

## **EFFECTO DE LOS COEFICIENTES DE DISPERSIÓN SOBRE LA MODELACIÓN BIDIMENSIONAL DEL TRANSPORTE DE CONTAMINANTES. CASO DE ESTUDIO**

**Julio Cardini, Alejandro Zabalett, Néstor Oliver, Daniel Mársico \***

\* Grupo de Estudio de la Contaminación del Río Uruguay (GECRU)  
Universidad Tecnológica Nacional (UTN), Regional Concepción del Uruguay (FRCU)  
Ingeniero Pereyra 676 (CP 3260) Concepción del Uruguay, E.R., Argentina  
TE: 03442-425541, e-mail: juliocardini@ciudad.com.ar, zabaleta@frcu.utn.edu.ar

**Key words:** Transporte Contaminantes, Río Uruguay, Coeficientes Dispersión, Modelo Bidimensional.

**Abstract.** *El río Uruguay es un curso de agua internacional cuya cuenca hidrográfica de 339.000 km<sup>2</sup> forma parte de los territorios de Argentina, Brasil y Uruguay, hasta su desembocadura en el Río de la Plata. En la UTN-FRCU se desarrolla un proyecto de investigación sobre la contaminación del río Uruguay a fin de evaluar su impacto en el curso y márgenes del río, particularmente en balnearios. Se utiliza el modelo bidimensional hidrodinámico RMA2 (U.S. Army Corps of Engineers-USACE), el cual permite simular flujos a superficie libre, con movimiento esencialmente horizontal, calcular las velocidades medias del flujo y los niveles de agua mediante el método de elementos finitos. Para simular el transporte de contaminantes se aplica el modelo RMA4 del USACE para resolver la Ecuación de Advección - Dispersión Bidimensional, cuya solución depende de las condiciones de borde impuestas y de los parámetros  $D_{lon}$  y  $D_{tran}$  (Coeficientes de dispersión longitudinal y transversal) y  $K$  (coeficiente de decaimiento en una reacción de primer orden). Se efectuó un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo con diferentes valores de los Coeficientes de Dispersión estimados en función de las condiciones de turbulencia, apreciándose que son un parámetro clave para definir como se distribuye la concentración en la sección transversal del río. Dependiendo del valor asignado se produce o no un impacto de los vertidos cloacales de Paysandu (República Oriental del Uruguay) sobre las playas de Concepción del Uruguay (República Argentina). Los estudios muestran que dicho impacto resulta improbable dado que los coeficientes de dispersión necesarios para calibrar los datos medidos son bajos.*

## 1 INTRODUCCION

Los resultados presentados a continuación se obtuvieron a través de un proyecto de investigación sobre los contaminantes en el río Uruguay que se desarrolla desde 1999 en la UTN-FRCU, cuyo principal objetivo es la evaluación de la carga contaminante y de su impacto en el curso y márgenes del río, particularmente en balnearios.

Algunos objetivos del proyecto en la segunda fase de 3 años de duración (2002-2004) son:

- a) Ampliar la evaluación de la calidad del agua del Río Uruguay para las localidades de Colón, Paysandú, Concordia y Salto, buscando determinar si existe un impacto transfronterizo de la contaminación originada en una de las márgenes sobre la otra.
- b) Determinar el grado de contaminación de las descargas y formas de dispersión, utilizando un modelo numérico bidimensional a fin de evaluar indicadores del grado de contaminación en los tramos cercanos a tomas de agua de las ciudades ribereñas y balnearios turísticos.

Se está aplicando el modelo bidimensional hidrodinámico RMA2 (U.S.Army Corps of Engineers - USACE), el cual permite simular flujos naturales a superficie libre, donde el movimiento es esencialmente horizontal, utilizando el método de elementos finitos para calcular las velocidades medias del flujo y los niveles de agua. La calibración del modelo consistió en el ajuste de los coeficientes de rugosidad de Manning y de dispersión hidrodinámica, hasta obtener una solución estable y con velocidades similares a las medidas.

Para simular el problema del transporte de contaminantes en el río debe resolverse la Ecuación de Advección - Dispersión Bidimensional, cuya solución depende fundamentalmente de las condiciones de borde impuestas y de los siguientes parámetros:  $D_{lon}$  y  $D_{tran}$  (Coeficientes de dispersión longitudinal y transversal),  $K$  (coeficiente de decaimiento para una reacción de primer orden). Se aplica para ello el modelo RMA4 del USACE, el cual permite especificar descargas de contaminantes y calcular su transporte en el campo de velocidades y niveles calculado por el RMA2.

Los fenómenos que determinan las condiciones de calidad de agua en la sección transversal del río son muy variables en tiempo y espacio, en función de los caudales y niveles fluviales, así como de las fluctuaciones horarias y diurnas de los caudales y de las concentraciones de contaminantes en las descargas cloacales. La influencia del decaimiento bacteriano en el tramo es también significativa y variable según la estación del año. Se implementó una campaña de mediciones de concentraciones de contaminantes (coliformes fecales) en distintas transectas del río y diferentes condiciones hídricas, y un programa de modelación para alcanzar las conclusiones deseadas con el mayor grado de certeza posible.

Dado que el valor de los coeficientes de dispersión a aplicar no es conocido a priori, se efectuó un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo con diferentes valores y criterios de cálculo en función de las condiciones de turbulencia, apreciándose que la magnitud de dichos coeficientes es determinante para definir como se distribuye la concentración en la sección transversal del río. Dependiendo del valor asignado se produce o no un impacto de los vertidos cloacales de Paysandú (República Oriental del Uruguay) sobre las playas de Concepción del Uruguay (Argentina).

## 2 IMPLEMENTACION DEL MODELO HIDRODINÁMICO

Mediante el modelo matemático MIKE 11 del Río Uruguay, implementado por el Grupo de Estudio del Río Uruguay GERU (1996-1998), se generaron las condiciones de borde de nivel aguas abajo de Concepción del Uruguay y de caudal aguas arriba de Colón, a ser utilizadas por el modelo bidimensional hidrodinámico RMA2. Los gráficos siguientes ilustran la malla de elementos finitos (Figura 1) entorno de las descargas cloacales de las ciudades de Colón (Argentina) y Paysandú (Uruguay) y el área fluvial modelada (Figura 3).

