

# Un Modelo Hidrodinámico del Canal del Dique y su Sistema Lagunar

SERGUEI A. LONIN<sup>1</sup>

## RESUMEN

Se presenta la formulación de un modelo hidrodinámico para el sistema del Canal del Dique. El modelo sirve como base para la modelación de la calidad de las aguas en el canal y su sistema de ciénagas. Se muestran algunos resultados de pre-calibración del modelo, se estima la influencia de los caños hacia la Bahía de Barbacoas en el comportamiento hídrico del canal. Se presentan los cálculos de distribución de sólidos suspendidos y transparencia a lo largo del canal.

## ABSTRACT

The formulation of a hydrodynamic model for the Dique channel system is presented. The model serves as the base for the water quality modeling in the channel and its lagunar system. Some results of model pre-calibration are shown, the influence of the channel branches toward the Barbacoas Bay on the hydraulic behavior of the channel is estimated. The modeled distributions

of suspended material and transparency along the channel are presented.

## INTRODUCCIÓN

El Centro de Investigaciones Oceanográficas e Hidrográficas dentro de las actividades de modelación numérica realizó un estudio, basado en los modelos matemáticos para el cálculo de la calidad de las aguas del Canal del Dique, su sistema lagunar y las bahías de Cartagena y Barbacoas. Las últimas son receptoras de las aguas del canal y sufren la influencia directa del aporte de diferentes tipos de contaminantes. El resultado de este trabajo deberá facilitar la simulación de las condiciones actuales, así como el propósito de compararlas con las que ocurren bajo la construcción de una u otra obra de mejoramiento del estado ecológico de todo el sistema.

El sistema matemático creado está compuesto por los modelos numéricos - hidrodinámicos y

químico - biológicos. Desde el punto de vista de la calidad de aguas, la última parte se divide en dos: modelos de eutroficación y de autodepurificación, debido a que la eutroficación se forma en la cadena trófica y los parámetros de estos modelos son las propiedades naturales de las cuencas, mientras que el problema de autodepurificación está relacionado con los elementos tóxicos y los demás, que no están vinculados directamente en los enlaces naturales y no son propios del medio ambiente.

Un parámetro importante para ambos tipos de modelos es la transparencia (o turbidez), la cual se presenta en las bahías, generalmente, por los aportes del Canal del Dique. Entonces, la simulación del campo de turbidez y su recálculo posterior en términos de transparencia es un problema de transporte de los sólidos suspendidos a lo largo de todo el sistema simulado.

Así, la parte hidrodinámica de los

<sup>1</sup> Ing. Oceanólogo, Ph.D., Centro de Investigaciones Oceanográficas e Hidrográficas, E-mail: slonin@sirius.enap.edu.co



modelos de eutroficación y autodepurificación, la cual es el objetivo del trabajo presentado en este documento, está contenida en los modelos hidrodinámicos del canal con las ciénagas adyacentes y las bahías. Además, esta parte involucra los bloques de transporte de sustancias, lo que permite simular la distribución espacial y temporal de cualquier elemento señalado anteriormente para formulación de los modelos de calidad de las aguas.

El modelo creado anteriormente para la bahía de Cartagena (CIOH/UNOPS, 1997) fue aplicado a la bahía de Barbacoas. Por esta razón, en este trabajo se presenta solamente el diseño del modelo de otro tipo (modelo fluvial), preparado para el Canal del Dique. Este artículo muestra los avances alcanzados hasta el momento.



## DESCRIPCIÓN DEL MODELO DEL CANAL DEL DIQUE

Una de las ventajas del siguiente modelo, basado en el modelo MECCA (Hess, 1989), radica en la posibilidad de trabajar a escalas de subgrilla, lo que en el caso del Canal del Dique es de especial interés. Para este caso las ecuaciones generales de movimiento

fueron integradas lateralmente y la forma integrada se usa en presencia de los canales delgados.

Además, para las aguas someras las ecuaciones básicas fueron integradas en la vertical desde la superficie ( $\sigma = 0$ ) hasta el fondo ( $\sigma = -1$ ). Entonces, las ecuaciones dinámicas se presentan en forma de dos dimensiones ( $x, y$ ).

El bloque de transporte, descrito en Lonin (1997), es la base universal para el caso de las bahías y el canal. En el caso del canal y las ciénagas, el bloque se transforma a dos dimensiones con excepción del transporte de sedimentos, donde se tiene en cuenta en forma paramétrica la distribución vertical (integral) de los sólidos en suspensión. Así, esta parte del modelo podría ser clasificada como un modelo de 2.5 dimensiones.

Se considera a continuación el bloque dinámico del modelo del Canal. Como base se usan las ecuaciones dinámicas de la teoría de las aguas someras para los flujos  $U$  y  $V$  promediados en la vertical entre la pendiente del fondo  $\eta(x, y)$  y la superficie libre  $\xi(x, y, t)$ , y por el ancho adimensional  $B_x$  o  $B_y$ :

$$\begin{aligned} (\delta U)_t + B_x^{-1}(\delta B_x \theta_{su} U U)_{,x} + (\delta \theta_{su} U V)_{,y} = \\ -g \delta \delta_x - g \delta \eta_x + B_x^{-1}(2A_h \delta B_x U_x)_{,x} + \\ + (1 - \beta_c)(A_h \delta [V_x + U_y]_{,y} + \tau_{sx} - \tau_{bx} \\ - \beta_c C_{ws} B_x^{-1} \delta \theta_{su} |U|) \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} (\delta V)_t + (\delta \theta_{sv} U V)_{,x} + B_y^{-1}(\delta B_y \theta_{sv} V V)_{,y} = \\ -g \delta \delta_y - g \delta \eta_y + B_y^{-1}(2A_h \delta B_y V_y)_{,y} + \\ + (1 - \beta_c)(A_h H [V_x + U_y]_{,x} + \tau_{sy} - \tau_{by} \\ - \beta_c C_{ws} B_y^{-1} \delta \theta_{sv} |V|) \end{aligned} \quad (2)$$

