

INDICE

A: MORFOLOGÍA DE RÍOS Y PROCESOS FLUVIALES	1
MORFOLOGÍA FLUVIAL Y EROSIÓN EN CURVAS ABRUPTAS DEL RÍO UCAYALI, PERÚ	3
<i>César Adolfo Alvarado Ancieta, Bernd Ettmer</i>	
GEOMORFOLOGIA. TARTAGAL UN CASO PREDECIBLE	5
<i>Osvaldo Barbeito, Pedro Contreras</i>	
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE SISTEMAS CAUCE-PLANICIE DE INUNDACIÓN EN GRANDES RÍOS ALUVIALES DE LLANURA	7
<i>Marina García, Pedro A. Basile, Gerardo A. Riccardi, Hernán Stenta</i>	
MODELO INTEGRADO PARA CALCULAR LA EVOLUCIÓN MORFOLÓGICA DE CANALES, INCLUYENDO EROSIÓN EN MÁRGENES COHESIVAS	9
<i>Pablo E. García, José Rodríguez, Ángel N. Menéndez, Martín Sabarots Gerbec</i>	
ESTUDIO DE EVOLUCIÓN EN EL LARGO PLAZO DE LOS ELEMENTOS MORFODINÁMICOS DEL ESTUARIO DE RÍO GRANDE (TIERRA DEL FUEGO, ARGENTINA)	11
<i>Paolo Gyssels, Gerardo Hillman, Gonzalo Moya, Mariana Pagot, Andrés Rodríguez</i>	
CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA E IDENTIFICACIÓN DE PROCESOS EN UN TORRENTE ALPINO (SARCA DI VAL GENOVA, ITALIA)	13
<i>Gabriel Kaless</i>	
APLICACIÓN DEL SISTEMA DE CLASIFICACIÓN FLUVIAL DE ROSEN EN ARROYOS URBANOS DE LA REGIÓN OESTE DEL ESTADO DE PARANÁ (BRASIL).	15
<i>Oscar Vicente Quiñónez Fernández</i>	
AJUSTES MORFOLÓGICO-SEDIMENTARIOS DEL RÍO BERMEJO EN TORNO AL PUENTE LAVALLE (CHACO ARGENTINO)	17
<i>Carlos G. Ramonell, Mario L. Amsler, Oscar Orfeo, María D. Montagnini, Melina Perez</i>	
GEOMETRÍA EN PLANTA DE EQUILIBRIO DE CORRIENTES DE DENSIDAD DEBILMENTE MEANDROSAS	19
<i>Oscar Sarmiento, Marco Falcón</i>	
ESTRUCTURA DEL FLUJO Y MORFOLOGÍA EN DOS CONFLUENCIAS AGUAS ABAJO DE ISLAS EN EL RÍO PARANÁ	21
<i>Ricardo N. Szupiany, Mario L. Amsler, Daniel R. Parsons, James L. Best, Robert Haydel</i>	
ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE ASPECTO ANCHO/TIRANTE (B/H) EN LOS FLUJOS EN CURVA	23
<i>Leticia Tarrab, Carlos A. Vionnet, Andrés Rodríguez</i>	

B: EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN	25
CONTROL DEL FENÓMENO DE AGRADACIÓN - DEGRADACIÓN DEL RÍO PIURA, MEDIANTE REALINEAMIENTO DEL CAUCE PRINCIPAL INFERIOR. FENÓMENO EL NIÑO, PIURA, PERÚ	27
<i>César Adolfo Alvarado Ancieta, Bernd Ettmer</i>	
EROSIÓN LOCAL EN ESTRIBOS DE PUENTES - ESTUDIO EXPERIMENTAL	29
<i>José Daniel Brea, Pablo Spalletti, Luis Rodríguez</i>	
MODELO DE ONDA DIFUSIVA PARA PROCESOS EROSIVOS A LARGO PLAZO. CASO DE ESTUDIO: RÍO CUARTO, CORDOBA	31
<i>Mariano Corral, Baldissone M., García C., Díaz A, González J., Rodríguez A, Farías H. D</i>	
INFLUENCIA DE LA EXTRACCIÓN DE ARIDOS EN RÍO CUARTO: MODELACIÓN Y MEDICIONES	33
<i>Mariano Corral, Baldissone M., Hidalgo M., Díaz A., Farías H., Rodríguez A., López F.</i>	
EROSIÓN CERCA DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS – PREDICCIÓN Y LEYES DE SIMILITUD EN MODELOS HIDRÁULICOS CON SEDIMENTOS FINOS	35
<i>Bernd Ettmer, César Adolfo Alvarado Ancieta</i>	
SIMULACIÓN DE FLUJO DE BARROS: CASO DE ESTUDIO DEL RÍO IRUYA	37
<i>Patricia Rut Jaime, Pablo Daniel Spalletti, José Daniel Brea</i>	
CARACTERIZACIÓN DE PROCESOS DOMINANTES EN UNA CUENCA ALPINA (CUENCA DEL TORRENTE SARCA DI VAL GENOVA, ITALIA)	39
<i>Gabriel Kaless</i>	
ESTUDIO DE EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE DE GEOMETRÍA COMPLEJA A NIVEL MESOMECAÁNICO	41
<i>R. Lorefice, T. Pílan, L. Olmos, H. D. Farías</i>	
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE SISTEMAS CAUCE-PLANICIE DE INUNDACIÓN EN GRANDES RÍOS ALUVIALES DE LLANURA	43
<i>Marina García, Pedro A. Basile, Gerardo A. Riccardi y Hernán Stenta</i>	
EROSIONES EN UNA CURVA DE MEANDRO EN EL RÍO COLASTINÉ, PROVINCIA DE SANTA FE	43
<i>María D. Montagnini, Mario L. Amsler</i>	
APLICACIÓN SIMULTÁNEA DE MODELOS FÍSICOS Y MATEMÁTICOS AL ESTUDIO DE EROSIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES	45
<i>Pablo Spalletti, Patricia Rut Jaime, José Daniel Brea, Luis Rodríguez</i>	
PROBLEMA DE SEDIMENTACIÓN EN EL RÍO PILCOMAYO	47
<i>Juan P. Martín Vide, Mabel Amarilla, Mario Gamarra y Fernando Zárate</i>	
UN MODELO SIMPLIFICADO DE EROSIÓN GENERAL EN CAUCES ARENOSOS CON CURVAS	49
<i>Juan Francisco Weber</i>	

C: INGENIERÍA FLUVIAL	51
TOPOGRAFÍA DEL CAUCE Y EROSIÓN EN CURVAS ABRUPTAS DE RÍOS, E INFLUENCIA DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN DE MARGEN - APLICACIÓN A RÍOS AMAZÓNICOS	53
<i>César Adolfo Alvarado Ancieta</i>	
MODELACIÓN FÍSICA TRIDIMENSIONAL DE LA OBRA DE PROTECCIÓN DE LA CÁRCAVA SUCO	55
<i>Horacio Herrero, Pablo Castro, Gonzalo Moya, Augusto Díaz, Carlos M. García. Andrés Rodríguez.</i>	
PRESAS PARA EL CONTROL DE FLUJOS TORRENCIALES EN EL ESTADO VARGAS, VENEZUELA	57
<i>José Luis López, David Pérez Hernández, Caudex V. Peñaranda</i>	
MAPAS DE RIESGO Y PROTECCIÓN DE CAUCES PARA EVITAR INUNDACIONES EN EL RÍO COATÁN EN TAPACHULA, CHIAPAS	59
<i>Martín D. Mundo Molina</i>	
ALTERNATIVAS PARA EL CONTROL SEDIMENTOLÓGICO DEL CANAL DEL DIQUE Y SUS EFECTOS SOBRE EL BALANCE ECOLÓGICO DE LA REGIÓN	61
<i>Jaime Iván Ordóñez, Carlos Eduardo Cubillos, Enif Medina Bello</i>	
BALANCE HÍDRICO Y SEDIMENTOLÓGICO DEL CANAL DEL DIQUE Y SUS EFECTOS SOBRE LA SEDIMENTACIÓN EN LA BAHÍA DE CARTAGENA	63
<i>Jaime Iván Ordóñez, Carlos Eduardo Cubillos, Gabriela Forero</i>	
OBRAS HIDRÁULICAS EN CUENCAS CON FUERTE PENDIENTE, PARA EL CONTROL DE SEDIMENTOS Y PROTECCIÓN DE POBLACIONES	65
<i>Javier Osnaya Romero, A.A. Jiménez Castañeda, J. Gracia Sánchez, V. Franco</i>	
ACERCA DE LA LONGITUD DE TRANSICIÓN AGUAS ABAJO DE DISIPADORES A RESALTO EN OBRAS DE BAJA CAÍDA.	67
<i>Martín Romagnoli, Raúl A. Lopardo</i>	
D: MANEJO DE CORREDORES FLUVIALES	69
SIMULACIÓN DEL ESCURRIMIENTO EN LA LLANURA DE INUNDACION DEL RIO PARANA EN SU TRAMO MEDIO	71
<i>Rodolfo Aradas, Sergio Herbón, Martín Spirito, Javier Charette, Marcelo Esper</i>	
ANÁLISIS MULTITEMPORAL PARA EVALUACIÓN DE EROSIÓN EN EL RÍO CTALAMOCHITA (TERCERO) EN LA LOCALIDAD DE VILLA ASCASUBI	73
<i>Agustín Balbis, Sabrina Miyno, Edgar Castelló, Gustavo Vanoli</i>	
COMPLEMENTACIÓN DE PROCEDIMIENTOS GEOMORFOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS PARA IDENTIFICAR UMBRALES DE INUNDACIÓN	75
<i>Laura Colladon, Graciela Felici, Gabriel Caamaño Nelli, Osvaldo Barbeito</i>	
RECOPIACIÓN HISTÓRICA DE UNA CRECIDA EXCEPCIONAL DEL RÍO SAN ANTONIO, EN LA CIUDAD DE VILLA CARLOS PAZ.	77
<i>Graciela Felici, Laura Colladon</i>	

OBRAS DE CORRECCIÓN FLUVIAL ARROYO ÑIRECO – SAN CARLOS DE BARILOCHE	79
<i>Jorge Pedro Heck, Marcelo Reverter</i>	
EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR DESBORDE EN EL RÍO AZUL	81
<i>E. Javier Herrera, Patricia Jaime, José Daniel Brea</i>	
ESTUDIO DE CAUDAL ECOLÓGICO PARA EL SISTEMA DEL RÍO DULCE Y SUS HUMEDALES	83
<i>Guillermo Marraco, Gerardo Hillman, Mariana Pagot, Cecilia Pozzi, Gonzalo Plencovich, Daniel Cabido, Romina Juncos, Andrés Rodríguez, Héctor D. Farias</i>	
RIESGO DE INUNDACIONES EN EL RÍO LUJÁN	85
<i>Jorgelina Reyna, Pablo Spalletti, José Daniel Brea</i>	
AMENAZA POR CRECIENTES REPENTINAS EN LA COMUNA DE CUESTA BLANCA, PROVINCIA DE CÓRDOBA	87
<i>Rodrigo M. Ugarte, Osvaldo L. Barbeito, Silvio N. Ambrosino</i>	
INCERTIDUMBRE EN LA ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE PERIODOS DE ESTIAJE	89
<i>Leticia Vicario, Carlos M. García, Laura Colladon, Andrés Ravelo, Andrés Rodríguez</i>	

A

Morfología de Ríos y Procesos Fluviales



MORFOLOGÍA FLUVIAL Y EROSIÓN EN CURVAS ABRUPTAS DEL RÍO UCAYALI, PERÚ

César Adolfo Alvarado Ancieta¹ y Bernd Ettmer²

¹Ingeniero Civil, M. Sc. Jefe de Proyecto, FICHTNER GmbH & Co. KG, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart, Alemania, www.fichtner.de

e-mail: alvaradoc@fichtner.de; www.freewebs.com/alvarado-ancieta

²Dr.-Ing., Jefe del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß de Obras Hidráulicas, Universidad Técnica de Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Alemania. e-mail: b.ettmer@tu-bs.de; www.lwi.tu-bs.de

Introducción El río Ucayali nace en las cuencas sureñas altoandinas del Perú y drena la misma en las cercanías de los famosos sitios incaicos de Machu Picchu y Cusco. El río Ucayali se caracteriza por presentar un progresivo cambio en sus formas de cauce en planta, mostrándose desde un complejo cauce anastomósico, meándrico, y de abundantes islas sin y con vegetación. En su cuenca intermedia, estas islas se presentan en el trayecto de manera abundante, y la característica meandriforme es la predominante, formando curvas abruptas descritas con largas barras de sedimentación en la curva interna y profundas fosas de erosión en la curva externa.

Cambios en las formas en planta y en la sección transversal del río Ucayali, ver Figura 1, y modificaciones en la morfología del río debido a los fenómenos de erosión y sedimentación causan profundas fosas de erosión a lo largo de la curva externa del río. Puesto que no existe una presencia de muchos ríos tributarios mayores que descargen en el río Ucayali, la modificación en la forma del cauce del río en estudio resulta hacia aguas abajo en un decremento de la pendiente longitudinal del río, así como también en el tamaño del sedimento.

Teniendo como base una investigación previamente desarrollada y presentada sobre “topografía del cauce y erosión en curvas abruptas de ríos, e influencia de las obras de protección de margen”, relacionado a las características meandriformes de los ríos amazónicos, y disponiendo información útil detallada del río Ucayali en un tramo de longitud de estudio de 1000 km desde la ciudad de Pucallpa hasta su confluencia con el río Marañón de aproximadamente 50 curvas abruptas, se presenta aquí una aplicación a un caso real con respecto a una fórmula propuesta para la predicción de la profundidad máxima de erosión en curvas abruptas sin protección de margen, ver Figura 3, en conjunto con la correspondiente medida de mitigación a través de una fórmula estimativa para la predicción de la profundidad máxima de erosión en curvas abruptas con protección de margen flexible a base

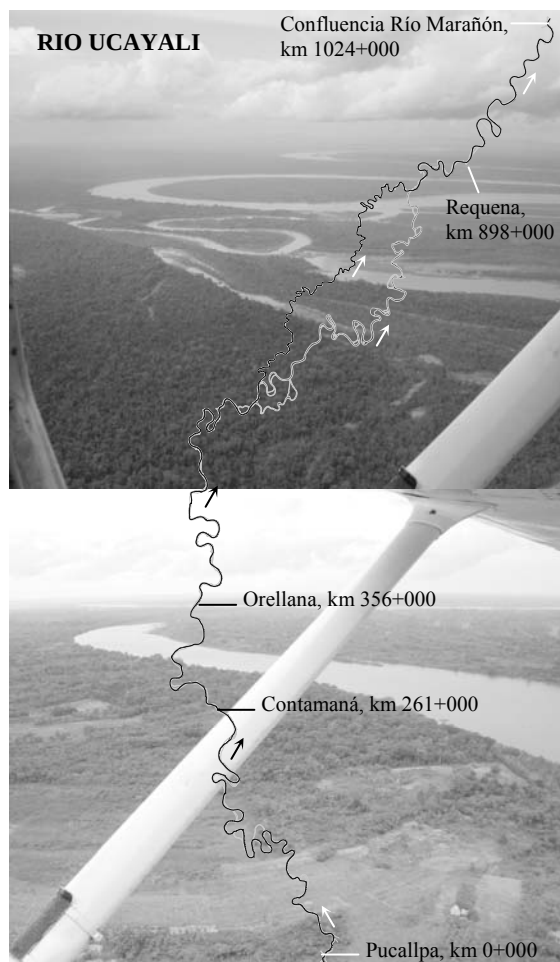


Figura 1.- Vista aérea y en planta del río Ucayali, desde Pucallpa hasta la confluencia con el río Marañón, Perú.

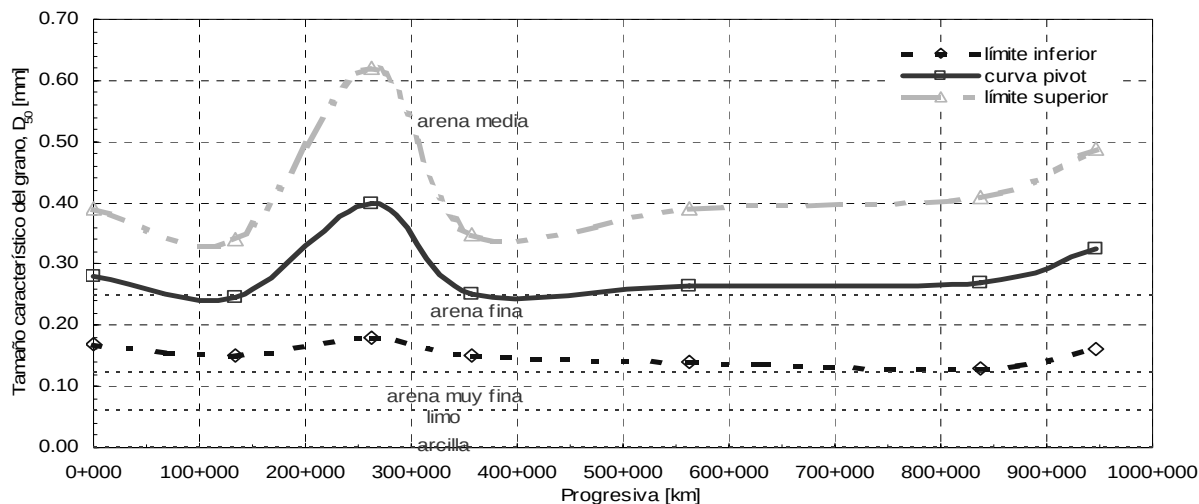


Figura 2.- Tipo predominante del material del fondo del río Ucayali.

de enrocado de protección.

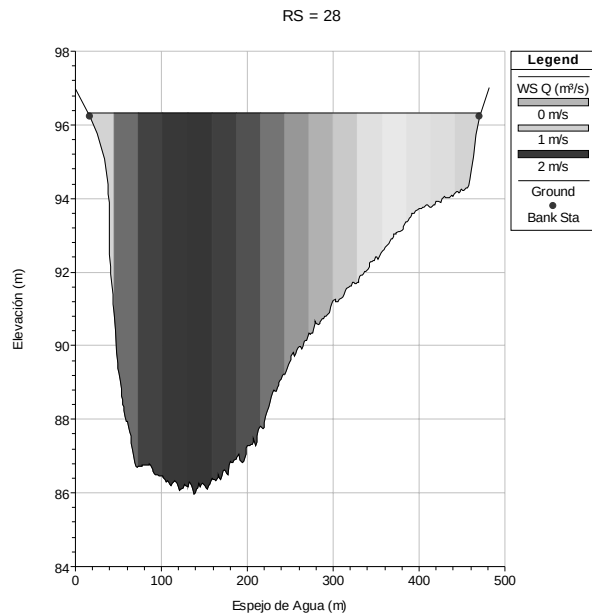


Figura 3.- Río Ucayali, profundidad máxima de erosión en curva abrupta sin protección de margen.

Objetivos

El objetivo de la presente investigación es la aplicación de las fórmulas de predicción de profundidad máxima de socavación (Alvarado Ancieta, C.A. 2004) mediante la evaluación de la misma en 50 curvas abruptas seleccionadas a lo largo del tramo bajo investigación del río Ucayali.

Materiales y Métodos

La presente investigación consistió en la evaluación hidráulica de los tramos de curvas abruptas más representativos disponiendo como base de análisis la topografía del cauce medida tanto en época de avenidas, como en estiaje a lo largo de los 1000 km de longitud del río.

Evaluación

Se efectúa una evaluación de la data registrada, basándose en el análisis del material de fondo, ver Figura 2, velocidad del flujo y fuerzas tractivas para el cauce principal.

Conclusiones

Se verifica las fórmulas propuestas para la predicción de la profundidad máxima de erosión en curvas abruptas sin protección de margen.

Referencias

- Alvarado Ancieta, C.A.** (2004). Bed Topography and Scour in Sharp River Bends, and Influence of Bank Protection Works. M.Sc. Dissertation - Thesis HE 179, Vol. 1 & 2. IHE-Delft, The Netherlands.
- Consorcio H&O - ECSA** (2005). Estudio de Navegabilidad del Río Ucayali en el tramo comprendido entre Pucallpa y la confluencia con el río Marañón. Dirección General de Transporte Acuático del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.
- Jansen, P.Ph.** (1979). Principles of river engineering, The non-tidal alluvial river. Delftse Uitgevers Maatschappij, Delft University of Technology.
- Klaassen, G.J.** (2001). Advanced river dynamics - IHE-Delft, The Netherlands.

Odgaard, A.J. (1984). Flow and bed topography in alluvial channel bend. J. Hydr. Engng., ASCE, Vol. 110, No. 4, pp. 521-536.

Van Rijn, L.C. (1993). Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal Seas and Oceans. IHE-Delft.

Zolezzi, G. - Seminara, G. (2001). Downstream and upstream influence in river meandering. Part 1. General theory and application to overdeepening. J. Fluid Mech., Vol. 438, pp. 183-211.

Zanke, U., (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York

Agradecimientos

A los docentes Ing. César Gonzales Linares e Ing. Rubén Mogrovejo del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Ricardo Palma, en Lima, por su colaboración en la recopilación de información importante motivo de la presente investigación.

Cabe destacar que la presente investigación se enmarca en el acuerdo de cooperación suscrito entre los autores en representación del Leichtweiß Institut für Wasserbau de la Universidad Técnica de Braunschweig (Alemania) e Hidráulica y Oceanografía - H&O (Perú).

GEOMORFOLOGIA. TARTAGAL UN CASO PREDECIBLE

Osvaldo Barbeito¹ y Pedro Contreras²

^{1, 2} INA-CIRSA. Ambrosio Olmos 1142. TE 4682781. coyabarbeito@gmail.com; pcontreras73@hotmail.com

Introducción

La naturaleza y dinámica del territorio no considerada en la planificación territorial, trae como consecuencia muchas veces efectos indeseables, atribuidos con frecuencia a causas que no se condicen con la realidad.

Tal es el caso de lo ocurrido en la Ciudad de Tartagal en la Provincia de Salta, cuando en diciembre del año 2005, tuvieron lugar lluvias que superaron la media mensual en más de 400 mm (Cabral, C. 2006), lo que trajo aparejado la destrucción de obras urbanas y viales de alto valor estratégico para el tránsito de la región.

Si bien las causas de lo ocurrido fueron atribuidas a factores de distinta índole, estudios antecedentes indican la inestabilidad geológica y geomorfológica de la región (Albeiro y Berango, 2002).

Frente a esto el objetivo del presente estudio, es de realizar un diagnóstico de base geológica y geomorfológico orientado a determinar el peso que han tenido estos factores en lo ocurrido y en que medida ha influido su desconsideración, en la planificación territorial.

Se pretende con los resultados llamar la atención en lo que se refiere a la necesidad de realizar estudios de carácter interdisciplinar, cuando se interviene el medio natural, a los efectos de no repetir errores en el futuro.

Materiales y Métodos

Para la realización del diagnóstico se emplearon las técnicas de la teledetección mediante el uso de imágenes satelitales de fecha anterior y posterior al desastre ocurrido, con apoyo de información Google Earth.

A partir del tratamiento de información antecedente, se realiza un análisis y evaluación a nivel de la cuenca hidrográfica del río Tartagal y del entorno hidrológico vinculado a la población, considerando la naturaleza geológica, la geomorfología y procesos morfodinámicos, la cubierta de vegetación natural y el uso actual.

El clima como principal factor desencadenante, se considera mediante un análisis histórico de las precipitaciones medias anuales de la región, según la distribución, comportamiento y evolución temporal, aplicando técnicas de análisis espectral de las series de tiempo.

Características del Medio Físico de la Región

La cuenca hidrográfica del río Tartagal tiene desarrollo en la sierra del mismo nombre, formando parte del sistema de las Sierras Subandinas.

La unidad orográfica responde a un anticlinal N-S levemente asimétrico con el flanco oriental mas empujado en dirección a la población de Tartagal, localizada al pie de esta en el ápice del abanico aluvial que ha generado el río en su ingreso al sector pedemontano.

La cuenca hidrográfica con cierre en la población, tiene una superficie de 75 km²., con un colector principal que se origina a 1293 m.s.n.m. y luego de un recorrido de 19 km., ingresa al sector urbano de la Ciudad a 502 m.s.n.m., lo que define una pendiente media de 4.16%. El grado de jerarquización de la red, es de orden 5 y la forma planimétrica define un Factor forma de 1.42.

El río Tartagal a la salida de la sierra e ingreso al sector urbano, por pérdida de pendiente, adopta diseño meandriforme en parte variado por la obra de canalización, características a que se ajustan todos los cursos de la vertiente oriental de la sierra.

El relieve de la cuenca de montaña se caracteriza por pendientes que varían entre 10° a mas de 50° y en el eje del abanico en el que se localiza la población, la pendiente es del orden de los 6°.

La geología en la cuenca alta y media, se representa por secuencias estratificadas y plegadas de rocas sedimentarias clásticas que varían entre areniscas, limonitas, arcilitas y conglomerados, mientras que en el piedemonte, se representa por los depósitos fluviales aterrazados con estratos areno-gravosos a gravosos gruesos que componen el abanico (SEGEMAR 2001).

Las condiciones de clima húmedo tropical en la montaña, han generado intensos procesos de meteorización que dieron lugar a una potente cubierta de regolito de la que evolucionaron suelos profundos, de texturas medias a finas, mientras que en el piedemonte, los suelos profundos son de texturas mas gruesas, en ambos casos con ligera a moderada susceptibilidad a la erosión hídrica.

La vegetación natural de selva de Yunga (Montana, Pedemontana y de Transición), en su conjunto, se componen por bosques y montes densos de alto grado de protección hidrológica, sujeta a alteración escas en la montaña y severa en el piedemonte por eliminación para el uso agrícola-ganadero.

El uso del suelo se restringe a pequeñas parcelas de desmonte para agricultura y aprovechamiento forestal selectivo en el ambiente de montaña (roble), a diferencia del piedemonte, en donde el uso agrícola ganadero es intensivo alcanzando en el periodo 1984-2006 en el Dpto San Martín, un incremento que va de 70.129,18 Hec a 251277,58 Hc, (Cabral, C. M. 2006).

En lo que respecta los procesos dinámicos de orden natural que modelan el paisaje y que representan procesos riesgos para bienes y personas, en la región se destacan los procesos ligados a la acción de la escorrentía superficial, los procesos fluviales y los procesos de remoción en masa.

Los primeros se manifiestan en forma de erosión hídrica en todas sus formas, en un grado dependiente de la alteración de la cubierta de vegetación natural que actúa como reguladora. En la cuenca de montaña donde la vegetación conserva en gran parte sus características originales, los procesos mantienen la intensidad y extensión de orden geológico normal (baja a moderada), a diferencia del piedemonte, en donde es fuerte el grado de alteración y los procesos acelerados son intensos y generalizados.

En lo que respecta a los procesos fluviales regidos, se destacan las inundaciones repentinas y los procesos de erosión y sedimentación asociados.

Los parámetros morfométricos del sistema hidrográfico de montaña, involucran la descarga de importantes picos de crecida con alta capacidad de carga y competencia en el piedemonte. Esto significa en la parte apical y media del abanico aluvial, fuertes y progresivos procesos de erosión de márgenes regidos por el patrón meandriforme del cauce y procesos de aluvionamiento, en la parte distal.

Por último entre los procesos de remoción en masa regidos

por factores condicionantes como la naturaleza y pendiente del terreno y por factores desencadenantes, entre los que el clima ocupa el primer lugar, se destacan deslizamientos en forma de detritos y tierras.

La acción de estos procesos en el pasado y en la actualidad, es muy evidente por la presencia de frecuentes cicatrices en las laderas.

Estas cicatrices presentan distintos grados de evolución, manifiestos en el estado de crecimiento de la vegetación natural arrastrada al activarse los procesos.

Resultados

El análisis histórico de las precipitaciones medias de la región, indica la ocurrencia de eventos climáticos similares en el pasado reciente, con precipitaciones del mismo orden.

Asociados a la intensidad de las lluvias en el análisis de teledetección temporal, se destaca la acción de los siguientes procesos:

1) Importantes y generalizados procesos de erosión hídrica en forma laminar, regueros y cárcavas, asociados a la acción del escurrimiento superficial. Estos afectaron en las pendientes del abanico aluvial en el entrono de la población, en donde la cubierta de vegetación natural ha sido eliminada en su mayor parte y en mucho menor grado, a la cuenca de montaña, en donde esta conserva en gran parte las características originales. En este caso los procesos erosivos han mantenido la intensidad de orden geológico normal (baja a moderada).

2) Intensos y generalizados procesos fluviales en forma de erosión en profundidad y de márgenes, que han sido la causa principal de los daños y pérdidas que afectaron a la población.

En el análisis temporal, estos evidencian un avance significativo regidos por la dinámica fluvial natural gobernada por la pendiente, el carácter friable de los materiales y el diseño de escurrimiento meandriforme del cauce del río.

Tal dinámica en su progresión aguas abajo en dirección al área urbana, no fue contenida por la obra de canalización del cauce, por la incapacidad para conducir los caudales originados y controlar la erosión.

Como consecuencia las áreas urbanas y periurbanas aledañas al cauce, fueron severamente afectadas por divagación de meandros, encajamiento y ampliación de este, a lo que se le suma el efecto de encajamiento de las escorrentías laterales concentradas por la infraestructura vial (Ruta Nac. N° 34).

Idéntica dinámica fluvial, aunque con consecuencias menos graves, ha tenido lugar en los cursos de los arroyos Cuña Muerta, Zanja Honda y Yariguarenda.

3) Generalizados procesos de remoción en masa en la cuenca de montaña, en forma de deslizamientos de rocas, detritos y tierras, son evidentes en numerosas cicatrices de despegue en las laderas.

El análisis temporal indica una notable actividad de los procesos, en particular en el flanco oriental del plegamiento en donde son mayores las pendientes naturales y se dan las condiciones estructurales y geológicas mas propicias.

Si bien se evidencian procesos activos en los sitios en que ha sido afectada la pendiente de equilibrio por obras de infraestructura vial, estos son puntuales.

Conclusiones

Los procesos que afectaron a la Ciudad de Tartagal en diciembre del 2005, obedecen en su mayor parte a factores condicionantes y desencadenantes de orden natural, no considerados convenientemente en la planificación territorial.

Los procesos fluviales como los de mayor peso en lo ocurrido, fueron regidos en su mayor parte por el condicionamiento natural, siendo la causa principal del desastre ocurrido, la obra de canalización insuficiente y la incorrecta localización de los sectores mas comprometidos.

En la actualidad los procesos tienen una franca tendencia a la intensificación, que de no tomarse las medidas adecuadas para su control, darán lugar severas situaciones de inestabilidad.

En la cuenca de montaña los procesos de remoción en masa fueron disparados por la conjunción de factores geológicos, geomorfológicos y climáticos y solo en forma puntual, por la intervención humana.

No acontece lo mismo en el caso de los importantes y generalizados procesos de erosión hídrica que afectan el entorno de la población, en donde la fuerte alteración de la cubierta de vegetación natural ha sido la causa principal. No obstante esta situación, si bien a significado un fuerte impacto negativo a los suelos productivos, no ha tenido incidencia en los procesos que afectaron a la población, dada la posición geomorfológica que esta ocupa en el abanico aluvial, lo que significa escorrentías divergentes y no convergentes a partir de ella (perfil transversal convexo), aunque si significará un problema futuro, la no-consideración de la progresión aguas arriba de los procesos de caracavamiento.

Referencias

- Albeiro, J. y Berango, L.** (2002): “*El Aluvión de Campamento Vespucio Provincia de Salta. Factores desencadenantes*”. Actas del XV Congreso Geológico Argentino. El Calafate.
- Albeiro, J. y Berango, L.** (2002): “Reconocimiento de Eventos de Inundación Históricas al este del Campamento Vespucio. Provincia de Salta”. Actas del XV Congreso Geológico Argentino. El Calafate.
- Cabral, C.** (2006): “Diagnóstico Ambiental del Departamento San Martín. Análisis de la Situación Global del municipio de Tartagal y Área de Influencia”. Municipalidad de Tartagal. Salta.
- SEGEMAR** (2001). “*Hoja Geológica 2363-I Tartagal Provincia de Salta*”. Universidad Nacional de Salta. Servicio Geológico Minero Argentino.
- Comisión Regional del Río Bermejo.** (2006) “Informe Técnico: Situación de Emergencia Hídrica en la zona de la localidad de Tartagal”.

MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE SISTEMAS CAUCE-PLANICIE DE INUNDACIÓN EN GRANDES RÍOS ALUVIALES DE LLANURA

Marina García^{(1),(3)}, Pedro A. Basile^{(1),(3)}, Gerardo A. Riccardi^{(2),(3)}, Hernán Stenta^{(1),(3)}

⁽¹⁾CONICET, ⁽²⁾CIUNR, ⁽³⁾DH y CURIHAM-FCEIA-UNR - Riobamba 245 bis, (2000) Rosario, Argentina - Telefax: 0341 4808541. E-mail: mgarcia@fceia.unr.edu.ar

Introducción

La modelación hidrodinámica de procesos de inundación en valles aluviales constituye la base para el análisis de importantes problemas hidroambientales. Por un lado, la modelación permite la evaluación del riesgo de inundaciones (Penning-Roswell et al., 1996), además, los modelos hidrodinámicos que describen apropiadamente los procesos hidráulicos en sistemas cauce-planicie de inundación pueden ser utilizados para representar otros subprocesos, tales como el transporte de sedimentos (Nicholas y Walling, 1997; Asselman et al., 1995), el transporte de contaminantes (Feldhaus et al., 1992) y el escurrimiento subterráneo en la planicie (Stewart et al., 1999; Bates et al., 2000). El grado de detalle en la representación de procesos hidráulicos es función del tipo y exactitud de las predicciones requeridas, de la calidad de los datos disponibles para parametrizar el modelo y de las escalas espaciales y temporales en las cuales el modelo debe operar.

En la última década la representación de la dinámica del flujo hídrico en sistemas formados por cauce principal y planicie de inundación ha sido realizada utilizando modelos 1D (Horrit et al., 2002; Helmiö, 2002), híbridos 1D-2D (Werner et al., 2005); Cuasi-2D (Bates et al., 2006; Horrit et al., 2002); 2D (Nicholas et al., 2006; Toda et al., 2005; Horrit et al., 2002; Stewart et al., 1999; Nicholas et al., 1996) y 3D (Wilson et al., 2006; Nicholas et al., 2004).

Los modelos 1D y 2D citados precedentemente fueron aplicados para reproducir mapas de inundación e hidrogramas observados en tramos de ríos de 5-60 Km de longitud, con anchos de planicies de inundación menores que 3 Km y con ausencia de cursos secundarios importantes en el valle aluvial. Mientras que, los modelos hidrodinámicos 3D, dados los requerimientos computacionales y la información necesaria para su implementación, han sido aplicados en dominios espaciales definitivamente menores, es decir, para longitudes de tramos del orden del kilómetro.

Tramos característicos de sistemas cauce-planicie en grandes ríos aluviales de llanura muestran longitudes del orden de centenares de kilómetros, anchos del valle aluvial del orden de las decenas de kilómetros y anchos del cauce principal del orden de algunos kilómetros. El valle aluvial muestra, además, una morfología compleja, se encuentra frecuentemente surcado por una densa red de cursos secundarios y se observan albardones costeros que involucran distancias considerables a lo largo de la unión cauce-planicie. En estos casos, para simulaciones numéricas a grande escala espacial y temporal, los modelos 1D resultan inapropiados ya que la unidimensionalidad no es representativa del patrón de flujo real. Por otro lado, los modelos 3D, basados en la ecuaciones de Reynolds, acopladas por ejemplo con modelos k- ϵ de cierre de turbulencia, resultan prohibitivos dadas las escalas espaciales y temporales involucradas y los modelos 2D, si bien pueden proveer un nivel de descripción detallado de los procesos hidráulicos involucrados, no resultan adecuados dado que se tornan onerosos computacionalmente.

Una alternativa válida es la utilización de modelos cuasi-

2D. Efectivamente, en sistemas de cauce-planicie en grandes ríos aluviales de llanura las crecidas presentan duraciones considerables del orden de meses y se propagan en forma gradual con celeridades extremadamente bajas. La inundación en la planicie se desarrolla igualmente en forma gradual, produciéndose el llenado paulatino de la misma por desborde del curso principal y de los cursos secundarios que drenan en parte los excedentes del mismo valle. Este mecanismo de funcionamiento hidráulico es compatible con las hipótesis consideradas en la formulación de los modelos hidrodinámicos Cuasi-2D (Cunge et al., 1980). En efecto, el modelo Cuasi-2D CTSS8 (Riccardi, 1997, 2000) aplicado en un tramo del río Paraná ha mostrado una capacidad de reproducción de perfiles de velocidad transversales comparable a las de los modelos 2D promediados en la vertical (Basile y Riccardi, 2002).

Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo es desarrollar e implementar modelos apropiados para evaluar procesos de inundación-sedimentación en valles aluviales de grandes ríos de llanura. En una primera etapa, que aquí se presenta, se plantea la calibración de los procesos hidráulicos en el curso principal, cursos secundarios y planicie aluvial. Sucesivamente, se prevé desarrollar y acoplar un módulo de simulación sedimentológica, que permitirá la representación del transporte de sedimentos y de los procesos de erosión/sedimentación. La aplicación principal es sobre un extenso tramo del río Paraná, comprendido entre la ciudad de Diamante (Entre Ríos) y la ciudad de Ramallo (Bs. As.).

Materiales y Métodos

Para la simulación numérica hidrodinámica se utiliza el modelo CTSS8 (Riccardi, 2000). La propagación bidimensional de caudales se realiza mediante un espectro de leyes de descarga entre celdas, las cuales han sido derivadas a partir de la ecuación dinámica de Saint Venant. Para contemplar condiciones de flujo particulares en aquellas zonas del área en estudio que presentan albardones, terraplenes artificiales, estructuras hidráulicas, etc., se utilizan leyes de descarga específicas para puentes, vertederos, alcantarillas, compuertas, etc.. Para la aplicación del modelo se utiliza una plataforma de pre y postprocesamiento bajo entorno Windows© denominada SIMULACIONES 2.0 (Rentería y Stenta, 2005).

El área en estudio se limitó a la zona que comprende el cauce principal y valle de inundación del río Paraná, desde la ciudad de Diamante en el extremo aguas arriba hasta la ciudad de Ramallo en el extremo aguas abajo. A partir de Diamante el cauce principal del río Paraná cruza todo el valle y se recuesta sobre la margen Santafesina a la altura de las ciudades de Maciel y Oliveros. A partir de esa zona el valle aluvial se desarrolla sobre la margen izquierda del río y el ancho del mismo varía entre 40-60 Km, mientras que, el ancho del cauce principal varía entre 0,5-3 Km aproximadamente. La longitud aproximada del tramo modelado es de 200 Km. El área total aproximada de modelación es de 8000 Km². Las celdas de discretización del dominio son de 500 por 500 m. Actualmente el modelo cuenta con 6636 elementos que representan el curso

principal y los cursos secundarios en el valle de inundación (celdas río) y 23220 elementos que representan el valle de inundación (celdas valle).

Para la aplicación del modelo, se comenzó con la definición topobatemétrica del cauce principal y valle aluvial del río. Para ello se elaboró el modelo digital del terreno con la ayuda de datos sobre relevamientos topográficos efectuados en el valle aluvial, datos topobatemétricos del curso principal y cursos secundarios, imágenes satelitales y fotos aéreas de la zona en distintos estados del río (aguas bajas, medias y altas).

Se definieron y seleccionaron las celdas del modelo en celdas río y celdas valle. Luego se asignaron los coeficientes y parámetros necesarios para su funcionamiento, como ser los coeficientes de rugosidad de Manning en los cauces y valle, pendientes de taludes laterales, pendientes transversales, especificación de vinculaciones, coeficientes de gasto en uniones tipo vertedero, condiciones de borde e ingreso de caudales en determinados elementos.

La constitución del modelo matemático tuvo un desarrollo paulatino. Se comenzó con el cauce principal y luego se le incorporaron las islas y las vinculaciones, los vertederos y los terraplenes. Posteriormente se adicionaron los cursos secundarios en el valle de inundación. En la Figura 1 se presenta una imagen de la constitución actual del modelo brindada por la plataforma SIMULACIONES 2.0, donde se observa el curso principal y los cursos secundarios en el valle aluvial.

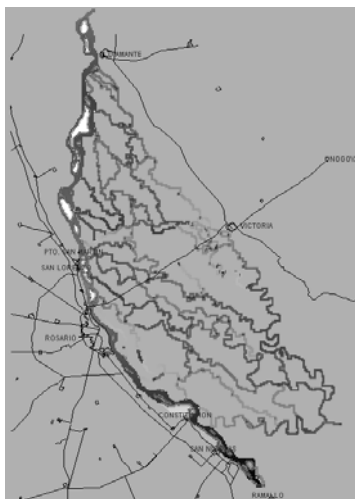


Figura 1.- Imagen de la constitución del modelo matemático.

Se realizaron corridas preliminares con caudales constantes para controlar la conectividad entre celdas y el correcto funcionamiento del modelo. En primera instancia se determinaron las curvas altura-caudal correspondientes a las condiciones de borde en el extremo aguas abajo. Luego se partió con un nivel hídrico igual a cero en todas las celdas y se ingresó en el sistema el caudal en el extremo aguas arriba y el modelo se hizo correr hasta que las alturas de agua en cada celda se estabilizaron.

