

**DESARROLLO Y APLICACIÓN DE UN MODELO MATEMÁTICO MORFOLÓGICO
CUASI-2D PARA SIMULAR NUMÉRICAMENTE LOS PROCESOS DINÁMICOS DE
EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN EN RÍOS ALUVIALES**

Pedro A. Basile y Gerardo A. Riccardi

CURIHAM - FCEIA - UNR

RESUMEN

En el presente trabajo se describe el desarrollo y la posterior aplicación de un modelo morfológico cuasi-2D que permite simular numéricamente los procesos dinámicos de erosión y sedimentación en ríos aluviales. El modelo se basa en el esquema de celdas interconectadas, adoptando una aproximación de onda difusiva para las ecuaciones de cantidad de movimiento de la fase líquida en dos direcciones, admitiendo además la esquematización del campo de flujo en tubos de corriente. Para la fase sólida se plantea la continuidad de sedimentos en dos direcciones y se utilizan las ecuaciones de transporte de Engelund y Hansen (1967) y Van Rijn (1984a,b). El modelo es aplicado en el Río Paraná a los efectos de analizar los procesos de sedimentación del canal de acceso a un puerto localizado en el Km 452 de la ruta de navegación de dicho río. Los resultados obtenidos en las etapas de calibración, validación y explotación del modelo son ampliamente satisfactorios, constituyendo el mismo una herramienta idónea para el estudio de los fenómenos de erosión y sedimentación en cauces aluviales caracterizados por sedimentos relativamente uniformes.

1. INTRODUCCIÓN

A partir del original trabajo de M. De Vries (1959, 1965, 1969) han sido numerosos los modelos matemáticos morfológicos unidimensionales desarrollados y utilizados para el estudio de los procesos de erosión y sedimentación en ríos aluviales. Dichos procesos, inducidos por eventos hidrológicos naturales, pueden ser ulteriormente magnificados por acciones de intervención antrópica en los cauces fluviales. Desde la introducción del concepto de capa activa o de mezcla (Hirano, 1971) y en base a las sucesivas investigaciones relacionadas con el transporte de sedimentos con granulometrías extendidas, los modelos morfológicos unidimensionales han expandido sus potencialidades, permitiendo simular además los cambios espacio-temporales que experimenta la composición granulométrica de los sedimentos del lecho (Ribberink, 1987; Armanini y Di Silvio, 1988; Basile y Di Silvio, 1994, Basile y Peviani, 1996).

En la última década un relevante esfuerzo ha sido realizado para el estudio de las problemáticas asociadas con el transporte de sedimentos en dos direcciones. En efecto, han sido efectuados estudios experimentales y numéricos tendientes a analizar principalmente la influencia de los gradientes transversales del fondo sobre la dirección del transporte y de los respectivos cambios morfológicos (Talmon, 1991; Sekine y Parker, 1992; Talmon, 1995). La extensión de las técnicas computacionales a fondo móvil para contemplar situaciones de bidimensionalidad han conducido al desarrollo de modelos morfológicos 2D-H completos (Olesen, 1987; Spasojevic, 1988; Menéndez, 1994) y cuasi-2D basados en el concepto de tubos de corriente (Domínguez, 1994; Darby y Thorne, 1996; Lee, 1997). Una alternativa

atractiva de modelación consiste en la representación cuasi-2D del campo de flujo, a través de celdas interconectadas mediante leyes de descarga (Cunge, 1980; Riccardi, 1992), acoplado con el transporte de sedimentos y los correspondientes cambios morfológicos.

En el presente trabajo ha sido desarrollado y posteriormente aplicado un modelo morfológico cuasi-2D. Con respecto a la fase líquida, el modelo se basa en el esquema de celdas interconectadas, adoptando una aproximación de onda difusiva para las ecuaciones de cantidad de movimiento en dos direcciones, admitiendo además la esquematización del campo de flujo en tubos de corriente. Los mismos se obtienen mediante la aplicación de un submodelo hidrodinámico 2D-H completo (Riccardi, 1994) que interactúa con el modelo morfológico cuasi-2D en forma desacoplada. Para la fase sólida se plantea la continuidad de sedimentos en dos direcciones y se utilizan las ecuaciones de transporte de Engelund y Hansen (1967) y Van Rijn (1984a,b,c). El modelo ha sido aplicado a los efectos de analizar los procesos de sedimentación del canal de acceso a un puerto localizado en el Km 452 de la ruta de navegación del Río Paraná. La modelación comprendió la implementación del modelo en el área de estudio, la sucesiva calibración y validación en función de la información hidromorfo-sedimentológica existente y finalmente la explotación del modelo para la generación de los resultados referidos al pronóstico de procesos hidromorfológicos esperables ante determinadas acciones antrópicas de dragado y bajo diferentes condiciones naturales de flujo.