$$\delta_t z + (\delta U)_{,x} + (\delta V)_{,y} = O - E \quad (3)$$

donde  $t$  es tiempo;  $\delta(x, y, t) = \xi(x, y, t) - \eta(x, y)$  es la profundidad local de flujo;  $\beta_c = 1$  en el canal con el ancho menor que  $\Delta L$  (tamaño de celda), es decir, cuando  $B_x$  o  $B_y < 1$  y  $\beta_c = 0$  en la escala de malla;  $A_h$  es coeficiente de turbulencia en la horizontal;  $C_{ws}$  es fricción lateral en el canal;  $O$  y  $E$  son tasas de precipitación y evaporación, respectivamente. Los términos

$$\begin{aligned} \theta_{su} = \int_{-1}^0 (u/U |u/U|) d\sigma \quad \text{y} \quad \theta_{sv} = \\ = \int_{-1}^0 (v/V |v/V|) d\sigma \end{aligned}$$

posibilitan la parametrización de la estructura del flujo en la vertical.

En las ecuaciones (1) y (2) se han conservado los términos relacionados con tensión del viento ( $\tau_{sx}, \tau_{sy}$ ), debido a que para el caso de las ciénagas la influencia de los vientos puede ser importante. Los términos ( $\tau_{bx}, \tau_{by}$ ) presentan la fricción del fondo. Los índices  $t, x$  y  $y$  son las respectivas derivadas.

La diferencia principal entre los modelos de las cuencas marinas y el presente es la descripción del flujo en términos de  $\delta(x, y, t)$  con



la presencia en (1) y (2) de los gradientes de la pendiente del fondo  $\eta(x, y)$ , la cual es el parámetro de mayor importancia en la hidráulica de los ríos.

El sistema (1)-(2) tiene las siguientes condiciones de contorno:

$$\xi(x_0, y_0, t) = \xi_0(t) \quad (4)$$

en la frontera de entrada de aguas  $(X_0, Y_0)$  (punto Calamar), donde se pre-establece la variación del nivel de agua; en las conexiones del canal con el mar se utiliza la siguiente condición:

$$\xi = h_0 + v\bar{n} \sqrt{\frac{\delta}{g}} \quad (5)$$

la cual, en términos de  $\xi$  y  $\delta$ , define la relación entre el flujo  $v$  en la salida, profundidad de agua y la influencia de ondas largas del mar  $h_0(t)$  (comportamiento de la marea).

Las condiciones iniciales no tienen una gran importancia debido a que el sistema sale del estado de reposo.

El método numérico (diferencias finitas) de solución del problema es el de Abbott (Sobey, 1970), que se utiliza para la lamina  $\delta$  y las velocidades  $U$  y  $V$ . Este es un método implícito de las direcciones alternantes, que supone la disgregación del algoritmo por dos pasos en las direcciones  $x$  e  $y$ .

La ecuación de transporte en el modelo 3-dimensional se ha

mostrada en Lonin (1997), ella se aproxima implícitamente en la vertical y explícitamente en las direcciones horizontales y se resuelve utilizando los algoritmos de factorización.

Para construir el bloque de transporte en 2-D, se debe integrar la ecuación 3-D en la vertical, aplicando las condiciones respectivas en la superficie y el fondo. En general, estas son las siguientes: Para  $\sigma = 0$  (superficie) y  $\sigma = -1$  (fondo):

$$\begin{aligned} w_g C - D_v C_{,\sigma} &= Q_{SO} \quad \text{y} \\ w_g C - D_v C_{,\sigma} &= Q_{SH} \end{aligned} \quad (6)$$

donde  $Q_{SO}$  y  $Q_{SH}$  son flujos de la sustancia  $C$  a través de la superficie del mar y del fondo, respectivamente;  $w_g$  y  $D_v$  son velocidad de gravedad de partículas y coeficiente de difusión turbulenta, respectivamente.

En el modelo de eutroficación el único parámetro para el cual  $w_g \neq 0$  es fitoplancton (también puede ser el detrito), mientras que en el modelo de autodepurificación en el caso relacionado con el transporte de los elementos en la suspensión, la velocidad de sedimentación podría ser distinta de cero. En el modelo de transporte de los sólidos suspendidos, por supuesto, el valor  $w_g$  corresponde a los tamaños de grano de sedimentos.

El flujo  $Q_{SO}$  no es igual a cero solamente para el oxígeno disuelto, debido a que se tiene en cuenta

el intercambio de gases con la atmósfera en el modelo de eutroficación. Las expresiones para los flujos de fondo  $Q_{SH}$ , relacionados con las sustancias químicas y/o biológicas, están por fuera del tema de este artículo. Aquí solamente se muestra la expresión  $Q_{SH}$  para las partículas sólidas en suspensión.