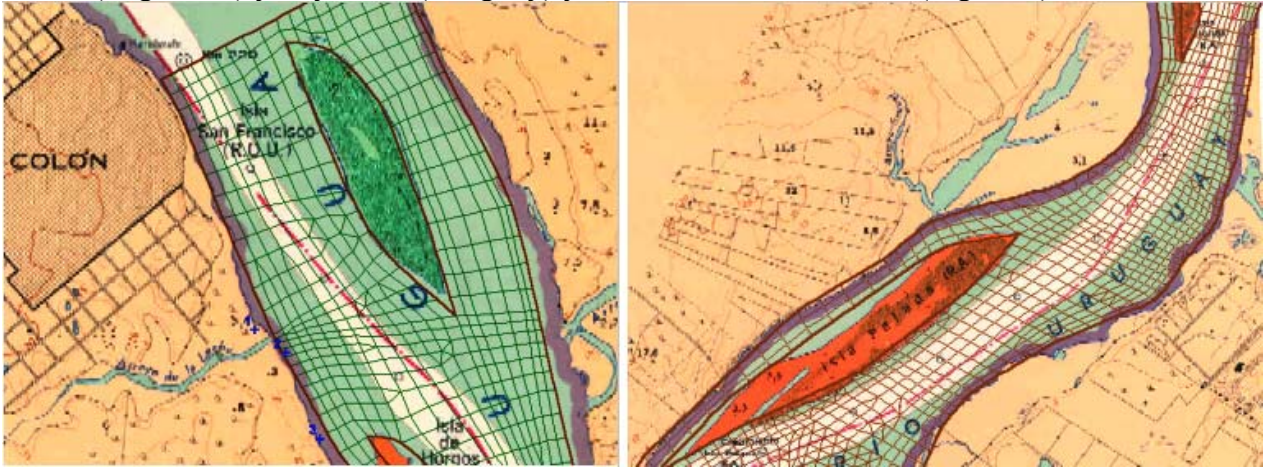


Figura 1: Malla de Elementos Finitos en inmediaciones de las descargas de las Ciudades de Colón y Paysandú

La calibración del modelo consistió en el ajuste de los coeficientes de rugosidad de Manning y de dispersión hidrodinámica, hasta obtener una solución estable y con velocidades similares a las medidas mediante corridas de flotadores (ver Figura 2) efectuadas en diversas oportunidades, bajo condiciones de estiaje, aguas medias altas y crecida extraordinaria.

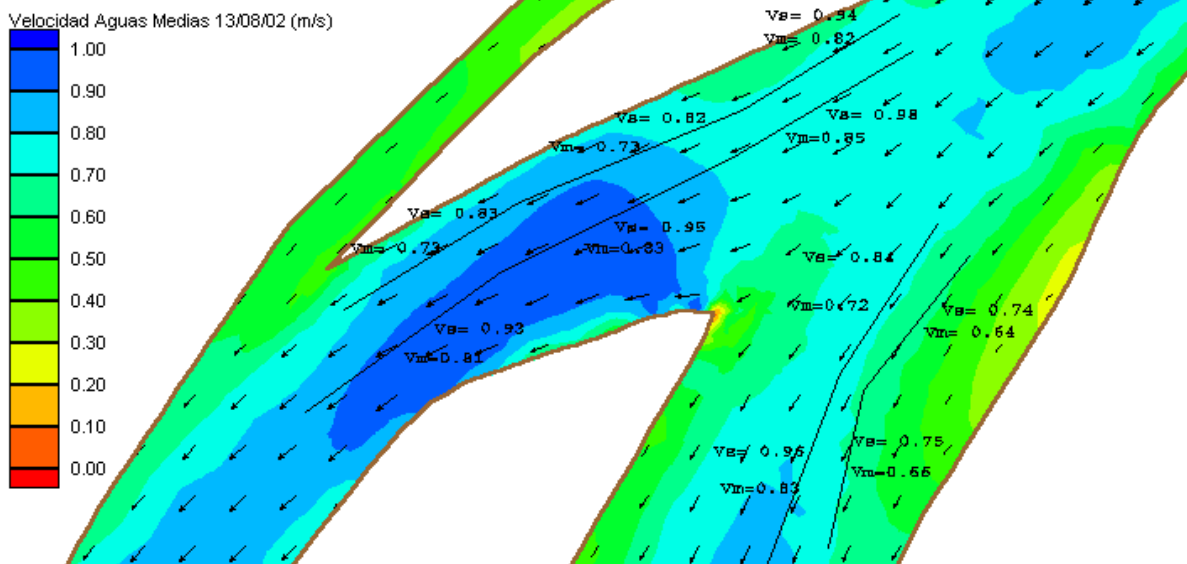


Figura 2: Ejemplo de ajuste de velocidades medidas flotadores en ambos brazos aguas abajo de Paysandú. (Vs=velocidad medida , Vm= velocidad media en profundidad estimada).