2. MODELO MATEMÁTICO MORFOLÓGICO CUASI-2D

2.1 Ecuaciones gobernantes

- **Fase líquida:**

El modelo representa la hidrodinámica en forma simplificada mediante el planteo del esquema de celdas interconectadas. La ecuación de continuidad puede ser expresada de la siguiente manera:

$$As_{i,k} \frac{dz_{i,k}}{dt} = Q_i(z_{i,k}; z_{i+1,k}) + Q_k(z_{i,k}; z_{i,k+1}) - Q_{i-1}(z_{i-1,k}; z_{i,k}) - Q_{k-1}(z_{i,k-1}; z_{i,k}) \quad (1)$$

donde: t es la coordenada temporal, $z_{i,k}$ es el nivel hídrico en la celda i,k , $As_{i,k}$ es el área superficial de la celda y Q_i , Q_k , Q_{i-1} , Q_{k-1} son los caudales líquidos intercambiados entre las celdas adyacentes.

Considerando una aproximación de onda difusiva, las ecuaciones de cantidad de movimiento en dos direcciones pueden ser expresadas como:

$$\frac{\partial z_{i,k}}{\partial x} + \eta^2 \frac{(Q_i/At_i) \sqrt{(Q_i/At_i)^2 + (Q_k/At_k)^2}}{h_{i,k}^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial z_{i,k}}{\partial y} + \eta^2 \frac{(Q_k/At_k) \sqrt{(Q_i/At_i)^2 + (Q_k/At_k)^2}}{h_{i,k}^{4/3}} = 0 \quad (3)$$

donde $h_{i,k}$ es la profundidad de la corriente hídrica, η es el coeficiente de Manning, Q_i , Q_k , At_i , At_k son los caudales y las áreas transversales en las direcciones x e y respectivamente.

• **Fase sólida**

La ecuación de continuidad de sedimentos contempla el balance sólido en dos direcciones desagregado en fondo y suspensión. La ecuación de continuidad para los sedimentos transportados por el fondo es:

$$\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + \varphi_b = 0 \quad (4)$$

donde q_{bx} y q_{by} son los transportes de fondo volumétricos por unidad de ancho en la dirección longitudinal x y transversal y respectivamente y φ_b es la tasa de erosión/sedimentación asociada al transporte de fondo.

La ecuación de continuidad para los sedimentos en suspensión considera el almacenamiento de los mismos en el seno de la corriente hídrica:

$$\frac{\partial}{\partial t} (C_s h) + \frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} + \varphi_s = 0 \quad (5)$$

donde q_{sx} , q_{sy} , son los transportes en suspensión volumétricos por unidad de ancho en la dirección x e y respectivamente y φ_s es la tasa de erosión/sedimentación asociada al transporte en suspensión.

Los cambios temporales de la cota del fondo, z_b , se expresan a través de la sumatoria de las respectivas tasas de erosión/sedimentación:

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} = \varphi_b + \varphi_s \quad (6)$$

donde p es la porosidad del sedimento.

El transporte sólido volumétrico total por unidad de ancho en la dirección longitudinal se calcula en función de los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos locales mediante la ecuación de Engelund y Hansen (1967):

$$q_{tx} = 0.05 \frac{u^2 h^{3/2} S_f^{3/2}}{(s-1)^2 g^{1/2} d_{50}} \quad (7)$$

donde s es la gravedad específica del sedimento, g es la aceleración de la gravedad, d_{50} es el diámetro para el cual el 50% de los sedimentos presentes en el fondo es más fino y S_f es la pendiente de fricción.

El transporte sólido total longitudinal es dividido en fondo y suspensión mediante la aplicación de la relación de transportes de Van Rijn (1984c):

$$q_{bx} = \left(\frac{RT}{1+RT} \right) q_{tx} \quad (8)$$

$$q_{sx} = \left(\frac{1}{1+RT} \right) q_{tx} \quad (9)$$

donde la relación de transportes, RT , es expresada como:

$$RT = \frac{5}{12} \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.2} \left\{ d_{50} \left[\frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{1/3} \right\}^{0.6} \quad (10)$$