A los efectos de analizar el comportamiento dinámico del sistema, solamente con flujo encauzado, se consideraron hidrogramas de crecidas que no generaron transferencia de agua desde el curso principal y desde los cursos secundarios hacia la planicie. Tales eventos fueron caracterizados por aguas bajas y medias. Para aguas bajas se consideró el hidrograma del año 1968 (año mínimo) y para aguas medias el hidrograma correspondiente al año 1994 (año medio), el cual representa el hidrograma real que menos se desvía del hidrograma medio estadístico

correspondiente al período 1967-1996. Para tales eventos se realizaron diversas corridas de calibración y se ajustaron los coeficientes de rugosidad de Manning de las celdas. Los valores obtenidos variaron entre 0,033-0,040 s/m^{1/3}. Por otra parte, se consideraron distintos coeficientes de gasto en los vertederos que simulan las vinculaciones existentes entre las celdas del cauce principal y las celdas de los cursos secundarios que drenan el valle aluvial, los mismos variaron entre 0,2 y 0,5 en función de la incidencia del flujo de agua del cauce principal sobre los mismos.

Evaluación de Resultados

Los resultados de las simulaciones realizadas con caudal constante evidenciaron los patrones de escurrimiento del agua dentro del valle. El agua ingresa por los cursos secundarios cuando el nivel hídrico en el cauce principal supera la cota de fondo de los mismos en correspondencia de la vinculación cauce-planicie. Las principales entradas a la zona de la planicie se dan en el curso de la vieja Ruta de la balsa Rosario-Victoria y el río Pavón al sur de la planicie. A partir de allí, el agua va alimentando los cursos interiores y se distribuye en la red hidrográfica del valle.

Dentro del valle aluvial, hacia el sur, se observa que existe una tendencia de mayor escurrimiento en los cursos sobre la margen izquierda de la planicie, la cual es una zona de bajos importantes y lagunas permanentes, las cuales ocupan la denominada llanura de activación temporaria. Las simulaciones muestran que el modelo describe adecuadamente la dinámica hídrica del flujo encauzado en el valle.

Con respecto a las modelaciones para aguas bajas y aguas medias, la calibración consistió en lograr que los limnigramas calculados reproduzcan los correspondientes limnigramas observados en diferentes secciones a lo largo del curso principal. Los coeficientes de rugosidad variaron en un rango limitado y los valores obtenidos son físicamente plausibles. Asimismo, se asignaron valores verosímiles a los coeficientes de gasto en las uniones tipo vertedero. Los ajustes logrados son muy satisfactorios, verificándose errores promedios entre los limnigramas calculados y observados que varían entre el 5-8 %.

Conclusiones

Se implementó y aplicó el modelo CTSS8 para simular la hidrodinámica del sistema cauce-planicie de inundación en un tramo del río Paraná, particularmente en condiciones de aguas bajas y medias. El modelo hidrodinámico implementado representa satisfactoriamente la dinámica del flujo encauzado en el sistema cauce-planicie del tramo estudiado.

A los efectos de analizar el funcionamiento hidráulico del sistema en aguas altas es necesario activar las celdas valle. Asimismo, se deben considerar, las obras de infraestructura vial construidas recientemente y que atraviesan completamente el valle aluvial del río Paraná en la zona modelada (conexión física Rosario-Victoria). Por lo tanto, debe incorporarse en el modelo el terraplén y los puentes de la conexión, para analizar el comportamiento actual del sistema, particularmente en condiciones de aguas altas.

Referencias

- Basile, P.A. y Riccardi, G.A.** (2002). "A Quasi-2D Hydro-Morphological Mathematical Model: An Application to the Argentinean Paraná River". *International Journal of Sediment Research*, 17 (1), 20-30.
- Horrit, M.S. y Bates, P.D.** (2002). "Evaluation of 1D and 2D Numerical Models for Predicting River Flood Inundation". *Journal of Hydrology*, 268, 87-99.

MODELO INTEGRADO PARA CALCULAR LA EVOLUCIÓN MORFOLÓGICA DE CANALES, INCLUYENDO EROSIÓN EN MÁRGENES COHESIVOS

Pablo E. García, José Rodríguez, Angel N. Menéndez, Martín Sabarots Gerbec

¹PHC-Laboratorio de Hidráulica-INA, AU Ezeiza-Cañuelas, Tramo J. Newbery Km 1,620, CP 1804, Ezeiza, Argentina

²LaMM-Facultad de Ingeniería-UBA, Av. Las Heras 2214, CP 1127, Ciudad de Buenos Aires, Argentina

E-mail: angel.menendez@speedy.com.ar - Web: <http://www.fi.uba.ar/laboratorios/lmm>

Introducción

Las márgenes de los cursos fluviales están continuamente sometidas a procesos de erosión que afectan su estabilidad. Cuando una margen tiene un estrato base granular sobre el que se encuentra un estrato cohesivo, el mecanismo de falla consiste en la erosión progresiva del estrato granular subyacente, que provoca la pérdida de apoyo del estrato cohesivo suprayacente, con consecuentes fallas por tracción y corte.

Para simular numéricamente este proceso, es necesario formular un modelo integrado hidrodinámico-sedimentológico-morfológico. En este trabajo se presenta dicho modelo, y se muestran resultados de experiencias numéricas, incluyendo un caso de aplicación.

Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivo describir y aplicar un modelo de evolución morfológica de canales de fondo granular, que incluye un mecanismo de erosión de márgenes que incluyen un estrato cohesivo.

Materiales y Métodos

El modelo integrado utiliza como base el desarrollado para un canal puramente aluvial (Menendez & Laciana 2002, García 2006, Menéndez, Laciana & García, 2007), pero ahora se le incorporan nuevos mecanismos para considerar la existencia de un estrato cohesivo por sobre el estrato granular (Ver Figura 1).

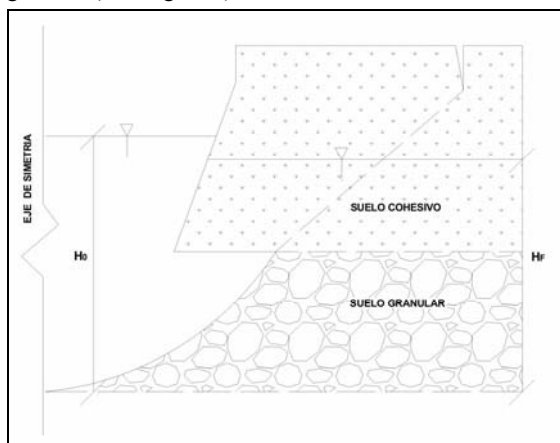


Figura 1.- Esquema de márgenes considerado. Estrato cohesivo por sobre el estrato granular.

En caso de existir un estrato cohesivo por encima del estrato no cohesivo, el retraimiento de éste último puede producir una eventual falla por voladizo. Se realiza un análisis geotécnico de la estabilidad, el cual, siguiendo los lineamientos de Darby & Thorne (1996), incluye los efectos de la presión positiva del agua de poro en la porción saturada, de la presión negativa del agua de poro en la porción no saturada, y de la presión hidrostática confinada debido al nivel del agua en el río. Se supone una falla de tipo plana, lo que es común para márgenes desestabilizadas por la degradación severa del fondo del

lecho (Darby et al. 2000), con el plano de falla pasando a través del punto superior del estrato no cohesivo de la margen. Se consideran todas las posibilidades con respecto a las elevaciones relativas de la superficie del agua, del nivel freático y de la profundidad de la grieta de la tensión, según lo indicado por Darby & Thorne (1996), pero adaptadas a este tipo de modelo de falla, como se muestra en la figura 2 (Rodríguez Ardila et al., 2006). Luego se realiza una búsqueda, barriendo toda la gama de posibles ángulos de falla. Una vez que el factor de seguridad sea menor a uno, el ángulo que corresponde a la cohesión mínima se selecciona como el ángulo de falla. Este mecanismo de falla se encuentra implementado en un software denominado SOCAVA, y el mismo puede descargarse libremente de la página Web del grupo de trabajo PHC-LaMM (www.fi.uba.ar/laboratorios/lmm).

El tratamiento computacional del estrato cohesivo es muy simple: se utilizan cinco nodos por margen para definirlo, según lo mostrado en la figura 2 (nodos blancos). Cuando se produce una falla, el nodo inferior se mueve para coincidir con el nodo extremo del estrato no cohesivo (círculo negro), mientras que los nodos superiores se sitúan de forma de definir el ángulo de falla. La fracción gruesa del material fallado se considera que cae en el pie de la margen, y se la distribuye lateralmente según su ángulo de reposo (figuras 3 y 4), según lo propuesto por Darby et al. (2002), mientras que la fracción fina se supone incorporada a la carga de lavado, y por lo tanto no se la tiene en cuenta. Al material fallado se lo trata en lo sucesivo como material no cohesivo de un diámetro diferente al asociado al sustrato original.

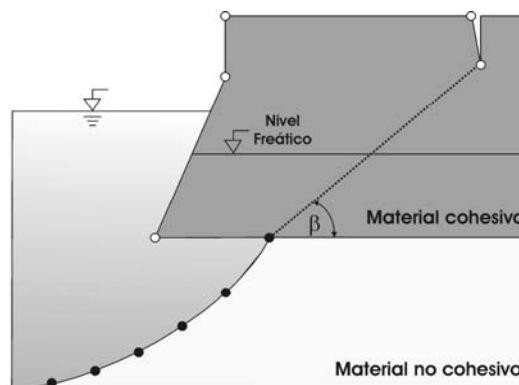


Figura 2.- Tratamiento computacional del estrato cohesivo

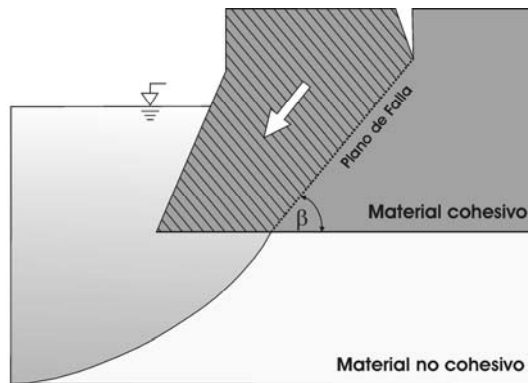


Figura 3.- Falla del material cohesivo

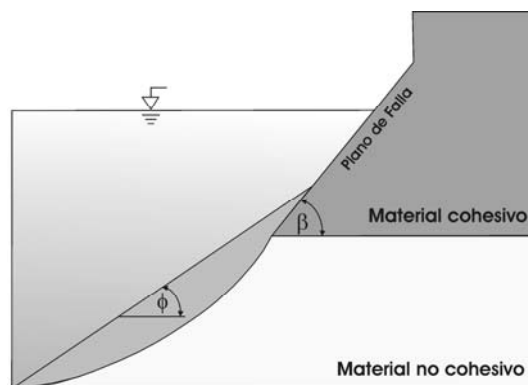


Figura 4.- Distribución del material fallado

Ensayo numérico

Se realizó un experimento numérico para un canal recto inicialmente muy inestable, de forma trapezoidal, con un ancho de solera de 40 m, una profundidad de 2.25 m y pendientes en las márgenes granulares de 20° . El estrato inferior no cohesivo tiene un espesor de 1.5 m, y su material está representado con un $d_{50} = 0.09$ milímetros. El estrato cohesivo (en ambas márgenes) tiene un espesor de 1 m y una cohesión de 15 kN/m^2 . El nivel freático se consideró igual en ambas márgenes, y el mismo es de 2 m.

Para discretizar la sección transversal se utilizaron 101 nodos, lo que da un paso espacial 0.495 m. El paso temporal es de 0.5 segundos, para asegurar la estabilidad numérica.

En la figura 5 se puede ver como evoluciona la sección transversal del canal de ensayo para distintos tiempos.

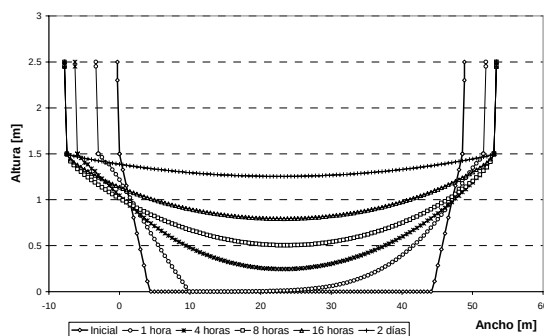


Figura 5.- Evolución de la sección transversal (distorsionada) para diferentes tiempos.

Como era de esperarse, se puede notar un notorio aplanamiento del fondo del lecho junto con un aumento de su nivel. La asimetría que se observa en la sección transversal para una hora de evolución, se debe a errores de redondeos en los diferentes cálculos numéricos, que accionan a veces la falla de una margen con una diferencia de un paso de tiempo de cálculo respecto de la otra (en este caso en particular se ve como se distribuyó el material cohesivo fallado en la margen izquierda).

Conclusiones

El modelo integrado propuesto en el presente trabajo constituye una herramienta eficiente para ocuparse de la evolución morfológica de las secciones transversales de canales en la mayoría de las situaciones prácticas. Presenta la novedad de tratar márgenes con estratos cohesivos. El modelo está basado en una formulación con fuerte contenido físico (de primeros principios), pero preservando la simplicidad al considerar solamente los mecanismos actuantes más relevantes. Se sigue trabajando en la incorporación el material de falla.

Referencias

- Engelund, F. (1974): "Flow and bed topography in channel bends", *Jr. Hydr. Div.*, ASCE, vol. 100, No. HY11, November, 1631-1648.
- Kalkwijk, J.P.Th., and Booij, R. (1986): "Adaptation of secondary flow in nearly-horizontal flow", *Jr. Hydr. Research*, Vol. 24, No. 1.
- Kikkawa, H., Ikeda, S., and Kitagawa, A. (1976): "Flow and Bed Topography in Curved Open Channels", *Journal of the Hydraulics Division*, Vol. 102, No. HY9, September, 1327-1343.
- Kovacs, A., and Parker, G. (1994): "A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels", *J. Fluid Mech.*, 267, 153-183.
- Parker, G. (1983): Discussion to "Lateral Bed Load Transport on Side Slopes", S. Ikeda, *Jr. Hydr. Div.*, ASCE, vol. 110, No. HY2, February, 197-199.
- Darby, S.E., Thorne, C.R. (1996). "Development and Testing of Riverbank-Stability Analysis", *Jr. of Hydr. Eng.*, 122, 8, August, 443-454.
- Darby, S.E., Gessler, D., Thorne, C.R. (2000). "Computer Program for Stability Analysis of Steep, Cohesive Riverbanks, Earth Surface Processes and Landforms", 25, 175-190.
- Darby, S.E., Alabyan, A.M., Van de Wiel, M.J. (2002). "Numerical simulation of bank erosion and channel migration in meandering rivers", *Water Resources Research*, 38, 9.
- García, P.E. (2006). "Simulación Numérica de la Evolución de Márgenes en Canales Curvos de Material Suelto", Tesis de grado en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- Menéndez, A.N., Laciana, C.E., (2002), "Modelación de la evolución de márgenes de material suelto", XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, La Habana, Cuba, 1-5 octubre.
- Menéndez, A.N., Laciana, C.E., García, P.E. (2007). "The Kovacs-Parker bed load transport model generalized to include curvature effects", bajo revisión en el *Jr. Hydr. Div.*, ASCE.

ESTUDIO DE EVOLUCIÓN EN EL LARGO PLAZO DE LOS ELEMENTOS MORFODINÁMICOS DEL ESTUARIO DE RÍO GRANDE (TIERRA DEL FUEGO, ARGENTINA)

Paolo Gyssels ⁽¹⁾, Gerardo Hillman ⁽¹⁾⁽²⁾, Gonzalo Moya ⁽¹⁾⁽²⁾, Mariana Pagot ⁽¹⁾⁽²⁾, Andrés Rodríguez ^{(1), (3)}.

⁽¹⁾Instituto Superior de Recursos Hídricos, U.N.C. Av. Filloy s/n, 5016 Córdoba ⁽²⁾Laboratorio de Hidráulica - ⁽³⁾CONICET.

Introducción

Cualquier modificación en el entorno del estuario (un dragado, un relleno,...), provoca una respuesta de todos los elementos a este cambio, y no se puede estudiar por separado el comportamiento de un solo elemento del estuario (la desembocadura, la ría interior, las playas adyacentes, las marismas). La evolución siguiente a un cambio tenderá siempre a restablecer un equilibrio final, que puede ser el original o nuevo. Este equilibrio será una fluctuación respecto a una situación media, que se establece en una escala temporal denominada de largo plazo (del orden de decenas de años).

En los últimos años, se han hecho muchos esfuerzos en la investigación de métodos para predecir el cambio morfológico, tanto de las zonas costeras como de los estuarios. Sin embargo, está aceptado que ningún modelo o técnica de análisis representa adecuadamente el comportamiento de un sistema estuarino debido a la imposibilidad de simular los diferentes procesos altamente no lineales y a diferentes escalas de tiempo que se verifican en estos ambientes.

Al objeto de determinar la evolución de la morfología de equilibrio, se han desarrollado una serie de modelos "híbridos" (basados en procesos hidrodinámicos y en relaciones empíricas, Van De Kreeke 1996) de evolución de un sistema estuarino a largo plazo que, desde un punto de vista de macroescala, y utilizando las formulaciones de equilibrio, informan sobre el tiempo que transcurre desde la realización de una alteración hasta que las condiciones de equilibrio son recuperadas (De Vriend, Bakker y Viles, 1994; Lomónaco et al., 1999).

Las aplicaciones de estos modelos "híbridos" son de gran utilidad, por ejemplo para optimizar las operaciones de dragado para accesos a puertos situados en el interior de un estuario, o para prever la evolución de un sistema estuarino después de haber introducido una perturbación como un relleno o un dragado en alguna parte del sistema.

En este trabajo, se describe un modelo "híbrido" a largo plazo, o "modelo de cajas", aplicado al sistema estuarino de Río Grande en Tierra del Fuego.

Metodología.

El modelo se basa en la comprensión de las dinámicas y procesos costeros implicados en la determinación de la morfología de los estuarios, e.g. ondas, corrientes, mareas, y el transporte de sedimentos, y establece relaciones de evolución entre cada elemento.

En particular, para definir los elementos morfológicos o "cajas" se han empleado los resultados del estudio de Bujalesky (1997). Como se observa en la Figura 1, un resultado de este estudio ha sido la determinación de la dirección de los transportes medios anuales en el sistema estuarino. En la práctica, esta descripción es muy parecida a la descripción de un modelo de cajas, puesto que se han identificado unos patrones de intercambio sedimentario entre diferentes elementos morfológicos. Para la cuantificación de estas magnitudes se han adoptados los resultados expuestos en el Informe Preliminar

(Anteproyecto Ejecutivo) realizado por el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba.

La identificación de los elementos morfológicos o "cajas", se muestra en la Figura 2.

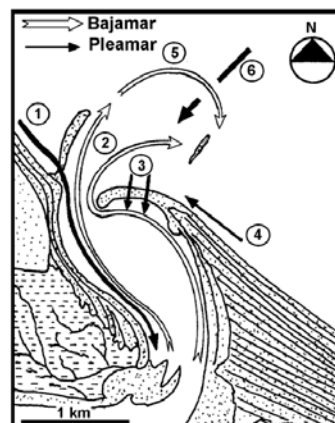


Figura 1. Direcciones de transporte de sedimento (Bujalesky, 1997).

A continuación se definen las cajas elegidas:

1. Caja Playa Litoral Norte
2. Caja Desembocadura
3. Caja "Puntal"
4. Caja Playa Litoral Sur
5. Caja Estuario Interior
6. Caja Mar Exterior

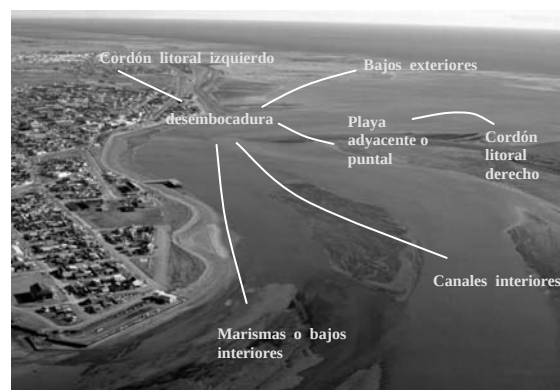


Figura 2. Definición de los elementos morfológicos o cajas en el caso de Río Grande.

El primer desarrollo del modelo conlleva a definir el intercambio de material en tres elementos característicos: el elemento desembocadura (Nº2); el elemento Puntal (Nº3), y el elemento Playa Litoral Sur (Nº4). Este planteamiento ha sido pensado para futuras mejoras del esquema que incluyan la Playa Litoral Norte (Nº1) y el Estuario Interior (Nº5).

Las ecuaciones que describen el intercambio sedimentario (volumen entrante menos volumen saliente en el elemento) se presentan a continuación (1) (2) y (3).

Caja Puntal

$$\frac{dV_p}{dt} = Q_{p,in} - Q_{p,out} \quad [1]$$

Caja Desembocadura

$$\frac{dVe}{dt} = Q_{e,in} - Q_{e,out} \quad [2]$$

Caja Ría Interior

$$\frac{dVr}{dt} = Q_{r,in} - Q_{r,out} \quad [3]$$

Donde

Vp = volumen Puntal

Ve = volumen Desembocadura

Vr = volumen Ría Interior

Q = Caudales circulantes de sedimentos

Estos modelos de evolución realizan un balance sedimentario entre el volumen de material que entra y que sale en cada elemento del sistema. Este balance se basa en la suposición que el volumen de erosión sea inversamente proporcional al grado de inestabilidad del elemento, es decir, cuanto más cerca esté al equilibrio, mayor será la cantidad de sedimento que se exporta a las unidades morfológicas adyacentes. En una escala temporal de largo plazo (meses), el volumen de sedimento se distribuye por efecto del oleaje y de las corrientes, siendo transportado de nuevo a la playa o en el interior del estuario. El volumen de sedimento que permanece es, por lo tanto, una fracción del que se deposita originalmente (Lomonaco et al, 1999).

En la Figura 3 se representa un ejemplo de cómo evoluciona el calado en una sección de la desembocadura aplicando este tipo de modelo.

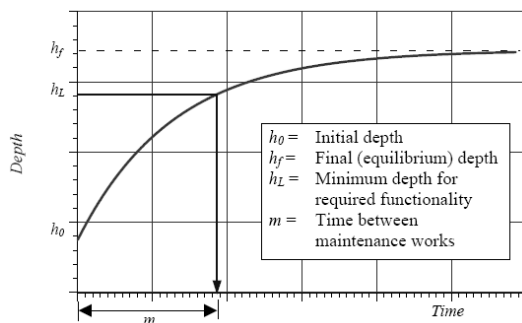


Figura 3. Evolución de la profundidad, en una desembocadura, respecto al tiempo.

Resultados y discusión.

La precisión de la predicción del modelo se basa en la posibilidad de obtener datos para su calibración. En el caso en examen, se ha desarrollado el modelo calibrándolo con datos bibliográficos (Figura 1), y basándose en la experiencia obtenida mediante su aplicación en otros sistemas estuarinos (Lomonaco et al, 1999).

Se han implementado las ecuaciones que describen el intercambio sedimentario entre los diferentes elementos del sistema estuarino de Río Grande, y se ha estudiado la evolución de la desembocadura y de la ría interior a consecuencia de una operación de dragado en varios elementos del sistema.

En la Figura 4 se muestra como ejemplo el resultado que describen la evolución de la desembocadura después de una operación de dragado. Las curvas en color azul representan las evoluciones de los volúmenes después de haber calibrado el modelo con los datos de Bujalesky, (1997).

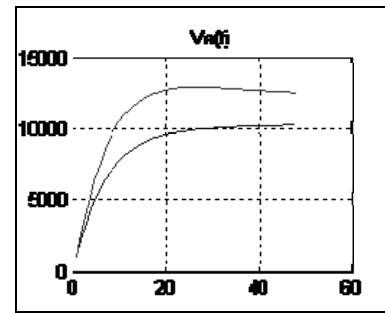


Figura 4.-Resultados de la evolución del volumen de la desembocadura después de un dragado (con -en azul- y sin -en rojo- calibración).

Conclusiones.

Este trabajo de investigación desarrolla un modelo de evolución a largo plazo "híbrido" de un sistema estuarino con sus elementos interconexos: playas, ría interior, desembocadura, mar exterior. Este modelo permite predecir la evolución morfológica de los elementos de un sistema estuarino después de la introducción de una perturbación (un relleno, un dragado).

Con respecto a modelos anteriores, se plantea una aplicación con la introducción de una nueva "caja" que describe el comportamiento específico de la Ría Interior.

Estos tipos de modelos necesitan datos de calibración que al momento son muy costosos de obtener (series temporales batimétricas, y cómputos de volúmenes circulantes). Este estudio es la base de un trabajo de investigación que permita introducir nuevos parámetros de calibración que estén relacionados con medidas de campos menos costosas (mediciones hidráulicas). Para ello hay que avanzar en el conocimiento de las relaciones que vinculan los elementos morfológicos de un sistema estuarino y los procesos actuantes (oleaje y marea principalmente).

Referencias.

- Bujalesky, G. G., (1997). "Morfodinámica y evolución histórica de la espiga Punta Popper y la boca de mareas del río Grande, Tierra del Fuego." *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 52 (2): 187-201.
- De Vriend, H.J., Bakker, W.T. and Bilse, D.P. (1994). "A morphological behaviour model for the outer delta of mixed-energy tidal inlets." *Coastal Engineering* 23, pp. 305-327.
- Lomonaco, P., Medina, R. And Losada, M.A. (1999). "Un modelo de evolución a largo plazo de desembocaduras: aplicación al diseño de canales de navegación." *Proc. V Jornadas Españolas de Ingeniería de Puertos y Costas. La Coruña, España.*
- Van de Kreeke, J. (1996). "Morphological changes on a decadal time scale in tidal inlets: modelling approaches." *Journal of Coastal Research*, 23, pp. 73-81.

CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA E IDENTIFICACIÓN DE PROCESOS EN UN TORRENTE ALPINO (SARCA DI VAL GENOVA, ITALIA)

Gabriel Kaless

Dirección General de Obras Hídricas, Roger 643, Rawson (9103) Chubut, 02965 484498 / 484506, dgoh@speedy.com.ar

Introducción y objetivos

La ingeniería fluvial se desarrolla en un campo donde los objetos, ríos y planicies de inundación, se caracterizan por su constante dinamismo. Formas y procesos están íntimamente vinculados, proponiéndose la lectura de las formas como clave para la interpretación de procesos pasados que definieron las formas actuales y de aquellos operantes en el presente para estimar la tendencia evolutiva del curso. Los problemas a resolver se refieren al mantenimiento de los cursos, la reconstrucción morfológica, la definición de una faja de pertinencia fluvial, como así también los tradicionales fenómenos de erosión y defensas contra crecidas.

El objetivo del presente estudio fue el de aplicar y probar una aproximación morfológica con la finalidad de afrontar en forma holística los problemas concernientes a los sistemas fluviales. Las formas fluviales fueron evaluadas utilizando dos sistemas de clasificación: el de Rosgen (1994), de carácter general, y el de Montgomery y Buffington (1993) especial para cursos de montaña. El empleo combinado de ambos sistemas permitió arribar a una mejor y más profunda descripción y conocimiento de la dinámica del torrente.

La cuenca hidrográfica

La cuenca "Val di Genova" se sitúa en el territorio del Parque Natural Adamello Brenta en la Provincia Autónoma de Trento (norte de Italia), constituyendo una de las unidades paisajísticas fundamentales. Es decir, que la cuenca se emplaza en un ambiente típico alpino pero con algunas características geológicas particulares que la diferencia de su entorno. El área de la cuenca es de 138,4km², la pendiente media alcanza los 49,6%, con una cota mínima de 895 m s.n.m y cumbres que superan los 3500 m s.n.m. Predominan los suelos desnudos (40%) y los afloramientos de roca (tonalitas), que confieren una baja permeabilidad a la cuenca (el CN -número de curva-medio de la cuenca es igual a 66). Cabe destacar la presencia de glaciares que ocupan el 17% de la superficie. La precipitación media es de 1400mm anuales registrándose tormentas estivales de elevada intensidad.

Sistemas de clasificación

La variedad y cantidad de sistemas disponibles en la actualidad es un reflejo de la diversidad de formas fluviales y de la dificultad de colocar todas ellas dentro de un sólo marco conceptual. Los sistemas que han sido empleados en este estudio nacieron con el objetivo de estimar la posible respuesta de los ríos ante cambios naturales o antrópicos tanto en la cuenca como en el mismo álveo.

Rosgen (1994) elaboró un sistema de clasificación basado en la medición en campo de distintas magnitudes que se pueden agrupar en: planimétricas, perfil longitudinal y sección transversal. Se distinguen las siguientes categorías: A, para los típicos torrentes de montaña, B curso con moderado grado de confinamiento lateral, C, para los meandriformes y pseudomeandriformes, D de tipo entrelazado (braided), E fuertemente meandriformes, F para los "valles meandriformes", G para las cárcavas y DA para los anastomizados.

Montgomery y Buffington (1993) propusieron un sistema

de clasificación como base para el estudio de las posibles respuestas de una cuenca y su red hidrográfica ante cambios de origen natural o antrópico. La hipótesis de partida es que existe una relación entre los cambios hacia aguas abajo en la morfología del curso y en su rugosidad, con los cambios en la pendiente longitudinal, el aporte de sedimentos y la capacidad de transporte del curso. De esta forma, la columna vertebral que atraviesa todos los niveles de estudio es el proceso de generación, transporte y depósito de sedimentos. Suponiendo esta relación entre formas y procesos, Montgomery y Buffington (1993) propusieron una serie de unidades morfológicas características de ambientes de montaña y pedemontanos. Las distintas tipologías morfológicas se reconocen según las formas de fondo: rápida (rapids), salto-resaltos (step-pool), lecho plano (plane bed), rápido-remanso (riffle-pool), entrelazado (braided), dunas-rizos (dune-ripple), tramos coluviales y tramos en roca; de los cuales los primeros seis corresponden a cursos sobre depósitos aluvionales.

Identificación de tipologías morfológicas

El torrente Sarca di Val Genova es un ejemplo de curso de montaña de grandes dimensiones. En éste, tramos en roca o de rápidas con elevada capacidad de transporte (pendiente elevada) se alternan con zonas ampliamente desarrolladas en las cuales prevale la acumulación del material proveniente desde aguas arriba

Los once tramos principales fueron divididos en 29 tramos cada uno con una tipología morfológica propia de acuerdo al sistema de Rosgen (1994) y la unidad de fondo predominante.

Como primer punto de análisis se confrontaron los sistemas de clasificación con la finalidad de visualizar la relación entre las formas adoptadas por los depósitos en el fondo (Montgomery y Buffington, 1993) con las características geométricas generales del curso (pendiente y ancho) y el grado de confinamiento en el valle.

Los tramos de elevada pendiente y grado de confinamiento como los Aa+ se presentan mayoritariamente a lo largo de gargantas con lechos en roca y sólo en menor proporción bajo forma de rápidas. También con elevado confinamiento, los tramos F, se presentan como incisiones en materiales aluvionales y morénicos con formas de fondo tipo rápida y secuencias de saltos-resaltos (step-pools). Igualmente las rápidas ocupan un porcentaje elevado en los tramos con moderado grado de confinamiento: B. Esta tipología también presenta tramos con lecho plano y hasta secuencia de rápidos-remansos (riffle-pool). Cada forma de fondo está asociada a pendientes diferentes. Las rápidas presentan pendientes elevadas entre 8 y 9%, el tramo con lecho plano 3% y el de rápidos-remansos (riffle-pools) tiene un mínimo de 1,5%. Prosiguiendo, los tramos meandriformes con bajo grado de confinamiento y planicies de inundación bien desarrolladas (C) se caracterizan por lechos con secuencias de rápidos-remansos (riffle-pools) y unidades de transición de lecho plano. Finalmente, todos los tramos clasificados como D por su reducido grado de confinamiento y elevada relación ancho/profundidad poseen una tendencia a la formación de múltiples canales.

Procesos fluviales: análisis del evento aluvional de 1987

El evento que se produjo en el verano de 1987 tuvo una magnitud sin precedentes que afectó no sólo el valle del torrente Sarca de Val Genova sino también la región alpina en general. A través de los informes elaborados en dicha oportunidad, del georeferenciamiento actual de los desastres sobre base SIG y de la documentación fotográfica disponible, fue posible reconstruir el evento desde los aspectos geomorfológicos.

Las categorías de procesos adoptadas son las siguientes: erosión general de márgenes (E.G.), erosión local de márgenes (E.L.), depósitos de tipo fluvial (D.F.), desbordes (D) e interferencias de los afluentes (I.A.). De esta forma ha sido posible vincular: ubicación y tipo de desastre en el curso con la tipología morfológica correspondiente.

Tabla 1.- Agrupación de desastres según el sistema de clasificación de Rosgen (1994).

Tipología morfológica	Categorías de desastres					Total
	E.G	E.L.	D.F.	D.	I.A.	
Aa+	1	2				9%
B	1	2	1	1	1	17%
C	3	3	3	3	1	37%
D	1		3	2	3	26%
F	2				2	11%

Los resultados deben leerse teniendo en cuenta la naturaleza de la perturbación al sistema fluvial. Se trata de una crecida con caudales muy superiores a los ordinarios y un ingente aporte de material sólido desde los afluentes. De esta forma, los desastres observados son una expresión del sistema para adaptarse a esta nueva situación.

De la confrontación realizada se desprende que los tramos con fuerte pendiente (Aa+), donde el escurrimiento se produce en profundas incisiones en materiales aluvionales, han sido objeto de procesos erosivos. Se trata de tramos con rápidas con erosión en las márgenes externas de curvas. Otro tipo de tramos incididos (F), de menos pendientes y más anchos, evidencian también procesos erosivos de tipo general. En los tramos con tipología B, ya con un grado menor de confinamiento, se presentan casi todos los procesos. Sin embargo debe aclararse que la ocurrencia de estos procesos es en forma aislada: sólo uno o máximo dos desastres en un mismo tramo. En cambio los tramos con tipología C presentan numerosos y distintos desastres dentro de un mismo tramo. De hecho esta tipología agrupa casi el 40% de los desastres registrados indicando su carácter altamente dinámico. Los tramos con tipología D siguen en grado de importancia al comprender el 25% de los desastres registrados, pero concentrados en tres categorías. Dado el bajo grado de confinamiento y el elevado ancho del curso se favorecen fenómenos de desborde hacia las planicies aledañas, desaceleración de la corriente con el consecuente depósito de material.

Conclusiones

El presente estudio fue desarrollado siguiendo un enfoque metodológico integrador con la finalidad de introducir en el campo de la ingeniería aspectos que por su naturaleza pertenecen a otras disciplinas pero que resultan indispensable para la corrección de los cursos de agua y su tutela.

La clasificación de un curso natural permite identificar los procesos dominantes para inferir su posible tendencia

evolutiva debida a perturbaciones naturales o artificiales. Los sistemas disponibles muestran aspectos distintos del sistema fluvial. El sistema propuesto por Montgomery y Buffington (1993) se basa sobre la identificación de las formas de fondo indicadoras de la relación entre capacidad de transporte y aporte de sedimentos. La metodología de Rosgen (1994) centra su atención en las características geométricas del curso y su relación con el valle que lo contiene. Sin embargo la clasificación no hace distinción entre cursos aluviales y coluviales, que pueden tener un mismo código aun a pesar de poseer procesos diversos. Es así que se propone el empleo integrado de ambos sistemas, ya que provee una descripción más completa del sistema fluvial.

Referencias

Montgomery, D. R. Buffington, J (1993): "Channel classification, prediction of channel response and assessment of channel condition", Report TFW-SI-110-93-002, Washington.

Rosgen, D. (1994) "A classification of natural rivers", Catena, No.22, pp. 169-199

APLICACIÓN DEL SISTEMA DE CLASIFICACIÓN FLUVIAL DE ROSGEN EN ARROYOS URBANOS DE LA REGIÓN OESTE DEL ESTADO DE PARANÁ (BRASIL).

Oscar Vicente Quinonez Fernandez

Universidade Estadual do Oeste do Paraná (Unioeste)

Rua Pernambuco, 1777 – Marechal Cândido Rondon - Paraná – Brasil – CEP 85960-000.

E-mail: fernandez@unioeste.br

Introducción

El río constituye objeto de estudio de ingenieros, hidrólogos, geomorfólogos, biólogos, geólogos y ecólogos. Unos de los primeros pasos de estos profesionales es intentar clasificar los cursos fluviales de acuerdo con sus necesidades. En la geomorfología fluvial, el objetivo de la clasificación de canales fluviales es fragmentar las complejas unidades de estudios en unidades discretas. A lo largo del siglo XX, numerosas clasificaciones fueron publicadas. Varios autores se dedicaron a comentar las innumerables propuestas de clasificación publicadas a lo largo del siglo XX (Naiman et al., 1992; Montgomery & Buffington, 1993, Goodwin, 1999 entre otros)

Entre los sistemas de clasificación de canales fluviales divulgados en las últimas décadas, se destaca la propuesta del hidrólogo americano David L. Rosgen. El sistema de clasificación está basado en observaciones realizadas en centenas de ríos de varios tamaños, distribuidos en diferentes regiones climáticas de América del Norte y Nueva Zelanda. Las observaciones de campo de D. L. Rosgen comenzaron en 1973 y después de una década de estudios, divulgó un texto preliminar de la clasificación a la comunidad científica (Rosgen, 1985). Los ajustes en la clasificación fueron presentados en la versión final publicada algunos años después (Rosgen, 1994).

Desde la publicación de la versión final, la clasificación ganó adeptos en Estados Unidos y Canadá. La adopción de la clasificación por parte de las agencias gubernamentales de ambos países en proyectos de restauración de ríos, se tornó frecuente a partir los años noventa. La popularización de la clasificación de Rosgen tal vez sea resultado de la amplia divulgación por la internet de resultados de los proyectos realizados por las agencias gubernamentales.

Objetivo

El objetivo de este trabajo es aplicar la clasificación de Rosgen en seis arroyos que drenan la ciudad de Marechal Cândido Rondon localizada en la región oeste del Estado de Paraná (Brasil). La ciudad fue fundada en 1960 y la población urbana alcanza 35.000 habitantes. La región esta situada a 420 m de altitud y el clima es del tipo Cfa (clasificación climática de Köppen), subtropical, húmedo con precipitación media anual de 1.600 a 1.700 mm. El suelo es arcilloso producto de la degradación de rocas basálticas. La alteración parcial de estas rocas produce gravas y pedregullos que se acumulan en los lechos.

Materiales y métodos

La clasificación de canales fluviales desarrollada por Rosgen (1994) incluye cuatro niveles de detalle: caracterización morfológica básica, descripción morfológica, levantamiento de las condiciones de estabilidad del río y verificación. En este trabajo serán presentados los resultados de la aplicación del nivel II.

En el nivel I son diferenciados nueve tipos de canales con la aplicación secuencial de cinco parámetros: número de canales, relación de excavación (RE), relación

ancho/profundidad, índice de sinuosidad y declividad del flujo.

Número de canales: los ríos con un único canal pertenecen a los tipos Aa+, A, B, C, E, F y G, en cuanto que los ríos multicanales corresponden a los grupos D y DA.

Relación de excavación (RE): este parámetro es definido por la relación entre el ancho del canal en nivel de inundación equivalente a 50 años de ocurrencia (W_m) y el ancho del canal en nivel de margen llena (L_{mp}) (*bankfull level*). El caudal de margen llena es definido como aquel que ocupa totalmente el canal fluvial antes de inundar su planicie de inundación (Wolman & Leopold, 1957). El intervalo de ocurrencia de este caudal es generalmente estimada en 1,5 a 2 años. En la sección de estudio, debe ser levantado un perfil transversal detallado, donde es identificado el nivel de margen llena. El nivel de W_m es obtenido duplicando el valor de profundidad del canal en nivel de margen llena (P_{mp}). Rosgen considera la relación RE como *baja* cuando es mayor que 2,2 y *fuerte* cuando es menor que 1,4.

Relación ancho/profundidad (L_{mp}/P_{mp}): los dos parámetros son medidos en perfiles transversales a partir del nivel de margen llena.

Índice de sinuosidad del canal (S): este parámetro es definido por el cociente entre el largo del canal y el largo del valle. Cuando no se dispone de una carta topográfica detallada del área de estudio (Escala > 1/10.000), el trayecto del canal debe ser encontrado a través de levantamiento topográfico.

Declividad del agua (D): este parámetro debe ser medido a lo largo de una distancia equivalente a 20 a 30 veces el ancho del canal correspondiente al nivel de margen llena, determinada en la sección de estudio. La declividad D es obtenida dividiendo el desnivel de la lámina del agua en un tramo considerado por el largo del canal en el mismo tramo.

La clasificación de Rosgen en el nivel II es realizada en dos etapas. En la primera, los nueve tipos de canales definidos en el nivel I son clasificados en 41 subtipos principales a partir de la inclusión de la granulometría de los sedimentos del lecho. Estos sedimentos reciben un número de identificación: 1=roca, 2=bloque, 3= grava, 4=pedregullo, 5= arena 6= limo/arcilla. La nomenclatura alfanumérica de clasificación en esta etapa es escrita de la siguiente manera: A5, G4, B2, etc. (Figura 1).

En la segunda etapa, la división de la declividad del flujo en dos o tres subcategorías, permite la clasificación de los 41 subtipos diferenciados en la primera etapa en otros 94 subtipos. La nomenclatura de la clasificación de Rosgen en esta última etapa es escrita de la siguiente forma: B2a, G4c, etc.

Resultados

La clasificación de Rosgen fue aplicada en siete trechos seleccionados en las afueras de la ciudad. Todos los arroyos tienen sus nacientes dentro de la ciudad, situada en una divisoria de aguas. En la Tabla 1 se muestra la clasificación y los respectivos valores de los parámetros.

Tipo de material	A	B	C	D	DA	E	F	G
1 Roca								
2 Bloque								
3 Grava								
4 Pedregullo								
5 arena								
6 Limo/arcilla								
RE	<1.4	1.4-2.2	>2.2	>2.2	>2.2	>2.2	>1.4	>1.4
Simosidad	<1.2	>1.2	>1.4	<1.1	1.1-1.6	>1.5	>1.4	>1.2
Lmp/Pmp	<12	>12	>12	>40	<40	<12	>12	<12
Declividad	0.04-0.099	0.02-0.039	<0.02	<0.02	<0.005	<0.02	<0.02	0.02-0.039

Figura 1. Subtipos de canales de acuerdo con la clasificación de Rosgen (Nivel II) (Modificada de Rosgen, 1994).