Se utiliza la metodología de Van Rijn (1984), según la cual la concentración de equilibrio  $C^*$  (concentración de saturación) para los sedimentos en suspensión se define como:

$$C^* = 0.015 D_{50} T^{1.5} / (a D^{0.3}), \quad (7)$$

donde  $D_{50}$  es el diámetro de grano, para el cual 50% del material tiene los granos mas finos;  $T^*$  es parámetro de transporte (depende de la relación entre las velocidades o tensiones críticas para erosión y las del flujo en el momento dado);  $a$ , es el nivel de referencia para  $C^*$  (usualmente es 1% de profundidad);  $D^*$  es tamaño sedimentológico adimensional.

Teniendo en cuenta la expresión (7), el flujo de erosión del fondo se determina como:

$$Q_{SH} = -w_g(C^* - C). \quad (8)$$

La expresión (8), sirve para el caso del modelo en 3-D (las bahías), mientras que su uso para el modelo 2-D del Canal requiere la parametrización del perfil de la suspensión. Entonces, esta expresión en términos de  $C$

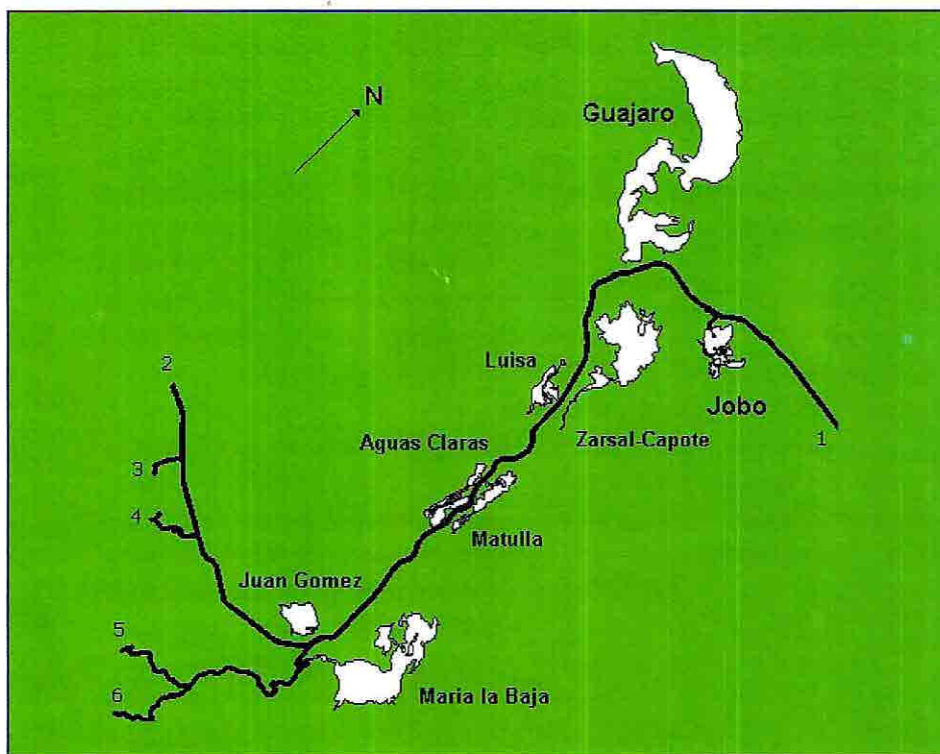


Fig. 1 Área de cálculo para el sistema del Canal del Dique. Las cifras indican la posición de los siguientes puntos: 1 - Calamar; 2 - brazo Pasacaballos; 3 - Lequerica; 4 - Matunilla; 5 - Boca Cerrada; 6 - caño Correa

1) para el Canal del Dique incluye el canal desde el punto Calamar hasta las bahías de Cartagena y Barbacoas, con el sistema de las siguientes Ciénagas: Aguas Claras, Guájaro, Juan Gómez, María la Baja, Jobo, Luisa, Matulla y Zarsal. El extremo del brazo del canal dirigido hacia la bahía de Cartagena está en el punto Pasacaballos, mientras que hacia la bahía de Barbacoas el canal desemboca por los caños Lequerica, Matunilla, Boca Cerrada y Correa.

La batimetría y las coordenadas de las orillas del canal y de las ciénagas fueron suministradas por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores. La información suministrada fue recopilada, las orillas fueron redigitalizadas con el fin de obtener las líneas continuas de cada cuenca. Fueron formados, también, los datos de la pendiente del fondo del canal según la información suministrada sobre las cotas de nivel de agua con respecto a la posición del fondo en cada transecto (cada 1000 metros a lo largo del canal), producido por el Laboratorio. Además, se han preparado los archivos con el cambio del área transversal en cada transecto del canal, dependiendo del nivel de agua (caudal) en el punto.

promedios en la vertical será (Berlinsky & Lonin, 1997):

$$Q_{SH} = -w_g(qC^* - C), \quad (8')$$

donde  $q$  es una relación teórica (analítica) entre la concentración  $C^*$  en el fondo y el valor integral  $C$  de la concentración de saturación en la columna de agua.

En el caso cuando  $D_v$  es una constante para la columna de agua, el valor  $q = [1 - \exp(-\delta) / \delta]$ , donde  $\delta = w_g / Ku^*$  es el parámetro de suspensión;  $K$  es la constante de von Karman;  $u^*$  es la velocidad de fricción. Existen también otras formas de

parametrización vertical. La fórmula (8') se encuentra en la ecuación de transporte en el caso de 2-D como el resultado de su integración en la vertical.

De las demás condiciones de contorno se dan las concentraciones de las sustancias en el río Magdalena (punto Calamar) y en las fuentes de contaminación, cuya información junto con los datos sobre los caudales están formando las cargas de los elementos calculados.