en la ecuación (10) el término entre llaves representa el diámetro adimensional referido al d_{50} y ν es la viscosidad cinemática. El modelo permite además utilizar la formulación simplificada de Van Rijn (1984a,b) para calcular directamente el transporte de fondo y en suspensión en la dirección longitudinal. En éste caso las ecuaciones (7), (8), (9) y (10) no son necesarias y por lo tanto las mismas son reemplazadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{bx} = 0.005 u h \left[\frac{u - u_{cr}}{\sqrt{(s-1)g d_{50}}} \right]^{2.4} \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{1.2} \quad (11)$$

$$q_{sx} = 0.012 u h \left[\frac{u - u_{cr}}{\sqrt{(s-1)g d_{50}}} \right]^{2.4} \left(\frac{d_{50}}{h} \right) D_*^{-0.6} \quad (12)$$

donde u_{cr} es la velocidad media crítica para el inicio del movimiento de las partículas que conforman el lecho, la cual se obtiene a través de la curva de Shields (Van Rijn, 1984a) y D_* es el diámetro adimensional referido al d_{50} .

El transporte sólido lateral de fondo es generado por el arrastre gravitacional del correspondiente transporte longitudinal, asumiendo una relación lineal entre el flujo lateral de sedimentos y el gradiente transversal del fondo:

$$q_{by} = \frac{q_{bx}}{\mu} \frac{\partial z_b}{\partial y} \quad (13)$$

donde μ es el coeficiente de fricción dinámica de Coulomb. El transporte sólido lateral en suspensión es generado por el mecanismo de difusión turbulenta y puede ser expresado mediante la siguiente ecuación:

$$q_{sy} = \varepsilon_y \frac{\partial (q_{sx}/u)}{\partial y} \quad (14)$$

donde $\varepsilon_y = 0.13 u_* h$, es el coeficiente de difusión turbulenta transversal (Darby et al., 1996).

2.2 Resolución numérica, condiciones iniciales y al contorno

El sistema de ecuaciones (1)-(6) se resuelve mediante aproximaciones en diferencias finitas utilizando un algoritmo matricial implícito en niveles hídricos y explícito en caudales líquidos y cotas de fondo. Las condiciones iniciales están representadas por las características hidro-morfo-sedimentológicas del cauce. Las condiciones de borde necesarias para la fase líquida son determinadas por el hidrograma entrante en el contorno aguas arriba y ley altura-caudal en el contorno aguas abajo. Para la fase sólida la condición de borde aguas arriba es determinada por el sedimentograma entrante. Ambas márgenes del río son representadas por contornos rígidos.

3. APLICACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO EN EL RÍO PARANÁ

El modelo descrito precedentemente ha sido aplicado en el Río Paraná, específicamente en el tramo comprendido entre las progresivas Km 449 y Km 455 de la ruta de navegación, (ver Figura 1). Sobre la margen derecha de dicho tramo se encuentran instalaciones portuarias, actualmente conectadas con el canal navegable principal a través de canales de acceso. Los mismos han sido construidos como consecuencia del importante proceso de sedimentación y la consiguiente disminución de las profundidades náuticas

disponibles en la zona de operación de barcos. El objetivo de la aplicación fue analizar la respuesta morfológica del canal de acceso al puerto localizado en el Km 452, considerando sus actuales condiciones como así también dragados a distintas profundidades.

A los efectos de contar con las características hidráulicas, morfológicas y sedimentológicas del tramo se realizó una campaña de mediciones en Julio de 1997, efectuada por la empresa EVARSA, la cual consistió en el relevamiento topobatimétrico, la medición de perfiles de velocidades, la ejecución de corridas de flotadores, la extracción de muestras del material del lecho con el correspondiente análisis granulométrico y la medición de concentraciones de sedimentos en suspensión discriminadas en carga foránea y carga de material del lecho. Paralelamente se realizó una exhaustiva recopilación de información existente, en particular, series de niveles hidrométricos en Puerto San Martín, topobatimetrías históricas del tramo, serie de caudales líquidos correspondientes a la Estación Timbúes, etc.

3.1 Implementación del modelo en el tramo

En todas las fases involucradas en la modelación, es decir, calibración, validación y explotación, se utilizó el submodelo hidrodinámico 2D-H completo para determinar la configuración de los tubos de corriente en la zona cercana a la margen derecha donde se estudió la evolución morfológica del fondo. El modelo fue implementado en un tramo de 5500 m de longitud y la zona estudiada mediante la hipótesis de tubos de corriente comprendió un ancho, contado a partir de la margen derecha, variable entre 350 y 700 m según su ubicación planimétrica. En las etapas de calibración y validación se consideraron 5 tubos de corriente, a los cuales les correspondía 1/24 parte del caudal total circulante por el tramo. En el caso de la explotación del modelo, a los efectos de mejorar el grado de detalle, los dos tubos cercanos a la margen derecha se subdividieron en dos, totalizando por lo tanto 7 tubos de corriente.