Tabla 1. Aplicación de la clasificación de Roseen (nivel II) en los arroyos de Marechal Cândido Rondon, Brasil.

Trechos	RE	L _{mp} /P _{mp}	S	D (m/m)	Sedimento de lecho	Clasif. Roseen (Niv. II)
Ape 1	1,15	4,00	1,78	0,0066	Pedregullo	G4c
Mat 1	1,32	5,54	1,54	0,0096	Pedregullo	G4c
Bor 1	1,49	3,81	1,30	0,0095	Pedregullo	G4c
Guar 1	>10,7	4,0	3,38	0,0068	Pedregullo	E4
Guar 2	1,26	2,38	1,10	0,0054	Pedregullo	G4c
Per 1	2,44	2,00	1,08	0,0099	Arena	E5
Bot 1	8,33	1,78	1,64	0,0081	Pedregullo	E4

La mayor parte de los arroyos tienen un cauce profundo y estrecho. Estas son las características principales de los canales del tipo G. En algunos puntos, los arroyos presentan una declividad menor. Con esto, los sedimentos de los lechos no son removidos y por consiguiente los cauces son poco profundos. Este tipo de canal pertenecen al tipo E.

Para la correcta aplicación de la clasificación de Rosgen es necesario que sea identificado con precisión el nivel de margen llena. Dos parámetros utilizados como elementos clasificatorios (Relación de excavación e relación anchura/profundidad) son obtenidos teniendo como referencia el nivel de margen llena. En las cuencas poco afectadas por la actividad humana, los criterios usados para la identificación de este nivel pueden ser observados con más facilidad, ya que los niveles de erosión y deposición son preservados. Williams (1978) publicó un trabajo discutiendo los criterios morfológicos, sedimentológicos y botánicos usados para encontrar el nivel de margen llena. En ríos cuyas cuencas se encuentran en áreas fuertemente afectadas por la intervención humana, las evidencias físicas utilizadas para delimitar el nivel de margen llena son removidas o enmascaradas.

En este trabajo, fue usada la cota de los bancos de arena y pedregullo como criterio para identificar el nivel de margen llena. Este criterio fue adoptado por Wolman & Leopold (1957) y Lewis & McDonald (1973).

La clasificación de Rosgen recibió innumerables críticas (Miller e Ritter, 1996; Gillilan, 1996; Juracek e Fitzpatrick, 2003; Simon et al., 2005 entre otros). Estas críticas tratan sobre la dificultad en identificar el nivel de margen llena. Los críticos sostienen que la aplicación de la clasificación por estudiosos poco informados sobre la dinámica fluvial, puede llevar a conclusiones equivocadas. Esta preocupación tiene origen en el hecho de que técnicos no calificados usan la clasificación, justamente debido a la facilidad en el uso.

Por otro lado, los críticos coinciden en afirmar que la clasificación puede ser usada como instrumento para el

intercambio de informaciones y descripción básica de los ríos y arroyos.

Conclusiones

La mayor parte de los arroyos de la región en estudio es profunda y estrecha. Esta morfología se debe a la resistencia del suelo arcilloso. A pesar del aumento del caudal causado por el proceso de urbanización, las márgenes de los arroyos se mantuvieron estables. Por esa razón, predominan los canales del tipo G. En estos arroyos encajados, sin planicie de inundación, la adopción de los bancos de arena y pedregullo como criterio para identificar el nivel de margen llena se mostró positiva. En razón de la selección de este criterio, los canales levemente encajados fueron clasificados en el grupo E. Como se puede observar en la figura 1, los canales del tipo E no presentan barrancos expresivos. Este ejemplo demuestra como el resultado de esta clasificación depende del criterio adoptado para establecer el nivel de margen llena.

Referencias

- Gillilan, S.** (1996) Use and misuse of channel classification schemes. Stream Notes, Technical Publication, Rocky Mountain Research. October 1996.
- Goodwin, C.N.** (1999) Fluvial classification: neanderthal necessity or needless normalcy. Proceedings of Specialty Conference on Wildland Hydrology. Olson, D.S and Potyondy, J.P (Eds.) American Water Resources Association, Bozeman, MT, p. 229-236.
- Juracek, K. & Fitzpatrick, F.** (2003) Limitations and implications of stream classification. American Water Resources Association, 39 (3): 659-670.
- Lewis, C.P. & McDonald, B.C.** (1973) Rivers of the Yukon north slope. In: Fluvial Processes and Sedimentation, pp. 251-271.
- Miller, J.R. & Ritter, J.B.** (1996) An examination of the Rosgen classification of natural rivers. Catena 27: 295-299.
- Montgomery, D.R. & Buffington, J.M.** (1993) Channel classification, prediction of channel response and assessment of channel condition. Washington State Department of Natural Resources Report TFW-SH10-93-002, 86 p
- Naiman, R.J.; Lonzarich, D.G.; Beechie, T.J. & Ralph, S.C.** (1992) General principles of classification and the assessment of conservation potential in rivers. In: Boon, P.J.; Carlow, P. & Petts, G.E. (Eds.) River Conservation and Management, John Wiley & Sons, Chichester, 93-123.
- Rosgen, D.L.** (1985) A stream classification system. In: Riparian Ecosystems and their management. First North American Riparian Conference. Rocky Mountains Forest and Range Experiment Station, RM-120, pp. 91-95.
- Rosgen, D.L.** (1994) A classification of natural rivers. Catena, 22: 169-199.
- Simon, A.; Doyle, M.; Kondolf, M.; Shields Jr., F.; Roads, Grant, G.; Fitzpatrick, F.; Juracek, K.; Mcphilips, M. & Macbroom, J.** (2005) How well do the Rosgen classification and associated "natural channel design" methods integrate and quantify fluvial processes and channel response?. Proceedings of the 2005 World Water and Environmental Resources Congress, May 15-19, 2005, Anchorage, Alaska.
- Williams, G.P.** (1978) Bank-full discharge of rivers. Water Resources Research, 14 (6): 1141-1153.
- Wolman, M.G. & Leopold, L.B.** (1957) River flood plains: some observations on their formation. Professional Paper, United States Geological Survey, 282C, p. 87-107.

AJUSTES MORFOLÓGICO-SEDIMENTARIOS DEL RÍO BERMEJO EN TORNO AL PUENTE LAVALLE (CHACO ARGENTINO)

Carlos G. Ramonell⁽¹⁾, Mario L. Amsler⁽¹⁾⁽²⁾, Oscar Orfeo⁽³⁾, María D. Montagnini⁽¹⁾ y Melina Perez⁽¹⁾

⁽¹⁾ Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral (UNL)

⁽²⁾ Instituto Nacional de Limnología, UNL-Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)

⁽³⁾ Centro de Ecología Aplicada del Litoral (CONICET)

C.C. 217 - (3000) Santa Fe, Argentina. Tel. (54) (342) 4575 233/ 44/ 46 - Interno 153. FAX (54) (342) 4575 224

E-mail: ramonell@fich1.unl.edu.ar, mamsler@fich1.unl.edu.ar, orfeo@arnet.com.ar, mdm@fich1.unl.edu.ar,

perezfortuna@yahoo.com.ar

Introducción

El Bermejo es uno de los ríos de llanura con más caudal sólido específico del mundo: la concentración de sedimento en suspensión durante los estadios de crecida en el entorno del puente Lavalle (Fig. 1) promedia los 15000 mg/litro. Allí el río tiene patrón meandriforme con una pendiente del orden de los 20 cm/km, un ancho de cauce lleno de 240 m, y lecho compuesto por arena fina y muy fina. Los caudales medios para estadios de inundación y estiaje son de 1200 m³/s y 60 m³/s, respectivamente.



Figura1.- Detalle y marco regional de la zona de estudio.

El puente Lavalle fue construido entre 1968 y 1976 con una luz de 285 m, implicando una fuerte constricción a la morfodinámica natural del río. Básicamente, su comportamiento meándrico fue afectado por la obra de una manera no informada en la literatura temática, ya que la evolución subsiguiente del cauce resultó en la coexistencia de un tramo meandriforme de alta sinuosidad aguas arriba del puente, con otro de patrón recto, encajado y de menor pendiente en el segmento inmediato de aguas abajo.

Objetivos

Esta contribución brinda datos específicos sobre la dinámica del río en el sitio de emplazamiento de la obra, concluyendo en un modelo conceptual que explicaría la coexistencia, en equilibrio, de ambos tramos, recto y meandriforme.

Materiales y métodos

El cauce del río Bermejo fue estudiado en un tramo de 65 km de longitud en torno al puente Lavalle mediante cartografía histórica (mapas e imágenes aéreas) y trabajo geomorfológico de campo. Este último incluyó, además de

observaciones clásicas, la captura de muestras de sedimentos y la ejecución de mediciones topobatómetricas, hidráulicas e hidrológicas. Se realizó también el tratamiento de aforos líquidos y sólidos desde 1968 hasta la actualidad en la estación de El Colorado, ubicada a unos 200 km aguas debajo del puente.

En cuanto al tratamiento cartográfico, se reprodujeron las posiciones del eje geométrico del cauce para 8 años entre 1945 y la actualidad en el tramo de 65 km. Cinco registros adicionales de un sector de 10 km de longitud en torno al puente también fueron considerados.

Evaluación de resultados

En la zona de estudio se identificaron todos los tipos de deriva de meandros, tales como corrimientos por expansión o traslación, rectificaciones por tangencia o por desborde, etc.; también se observaron fenómenos de migración de ondas que culminaron capturando y reactivando meandros ya abandonados, un proceso poco divulgado en la bibliografía clásica.

Las derivas indicadas promovieron variaciones de la longitud del cauce de entre 111 y 131 km, con una tasa media máxima de corrimiento lateral de 600 m/año. Ello resultó en la generación, para los últimos 60 años, de una faja de deriva de meandros de 1900 m de ancho medio.

En Fig. 2 se ilustra sobre las variaciones de sinuosidad del río en los dos segmentos de análisis, el regional, de 65 km, y el más local, en el entorno inmediato del puente.

En este escenario, el puente Lavalle terminó de construirse en 1976 sobre un tramo recto del río, que se formara naturalmente por sucesivos cortes de meandro en los años '50. La luz original de la estructura fue ensanchada desde fines de los '90 hasta los primeros años de este siglo a 400 m, debido a los daños causados por el desarrollo y deriva de nuevos meandros aguas arriba del puente (Fig. 2), que culminaron afectando uno de sus terraplenes de acceso y el estribo asociado.

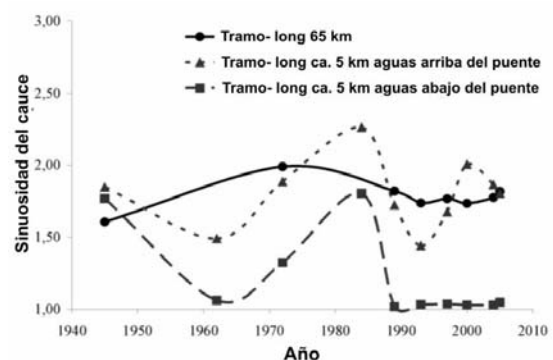


Figura 2.- Variaciones de la sinuosidad del río en los tramos corto y largo considerados en el trabajo.

Por su parte, el tramo recto aguas abajo del puente permaneció con tal geometría luego de construirse el puente en una longitud de casi 4 km; esta se incrementó abruptamente hasta 8 km durante los años '80, cuando ocurrieron las máximas crecidas registradas en esta parte del río. Desde ese periodo y hasta la actualidad, el tramo recto ha permanecido sin mayores cambios.

La evolución de la planta del cauce explicada precedentemente no se ajusta a lo conocido en la literatura temática concerniente a ríos meandriformes (v. Briaud et al., 2001). Sólo los cambios de aguas arriba al puente coinciden con los resultados de los experimentos que condujeran Jin & Schumm (1986).

Es de destacar, adicionalmente, que en mediciones llevadas a cabo durante una crecida reciente, se registraron notables diferencias en la concentración de sedimento suspendido aguas arriba y abajo del puente.

Pudo establecerse, por otra parte, que el tramo sinuoso de aguas arriba posee una pendiente del lecho mayor a la del segmento recto de aguas abajo, al menos durante el estiaje.

Conclusiones

En esta contribución se propone que el comportamiento opuesto del río a ambos lados del puente estaría relacionado a un desequilibrio en el suministro sedimentario durante los estadios de inundación fluvial y de estiaje, a ambos lados de la obra.

En tal sentido, la constricción artificial impuesta por el puente y sus terraplenes actuaría como una presa durante las crecientes del río, promoviendo la sedimentación en el tramo de aguas arriba, y la incisión del lecho aguas abajo. Durante estadios de aguas bajas, por el contrario, la pendiente del cauce en el segmento superior excedería a la necesaria para el transporte del sedimento entrante, por lo que la meandrificación sería el mecanismo para reducir el exceso de energía.

De acuerdo a ello, un aumento de la luz del puente en el futuro contribuiría a la inestabilidad en planta del tramo de aguas abajo, que tendería nuevamente a incrementar su sinuosidad mediante el desarrollo de nuevos meandros.

Referencias bibliográficas

Briaud, J.L.; Hamn-Ching, Ch.; Edge, B.; Park, S. & Shah, A. (2001). "Guidelines for bridges over degrading and migrating streams. Part 1: Synthesis of existing knowledge". Texas Transportation Institute, Report 2105-2 10, 194 pp.

Jin, D. & Schumm, S.A. (1986). "A new technique for modelling river morphology". In: K.S. Richards, Ed., *Proc. First Internat. Geomorphology Conf.* Wiley, Chichester.

GEOMETRÍA EN PLANTA DE EQUILIBRIO DE CORRIENTES DE DENSIDAD DEBILMENTE MEANDROSAS

Oscar Sarmiento^(1,2) y Marco Falcón⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Matemáticas, Universidad Antonio José de Sucre, Caracas, Venezuela.

⁽²⁾ Instituto de Mecánica de Fluidos, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.

Apartado postal 47725, Caracas 1041-A, Venezuela.

E-mail: osar@imf.ing.ucv.ve, mfalcon@imf.ing.ucv.ve

Introducción

Recientemente se ha despertado interés por el estudio de corrientes de densidad submarinas, provenientes de zonas deltaicas, porque su destino final desde remotos tiempos de formación geológica puede estar ligada a la existencia de yacimientos petrolíferos. Diversos autores presentan evidencias visibles de que estas corrientes generan subcauces meandrosos, Imran et al (1999). Una dificultad estriba en la determinación del esfuerzo cortante transverso sobre el lecho a partir de algún modelo para la turbulencia, ya que esta cantidad relativamente pequeña depende de la diferencia de dos términos grandes: la fuerza centrífuga y el gradiente de presión transverso. Falcón (1979, 1983) enfocó el problema de flujo de superficie libre en meandros cuasi rectos, representados por una curva seno-generada, utilizando la ecuación de cantidad angular de movimiento, la cual mejora el cálculo del esfuerzo transverso antedicho, permitiendo que el modelo turbulento de Boussinesq contribuya a estimar aceptablemente la distribución vertical de la componente de velocidad transversa. Aquí se aplica el mismo enfoque al caso de la dinámica del flujo de corrientes de densidad meandrosas, y se determina el radio de curvatura mínimo al final de la evolución lateral del meandro, con una técnica similar a la de Marrero y Falcón (2006).

Objetivos

Los objetivos del presente trabajo se ajustan a la siguiente secuencia:

1) Para un mar suprayacente con superficie libre horizontal e inviscido, se deriva un modelo linealizado para describir la variación longitudinal sinusoidal de las pendientes transversas del lecho y de la superficie de la corriente de densidad, y sus desfases correspondientes respecto a la forma sinusoidal en planta del submeandro, y también las variaciones longitudinales y laterales de la velocidad media longitudinal y de la componente transversa de velocidad. En este caso se calculan los arrastres en la capa de fondo con el D_{50} únicamente.

2) Para un ejemplo de aplicación con el modelo arriba citado se determina la magnitud del radio de curvatura mínima siguiendo la técnica desarrollada por Marrero y Falcón (2006), que consiste en determinar la resistencia cortante de las márgenes a partir de un subcauce recto, y luego imponerla para un cauce meandroso, donde un análisis de fuerzas, aplicado en un volumen de control adyacente a la margen, tomando en cuenta el eflujo neto de cantidad de movimiento, que indica la posición a lo largo del meandro dónde ocurre el máximo esfuerzo cortante sobre la margen.

Método de Análisis

Se calculan las perturbaciones alrededor de la solución de orden cero, que corresponde a flujo uniforme de la corriente de densidad en un cauce prismático y recto. Al darle al eje central del cauce la forma seno-generada, se procede a determinar las perturbaciones de las diversas variables que caracterizan el flujo: velocidad media, el nivel del lecho, el nivel de la superficie de contacto de la

corriente de densidad con un mar suprayacente inviscido. Las perturbaciones se postulan como cantidades que se le suman a los valores centrales (sobre el eje central curvilíneo del cauce) y cada una tiene una amplitud, un desfase respecto a la deformación en planta del cauce, y varían linealmente con la distancia desde el eje central fluvial. La componente de velocidad transversa se descompone en la media verticalmente integrada, que no genera esfuerzo cortante, y una parte rotacional a la cual se asocia el esfuerzo cortante transverso sobre planos horizontales mediante el modelo turbulento de Boussinesq. Se utilizan las ecuaciones dinámicas longitudinal y transversal, verticalmente integradas, y también la forma puntual de la ecuación dinámica transversa; la ecuación de cantidad de movimiento angular alrededor de un eje longitudinal al nivel del lecho; ecuaciones de conservación de fluido y sedimento; y el paralelismo entre el vector transporte sólido sobre el lecho y el vector fuerza resultante sobre una partícula representativa.

Resultados

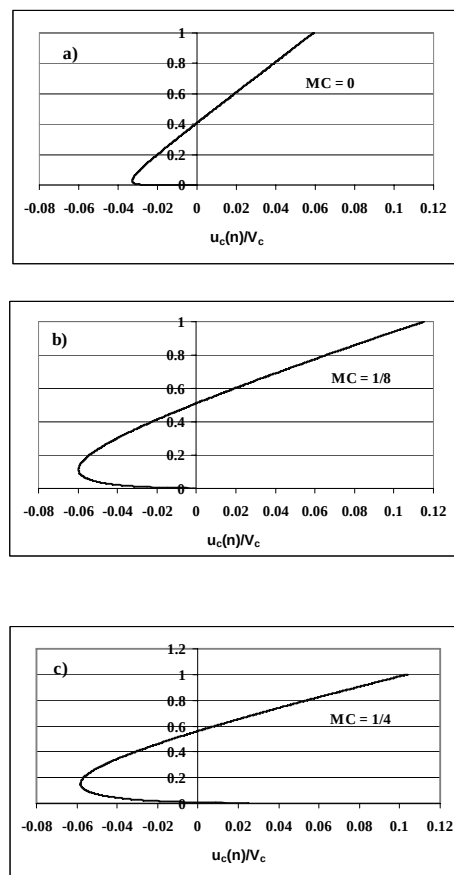


Figura 1.-

En la figura 1. a), b) y c) se observan perfiles de velocidad transversa en distintas posiciones a lo largo del meandro. Es de notar que las direcciones del esfuerzo cortante

transverso sobre el lecho y la velocidad media verticalmente integrada no siempre son coincidentes.

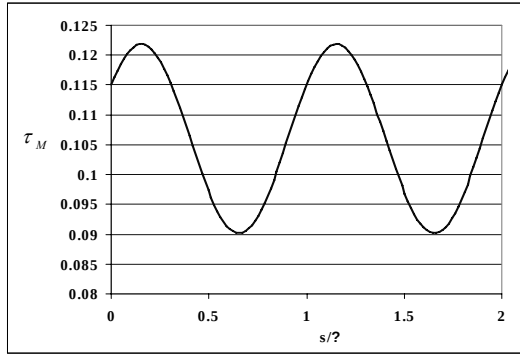


Figura 2.-Variación del esfuerzo cortante tangencial promedio sobre la margen en función de s/λ .

En esta figura se observa que los máximos de τ_M ocurren ligeramente aguas abajo de los ápices de la curva, sobre la margen exterior, y los mínimos ocurren sobre la margen opuesta.

Conclusiones

El uso complementario del modelo turbulento de Boussinesq junto a la ecuación de cantidad angular de movimiento ha dado resultados certeros para casos subáereos, pero por razones obvias no se ha podido verificar para meandros submarinos. Sin embargo, el presente trabajo enfatiza el hecho de que no se debe calcular el esfuerzo transverso sobre el lecho con la velocidad media transversa y una ley de fricción solo válida para perfiles logarítmicos o potenciales. Esto se evidencia sobre las figuras a), b) y c) donde es obvio que la velocidad media va en dirección contraria a la que tiene el esfuerzo transverso sobre el lecho.

Recomendaciones

a) Para una geometría débilmente meandrosa de un submeandro, cuyo lecho tiene inicialmente pendiente transversa nula, se sugiere calcular las evoluciones temporales de la granulometría y altimetría de la superficie del lecho, para caudal constante, mediante integración numérica respecto al tiempo, junto con un cálculo de la evolución temporal altimétrica y granulométrica del lecho del subcauce para una granulometría representada por el D50 y también, con la granulometría completa, siguiendo el modelo de Sarmiento (2005, 2006a, 2006b), para granulometrías variables.

b) Estudiar las variaciones temporales del lecho al considerar variaciones temporales del caudal de la corriente de densidad.

Referencias

- Falcón, M.** (1979) "Análisis of Flow in Alluvial Channel Bends", Ph.D thesis, Department of Mechanics and Hydraulics, The University of Iowa, Mayo.
- Falcón, M. & Kennedy, J.F.** (1983) "Flow in Alluvial-River Curves", Journal of Fluid Mechanics, 133, pp 1-16.
- Falcón, M.** (1997) "Estudio Teórico-Experimental de Flujo Permanente con Arrastre de Fondo en Meandros Fluviales Incipientes", Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Caracas, Venezuela.
- Hinze, J.O.** (1959) "Turbulence, An Introduction to its Mechanism and Theory", McGraw-Hill Series in Mechanical Engineering.
- Imran, J., Parker, G. and Pirmez, C. et al** (1999) "A Nonlinear Model of Flow in Meandering Submarine and

Subaerial Channels", Journal of Fluid Mechanics, 400, pp 295-331.

Jaeger, C. (1961) "Engineering Fluid Mechanics", Blackie & Son Limited, London, Glasgow.

Jirka, G., and Sargent, F. (1987). "Experiments on saline wedge". Journal of Hydraulics, Nov., pp 1307-1325.

Kitanidis, P. & Kennedy, J.F. (1984) "Secondary Current and River-Meander Formation", Journal of Fluid Mechanics, 144, pp 217-229.

Marrero, E. & Falcón, M. (2006) "Radio de curvatura de meandros a partir del esfuerzo cortante crítico sobre las márgenes", XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Ciudad Guayana, Venezuela.

Sarmiento, O. & Falcón, M. (2005) "Fractionally-integrated sediment-transport rate over a non-uniform sediment bed", 4th Conference on Rivers, Coastal and Morphodynamics, Illinois, Urbana USA. Taylor & Francis Group, London, Balkema, Vol. 2.

Sarmiento, O. (2006a) "Modelo Determinístico-Probabilístico de transporte de sedimentos en lechos fluviales", Tesis Doctoral, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Sarmiento, O. & Falcón, M. (2006b) "Aplicación de un modelo probabilístico para predecir acorazamiento", XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guayana, Edo. Bolívar, Venezuela.

Vanoni, V. (editor) (1975) "Sedimentation Engineering", ASCE Manual No. 54.

ESTRUCTURA DEL FLUJO Y MORFOLOGÍA EN DOS CONFLUENCIAS AGUAS ABAJO DE ISLAS EN EL RÍO PARANÁ

Ricardo N. Szupiany¹, Mario L. Amsler¹, Daniel R. Parsons², James L. Best³ y Robert Haydel⁴

¹Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, UNL, Santa Fe, 3000, Argentina.

²Earth and Biosphere Institute, School of Earth and Environment, University of Leeds, Leeds, LS2 9JT, UK.

³Departments of Geology and Geography and Ven Te Chow Hydrosystems Laboratory, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 61801, Illinois, USA.

⁴Department of Civil and Environmental Engineering and Department of Geology, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 61801, USA.
E-mail: rszupian@fich1.unl.edu.ar

Introducción

En los últimos 20 años, ha crecido notoriamente el interés científico en la dinámica fluvial en zonas de confluencias, estrechamientos y expansiones de corrientes aluviales. Trabajos recientes demostraron que las condiciones hidrodinámicas en estas zonas están caracterizadas por una variedad de estructuras coherentes del escurrimiento que pueden generar distintos patrones en la distribución del sedimento, procesos erosivos y sedimentaciones y, por lo tanto, características morfológicas particulares.

A pesar de los estudios divulgados, la mayoría de ellos refieren a experimentos en canales de laboratorio (Biron et al. 1993), pequeños cauces naturales (Rhoads y Sukhodolov 2001) (entendiéndose por “pequeños” aquellos en que las mediciones son posibles por vadeo o desde pequeños puentes) y en simulaciones numéricas (Bradbrook et al. 2001) con condiciones de borde basados en los canales de laboratorio y pequeños cauces naturales antes mencionados.

De lo anterior se desprende que existe un vacío significativo del conocimiento entre lo sabido a partir de estudios a pequeña escala, con bajas relaciones ancho/profundidad (W/D) y en aquellos sistemas a gran escala con mayores valores de esa relación. De hecho, los estudios de la dinámica del flujo en grandes ríos han sido extremadamente escasos debido a la carencia de una adecuada instrumentación y de metodologías adaptadas a investigaciones a grandes escalas.

El presente trabajo ofrece resultados de la estructura del flujo (corrientes primarias y secundarias) y características morfológicas en dos confluencias asimétricas formadas por islas del río Paraná, Argentina. La configuración 3D de la corriente se registró con un perfilador acústico Doppler (ADP) en 5 secciones transversales dispuestas a lo largo de las confluencias. Para ello se utilizó una metodología específica de medición (Szupiany et al. 2007) que posibilita lograr valores precisos de la componente 3D de la velocidad del flujo con embarcación en movimiento.

Sitios de estudio y mediciones en campo

El área de estudio sobre el Río Paraná se encuentra ubicada en su tramo inferior en cercanías de las localidades de San Martín (A) y Rosario (B), Argentina (Figura 1). En las zonas investigadas se encuentran presentes dos grandes confluencias asimétricas producidas por la presencia de islas centrales (Figura 1).

En ambas la morfología del fondo fue relevada con una sonda ecógrafa Raytheon acoplada con un sistema de posicionamiento global (GPS), instalados sobre una embarcación adaptada para tales fines. Los relevamientos batimétricos fueron realizados sobre secciones transversales seleccionadas a lo largo de las confluencias y separadas cada una 100 m.

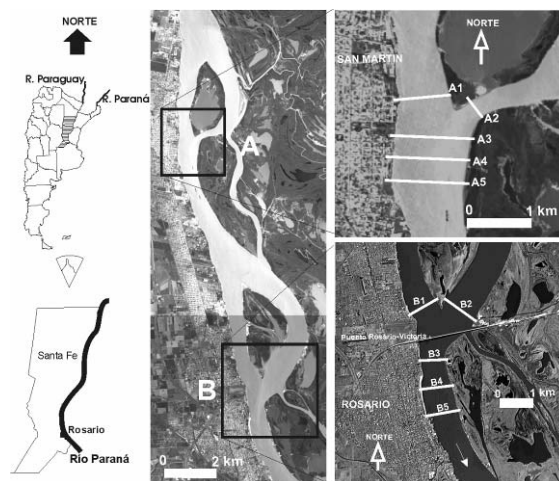


Figura 1.- Zonas de estudio y ubicación de secciones relevadas.

La velocidad del flujo en sus tres dimensiones fue medida en 5 secciones transversales dispuestas a lo largo de las confluencias (Figura 1) con el ADP. La ubicación de estas se seleccionó con el fin de cubrir con el mayor detalle posible las variaciones del flujo a lo largo de la confluencia. La posición y velocidad de la embarcación fueron monitoreadas online tan constante como fuera posible, con una velocidad media de la embarcación de 1.5 m s^{-1} .

Morfología de los nodos en estudio

La Figura 2 muestra la topografía del fondo del cauce. La confluencia B, de acuerdo a las profundidades en ambos tributarios, no presenta una marcada discordancia de fondo entre los canales que convergen, con diferencias no mayor a $\sim 2 \text{ m}$. No ocurre lo mismo en confluencia A donde la diferencia en la profundidad media de los tributarios es de $\sim 8 \text{ m}$. La ausencia de pendientes pronunciadas en la topografía del fondo en corrientes aluviales como el Río Paraná aparece como una de las principales diferencias cuando se comparan fenómenos morfológicos e hidráulicos con cauces de pequeña escala.

La presencia de la hoya de erosión es claramente visible en A y B inmediatamente luego de que los flujos comienzan a mezclarse. Esta socavación se encuentra en la cercanía de la margen izquierda, dependiendo fundamentalmente de la relación de caudales y ángulos de confluencias. Así pues, tanto en A como en B, donde el brazo derecho presenta una mayor jerarquía (relación de momentos M de 0.15 y 0.43 en A y B, respectivamente) el flujo proveniente del brazo izquierdo no posee la suficiente energía como para penetrar en el anterior, por lo que la combinación de ambos, con la consecuente formación de la hoya de erosión, se produce hacia margen izquierda.

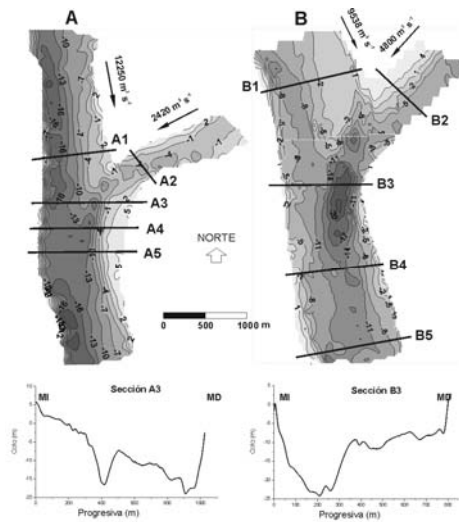


Figura 2. Mapa batimétrico de confluencias A y B

En confluencia A se aprecia claramente la zona de depositación sobre la margen izquierda coincidente con un área de bajas velocidades producto de la curvatura que realiza el flujo del brazo izquierdo cuando confluye con el derecho. En confluencia B, por el contrario, no se produce ninguna depositación sobre esta zona, a pesar que presenta un ángulo de confluencia similar y una relación de momentos mayor que A.

Corrientes primarias y secundarias

La Figura 3 muestra el comportamiento de las corrientes primarias (v_p) y secundarias (v_s) en las distintas secciones medidas en cada confluencia.

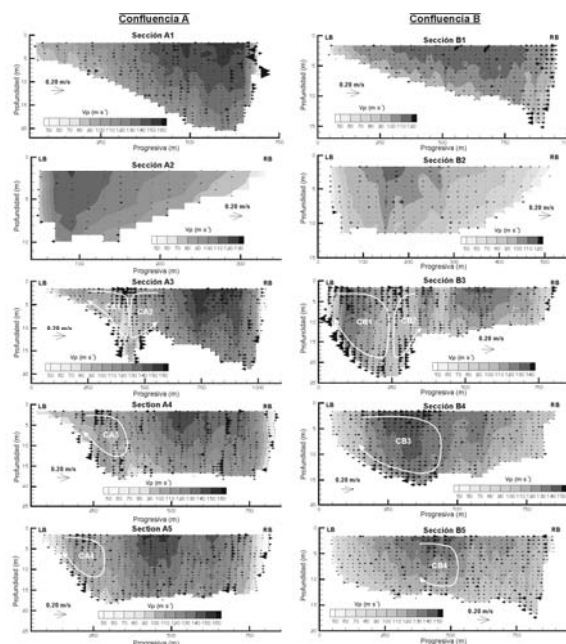


Figura 3.-Corrientes primarias y secundarias en confluencias A y B.

Las ubicaciones de las secciones se fijaron con el objetivo de poder interpretar el comportamiento del flujo a lo largo de los nodos.

En la zona central inmediatamente aguas abajo de las confluencias donde ambos flujos comienzan a mezclarse (secciones A3 y B3) se producen celdas de circulación secundarias con sentido de rotación opuestas (celdas CA1 y CA2 en A y CB1 y CB2 en B), ambas separadas por una zona de bajas velocidades coincidente con las máximas profundidades. Estas velocidades secundarias son

coherentes y consistentemente de magnitud significativa con respecto a los errores de medición producidos por el ADP cuando éste se utiliza con la embarcación en movimiento (Szupiany et al. 2007).

Conclusiones

El presente trabajo brinda una descripción y comparación de las principales características de la morfología y estructura del flujo en dos grandes confluencias asimétricas originadas por islas centrales en el cauce principal del río Paraná.

Se encontraron algunas características similares a aquellas divulgadas en trabajos anteriores para confluencias de pequeños cauces con bajos valores de W/D : una capa de corte cuando los flujos de los tributarios comienzan a mezclarse, dos celdas de circulación secundarias con sentido de rotación inversa inmediatamente aguas abajo de la confluencias, y una región de recuperación.

En confluencia A se presenta una zona de bajas velocidades y sedimentación aguas abajo sobre la margen izquierda del brazo izquierdo. Por el contrario, en B con relaciones $Q_l/Q_D \ll 1$ como en A y similar ángulo de confluencia que ésta última, y dadas la posición de la hoya de erosión y las aceleraciones del flujo producida en las cercanías de la margen izquierda, se identificaron erosiones sobre esa margen. Este comportamiento dispar sugiere que la relación Q_l/Q_D como así también el ángulo de confluencia no son las variables más importantes que controlan las características morfológicas en grandes confluencias. La posición y distribución de los centros de máximas velocidades en la transversal en el brazo izquierdo de aguas arriba, sería un factor de control de las condiciones aguas debajo de gran importancia a grandes escalas.

En ambas confluencias fueron identificadas dos celdas de velocidades secundarias con sentido de rotación opuestas, con un tamaño relativamente pequeño con respecto al ancho total del cauce. Esta limitada extensión espacial plantea la interrogante sobre la real importancia de estas estructuras coherentes en la dinámica y mezcla del flujo en grandes ríos.

Referencias

- Bradbrook, K. F., Lane S. N., Richards K. S., Biron P. M., y Roy A.G. (2001). "Role of bed discordance at asymmetrical river confluences". *Journal of Hydraulic Engineering*, may, 351-368.
- Biron P., Roy A. G., Best J. L., y Boyer C.J. (1993). "Bed morphology and sedimentology at the confluence of unequal depth channels". *Geomorphology*, 8, 115-129.
- Rhoads, B. L. y Sukhodolov A. N. (2001). "Field investigation of three-dimensional flow structure at stream confluences: 1. Thermal mixing and time-averaged velocities". *Water Resources Research*, 37, 9, 2393-2410.
- Szupiany, R. N., Amsler M. L., Best J.L. y Parsons D.R. (2007). "Comparison of Fixed- and Moving Vessel Measurements with an ADP in a Large River". *Journal of Hydraulic Engineering*, in press.

ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE ASPECTO ANCHO/TIRANTE (B/H) EN LOS FLUJOS EN CURVA

Leticia Tarrab¹, Carlos A. Vionnet^{2,3} y Andrés Rodríguez^{1,3}

¹ Laboratorio de Hidráulica – FCEHyN / ISRH – SECYT / UNC, Córdoba ² Centro de Estudios Hidro-Ambientales - CENEHA, FICH, UNL, Santa Fe, ³ CONICETE. E-mail: ltarrab@isrh.unc.edu.ar; cvionnet@email.arizona.edu;

Introducción

El flujo en canales curvos difiere de aquel en canales rectos a causa de la aceleración centrípeta. Como consecuencia, se produce una sobrelevación de la superficie del agua la cual conduce, bajo ciertas condiciones, a un movimiento helicoidal en respuesta a una corriente secundaria que se establece en dirección perpendicular al sentido del escurrimiento principal.

Una celda de circulación secundaria es, por definición, una celda cerrada en donde el flujo neto transversal es cero. La detección de una componente no nula de velocidad transversal en un cauce natural es condición necesaria, aunque no suficiente, para la existencia de una celda de circulación secundaria. En una curva de un río, la acción de la fuerza centrífuga en superficie excede el gradiente de presión lateral y el agua es llevada hacia la margen externa. Por el contrario, la fuerza de presión es dominante en proximidades del lecho, puesto que la presión hidrostática adicional no se encuentra equilibrada por la aceleración centrípeta, y las partículas de agua se desvían hacia la margen convexa. Las corrientes verticales, hacia arriba en la zona de la margen interna, y hacia abajo en la zona de la margen externa, completan la celda de circulación secundaria (Engelund, 1974; Falcon, 1984).

Es difícil visualizar la existencia de una celda de circulación transversal en ríos meandrosos con relaciones de aspecto ancho del cauce/tirante (B/H) del orden de 100, o mayores, a diferencia de lo que ocurre en canales de laboratorio distorsionados (Matthes, 1941; Dietrich y Whiting, 1989), que se caracterizan por razones de aspecto del orden $B/H \leq 20$ aproximadamente. Friedkin (1945) observó distintos comportamientos en la erosión que se produce en curvas de canales anchos con respecto a la de canales angostos, o de baja relación B/H . Por tanto, la evolución morfológica de un río meandriforme depende de la relación B/H , entre otros parámetros de interés.

Yalin (1992) analizó el comportamiento de los flujos en canales curvos, sugiriendo que en función de la relación B/H , se pueden desarrollar dos tipos de flujo (Figura 1):

Flujo α , o flujo helicoidal: propio de canales angostos. Es un flujo inducido por la curvatura del canal ($1/R$) y consiste en un movimiento del flujo longitudinal paralelo a los bordes al cual se le superpone una circulación transversal.

Flujo β , o flujo lateral oscilante: propio de canales anchos. Este flujo es inducido por la variación de la curvatura del canal $d(1/R)/dl$ y es formado por la masa de fluido que se traslada (en todo el espesor H) periódicamente entre la margen izquierda y la margen derecha mientras se mueve a lo largo de la longitud de la curva.

El objetivo del presente trabajo consistió en analizar la influencia de la relación de aspecto B/H sobre flujos transversales observados en campo (en este caso, en un gran río de llanura). Se realizaron campañas a dos curvas del sistema aluvial del Río Paraná, en noviembre de 2004 y mayo de 2006, curvas que se caracterizan por exhibir razones de B/H diferenciadas, entre otros rasgos morfológicos distintivos de cada zona.

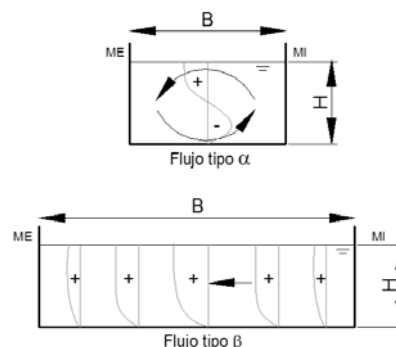


Figura 1.- Tipos de flujo lateral en curvas. MI-ME: Margen interna y externa de la curva respectivamente

Materiales y métodos

Las mediciones de campo se realizaron en dos curvas en las cercanías de la ciudad de Santa Fe. Una de ellas se sitúa en el tramo exterior del canal de acceso al puerto de la ciudad, en la desembocadura del Río Colastiné antes de unirse al cauce principal del Río Paraná. La otra zona elegida para verificar el establecimiento de posibles flujos tipo α , y/o tipo β , se situó en un meandro natural del Río Coronda (Figura 2).

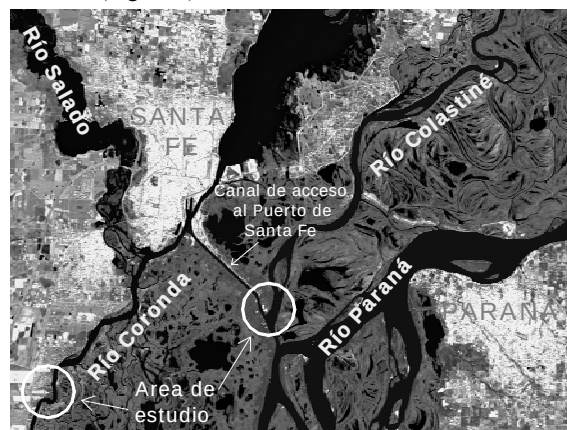


Figura 2.- Áreas de estudio

Las mediciones fueron realizadas con un ADCP Sontek® de 1000 kHz, perteneciente a la FICH. Este equipo se coloca normalmente sobre el lateral de una embarcación especialmente acondicionada para mediciones de campo. En esta oportunidad, el ADCP se ubicó 0.95 m por debajo de la superficie del agua. Por otra parte, se relevó la topografía del cauce mediante una sonda ecográfica Raytheon con salida digital, vinculada a un sistema de posicionamiento satelital con corrección diferencial (DGPS), a los fines de minimizar el error en la localización de las transectas.

Las mediciones en el canal de acceso se realizaron en seis Secciones Transversales (ST), tal como se detalla en la Figura 3, mientras que en el Río Coronda se midieron cuatro ST (Figura 4). Debido a la ambigüedad inherente a la definición de una ST (Lane et al., 2000), en este trabajo se consideró como componente transversal de velocidad a

toda aquella componente no paralela a la dirección del thalweg. Desde un punto de vista práctico, las ST se definieron en gabinete a partir de un centro de curvatura imaginario, y luego se intentó que la embarcación recorriera dicha alineación de la forma más fiel posible utilizando navegación con GPS a tiempo real. Se repitieron las mediciones en cada ST con la finalidad de analizar la persistencia –o no– de los patrones de flujo secundario.