## RESULTADOS

La región de cálculo (ver Figura

Para ajustar la malla de cálculo del canal con respecto de su comportamiento espacial, orientándola hacia las direcciones principales del mismo, el mapa fue



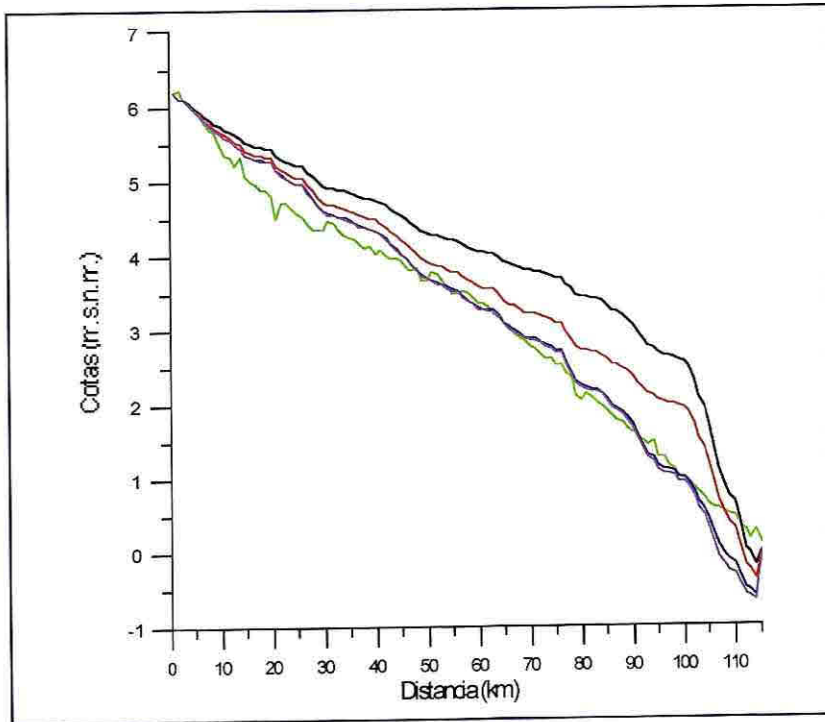


Fig. 2 Cotas de agua a lo largo del canal. Verde - datos; negro - solo canal sin caños; rojo con el caño Correa; azul - Correa + Matunilla; mora - todos los caños.

girado un ángulo de 45°. La cantidad de nodos de cálculo para la malla es 90 por 51 puntos, el paso  $\Delta L = 1000$  metros.

Debido a que la malla tiene muy baja resolución es imposible para la mayoría de las ciénagas resolver el problema en la escala de grilla. Por esta razón, ésta fue aplicada para las ciénagas (o a algunas sus partes, por ejemplo, la ciénaga Guajaro) y para el resto el espacio de las ciénagas fue integrado, siendo un híbrido entre la escala de grilla y la de subgrilla.

El procesamiento de la integración tuvo en cuenta la conservación del volumen natural de las partes integradas.

El análisis de los esquemas numéricos fue hecho para el modelo 3-D CODEGO en el proyecto CIOH/UNOPS (1997). Por lo tanto, se supone que la versión en 2 dimensiones funcionará adecuadamente.

Los experimentos numéricos, relacionados con esta tarea, fueron hechos para probar la conservación numérica de la masa, el impulso y la sustancia. Para eso fueron definidos los siguientes tipos de experimentos:

- El canal es una línea recta; hay una entrada y una salida de las aguas; en la entrada se ha definido el nivel de agua; a partir del momento  $t = 0$  el agua empieza a llenar el área según

los niveles de la pendiente del fondo. El cálculo de los flujos integrales de agua mostró la conservatividad de la masa.

- El experimento similar al anterior, pero el canal cambia su orientación espacial y en un punto se divide por los brazos. El fin del experimento, es examinar la conservación de los parámetros en una malla 2-D con las celdas triangulares.
- El experimento similar al anterior, pero el canal cambia su área de transectos.
- Inclusión al sistema de un tipo de sustancia conservativa y pasiva con la boyancia neutral para examinar la conservación de sustancia.
- Inclusión de otros cuerpos de agua, los cuales se presentan como el prototipo de las ciénagas del Canal del Dique.
- Inclusión de la boyancia para la sustancia, mostrando el efecto de los sedimentos en suspensión.
- Inclusión de varias fuentes dentro de los cuerpos adicionales.

Todos los experimentos numéricos mostraron la conservación de las propiedades principales de cálculo. En los siguientes dibujos se muestran algunos de los resultados de precalibración del modelo.

La Figura 2 compara los datos de mediciones con los resultados de cálculo de las cotas del nivel de agua a lo largo del canal, teniendo y sin tener en cuenta los brazos dirigidos hacia la bahía de Barbacoas. La comparación fue realizada, simulando las condiciones