Cada uno de los tubos se dividió en celdas de 150 m de largo cada una. Según las hipótesis de flujo consideradas el intercambio de caudal líquido solo se producía entre celdas de un mismo tubo, en tanto que el intercambio de caudal sólido se simuló mediante transporte de fondo y en suspensión tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal. El hidrograma entrante y la ley altura-caudal en el borde aguas abajo se determinaron a partir de los aforos realizados por la empresa EVARSA en la denominada Estación Timbúes. Las muestras de fondo permitieron definir las granulometrías de los materiales del lecho, adoptándose un $d_{50}=0.3$ mm para caracterizar la totalidad del tramo.

3.2 Calibración del modelo

En función de las topobatimetrías existentes de todo el tramo correspondientes a los años 1983 y 1985, se procedió a la calibración del modelo en ese período. En base a los datos elaborados, respecto a perfiles de velocidades, caudales aforados en secciones cercanas, etc., pudo definirse el valor del coeficiente de Manning en un rango variable entre 0,027 y 0,032 para el tramo en estudio. Se analizaron ambas formulaciones de transporte de sedimentos, es decir Van Rijn y Engelund & Hansen. Los coeficientes en las fórmulas de Van Rijn que proporcionaron la mejor aproximación con los datos medidos fueron de 0.003 y 0.08, para fondo y suspensión respectivamente. Mientras el coeficiente en la ecuación de Engelund & Hansen fue de 0.045.

En las Figuras 1 y 2 se presentan las topobatimetrías relevadas en los años 1983 y 1985 conjuntamente con las trazas de los tubos de corriente. En la Figura 4 se presentan los perfiles longitudinales del fondo relevados y calculados, correspondientes a los tubos 1 y 3 respectivamente. El error relativo expresado en términos de balance de volúmenes sólidos sedimentados por cada celda fue de $\pm 20\%$, computándose las mayores diferencias en zonas que no involucran el canal de acceso al puerto. Si consideramos solamente la zona del actual canal de acceso el rango de error se reduce a $\pm 10\%$. Este nivel de aproximación fue considerado aceptable a los fines de la presente aplicación.

3.3 Validación del modelo

Debido a que entre los años 1985 y 1997 no existen relevamientos topobatimétricos de la totalidad del tramo, no se pudieron realizar validaciones de la calibración en toda el área de estudio. Sin embargo existe una importante cantidad de información acerca de batimetrías parciales de la zona de los muelles, lo que permitió reproducir múltiples períodos temporales en áreas parciales. El nivel de aproximación de balance de volúmenes y tasas de sedimentación fue similar al registrado en la calibración.

Una validación de importancia es la que se realizó a partir del dragado efectuado por una empresa cerealera en su canal de acceso a puerto en marzo de 1997. Aguas arriba del muelle se ejecutó una trinchera para interceptar y favorecer la deposición de sedimentos en un área de aproximadamente $(300 \times 200) \text{ m}^2$, fuera de la zona de operación de barcos. Según mediciones realizadas por la Dirección Nacional de Puertos y Vías Navegables en el término de 5 meses, desde fines de marzo a fines de agosto de 1997, en dicha zona se produjo un proceso de sedimentación con una tasa promedio de 1 m/mes. Mediante la utilización del modelo pudo computarse una tasa promedio entre 0,94 a 0,98 m/mes en el período de 5 meses ya mencionado. En la Figura 5 se presenta la evolución temporal del fondo en dos celdas de la trinchera pertenecientes a los tubos 2 y 3, de acuerdo a la discretización espacial del año 1997. Se observan claramente valores iniciales elevados de la tasa de sedimentación para el primer mes (1,5 y 1,65 m/mes), para posteriormente ir decreciendo a valores entre 0,60 a 0,70 m/mes en el último mes, componiendo un promedio global para los 5 meses cercano a 1,0 m/mes.

3.4 Explotación del modelo

La explotación del modelo consistió en analizar la evolución morfológica del canal de acceso para dos situaciones diferentes: con la configuración planialtimétrica actual del fondo y suponiendo un caso hipotético de dragado inicial a 26 pies respecto al nivel de referencia NR= + 2,50 m (Basile P.A., Riccardi G.A. et al., 1997). Esto último implica una cota de fondo inicial de -5.50 m, respecto al cero del Hidrómetro de Puerto San Martín, a lo largo de la traza del actual canal de acceso a puerto. La traza del canal considerado coincidió aproximadamente con la ubicación del canal existente, asumiéndose un ancho de 100 m. El volumen inicial de sedimentos a extraer para el dragado supuesto es aproximadamente de 300000 m^3 . Para cada una de las situaciones planteadas se consideraron además distintas alternativas de caudales del río Paraná. Específicamente se analizó la respuesta morfológica de ese canal, para ambas situaciones, ante una crecida producida en un año máximo, en un año típico y en un año crítico.