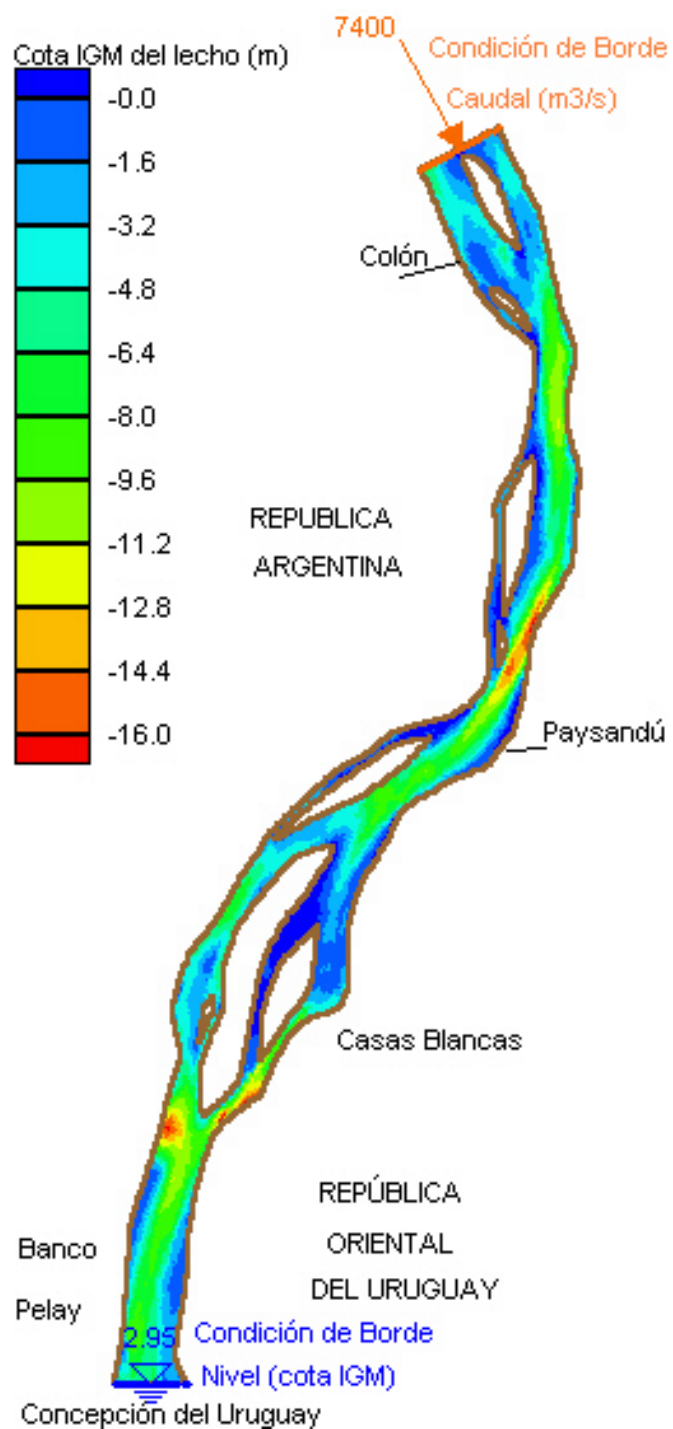


Figura 3: Tramo del Río Uruguay simulado y ejemplo de condiciones de borde hidrodinámicas especificadas

### 3 SIMULACIÓN DEL TRANSPORTE DE CONTAMINANTES

#### 3.1 Ecuación de Advección – Dispersión

Para resolver el problema del transporte de contaminantes en un río debe resolverse la Ecuación de Advección - Dispersión Bidimensional. En un flujo fluvial o de estuario donde las variaciones transversales de la concentración no son despreciables, ésta es la siguiente:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V * \frac{\partial C}{\partial x} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} - K * C + Cf * q/h \quad (1)$$

donde:

$x =$  eje alineado con el flujo del río  
 $y =$  eje transversal

siendo:

$C =$  Concentración (unidad arbitraria, en este caso NMP/100ml)  
 $V =$  Velocidad media del río [m/s]  
 $D_x =$  Coeficiente de dispersión longitudinal [m<sup>2</sup>/s] o  $D_{lon}$   
 $D_y =$  Coeficiente de dispersión transversal [m<sup>2</sup>/s] o  $D_{tran}$   
 $K =$  Coeficiente de decaimiento (reacción de primer orden) [1/seg]  
 $Cf =$  Concentración inicial de la descarga o fuente  
 $q =$  Caudal de descarga [m<sup>3</sup>/s]  
 $h =$  profundidad de agua [m]

y las condiciones de borde:

$$dC/dn = 0 \text{ en los bordes sólidos} \quad (2)$$

donde  $n$  es el vector unitario normal al borde sólido (implica que no hay transferencia del contaminante a través de los bordes terrestres).

Se aplicó el modelo RMA4 para la simulación de la dispersión de bacterias coliformes fecales descargadas por las cloacas.

La versión disponible del Modelo es la 4.31 y la misma posee algunas limitaciones en cuanto a la posibilidad de especificar en forma flexible los coeficientes de dispersión ya que los mismos son valores fijos pudiendo ser especificados como diferentes para distintos sectores del río, y se especifican las magnitudes correspondientes a los ejes  $x$  e  $y$ , que no se corresponden estrictamente con las componentes longitudinal y transversal al flujo en cada punto. Aún así, atendiendo a que el modelo de transporte de contaminantes en desarrollo por parte del grupo aún no se encuentra operativo para simular una geometría compleja, se aplicó el modelo RMA4, el cual ha sido utilizado en forma intensiva en gran cantidad de estudios de dispersión en Norteamérica y Europa. En el caso particular que nos ocupa, correspondiente a la modelación del tramo Colón-Concepción del Uruguay, la dirección  $x$  es prácticamente la dirección transversal al escurrimiento y la  $y$  es la longitudinal.

### 3.2 Estimación de los Coeficientes de Dispersión

Los coeficientes de dispersión, que tienen en cuenta el efecto de no uniformidad en la distribución de velocidades sobre la distribución de los contaminantes en el flujo, se pueden expresar en función de parámetros adimensionales dependientes de la profundidad  $h$  y de la velocidad de corte  $u^*$ :

$$D_{lon} = k_l h u^* \quad (3)$$

$$D_{tran} = k_t h u^* \quad (4)$$

$$u^* = (g h i)^{0,5} = 3,13 U n / h^{(1/6)} \quad (5)$$

donde  $i$  es la pendiente del río,  $n$  el coeficiente de rugosidad de Manning (valor típico  $n=0,024$  para el Río Uruguay) y  $U$  la velocidad media de la corriente.

De acuerdo a experiencias en canales rectos efectuadas por Edler<sup>1</sup> y en canales de riego efectuadas por Fisher<sup>2</sup> los coeficientes de dispersión adimensional longitudinal y transversal son  $k_l = 5,9$  y  $k_t = 0,23$ . No obstante, diversos autores observaron que en ríos naturales  $k_t$  puede ser significativamente más elevado que el valor indicado. Particularmente, según un estudio de la descarga cloacal de Berazategui en el Río de la Plata, para un flujo bidimensional en estuario, con poca influencia de la variación transversal de la velocidad (actúan principalmente las componentes turbulentas), se ajustó  $k_l=20$  y  $k_t=0,23$ . Harleman<sup>3</sup> propuso un valor de  $k_l = 40$  y un valor de  $k_t$  igual al 10% de  $k_l$ , como coeficientes típicos en ríos o estuarios con sección no uniforme y corrientes transversales moderadas. Los coeficientes máximos en ríos con flujos marcadamente no uniformes, meandrosos y con corrientes transversales importantes, alcanzan a  $k_l=60^4$  y  $k_t=20\%$  de  $k_l$ . En un estudio antecedente de la descarga cloacal de Bahía Blanca<sup>5</sup> se fijó el coeficiente transversal adimensional en el valor estándar de 0,23 y se varió el coeficiente longitudinal entre 10 y 30. En simulaciones efectuadas en el Río de la Plata<sup>6,7</sup> bajo corrientes de marea de magnitud y dirección variables, se estimó el coeficiente  $D_{lon}$  en la zona costera considerando  $h = 3,5$  m,  $|U| = 0,40$  m/s y  $n = 0.020$  resultando  $u^* = 0.020$  m/s. Se adoptó  $k_l=k_t=40$  teniendo en cuenta la presencia de patrones de circulación inducidos por la escollera del Puerto de La Plata, resultando  $D_{lon}=D_{tran}= 3$  m<sup>2</sup>/s. Mediante el seguimiento y registro de plumas de sedimentos en suspensión se ajustaron coeficientes variables entre 5 y 12 m<sup>2</sup>/s (corresponden a valores de  $k_t$  y  $k_l$  elevados), dependiendo de las condiciones de oleaje (más elevadas que en el Río Uruguay debido a que el Río de la Plata posee decenas de kilómetros de extensión lateral).