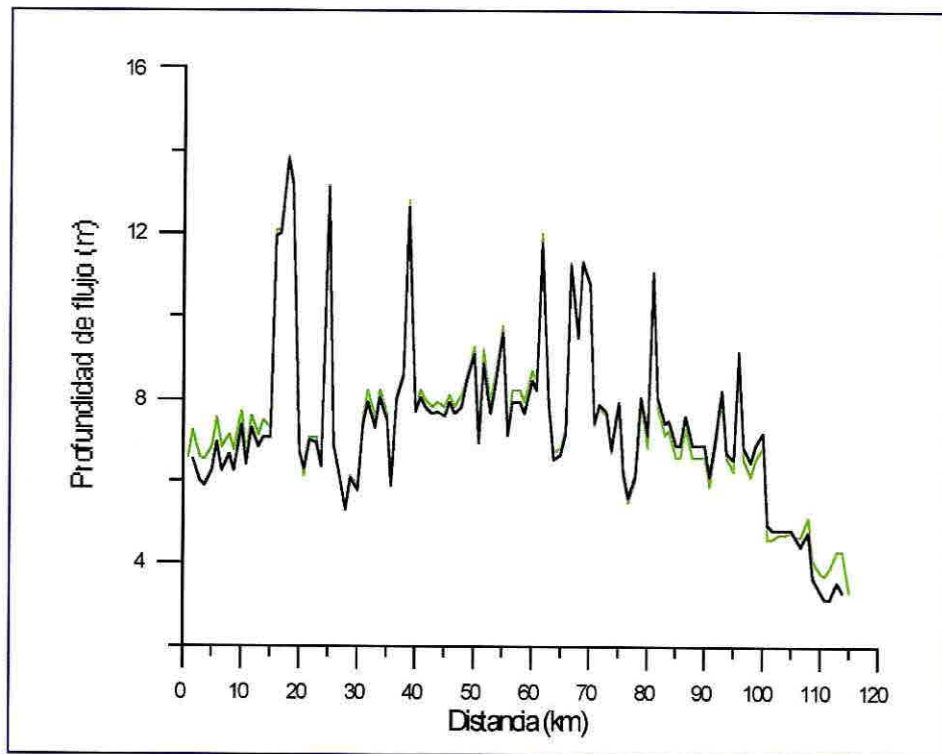


Fig. 3 Comparación de los datos de mediciones (línea verde) y de cálculo (negro) de la profundidad de flujo a lo largo del Canal del Dique desde el punto Calamar hasta Pasacaballos.

en el momento de la campaña de mediciones (Noviembre de 1998), cuando la cota del nivel en el punto Calamar era de 6.183 m.s.n.m.

De la Figura 2 se observa que sin tener en cuenta los brazos, la diferencia entre la cota medida y calculada en algunos puntos del canal supera un valor de 1.5 metros;

Estación	Abscisa Km.	Nivel calculado m.s.n.m.	Nivel tabulado m.s.n.m.
Calamar	0	6.183	6.39
Incora K7	6.5	5.86	5.97
Gambote	66.4	3.07	3.09
Sta Helena	284.6	2.18	2.14

FUENTE: Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores

Tabla. Verificación de los resultados de cálculo, comparando las cotas calculadas y obtenidas según las curvas de remanso para un caudal en Calamar de 711.4 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>.

hidráulicamente los caños Correa y Matunilla tienen la mayor influencia, mientras el caño Lequerica no afecta en forma pronunciada. Con todos los brazos las cotas de agua calculadas a lo largo del canal coinciden con mediciones en

manera satisfactoria en el tramo medio (entre 50 y 100 km desde Calamar). Las desviaciones hasta un 50 cm en el tramo alto (de 10 a 50 km), se consideran como deficiencias en conocimiento de parámetros de entradas y régimen de relleno de la Ciénaga Guájaro (la mayor ciénaga en el sistema), las desviaciones en la parte baja (de 100 a 115 km) están relacionadas con la precisión de topografía del último tramo. En general, se supone que la principal causa de estas diferencias está en la pérdida del sincronismo durante la campaña, un evento de lluvia podría alterar el comportamiento hidráulico.

Según la relación conocida (datos del Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores), entre el nivel y la distancia para diferentes caudales en Calamar, el nivel medido en Calamar corresponde a un caudal entre 650 y 700 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>. El modelo da un valor de 711.4 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>.

La tabla presenta algunos resultados de verificación de los niveles calculados, basándose en las curvas de remanso, suministradas por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores, para cuatro puntos del canal.

La comparación indica que la mayor disimilitud se encuentra en el punto Calamar y está relacionada con la diferencia mencionada entre caudal calculado y encontrado en las curvas de remanso. En los demás puntos la coincidencia es



satisfactoria.

La Figura 3 muestra la comparación entre los datos de mediciones y los resultados de cálculo de la profundidad de flujo bajo las condiciones escritas. Se observa una coincidencia satisfactoria, debido a que la variabilidad de profundidades en el canal entre los puntos vecinos es mucho mayor (unos metros) que la del nivel de agua (unos centímetros).

Las velocidades de flujo formadas bajo estas condiciones se muestran en la Figura 4, donde se presentan los resultados sin y con la influencia de los brazos Lequerica, Matunilla y Correa, que desembocan las aguas hacia la bahía de Barbacoas.

Como se ve, el modelo describe el Canal del Dique satisfactoriamente. Sin embargo, si en los términos de la profundidad el modelo es poco sensible a la ausencia de los brazos hacia la bahía de Barbacoas, entonces en los términos de flujo (velocidades) sin estos brazos el resultado en la última parte del canal (desde el transecto K80 - K100, donde K = kilómetros desde Calamar) no es real (ver Fig. 4a). Se señala, que el caño Correa empieza en el transecto K82, el caño Matunilla en el K100 y el caño Lequerica en el K107, aproximadamente.