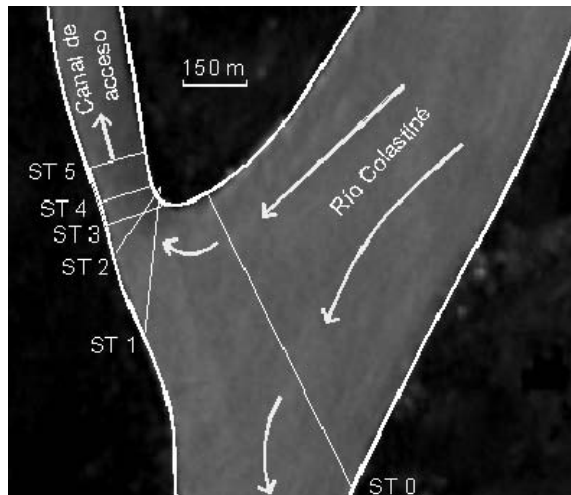


Figura 3.- Canal de acceso

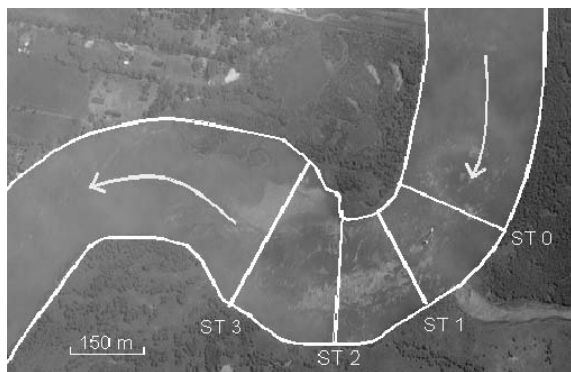


Figura 4.- Río Coronda

Los datos obtenidos directamente por el ADCP se colectan en diferentes verticales, las cuales no se encuentran alineadas a lo ancho de la ST teórica, sino que se ubican en forma alternada a lo largo del recorrido de la lancha. Por lo cual, mediante un algoritmo denominado SC (Vionnet, 2004), se realizó el procesamiento de la información definiendo una única ST media de todas las pasadas, o recorridos de la embarcación, a lo largo de la ST predefinida. Esta promediación produce una proyección consistente de las componentes transversales de la velocidad de la corriente, las que pueden ajustarse a un patrón de flujo tipo α , o tipo β , los que según Yalin (1992) son consecuencia de la relación B/H dominante.

Evaluación de Resultados

La Figura 5 muestra el campo bidimensional de velocidades transversales en la ST 4 del canal de acceso durante la campaña de mayo de 2006. El caudal medido fue de $917 \text{ m}^3/\text{s}$ y la relación de aspecto fue de $B/H \approx 8$. El campo de velocidades muestra una celda de circulación secundaria de forma helicoidal, en correspondencia a lo que ocurre en los flujos de tipo α . Este comportamiento fue observado también en las ST 2, 3, 4 y 5 del canal de acceso, mientras que las corrientes secundarias en el Río Coronda mostraron un patrón diferente. En todas las ST

relevadas se observó un flujo lateral unidireccional hacia la margen externa de la curva (Figura 6), lo cual indica que se estaría en presencia de un flujo tipo β . El caudal medido fue de $1870 \text{ m}^3/\text{s}$ y la relación $B/H \approx 17$, significativamente mayor a la relación registrada en el canal de acceso.

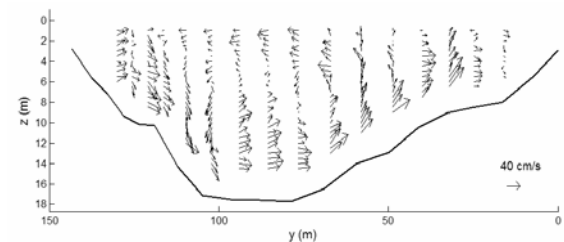


Figura 5.- Flujo tipo α en el canal de acceso (ST 2). La margen izquierda de la figura corresponde a la margen externa de la curva

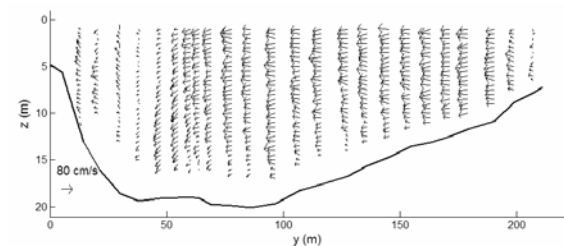


Figura 6.- Flujo tipo β en el Río Coronda (ST1). La margen izquierda de la figura corresponde a la margen externa de la curva

Conclusiones

En base a mediciones realizadas en dos tramos curvos de diferente morfología del sistema aluvial del Río Paraná fue posible caracterizar los patrones de flujo secundario –o transversal– en cada una de las ST aforadas. En la curva con menor relación B/H se observó un flujo tipo α , mientras que en la curva con mayor relación B/H el flujo observado fue del tipo β , lo cual es coherente a lo propuesto por Yalin (1992), aunque con valores umbrales para cada caso diferentes a los citados en la literatura especializada.

Referencias Bibliográficas

- Dietrich, W.E., Whiting, P.J. (1989). "Boundary shear stress and sediment transport in river meanders of sand and gravel", in S. Ikeda and G. Parker (Eds.), *River Meandering*, AGU Water Res Monograph 12, pp. 1-50.
- Engelund, F. (1974). "Flow and Bed Topography in Channel Bends", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.100, pp. 1631-1648.
- Falcón, M. (1984). "Secondary Flow in Curved Open Channels". *Annual Rev Fluid Mech*, Vol. 16, pp. 179-193.
- Friedkin, J.F. (1945). "A laboratory Study of the Meandering of Alluvial Rivers", *US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi*.
- Lane, S.N., Bradbrook, K. F., Richards, K. S., Biron, P. M., Roy, A.G. (2000). "Secondary Circulation Cells in River Channel Confluences: Measurement Artefacts or Coherent Flow Structures?" *Hydrological Processes*, Vol. 14, pp. 2047-2071.
- Matthes, G. H. (1941). "Basic Aspects of stream meanders". *AGU*. Vol. 22, Part III, pp. 632-636
- Vionnet, C. A. (2004). Procesamiento de la información generada por el ADCP Sontek River-Surveyor, Inf. CENEHA 03-04, FICH-UNL, Santa Fe.

B

Erosión y Sedimentación



CONTROL DEL FENÓMENO DE AGRADECACIÓN - DEGRADACIÓN DEL RÍO PIURA, MEDIANTE REALINEAMIENTO DEL CAUCE PRINCIPAL INFERIOR. FENÓMENO EL NIÑO, PIURA, PERÚ

César Adolfo Alvarado Ancieta⁽¹⁾ y Bernd Ettmer⁽²⁾

(1) Ingeniero Civil, M. Sc. Jefe de Proyecto, FICHTNER GmbH & Co. KG, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart, Alemania, www.fichtner.de e-mail: alvaradoc@fichtner.de; www.freewebs.com/alvarado-ancieta

(2) Dr.-Ing., Jefe del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß de Obras Hidráulicas, Universidad Técnica de Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Alemania. e-mail: b.ettmer@tu-bs.de; www.lwi.tu-bs.de/waba/w-deutsch/mitarbeiter/ettmer.htm

Introducción. La erosión humana en la cuenca alta acompañada del Fenómeno de El Niño altera los regímenes hidrológicos y de transporte de sedimentos en el río Piura, en extremo norte del Perú. Una presa y obras de encauzamiento existentes en la cuenca baja producen el desequilibrio en la forma de planta y geometría del río; sin embargo dichas obras son necesarias para la protección contra inundaciones a fin de evitar daños sustanciales en la propiedad, tales como infraestructura y áreas de irrigación existentes. Finalmente, la desviación del curso o cauce natural de un río en su cuenca baja genera un problema complejo en la morfología del río. Como consecuencia de esto sucede el fenómeno de agradación-degradación significando el tener que adoptar medidas de mitigación a fin de luchar contra los cambios de los niveles de fondo del río, si no se toman en cuenta medidas adecuadas para resolver el problema. Una efectiva evaluación del cauce del río en el proceso de agradación-degradación de la cuenca baja, ver Figura 2, requiere una eficiente comprensión de los procesos morfológicos que envuelven el ajuste de la geometría del cauce y de las condiciones de equilibrio proyectadas.

Objetivo El objetivo de ésta investigación es el estudio del proceso de agradación-degradación del cauce del río Piura, que da como resultado el realineamiento del cauce principal, ver Figura 1, y extensión del encauzamiento del río en su tramo final como medida efectiva para el control de la erosión y la sedimentación, prevista durante el estudio efectuado en el 2000-2001. (Class et.al.,2001)

Materiales y Métodos. Para al presente investigación se ejecutó una modelación matemática efectuada en una longitud de 90 km desde Curumuy hasta la laguna La Niña, ver Figura 2, habiéndose efectuado un levantamiento topográfico mediante secciones transversales a lo largo del río, además de batimetría para dos lagunas y ortofotos. Además, se dispuso de información completa sobre referencia hidrológica de la cuenca y data hidráulica al detalle de las estructuras existentes a lo largo del tramo. La metodología de evaluación consistió en una modelación hidráulica para flujo en cauces y una modelación hidráulica para el tránsito de caudales en lagunas.

Evaluación. Se efectúa una reseña histórica y evaluación del río Piura con la presencia de las máximas avenidas registradas debido al Fenómeno de El Niño (ENSO) y la investigación de las evidencias y datos de erosión general y sedimentación, determinándose los tramos de degradación y agradación, y se discute la consistencia de sus causas y consecuencias.

Como parte de la evaluación efectuada se realiza un análisis del material de fondo, se determina la estabilidad contra erosión en el cauce principal, la velocidad del flujo y fuerzas tractivas para el cauce principal y áreas de inundación.

Conclusiones: La investigación concluye con el análisis de las medidas de encauzamiento y su

justificación, presentándose las alternativas de nuevo trazo del cauce principal, evaluándose sus causas y efectos futuros como medida de mitigación de control de erosión y sedimentación, habiendo sido efectuado el realineamiento del cauce a fines del año 2006.

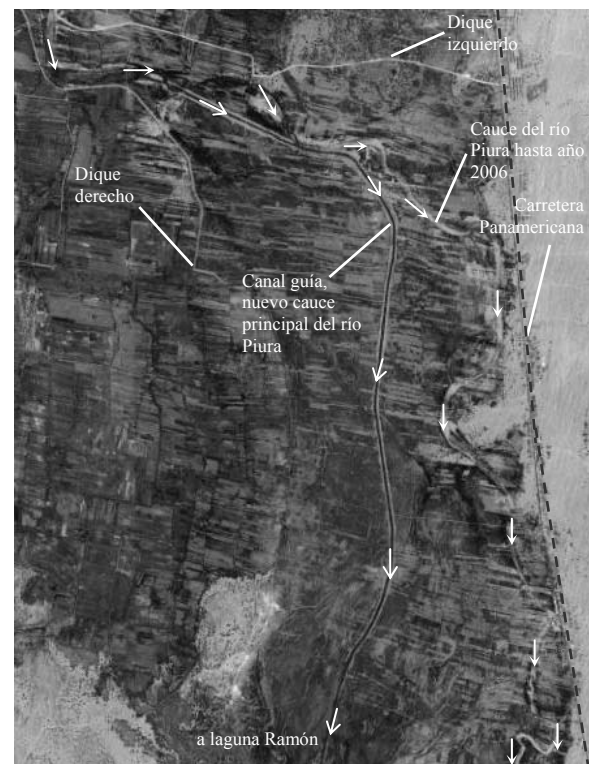


Figura 1.- Realineamiento del cauce principal del río Piura en el tramo final sin encauzar (excavación de canal guía, fines del año 2006) hasta su descarga en la laguna Ramón (Fuente: Google Earth 2007©).

Referencias

- Class - Salzgitter** (2000a). *Informe Verificación de la Máxima Avenida del 12.03.98 en Los Ejidos, Estudio de Evaluación de la Presa Derivadora Los Ejidos*. Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Chira-Piura, INADE-WB, Perú.
- Class - Salzgitter** (2000b). *Estudio de Evaluación y Afianzamiento de la Presa Derivadora Los Ejidos*. Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Chira-Piura, INADE-WB, Perú.
- Class - Salzgitter** (2001). *Estudio Definitivo para la Reconstrucción y Rehabilitación del Sistema de Defensas contra Inundaciones en el Bajo Piura y Modelo Matemático para Prognosis de Avenidas en Tiempo Real en la Cuenca del Río Piura*. Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Chira-Piura, INADE-WB, Perú.
- Class - Salzgitter** (2002). *Estudio Definitivo de las Obras de Afianzamiento de la Presa Derivadora Los Ejidos*. Dirección Ejecutiva del Proyecto Especial Chira-Piura, INADE-WB, Perú.

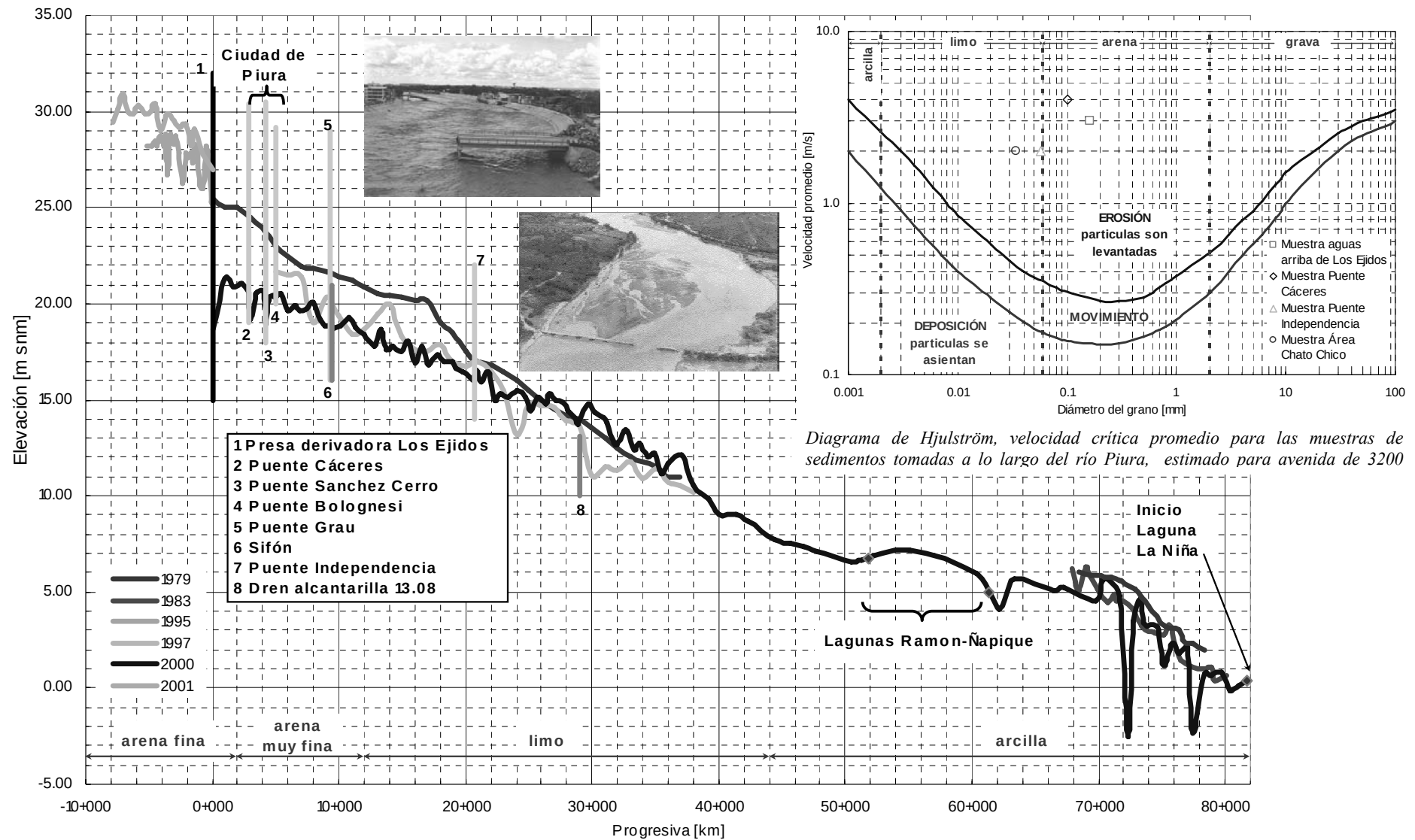


Figura 2.- Perfil longitudinal medido de cambios de niveles de fondo en el thalweg (1979-2001), tipos predominantes de material de fondo y diagrama de Hjulström de velocidad crítica promedio. Perfil del Bajo Piura, desde 8 km aguas arriba de la presa derivadora Los Ejidos hasta el final de la desembocadura del río en la laguna La Niña.

EROSIÓN LOCAL EN ESTRIBOS DE PUENTES - ESTUDIO EXPERIMENTAL

José Daniel Brea, Pablo Spalletti, Luis Rodríguez

Laboratorio de Hidráulica. INA Casilla de Correo 46, Apto. Ezeiza, Buenos Aires - CP 1802 - TE: 011 44800457
dbrea@ina.gov.ar, pspallet@ina.gov.ar, lrodriguez@ina.gov.ar Web: <http://www.ina.gov.ar>

Introducción

Los cambios morfológicos que se observan en las cercanías de un puente durante y tras el pasaje de una crecida, son función de las condiciones geométricas y morfológicas del cauce y del valle de inundación, de la localización en planta y ancho de la obra, y de las características de las pilas y estribos.

La cuantificación de la erosión máxima en estribos de puentes para el diseño hidráulico, se realiza mediante metodologías de cálculo que simplifican el problema de manera tal de obtener expresiones matemáticas sencillas de carácter empírico, y que superponen los valores de las erosiones por contracción del flujo y locales.

Las expresiones más utilizadas para la estimación de la erosión local en estribos se han obtenido, en general, a partir de información compilada de ensayos de laboratorio en canales rectangulares (Melville, 1992; Lim, 1997; Kothyari - Ranga Raju, 2001; Richardson, 2002). La mayor parte de los datos disponibles se corresponden con ensayos para estribos de pared vertical, habiendo adicionalmente algunos para estribos conformados por paredes verticales con muros guía (wing wall) y unos pocos para estribos de sobrepaso o no verticales indicados como spill-through en la literatura anglosajona (Liu, 1961; Dongol, 1994).

Los máximos valores de erosión local en estribos registrados en estudios de laboratorio y predichos mediante las expresiones de cálculo, exceden los observados en las obras. Esto es así debido a que el ingeniero ha sido forzado a utilizar relaciones experimentales basadas en criterios conservativos, dada la insuficiencia de datos para evaluar algunas de las variables en juego (Spalletti, 2004).

Conscientes de esta limitación, en Estados Unidos se han intentado desarrollar metodologías basadas en datos de campo (FHA, 2001; Richardson, 2002), aunque los autores indican que son válidas sólo para casos y condiciones hidráulicas similares a los de los datos recopilados.

Con el objeto de contar con nueva información respecto de los procesos que se desarrollan en torno a estribos de puente, en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua se construyó un modelo físico a fondo móvil en un canal de 8,40 metros de ancho, para el estudio de los procesos hidráulicos y morfológicos que se desarrollan en torno a estas estructuras, considerando distintas configuraciones geométricas.

La construcción y operación del modelo físico están incluidas en el desarrollo de un proyecto de investigación financiado por la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica de Argentina. En dicho proyecto está prevista la realización de ensayos para diversas condiciones de funcionamiento hidráulico y diferentes configuraciones de estribo, tanto respecto del grado de contracción del flujo como de la inclinación de los taludes. En este trabajo, y dado que el proyecto global se encuentra en plena ejecución, se presentan las tareas realizadas y los resultados de los ensayos realizados hasta el momento.

Descripción del modelo físico

El modelo físico está implementado en un canal ubicado en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua de 8,40 metros de ancho y 30 metros de largo, con un tramo de 8 metros de longitud a fondo móvil con arena donde se coloca la estructura que representa al terraplén y al estribo, de longitud variable, 35 centímetros de ancho y nariz redondeada. El sector con fondo móvil está limitado aguas arriba y abajo por zonas a fondo fijo constituidas por carpetas de cemento (Figura 1). La máxima capacidad de bombeo de la instalación experimental supera los 500 litros/s y pueden ensayarse tirantes hasta de 30 centímetros.

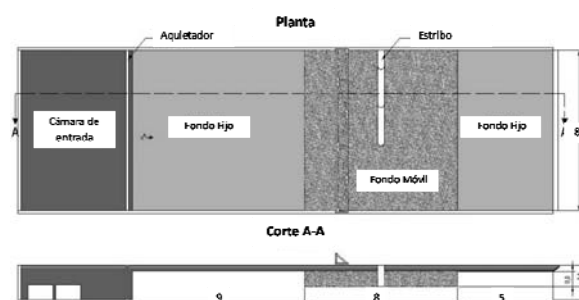


Figura 1.- Esquemización y vista general del modelo físico desde aguas arriba.

Para el material empleado en la zona de fondo móvil (aproximadamente 54 m³) se utilizó arena de construcción disponible en la zona, la que fue adquirida en tres partidas, siendo los materiales muy similares. Para cada partida se estudió la granulometría resultando de las mismas los parámetros que se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Características del material del lecho.

	M1	M2	M3
D ₅₀	380 μ	365 μ	370 μ
σ	1.55		

Respecto del plan de ensayos, está previsto llevar a cabo el estudio del funcionamiento hidráulico y morfológico en torno a estructuras con 3 inclinaciones de los paramentos que conforman el talud y el estribo (vertical, 1:1 y 1:2), con 3 grados de contracción (5.25, 3.25 y 1.25 metros). Para cada una de estas 9 configuraciones geométricas se

Ríos 2007

han programado ensayos bajo tres condiciones de caudal y dos tirantes, lo que da un total de 54 experiencias. Los parámetros adoptados para los ensayos previstos en el estudio, se describen en la Tabla 2.

Tabla 2.- Descripción del programa de ensayos.

Tipo de estribo	Longitud estructura (contracción) [m]	Caudal [l/s]	Tirante [cm]
Vertical	5.25	200	15
		200	25
		300	15
		300	25
		400	15
		400	25
Talud 1:1	3.25	200	15
		200	25
		300	15
		300	25
		400	15
		400	25
Talud 1:2	1.25	200	15
		200	25
		300	15
		300	25
		400	15
		400	25

Hasta el momento se han realizado los ensayos para el estribo vertical, con contracciones del flujo de 5,25 y 3,25 metros, demandando la realización de cada experiencia entre 1 y 2 semanas para la conformación del esquema geométrico a modelar, la readecuación del fondo móvil, la ejecución del ensayo propiamente dicho (del orden de las 20 horas), el relevamiento fotográfico y la nivelación del lecho y la fosa de erosión.

Resultados experimentales

Durante las experiencias se miden las velocidades de flujo en los puntos de una grilla definida cada 50 centímetros como máximo en los lugares más alejados del estribo y cada 25 centímetros en la zona cercana al mismo, mediante un equipo ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) marca SonTek, que registra velocidades instantáneas en tres dimensiones con una frecuencia de 50 Hz.

En el sector cercano al estribo y en la sección que se corresponde con el eje del terraplén, se registraron las velocidades al comienzo del ensayo cuando comienzan a desarrollarse los procesos erosivos, y al final del mismo, donde la socavación tiende a la configuración de equilibrio para las condiciones de ensayo.

Si bien no se ha utilizado hasta el momento la información registrada con el ADV para estudiar los procesos asociados a la microturbulencia, la determinación de las velocidades medias en las tres direcciones ha permitido analizar el campo de flujo en torno a la estructura, permitiendo interpretar no sólo los procesos de contracción del escurrimiento, sino que también el desarrollo del vórtice principal de eje horizontal que es inducido por la estructura (Hoffmans, 1997).

A partir de la información antes indicada se han podido realizar gráficos con los campos de velocidades, y en particular analizar la distribución de las componentes verticales de la velocidad, que permiten interpretar el desarrollo del flujo tridimensional.

Una vez concluido cada ensayo y mediante el empleo de un nivel óptico, se procedió al relevamiento de la zona a fondo móvil, a partir del cual se trazaron las curvas de nivel. Éstas se volcaron finalmente sobre restitutiones de

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos registros fotográficos en un sistema de información geográfica (GIS), tal como se muestra a modo de ejemplo en la Figura 2 para uno de los ensayos.

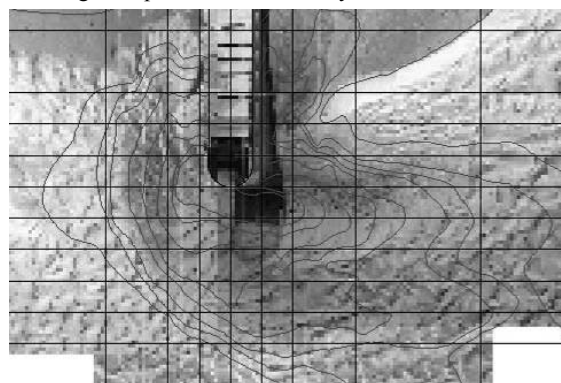


Figura 2.- Configuración de fosa de erosión. Ensayo con estribo vertical, contracción 3,25 metros, Q=400l/s, h=15cm.

Conclusiones

Se han presentado los resultados de los ensayos en un modelo físico a fondo móvil para estudiar la erosión en estribos de puentes realizados hasta el momento, e incluidos en un proyecto de investigación donde se prevé la realización de un mínimo de 54 experiencias para diferentes configuraciones geométricas de la estructura y distintas condiciones de funcionamiento hidráulico.

A partir de los relevamientos realizados en cada ensayo, ha podido caracterizarse el flujo tridimensional en torno al estribo, la forma en que se desarrollan los procesos erosivos y la configuración final de la fosa de erosión.

Comparando los resultados obtenidos para diferentes condiciones de ensayo, se han obtenido relaciones para caracterizar la influencia de distintos parámetros en los valores de la máxima socavación, analizándose también el comportamiento observado respecto a estudios semejantes de otros autores.

Referencias

- Federal Highway Administration** (2001). "Evaluating Scour at Bridges". Hydraulic Engineering Circular N° 18.
- Dongol, D.M.S.**, (1994). "Local scour at bridge abutments". Rep. N° 544, School of Engrg., Univ. of Auckland, Auckland, New Zealand.
- Hoffmans, G. J. C. M. and Verheij, H. J.** (1997). "Scour Manual". Editorial Balkema.
- Kothyari, U.C.; Ranga Raju K.G.** (2001). "Scour Around Spur Dikes and Bridge Abutments". Journal of Hydraulic Research, Vol. 39, No. 4.
- Lim, S.Y.** (1997). "Equilibrium Clear-Water Scour Around an Abutment". Journal of Hydraulic Engineering, March 1997.
- Lim, S.Y.; Cheng N.S.** (1998). "Prediction of Live-Bed Scour at Bridge Abutments". Journal of Hydraulic Engineering, June 1998.
- Liu, H.K.; Chang, F.M.; Skinner, M.M.**; (1961). "Effect of bridge construction on scour and backwater". CER 60-HKL 2, Colorado State Univ., Civ. Engrg. Section, Ft. Collins, Colo.
- Melville, B.W.** (1992). "Local Scour at Bridge Abutments" Paper and Discussion. Journal of Hydraulic Engineering, April 1992.
- Melville, B.W.** (1995). "Bridge Abutments Scour in Compound Channels". Journal of Hydraulic Engineering, December 1995.
- Richardson E.V.** (2002). "United States Practice for Bridge Scour Analysis".
- Spalletti, P.; Brea, J. D.; Loschacoff, S.** (2004). "Erosiones en Estribos no Verticales". XXI CLH- São Pedro, São Paulo, Brasil

MODELO DE ONDA DIFUSIVA PARA PROCESOS EROSIVOS A LARGO PLAZO. CASO DE ESTUDIO: RÍO CUARTO, CORDOBA

Corral M.¹, Baldissone M.¹, García C.¹, Díaz A.^{1,2}, Gonzalez J.^{1,2}, Rodriguez A.¹,
Farías H. D.³

¹Instituto Superior de Recursos Hídricos, UNC. Av. Veléz Sarsfield 1601. TE: 4334446. mcorral@com.uncor.edu

²Dirección Provincial de Aguas y Saneamiento (DIPAS) - ³Universidad Nacional de Santiago del Estero. Argentina

Introducción

Desde hace varias décadas el cauce natural del Río Cuarto de Córdoba ha sido sometido a la extracción de áridos y se en últimos años se ha observado un descenso generalizado en su cauce, lo que ha comprometido la estabilidad de diversas estructuras emplazadas en el mismo, problemas que se tradujeron en millonarias inversiones en infraestructura.

Las actividades de extracción provocan un claro desequilibrio en el escurrimiento, modificando su resistencia y acelerando procesos de erosión que se manifiestan en el cauce con cambios de pendiente, erosiones localizadas, etc.

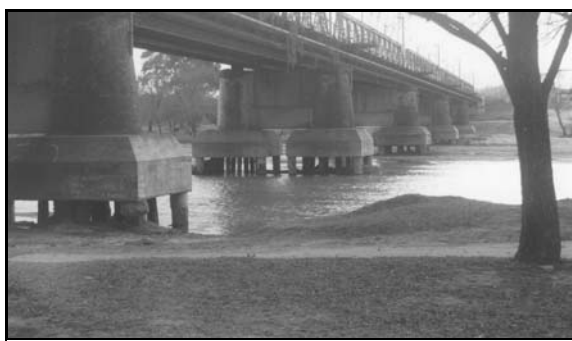


Figura 1.- Descalce de pilas del Puente Carretero por descenso del cauce del Río Cuarto.

Estas razones han motivado la realización de un proyecto que permita establecer los límites admisibles de extracción de sedimentos en estos cauces naturales, a través de un trabajo integrador entre la UNC y la DIPAS.

Esto ha motivado el desarrollo de un algoritmo que permita plantear diferentes alternativas en el estudio de este fenómeno, el cual sea fácilmente adaptable a las necesidades del caso como es la inclusión de las extracciones a lo largo del cauce.

En particular, se basa en la necesidad de representar el efecto de las extracciones de áridos en cauces fluviales y de tratar de comprender de manera más acabada su influencia en los cambios que se producen en su lecho y las consecuencias en la morfología que en éste se provocan por el desbalance sedimentológico generado por actividades extractivas, procesos que se dan a largo plazo.

Objetivos

Como objetivo principal del desarrollo es, por un lado, reconocer y caracterizar los procesos morfodinámicos activos en el cauce, obtener un diagnóstico de la situación actual, relacionado a la erosión y sedimentación y por otro evaluar la presión de la extracción de áridos sobre el cauce.

En esta primera etapa se pretende el desarrollo y acondicionamiento del modelo para lograr representar el actual estado del cauce a partir de datos históricos de las variables que influyen en el proceso que produjo la

erosión general incluyendo por supuesto la actividad extractiva.

Para la representación del fenómeno, se propone un modelo analítico simplificado para estudiar esta problemática con intervalos de tiempo largos y de grandes longitudes, de manera de abarcar la escala de la magnitud del problema.

Materiales y Métodos

Se plantea como base del desarrollo un modelo numérico de difusión para representar los procesos de erosión y depositación acoplado a la ecuación de Exner que es la que plantea el equilibrio en la fase sólida e incorporando también la componente extractiva. Obtenida la expresión analítica del coeficiente de difusión K se aproxima su valor para el Río Cuarto a través del empleo del modelo de transporte de sedimentos total propuesto por Engenlund-Hansen y calibrando finalmente se valor para diferentes condiciones hidráulicas observadas en el Río Cuarto.

El modelo se resolvió a través de un esquema de diferencias finitas en entorno Matlab.

Fue necesario tener información en cuanto a los descensos históricos registrados en puntos claves, ubicación de las areneras y cuantificación de sus extracciones, además de los parámetros típicos de la hidráulica fluvial (Corral, et al. 2006). El modelo pudo calibrarse en función de los descensos registrados en el río y del coeficiente de difusión K el cual es parámetro que define la distribución de las perturbaciones en el lecho.

Resultados

El resultado fue el desarrollo de un modelo que representa de manera satisfactoria los procesos de erosión y sedimentación para escalas espacio-temporales grandes, de manera de representar los fenómenos de extracción en el cauce y su influencia en la morfología.

Por otro lado se logró adecuar su funcionamiento al caso de estudio en el Río Cuarto, lo que permitirá en trabajos posteriores plantear diversas alternativas en el proceso de planificación y recuperación del recurso.

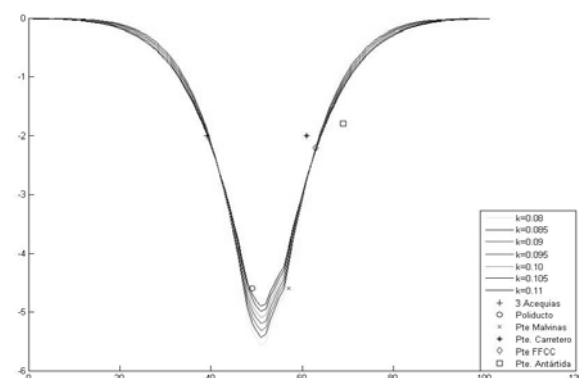


Figura 2.- Descensos vs Rregresivas Corrida de calibración para $q_e = \text{Cte}$ y $K = \text{Variable}$.

En la Figura 2 se observa la comparación del perfil del río en el tramo de estudio luego de simular 40 años de extracción en el río y superponiendo los descensos registrados para dicho intervalo de tiempo. Se tomó como variable el coeficiente de difusión K y constante otros parámetros como el caudal de extracción q_e .

Finalmente se observó que un valor de $K=0.95\text{m}^2/\text{s}$, es suficientemente aceptable.

Conclusiones

Se concluye primeramente que el modelo representa de manera aceptable los procesos de erosión-sedimentación en el río objeto de estudio, y es aplicable al planteo de futuros escenarios.

Se observó que aproximar el valor del coeficiente de difusión empleando una expresión de transporte de sedimentos como la Engelund-Hansen aproxima de manera suficiente aquellos valores obtenidos mediante mediciones de campo.

Como parámetro fundamental en un fenómeno de transporte como aquí se plantea, se obtuvo que el coeficiente de difusión esta cercano a un valor de $K=0.95\text{m}^2/\text{s}$.

Referencias Bibliográficas

Corral M., Baldissone M., Díaz A., Farías H., Pagot M., Rodriguez A., Lopez F., González J., Plenkovich G., Bartolomei R., Bazán G. y Muratore H. (2006): *Influencia de la extracción de áridos en el Río IV, pcia de Córdoba*. III Congreso Iberoamericano sobre Control de la Erosión y los Sedimentos, Buenos Aires, Argentina.

Corral M., Hillman G., Pagot M., Moya G., Baldissone M.1, Rodriguez A., Lopez F.1,2, Hiruela J., Martínez R1, Díaz A., González J., Bazán G. y Muratore H. (2005): *Influencia de la extracción de áridos en los ríos II y IV de Córdoba*. 2° Simposio Regional Sobre Hidráulica de Ríos. Neuquén, Argentina.

U.S. Army Corps of Engineers (1993): *HEC-6, A numerical sediment's model*. User Manual

Universidad Nacional de Córdoba, Laboratorio de Hidráulica (2003): Informe sobre Modelación Física Tridimensional a Fondo Móvil de los Azudes de la Ciudad Río Cuarto.

Universidad Nacional de Córdoba, Laboratorio de Hidráulica (2005): *Informe de extracción de áridos en el Río Segundo o Xanaes*.

Universidad Nacional de Córdoba, Laboratorio de Hidráulica (2006): Informe sobre el estudio de la influencia de la extracción de áridos en el cauce del Río Chocancharava.

Villegas M., Degiovanni S., Caviglia L., y Palma Y. (1998): Monitoreo de sistemas fluviales: evaluación de la presión de la minería de áridos sobre el Río Cuarto utilizando geoindicadores. Universidad Nacional de Río Cuarto, Dpto. Geología

INFLUENCIA DE LA EXTRACCIÓN DE ARIDOS EN RÍO CUARTO: MODELACIÓN Y MEDICIONES

Corral M.¹, Baldissoni M.¹, Hidalgo M.¹, Díaz A.^{1,2}, Farías H.³, Rodríguez A.¹ y López F.¹.

¹Instituto Superior de Recursos Hídricos, UNC. Av. Veléz Sarsfield 1601. TE: 4334446. mcorral@com.uncor.edu

²Dirección Provincial de Aguas y Saneamiento (DIPAS)

³Universidad Nacional de Santiago del Estero. Argentina

Introducción

En las últimas décadas se ha observado en el cauce natural del Río Cuarto un continuo proceso de profundización del cauce, erosión y desestabilización de márgenes, movimientos de meandros, entre otros. Esto ha generado la afectación de obras de infraestructura como los puentes de la ciudad requiriéndose importantes inversiones para asegurar la estabilidad de las obras, como por ejemplo las obras de los azudes de los puentes Carretero y Ferroviario.

En la Figura 1 se muestra una serie de perfiles transversales sobre el Puente Malvinas, en donde se puede apreciar un descenso del lecho del orden de 5 m en 45 años (0,11 m/año).

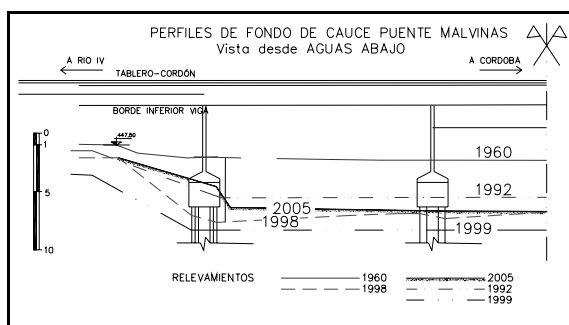


Figura 1.- Perfiles transversales sobre Puente Malvinas.

Los objetivos principales del presente trabajo han sido, en primer lugar determinar el aporte sólido al tramo y en segundo evaluar la influencia de la extracción de áridos sobre el cauce del Río Cuarto.

Materiales y Métodos

Las actividades realizadas comprenden varios tópicos de la geomorfología y la hidráulica fluvial, entre las cuales se destacan:

Recopilación y análisis de antecedentes.

Mediciones de campo topográficas, hidrométricas y sedimentológicas.

Relevamiento de las explotaciones.

Balance sedimentológico del tramo.

Desarrollo de modelos numéricos y aplicación.

En cuanto a mediciones; se han determinado a partir de mediciones limnimétricas los caudales líquidos; campañas para determinar conjuntamente caudal sólido en suspensión (Trampa US-DH48) y de fondo (Trampa Helley y Smith).

Con el apoyo de herramientas estadísticas se ha determinado el aporte medio anual de sedimentos al tramo en estudio, basado en las mediciones de caudal líquido y con el empleo de la función de transporte seleccionada para Río Cuarto a partir de los datos medidos.

Se ha relevado la actividad extractiva con mediciones volumétricas en las areneras que realizan la mayor

explotación. Se ha realizado también el balance de la fase sólida, permitiendo verificar el déficit. A su vez se ha desarrollado un modelo sedimentológico unidimensional que permite incorporar extracciones laterales, lo que ha permitido estimar cómo el déficit de sedimentos se distribuye en el espacio y el tiempo.

Resultados

En las Figura 2 se presenta la evolución de la topografía para el tramo de las areneras.

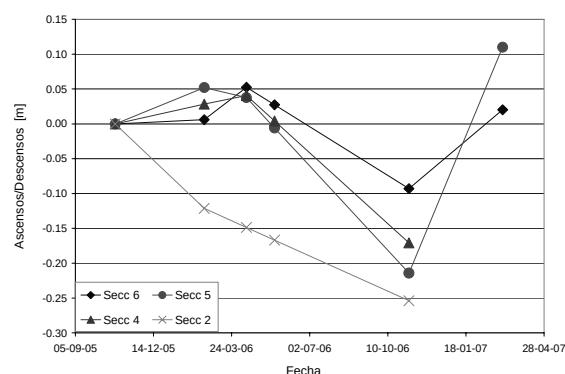


Figura 2.- Variación de la cota de fondo. Tramo I (areneras).

Se observa que ambas temporadas de crecida la cota del fondo de la mayoría de las secciones se recupera y aumenta y contrariamente se observa que en época de estiaje se produce la degradación del cauce.

Si se considera el período entre crecidas, que comprende desde 12/04/06 hasta 6/11/06 (5 meses), se computa que en promedio las secciones 2, 4, 5 y 6 reflejan un descenso en su cota de 0,18 m con un máximo de 0,25 m en la sección 5, lo que extrapolado anualmente resulta en un promedio de 0,43 m/año.

El mismo análisis para las secciones dentro del tramo urbano evidencian un descenso promedio del orden de 0,13 m/año, evidenciándose una recuperación en el verano 06/07 con un valor promedio de 0,17 m debido a la ocurrencia de crecidas de considerable magnitud (1000, 400 y 100 m³/s) con periodos de recurrencia de hasta 18 años

Con los mismos datos topográficos de las secciones transversales se puede estimar los volúmenes resultantes por periodos. En la Tabla 1 se muestran dichos valores.

Tabla 1.- Variación de los volúmenes entre periodos.

	8/07/05	26/10/05	12/04/06	6/11/06	6/03/07
		20m ³ /s	224m ³ /s 79m ³ /s	1060m ³ /s	393m ³ /s 96m ³ /s
Tramo 1	1445 m ³		3151 m ³	-103700 m ³	-3366 m ³
Tramo 2	-6816 m ³		-2071 m ³	-17010 m ³	54430 m ³
Total	-5371 m ³		1080 m ³	-120711 m ³	51064 m ³

El aporte de material al tramo fue determinado a partir de la serie de caudales líquidos con la que se cuenta y empleando una transformación Q_s-Q_l , además de la adopción de ciertas hipótesis del tramo. Por otro lado, teniendo en cuenta las extracciones como parámetro

Ríos 2007

calibración se logró adecuar un modelo de balance que luego fue comparado con el resultado de las mediciones topográficas realizadas.