El año máximo fue definido como el año de mayores caudales medios mensuales y de mayor permanencia, tras lo cual surgió como año máximo la serie de caudales del año 1983.

El año típico corresponde al hidrograma histórico registrado que presenta el menor desvío respecto al año medio estadístico de la serie 1967-1996. Con tal definición surgió como típico el año 1994. El año crítico fue definido como el año de menores valores de caudales medios mensuales, y menor permanencia y correspondió con la serie de caudales del año 1975.

La topobatimetría de inicio de las simulaciones fue la del año 1997 y se presenta en la Figura 3 conjuntamente con la conformación de los 7 tubos de corriente. En cada uno de los 4 tubos cercanos a la margen derecha del río el caudal fue 1/48 del total circulante y en los tres externos de 1/24 del total. En cada alternativa de flujo simulada se evaluó la evolución morfológica del fondo del canal, su combinación con la evolución de cota de superficie de agua, el volumen total de sedimentación durante el año analizado y se especificó el análisis en la zona crítica del canal.

3.4.1 Volúmenes de sedimentación

Los volúmenes anuales depositados en el canal de acceso, en la situación actual, fueron estimados en 180000, 87500 y 71600 m³, para el año máximo, típico y crítico respectivamente. Mientras que en la condición de dragado supuesta los mismos se estimaron en 441000, 189000 y 135000 m³. Estos valores representan el volumen de sedimentos anual in situ a extraer para restablecer las condiciones iniciales. Es decir, en el caso de dragado supuesto, para asegurar profundidades náuticas a lo largo del canal de 26 pies respecto al nivel de referencia NR=+2.5 m. Como cabe esperar, los mayores cambios morfológicos se asocian a caudales elevados y de permanencia sostenida (año máximo).

3.4.2 Análisis en la zona crítica del canal

En las simulaciones numéricas la zona del canal con mayor sedimentación y más alta tasa de deposición se localizó aproximadamente 700 m aguas arriba del muelle, en correspondencia del canal norte. A modo de ejemplo en la Figura 6 se presenta, para el año típico, la evolución temporal del fondo, de los niveles hídricos y de la profundidad náutica en correspondencia de la zona crítica, considerando la situación actual del canal y la condición de dragado supuesta.

4. CONCLUSIONES

El modelo propuesto resulta apropiado para simular los procesos dinámicos de erosión y sedimentación en ríos aluviales caracterizados por lechos de sedimentos relativamente uniformes. Los resultados obtenidos en las etapas de calibración, validación y explotación del modelo son ampliamente satisfactorios, constituyendo el mismo una herramienta idónea para el estudio de la evolución morfológica de cauces aluviales. En particular, las simulaciones numéricas efectuadas durante la explotación han permitido estimar los volúmenes de sedimentos depositados en el actual canal de acceso para diferentes condiciones de flujo, considerando la situación actual como así también un dragado hipotético a 26 pies respecto al nivel de referencia. En términos generales puede señalarse que la diferencia esencial entre las variantes bajo situación actual y en condiciones de dragado supuestas se circunscriben a los primeros seis meses de simulación, alcanzándose al final del período cotas del fondo similares en la zona crítica del canal norte. Esto implica que una vez realizado el dragado de construcción deberían realizarse dragados de mantenimiento, preferentemente en correspondencia de fechas cercanas a los períodos de aguas bajas.

