a las turbinas no tienen una distribución espacial óptima, en cuanto no es del todo simétrica, presentando diferencias del orden de 0.5 m.

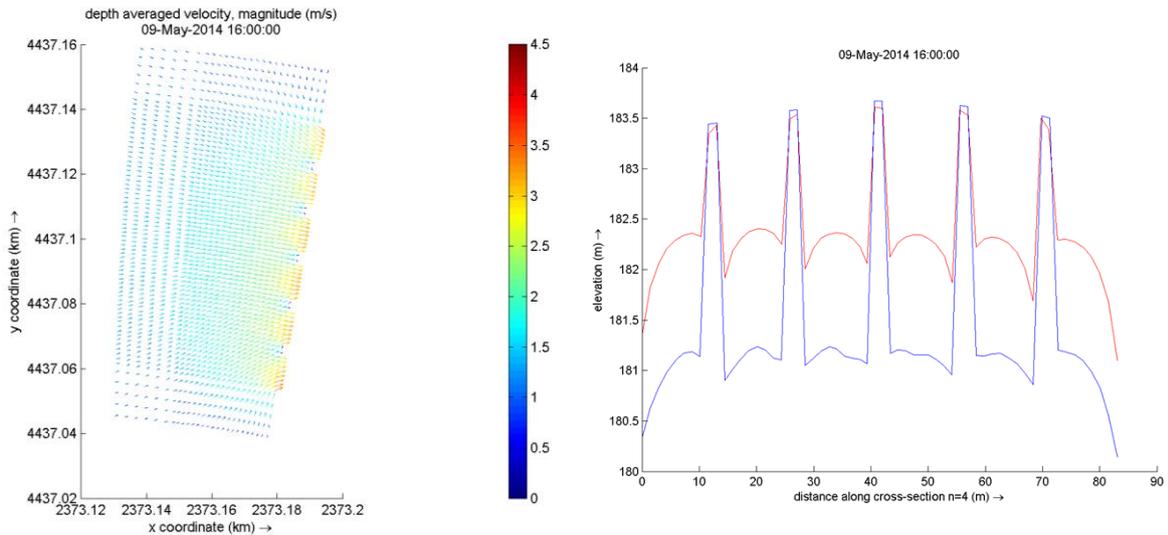


**Figura 8** – Resultados (con solamente las turbinas abiertas) del modelo 3D por  $2100 \text{ m}^3/\text{s}$ , en condición estacionaria:  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Campos de velocidades promediadas en la vertical (izquierda) y niveles (derecha).

**4.2 Geometría 2**

Escenario de Flujo sólo a través de Vertedero

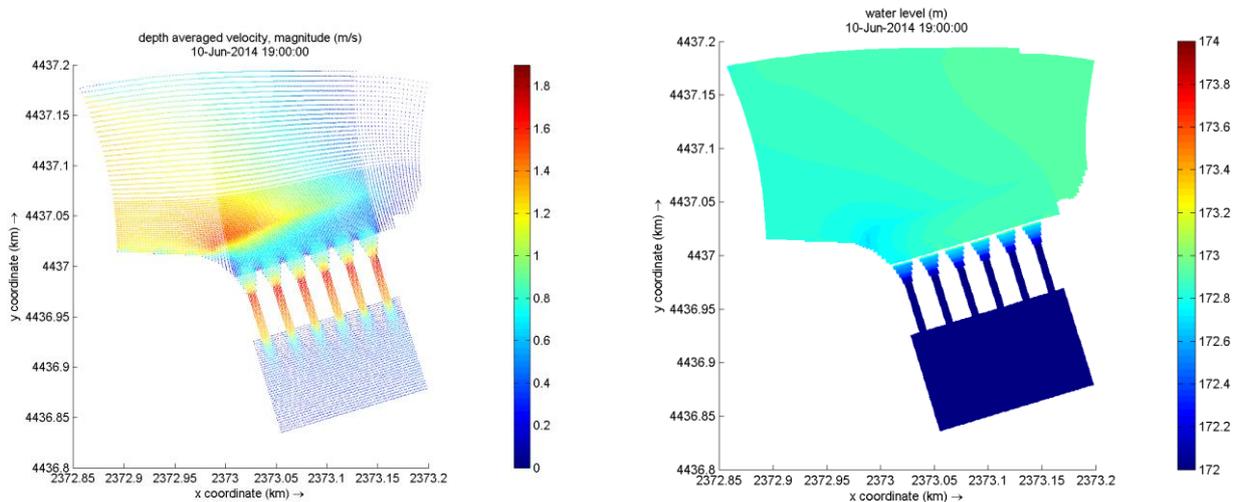
En la Fig. 9 se muestra el campo de velocidades en la entrada a los vertederos y los niveles antes de los vertederos (en color rojo) y sobre ellos (en color azul). Los niveles de entrada son muy uniformes, tanto antes de los vertederos como sobre los mismos. Los niveles máximos son parecidos a los niveles obtenidos con 8 vertederos laterales. Mejora la eficiencia hidráulica con respecto a la G-I



**Figura 9** –Resultados de la simulación 3D con la Geometría 2 por  $4100 \text{ m}^3/\text{s}$  en los vertedero en condición estacionaria y por  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ : campos de velocidades promediado en la vertical a la izquierda; niveles antes de los vertederos (en rojo) y sobre el vertedero (en azul) a la derecha.