De acuerdo a este balance, el volumen extraído oscila entre 22.000 y 25.000 m³/mes, valor del mismo orden que el obtenido en el relevamiento volumétrico de las areneras (28.600 m³/mes). En promedio las extracciones son del orden de 300.000 m³/año.

Para determinar el aporte medio anual en forma estadística, se ha considerado la curva de frecuencia de caudales la cual vincula la probabilidad de ocurrencia con el caudal líquido y con la función de transporte el caudal sólido.

Del análisis estadístico ha surgido que para los caudales más frecuentes (entre 4 y 10 m³/s) el caudal sólido es de 18.000 m³/año, mientras que el valor esperado de caudal sólido en crecidas es del orden de 31.000 m³/año. Estos valores suman un orden de 50.000 m³/año.

De la comparación entre el aporte y las extracciones surge que el tramo se encuentra en déficit, con un orden de 250.000 m³/año. El aporte representa el 17% de las extracciones.

Con el objeto de representar cómo se manifiesta en el cauce el déficit estimado, se ha desarrollado un modelo numérico sedimentológico, donde se ha simulado una serie de extracciones equivalentes a las producidas por las areneras sólo durante los 5 días de la semana y durante el fin de semana sin extracción.

El máximo descenso se ubica en el lugar de la extracción y es del orden de 0,074 m, donde la extracción puntual se extiende igualmente hacia aguas arriba y abajo (Figura 3) en una importante longitud produciendo un proceso de difusión.

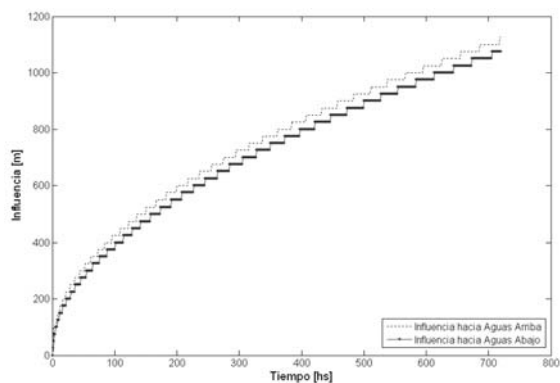


Figura 3.- Propagación Espacio-Temporal de la perturbación en el fondo

La influencia hacia aguas abajo y arriba es prácticamente simétrica y alcanza un valor del orden de 1.100 m en 1 mes. Si se analiza el final de la simulación, se llega a un régimen permanente de los descensos con una velocidad de la perturbación de 22 m/día (8 Km/año).

En la Figura 4 se muestra la variación de la cota del lecho en una simulación de dos años (en color verde la sección de la incisión). En el detalle (sector inferior de la figura) se presenta la variación diaria destacándose la recuperación durante los fines de semana, por el cese de actividades.

Se puede observar además el comportamiento asintótico al final de la simulación, lo que determina una pendiente del orden de 0.000319m/día (0.12 m/año). Este valor es del similar a los descensos históricos registrados (ver Figura 1).

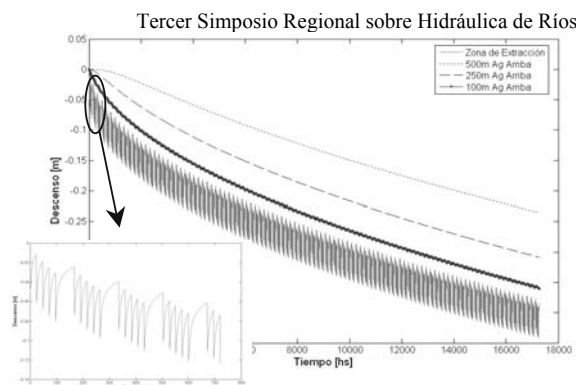


Figura 4.- Variación de la cota de fondo en la zona de las areneras

Conclusiones

De la comparación entre los aportes (50.000 m³/año) y las extracciones (300.000 m³/año) surge que el tramo se encuentra en déficit, en el orden de 250.000 m³/año. El aporte representa el 17% de las extracciones.

Los relevamientos topográficos registraron en la zona de las areneras una tasa de descenso promedio de 0,43 m/año, y en la zona de la ciudad, una tasa promedio de 0,13 m/año.

La tasa de propagación de la influencia alcanza para el caso del río en estudio un valor de 22 m/día alcanzando una longitud del orden de 8 Km/año.

De manera similar a lo anterior y para condiciones continuas y permanentes de aporte y de extracción, el descenso producido en el fondo del lecho se hace permanente alcanzando un valor de 0,12 m/año. Este valor ha sido verificado con mediciones.

En base a los resultados disponibles surge que la DIPAS debería incrementar sus controles y restricciones a las extracciones de áridos para mantener en cauce del Río Cuarto en condiciones más estables a las actuales.

Referencias Bibliográficas

Corral M., Baldissone M., Díaz A., Farías H., Pagot M., Rodriguez A., Lopez F., González J., Plenkovich G., Bartolomei R., Bazán G. y Muratore H. (2006): Influencia de la extracción de áridos en el Río IV, pcia de Córdoba. III Congreso Iberoamericano sobre Control de la Erosión y los Sedimentos, Buenos Aires, Argentina.

Corral M., Hillman G., Pagot M., Moya G., Baldissone M.1, Rodriguez A., Lopez F.1,2, Hiruela J., Martínez R1, Díaz A., González J., Bazán G. y Muratore H. (2005): Influencia de la extracción de áridos en los ríos II y IV de Córdoba. 2º Simposio Regional Sobre Hidráulica de Ríos. Neuquén, Argentina.

EROSIÓN CERCA DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS - PREDICCIÓN Y LEYES DE SIMILITUD EN MODELOS HIDRÁULICOS CON SEDIMENTOS FINOS

Bernd Ettmer¹ y César Adolfo Alvarado Ancieta²

(1)Dr.-Ing., Jefe del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß de Obras Hidráulicas, Universidad Técnica de Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Alemania. e-mail: b.ettmer@tu-bs.de; www.lwi.tu-bs.de/waba/w-deutsch/mitarbeiter/ettmer.htm

2Ingeniero Civil, M. Sc. Jefe de Proyecto, FICHTNER GmbH & Co. KG, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart, Alemania, www.fichtner.de

e-mail: alvarado@fichtner.de; www.fichtner.com/alvarado.ancieta

Introducción El conocimiento del proceso de erosión y máxima profundidad de socavación cerca de estructuras hidráulicas es de importancia fundamental para la aplicación de criterios de diseño para aliviaderos, puentes, pilares, etc. En la literatura conocida no existe una aproximación estándar para la estimación de la máxima profundidad de erosión. En contraste, el cálculo de una fosa de erosión incluye enormes variaciones para el cálculo de la máxima profundidad y tiempo de erosión, especialmente para sedimentos finos. Este artículo trata sobre problemas prácticos para la predicción de la erosión local cerca de estructuras hidráulicas. Se presentan resultados de estudios experimentales sobre erosión o socavación utilizando sedimentos finos, así como también sedimentos sintéticos como material conformante del lecho del cauce. El análisis de los datos indica la existencia de leyes de similitud para la interacción hidráulica-sedimentológica. En el mundo los numerosos daños y destrucciones en las estructuras hidráulicas son conocidos, como por ejemplo en los puentes sobre el río Piura, en el Perú, durante el evento máximo del Fenómeno de El Niño de 1998, ver Figura 1.



Figura 1.- Falla del Puente Viejo, 1998, río Piura, Perú.

Objetivos El objetivo de la presente investigación es el ensayar una nueva aproximación para la profundidad máxima de erosión aguas debajo de compuertas verticales, enfocándose de manera particular a la influencia de la viscosidad cinemática en el proceso de erosión.

Metodología y Materiales La pregunta más importante es el conocimiento de la máxima profundidad de erosión, ver Figura 2. Muchas investigaciones al respecto se encuentran disponibles en la literatura técnica. Sin embargo, un cálculo de la máxima profundidad de socavación local indica resultados asombrosos. El cálculo de la socavación mediante diferentes ecuaciones para una estructura hidráulica implica múltiples y grandes variaciones en los resultados obtenidos.

Los cauces debido a estas enormes variaciones en los resultados se ven numéricamente influenciados en el proceso hidráulico-sedimentológico, lo cual de por sí es muy complicado. En la situación de cauces con sedimentos finos las variaciones que se obtienen en los

resultados de los cálculos es muy amplia. Debido a esto la predicción de la máxima profundidad de socavación es difícil, y el ingeniero tiene una confusión por la debida proporción y correcto dimensionamiento de la fundación. Por eso en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß de Obras Hidráulicas, Universidad Técnica de Braunschweig se llevaron a cabo diversos experimentos en un modelo experimental.

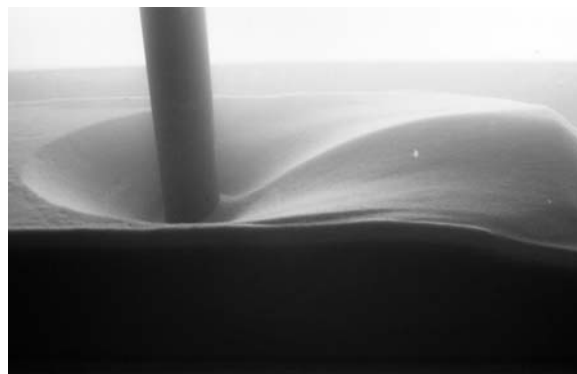


Figura 2.- Socavación en el cauce cerca de pilares de puentes, Laboratorio de Hidráulica del Instituto Leichtweiß, Universidad Técnica de Braunschweig, 2000.

Muchos experimentos se han efectuado en el caso de lechos de materiales de sedimentos finos a escala natural. Sin embargo, normalmente para estos casos no se dispone de material equivalente para el modelo físico. La única solución se encuentra en el uso de partículas elaboradas de material sintético y con una densidad ligera. En general, los densidades de este materiales sintéticos estan entre

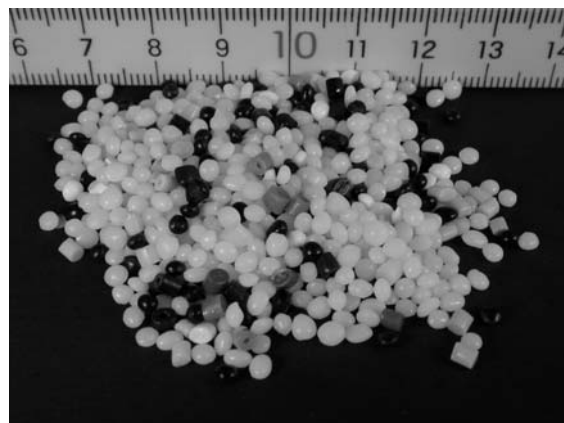


Figura 3.- Diferentes materiales sintéticos para la simulación de sedimentos finos en modelos físicos.

1050 kg/m³ hasta 1600 kg/m³ y los diámetros característicos varían desde 0.1 mm hasta 4 mm, tal como se aprecia en la Figura 3. Las características de estos materiales son diferentes en comparación de los sedimentos que se encuentran en la naturaleza. Las preguntas centrales radican en la transmisión del

movimiento entre el modelo físico a la naturaleza y la predicción de la profundidad de socavación. Las investigaciones al respecto se efectuaron en un modelo experimental conformado por un canal rectangular de 11 m de longitud y 0.30 m de ancho, y con un calado de 0.60 m, ver Figura 4.

Evaluación y Conclusiones Los resultados de muchos experimentos indican que dos números son muy importantes para la transmisión de dicho movimiento y para la descripción del fenómeno hidráulico-sedimentológico.

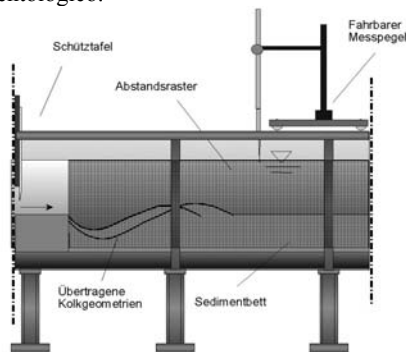


Figura 4.- Modelo experimental

Estos números son el número D^* , con la definición en ecuación (1):

$$D^* = \frac{Re^{+2}}{Fr^*} = \frac{\frac{u^2 D_{ch}^2}{v^2}}{\frac{u^2}{\Delta g D_{ch}}} = \frac{\Delta g D_{ch}^3}{v^2} = \left(\frac{\Delta g}{v^2} \right)^{1/3} D_{ch} \quad (1)$$

y el número X_g , con la definición en ecuación (2):

$$X_g = \frac{Re_g}{Fr_d^2} = \frac{\frac{v D_{ch}}{v}}{\frac{v^2}{\Delta g D_{ch}}} = \frac{\Delta g D_{ch}^2}{v v} \quad (2)$$

Con los dos números diferentes modelos físicos pueden calibrarse y en consecuencia los resultados de dicha investigación ser transmitidos a la naturaleza, en un número de casos. De esta manera se investigó la evolución de la profundidad máxima de erosión en el tiempo, ver Figura 5, con la determinación de los números paramétricos D^* y X_g , del material sintético a utilizarse los cuales describen el proceso de erosión sustancialmente.

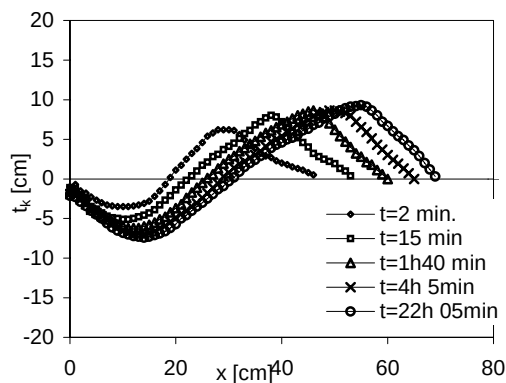


Figura 5.- Evolución de la profundidad máxima de erosión.

Referencias:

Breusers, H.N.C., (1966) Conformity and time scale in two dimensional local scour, Proc. symposium on model

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos and prototype conformity: 1-8, Hyd. Res. Lab., Poona

Dietz, J.W., (1969) Kolkbildung in feinen oder leichten Sohlenmaterialien bei strömendem Abfluß", Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik, Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium, Universität Karlsruhe, Mitteilungen, Heft 155, Herausgeber: Professor.-Ing. E. Mosonyi, Karlsruhe

Dietz, J.W., (1994) Eidersperrwerk, Natur- und Modellversuche, HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 131. Jahrgang, 1994, Nr. 4.

Ettmer, B., (2004) Untersuchungen zu Kolkprozessen hinter dem unterströmten Schütz, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Papierflieger Verlag GmbH, Clausthal-Zellerfeld, ISBN 3-89720-738-9

Froude, W., (1872) Transactions of the Institute of Naval Architects XI 1870, Report of the British Association ,

Günzel, W., (1964) Modelle geschiebeführender Flüsse mit hydraulisch rauher Sohle, Darlegung der Modelltechnik am Beispiel des Flusse Neumagen, 150. Arbeit aus dem Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium, Technische Hochschule Karlsruhe, Februar 1964

Hassan, N.M.K.N., Narayanan, R., (1985) Local scour downstream of an apron, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No.11, November, 1371-1385

Johnston, A.J., (1990) Scourhole developments in shallow tailwater, Journal of Hydraulic Research, Vol. 28, 1990, No.3, 341-354

Karim, O.A., Ali, K.H.M., (2000) Prediction of flow patterns in local scour holes caused by turbulent water jets, Journal of Hydr. Research, Vol. 38, 2000, No.4, 279-287

Mertens, W., (2003) Kap. 6 Physikalische Transportmodelle in: ATV-DVWK-Arbeitsbericht, ATV-DVWK-Arbeitsgruppe WW-2.4 "Feststofftransportmodelle", Feststofftransportmodelle in Fließgewässern, März, ISBN 3-924063-30-3, 225-238

Oertel jr., H., (2002) Prandtl-Führer durch die Strömungslehre, Grundlagen und Phänomene, 11. überarbeitete und erweiterte Auflage, Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden

Qayoum, A., (1960) Die Gesetzmäßigkeit der Kolkbildung hinter unterströmten Wehren unter spezieller Berücksichtigung der Gestaltung eines beweglichen Sturzbettes, Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Braunschweig, Heft 60/1, 1960

van Rijn, L.C., (1984): "Sediment Transport, Part I, Bed Load Transport", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 10, October, 1984, 1431-1456

Westrich, B., Kobus, H., (1976) Untersuchungen am Luftmodell zur strömungstechnisch günstigen Gestaltung von Entnahmebauwerken, gwfl-wasser/abwasser, Heft 7, 117 (1976), 300-307

Yalin, M.S., (1959) Über die Naturähnlichkeit der Geschiebebewegung bei Modellversuchen, Die Bautechnik, 36. Jahrgang, Heft 3/1959, 96-99

Yalin, M.S., (1965) Similarity in Sediment Transport by Currents, Hydraulics Research Paper No. 6, Hydraulics Research Station, Wallingford, Berks.

Zanke, U., (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York

SIMULACIÓN DE FLUJO DE BARROS: CASO DE ESTUDIO DEL RÍO IRUYA

Patricia Rut Jaime, Pablo Daniel Spalletti, José Daniel Brea

Laboratorio de Hidráulica. Instituto Nacional del Agua

Casilla de Correo 21 – Ezeiza – Buenos Aires – CP 1804-pjaime@ina.gov.ar, pspallet@ina.gov.ar, dbrea@ina.gov.ar

Introducción

Los flujos hiperconcentrados de sedimentos consisten en mezclas de agua y sedimentos de diversos tamaños en los que la carga de éstos es de una magnitud tal que influye en la mezcla, alterando las propiedades del fluido y el comportamiento del flujo. Una clasificación basada en los procesos físicos involucrados (que son función de la reología de la mezcla agua-sedimento) distingue tres tipos de flujos hiperconcentrados de sedimentos: inundaciones o crecidas de barro (mud floods), flujos de barro (mudflows) y flujos de detritos (debris flows) (Julien, 2000).

Las inundaciones de barro son típicamente hiperconcentraciones de partículas no cohesivas, que presentan un comportamiento muy fluido para un rango de concentraciones de sedimento en volumen de hasta 40 %. Tienen régimen turbulento, dependiendo la resistencia al flujo de la rugosidad de los bordes, como en los flujos turbulentos en agua clara.

Los flujos de barro, por su parte, se caracterizan por una concentración de limos y arcillas ($d < 62.5 \mu$) tan elevada que es capaz de cambiar las propiedades de la matriz del fluido, favoreciendo el transporte de grandes tamaños de material. Así, los flujos de barro se comportan como una masa fluida muy viscosa, que a altas concentraciones puede transportar en superficie piedras de gran tamaño. Los flujos de detritos se componen de una mezcla de materiales clásticos, incluyendo grandes piedras, troncos, etc, donde la colisión lubricada entre las partículas es el mecanismo dominante de disipación de energía.

Estos flujos son generados por fenómenos de diversos tipos (aunque la causa más común es una lluvia con alta intensidad) que provocan inestabilidades de la masa de terreno y movilizan grandes volúmenes de material que se deslizan con profundidades de varios metros de altura a velocidades altas. Su elevada peligrosidad en áreas de montaña se asocia a su gran cantidad de movimiento que genera fuerzas devastadoras capaces de destruir todas las infraestructuras que se encuentren a su paso. La comprensión del comportamiento físico de los flujos densos como un flujo heterogéneo, no permanente y de comportamiento reológico complejo es de fundamental importancia en la evaluación del grado de peligrosidad de estos eventos y en los proyectos de obras de sistematización que deben tener en cuenta las solicitaciones generadas por estos flujos, tanto desde el punto de vista del diseño estructural, como del de las erosiones producidas.

El objetivo de este trabajo es aplicar un modelo de simulación de flujos densos que permita extrapolar conclusiones sobre las características de estos flujos que interesan en el diseño de medidas estructurales. Los modelos de simulación de flujo de densos se basan usualmente en relaciones constitutivas que pueden ser desarrolladas en base a los diferentes procesos, resultados experimentales o consideraciones teóricas de la distribución de la velocidad y la mecánica del continuo como el modelo de Bingham (Bingham and Green, 1919); el modelo Herschel-Bulkley (Herschel and Bulkley, 1926); y el modelo de viscosidad de Coulomb (Johnson, 1970).

En este trabajo se usó el modelo FLO-2D (O'Brien et al., 1988) para analizar el flujo hiperconcentrado de sedimentos en la cuenca del río Iruya. Este modelo bidimensional de diferencias finitas permite simular flujo de fluidos no-newtonianos (como

aludes torrenciales en conos de deyección) en topografías complejas.

Modelo numérico del flujo de detritos

Los flujos hiperconcentrados de sedimentos envuelven la interacción compleja de los procesos de fluido y sedimentos incluyendo la turbulencia, la tensión viscosa, el intercambio de momento de las partículas-fluido sedimento y la colisión de las partículas. La cohesión de los sedimentos finos controla el comportamiento no Newtoniano de la matriz de fluido y contribuye a la tensión de cedencia que debe ser excedida para que se inicie el movimiento del fluido. Para grandes tasas de corte (du/dy) como pueden ocurrir en abanicos aluviales (10 s^{-1} a 50 s^{-1}), se pueden producir tensiones turbulentas. En los flujos turbulentos puede generarse la tensión de corte dispersiva, a partir de la colisión de las partículas de sedimento, que ocurre cuando partículas de sedimento no cohesivo dominan el flujo y el porcentaje de sedimentos finos cohesivos es pequeño. Cuando la concentración de sedimentos finos crece, la turbulencia del flujo y el impacto de las partículas cesan y el flujo tenderá a ser laminar. La concentración de sedimentos en un evento de crecida dado puede variar dramáticamente y como resultado, las tensiones de corte viscosa y turbulenta pueden dominar alternativamente.

El modelo FLO-2D rutea los flujos de barro como un continuo prediciendo el movimiento del fluido viscoso como función de la concentración de sedimentos, utilizando un modelo cuadrático reológico para prever las tensiones de corte y viscosas. El modelo reológico debido a O'Brien and Julien (1985) expresa la tensión de corte τ en flujos hiperconcentrados de sedimentos como la suma de cinco componentes: la tensión de corte de cedencia τ_c , tensión de corte de Mohr-Coulomb τ_{mc} , la tensión de corte viscosa τ_v , la tensión de corte turbulenta τ_t y la tensión de corte dispersiva τ_d :

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad [1]$$

Escribiendo la ecuación anterior en términos de la tasa de corte du/dy o gradiente de velocidad con $\tau_y = \tau_c + \tau_{mc}$, se obtiene la ecuación cuadrática reológica:

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right) + C \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 \quad [2]$$

η es la viscosidad dinámica y C denota el coeficiente de corte inercial que depende de la densidad de la mezcla ρ_m , de la longitud de mezcla de Prandtl l , del tamaño del sedimento d_s y de una función de la concentración volumétrica de sedimentos:

$$C = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_y) d_s^2 \quad [3]$$

La tensión de corte y la viscosidad varían principalmente con la concentración de sedimentos (c) y pueden ser reescritas en una ecuación semiempírica como:

$$\tau_y = \alpha_1 e^{\beta_1 C}, \eta = \alpha_2 e^{\beta_2 C} \quad [4]$$

donde los parámetros α_1 , α_2 , β_1 , y β_2 son coeficientes empíricos determinados en laboratorio.

Implementación

El modelo de simulación Flo-2D fue implementado en el río Iruya, cuya cuenca se encuentra emplazada en el ámbito de la

Ríos 2007

Cordillera Oriental y Sierras Subandinas de la provincia de Salta. Este río recibe el nombre de Iruya a partir de la confluencia de los ríos Colanzulí y San Isidro.

La subcuenca de los ríos Colanzulí, San Isidro e Iruya hasta la confluencia con el río Nazareno drena una superficie de 352 km². En dicha subcuenca se encuentra el pueblo de Iruya, ubicado 1,9 Km aguas arriba de la confluencia Colanzulí-San Isidro, en una terraza producida por el cono de deyección del afluente Milmahuasi y frecuentemente está afectado por los denominados volcanes o flujos densos generados en las cuencas de los ríos Colanzulí y Milmahuasi. El modelo de simulación implementado se desarrolla sobre el Colanzulí-Iruya, considerando los aportes de agua y sedimento de los afluentes y quebradas principales.

El tramo simulado tiene una longitud aproximada de 24 km hasta la confluencia con el río Nazareno. Para la simulación se generó una malla de cálculo de 2414 celdas de 50 m x 50 m cada una, siendo 449 las representativas del cauce principal.

La información topográfica disponible para la caracterización del río corresponde a la relevada en diciembre de 2002 por Andes Consultora S.A. y consiste de 57 perfiles transversales sobre el cauce principal.

Para la simulación de flujos de lodo y escombros fueron considerados los hidrogramas de diseño asociados a diferentes recurrencias obtenidos por aplicación de un modelo hidrológico en estudios antecedentes (Andes Consultora, 2003). En ausencia de los datos básicos necesarios y para ponderar los efectos de los parámetros relativos a la tensión de corte y viscosidad del modelo reológico utilizado en los resultados de la simulación, se utilizaron los parámetros propuestos por O'Brien and Julien (1985) y se consideraron flujos hiperconcentrados de sedimentos con concentraciones variables entre 0,25 y 0,50 en volumen. En todas las simulaciones numéricas el paso de integración temporal se adoptó igual a $\Delta t = 0,05$ segundos analizándose un tiempo de simulación de 15 horas (correspondiendo a los hidrogramas de entrada).

Los resultados de las simulaciones indicaron el incremento en los tirantes máximos y velocidad máxima asociados al incremento de la concentración de sedimentos para un tramo de aproximadamente 600 m localizado frente al pueblo de Iruya, tramo donde se han proyectado obras de control (Filippi Gilli, 2002, Andes Consultora, 2003). En este tramo, en promedio un incremento de 25% en la concentración de sedimentos conduce a un incremento de 42% en la profundidad máxima en la sección y a una disminución del orden de 32% en la velocidad máxima.

El análisis de sensibilidad a los parámetros del modelo reológico indicó que la profundidad hidráulica se incrementa con valores crecientes de los parámetros β_1 y β_2 y las máximas velocidades en el cauce aumentan mostrando correspondencia con el descenso de los valores de esos parámetros.

Como se indicara, la gran cantidad de movimiento de los flujos hiperconcentrados genera fuerzas de impacto capaces de destruir las infraestructuras. Estos esfuerzos pueden evaluarse mediante la expresión:

$$F = \rho \cdot A \cdot V^2 \cdot \sin \beta \quad [5]$$

donde ρ : densidad del flujo; A: área transversal del flujo; V: velocidad y β : ángulo entre la dirección del flujo y la cara de la estructura. Nótese que al calcularse los parámetros del flujo mediante expresiones que tienen en cuenta las altas concentraciones de sedimentos, los valores de las fuerzas de impacto sobre las estructuras se incrementan drásticamente respecto de considerar un escurrimiento de agua con sedimentos.

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos

Por otro lado, referencias que tratan sobre afectaciones de infraestructura debidas a flujos hiperconcentrados (Rickermann et al., 1993), indican que además de los efectos destructivos debidos a las fuerzas de impacto de los frentes de onda de los sucesivos pulsos que suelen conformar un evento de este tipo, los desbordes con gran cantidad de sedimentos y la obstrucción de secciones transversales en puentes y otras estructuras similares, pueden ser aún más devastadores. Para estas situaciones los incrementos en los niveles observados en las simulaciones llevadas a cabo ante aumentos en las concentraciones y la viscosidad del fluido, así como las eventuales trepadas del flujo debido a efectos inerciales, ponen de manifiesto los riesgos de desborde asociados al tránsito de flujos hiperconcentrados.

Conclusiones

El modelo propuesto constituye una herramienta robusta y eficiente para simular numéricamente los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos en ríos que son alimentados por grandes cantidades de sedimentos bajo forma de deslizamientos y flujos de detritos. Asimismo, puede ser empleado para analizar la respuesta morfológica y los parámetros hidráulicos de un río ante diferentes escenarios que contemplen la variabilidad de la alimentación líquida y sólida.

Otra aplicación importante está relacionada con la definición de los parámetros de diseño en el proyecto de distintas medidas estructurales para mitigar el efecto del elevado transporte sólido en las zonas susceptibles de eventos de flujos hiperconcentrados.

Referencias Bibliográficas

- Andes Consultora, (2003): Sistematización del Río Iruya- Estudios Hidráulicos-Morfológicos y Anteproyecto avanzado de Obras, Andes Consultora, (2003).
- Bingham, E. C. and Green, H. (1919): "Paint, A plastic material and not a viscous liquid; the measurement of its mobility and yield value", Proceeding of American Society of Testing Material, Part II, 19, 640-664.
- Filippi Gilli, Ervino; (2002): Propuesta de Sistematización. Cuenca del Río Iruya. OEA. GEF-FMAM. UNEP-PNUMA
- Herschel, W. H. and Bulkley, R., (1926): "Measurement of consistency as applied to rubber-benzene solutions", Proceeding of American Society of Testing Material, Part II, 26, 621-633, 1926.
- Julien, P., León, C. (2000). "Mud floods, mudflows and debris flows. Classification, rheology and structural design". Jornadas de Investigación JIFI 2000: The debris flow disaster of december 1999 in Venezuela.
- Johnson, A.M. (1970): "Physical processes in Geology", Freeman, Cooper & Company, 431-459.
- O'Brien J.S. and Julien, P (1985): "Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows". Proc. of the ASCE Specialty Conf. on the Delineation of Landslides, Floods, and Debris Flow Hazards in Utah, Utah Water Research Laboratory, Series UWRL/g-85/03, 260-279.
- O'Brien, J. Julien, P. (1988): "Laboratory Analysis of Mudflow properties". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE 114, 8, 877-887.
- Rickenmann, D., Zimmermann M.; (1993) "Debris flow 1987 in Switzerland: documentation and analysis".
- Geomorphology, 8 (1993) 175-189. Elsevier Science Publishers.

CARACTERIZACIÓN DE PROCESOS DOMINANTES EN UNA CUENCA ALPINA (CUENCA DEL TORRENTE SARCA DI VAL GENOVA, ITALIA)

Gabriel Kaless

Dirección General de Obras Hídricas, Roger 643, Rawson (9103) Chubut, 02965 484498 / 484506, dgoh@speedy.com.ar

Introducción y Objetivos

Los fenómenos torrenciales y gravitatorios que ocurren en las partes altas de las cuencas de montaña constituyen fuentes de sedimentos de importancia para el desarrollo y evolución de los torrentes. El retículo coluvial representa el 90% de la totalidad de la red hidrográfica. Como retículo coluvial se entiende aquella porción de la red hidrográfica que se desarrolla en la parte superior de la cuenca, caracterizada por incisiones más o menos evidentes del sustrato, causadas prevalentemente por la concentración del escurrimiento superficial.

En la cuenca del torrente Sarca di Val Genova (Italia), los procesos en las subcuencas superiores se vinculan con el colector principal cuando ocurren tormentas estivales de fuerte intensidad que ponen en peligro a los numerosos turistas que visitan este valle. Por esto, se propuso como objetivo para este trabajo, identificar y caracterizar los procesos dominantes en las subcuencas.

El estudio comprende tres aspectos distintos. Por un lado se comparan los indicadores morfométricos de las subcuencas con relaciones empíricas para vislumbrar su posible comportamiento. Paso seguido fueron seleccionadas dos subcuencas para su relevamiento, con la finalidad de identificar en campo los procesos dominantes en laderas y en el retículo hidrográfico. La etapa siguiente comprendió la modelación matemática en gabinete, donde fueron estimadas la propensión a la formación de coladas detríticas mediante la metodología propuesta por Cavalli y Marchi (2006), y la estabilidad de las laderas con el modelo Shalstab de Montgomery y Dietrich (1994).

A fin de poder aplicar los modelos matemáticos se trabajó en un ambiente SIG donde la información fue procesada bajo un mismo sistema de referencia. Partiendo de curvas de nivel con equidistancia de 10m se elaboró en primer término el mapa raster de elevaciones de la cuenca (DEM) eligiéndose un tamaño de celda también de 10m. A partir del DEM se realizaron cartas raster de la pendiente, la dirección de flujo (flow direction) y de ésta, la carta del área drenada.

La cuenca hidrográfica

La cuenca "Val di Genova" se encuentra situada en el territorio del Parque Natural Adamello Brenta en la Provincia Autónoma de Trento (norte de Italia), constituyendo una de las unidades paisajísticas fundamentales. Es decir, que la cuenca se emplaza en un ambiente típico alpino pero con algunas características geológicas particulares que la diferencian de su entorno. El área de la cuenca es de 138,4km², la pendiente media alcanza los 49,6%, con una cota mínima de 895m.s.n.m y cumbres que superan los 3500m.s.n.m. Predominan los suelos desnudos (40%) y los afloramientos de roca (tonalitas), que confieren una baja permeabilidad a la cuenca (el CN -número de curva- medio de la cuenca es igual a 66). Cabe destacar la presencia de glaciares que ocupan el 17% de la superficie. La precipitación media es de 1400mm anuales registrándose tormentas estivales de elevada intensidad.



Figura 1.- Ubicación geográfica de los valles laterales con sus cuencas hidrográficas respectivas.

Caracterización preliminar de las subcuencas

Una primera identificación de los procesos y torrencialidad en las subcuencas es posible a través del cálculo de parámetros morfométricos como el propuesto por Melton (de Marchi y Brochot, 2000). La combinación del número de Melton y la pendiente del conoide ha sido empleada por varios investigadores para discriminar entre fenómenos. Los resultados sugieren una propensión a la producción de coladas detríticas en las subcuencas Val Ceren, Gabbio, Dosson y Folgorida. En cambio en la Val del Río Lares podría presentar un comportamiento de tipo mixto: fluvial y coladas detríticas. En base a este primer análisis fueron seleccionadas dos subcuencas para su inspección en campo: la Val Ceren y del Río Lares.

Identificación de fenómenos torrenciales

Con el objetivo de delimitar áreas de peligro, recientemente Cavalli y Marchi (2006) aplicaron una metodología con base SIG e individuaron las zonas de inicio de las coladas como así también los procesos dominantes a lo largo del retículo hidrográfico: propagación, desaceleración y depósito. Esta metodología fue utilizada en el presente estudio y calibrada según las características propias de la cuenca.

De acuerdo con los resultados preliminares se observó claramente que las subcuencas Dosson, Ceren y Gabbio presentan valores elevados de posibles puntos de desencadenamiento de coladas detríticas (sobre el 10%) con porcentajes casi nulos de sectores de desaceleración y escasos sectores de depósitos. Las tres restantes subcuencas, Río Lares, Seniciaga y Folgorida, ofrecen mayores aptitudes para la detención o desaceleración de las coladas en el interior mismo de la subcuenca.

Estabilidad de laderas

Con el fin de evaluar la susceptibilidad relativa de las laderas a producir fenómenos de deslizamientos se aplicó un modelo que combina la estabilidad de las laderas con las características del flujo subsuperficial. Por lo tanto, el producto final fue una carta que combinando la morfología y la hidrología evidencie las áreas surgentes de sedimentos a través de procesos de remoción en masa. Montgomery y

Ríos 2007

Dietrich (1994) desarrollaron el modelo Shalstab que se ajusta con los resultados buscados. El modelo considera una ladera infinita con un estrato estable de bajo espesor. El estado límite se evalúa con la ley de Mohr-Coulomb. Se asume como despreciable la cohesión del suelo y se la compensa con un mayor valor de ángulo de fricción interna. El modelo entrega como resultado el grado de saturación interna necesario para desestabilizar la ladera.

El modelo hidrológico considera un flujo subsuperficial en régimen permanente. Esta hipótesis es válida siempre y cuando no se presenten precipitaciones de gran intensidad. Aplicando la ley de Darcy es posible arribar a una expresión que vincula el grado de saturación con la precipitación eficaz.

La aplicación del modelo Shalstab se realizó sobre los tipos geológicos susceptibles de desarrollar fenómenos de deslizamiento: depósitos aluviales, morénicos y detritos de falda. Siguiendo las recomendaciones de Montgomery y Dietrich (1994), se utilizó un ángulo de fricción interna de 45° (y cohesión nula) y un peso específico del material igual a $1,65 \text{ kg/dm}^3$.

Independientemente de la naturaleza del material que constituye el fondo de los valles colgados (morenas, faldas detríticas) se observan áreas incondicionalmente inestables y potencialmente inestables según el grado de saturación (es decir, de la intensidad del evento meteorológico). Por ejemplo, las subcuencas Val Gabbio, Ceren y Dosson, que en el evento de 1987 produjeron coladas detríticas, evidencian una elevada extensión de superficie susceptible de deslizarse para valores relativamente bajos de intensidad de precipitación.

En cambio, los valles colgados de Río Lares y Seniciaga se caracterizan por la buena estabilidad de los fondovalles. Sin embargo las faldas detríticas son potencialmente inestables. La comparación de los resultados muestra que las tres pequeñas subcuencas Gabbio, Ceren, Dosson, tienen en modo relativo, la mayor proporción de área potencialmente inestable y por lo tanto, una mayor propensión a producir deslizamientos que las restantes subcuencas (Lares, Seniciaga, Folgorida).

Comparación con el evento de 2006

En la mañana del 15 de septiembre de 2006, se produjo una colada detrítica que arribó al conoide del Río Gabbio. La colada se desencadenó por una perturbación meteorológica de larga duración localizada en la parte alta de la cuenca. El flujo generado en las paredes rocosas de la zona alta de la cuenca originó pequeñas coladas detríticas de gravas sobre la falda detrítica que luego se depositaron aguas arriba de una morena frontal en la subcuenca. El flujo subsuperficial que se originó en correspondencia de la zona de contacto entre falda detrítica y morena redujo su estabilidad hasta el colapso en el momento de incremento de precipitación. Una vez desencadenada la colada, ésta se alimentó en un tramo de 250 a 300m erosionando un canal hasta alcanzar la roca madre. El depósito se produjo en el conoide.

Se encontró una muy buena correspondencia entre las observaciones de campo y los cálculos efectuados. Se distinguieron claramente: el área de desencadenamiento de la colada, el tramo de alimentación y de propagación y finalmente el de depósito. El análisis de la estabilidad de las laderas indicaba valores para la relación q/T muy bajos (relación entre la precipitación neta, q , necesaria para desestabilizar la ladera con respecto a la transmisibilidad del suelo, T), dado que el área presenta una importante

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos concentración de la red de drenaje favoreciendo la saturación del suelo, como así también una fuerte posibilidad de inicio de coladas en todo el tramo donde efectivamente se inició y alimentó.

Conclusiones

Se ha presentado la metodología utilizada para caracterizar los procesos de producción de sedimentos en las subcuencas del torrente Sarca di Val Genova. La metodología comprende un conocimiento general de la cuenca en su conjunto, observaciones de campo y aplicación de modelos matemáticos con base SIG.

Los modelos matemáticos han brindado un claro cuadro de la situación en las subcuencas. Sin embargo se recalca la necesidad de complementarlos con el examen de fotografías aéreas y la observación directa de campo, a fin de ratificar los resultados o en algunos casos, de rectificarlos. Para esto se tomaron como muestra dos subcuencas con comportamientos diferentes, la Val Ceren y Val del Río Lares. En cada una se identificaron las unidades morfológicas del paisaje, como así también las características de los cursos de aguas con la aplicación de distintos sistemas de clasificación.

El empleo de indicadores, como el número de Melton, puede brindar una primera aproximación a los procesos predominante, para luego ser ratificados con las observaciones de campo.

Referencias Bibliográficas

Cavalli, M., Marchi, L. (2006) "Identificazione preliminare delle aree di pericolo legate a fenomeni torrentizi". Consiglio Nazionale delle Ricerche, IRPI Padova, Italia.

Marchi L. y Brochet S. (2000) "Les cônes de déjection torrentiels dans les Alpes françaises, morphométrie et processus de transport solide torrentiel Italienne". Revue de Géographie Alpine Vol 3/2000, pp 23-38.

Montgomery, D. R., Dietrich, W. W. (1994) "A physically based model for the topographic control on the shallow landsliding". Water Resources Research 30(4): pp. 1153-1171.

ESTUDIO DE EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE DE GEOMETRÍA COMPLEJA A NIVEL MESOMECAÍNICO

R. Lorefice(1), T. Pílan(2), L. Olmos(2) y H. D. Farias(2)
 CMAE – CENTRO DE MECÁNICA APLICADA Y ESTRUCTURAS – UNSE-
 IRHI – INSTITUTO DE RECURSOS HIDRICOS – UNSE Av Gral Savio s/n (4300)
 E-mail: lorefice@unse.edu.ar - Web: <http://www.unse.edu.ar/>

Introducción

Tradicionalmente, el estudio de los procesos de socavación de cauces debidos a la interacción del fluido con estructuras tales como pilas de puente o estribos se ha realizado por medio de dos metodologías diferentes. La primera de ellas es la técnica experimental, la cual se basa en el análisis de casos específicos que luego se extrapolan al resto de las situaciones que pueden presentarse, ya sea mediante la aplicación de modelos físicos o bien a través de mediciones realizadas sobre prototipos. Las principales contribuciones en este campo se deben a Melville & Coleman (2000), Sheppard (2003), entre otros. Los resultados obtenidos mediante esta metodología se ajustan luego en términos de los diversos parámetros intervinientes en el problema, entre los que pueden distinguirse claramente tres clases: los parámetros dependientes del flujo, los que caracterizan la geometría, y un único parámetro, en general, que caracteriza al suelo. La principal desventaja de esta metodología es que no representa con precisión la geometría particular del lecho en cada caso, ni tampoco puede incluir la gran variedad de suelos que componen los diferentes tipos de material de fondo de los ríos que pueden encontrarse en la práctica. Además, diversos investigadores han resaltado la falta de precisión de las expresiones derivadas de este método, ver Farias et al (2003), dado que en general, la misma tiende a sobreestimar la profundidad de socavación del cauce, generando de este modo soluciones ingenieriles más caras. Por otro lado, el auge de los métodos numéricos ha permitido en la última década la aplicación de técnicas computacionales para el estudio de este problema. Estas técnicas se derivan en principio, del Método de los Elementos Finitos aplicado a fluidos en dominios multi-conexos. Estas técnicas numéricas consisten en la generación de una grilla o malla cuya característica fundamental es la de incluir el fluido, el lecho y el obstáculo (pila, estribo, etc.) incluyendo todas las particularidades de la geometría en cuestión. El problema se resuelve planteando las ecuaciones de Navier Stokes en el dominio en cada uno de los puntos de la grilla, la cual puede ser bi o tridimensional, transformando el sistema de ecuaciones diferenciales original en un sistema algebraico que permite alcanzar la solución mediante algún método iterativo no lineal tal como el de Newton Raphson, ver entre otros, los trabajos de Richardson & Panchang, Olsen & Melaaen, etc. La solución del sistema provee el campo de velocidades en el dominio, en particular en los alrededores del obstáculo (pila de puente, estribo, etc.). En cada paso de cálculo, se determinan las componentes de la velocidad y las presiones para poder deducir, a partir de las mismas, la posibilidad de que se produzca socavación mediante comparación de la velocidad máxima de corte sobre el lecho obtenida por medio del cálculo numérico con la velocidad crítica de arrastre para el material de fondo. La ventaja de esta técnica sobre la experimental es que permite introducir la geometría particular de cada caso mediante la definición de los dominios múltiples, y considera explícitamente el movimiento del fluido. Asimismo, la principal desventaja de este método es el

enorme costo computacional que implica, dado que para obtener una precisión aceptable es necesario trabajar con sistemas de millones de grados de libertad y con múltiples niveles de iteración, ya que en las diferentes etapas del cálculo no siempre es conveniente el mismo método iterativo de solución, lo que añade mayor complejidad al análisis numérico.