5. BIBLIOGRAFIA

- Armanini, A. y Di Silvio, G. (1988), *A one-dimensional Model for the Transport of Sediment Mixture in Non-equilibrium Condition*, J. Hydr. Research, IAHR, Vol. 26, N. 3, pp.275-292.
- Basile, P.A. y Di Silvio, G. (1994), *Interception and Release of Sediments by Permeable Check-Dams*, Proc. IAHR Workshop on Flood and Inundations Related to Earth Movements, pp.C3.1-C3.17, Trento, Italia.
- Basile, P.A. y Peviani, M. (1996), *Morphodynamic mathematical model for non-uniform grain-size sediments: An application to the exceptional flood event of 1987 in the Mallero river (Italy)*, Proc. IV Workshop FRIMAR, BG, Italia.
- Basile, P.A. , Riccardi G.A., Navarro R. , Portapila M. y Zimmermann E.D. (1997), *Estudio y Proyecto de la Obra de Dragado de Acceso al Puerto de Pasa S.A.* , Informe Final Convenio PASA S.A.-FCEIA
- Cunge, J.A.; Holly, F.M. y Verwey, A. (1980); *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman Publishing Limited, Londres.
- Darby, S.E. y Thorne, C.R. (1996), *Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sand-bed rivers I: Model development*, J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 122, N. 4, pp.184-193.
- Domínguez, C. et al. (1994), *Modelo numérico cuasi-bidimensional para simular el escurrimiento en pequeños estuarios*, Proc. XVI Congreso Lat. de Hidráulica, IAHR, Santiago, Chile, pp. 121-132.
- Engelund, F. y Hansen, A. (1967), *A monograph on sediment transport in alluvial streams*, Tech. Univ. of Denmark.
- Hirano, M. (1971); *River Bed Degradation with Armouring*. Transactions of JSCE, Vol. 3, Part 2, pp.194-195.
- Lee, H.Y.; Hsieh, H.M. et al. (1997), *Quasi-Two-Dimensional Simulation of Scour and Deposition in Alluvial Channels*, J. Hydr. Engrg, ASCE, Vol. 123, N. 7, pp.600-609.
- Menéndez, A. N. (1994), *Modelos de transporte de sedimentos y erosión/sedimentación del fondo*, Proc. XVI Congreso Lat. de Hidráulica, IAHR, Santiago, Chile, pp. 277-288.
- Olesen, K.W. (1987); *Bed topography in shallow river bends*. Communications on Hydr. and Geotechnical Engrg., Report N. 87-1, Delft Univ. of Technology, Holanda.
- Ribberink, J.S. (1987); *Mathematical modelling of one-dimensional morphological changes in rivers with non-uniform sediment*. Communic. on Hydr. and Geotech. Engrg., Report 87-2, Delft Univ. of Tech., Holanda.
- Riccardi, G. (1992), *Un Modelo Matemático Cuasi-Bidimensional de Celdas para escurrimientos cuasi-dinámicos*, Proc. XV Congreso Lat. de Hidráulica, IAHR, Cartagena, Colombia.
- Riccardi, G. (1994), *Modelación Matemática Bidimensional en Problemas de Hidráulica Fluvial*, Proc. XVI Congreso Lat. de Hidráulica, IAHR, Santiago, Chile.
- Rijn, L. C. Van (1984a), *Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport*, J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, N. 10, pp.1431-1456.
- Rijn, L. C. Van (1984b), *Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport*, J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, N. 11, pp.1613-1641.
- Rijn, L. C. Van (1984c), *Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness*, J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, N. 12, pp.1733-1754.
- Sekine , M. y Parker, G. (1992), *Bed load transport on transverse slope*, J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 118, N. 10, pp.513-535.
- Spasojevic, M. y Holly, F.M. (1988), *Numerical simulation of two dimensional deposition and erosion patterns in alluvial water bodies*, IIHR Report N. 149, Univ. of Iowa, USA.
- Talmon, A.M. et al. (1995), *Laboratory measurements of the direction of sediment transport on transverse alluvial-bed slopes*, J. Hydr. Research, IAHR, Vol. 33, N. 4, pp.495-517.
- Talmon, A.M. y J. De Graaff (1991), *Bed-levelling experiments with suspended load*, Delft Univ. of Technology, Department of Civil Engrg, Report 14-91.
- Vries, M. De (1959); *Transients in Bed-Load Transport*, Publ. interna R.3, Delft Hydr. Laboratory, Holanda.
- Vries, M. De (1965); *Considerations about non-steady bed load transport in open channels*, Proc. Congreso del IAHR, Leningrado.
- Vries, M. De (1969); *Solving river problems by hydraulic and mathematical models*, Publ. interna N. 76 II, Delft Hydraulic Laboratory, Holanda.