Para las simulaciones iniciales efectuadas en el tramo bajo estudio se adoptó en primera aproximación  $k_l=40$  y la relación  $k_t = 10\% k_l = 4$ , válida en principio para un río con corrientes transversales moderadas, como es el Uruguay en la mayor parte de la zona de estudio, resultando los siguientes valores típicos para una condición de aguas medias altas (nivel del río en Concepción del Uruguay 3,0 m referido al cero del Instituto Geográfico Militar IGM, caudal 7.500 m<sup>3</sup>/s), con  $h = 6$  m y  $U=0,8$  m/s,  $u^* = 0,045$  m/s:

$$D_{lon} = k_l h u^* = 11 \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{y} \quad D_{tran} = 1,1 \text{ m}^2/\text{s} \quad (5)$$

El coeficiente de dispersión adimensional transversal  $kt$  fue estudiado por Rutherford<sup>8</sup> (1994), quien arribó a los siguientes resultados:

Canales rectos:	$0,15 < kt < 0,3$
Canales meandrosos:	$0,3 < kt < 1,0$
Canales con fuerte curvatura:	$1,0 < kt < 3,0$

Estos valores sugieren que para las condiciones del Río Uruguay en el tramo de estudio correspondería adoptar un valor de  $kt$  del orden de 0,5, lo cual implica en el ejemplo anterior un valor de  $D_{tran} = 0,14$ , muy inferior al supuesto inicialmente.

Estos son valores orientativos del orden de magnitud esperable, y deben ser ajustados comparando la distribución de concentraciones de contaminantes medida, con los resultados de la modelación. En realidad, el coeficiente debería definirse en una forma parametrizada con la curvatura del río<sup>9</sup> (en un cauce meandroso), pero a los efectos prácticos y debido a la baja curvatura del río en el tramo se emplea un valor medio típico.

Para condiciones de aguas muy bajas, con niveles del río del orden de 0,5 m y caudales del orden de 1.200 m<sup>3</sup>/s, resultan profundidades típicas en cercanías de las márgenes de 2 m y velocidades de 0,15 m/s, con lo cual  $u^* = 0,010$ . Asumiendo valores de  $kl=20$  y  $kt = 0,5$ , resultaría entonces  $D_{lon}=0,4$  m<sup>2</sup>/s y  $D_{tran}=0,01$  m<sup>2</sup>/s, valores muy pequeños (que generan inestabilidad en el modelo numérico utilizado).

### 3.3 Ajuste de los coeficientes de dispersión en función de los datos medidos

Se realizaron diversas campañas de medición de las concentraciones de coliformes fecales en el tramo Colón – Paysandú, durante los años 2002 a 2004, a los efectos de conocer la distribución espacial de este parámetro para diferentes condiciones hídricas. Las mediciones fueron realizadas con diferentes criterios, comenzando con una distribución espacial amplia, para concentrarse luego en algunas transectas (tomando muestras en superficie y a media agua en cada punto), y en dos oportunidades se obtuvieron varias muestras secuenciales a lo largo del día en un único punto del balneario Banco Pelay de Concepción del Uruguay, para verificar la existencia de fluctuaciones diurnas de la contaminación.

La estimación de las descargas cloacales es una tarea difícil puesto que las mismas son fluctuantes por naturaleza en caudal y concentración, por lo que se adoptaron valores típicos en función de la información disponible, pasibles de ser ajustados en el proceso de calibración. Para Paysandú se consideró un caudal cloacal urbano (el industrial no aporta coliformes) igual a 0,15 m<sup>3</sup>/s, y una concentración de coliformes fecales típica igual a  $3 \times 10^6$  NMP/100ml, resultando una descarga másica = 450.000 NMP/100ml \* m<sup>3</sup>/s. Para Colón se consideró un caudal máximo igual a 0,05 m<sup>3</sup>/s (180 m<sup>3</sup>/hora, algo más alto que el valor informado en planta) y una concentración de Coliformes fecales igual a  $10 \times 10^6$  NMP/100ml, lo cual implica una descarga másica = 500.000 NMP/100ml \* m<sup>3</sup>/s.

Se discuten a continuación las conclusiones alcanzadas sobre los coeficientes de dispersión mediante el análisis de algunos ejemplos. Si bien se realizaron también análisis de sensibilidad al coeficiente de decaimiento por mortalidad de bacterias, ese aspecto no se tratará aquí ya que dicho coeficiente únicamente produce una reducción de las concentraciones (proporcional al tiempo), pero no influye significativamente sobre los

gradientes laterales y temporales de la concentración, que deben ser investigados para identificar los coeficientes de dispersión más apropiados.

La primer condición presentada corresponde a una condición de aguas altas, muestreada el 26/06/2002, con nivel en Concepción del Uruguay medido igual a 3,75 m (IGM), en Colón 4,50 m (IGM) y caudal igual a 10.000 m<sup>3</sup>/s (calculado con el modelo MIKE 11).

Otras dos condiciones muestreadas con similares parámetros hídricos de aguas muy bajas corresponden al 28/04/2004 (mediciones durante todo un día en Banco Pelay) y el 17/06/2004 por la tarde con varias transectas en el área de Banco Pelay. Los parámetros hídricos son Nivel en Concepción del Uruguay = 0,65 m (IGM) y caudal en Colón = 1.300 m<sup>3</sup>/s. Las bajas velocidades correspondientes al área de Banco Pelay se presentan en la Figura 4.

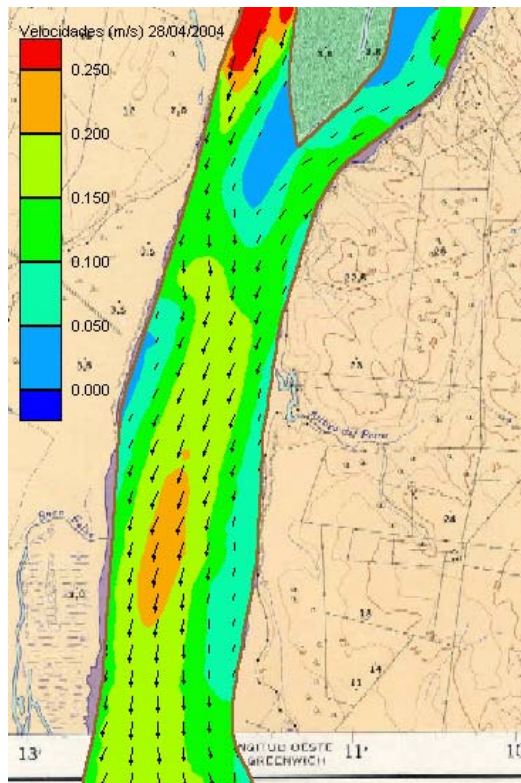


Figura 4: Velocidades de la corriente en el Río Uruguay cerca de Banco Pelay para aguas muy bajas