Realmente, según la Figura 4b, las velocidades de flujo varían entre  $20\text{cm s}^{-1}$  y  $1.2\text{-}1.3\text{ m s}^{-1}$ , manteniendo un valor promedio de las corrientes a lo largo del

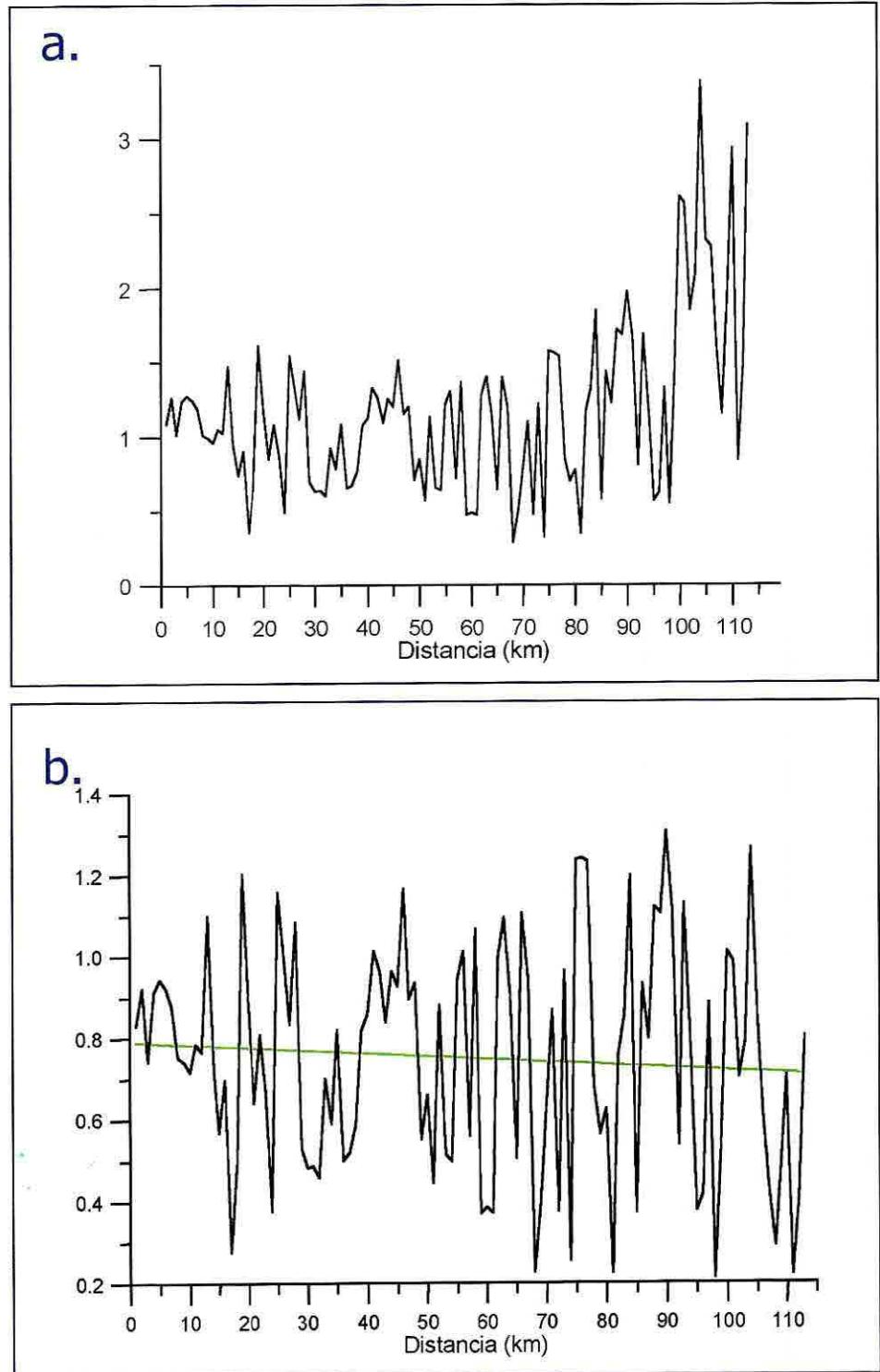


Fig. 4 Comportamiento de la velocidad de flujo (en  $\text{m s}^{-1}$ ) a lo largo del Canal del Dique desde el punto Calamar hasta Pasacaballos sin (a) y con (b) los brazos hacia la Bahía de Barbacoas.