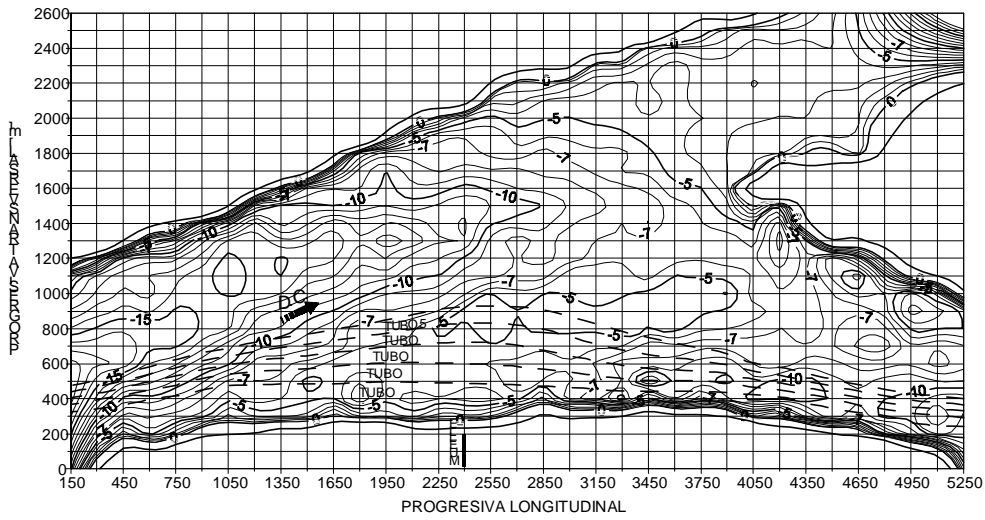


Figura 1. Topobatemetría 1983 y Configuración de tubos de corriente

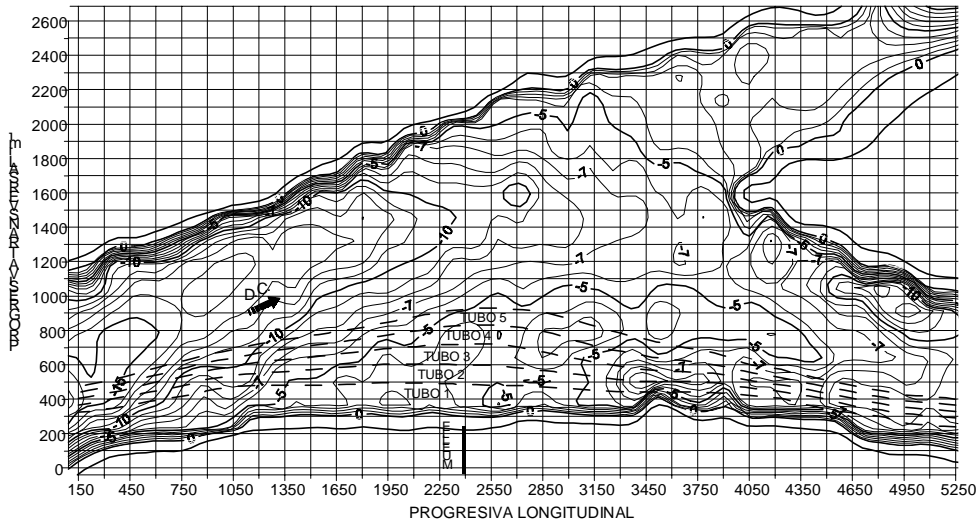


Figura 2. Topobatemetría 1985 y Configuración de tubos de corriente

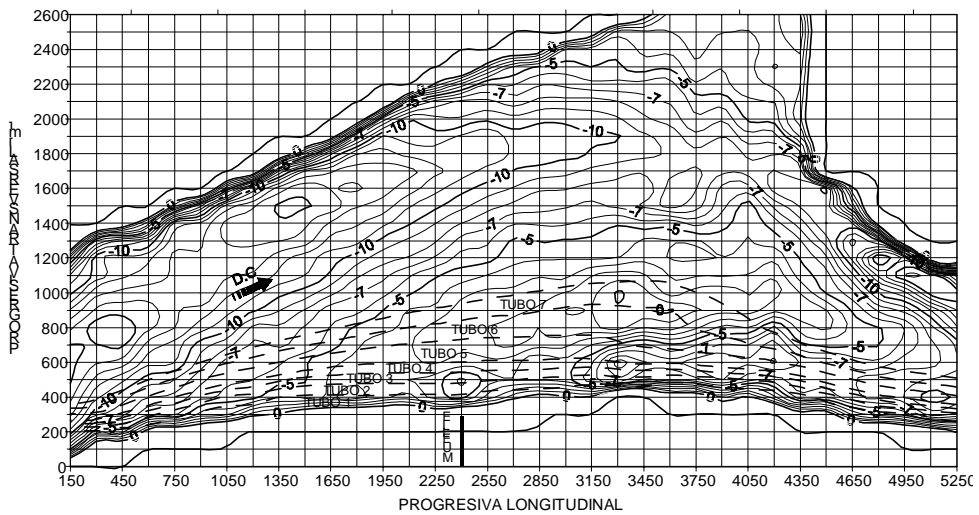


Figura 3. Topobatemetría 1997 y Configuración de tubos de corriente

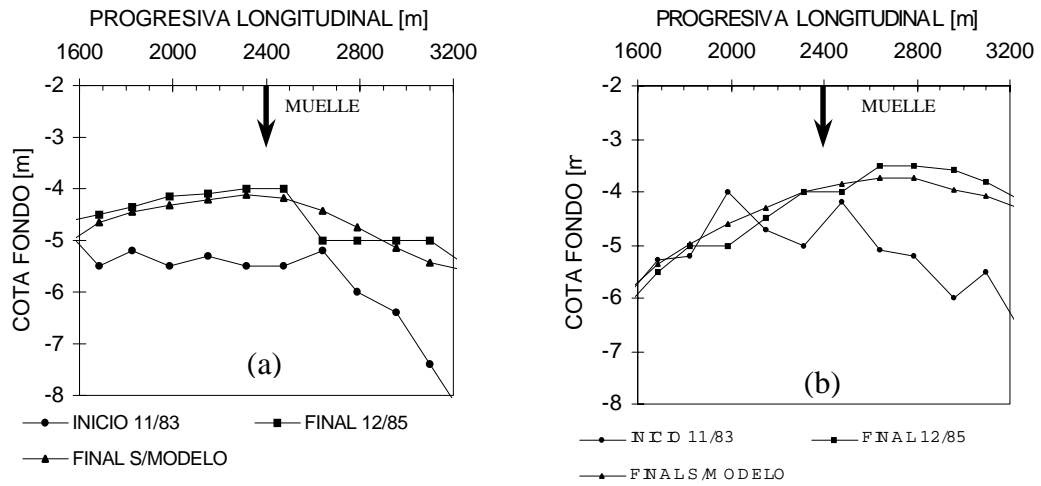