Se presentan a continuación los resultados obtenidos en inmediaciones de la descarga de Colón y en Banco Pelay para las siguientes variantes de coeficientes de dispersión:

$$D_{lon} = 10 \text{ m}^2/\text{s} - D_{tran} = 10 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$D_{lon} = 1 \text{ m}^2/\text{s} - D_{tran} = 1 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$D_{lon} = 1 \text{ m}^2/\text{s} - D_{tran} = 0,15 \text{ m}^2/\text{s} (kt=0,5)$$

$$D_{lon} = 0,5 \text{ m}^2/\text{s} - D_{tran} = 0,08 \text{ m}^2/\text{s} (kt=0,3, \text{ en el límite entre recto y meandroso})$$



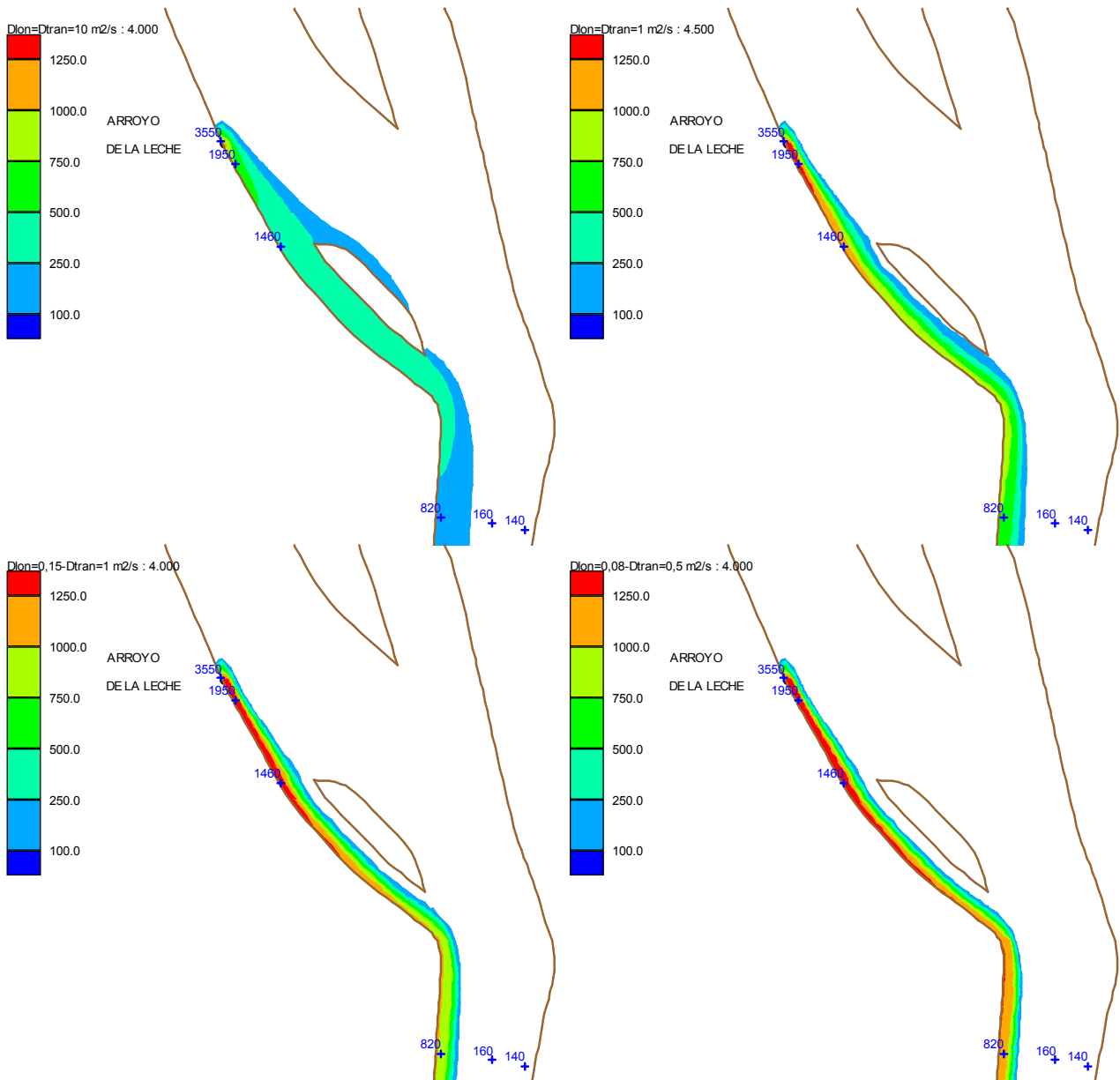


Figura 5: Concentraciones en inmediaciones de la descarga cloacal de Colón para aguas altas

Se puede apreciar en la Figura 5 que las concentraciones medidas (indicadas en forma numérica), son superiores a 1000 NMP/100ml en inmediaciones de la costa argentina aguas abajo de la descarga de Colón y son del orden de 140 NMP/100ml en la costa opuesta, valor que puede estimarse como “natural” a la altura de Paysandu, y que se debe a fuentes ubicadas más aguas arriba. Si descontamos ese valor se pueden estimar las concentraciones “medidas” causadas por la descarga de Colón, y se aprecia que las mismas son ajustadas aproximadamente por las simulaciones con coeficientes más bajos (valores transversales entre 0,15 y 0,08, correspondientes a las estimaciones de Richardson).

En los siguientes gráficos se presentan en planta las concentraciones medidas en una transecta frente a Banco Pelay, comparada con los resultados de las simulaciones (descarga de Colón únicamente). Restando a las mediciones un valor “natural” de 130 NMP/100ml algo inferior al de aguas arriba (por decaimiento) se obtendría el aporte de Colón y Paysandú.