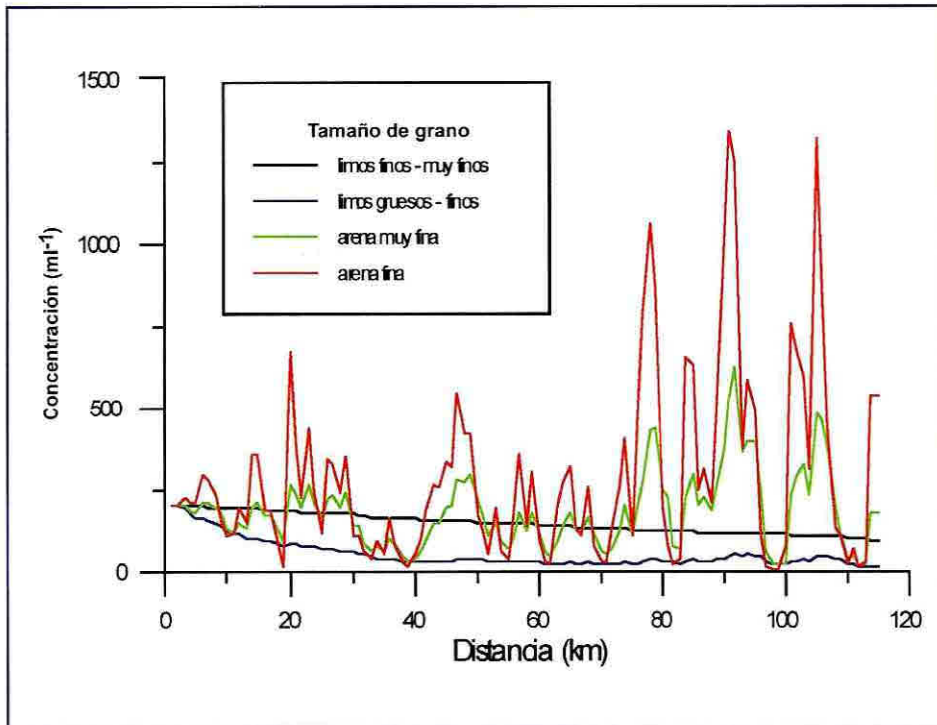


Fig. 5 Distribución a lo largo del canal de las partículas suspendidas bajo las condiciones mencionadas anteriormente.

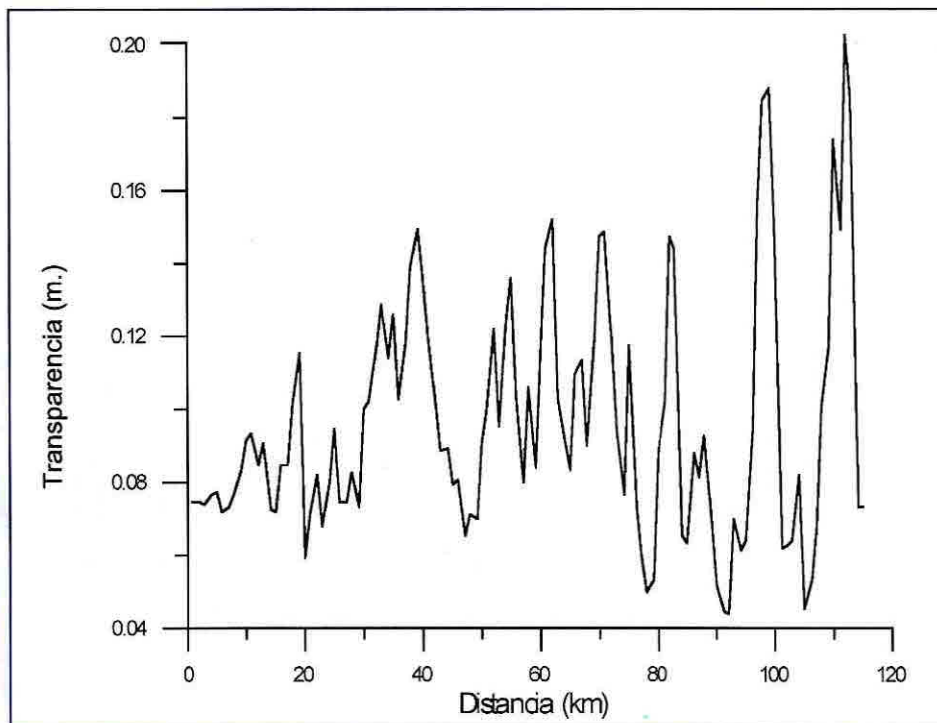


Fig. 6 Distribución a lo largo del canal de la transparencia de aguas bajo las condiciones mencionadas anteriormente.

canal igual a 70-80  $\text{cm s}^{-1}$ .

El siguiente experimento, que sirvió para el modelo de eutroficación, fue la simulación de los campos de turbidez y la transparencia en el canal. Con este objetivo se tuvieron en cuenta las partículas del siguiente origen: 1) limos finos y muy finos; 2) limos gruesos y finos; 3) arena muy fina y 4) arena fina. Se considera que esta composición está afectando la turbidez de las aguas del canal (su transparencia).

En la frontera de entrada (Calamar), se ha establecido una concentración total de 800  $\text{mg l}^{-1}$ , dividida según las curvas granulométricas en este punto por 25% para cada fracción de suspensión. La distribución de la suspensión a lo largo del canal con los efectos locales de erosión y sedimentación se presentan en la Figura 5, donde se puede observar, que la variabilidad de la concentración de suspensión a lo largo del canal es muy pronunciada. La concentración de las partículas de limos tiene una tendencia a disminuirse, debido a que las velocidades críticas para el inicio del proceso de resuspensión para estos granos es mas alta en comparación con las arenas. Según el diagrama de Hjulstrom (velocidades críticas del flujo para sedimentos no cohesivos en función del diámetro medio), la velocidad crítica mínima (menor de 20  $\text{cm s}^{-1}$ ) es para los tamaños desde 0.1 hasta de 0.4 mm (arenas), mientras que para los limos muy



muy finos esta velocidad debe ser igual a  $2 \text{ ms}^{-1}$ . Por lo tanto, las concentraciones de las arenas finas varían significativamente, dependiendo de la velocidad de flujo local y alcanzan un valor de  $1300 \text{ mg l}^{-1}$ , con el valor promedio de  $300 \text{ mg l}^{-1}$ , razón por la cual la comparación de los resultados con los datos de observaciones sobre las partículas sólidas en suspensión es muy complicada.