Modelo Mesomecánico de Socavación

Dada la importancia y complejidad del problema de la socavación, se plantea una nueva metodología de estudio y predicción del fenómeno sobre la base de la técnica de Elementos Finitos a nivel mesomecánico. El termino mesomecánico implica que el modelo numérico se plantea a un nivel de observación mas refinado, incluyendo explícitamente el comportamiento mecánico del suelo saturado que compone el lecho y la geometría de la estructura de fundación, pero sin la representación explícita del fluido, introduciendo las acciones del mismo como fuerzas de arrastre y de presión sobre el lecho. Esto se realiza mediante la consideración en el modelo numérico de elementos finitos elementos especiales de junta o interfases de espesor nulo que permiten la representación discreta del fenómeno de arrastre de material del lecho. Debido a que el proceso evoluciona en el tiempo, se introduce un modelo constitutivo de interfase viscoplastico, capaz de representar con precisión el comportamiento de materiales cohesivo-friccionales como lo son la mayoría de los suelos. Dado que la magnitud del proceso de socavación depende fundamentalmente de las fuerzas de arrastre generadas por el fluido, la acción del mismo se introduce mediante un sistema de cargas normales y tangenciales equivalentes obtenidas en función del régimen de velocidades del flujo, las cuales se obtienen por medio de mediciones directas en el campo, ver Figura 1. La variación del perfil de velocidades por aumento del tirante se incluye mediante una corrección en los valores del sistema de cargas aplicadas sobre el lecho.

Modelación Computacional

La resolución del problema numérico planteado se realiza por medio de la técnica de elementos finitos. El cálculo computacional se realiza mediante el uso de un software modificado ad-hoc para permitir la consideración de procesos evolutivos, lo cual es fundamental para una correcta descripción del proceso de erosión en el tiempo.

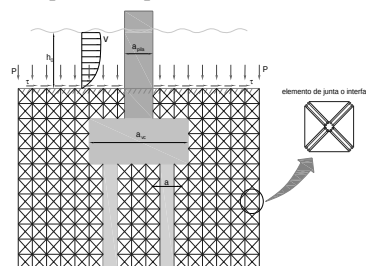


Figura 1.- Modelo mesomecánico de socavación

Esta herramienta numérica, calibrada con resultados experimentales, es aplicable a la predicción de la forma y profundidad de la hoya de socavación en torno a diferentes tipos de pilas y para distintas características del material de lecho de fondo dado que el modelo propuesto es general, y puede ser aplicado tanto a problemas bidimensionales como tridimensionales con un costo computacional mucho menor con relación a la mecánica de Fluidos Computacional clásica. El esquema propuesto para el cálculo numérico se sintetiza en la Figura 2

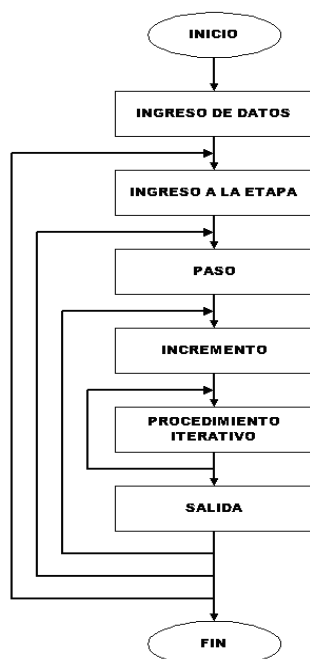


Figura 2.- Procedimiento de cálculo

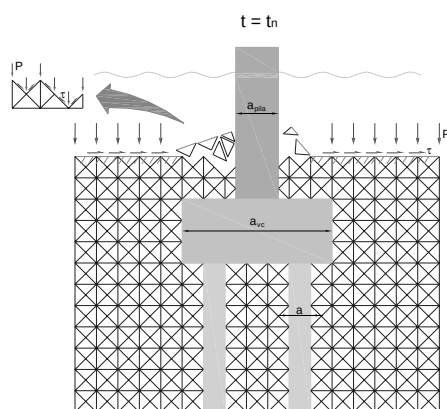


Figura 3.- Evolución de la socavación al instante “t”

Para el tiempo inicial, el esquema de cálculo es el presentado en la Figura 1. En el tiempo t_n las fuerzas tractivas generadas por el flujo superan la resistencia del material y se da inicio al proceso de socavación mediante el desprendimiento de las primeras partículas de suelo (ver Figura 3). El cálculo se realiza por etapas sucesivas, ya que es necesario inspeccionar el estado tensional de los elementos finitos de interfase para quitar de la malla aquellos que hayan superado la resistencia a corte del suelo del fondo. La configuración de la malla se modifica y se reinicia el análisis con un nuevo paso. En un tiempo t_{n+1} , el desprendimiento será mayor, tal como se muestra en la Figura 4. Finalmente, cuando las fuerzas tractivas

sean inferiores a las críticas, el proceso de socavación alcanzará una configuración estable de equilibrio, al tiempo t_e .

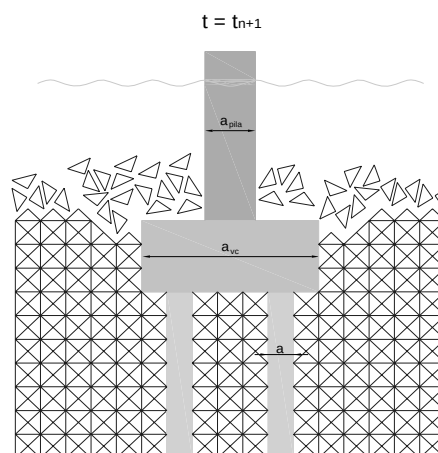


Figura 4.- Evolución de la socavación al instante “t_{n+1}”

Conclusiones

Se ha propuesto una metodología de análisis a nivel mesomecánico para el estudio computacional de problemas de socavación del suelo alrededor de pilas de geometría compleja. El método propuesto es general, y puede ser aplicado tanto a problemas bidimensionales como tridimensionales ya que para ello solo es necesario introducir en la formulación de la superficie de falla a nivel de las interfases el efecto de una nueva componente de tensión tangencial, sin necesidad de modificar el resto de la formulación tiempo-dependiente. Desde el punto de vista numérico, esta propuesta implica que, una vez calibrado el modelo constitutivo sobre la base de las características del flujo y del suelo saturado que compone el lecho, el mismo puede ser empleado para el estudio y predicción del fenómeno de socavación local en pilas complejas y bajo cualquier régimen de flujo, dado que las variaciones del régimen del mismo se traducen en un efecto mecánico sobre el suelo que compone el fondo.

Referencias Bibliográficas

- Farias, H.D., Pilán, M.T., Pece, F.J., Olmos, L.A. (2004): “Socavación Local en Pilas de Puentes: de la Abumadora Complejidad a la Excesiva Simplificación”, Memorias XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Pedro, Estado de Sao Paulo, Brasil.[ISBN CD 85-904853-2-3]
- Lorefice, R., Etse, G., Lopez, C.M., Carol, I. (2006): “Mesomechanic Analysis of Time Dependent Concrete Behavior”. EURO-C 2006, Balkema eds., pp. 548-557.
- Melville and Coleman (2000): Bridge Scour. Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA.
- Sheppard, M. (2003): “Scour at Complex Piers”, Report FDOT: BC354 RPWO 35, UF: 4910 45-04-799.
- Farias, H.D., Pilán, M.T., Pece, F.J., Mattar, M.T. (2003). “Socavación Local en Pilas de Puentes: Formulación General y Análisis Crítico de Metodologías Existentes”. Nuevas Tendencias en Hidráulica de Ríos. Memorias del Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Buenos Aires, Argentina.

EROSIONES EN UNA CURVA DE MEANDRO EN EL RÍO COLASTINÉ, PROVINCIA DE SANTA FE

María D. Montagnini⁽¹⁾ y Mario L. Amsler^(1, 2)

(1) Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral (UNL) (2) Instituto Nacional de Limnología, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)-UNL.C.C. 217 - (3000) Santa Fe - Argentina.

Tel. (54) (342) 4575 233/ 44/ 46 - Internos 152 y 153. FAX (54) (342) 4575 228

Introducción

La captación de agua cruda para consumo en la localidad de Santa Fe se efectúa a través de la toma sobre el río Colastiné, uno de los principales cauces secundarios de la planicie aluvial del Paraná Medio.

La ubicación de las instalaciones de toma se mantiene desde la década de 1940 (círculo rojo en Figura 1), aún cuando especialistas de la época (Calusio y Meoli, 1941; Demichelis y Gioioso, 1945) anticiparan posibles complicaciones para la aducción vinculadas con el comportamiento hidráulico y sedimentológico del Colastiné, constituyendo un indicio de la fuerte dinámica fluvial en el sector. La crecida extraordinaria del Paraná en 1983 provocó el corte del acueducto Colastiné-Santa Fe (entre otros graves daños estructurales y fuertes modificaciones en el sistema); por ello, en 1993 se confeccionó el anteproyecto para su reconstrucción, ejecutado a la fecha sin mayores cambios en la localización de la toma de agua (INCyTH-FICH, 1993).

Contemporáneamente en la zona se ha registrado un sostenido proceso de urbanización que ocupa el valle de inundación del Paraná. Para proteger a la población de perjuicios como los provocados por las crecidas extraordinarias de 1983 y 1992, en 1993 se proyectó la ejecución de defensas contra inundaciones para los sectores de máxima concentración poblacional (SUPCE, 1993). Específicamente, el terraplén Garello protege la localidad de Colastiné Norte en la zona de emplazamiento de la toma de agua, donde el thalweg del Colastiné se recuesta sobre su margen derecha.

Observaciones recientes y relevamientos ejecutados por organismos especializados de la región permiten inferir que los procesos erosivos de esta margen alcanzan magnitudes superiores a las deseables, pudiendo poner en riesgo la situación de estabilidad de ambas obras mencionadas.

Objetivos

Por las razones expuestas, se propone en este trabajo la descripción del estado del sistema en la curva de meandro del río Colastiné donde se halla emplazada la obra de toma del acueducto; un estudio de distribuciones transversales de caudales en curva, y el análisis de las erosiones generales en el tramo, para la situación relevada y para la condición de diseño (recurrencia 100 años).



Figura 1.- Ubicación de la zona en estudio.

Materiales y métodos

Dada la configuración en planta del sector de emplazamiento de las obras de toma, se han comparado distintas variantes de la expresión general de Odgaard (1984) que permite estimar la distribución transversal de caudales líquidos en una curva, con una distribución calculada con metodología convencional basada en la expresión de Manning, y una situación observada para condición de aguas medias (INCyTH-FICH, 1993). A partir de esta comparación, se definieron criterios sobre el procedimiento más adecuado para la predicción de la distribución de caudales en el meandro para condición de diseño.

Con las distribuciones de caudal seleccionadas se procedió al cálculo de erosiones generales esperables mediante aplicación de la fórmula de Lischtsvan-Lebediev, cuya confiabilidad en ríos del sistema Paraná ha sido ampliamente probada (Schreider y otros, 2001).

El cómputo de erosiones se completó con el análisis de los criterios utilizados para tener en cuenta los efectos erosivos localizados derivados de una pronunciada saliente natural orientada hacia el centro del cauce, que introduce una singularidad en la geometría de la margen cóncava.

Referencias bibliográficas

Calusio, J.C.; Meoli, G. (1941). "Provisión de agua a la ciudad de Santa Fe. Nueva toma en el río Colastiné". Boletín de Obras Sanitarias de la Nación, No. 53. Buenos Aires, Argentina.

Demichelis, R.; Gioioso, E. (1945). "Provisión de agua potable a la ciudad de Santa Fe. Obras de la nueva toma y conducto de impulsión". Revista de la Administración Nacional del Agua, No. 100. Buenos Aires, Argentina.

INCyTH-FICH (Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas-Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas) (1993). "Proyecto reconstrucción Acueducto Colastiné – Santa Fe. Informe de alternativas en anteproyecto". Convenio: Dirección Provincial de Obras Sanitarias de la Provincia de Santa Fe con Centro Regional Litoral del INCyTH - UNL. Santa Fe, Argentina.

Odgaard, A.J. (1984). "Flow and Bed Topography in Alluvial Channel Bend". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 4, pp. 521-535.

Schreider, M.I.; Scacchi, G.; Franco, F.; Fuentes, R.; Moreno, C. (2001). "Aplicación del método de Lischtván y Lebediev al cálculo de la erosión general". Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XVI, No. 1, pp. 15-26.

SUPCE (Subunidad Provincial de Coordinación para la Emergencia) (1993). "Documento para la contratación de obras por licitación pública nacional. Obra: terraplén de defensa contra inundaciones, sector Garelo". Programa de Rehabilitación para la Emergencia de las Inundaciones de la Provincia de Santa Fe. Santa Fe, Argentina.

APLICACIÓN SIMULTÁNEA DE MODELOS FÍSICOS Y MATEMÁTICOS AL ESTUDIO DE EROSIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES

Pablo Spalletti, Patricia Rut Jaime, José Daniel Brea, Luis Rodríguez

Laboratorio de Hidráulica. INA Casilla de Correo 46, Apto. Ezeiza, Buenos Aires - CP 1802 - TE: 011 44800457
pspallett@ina.gov.ar, pjaime@ina.gov.ar, dbrea@ina.gov.ar, lrodriguez@ina.gov.ar Web: http://www.ina.gov.ar

Introducción

La determinación de la erosión máxima en estribos de puentes y en sus terraplenes de aproximación para el diseño hidráulico, plantea ciertas dificultades debido a las limitaciones de las formulaciones de cálculo tradicionales.

En correspondencia con este tipo de estructuras se estará en presencia de diferentes procesos erosivos que si bien ocurren en forma simultánea, para poder proceder a su estudio se tipificarán de acuerdo a sus causas y a sus escalas de tiempo como: erosión generalizada que se corresponde con el movimientos general de sedimentos en el fondo de un río, erosión por contracción donde los sedimentos son puestos en movimiento debido a la contracción del flujo inducida por la estructura, y erosión local debida al flujo tridimensional y vórtices inducidos por el terraplén y el estribo. La complejidad de estos fenómenos es evidente y por ello el estudio de los procesos erosivos se ha basado históricamente en estudios experimentales a partir de los cuales han sido desarrolladas y publicadas las expresiones de cálculo (Melville, 1992; Lim, 1997; Kothyari - Ranga Raju, 2001; Richardson, 2002). Estas experiencias en general se han realizado para estribos verticales, con las limitaciones propias de las condiciones de ensayo, tanto en relación a las escalas de los modelos, los materiales granulares que conforman el lecho y los parámetros hidráulicos posibles de ensayar en canales de laboratorio.

Pero una cuestión básica es que en todos los estudios se considera como valor de erosión local, directamente a la observada en las experiencias sin considerar que la misma incluye tanto los efectos de contracción del flujo como los debidos a los flujos tridimensionales inducidos por las estructuras.

En el presente trabajo se presenta el análisis de un escurrimiento en torno a un sistema caracterizado por un terraplén y un estribo de un puente, diferenciando la forma en que se desarrollan los diferentes tipos de erosión, fundamentalmente la local.

Esta tarea se realizó mediante la comparación de las observaciones en un modelo físico, con el que se obtiene la erosión total debida a los distintos tipos de erosión antes citados, con los resultados de un modelo matemático bidimensional integrado en vertical, en el que no pueden determinarse los procesos erosivos debido al flujo tridimensional.

Restando al valor de la socavación obtenido en el modelo físico el correspondiente a la modelación matemática para las mismas condiciones de ensayo, se dedujo la erosión local. La no linealidad debida a que el desarrollo inicial de la fosa de erosión por la acción local induce un cambio en el flujo en torno al estribo (Scacchi, 2002), trató de tenerse en cuenta mediante el ajuste del modelo numérico, aunque este efecto pierde significación al final de los ensayos cuando los procesos tienden a su equilibrio, que es la condición en la cual se realizó la comparación de los resultados de ambos modelos.

Tanto la construcción y operación del modelo físico como la implementación del modelo matemático están incluidas en el desarrollo de un proyecto de investigación financiado por la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica de Argentina. En dicho proyecto está prevista la realización de ensayos para diversas condiciones de funcionamiento hidráulico y diferentes configuraciones de estribo, tanto

respecto del grado de contracción del flujo como de la inclinación de los taludes. En este trabajo, y dado que el proyecto global se encuentra en plena ejecución, se han adoptado sólo dos condiciones para la realización de la comparación entre modelos, una utilizada para calibrar los aspectos hidráulicos del modelo numérico en que la erosión local fue muy baja, y otra con un desarrollo notable de la fosa de erosión.

Descripción del modelo físico

El modelo físico está implementado en un canal ubicado en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua con un ancho de 8,40 metros y un tramo de 8 metros de longitud a fondo móvil con arena, donde se coloca la estructura que representa al terraplén y al estribo (Figura 1). La máxima capacidad de bombeo supera los 500 litros/s y pueden ensayarse tirantes hasta de 30 centímetros.



Figura 1.- Vista general del modelo físico desde aguas arriba.

Descripción del modelo matemático

El modelo hidrodinámico utilizado es el código bidimensional de elementos finitos RMA2 (USACE, 2003a) para simulaciones numéricas a fondo fijo. El mismo se acopla a la rutina SED2D para cálculos a fondo móvil (USACE, 2003b). El RMA2 originalmente desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers, resuelve las ecuaciones integradas en la vertical de Navier Stokes, previamente promediadas en el sentido de Reynolds. El SED2D resuelve la conocida ecuación de transporte de un escalar pasivo, acompañado de un cálculo sencillo para el recrecimiento o decrecimiento de la cota del lecho según sea el signo del término fuente presente en la ecuación de transporte. Las ecuaciones que gobiernan el problema analizado, escritas en forma no conservativa, son:

$$\nabla \cdot \bar{u}h = 0 \quad [1]$$

$$\bar{u} \cdot \nabla \bar{u} = -g\nabla h - g\nabla \eta - \frac{\tau_b}{\rho h} + \nu_t \nabla^2 \bar{u} \quad [2]$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \bar{u} \cdot \nabla c = \nabla \cdot (\varepsilon \nabla c) + \frac{c - c_e}{t_c} \quad [3]$$

donde $\bar{u} = (u, v)$ es el campo de velocidades de componentes u y v en las direcciones cartesianas x e y , respectivamente, h es la profundidad local del agua, η es la

elevación local del lecho, g es la aceleración de la gravedad, v_i es el coeficiente de viscosidad de remolino, ρ es la densidad del agua, c es la concentración en peso por unidad de volumen de sedimento transportado en suspensión, c_e es la llamada concentración de equilibrio o saturación que define la capacidad de transporte de la corriente calculada a través de fórmula de Ackers-White (1973), ε es el coeficiente de dispersión mecánica (difusividad), t_c es el tiempo característico o constante de relajación del desbalance entre la concentración actual y la de equilibrio, ∇ es el operador gradiente bidimensional y τ_b es la tensión de corte del lecho, modelada con una relación de cierre del tipo Manning, siendo n el coeficiente de rugosidad de Manning.

$$\tau_b = \rho g n^2 \bar{u} \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \quad [4]$$

El sistema de ecuaciones [1]-[3] es resuelto mediante la formulación totalmente implícita de Galerkin del Método de Residuos Ponderados. La discretización espacial utilizada en la modelación está basada en elementos cuadrados y triangulares previendo una discretización detallada en la zona correspondiente a las proximidades del estribo.

Resultados

Se presentan los resultados de ambos modelos para las siguientes condiciones:

- Contracción de la sección de 5,25 metros (sobre un ancho total de 8,40 metros), caudal de 200 litros/s y tirante de 25 centímetros.

- Contracción de la sección de 5,25 metros, caudal de 385 litros/s y tirante de 25 centímetros.

La primera se correspondió con una situación en que la erosión local no es significativa y por ello se adoptó como una de las condiciones para ajustar los parámetros de intercambio turbulento del modelo matemático que definen las características del flujo en torno a la estructura. De esta manera se compararon los campos de flujo obtenidos en ambos modelos, presentándose en la Figura 2 una planta con las isotáqueas en torno al estribo y en la zona de aproximación.

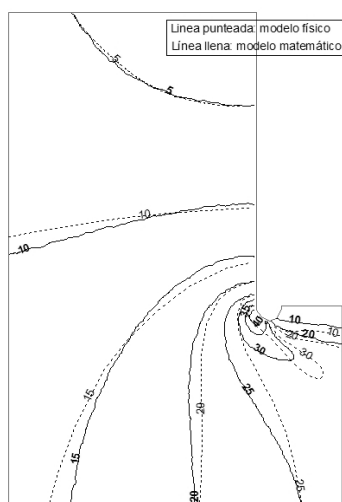


Figura 2.- Comparación de isotáqueas obtenidas de los ensayos en modelo físico y en numérico. Ensayo: $Q=200$ lt/s, $h=25$ cm

Para la segunda condición de ensayo se procedió a evaluar tanto el campo de velocidades como el desarrollo de la fosa de erosión en torno a la estructura. A partir de la nivelación del fondo en el modelo físico (Figura 3) se procedió a digitalizar la batimetría resultante, lo que permitió a su vez determinar un modelo digital de la

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos configuración del fondo una vez finalizado el ensayo, el que tuvo una duración del orden de las 20 horas.

A partir de la implementación del módulo morfológico del modelo matemático, se determinó la conformación del fondo resultante de la simulación, volcándose también dicha información a un modelo digital. Operándose con los resultados de ambos modelos se calculó la diferencia entre ambos, la que se asoció con los procesos que no pueden evaluarse en un modelo bidimensional integrado en la vertical, pero que sí afectan los resultados del modelo físico, como ser los fenómenos asociados al desarrollo del flujo tridimensional y vórtices inducidos por la estructura.



Figura 3.- Configuración final del fondo móvil Ensayo: $Q=385$ lt/s, $h=25$ cm.

Conclusiones

Se ha presentado una metodología para estudiar los procesos erosivos en torno a estribos de puentes, basado en la aplicación simultánea de modelos físicos y matemáticos, con el objeto de evaluar la forma en que se desarrollan los diferentes tipos de erosión que tienen lugar en torno a estas estructuras.

El análisis presentado para un par de casos particulares, se realizará para todas las condiciones de ensayo previstas en el proyecto global en que se enmarca el estudio, con el objeto de obtener expresiones para cuantificar los procesos de erosión local independizándolos de la erosión por contracción.

Referencias

- Kothyari, U.C.; Ranga Raju K.G.** (2001). "Scour Around Spur Dikes and Bridge Abutments". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 39, No. 4.
- Lim, S.Y.** (1997). "Equilibrium Clear-Water Scour Around an Abutment". *Journal of Hydr. Eng.* March 1997.
- Melville, B.W.** (1992). "Local Scour at Bridge Abutments" Paper and Discussion. *Journal of Hydraulic Engineering*, April 1992.
- Richardson E.V.** (2002). "United States Practice for Bridge Scour Analysis".
- Scacchi, G.; Martín Vide, J.P., Schreider, M.** (2002). "Incidencia del Tirante y de la Erosión Local en Estribos sobre la Distribución de Caudales en Secciones de Puentes". XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica – La Habana. Cuba.
- US Army, Engineer Research And Development Center Waterways Experiment Station Coastal and Hydraulics Laboratory** (2003a): Users Guide To SED2D WES Version 4.5.
- US Army, Engineer Research And Development Center Waterways Experiment Station Coastal and Hydraulics Laboratory** (2003b): Users Guide To RMA2 WES Version 4.5.

PROBLEMA DE SEDIMENTACIÓN EN EL RÍO PILCOMAYO

Juan P. Martín Vide ⁽¹⁾, Mabel Amarilla ⁽²⁾, Mario Gamarra ⁽²⁾ y Fernando Zárate ⁽²⁾

Universidad Politécnica de Cataluña -Hidráulica c/Jordi Girona, 1-3, 08034 Barcelona- TEL: +34 93 401 64 76

Proyecto de Gestión Integrada y Plan Maestro de la Cuenca del Río Pilcomayo -Av. Jaime Paz Zamora E-2750-Tarija-Bolivia- TEL: 00591 4 611304/5/6

vide@grahi.upc.edu, mamarilla@pilcomayo.net, mgamarra@pilcomayo.net, fzarate@pilcomayo.net

Introducción

El río Pilcomayo tiene su cuenca de cabecera en los Andes de Bolivia (Fig.1). Cuando abandona la cordillera es límite internacional entre Paraguay y Argentina. Su característica más singular es que en ese curso llano de unos mil kilómetros (el Chaco de Paraguay y Argentina) el río se pierde, es decir nunca desemboca en el río Paraguay (Fig.1). Esto ocurre por un problema de sedimentación o atarquinamiento, que se ha acelerado durante el s. XX.

cual si hay bastantes ejemplos en el mundo, sino que en el lugar en que el río desaparece todavía fluye un caudal notable que se extiende por zonas húmedas cercanas. En un mega-abanico de esta naturaleza con diferencias mínimas de cota se pueden dar grandes movimientos del cauce (el río es inestable) porque todas las líneas “generatrices” del cono serían en principio igualmente probables como direcciones del río. Además, el punto de extinción ha sufrido un retroceso aguas arriba. Ciertamente el retroceso moderno del cauce es un proceso



Figura 1.- Cuenca del río Pilcomayo.

Los gobiernos de Argentina, Bolivia y Paraguay han conformado el Proyecto de Gestión Integrada y Plan Maestro de la Cuenca del Río Pilcomayo, a través de un convenio de cooperación y financiamiento de la Unión Europea, con el objetivo de institucionalizar un Organismo de Cuenca Trinacional, formular un Plan Maestro de Gestión Integrada para el manejo de la cuenca y llevar a cabo experiencias piloto. Con estas premisas queda clara la importancia de entender los procesos de erosión y sedimentación uno de los aspectos principales en la cuenca. El río Pilcomayo en la llanura constituye uno de los mejores ejemplos de mega-abanico fluvial (Fig.1), frecuentes en las faldas orientales de los Andes en América del Sur. Es también el mayor de ellos (>200,000 km²) y muy singular porque presenta el fenómeno de extinción del cauce por atarquinamiento (Fig.2). No se trata simplemente de un río endorreico cuyas aguas desaparezcan en algún punto (una depresión por ej.), de lo

tan rápido (100 años) que hace temer que esté peligrando la relativa estabilidad del río.

Objetivos

En este trabajo se describe el río Pilcomayo a través de sus características hidrológicas, el transporte de sedimentos, la morfología del cauce, los procesos de colmatación en llanura y las particularidades del río en la zona denominada de divagación (o extinción). Además se analiza una de las estructuras mas emblemáticas que se construyeron en los años 90, el Pantalón (Fig.3), actual estructura de reparto de agua entre Argentina y Paraguay.

Propuestas

Finalmente se expresan algunas propuestas para dar una pronta solución a la problemática del retroceso del cauce y los requerimientos de los países de la Cuenca Baja: el reparto equitativo de las aguas. Parece evidente que a

Ríos 2007

medio plazo el Proyecto Pilcomayo puede proponer medidas en la Cuenca Alta (en Bolivia) que modifiquen sustancialmente el flujo de agua (regulación) y de sedimento (reducción de concentración) en la Cuenca Baja y con ello modifiquen la naturaleza del problema.



Figura 2.- Imagen satelital desde el Pantalón hasta la zona actual de sedimentación.

Las propuestas parten de haber constatado con respecto al Pantalón: a) que es inestable intrínsecamente; b) que dividir el río en dos canales propicia la sedimentación, es decir fomenta el retroceso del cauce. Abandonando la idea de pantalón, es posible separar uno y otro objetivo, pensando en propuestas distintas para cada uno. Con respecto al primero, el reparto de las aguas, se puede confiar tal función a un dique transversal distribuidor.

Sería deseable el acuerdo entre los dos países para mantener conjuntamente un solo cauce. El trazado del cauce debe ser pactado con el criterio de que los derrames o desbordes puedan alimentar los bañados de una y otra parte. El cauce pactado deberá ser mantenido con obras anuales de excavación de tierras y limpieza de troncos. Desgraciadamente, el cauce pactado no podrá ser permanente. El mantenimiento del cauce no podrá impedir finalmente que el cauce se vaya quedando colgado. Llegará un día en que sea más económico pactar un nuevo cauce que tenga mejores condiciones topográficas (más pendiente).

Como medida relacionada con el mantenimiento del cauce del río, es interesante la ejecución de cortes de meandros aguas arriba. Se trata de acciones muy económicas donde los meandros están muy cerrados sobre sí mismos. El corte contribuye a combatir el atarquinamiento y por ello el retroceso del cauce. El corte movilizará un volumen de sedimento almacenado en el cauce, pero insignificante comparado con el volumen anual que trae el río. No hay que tratar el corte de meandros con la visión "conservacionista" propia de los países del primer mundo, en que esta medida implica un deterioro ambiental,

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos frecuentemente irreversible. Por el contrario, el alto dinamismo del río asegura que los meandros se formarán nuevamente (y nuevamente convendrá cortarlos) o se cortarían solos sin más deterioro del medio ambiente.



Figura 3.- Foto Del Pantalón Actual.

La idea de la división de aguas con un dique de muy poca altura, con dos vertederos de cota y longitud predeterminedada en uno y otro país (Fig.4), es interesante porque:

- asegura de manera permanente una división de caudales contrastable en la proporción que se establezca (esto despejaría el azar del éxito o fracaso en los canales del pantalón).

- se realiza en un lugar en que el agua ya no contiene sedimento (el sedimento habría quedado decantado aguas arriba, en un área del orden de 100 km² desde el punto en que el río desaparece).

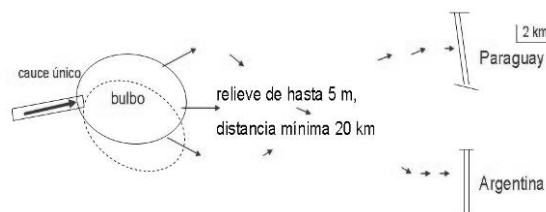


Figura 4.- Ilustración Del Cauce Único, Manejo De Sedimentos y El Dique Distribuidor.

Pensamos que la idea de un dique transversal distribuidor es incuestionable como sistema "ingenieril" de reparto de los caudales. Tras el dique, el agua se entregaría a unos bañados, uno en cada país. En el aspecto político, es una idea deseada por Formosa (Argentina) y que fue en su día defendida por Paraguay. La idea necesita de un cuidadoso análisis de impacto ambiental.

Referencias

Martín Vide J. (2006). "Dique Distribuidor". Misión Experto en Hidráulica> Fluvial. Proyecto de Gestión Integrada y Plan Maestro de la Cuenca del Río> Pilcomayo.

Martín Vide J. (2006). "Problemática del Río Pilcomayo en la Cca Baja: estado actual, historia, análisis y expectativas". Misión Experto en Hidráulica Fluvial. Proyecto de Gestión Integrada y Plan Maestro de la Cuenca del Río Pilcomayo.

UN MODELO SIMPLIFICADO DE EROSIÓN GENERAL EN CAUCES ARENOSOS CON CURVAS

Juan Francisco Weber

Laboratorio de Hidráulica, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional, Maestro M. López esq. Cruz Roja Argentina. Ciudad Universitaria - CP (X5016ZAA) - Córdoba - Argentina.
Departamento de Computación, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611 Ciudad Universitaria CP 5016 Córdoba Argentina e-mail: iweber@civil.frc.utn.edu.ar

Introducción

Una de las ramas más fascinantes de la mecánica fluvial es el estudio del flujo en los canales con curvas, en especial la interacción entre el complejo carácter tridimensional del flujo y la respuesta del contorno móvil, cuyo resultado es un perfil lateral de equilibrio del lecho.

Diversas aproximaciones al problema han sido planteadas, entre las que podemos citar a Engelund, Kikkawa et al (citados por Chang, 1988), Falcon-Ascanio y Kennedy (1983) y más actualmente Menéndez et al (2005). Por otro lado, se cuenta con modelos numéricos complejos, como el modelo SED2D, del U.S. Army Corps, que permite estimar la erosión del lecho en una aproximación bidimensional, con el consiguiente costo computacional.

Objetivos

El objetivo del presente trabajo es presentar un modelo unidimensional para la estimación de la erosión general en las curvas de cauces aluviales, indicando los fundamentos matemáticos del mismo, su aplicación a un caso teórico y a un caso experimental. El modelo propuesto surge de combinar un modelo hidrodinámico para la estimación de la distribución lateral de velocidades en canales con curvas, denominado LDM-SC (Weber y Menéndez, 2006) junto con una ecuación de erosión general, como las indicadas por Farías et al (2003). Se enuncian conclusiones acerca de la eficiencia del modelo planteado y posibles líneas de investigación futuras.

La erosión general en curvas

La erosión general es el descenso que experimenta el lecho de un río ante el incremento del caudal del mismo, debido al aumento de la capacidad de transporte del material sólido (Farías et al, 2003). Presupone que el fenómeno finalmente alcanza un estado de equilibrio dinámico, de modo que aún siendo el caudal sólido no nulo, sí lo es la derivada temporal de las propiedades geométricas del cauce.

En las curvas, particularmente, la geometría de equilibrio depende fuertemente de la intensidad de las corrientes secundarias originadas por la acción de la fuerza centrípeta, según se muestra en la figura 1. El flujo en una curva se puede pensar como la superposición de dos movimientos: un flujo principal, en la dirección dominante, y un flujo secundario, contenido en el plano de la sección, que se desarrolla debido a la acción de la fuerza centrípeta. La superposición de ambos movimientos da lugar al desarrollo de un flujo helicoidal, que es descendente en la margen exterior de la curva y ascendente en la margen interior. Debido a este proceso, aún para una sección simétrica, el perfil lateral de velocidades no será simétrico y se sesgará hacia el lado convexo de la curva (Weber y Menéndez, 2006).

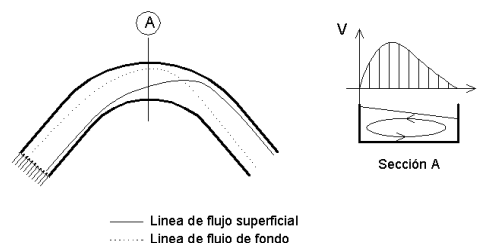


Figura 1.- modelo conceptual del flujo en una curva

Modelo morfológico

Existen diversas relaciones para estimar la erosión general en un río aluvial, que pueden aplicarse tanto a la sección global como a la sección segmentada. Las mismas pueden englobarse bajo la forma general

$$Y_s = c_0 \frac{q^{c_1}}{d^{c_2}} \quad [1]$$

donde Y_s es la profundidad final de erosión, q es el caudal unitario líquido y d el diámetro del sedimento. Las constantes c_0 , c_1 y c_2 dependen de los autores, siendo para Lischvan-Lebediev (citado por Farías et al, 2003) $c_0 = 0.333$, $c_1 = 0.710$ y $c_2 = 0.199$. Esta fórmula ha demostrado un buen desempeño en ríos arenosos (Farías et al, 2003).

Modelo hidrodinámico

La ecuación diferencial que permite determinar la distribución lateral de velocidades V promediadas en la vertical a lo largo de la coordenada lateral, se obtiene resolviendo la ecuación de movimiento (Navier-Stokes) en la dirección dominante del flujo, junto con la ecuación de continuidad, para un flujo uniforme y estacionario:

$$\rho g S_0 Y - \frac{f}{8} \rho V^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{d}{dy} \left[\rho \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} Y^2 V \frac{\partial V}{\partial y} \right] = \frac{\partial}{\partial y} \left[Y (\rho \overline{UV})_d \right] \quad [2]$$

en la cual: ρ = densidad del fluido; g = aceleración de la gravedad; S_0 = pendiente longitudinal del lecho; Y = profundidad de flujo; V = velocidad del flujo; y = coordenada horizontal medida transversal a la corriente; s = talud lateral; f = coeficiente de fricción de Darcy; λ = viscosidad adimensional de torbellino de Boussinesq; y $\rho \overline{UV}$ = tensión de Reynolds.

Ervin et al (2000) proponen que la tensión de Reynolds del miembro derecho de la [2] es proporcional a V^2 , con lo que se obtiene

$$\rho g S_0 - \frac{f}{8} \rho V^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{d}{dy} \left(\rho \lambda Y^2 \sqrt{\frac{f}{8}} V \frac{dV}{dy} - Y \rho K \right) = 0 \quad [3]$$

En la cual K cuantifica la intensidad de las corrientes secundarias. Weber y Menéndez (2006) presentaron la solución numérica de la [3] por el método de las diferencias finitas.

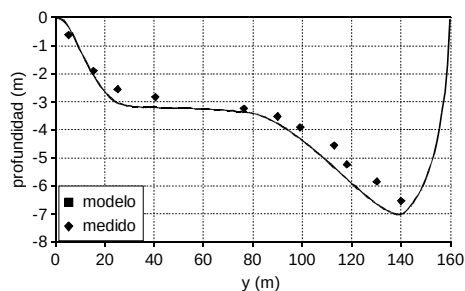


Figura 4.- Predicción del modelo propuesto – río Missouri

Algoritmo del modelo propuesto

Los pasos del modelo propuesto son los siguientes:

1. Definir una geometría inicial, junto con el material del lecho, pendiente de la línea de energía.
2. Estimar una distribución de velocidades utilizando la solución en diferencias finitas de la [3], y a partir de ella

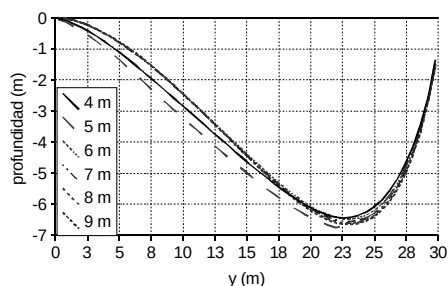


Figura 2.- Geometrías de equilibrio obtenidas

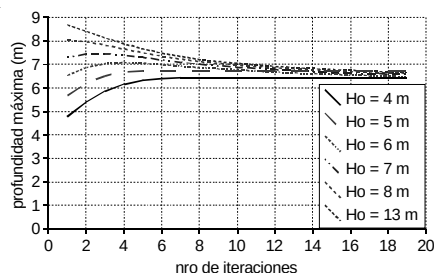


Figura 3.- Convergencia del algoritmo propuesto

unas profundidades de erosión utilizando la [1].

3. Con la nueva geometría, volver a estimar una distribución de velocidades, volver a calcular las profundidades de erosión y continuar hasta que la diferencia entre dos geometrías consecutivas sea despreciable.

Ejemplo numérico

Se trata de un cauce con una pendiente longitudinal del 0,5 ‰, con un ancho de boca de 30 m y un ancho de fondo de 14 m. La profundidad inicial es variable, entre 4 m y 9 m. El diámetro del sedimento es 0,5 mm. El coeficiente de Manning es $n = 0,025$ y la viscosidad adimensional de torbellino es $\lambda = 1$. El parámetro $K = 0.05$.

En la figura 2 puede verse la geometría de equilibrio que se alcanza desde distintas geometrías iniciales, y en la figura 3 la velocidad de convergencia del algoritmo. El caudal de equilibrio que se alcanzó es de $127 \text{ m}^3/\text{s}$, como integración del perfil de velocidad sobre la geometría obtenida.

Caso de aplicación

Falcon-Ascanio y Kennedy (1983) presentan mediciones efectuadas en el río Missouri, en conjunto con la predicción de su modelo analítico.

En la figura 4 se muestran los datos experimentales junto con el resultado del modelo propuesto, observándose un buen acuerdo entre los mismos.

Conclusiones

Se observa un buen comportamiento general del modelo propuesto. El mismo presenta propiedades de estabilidad y consistencia (figuras 2 y 3). El único ciclo iterativo del mismo es la interacción entre la hidrodinámica y el lecho, necesitándose pocas iteraciones para alcanzar el equilibrio. El modelo propuesto reproduce adecuadamente el perfil de equilibrio en el caso de campo, validándose de este modo.