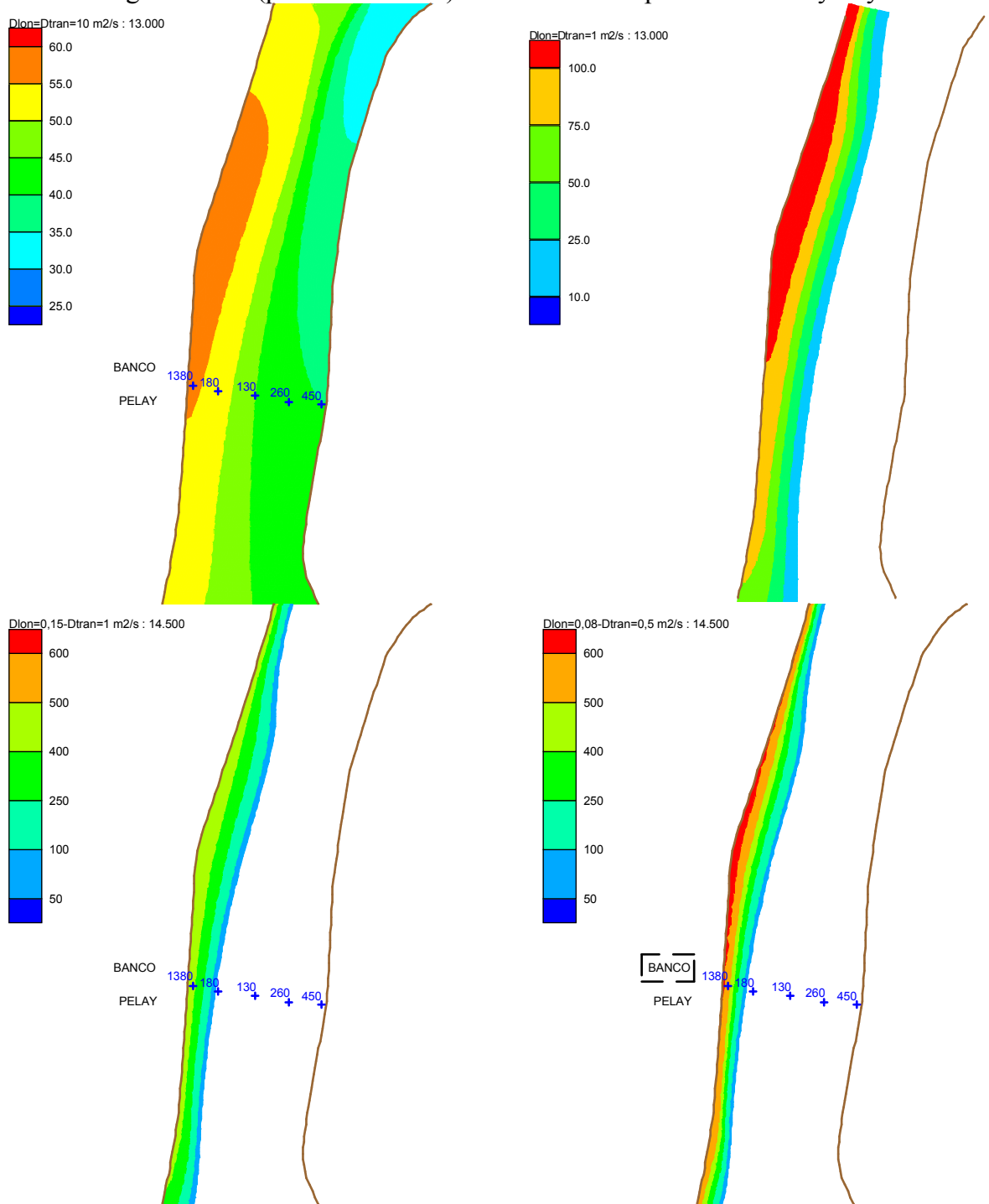


Figura 6: Concentraciones en inmediaciones de Banco Pelay simulando la descarga cloacal de Colón

Se puede apreciar en la Figura 6 que nuevamente, restando los valores naturales del orden de 130 NMP/100ml, las condiciones de simulación que mejor representan los valores medidos son las que poseen menor coeficiente de dispersión, y para las mismas la pluma de contaminantes se mantiene recostada sobre la costa argentina.

En la Figura 7 se presenta un corte de las concentraciones medidas y simuladas para los diferentes coeficientes de dispersión, considerando las descargas de Colón y Paysandú simultáneamente, resultando evidente el mejor ajuste obtenido con bajos coeficientes.