Escenario de Flujo sólo a través de la Central

En la Fig. 10 se muestran los resultados de las velocidades promediadas en la vertical y de los niveles, en el caso con  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Se observa que los niveles en proximidad de la entrada son más uniformes que en el caso anterior y del orden de 0.5 m inferiores en condición estacionaria.



**Figura 10** –Campos de velocidades promediadas en la vertical, del modelo 3D por  $2100 \text{ m}^3/\text{s}$  con solamente las turbinas abiertas, en condición estacionaria:  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ .

En la siguiente Tabla 3 se comparan las cotas sobre los vertederos y los valores de los caudales en cada vano para las dos geometrías estudiadas. Se observa que los niveles son ligeramente más altos en el caso con 6 compuertas frontales, pero son más uniformes que en el caso con 8 vertederos laterales.

**Tabla 3** –Valores de niveles, velocidades medias y caudales obtenidos sobre los vertederos para la G-I y la G-II, con  $v_H=10$

Vertederos laterales (G-I)								
	1	2	3	4	5	6	7	8
Cota (m)	180.3	180.8	180.8	181.5	181.5	180.8	180.6	180.4
V (m/s)	6.7	6.7	6.7	7.8	7.8	6.7	6.7	6.7
Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	561	583	605	295	310	561	583	605

Vertederos frontales (G-II)								
	1	2	3	-	-	4	5	6
Cota (m)	181.2	181.2	181.2			181.2	181.2	181.2
V (m/s)	6.5	6.5	6.5			6.5	6.5	6.5
Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	657	658	716			721	659	604

**5 CONCLUSIONES**

Para los casos simulados con el vertedero funcionando (central cerrada), para un caudal de  $4100 \text{ m}^3/\text{s}$ , el perfil de niveles en el ingreso al vertedero no es simétrico, y muestra una tendencia a acumularse del lado exterior de cada vano y en general es más bajo en promedio en los tres primeros vanos con respecto a los últimos tres, con una leve diferencia de entre 0.2 a 0.4 m

En los 2 vanos centrales más altos el caudal resulta despreciable para  $v_H=1 \text{ m}^2/\text{s}$  y muy inferior

con respecto a los laterales (del orden del 50% menos) para  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Es de suponer que ello se debe a la gran 'llamada' de los vertederos laterales.

Al igual que en el caso del vertedero, en la geometría G-I donde funcionan solamente las turbinas, el perfil de niveles en la zona de ingreso a la central hidroeléctrica es asimétrico, en cuanto a su distribución transversal. La implicancia inmediata es la desigual repartición de caudales ingresantes en cada tubería forzada, lo cual tendría influencia en aspectos relativos al desempeño global de la central.

A partir de los resultados, se ha planteado la revisión del diseño en planta y la geometría del canal de aducción, con la finalidad de procurar conseguir una mejor distribución lateral, lo cual ha conducido a definir la geometría 2 (G-II), donde los resultados han mostrado que la eficiencia hidráulica es superior, tanto niveles como caudales, que han mostrado una buena uniformidad.

El valor del parámetro de viscosidad turbulenta horizontal debería ser calibrado con datos de campo, y debería variar entre 1 y  $10 \text{ m}^2/\text{s}$ . Con la G-2, los resultados son muy similares adoptando  $v_H=1 \text{ m}^2/\text{s}$  o  $v_H=10 \text{ m}^2/\text{s}$ , lo cual ofrece más garantías sobre el buen funcionamiento de la G-2 sin necesidad de calibrar el valor del parámetro  $v_H$ . Por su parte, con la G-I los dos valores considerados han evidenciado un cambio notable en la hidrodinámica y en el desempeño de las obras, lo cual incorpora incertidumbre sobre la eficiencia real de las obras.

El valor final de la viscosidad horizontal de torbellinos ("Horizontal Eddy viscosity") para evaluar su incidencia en la capacidad de descarga se deberá calibrar con los Modelos Físicos.

## REFERENCIAS

- DELFT3D-FLOW, 2011. Simulation of multi-dimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments. User Manual. Versión 3.15.
- Uittenbogaard, R. E.; van Kester, J. A. T. M. and Stelling, G. S., 1992. Implementation of three turbulence models in 3D-TRISULA for rectangular grids. *Report Z81*, Delft Hydraulics. The Netherlands.
- SSRHN (2013). Memoria Descriptiva "Aprovechamientos Hidroeléctricos del Río Santa Cruz (Presidente Dr. Néstor Carlos Kirchner y Gobernador Jorge Cepernic)". Buenos Aires, Argentina.