Referencias

- Chang, H. H. (1988). *Fluvial Processes in River Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., New York, U.S.A
- Ervine, A., Babaeyan-Koopaei, K., Sellin, R. (2000) "Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows". *J. Hydr. Engng. ASCE*, **126.9** pp 653-669.
- Falcon-Ascanio, M., Kennedy, J.F. (1983). "Flow in Alluvial-River Flows", *J. Fluid Mech.*, **133**, pp. 1-16.
- Fariás, H. D., Pilán, M. T., Pece, F. J., Olmos, L. A. (2003). "Erosión general en ríos con lechos arenosos", *primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Buenos Aires, noviembre 2003.
- Menéndez, A. N., Laciana, C., García, P. (2005). "Generalización del modelo de Kovacs-Parker para incluir efectos de curvatura", *segundo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Neuquén, noviembre 2005.
- Weber, J. F., Menéndez, A. N. (2006). "Solución Numérica del Método de la Distribución Lateral con Corrientes Secundarias". *Mecánica Computacional*, **XXV**, 1379-1394. Asociación Argentina de Mecánica Computacional. ISSN: 1666-6070.
- Peterka A. J (1962) "Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators" Engineering Monograph N° 25, USBR, Denver, USA.
- Romagnoli, M. y R. A. Lopardo (2006) "Influencia del ruido sobre parámetros estadísticos de la turbulencia en anemometría Doppler acústica" *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Ciudad Guayana, Venezuela.
- Voulgaris, G. and J. H. Trowbridge (1998). "Evaluation of the Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) for Turbulence Measurements". *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, vol. 15, pp. 272-289.
- Wu, S. and N. Rajaratnam (1996). "Transition from hydraulic jump to open channel flow". *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 122, n. 9, pp. 526-528.

C

Ingeniería Fluvial



TOPOGRAFÍA DEL CAUCE Y EROSIÓN EN CURVAS ABRUPTAS DE RÍOS, E INFLUENCIA DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN DE MARGEN - APLICACIÓN A RÍOS AMAZÓNICOS

César Adolfo Alvarado Ancieta

Ingeniero Civil, M.Sc., Jefe de Proyecto, Fichtner GmbH & Co. KG, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart, Alemania, www.fichtner.de

Introducción: Para el diseño adecuado de obras de protección de márgenes en curvas o para determinar el ancho requerido por navegación es necesario entender correctamente el flujo en curvas y la topografía resultante en el fondo del cauce. Este es uno de los más difíciles tópicos que experimentan los ingenieros de ríos, siendo la principal dificultad la descripción del flujo helicoidal y su impacto sobre el cauce de los ríos. Cambios en la forma en planta y en la forma de la sección transversal, además de cambios en la morfología del río debido a la sedimentación y la erosión causan profundas fosas de erosión a lo largo de la curva cóncava de los ríos. En consecuencia la margen externa en una curva podría colapsar durante una avenida, causando



Figura 2. -Modelo experimental. Curva abrupta.

potencialmente daños substanciales a la propiedad e infraestructura ubicada a lo largo de estas márgenes externas.

Sobre las últimas décadas se ha mejorado substancialmente el entendimiento del proceso físico en curvas no cerradas, no abruptas. Sin embargo, en muchos ríos en el mundo - incluyendo varios de los ríos en el Perú, ver Figura 1 - están presentes las curvas abruptas y el fenómeno en esta clase de curvas hasta ahora no ha sido investigado en profundidad. Las curvas en los ríos son consideradas cerradas o abruptas cuando la relación entre radio de curvatura R y el ancho B es inferior a 3.



Figura 1.- Curvas abruptas, río Ucayali, Perú (2004).

Objetivos: El objetivo de la presente investigación fue el estudio de: (i) el flujo y la topografía del cauce en curvas cerradas o abruptas de ríos con un dominante transporte de material de fondo y (ii) la influencia de las obras de protección de márgenes en la curva externa en un modelo experimental en laboratorio. Los objetivos del estudio incluyeron la determinación de la máxima erosión en frente de la margen externa para las condiciones de equilibrio.

Materiales y Métodos: La investigación fue efectuada en un modelo experimental, ver Figura 2, considerando en las posibilidades del estudio que las variables geométricas de la curva, una vez fijadas, permanecen constantes para todos los ensayos. Estas variables son el radio de curvatura, R ; la anchura del canal, B ; y el ángulo de la curva, θ . Con un valor constante de la anchura del canal de 1 metro, calados menores a 0.20 m implican relaciones de B/h mayores que 5. Se fija la anchura de la sección del modelo en 1 metro para poder considerar que en la parte central de la sección se crea una zona independiente de las características de los respectivos márgenes. Con la anchura fijada conseguir relaciones de R/B menores a 3 implica que el radio debe ser también inferior a 3. En este caso, dado el interés en estudiar curvas muy cerradas se considera un radio de curvatura en el centro del canal de 1.5, inferior al de trabajos precedentes. Para asegurar un desarrollo amplio de la curva se escoge un ángulo de 186° , valor fijado en parte por las posibilidades constructivas. Para reducir la complejidad del problema, algunas restricciones al objetivo de la investigación fueron consideradas. En el canal fue usado un ancho constante, las márgenes no sufren erosión, la curva es cerrada o abrupta ($R/B = 1.5$) y las condiciones límite son constantes en el tiempo. Los ensayos fueron llevados a cabo bajo las condiciones de cauce móvil, fijo y parcialmente fijo, y no se abasteció de sedimentos desde aguas arriba (de aquí que fuese estudiada la erosión en agua clara). Ambas clases de ensayos se ejecutaron con y sin obras de protección de margen. Los experimentos en una curva abrupta de laboratorio fueron realizados para proveer adecuado material, tras los ensayos, para el estudio de erosión en curvas abruptas de ríos y en el futuro para su uso en un modelo matemático. La topografía de fondo fue medida con bastante detalle y la evolución de las diferentes secciones transversales en el tiempo fue de la misma manera estudiada. La erosión y la formación de la barra de sedimentos fue estudiada haciéndolas adimensionales, usando para ello calados o tirantes normalizados, ver Figura 3. También se estudió la pendiente transversal del fondo, superficie de agua y perfiles de niveles del cauce, ubicación del thalweg, transporte de sedimentos y formas de fondo. Se estudiaron los parámetros de flujo en curva, perfiles de velocidad e isotacas, la componente del flujo lateral y las celdas de circulación secundarias. El estudio de la turbulencia del flujo se ha considerado ser tratada posteriormente. La investigación experimental es ejecutada de manera eficaz con la disposición de un velocímetro acústico doppler (ADV) tridimensional y uno bidimensional.

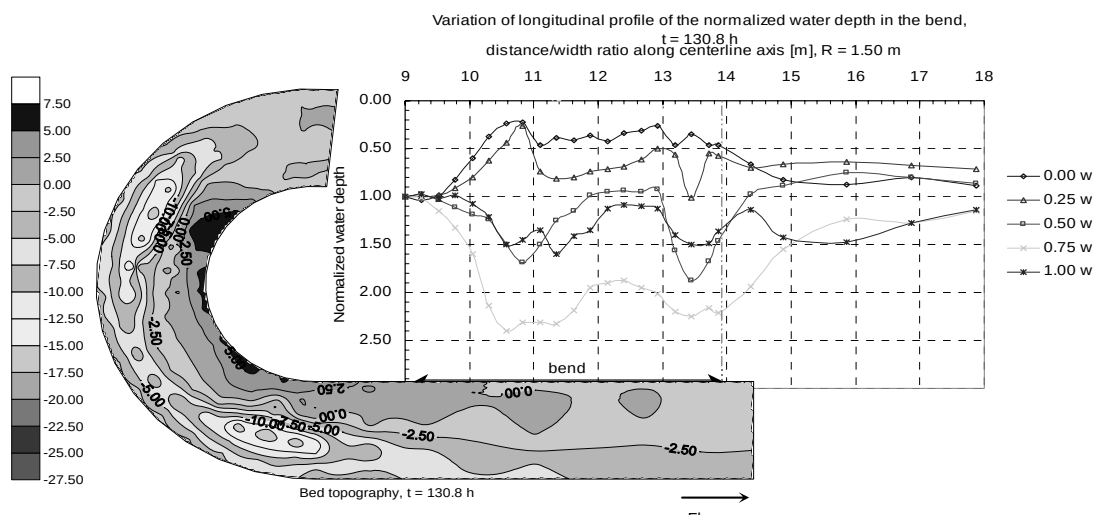


Figura 3.-Topografía del cauce y perfil longitudinal del tirante normalizado - ensayo de protección de margen con enrocado.

Evaluación y Conclusiones: Además la respuesta de la topografía de fondo medida en una curva abrupta de río fue estudiada usando el análisis de adaptación del flujo y del cauce de Struiksmá et al (1985), y se concluyó que esta aproximación no es aplicable bajo las condiciones de ratios muy bajos de transporte de sedimentos y altas condiciones de curvatura. Las aparentes condiciones tridimensionales de flujo en curvas abruptas son muy diferentes de las condiciones de flujo quasi-bidimensional, en las cuales estuvo basado el análisis de Struiksmá. Las pendientes transversales de fondo medidas fueron muy aceptables bajo el cálculo del método de predicción de Odgaard (1985).

En el modelo experimental también se estudió la influencia de las obras de protección de margen a lo largo de la curva externa. Se estudiaron dos tipos de protección de margen, descritas aquí como protección de margen flexible una y protección de margen rígida la otra, elaboradas ambas de enrocado o escollera. Una protección de enrocado (simulando una protección de enrocado o escollera en naturaleza) fue modelada como una protección de margen flexible, ver Figura 3, y una losa horizontal de escollera conectada a la curva externa fue concebida como una protección de margen rígida. Durante los experimentos, ambas la protección de escollera, ver Figura 4, y la losa horizontal de escollera fueron colocadas a diferentes posiciones verticales con respecto al nivel del fondo en la curva. El impacto de las obras de protección sobre la profundidad de erosión y sobre el patrón del flujo fue observado, analizado y se demostró la reducción potencial de la erosión, así como el desvío del thalweg. Los ensayos con escollera de protección se complementaron con el análisis de la pendiente de escollera en la curva después del ensayo.

Referencias:

- Alvarado Ancieta, C.A.** (2004). Bed Topography and Scour in Sharp River Bends, and Influence of Bank Protection Works. M.Sc. Dissertation - Thesis HE 179, Vol. 1 & 2. IHE-Delft, The Netherlands.
- Blanckaert, K. - Graf, W.H.** (1999). Experiments on flow in open channel-bends. Proc. 28th IAHR Congr., Techn. Univ. Graz, Graz, Austria.
- De Vries, M. - Klaassen, G. J. - Struiksmá, N.** (1990). On the use of movable-bed models for river problems: a state-of-the-art. International Journal of Sediment Research, Volume 5, No.1, pp. 35-47 - WL/Delft.
- Gaweesh - Ramadan, K. - Klaassen, G.** (2001). Sediment



Figura 4.- Protección de margen en el modelo experimental.

transport in rivers. IHE-Delft.

Jansen, P.Ph. (1979). *Principles of river engineering, The non-tidal alluvial river*. Delftse Uitgevers Maatschappij, Delft University of Technology.

Julien, P. Y. - Anthony, D. J. (2002). *Bead load motion and grain sorting in meandering stream*. J. Hydr. Res., IAHR, Vol. 40, No. 2, pp. 125-133.

Klaassen, G.J. (2001). *Advanced river dynamics* - IHE-Delft, The Netherlands.

Odgaard, A.J. (1984). *Flow and bed topography in alluvial channel bend*. J. Hydr. Engng., ASCE, Vol. 110, No. 4, pp. 521-536.

Struiksmá, N. - Olesen, K. - Flokstra C. - De Vriend, H.J. (1985). *Bed deformation in curved alluvial channels*. J. Hydr. Res., IAHR, Vol. 23, No. 1, pp. 57-79.

Taal, M. C. (1989). *Time-dependent near-bank bed deformation in meandering rivers*. Faculty of Civil Engineering, Hydraulic and Geotechnical Engineering Division, Delft University of Technology, The Netherlands.

Talmon, A. M. (1992). *Bed topography of river bends with suspended sediment transport*. Doctoral thesis. Faculty of Civil Engineering, Hydraulic and Geotechnical Engineering Division, Delft University of Technology.

Van Rijn, L.C. (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal Seas and Oceans*. IHE-Delft.

Zolezzi, G. - Seminara, G. (2001). Downstream and upstream influence in river meandering. Part 1. General theory and application to overdeepening. J. Fluid Mech., Vol. 438, pp. 183-211.

Agradecimientos: A Prof. Juan Pedro Martín-Vide (UPC-Barcelona), Prof. Gerrit J. Klaassen (IHE-Delft) y al Laboratorio de Hidráulica de la ETS de ICCP de la Universidad de Castilla - La Mancha, Ciudad Real, España, donde se llevó a cabo la presente investigación.

MODELACIÓN FÍSICA TRIDIMENSIONAL DE LA OBRA DE PROTECCIÓN DE LA CÁRCAVA SUCO

Horacio Herrero, Pablo Castro, Gonzalo Moya, Augusto Díaz, Carlos M. García y Andrés Rodríguez.

Instituto Superior de Recursos Hídricos, Universidad Nacional de Córdoba (UNC).
Av. Filloy s/n. Ciudad Universitaria. Córdoba, Argentina. Teléfono y fax: 54-351-4334446
E-mail: hsherrero@yahoo.com.ar

Introducción.

En la región Sur de la provincia de Córdoba se encuentran numerosos cursos y arroyos afectados por procesos erosivos del tipo encarcavamiento, que consisten fundamentalmente en una erosión vertical del cauce natural por efecto de la inestabilidad del suelo de la zona (Loess pampeano). Dadas las características evolutivas del proceso, éste se define como retrogradante, materializándose mediante la formación, crecimiento y desplazamiento aguas arriba de un "escalón" en el lecho fluvial (Stein et al. 1997, Farias 1998, Farias et al. 2002, Castelló et al. 2003).

La laguna de Suco, ubicada a 40 Km. de la localidad de Río Cuarto, posee como drenaje natural un arroyo que lleva el mismo nombre. Sobre el cauce natural del arroyo, se ha formado una cárcava retrogradante a unos 2 Km. de la laguna, con un salto hidráulico de aproximadamente 4 metros.

Para evitar las consecuencias del proceso erosivo, se diseñó una obra de estabilización de la cárcava, la cual está compuesta por una serie de saltos de 1 m. de altura (Figura 1), llevados a cabo con gaviones y colchonetas, y cubiertos con una delgada capa de hormigón, para salvar el desnivel ocasionado por el proceso de carcavamiento.

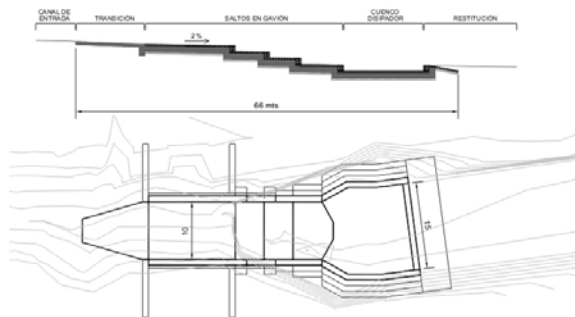


Figura 1: Planta y perfil longitudinal de la obra de protección

Aguas abajo del tramo escalonado se dispuso un cuenco amortiguador, cuya finalidad es la de disipar la energía de la corriente para restituir el flujo al cauce del arroyo con niveles de turbulencia y velocidades medias menores a las velocidades admisibles del material del suelo, evitando así la erosión y la socavación aguas abajo.

Aguas arriba del canal de entrada, se previeron muros de encauzamiento a los fines de generar la transición entre el cauce aguas arriba y la serie de saltos.

Para evaluar el diseño definitivo de este tipo de estructuras se ha construido un modelo físico no distorsionado (escala de longitud, $E_L = 15$) con similitud de Froude. Este modelo físico permite analizar a escala reducida, el comportamiento de las diversas configuraciones de las obras de control, estableciendo su óptimo técnico-económico que asegure su correcto desempeño durante la ocurrencia de los eventos para la cual fue proyectada.

Metodología

El modelo físico (Figura 2) consta de dos regiones con distintos niveles para materializar el salto a salvar con la estructura a ensayar. La región de aguas arriba, con fondo fijo, permite reproducir distintas condiciones de ingreso a la estructura (canal de llegada, transición, etc.). La región de aguas abajo con fondo móvil, permite representar distintas condiciones de salida, realizando pequeñas modificaciones en su configuración. Los distintos niveles de restitución en el cuenco aguas abajo se obtienen variando la altura de una compuerta de eje horizontal instalada al final del modelo.



Figura 2: Vista general del modelo físico.

Los objetivos de las mediciones realizadas en el modelo físico son los siguientes:

- Caracterización de los perfiles de velocidad media y de la energía turbulenta (varianza), en la zona del canal de entrada aguas arriba de la obra.
- Determinación de los patrones de flujo medio en el ingreso de la obra, y de las presiones hidrostáticas a la que la misma está sometida.
- Determinación de patrones medios de recirculación del flujo en la zona del cuenco disipador.
- Análisis de la turbulencia remanente aguas abajo del cuenco disipador.

Para llevar a cabo las mediciones previstas, se dividió al modelo físico de la obra de protección en cuatro sectores o zonas de medición:

ZONA A: Canal de aproximación.

ZONA B: Obra propiamente dicha.

ZONA C: Cuenco disipador.

ZONA D: Sector de erosión aguas abajo del cuenco disipador.

Distintos métodos e instrumentos se utilizaron (piezómetros, Velocímetros Acústicos Doppler - ADV, Tubo de Pitot, etc.) para medir presiones y velocidades medias de flujo en cada zona a fin de lograr los objetivos propuestos (Herrero et al. 2007).

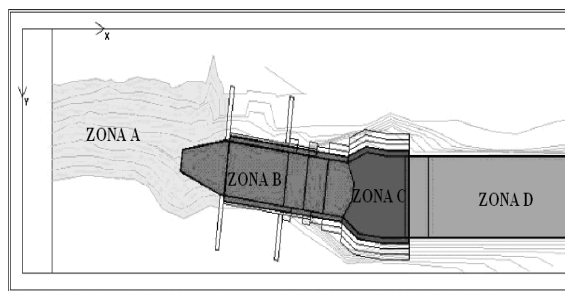


Figura 3: Zonificación del modelo físico para llevar a cabo las mediciones.

Resultados y discusión

El perfil de velocidades medias de flujo en la zona A se asemeja a un perfil logarítmico, por lo que se puede decir que la condición del flujo es uniforme, con velocidades medias de flujo en el modelo que varían entre 70 y 100 cm/seg. La relación u'/U (desvío estándar/velocidad media de flujo) en esta zona (cauce natural) presenta valores del orden de 18%.

En la Zona B los picos de presión corresponden a la progresiva donde la lámina de agua del salto anterior pega en el salto siguiente, provocando picos de presión, que pueden ser perjudiciales para la obra. En lo que se refiere a la medición de velocidades en esta zona, podemos observar que en el tramo de la transición que es de material natural sin vegetación se presenta un problema ya que la velocidad admisible es superada.

En la Zona C se calcularon los valores medios de las componentes de velocidades de flujo en las direcciones longitudinal y transversal (X e Y), para representar la recirculación que existe en los dos laterales del cuenco amortiguador. Las dos zonas de recirculación observadas en las márgenes del cuenco provocan una disminución del ancho efectivo del cuenco concentrándose el flujo en la zona central y por ende aumentando la velocidad del flujo en esta zona, haciendo al cuenco dissipador ineficiente.

Para la Zona D, la relación u'/U va de mayor a menor sobre la margen derecha debido a que el flujo se concentra inicialmente en ese lado, luego rebota sobre los laterales del canal y se dirige hacia la izquierda. Debido a este comportamiento del flujo, la relación u'/U aumenta hacia aguas arriba al centro del canal y en la margen izquierda.

En virtud de estas observaciones se propuso una alternativa para incrementar la eficiencia del cuenco dissipador mediante el uso de dos deflectores en el cuenco dissipador. Esta alternativa consiste en colocar dos deflectores en el último tramo de la obra (Zona C), con el fin de poder canalizar el flujo en tres sectores dentro del cuenco para eliminar las recirculaciones y así poder utilizar toda la sección del cuenco para disipar en mayor medida la energía que trae el flujo.

Conclusiones.

En la zona de transición se tiene velocidades muy altas para el material del cauce, y también se alcanzan altas velocidades en el primer tramo de la serie de saltos. Por esta razón se debería rediseñar la transición para mejorar las condiciones de entrada del flujo a la obra.

Las mayores presiones sobre la serie de saltos se alcanzan en los lugares de impacto del flujo. Por ello se deberán reforzar esas zonas para evitar futuros daños.

Con la alternativa de las pantallas deflectoras se logró

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos distribuir el flujo en todo el ancho del cuenco dissipador, aumentando el ancho útil y de esta forma alcanzando una mayor eficiencia del mismo, disminuyendo las velocidades.

Esta disminución de velocidades en el cuenco dissipador genera menores niveles de turbulencia aguas debajo de la obra, y por ende menores erosiones en esa zona.

Aunque los niveles de turbulencia disminuyeron en la salida del cuenco dissipador con la alternativa de los deflectores, siguen siendo mayores que los correspondientes al flujo natural del arroyo. Esto también queda demostrado por los patrones de erosión aguas abajo.

Referencias.

- Castelló, E., Vanoli, G., Rodríguez, A. y Farias H.D.** (2003). "Estudios, proyecto, ejecución y seguimiento de estabilización de cárcavas en cauces sobre suelos loésicos". *Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de ríos, Bs.As., Argentina*.
- Farias, H. D.** (1998). "Algunos Aspectos Hidráulicos y Morfológicos del Proceso de Erosión en Cárcava en Cauces y Planicies". *XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México*.
- Farias H.D., Rodríguez A., Castelló E. y Vanoli G.** (2002). "Estabilización de Cárcavas en Cauces sobre Suelos Loésicos. Estudios Morfológicos, Hidráulicos y Solución Ingenieril". *XIX Congreso Nacional del Agua, Villa Carlos Paz, Argentina*.
- Herrero H., Castro P, García C., Rodríguez A.** (2007). "Guía Práctica Para Realizar Mediciones de Velocidad en Flujos Turbulentos con ADV". *XX Congreso Nacional del Agua, Tucumán, Argentina*.
- Stein, O. R., Julien, P. and Alonso, C. V.** (1997). "Headward Advancement of Incised Channels". *Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision, Ed. by S. Wang, E. Langendoen & F. Shields, Oxford, MS, USA, pp. 497-502*.

PRESAS PARA EL CONTROL DE FLUJOS TORRENCIALES EN EL ESTADO VARGAS, VENEZUELA

José Luis López ⁽¹⁾, David Pérez Hernández ⁽²⁾ y Caudex V. Peñaranda ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Instituto de Mecánica de Fluidos, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.

Apartado postal 47725, Caracas 1041-A, Venezuela

⁽²⁾ Departamento de Hidrometeorología, Facultad de Ingeniería, Universidad central de Venezuela, Caracas, Venezuela.

E-mail: jlopez@imf.ing.ucv.ve ; dph@imf.ing.ucv.ve; vpenaranda50@yahoo.com

Introducción

Los extraordinarios flujos torrenciales que ocurrieron en Venezuela en Diciembre de 1999 causaron uno de los peores desastres de origen natural en América Latina, arrasando con poblaciones enteras que se habían asentado a lo largo del litoral costero en el Estado Vargas. Las pérdidas materiales superaron los 4 mil millones de dólares y aproximadamente 15.000 personas perdieron la vida. El gobierno nacional inició un programa intensivo de construcción de obras hidráulicas para la mitigación y prevención de flujos torrenciales. Al presente se han construido 35 presas para estabilización de cauces y retención de sedimentos, distribuidas entre 18 quebradas o cauces torrenciales. Algunas de estas presas son abiertas, del tipo ranurada o con ventanas, y otras son cerradas. La mayoría ha sido construida con gaviones, pero se encuentran también presas de concreto armado, concreto ciclópeo, y presas con elementos tubulares de acero. La existencia de diferentes tipos de estructuras y diferentes materiales en cuencas vecinas con características geomorfológicas similares, ofrece una oportunidad única para evaluar y comparar su comportamiento y desempeño hidráulico. En este trabajo se describen las características de las presas de control de sedimentos construidas en el Estado Vargas después de los deslaves de 1999 y se discute su comportamiento hidráulico después de estar sometidas al paso de las crecientes extraordinarias del año 2005.

Objetivos

El objetivo fundamental del presente trabajo es evaluar el funcionamiento hidráulico de las presas construidas en el Estado Vargas para el control de aludes torrenciales, basándose en observaciones de campo y levantamiento de información topográfica, hidrológica y sedimentológica.

Resultados

Se ha hecho un inventario de las presas construidas en el Estado Vargas y se han establecido sus principales características. De acuerdo a la función que cumplen, 23 de ellas son presas cerradas y 12 son presas abiertas. De acuerdo al tipo de material, cinco (5) de las presas son de concreto, 2 de acero y el resto (28) han sido construidas en engavionado. La altura de las presas varía entre un mínimo de 3 m y un máximo de 11 m.

Las presas abiertas se construyen con aberturas en el cuerpo de la estructura y cumplen el objetivo de seleccionar el material sólido, reteniendo las fracciones más gruesas y dejando pasar las más finas. Las presas abiertas pueden ser del tipo ranurado, cuando la abertura alcanza la cresta o del tipo de ventanas, cuando no la alcanza. Estas estructuras pueden mantener intacta su capacidad de almacenamiento por periodos mas largos de tiempo, además de reducir el impacto erosivo sobre los tramos aguas abajo ya que el caudal sólido no es interrumpido bruscamente. La Figura 1 muestra dos

presas construidas en la Quebrada Curucuti. La foto superior es una presa cerrada de engavionado, totalmente sedimentada, y la inferior es una presa abierta ranurada de concreto ciclópeo, parcialmente sedimentada.

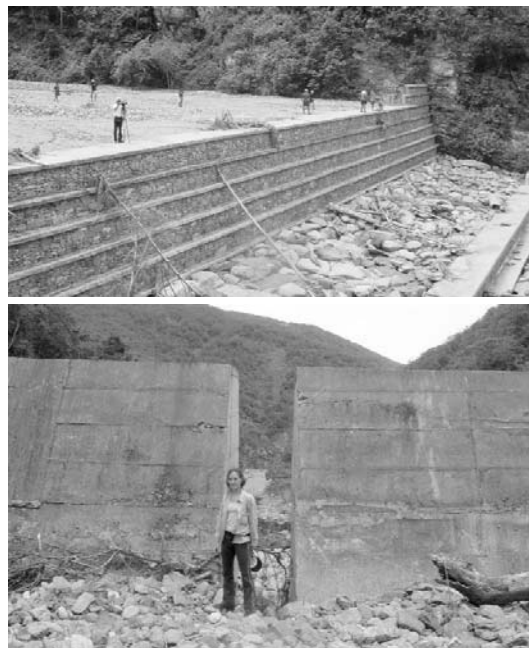


Figura 1.- Presas para control de sedimentos en la Quebrada Curucuti, en el Estado Vargas, Venezuela.

En Febrero del 2005 ocurrió una tormenta extraordinaria en la zona que registró aproximadamente 400 mm de lluvia en un período de 4 días. Esta tormenta movilizó hacia los tramos inferiores de las cuencas una gran cantidad de sedimentos que habían sido desplazados por los deslaves de 1999. Observaciones de campo indicaron que después de la tormenta del 2005, aproximadamente el 50% de las presas construidas para ese momento estaban totalmente sedimentadas (López, et al.) Sin embargo, debido a la gran capacidad de producción de sedimentos de las cuencas, algunas de las presas cerradas se estaban sedimentando rápidamente antes de la ocurrencia de la tormenta del 2005. La Figura 2 muestra la variación en el tiempo del perfil longitudinal del lecho de la quebrada San José de Galipán, aguas arriba de la presa cerrada de Macuto, de 7 m de altura. La construcción de la presa fue finalizada en Marzo del 2004 y para Enero del 2005 estaba casi totalmente colmatada con los sedimentos, a pesar de no haberse registrado flujos extraordinarios. La creciente de Febrero del 2005 terminó de rellenar el vaso de la presa con sedimentos gruesos disminuyendo la pendiente de lecho aguas arriba. La pendiente original de 4,5% fue reducida a 2,9% para Marzo de 2005. Los flujos posteriores (crecientes ordinarias) que ocurrieron entre 2005 y 2007 erosionaron los sedimentos finos y abrieron un nuevo cauce, reduciendo ligeramente la pendiente del

Ríos 2007

lecho a un valor de 2,7%, tal como se observa en el perfil levantado en 2007 (Figura 2).

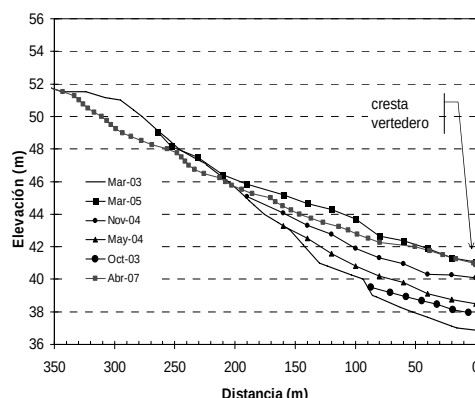


Figura 2.-Perfiles medidos del lecho aguas arriba de la presa Macuto para diferentes periodos de tiempo.

Diferentes tipos de presas abiertas han sido construidas en el Estado Vargas. La Figura 3 muestra una foto de la presa #2 sobre la Quebrada El Cojo, de gaviones con una altura de 4 m y provista de ranuras de ancho variable desde 0,7 m en el fondo a 1,0 m en el centro, y a 1,7 m en el tope de la abertura. La presa abierta fue también colmatada casi totalmente por los sedimentos arrastrados por la creciente del 2005, debido a la obstrucción de sus ranuras por peñones, ramas y troncos de árboles. Sin embargo, las crecientes ordinarias que se produjeron posteriormente, entre el año 2005 y el 2007, fueron capaces de erosionar y remover parte de material acumulado en algunas de las ranuras (Figura 4). Los flujos menores fueron capaces de abrir un nuevo cauce aguas arriba, mediante un proceso de erosión del material fino depositado en el vaso de la presa.



Figura 3.- Vista frontal de la presa #2 en El Cojo



Figura 4.- Vista cercana de la ranura #8 de la Presa El Cojo, mostrando grado de obstrucción en el 2005 y 2007. Se aprecia el nuevo cauce formado al fondo de la foto.

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos La Tabla 1 presenta las pendientes de equilibrio (S_e) medidas aguas arriba de las presas en conjunto con la pendiente original (S_o). Los valores medidos son inferiores a los calculados por la fórmula japonesa de uso común en la hidráulica de torrentes ($2/3 S_o$).

Tabla 1.-Pendientes de equilibrio medidas aguas arriba de las presas cerradas

Quebrada	Presa N°	S_o (%)	S_e (%)	$2/3 S_o$ (%)
Curucutí	1	8,7	3,6	5,8
	2	9,5	5,9	6,4
	4	10,6	6,4	7,0
P. Azul	1	5,9	2,3	3,9
	2	6,3	3,7	4,2
Alcantarilla	1	9,2	4,0	6,1
	2	10,9	3,4	7,2
Galipan	1	4,5	2,7	2,9
El Cojo	1	9,1	3,9	6,1

Conclusiones

Los resultados de la investigación de campo han permitido determinar los perfiles del lecho y las características de los depósitos acumulados aguas arriba de las presas. Todas las presas cerradas (14) construidas entre los años 2002 y 2004 están totalmente sedimentadas, debido a la gran producción de sedimentos de las cuencas y a la ausencia de aberturas en el cuerpo de las mismas. Las observaciones periódicas hechas aguas arriba de la presa Macuto indican que la pendiente de equilibrio varía en el tiempo, disminuyendo con los caudales de las crecientes ordinarias y aumentando con las extraordinarias. El funcionamiento de las presas abiertas ha sido satisfactorio. Las aberturas han cumplido la función de dosificar el transporte de sedimentos y retener las fracciones más gruesas. En algunos casos las presas abiertas se han autolimpiado. Se ha aplicado un modelo teórico basado en el uso de tres ecuaciones para flujos macrorugosos para determinar las pendientes de equilibrio. Los resultados indican que los caudales que reproducen la pendiente de equilibrio tienen una recurrencia entre 2 y 10 años.

Referencias

López, J.L., Falcon, M., y Pérez-Hernández, D., (2006), "Effect of the torrential flows of December 2005 on sediment control dams in the State of Vargas, Venezuela", International Symposium on Hydraulic Structures, Puerto Ordaz, Venezuela, 12 al 14 de Octubre.

MAPAS DE RIESGO Y PROTECCIÓN DE CAUCES PARA EVITAR INUNDACIONES EN EL RÍO COATÁN EN TAPACHULA, CHIAPAS

Martín D. Mundo Molina

Centro de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chiapas (UNACH), Boulevard Belisario Domínguez km 1081, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. ic_ingenieros@yahoo.com.mx

Resumen

En este artículo se presenta la simulación hidráulica del río Coatán, ubicado en el municipio de Tapachula, Chiapas, en el sureste de México, los mapas de las zonas de riesgo para diferentes caudales y una propuesta para proteger las márgenes del río mediante la siembra de bambú (*Guadua Angustifolia*), a doble fila, para resguardar no sólo las márgenes y conservar la trayectoria del cauce, sino también a los cientos de personas que viven en el margen a lo largo de casi 12.5 kilómetros de río.

Introducción

Los procesos de deforestación natural y antropogénicos están provocando la pérdida de grandes superficies boscosas en la zona alta de la cuenca del río Coatán, no sólo en la parte mexicana, sino también en la guatemalteca, ya que esta cuenca es compartida por ambos países. Este proceso aunado a la morfología de la cuenca y las altas precipitaciones que suelen ocurrir con la presencia de tormentas tropicales o huracanes, provocan deslaves, procesos de erosión, transporte de material rocoso y sedimentos de considerable importancia, que junto a los escurrimientos, se transforman en avalanchas que provocan inundaciones en la parte baja de la cuenca, afectando principalmente a la ciudad de Tapachula, Chiapas. Estas inundaciones causan pérdidas económicas importantes, especialmente en la zona urbana de Tapachula, en un tramo aproximado de 12.5 km de río.

Antecedentes

La zona costera del estado de Chiapas ha sufrido dos de los eventos hidrometeorológicos extremos más importantes en su reciente historia, uno en septiembre de 1998, provocado por diversos meteoros que causaron graves daños a la infraestructura agrícola y de comunicaciones y otro en octubre de 2005, provocado por el huracán Stan que afectó a cientos de casas ubicadas en los márgenes del río Coatán, causando severos daños a la vías de comunicación, a la infraestructura agrícola y pérdida de vidas humanas.

Problemática

La deforestación, la morfología de la cuenca y las precipitaciones intensas de las tormentas tropicales y huracanes provocan las inundaciones en la ciudad de Tapachula. Éstas causan no sólo grandes pérdidas económicas, sino también de vidas humanas. Por tal razón fue necesario determinar las zonas de máximo riesgo en las márgenes del río Coatán mediante la simulación hidráulica y proponer alternativas estructurales y no estructurales para minimizar el impactos de dichas inundaciones.

Materiales y Métodos

Se simuló hidráulicamente el río Coatán, con el objeto de generar manchas hidráulicas de inundación (mapas de riesgo) para diferentes períodos de retorno, asociado a diversos caudales, con el fin de analizar el alcance

máximo de las mismas. Con los mapas de riesgo obtenidos se propusieron varias alternativas para minimizar el impacto de las inundaciones.

Para cumplir con el objetivo de esta investigación se utilizaron los siguientes materiales: Planos topográficos de la cuenca a escala 1:250 000; Plano topográfico de la cuenca a escala 1:10 000; Trazo de poligonales y curvas de nivel (topografía); Arc View, para la construcción del TIN (triangulación); Infoworks RS, para la simulación hidráulica del río Coatán. Por otro lado, para proponer las alternativas de solución a la problemática planteada, se ejecutó la siguiente metodología: (a) Los datos topográficos a escala 1:10 000 en AutoCad [valores (x,y,z)], se transportaron al programa Arc View; (b) Se realizó la triangulación para la obtención de las secciones transversales y longitudinales del río Coatán, en Arc View; (c) Con dicha triangulación se construyó el modelo digital de elevaciones (MDE) del cauce del río; (d) Una vez construido el MDE, se crearon las secciones en el Infoworks RS; (e) Se calibró el Infoworks RS, utilizando una "n" de Manning de 0.030 y la mancha de inundación del río Huixtla del evento hidrometeorológico extremo de septiembre de 1998, (f) Con los datos obtenidos de la escurritia histórica de la cuenca del río Coatán y del estudio hidrológico realizado para la misma, se ejecutó el modelo de simulación hidráulica en flujo permanente; (g)

Como producto de la simulación se obtuvieron mapas de riesgo como el que se muestra en la figura. 1.

Con los mapas de riesgo obtenidos se propuso la siembra de bambú en los márgenes del río, apoyándose en las manchas hidráulicas obtenidas con el infoworks RS (figura. 2).

Resultados

Una vez calibrado el Infoworks RS, se realizaron las simulaciones hidráulicas y se obtuvieron seis mapas de riesgo para los siguientes Tr: 5, 10, 20 50, 100 y 500 años. Con los mapas de riesgo se propusieron las siguientes alternativas para minimizar el impacto de las inundaciones: (a) Sembrar bambú en doble fila a lo largo de 12.5 km de río, (b) Reubicar a la población asentada en la zonas de riesgo, c) Instaurar un sistema de alertamiento temprano (SAT).

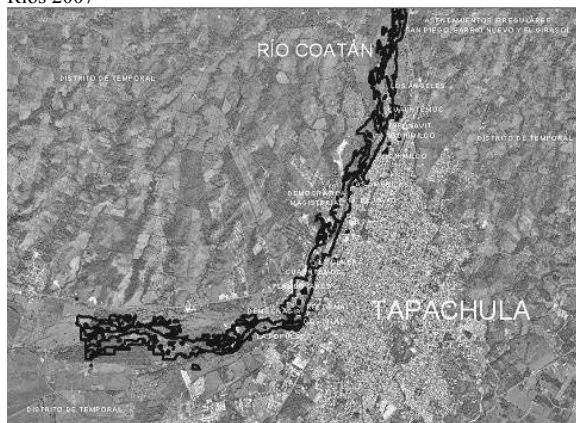


Figura 1.-Mapa de riesgo, para el Tr de 100 años.



Figura 2.-Mapa de riesgo y protección con bambú a doble fila, para el Tr de 100 años.

Conclusiones

Las simulaciones hidráulicas realizadas con Infoworks RS resultan confiables siempre que se utilice una escala topográfica del terreno de 1: 10 000 a 1: 20 000.

Se determinaron los mapas de riesgo.

Las casas habitación incluidas en las zonas de riesgo deberán ser reubicadas.

No se recomienda construir ningún tipo de bordos tanto desde el punto de vista técnico como económico en las márgenes del río Coatán, especialmente en la zona urbana.

Es necesario reforestar la parte alta de la cuenca del río Coatán, aproximadamente 9000 ha, así como impulsar un convenio con el gobierno de Guatemala que permita realizar un proyecto conjunto que mejore la situación ambiental de dicha cuenca internacional, en su parte alta.

Se recomienda sembrar bambú (*Guadua Angustifolia*) en doble fila, desde el Puente Malpaso (10 km aproximadamente, aguas arriba del acceso de la ciudad) hasta el Puente de la Planta Trituradora (en las afueras de la ciudad de Tapachula).

Agradecimientos

Se agradece a la Universidad Autónoma de Chiapas, quien aportó los recursos económicos para financiar este proyecto.

Referencias

Inegi.(2000).*Integración territorial del XII censo general de población y vivienda 2000*. Resultados para el estado de

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos Chiapas. Instituto Nacional de Geografía Estadística e Informática, México, D.F.

Lawrence, M. B., Avila, L. A., Beven, J.L., Franklin, J.L., Pasch, R. J. & Stewart, S. R. (2005) Atlantic Hurricane Season of 2003. *Monthly Weather Review* 133(6), 1744–1773.

Mundo, M. Martín., Nájera, B.F., Ballinas, A.R., Altuzar, D.J., Ballinas, L.J., Cano, A.F., Serrano, Z.J., Sandoval, T.O. (2005a). *Cuenca Coatán. Identificación y delimitación de áreas de riesgo por inundación. Propuesta y simulación de alternativas. Análisis de costo beneficio de las alternativas propuestas*. Vol. 1. Informe del Centro de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNACH para la Comisión Nacional del Agua. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México.

Mundo, M. M., Nájera, B. F., Ballinas, A. R., Altuzar, D. J., Ballinas, L. J., Cano, A. F., Serrano, Z. J. & Sandoval, T. O. (2005b) *Sistema de alerta temprana. Cuenca Coatán* vol. 6. Informe del Centro de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNACH para la Comisión Nacional del Agua. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México.

ALTERNATIVAS PARA EL CONTROL SEDIMENTOLÓGICO DEL CANAL DEL DIQUE Y SUS EFECTOS SOBRE EL BALANCE ECOLÓGICO DE LA REGIÓN

Jaime Iván Ordóñez, Carlos Eduardo Cubillos, Enif Medina Bello

Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá, Laboratorio De Ensayos Hidráulicos
 jiordonezo@unal.edu.co, cecubillos@unal.edu.co, emedina@ingeminas.gov.co

Introducción

La ecorregión del Canal del Dique está ubicada en la parte occidental del delta del Río Magdalena en su desembocadura al mar Caribe. El área de la cuenca es de 4.400 km². Contiene cuerpos de agua del tipo de marismas y pantanos salobres con vegetación riparia, más de 213 km² de espejos de agua y ciénagas de importancia ecológica invaluable, y unos 870 km² de zonas bajas inundables cuyos suelos se renuevan anualmente con los materiales sólidos de desborde del Canal.

El Canal fue abierto por los españoles en 1650, para conectar el interior de Colombia con la fortaleza de Cartagena de Indias sin pasar por la desembocadura del río en el mar Caribe. Ya en la época moderna, en 1934, cuando las necesidades de navegación y la disponibilidad de equipos para el corte de materiales duros lo permitieron, se realizó el llamado corte de Paricuica, cerca de la población de El Recreo, con lo cual las aguas del Canal llegaron directamente a la bahía por la población de Pasacaballos.