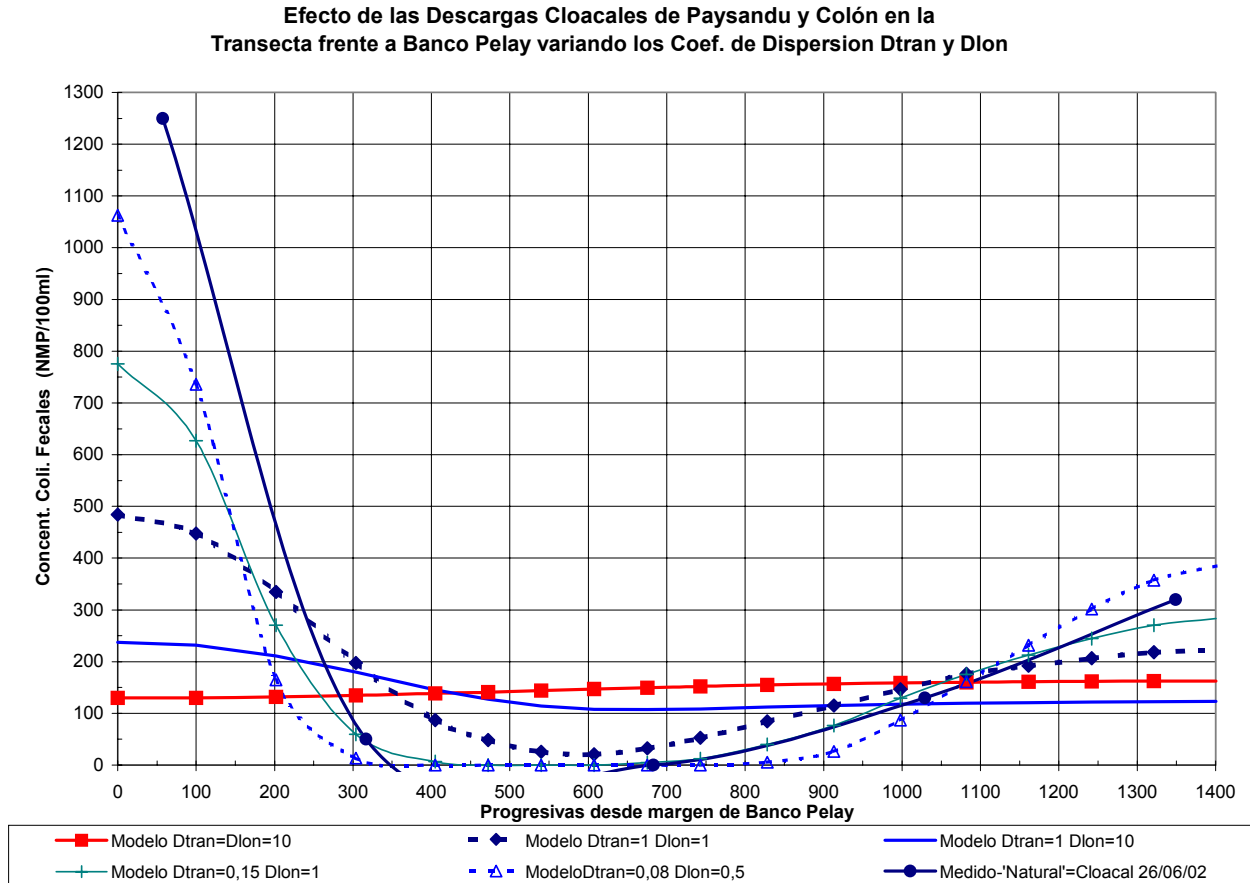


Figura 7: Sensibilidad al Coeficiente de Dispersión en la transecta de Banco Pelay para aguas altas (26/06/02)

Para apreciar el efecto de la dispersión en la variación temporal de la concentración, se simuló un pulso de 6 horas de duración de descarga en Colón, y se analizó la traslación del mismo hasta Banco Pelay, según se puede apreciar en las figuras siguientes. Cabe mencionar que en la parte superior se representan además las curvas correspondientes a un punto ubicado sobre la costa argentina inmediatamente aguas abajo de la descarga de Colón (Arroyo de la Leche). Además una de las curvas representada en la parte inferior corresponde a una descarga continua (individualizada como Cte.) y permite apreciar que con un pulso de 6 horas de duración se alcanza el máximo valor de concentración en Banco Pelay.

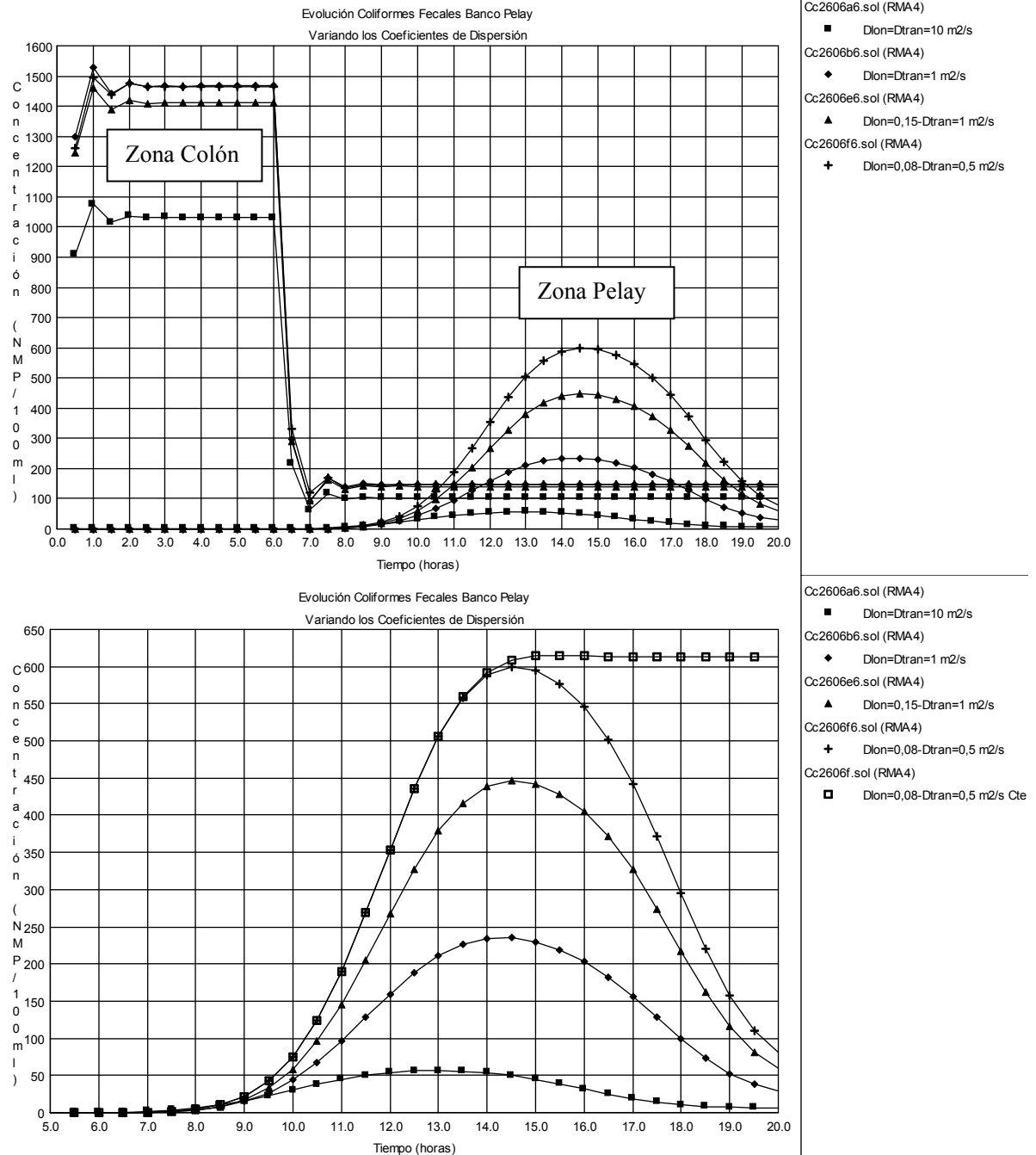


Figura 8: Sensibilidad al Coeficiente de Dispersión sobre la evolución temporal de la concentración de colifecales en la playa de Banco Pelay para aguas altas (26/06/02)

Para la condición de aguas bajas se analizaron además las variaciones temporales de la concentración, registradas en Banco Pelay. En el siguiente gráfico se ilustran las concentraciones medidas, apreciándose que el gradiente de concentración es del orden de 100 NMP/100ml/hora, resultado que se obtiene empleando bajos coeficientes de dispersión.