Figura 4. Comparación cota de fondo observada y calculada. (a) Tubo 1 (b) Tubo 3

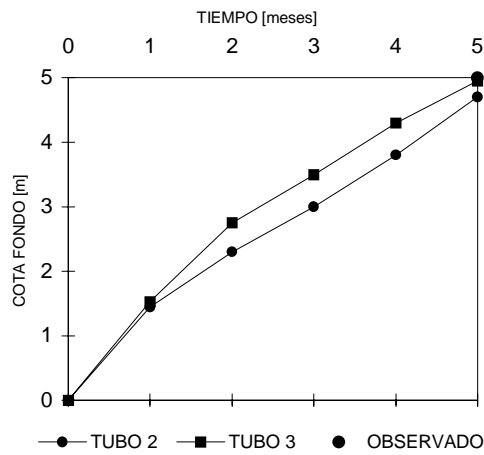


Figura 5. Evolución temporal cota de fondo

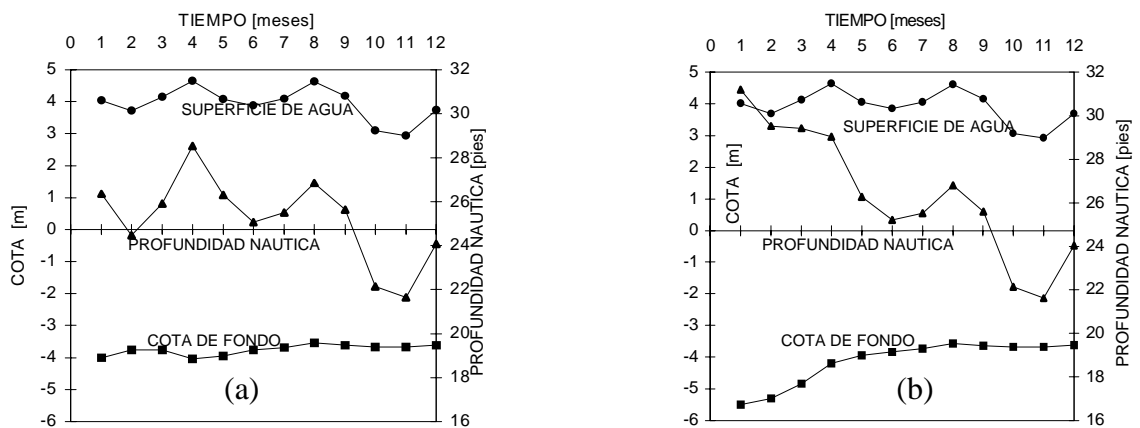


Figura 6. Evolución temporal de cota de fondo, nivel hídrico y profundidad náutica en zona crítica para año típico. (a) Sin dragar (b) Dragado a cota -5.50 m