Se puede señalar solamente, que los datos sobre los sólidos del IDEAM (suministrados por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores) certifican, que en el punto Santa Helena-2 (Junio 1979) se observó la concentración media entre  $77$  y  $2019 \text{ mg l}^{-1}$ ; en Incora (Agosto 1972) la concentración fue de  $265$  hasta de  $660 \text{ mg l}^{-1}$ ; en Gambote (Enero 1959) la concentración fue de  $78$ - $970 \text{ mg l}^{-1}$ . Sería útil mencionar que por ejemplo en Correa-1 (Junio 1978), las concentraciones se encontraban en un intervalo entre  $25$  y  $1192 \text{ mg l}^{-1}$  y en Correa-2 (Mayo 1978) fueron observadas desde  $12$  hasta de  $3390 \text{ mg l}^{-1}$ .

La campaña 3 de las mediciones de agosto de 1997 (datos del Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores), indica una concentración en Pasacaballos que varía entre  $74$  y  $1124 \text{ mg l}^{-1}$ , en las cercanías del caño Matunilla desde  $169$  hasta de  $1014 \text{ mg l}^{-1}$  y en el río de Magdalena (Iglesia Calamar) desde  $166$  hasta de

$1226 \text{ mg l}^{-1}$ .

Esta información para distintas épocas y en diferentes puntos de medición, no permite identificar la coincidencia entre los cálculos y estos datos, sino solamente está indicando el rango de variabilidad de concentraciones en suspensión. Para los granos pequeños, tales como los de limos, hay que tener en cuenta no solo la velocidad de sedimentación por la gravedad y el flujo de resuspensión, sino también la intensidad de turbulencia en el flujo, la cual disminuye significativamente la velocidad efectiva de la caída de estos tipos de granos. Este problema todavía esta abierto.

El campo de la transparencia para el canal y las ciénagas fue recalculado a través de las concentraciones  $C$  por la siguiente formula:  $\alpha = 0.74233 C^{0.5583}$ , donde  $\alpha$  es coeficiente de extinción de luz. La formula fue obtenida a través del tratamiento de los datos del CIOH sobre el contenido de los sólidos suspendidos totales y la transparencia. El último parámetro en los términos de la profundidad del disco Secci ( $Z_d$ ) se calcula por una relación conocida:  $Z_d = 2.3/\alpha$

Los resultados de cálculo de la transparencia para el canal, se demuestran en la Figura 6. A lo largo del canal la transparencia varía entre  $4$  y  $20 \text{ cm}$ , dependiendo del contenido de los sólidos suspendidos y esta variación es más pronunciada en

la parte baja del canal, donde se encuentra una mayor variabilidad de la intensidad de flujo. Las mediciones escasas de la transparencia en las aguas del canal muestran que este parámetro varía alrededor de  $10 \text{ cm}$ .

## CONCLUSIONES

El presente artículo muestra el desarrollo de un modelo numérico del Canal del Dique como la primera fase de los trabajos, los cuales deben ser realizados sobre la modelación del sistema "Canal -Lagunas - Bahías". El modelo hidrodinámico del Canal es la base estructural para crear otros bloques relacionados con el transporte de las sustancias no conservativas.

La calibración y verificación preliminar del modelo, mostraron que el comportamiento hidráulico del sistema es muy sensible a la precisión y, por lo tanto, a la resolución espacial de topografía del fondo. Además, la influencia de los caños Correa, Matunilla y Pasacaballos es de mayor importancia, mientras que el caño Lequerica prácticamente no afecta el régimen hídrico. Por tal motivo, su cancelación, como una de las propuestas de recuperación del sistema, no va a causar los cambios drásticos de la dinámica del canal.

El modelo desarrollado se presenta en forma físicamente completa desde el punto de vista de los procesos importantes y sus aplicaciones posteriores, él podría

ser la base para su utilización en otras tareas, por ejemplo, la simulación del Río Grande de la Magdalena.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado con el apoyo financiero de la Universidad del Norte, Barranquilla en el Proyecto de la Modelación Numérica de la calidad de aguas del Canal del Dique y su sistema lagunar (fase I, 1998-1999). El autor expresa sus agradecimientos al personal del Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de Las Flores por la información suministrada.

## BIBLIOGRAFÍA

- Berlinsky, N.A. and Lonin, S.A. Assessment of the intensity of litodynamic processes in the vicinity of the port of Ust-Dunaisk. *Physical Oceanography*, Vol. 8, N.2, 1997, p. 135-142.
- Boris, J.P. and Book, D.L.. *Methods Comput. Phys.*, 16, 1976, p. 85-129.
- Fletcher, C.A.J. *Computational Techniques for Fluid Dynamics. 2. Specific Techniques for Different Flow Categories*, N.Y, 1988.
- Harten, A. J. *Comput. Phys.*, 49, 1983, p. 357-393.
- Hess, K.W. MECCA Program Documentation, NOAA Technical Rep. NESDIS 46, Wash.,D.C., 1989, 200 p.
- Lonin, S.A. Modelo Hidrodinámico del CIOH y Cálculo de Transparencia para la Bahía de Cartagena. *Boletín Científico CIOH*, N.18, Cartagena, 1998, p. 85-92.
- CIOH/UNOPS. Planificación y Manejo de Bahías y Areas Costeras Fuertemente Contaminadas del Gran Caribe - Bahía de Cartagena. UNOPS, Cartagena, 1997.
- Rijn, van, L.C. Sediment transport. Pt.2. Suspended load transport. *J. Hydraul, Eng.*, N.11, 1984, p.1613-1641.
- Sobey, R.J. Finite-diference schemes compared for wave-deformation characteristics in mathematical modeling of two-dimensional long-wave propagation. U.S. Army Corps of Eng., Coastal Eng. Res. Center Techn. Mem., 32, 1970, 29 p.