Coliformes Fecales Medidos en Banco Pelay - Fecha: 28/04/2004

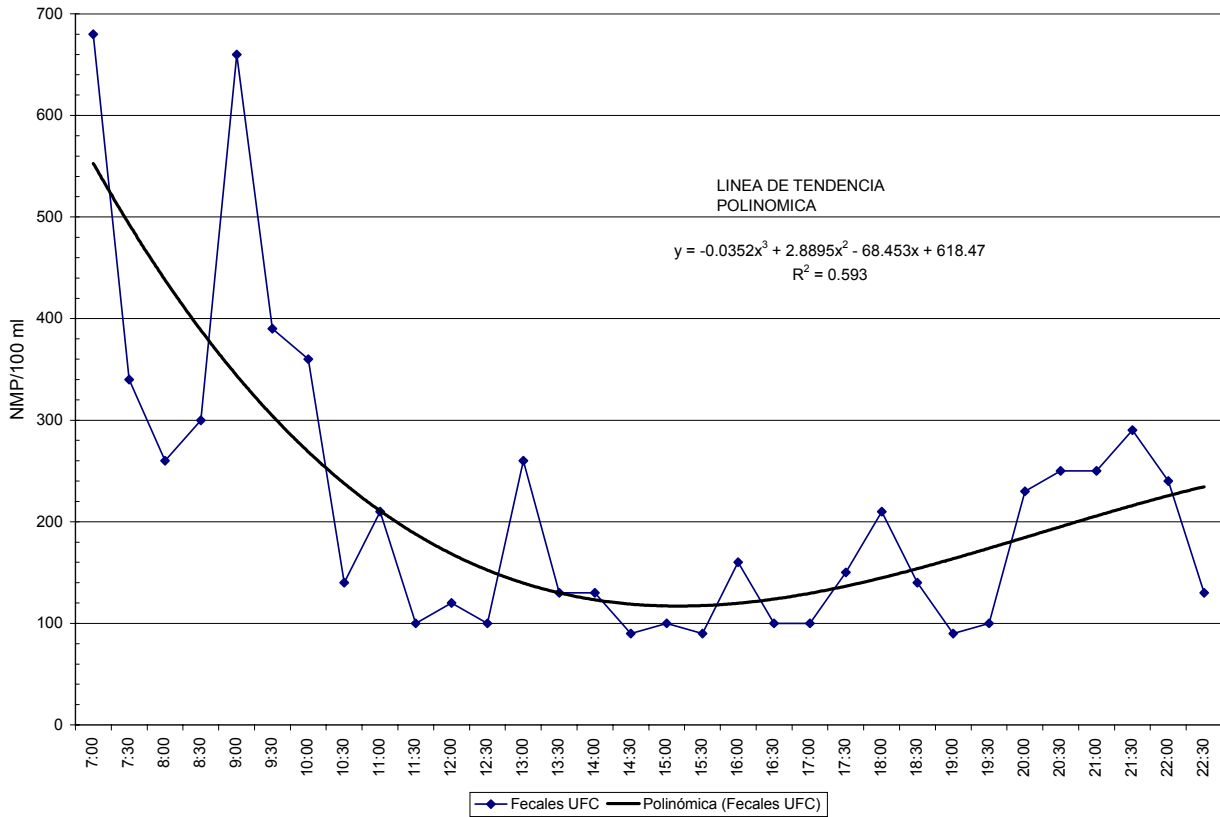


Figura 9: Fluctuación típica registrada de la Concentración de colifecales en Banco Pelay

Para la condición de aguas bajas no resultó factible bajar los coeficientes de dispersión a los valores requeridos debido a la generación de inestabilidades en el modelo. Se alcanzó a obtener una solución con baja inestabilidad empleando  $D_{tran}=0,15 \text{ m}^2/\text{s}$  y  $D_{lon}=0,65 \text{ m}^2/\text{s}$ , los que equivalen a  $kt=7,5$  y  $kl=32$ , valores que resultan elevados. Se efectuaron pruebas con  $D_{tran}=0,05 \text{ m}^2/\text{s}$  y  $D_{lon}=0,35 \text{ m}^2/\text{s}$  ( $kt=2,5$  y  $kl=17$ ); si bien la solución es inestable, se puede observar claramente que los flujos de contaminantes de ambas márgenes se mantienen separados a la altura de Banco Pelay. Asimismo, los gradientes temporales de fluctuación de la concentración de coliformes son también del orden de los registrados en Banco Pelay para estos coeficientes.

#### 4 CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos mediante los análisis de sensibilidad de la modelación matemática contrastados con las mediciones efectuadas en el tramo del Río Uruguay entre las ciudades de Colón y Concepción del Uruguay, indican que los coeficientes de dispersión adimensional transversal que deben aplicarse son bajos, encontrándose en el orden de los valores propuestos por Rutherford (1994) para cursos meandrosos.

El modelo RMA4 utilizado para resolver la ecuación de advección-dispersión presenta un comportamiento inestable cuando se especifican los bajos coeficientes de dispersión resultantes en condiciones de aguas bajas con turbulencia y profundidad de agua reducidas, por lo que deviene de sumo interés para el desarrollo de las investigaciones implementar un modelo más estable, tarea que actualmente se encuentra en vías de ejecución por parte del Grupo GECRU.

## 5 REFERENCIAS

- [1] J.M. Elder, *The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow*, Journal of Fluid Mechanics, 1959, Vol. 5, 541-560.
- [2] H.B. Fisher, *The Effects of Bends on Dispersion in Streams*, Water Resources Research (1969), 5(2), pp. 496–506.
- [3] D.H.F. Harleman, *Estuarine Modelling: An Assessment*, TRACON, Inc., for the Water Quality Office – EPA (1971).
- [4] D.R. Askren, *Numerical Simulatioon of Sedimentation and Circulation in Rectangular Marina Basins*, NOAA Technical Report NOS 77 (1979), pp. 41-42.
- [5] F.A. Bombardelli, A.N. Menendez, J.L. Montalvo, *Cuantificación del Impacto de los Vertidos en la Ría de Bahía Blanca*, Informe LHA-INCYTH 124-03-94 (1994), Vol. I, pp. 11-16.
- [6] J.C. Cardini, M. Garea, *Gasoducto Buenos Aires – Montevideo. Impactos Ambientales del Cruce del Rio de la Plata. Anexo A – Estudios Hidrosedimentologicos de Dispersion de los Sedimentos Dragados*, Serman & asociados s.a. para Gasoducto Cruz del Sur (2000).
- [7] J.C. Cardini, M. Garea, M. Campos, *Monitoreo y pronostico de evolucion de la pluma de turbiedad para las operaciones de zanjeado y tapada en el Río de La Plata. Informe Final*, Informe PFR - IF - 08/03/02, Serman & asociados s.a. para Gasoducto Cruz del Sur (2002).
- [8] J.C. Rutherford, *River Mixing*, J.Wilye & Sons, New York (1994).
- [9] J.B. Boxall, I. Gyumer, A. Marion, *Transverse mixing in sinuous natural open channel flows*, Journal of Hydraulic Research Vol. 41, No. 2 (2003) pp. 153–165.