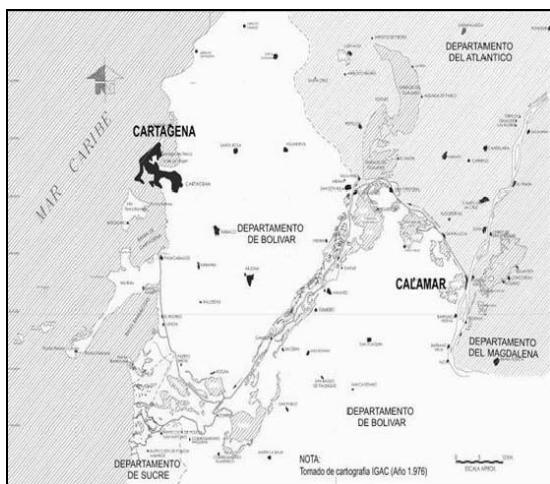


Figura 1.- La Ecorregión del Canal del Dique en Colombia

La última intervención, realizada en 1984-85, dejó un canal de 115 km de longitud, con ancho aproximado de 80 a 90 m, profundidades variables entre 3.0 y 10.0 m, y un caudal medio de 540 m³/s, mayor al que se daba anteriormente, del orden de 350m³/s.

Existen claras evidencias de efectos favorables de esta intervención sobre la navegación, y el mejoramiento de las condiciones ambientales, que se manifiestan por la creciente ocupación humana, debido, sobre todo, al progresivo desalojo del agua salobre de la zona, que ha convertido la región en un ambiente de agua dulce, más propicio a la actividad humana.

En asocio con estos cambios favorables, la descarga de sedimentos del Canal del Dique ha ido aumentando como consecuencia del aporte directo de las aguas del río Magdalena al sistema, y el aumento de los caudales hacia

la bahía con los sucesivos proyectos de mejoramiento de la navegación. Cabe advertir que el efecto sobre la bahía de Cartagena se ha ido agravando con el paso del tiempo debido al aumento paulatino del caudal en el Canal, y a la inadecuada disposición de los sedimentos dragados desde la rectificación de 1984-85, pero sin alcanzar magnitudes catastróficas como las que algunos vaticinan para la bahía de Cartagena.

A partir de 1997 el Ministerio del Medio Ambiente de Colombia, ordenó el estudio de las acciones necesarias para restaurar los ecosistemas supuestamente degradados del Canal del Dique. Fue así como se inició una serie de estudios que revivieron las ideas de controlar los flujos de agua y sedimentos en el Canal mediante estructuras hidráulicas, las cuales proponen, a nivel de reconocimiento general, cuatro alternativas así:

I. Una esclusa en Calamar, y otra en el estrecho Rocha-Correa, en el K80, arriba del caño Correa.

II. Una esclusa de navegación en Calamar, únicamente.

III. Una esclusa y una compuerta en el medio Canal, K36.

IV. Una esclusa en Calamar + Cierre brazo izquierdo del río Magdalena + Apertura del caño Viejo.

IV-A Una esclusa + una compuerta en Calamar, sin cierre del brazo del Río, apertura opcional Caño Viejo.

Debe anotarse que en todas estas alternativas, el denominador común es la estrategia de controlar la entrada de sedimentos controlando la entrada de agua hacia las bahías, basada en el concepto simplista de que si el Canal no deriva agua tampoco derivará sedimentos. A partir de este análisis se decidió que las únicas alternativas que deberían pasar a diseño, serían la IV y la IV-A.

La Alternativa IV, considerada como esquema básico, consistía en cerrar el Canal mediante una esclusa en Calamar, y hacer la apertura del caño Viejo para permitir la entrada de agua al Canal en una cantidad similar a la que entraba antes del dragado de 1984, (del orden de 350m³/s).

Objetivos

El presente trabajo, (LEH-UN, 2007), tiene como propósito realizar la evaluación ambiental de alternativas de las obras propuestas para el control hidrosedimentológico de la ecorregión del Canal del Dique.

Metodología

El LEH-UN trazó una estrategia de análisis basada en la elaboración de tres modelos básicos: un modelo físico para estudiar el manejo de los sedimentos a la entrada del Canal; un modelo hidrológico-hidrodinámico-de calidad del agua, para establecer la interrelación entre los parámetros hidroclimáticos de la ecorregión, los flujos de agua a partir del río, las interconexiones del Canal con el sistema cenagoso, y la resultante limnológica sobre los cuerpos de agua en cuanto a calidad y parámetros tróficos básicos, y un modelo de evaluación ambiental de alternativas.

Resultados

A medida que se recopiló y analizó la información disponible, y se realizaron las modelaciones, surgieron serias dudas sobre la estrategia de control de caudal, y la eficacia de la Alternativa IV, encontrándose que no se requiere disminuir el caudal hacia el Canal, por cuanto la premisa de indisociabilidad del agua y los sedimentos no tiene sustento; el sistema cenagoso requiere caudales y niveles altos para su adecuado funcionamiento; permitiendo además el control de la salinidad en el sistema; los desbordes a las zonas bajas son necesarios para la construcción del delta; y la navegación se beneficia con los caudales y niveles altos en el Canal. De esta manera se generó una serie de nuevas alternativas:

Alternativa 0: *Condición actual*, (estado de referencia).

Alternativa 1: Esclusa en Calamar y reapertura del Caño Dique Viejo (alternativa IV Uninorte, descartada).

Alternativa 2: *Condición actual mejorada, sin regulación de caudal* (mejoramiento de las interconexiones Canal-ciénagas, optimización de los dragados en la parte alta, media y baja, y disposición del material dragado en Pasacaballos fuera de la bahía de Cartagena).

Alternativa 3: *Control sedimentológico sin regulación de caudal (excluser)*, con mejoramiento de interconexiones).

Alternativa 4: *Control sedimentológico con regulación de caudal (compuerta y esclusa* en Calamar, mejoramiento de interconexiones y sistema de control. Alternativa IV-A).

Se analizó el problema en términos de dos tipos de sedimentos: gruesos y finos, ya que los problemas causados por ellos son diferentes: los primeros comprenden arenas medias, finas y muy finas, limos gruesos y medios, cuyas velocidades de asentamiento son altas, (entre 6 cm/s y 0.06 cm/s), y por lo tanto se depositan rápidamente cuando la corriente pierde velocidad a su llegada a las bahías; se encuentran formando parte del delta de Pasacaballos y de los deltas de los caños Matunilla y Lequerica. Los segundos comprenden limos finos y arcillas, cuya velocidad de asentamiento es inferior a 0.02 cm/s, que les permite llegar hasta los cuerpos de agua y distribuirse en forma más o menos uniforme en las bahías, sin formar acumulaciones localizadas que afecten la navegación.

La alternativa de optimizar los dragados actuales (condición actual mejorada), tiene sentido, en cuanto a que refuerza acciones que se vienen desarrollando hasta la fecha, sin incurrir a corto plazo en erogaciones mayores para la construcción de obras hidráulicas de gran envergadura.

La estructura de control de sedimentos, (excluser), sin disminución de caudal hacia el Canal, reduce la mayor parte de la carga de arenas, disminuyendo la entrada de sedimentos en una proporción similar a la de la solución con control de caudal. La diferencia está en que actúa directamente sobre los materiales más gruesos, (los que engrosan los deltas en las bahías). Esta alternativa no disminuye la capacidad de transporte sedimentológico del Canal, sino que la aumenta en porcentajes del orden del 15% al 30%, de modo que la necesidad de dragar se reduce y posiblemente sólo se requiera en la zona de Pasacaballos.

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos
El aumento de profundidad resultante en el Canal hace posible la navegación con calados de más de 12 pies sin necesidad de dragados.

Las estructuras de control de caudal hacia el Canal, (compuerta y esclusa, alt. IV-A), reducen los caudales medios de 540m³/s a valores entre 350 y 390 m³/s. Esto permite reducir la entrada total de sedimentos en un 35% respecto de la condición actual, y la entrada de sedimentos gruesos y finos a las dos bahías en un porcentaje del 37%. Sin embargo, la reducción de la capacidad de transporte del Canal por corte de los flujos de avenida, se estima entre el 35% para el sector alto, y más del 50% en el resto del Canal; de tal manera que, dada la presencia de una alta concentración de gruesos depositables, se debe presentar un fenómeno de depositación a lo largo del Canal, que no ha existido antes. Estos materiales, deberán ser dragados y dispuestos dentro de la ecorregión, en los bordes de la planicie fluvio-deltaica.

El modelo físico demostró, además, que la sedimentación a la entrada del Canal es considerable y afecta en forma negativa la operación de las compuertas y la esclusa, con lo cual los dragados de mantenimiento continuarán siendo necesarios y tan abundantes como en la condición actual, y además se deberán realizar en forma más estricta para impedir fallas operativas de las estructuras o de la navegación.

Conclusiones

Los análisis demuestran que no es posible eliminar los dragados en la zona de Pasacaballos. Esto quiere decir que no sólo es imposible, con las soluciones previstas, reducir el problema sedimentológico en más de 40%, sino que tampoco es posible eliminar completamente los dragados en ambos extremos del Canal.

La valoración ambiental cualitativa realizada por el LEH-UN permitió identificar el siguiente orden de efectividad:

Alternativa 3 – Condición actual mejorada más el excluser de sedimentos en Calamar,

Alternativa 2 – Condición actual mejorada

Alternativa 4 – Control de caudal y sedimentos mediante compuerta y esclusa en Calamar.

Recomendaciones

Se sugiere implementar de inmediato la Condición Actual Mejorada, que constituye un mejoramiento significativo de la situación ambiental e hidrosedimentológica de la ecorregión, sin necesidad de realizar grandes inversiones; desarrollar un estudio que analice las corrientes marinas hacia islas del Rosario y el archipiélago de San Bernardo, así como del interior de la bahía de Cartagena, para conocer la verdadera influencia de los sedimentos del Canal del Dique, y el impacto de las obras a construir.

Referencia

LEH-Universidad Nacional de Colombia, “Estudios e investigaciones de las obras de restauración ambiental y de navegación del Canal del Dique”, Bogotá, Colombia. 2007.

BALANCE HÍDRICO Y SEDIMENTOLÓGICO DEL CANAL DEL DIQUE Y SUS EFECTOS SOBRE LA SEDIMENTACIÓN EN LA BAHÍA DE CARTAGENA

Jaime Iván Ordóñez, Carlos Eduardo Cubillos, Gabriela Forero

jiordonezo@unal.edu.co, cecubillos@unal.edu.co, gabriela.fd@gmail.com

Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá, Laboratorio de Ensayos Hidráulicos.

Introducción

La ecorregión del Canal del Dique está ubicada en la parte occidental del delta del Río Magdalena en el mar Caribe. El área de la cuenca es de 4.400 km², y contiene cuerpos de agua del tipo de marismas y pantanos salobres con vegetación riparia, más de 213 km² de espejos de agua y ciénagas de importancia ecológica invaluable, y unos 870 km² de zonas bajas inundables cuyos suelos se renuevan anualmente con los materiales de desborde del Canal, en forma similar a como sucedía en el valle del Nilo cientos de años antes de la construcción de la presa de Asuan.

La zona deltaica, abandonada por el río Magdalena en el Holoceno, conserva el carácter de zona baja inundable, con tendencia a la penetración de las aguas marinas hacia el interior, y esporádicas invasiones de agua fresca del río durante los periodos de inundación. El canal fue abierto por los españoles en 1650, para conectar directamente el interior de Colombia con la bahía de Cartagena, y funcionó inicialmente conectando al río con la antigua bahía de Matuna, y ésta con la de Cartagena a través del Caño El Estero. En 1934, cuando las necesidades de navegación y la disponibilidad de equipos para el corte de materiales duros lo permitieron, se realizó el corte de Paricuica, cerca de El Recreo, con lo cual las aguas llegaron directamente a la bahía por la población de Pasacaballos, Figura 1.

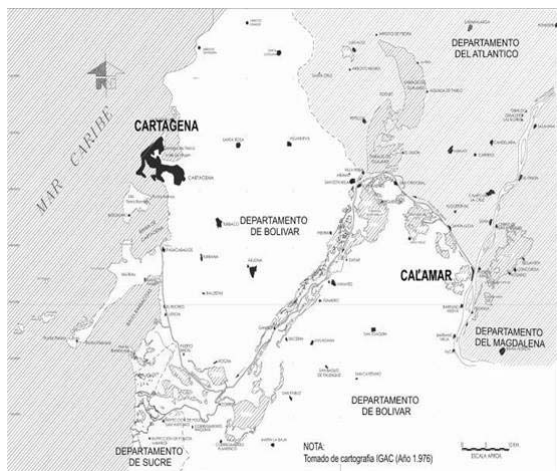


Figura 1.- Ecorregión del Canal del Dique en Colombia

Desde 1934, se han realizado tres rectificaciones y dragados mayores del Canal, para mejorar la navegación. La última, en 1984-85, dejó un canal de 115 km de longitud, un ancho de 80 a 90 m, profundidades entre 3.0 y 10.0 m, y un caudal medio de 540 m³/s, superior al anterior, que era del orden de 350 m³/s. Los proyectos, no contaron con suficiente análisis hidráulico, debido a la carencia de información hidrológica, hidráulica y sedimentológicas; sus consecuencias sobre los ecosistemas asociados tampoco fueron investigadas.

A pesar de lo anterior, existe evidencia de efectos favorables sobre la navegación y el mejoramiento de las condiciones ambientales, por lo menos desde el punto de vista de la ocupación humana, que ha ido siempre en

aumento, debido al progresivo desalojo del agua salobre de la zona, que ha convertido a la región en un ambiente de agua dulce, más propicio a la colonización humana que la anterior condición de ambiente marino y salobre.

Hoy existen en la región más de 17 municipios habitados por cerca de 400.000 habitantes, quienes derivan su sustento de la agricultura, la ganadería y la pesca, y que nutren sus sistemas de acueducto con agua del Canal y del sistema cenagoso asociado. La propia ciudad de Cartagena, con 1.1 millones de habitantes, utiliza para su abastecimiento el agua de la ciénaga de Juan Gómez, en un sector que era salino hace menos de 100 años.

La recuperación de las zonas costeras es hoy tan importante, que la frontera salina no sobrepasa el K100, con lo cual sólo un 10% del área posee un ambiente salino, mientras que en el año de 1650 era de más del 70%. Aún hoy, amplios sectores de la zona poseen niveles freáticos salobres, y al menos una ciénaga, la del Guájaro (convertida en embalse), cerca del río Magdalena, posee altas concentraciones de sal.

Junto con estos cambios favorables, la descarga de sedimentos del Canal del Dique ha ido aumentando como consecuencia del aporte directo del río Magdalena al sistema, y el aumento de los caudales hacia la bahía con los sucesivos proyectos de mejoramiento del Canal. Este efecto fue identificado en 1973 por la Misión Técnica Colombo-Holandesa (MITCH), como un problema potencial para las bahías de Cartagena y Barbacoas, (MITCH, 1973). Cabe advertir que el efecto sobre la bahía de Cartagena se ha ido agravando con el paso del tiempo, debido a la inadecuada disposición de los sedimentos dragados en el Canal desde la rectificación de 1984-85.

Objetivos

El presente trabajo (LEH-UN, 2007), tiene como propósito presentar el diagnóstico hidrosedimentológico de la ecorregión del Canal del Dique y evaluar su efecto sobre la sedimentación en la Bahía de Cartagena.

Metodología

A partir de la evaluación de la información existente, y de la utilización de modelos matemáticos y físicos, se han obtenido relaciones hidrosedimentológicas entre el río y el Canal; se han estimado las cargas sedimentológicas aportadas a los diferentes cuerpos de agua; y se ha definido la magnitud del problema sedimentológico generado en y por el Canal.

Resultados

El comportamiento hidrosedimentológico del Canal del Dique y su sistema cenagoso, depende de las condiciones de nivel, caudal líquido y caudal sólido del río Magdalena en Calamar, y del nivel del mar en las bahías de Cartagena y Barbacoas. La posición y variabilidad de la frontera salina, tanto a nivel de las aguas superficiales como de las subterráneas, son, igualmente, función de los caudales y niveles del río y, por tanto, del Canal.

La zona del Canal es, y ha sido, un elemento importante del sistema fluvial del río Magdalena, como lo revela la

Ríos 2007

información geológica recopilada en el presente estudio. Los mapas históricos del área muestran el desarrollo de la deposición de sedimentos en la porción deltaica más reciente del Canal, aguas abajo del estrecho de Correa y hacia la bahía de Barbacoas, aún antes de los dragados mayores del Canal. Lo único nuevo ha sido la conexión con la bahía de Cartagena, que data del dragado de 1950.

El diagnóstico elaborado por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de la Universidad Nacional de Colombia (LEH-UN, 2007), indica primero que todo, que el problema sedimentológico es controlable, desvirtuando proyecciones catastróficas para la bahía de Cartagena.

En el curso del trabajo se demuestra que el balance sedimentológico del Canales produce solo 1.5 Mton/año de materiales de limos y arenas muy finas hacia el delta del Canal del Dique en Pasacaballos, y otros 0.5 Mton/año de limos muy finos, arcillas y coloides, hacia la bahía de Cartagena mediante la formación de una pluma turbia superficial, que esparce esos sedimentos en toda el área de más de 83 Km², sin producir acumulaciones significativas.

En la bahía de Barbacoas, 1.7 Mton/año de materiales fácilmente depositables se quedan en los deltas de los caños Matunilla y Lequerica, y 0.68 Mton/año de materiales finos se esparcen hacia el suroccidente, abasteciendo las playas entre Cartagena y el Golfo de Morrosquillo.

La tercera entrega al mar del Canal del Dique ocurre a través del Caño Correa, de 40 Km de longitud, el cual se desprende del Canal en el K80, y descarga sus aguas mediante las bocas de Labarcé, Benítez y Boca Cerrada. Su aporte de sedimentos es de 1.4 Mton/año, los cuales se dirigen hacia el Golfo de Morrosquillo por la deriva litoral.

La mayoría de los efectos sedimentológicos del Canal se perciben solo en las vecindades de su desembocadura en el sector de Pasacaballos, hasta una distancia de 2 km de la orilla. Los volúmenes que se depositan actualmente en este sector suman algo más de un millón de metros cúbicos, volumen que puede ser dragado a un costo razonable para evitar sus efectos negativos.

El avance del delta hacia el interior de la bahía es actualmente del orden de 50 m/año, más que todo, en razón a la disposición de los materiales dragados del lecho del Canal, que lo convierten en un delta de origen antrópico, por lo cual se deduce que un mejor manejo de la disposición de los materiales permitiría reducir en forma considerable su expansión.

De acuerdo con los resultados, más del 50% de los materiales depositados en el delta de Pasacaballos son arenas finas a medias y limos gruesos. Los limos finos, arcillas y coloides que alcanzan a pasar en suspensión, conforman la llamada “pluma turbia” del Canal, y se estiman en cerca de 460,000 m³/año, que se distribuyen por toda a bahía, en un área extensa, representado, para todos los efectos prácticos, espesores anuales muy bajos, que no afectan la navegación, y son indetectables con precisión por comparación de batimetrías realizadas con ecosonda.

Conclusiones

Dada la importancia del Canal para la navegación, y para suplir las necesidades de agua del sistema cenagoso y de la población asociada con él, los resultados de los análisis sugieren que la magnitud del problema sedimentológico en la Bahía de Cartagena no es crítica a corto o mediano

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos plazo, ni tampoco requiere la atención urgente e inmediata que se reclama; esto no quiere decir, sin embargo, que no exista un problema a resolver; de hecho, el estudio juicioso de las condiciones demuestra que existen numerosos problemas regionales asociados con la problemática general del ordenamiento de los recursos hídricos de la cuenca del Canal del Dique, problemas que no se pueden desechar o posponer.

La introducción de obras de control en el Canal, como las compuertas y esclusas que han sido propuestas por el gobierno nacional, permitirían reducir una parte de los volúmenes de materiales que ingresan a la bahía a costa de reducir la entrada de agua al sistema y, por ende, los desbordamientos hacia el sistema cenagoso, los cuales son necesarios para el adecuado funcionamiento de los ecosistemas y para el control de la cuña salina. Esta merma en los caudales, en un cauce ampliado, profundizado e hidráulicamente estabilizado durante los últimos 23 años, causará la desestabilización del Canal hacia la deposición, desmejorando la navegabilidad.

Hasta donde se ha llegado a calcular, la máxima reducción de los sedimentos a depositables que se puede obtener con dichas estructuras, es del orden del 37% de los volúmenes que actualmente se están depositando en el delta de Pasacaballos, implicando una disminución de los volúmenes de agua de desborde hacia el sistema cenagoso del orden de las dos terceras partes del volumen actual. Esta reducción puede detener artificialmente el proceso de sedimentación del valle aluvial, con consecuencias que no son, por el momento, previsibles.

Los estudios sobre modelo físico indican que es posible mediante una estructura de exclusión de sedimentos en el río Magdalena cerca a la entrada del Canal, obtener la reducción total de las arenas y limos gruesos, reduciendo también, en cerca del 37%, los volúmenes de depósito en Cartagena, sin mermar los caudales líquidos. Se anota que en los estimativos del aporte sedimentológico a la bahía de Cartagena, no fue posible considerar los provenientes de otras fuentes diferentes al Canal.

La investigación a profundidad de los fenómenos hidrosedimentológicos que ocurren en las bahías de Cartagena y Barbacoas, en los archipiélagos del Rosario y San Bernardo, así como la posible afectación de los bancos de coral vecinos a esas islas, la afectación del canal navegable de la bahía de Cartagena, y otras problemáticas derivadas del cambio en el manejo de las cargas sólidas y líquidas en el sistema, han quedado fuera del alcance del presente proyecto, pero deben ser abordadas a la mayor brevedad para precisar la verdadera magnitud del impacto del Canal del Dique y de las expectativas de evolución a corto plazo de tales cuerpos de agua.

Referencias

MITCH, “Río Magdalena and Canal del Dique survey Project”, Bogotá, 1973.

LEH-Universidad Nacional de Colombia, “Estudio de las Obras de Restauración Ambiental y de Navegación del Canal del Dique”, Bogotá, 2007.

OBRAS HIDRÁULICAS EN CUENCAS CON FUERTE PENDIENTE, PARA EL CONTROL DE SEDIMENTOS Y PROTECCIÓN DE POBLACIONES

Javier Osnaya Romero, Amado Abel Jiménez Castañeda, Jesús Gracia Sánchez

Víctor Franco

Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Tel 52 55 56 23 36 00 ext 8612, 8621, 8630 8691; jor@pumas.iingen.unam.mx, aic@pumas.iingen.unam.mx; igs@pumas.iingen.unam.mx; vfr@pumas.iingen.unam.mx

Introducción

El huracán Stan (2005) que se presentó en el estado de Chiapas, México, ocasionó lluvias torrenciales provocando derrumbes, deslaves e inundaciones, las cuales se derivaron en daños a las poblaciones asentadas en las márgenes de los varios ríos.

Objetivo

De lo anterior se derivó la necesidad de un estudio a gran visión de las obras hidráulicas en los cauces de las cuencas altas y medias de los ríos Huixtla y Coatán, Chiapas, que permitan proteger a las cabeceras municipales que se encuentran a la salida de zona correspondiente salida de las cuencas. Específicamente estas ciudades son Huixtla y Tapachula, Chiapas.

Metodología

El origen del problema puede sintetizarse de la manera siguiente: las partes altas de las cuencas presentan pendientes del terreno muy fuertes y de manera natural existe una acentuada erosión del suelo en esas zonas. Tan esto es cierto, que al final de la parte alta de las cuencas, en la zona denominada piamonte, existen grandes deltas producto del depósito de material sólido transportado por los ríos. Desafortunadamente, es en estos sitios donde se han ubicado los centros poblacionales, por lo que están expuestos a inundaciones debido al movimiento del curso de los ríos en las zonas de depósito.

Aparte de la obvia necesidad de reforestar las cuencas, en este trabajo se presenta un estudio de gran visión de las obras para controlar la agresividad de las corrientes reduciendo la energía del flujo, reteniendo azolves y disminuyendo la pendiente del fondo del cauce.

Para realizar los diseños se requirió primero de la elaboración de planos topográficos de las cuencas, los cuales fueron generados a partir de información del sistema LIDAR (fig 1). e imágenes de satélite (Spot 5). Después con base en un estudio hidrológico se obtuvieron los gastos de diseño asociados al periodo de retorno de 100 años. Con esta información y aplicando uno de los criterios de cálculo más coherentes, el de las represas "SABO" (Cimarra, 1998), se diseñaron las estructuras. Estas represas han sido abundantemente construidas en el Japón, debido a que su topografía montañosa los ha conducido a tener que proteger sus cuencas contra los constantes transportes de material grueso (debris flow).

Resultados

El resultado obtenido, indica la necesidad de construir un número grande de represas, que por lo mismo probablemente serán costosas; por ello, una alternativa podría ser la de proteger solamente el tramo del cauce de llegada a los centros urbanos, con lo cual disminuiría notablemente el volumen de obra, aunque esta solución serviría algunos años, dependiendo las precipitaciones, y de la rehabilitación de la cuenca y el mantenimiento de las estructuras.

Se reduce el transporte del material grueso que incide directamente sobre las poblaciones. La arena, una vez que las represas se colmaten seguirá pasando

Con estos resultados y la justificación estructural y geotécnica, se podrá realizar el estudio de factibilidad técnico - económica.



Figura 1.- Imagen de curvas de nivel, del río Huixtla, a partir de tecnología LIDAR

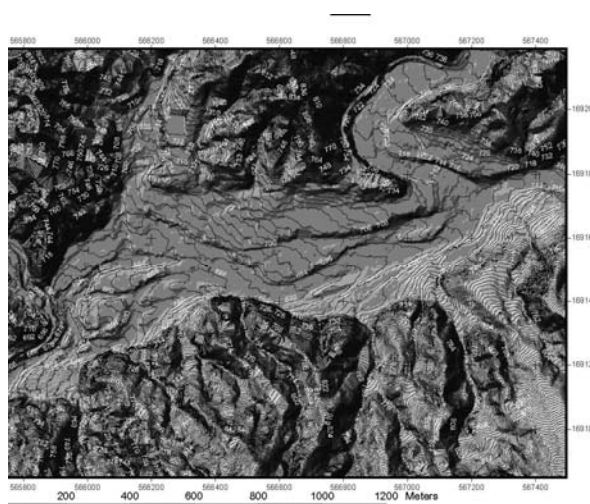


Figura 2.- Laderas erosionadas, con alto aporte de marial grueso al cauce principal

Este trabajo tiene el alcance de plantear obras solamente en la cuenca. Sin embargo, deberán realizarse obras específicas de protección y reordenamiento urbano, en las

Conclusiones

Este trabajo corresponde a un estudio de gran visión realizado para la parte alta de la cuenca del río Huixtla, donde se han propuesto las obras necesarias para disminuir la energía del escurrimiento que proviene de las partes altas, y reducir el transporte del material grueso que incide directamente sobre las poblaciones ubicadas aguas abajo. Esto se logra instalando una serie de represas a lo largo de los cauces principales, que cambian la pendiente del fondo al retener parte del sedimento grueso y por lo tanto disminuyen la velocidad, además también mediante estructuras en la descarga, se disipa la energía del flujo.

De ser construidas las represas, requerirán de ser revisadas periódicamente (p.e después de cada época de avenidas), para determinar las tasas de sedimentación observadas y el estado físico de las cortinas y los tapetes de disipación. Adicionalmente, esto servirá para planear la construcción de las represas intermedias.

Si bien en este trabajo no se trató el control forestal (terraceo y reforestación) es importante señalar la necesidad de realizar esos trabajos en las laderas, porque es el único control verdadero del aporte de sedimento de las cuencas y del flujo de agua. De no realizarse la rehabilitación de las laderas de las cuencas, las obras de control de sedimento propuestas (represas) en las corrientes tendrán una vida útil muy corta.

Bibliografía

- Camargo, H y Franco. V.** (2001), Manual de Gaviones, Serie Azul, No. 624, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Chanson, H.** (1999), The Hydraulics of Open Channel Flow, Elsevier Butterworth-Heinemann, Amsterdam
- Chanson, H.** (1994), Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways, Pergamon, Great Britain
- Cimarra M. O.** (1998), Dam stability on lahar, Final report in individual study for the group training course in volcanology and volcanic "SABO" engineering, JICA
- Hallmark, D. E.** (1978), Presas pequeñas de concreto, Ed, Limusa
- Heitmuller T F, Asquith H W, Fang X, Thompson B D, Wang H K** (2005), Literature Review for Texas Department of Transportation Research Project 0-4695: Guidance for Design in Areas of Extreme Bed-Load Mobility, Edwards Plateau, Texas, U.S. Geological Survey Open-File Report 2005-1234
- Holý, M.** (1980), Erosion and environment, Pergamon Press, Great Britain
- Ikeya, H.** (1976), Introduction to sabō works, The Japan Sabō Association, Tokyo, Japan
- Kinori, B. Z.** (1970), Manual of surface drainage engineering, Elsevier Publishing Co, Amsterdam Netherlands
- Maza, A. J. A.** (1990), Introduction to river engineering, Univerità Italiana per Stranieri Advanced course on Water Resources Management, Perugia Italia.
- Maza, A. J. A.** (1997) Obras de Protección para Control de Inundaciones, Cap. 15, Manual de Ingeniería de Ríos, Serie Azul, No. 591, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Merrick** (2006). Página Web consultada en Julio, 2006

Tetra Tech, Inc (2001), Report for blackwood creek tmdl feasibility project lake Tahoe, California, The California State Water Quality Control Board and Lahontan Regional Water Quality Control Board

Wright Water Engineers Inc and Denver Regional Council of Governments (1999), Mountain driveway best management practices manual, The Colorado Nonpoint Source Council

ACERCA DE LA LONGITUD DE TRANSICIÓN AGUAS ABAJO DE DISIPADORES A RESALTO EN OBRAS DE BAJA CAÍDA.

Martín Romagnoli^{(1),(2)} y Raúl A. Lopardo⁽²⁾

(1) CONICET, CURIHAM-FCEIA, UNR (2) Instituto Nacional del Agua – INA

E-mail: mromagnoli@ina.gov.ar - rlopardo@ina.gov.ar

Introducción

En la República Argentina existen numerosas obras hidráulicas de baja caída cuyos aliviaderos poseen disipadores de energía basados en el fenómeno de resalto hidráulico. Gran parte de esas obras, muy especialmente las de mediano y menor porte, vinculadas a control de crecidas y derivación para riego, fueron construidas con anterioridad a la década del setenta. El diseño hidráulico de esas estructuras fue efectuado con las mejores técnicas disponibles en su momento, sobre la base de una "hidráulica de los valores medios", superada a partir de la introducción de técnicas para una "hidráulica de los valores instantáneos", especialmente relevante para el caso de los aliviaderos de crecidas.

Si los cuencos amortiguadores de hormigón armado han sido correctamente dimensionados de acuerdo con las "reglas del arte" (Peterka, 1962), su longitud cubre la totalidad del resalto, definida habitualmente a partir de consideraciones macroscópicas (Lopardo et al., 2004), por lo que en general el proyectista asume que el proceso de disipación de energía está limitado al tramo revestido del cauce y no deberían esperarse entonces procesos erosivos sensibles aguas abajo del mismo.

Sin embargo, es bien conocido por los especialistas en Ingeniería de Ríos que el proceso de disipación de energía dista de finalizar en esa longitud determinada macroscópicamente, pues en la sección final de la misma subsisten intensidades de turbulencia que superan ampliamente las que pueden asociarse a flujo uniforme y permanente en canales abiertos (Marques, 1997). Por ello, en gran cantidad de casos prácticos, es necesario utilizar elementos de protección de lecho y márgenes en una zona, que podría llamarse "de transición" en la que la intensidad de turbulencia del flujo decrece hasta los niveles propios de cauces naturales.

En consecuencia, el objetivo del presente trabajo es determinar la extensión de dicha zona de transición, a través de observaciones del campo instantáneo de velocidades y, de esta manera, contribuir en lo posible a la formación de criterios para el dimensionamiento de los elementos de protección que este tipo de obras requieren.

En general las obras de baja caída (de importancia en hidráulica fluvial) poseen cuencos amortiguadores con bajos rangos de números de Froude de ingreso. En este sentido se ha considerado de interés cubrir estados dentro del rango $2 < F_1 < 5$ que corresponde a los llamados "resaltos oscilantes", donde el fenómeno que se pretende poner en evidencia en este trabajo presenta mayor importancia.

Instalación experimental y metodología

Los trabajos fueron desarrollados en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua sobre un canal horizontal de sección rectangular con escurrimiento de agua a superficie libre. Sus medidas aproximadas son de 0,65 m de ancho por 1,00 de alto y 12,00 m de longitud. La sección de ensayos, con una longitud aproximada de

3,50 m, se caracteriza por tener su sección transversal construida en acrílico. En su comienzo, posee una compuerta plana con descarga de fondo que permite la formación del resalto hidráulico aguas abajo. Luego de la sección de ensayos y una distancia aproximada de 3,50 m se encuentra la compuerta para regulación de niveles de restitución en el interior del canal.

Las mediciones instantáneas de velocidad en las tres dimensiones son realizadas con un micro velocímetro acústico Doppler 16MHz de SonTek® ("down looking"), sobre el eje longitudinal del canal. Recomendaciones acerca de optimizar la capacidad de este tipo de instrumentos para describir la turbulencia se encuentran en García et al. (2005). Los valores de varianza son corregidos debido a la presencia del error Doppler a través del método espectral (Voulgaris y Trowbridge, 1998; Nikora y Goring, 1998; Romagnoli y Lopardo, 2006). Las condiciones de ensayo son detalladas en la tabla 1 que se adjunta.

Tabla 1.- Detalles del experimento. (z1 y z2 tirantes conjugados del resalto, U1, F1 y Re1 velocidad, número de Froude y número de Reynolds medio al ingreso del resalto respectivamente, Q caudal)

z1 (cm)	U1 (m/s)	F1	z2 (cm)	Q (l/s)	Re1
4,48	3,24	4,88	26,71	94,25	1,45e+05
4,48	2,01	3,03	16,96	58,50	9,00e+04
4,48	1,41	2,12	12,04	40,92	6,30e+04

En todos los ensayos el tirante conjugado supercrítico z_1 es de 4,48 cm y se localiza a una distancia desde la compuerta igual a $2a$, coincidente con la sección contraída ($z_1=0,64a$, a es la abertura de compuerta, Ohtsu y Yasuda, 1994). El tirante conjugado subcrítico z_2 es medido mediante una punta limnimétrica distante 6,00 m aguas abajo de la compuerta. La velocidad media al pie del resalto U_1 es variada con el fin de obtener diferentes números de Froude de ingreso $F_1=U_1/(gz_1)^{0.5}$, donde g es la aceleración de la gravedad. El rango de número de Reynolds estudiado es $63000 < Re_1 < 145000$.

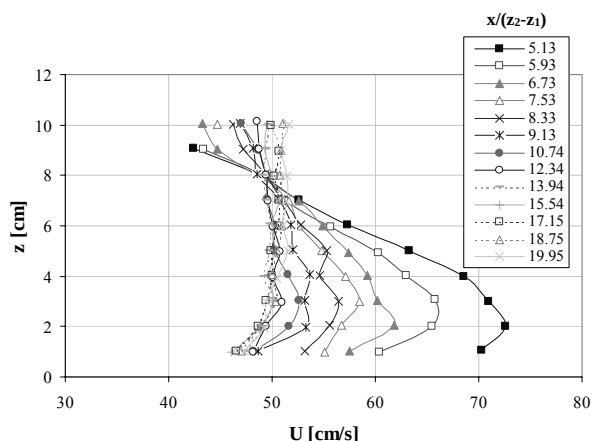
La longitud de las series de velocidad es de 8192 puntos adquiridos a una frecuencia de 50 Hz resultando en un tiempo de adquisición de 2,73 minutos por toma.

Resultados

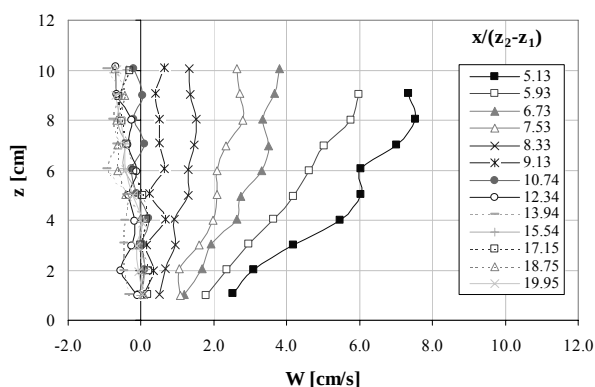
La figura 1 presenta perfiles de velocidad (para $F_1=3,03$) en la cual U y W son las velocidades medias en las direcciones longitudinal y vertical respectivamente, z es la distancia en vertical desde el fondo y x la distancia en horizontal desde el pie del resalto. Es interesante observar que al final del resalto el perfil de velocidades en la dirección longitudinal U (figura 1a), se asemeja al perfil de velocidades característico de un jet de pared. En cuanto x se incrementa los perfiles se deforman y sus valores máximos tienden a desplazarse en dirección hacia la superficie hasta adoptar la forma típica de un perfil de velocidades en un canal abierto en régimen uniforme y permanente.

En relación con la velocidad en la dirección vertical W

(figura 1b), es posible observar que los perfiles al final del resalto evidencian un movimiento bi-direccional ascensional en dicho plano central y, además, un aumento en la velocidad en vertical una vez que se eleva del fondo. A medida que la distancia x aumenta, los valores de velocidad W disminuyen y tienden a asumir un valor constante en función de z casi nulo en las últimas secciones donde se presume que el régimen uniforme ha sido alcanzado.



a) Perfiles de velocidad media U en la dirección longitudinal.



b) Perfiles de velocidad media W en la dirección vertical.

Figura 1.- Perfiles de velocidad en la zona de transición, $F_1=3.03$, x es la distancia en horizontal desde el pie del resalto y z la distancia en vertical desde el fondo. y W en la dirección vertical.

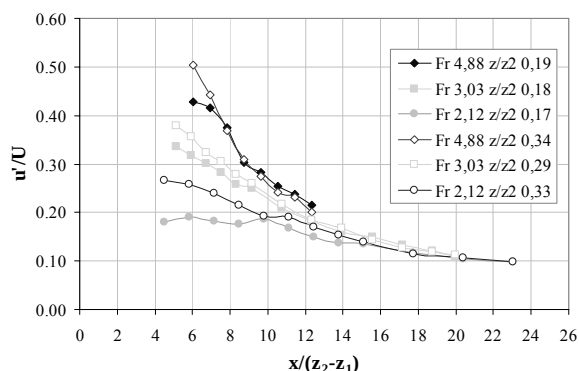


Figura 2.- Decaimiento de la intensidad de turbulencia en la zona de transición en función de $x/(z_2-z_1)$.

Otro aspecto interesante acerca de la zona de transición es el valor que asume la intensidad de turbulencia relativa u'/U , en la cual u' es el valor de la raíz del valor medio del cuadrado de las fluctuaciones y U es la velocidad media local en la dirección longitudinal respectivamente. En la figura 2 se puede observar el comportamiento de la intensidad de turbulencia relativa u'/U en función de la distancia adimensional $x/(z_2-z_1)$ para los valores de F_1 investigados en alturas z/z_2 en torno a 0,18 y 0,30.

En esta figura es posible observar diversas características interesantes además del decaimiento general de la intensidad de turbulencia relativa conforme la distancia en horizontal x aumenta. En las secciones próximas al final del resalto, en torno a 6 $x/(z_2-z_1)$, la intensidad de turbulencia relativa aumenta para un número de Froude de ingreso mayor. Aparentemente, en torno de un valor de 10 a 12 $x/(z_2-z_1)$ esta diferencia entre valores de intensidad de turbulencia relativa para los distintos números de Froude de ingreso aquí estudiados comenzaría a perder relevancia. Luego, a medida que $x/(z_2-z_1)$ continua aumentando, las curvas se comportan de manera casi asintóticas en un valor de intensidad de turbulencia relativa igual a 0,10 independientemente del número de Froude de ingreso. Este valor de intensidad de 0,10 está de acuerdo con los valores de intensidad de turbulencia relativa reportados por Blinco y Partheniades (1971) para canales a superficie libre con fondo liso en alturas $0,1 < z/z_2 < 0,3$.

Conclusiones

Basados en observaciones de perfiles de velocidades medias y de intensidades de turbulencia relativas el régimen uniforme y permanente en un canal aguas abajo de un cuenco disipador a resalto alcanzaría a desarrollarse completamente, para los números de Froude aquí estudiados, a una distancia aproximada de 20 $x/(z_2-z_1)$. Este valor es superior al reportado por Wu y Rajaratnam (1996) de 17 $x/(z_2-z_1)$ para un rango de $3,8 < F_1 < 10,5$. Sin embargo, a los efectos prácticos, la “zona de transición” que requiere de protecciones aguas abajo de un cuenco a resalto libre estaría comprendida desde el fin del cuenco 6 (z_2-z_1) hasta un rango de 16 a 20 (z_2-z_1), de acuerdo con los riesgos a asumir y la calidad del terreno a proteger.

Referencias

- Blinco P. H. and E. Partheniades (1971) “Turbulence characteristics in free surface over smooth and rough boundaries” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 9, n 1, pp 43-69.
- García, C. M.; Cantero, M.; Niño, Y. and M. H. García (2005) “Turbulence measurements with acoustic Doppler velocimeters” *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE Vol. 131, pp. 1062-1073.
- Lopardo, R. A., Fattor, C. A., Casado, J. M. y M. C. Lopardo (2004) “Una aproximación por turbulencia remanente de la longitud del resalto sumergido” *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. São Pedro, Brasil.
- Marques, M. G., Drapeau, J. e J. L. Verrette (1997) “Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico” *XVII Congresso Latinoamericano de Hidráulica*, Guayaquil, Ecuador.

D

Manejo de Corredores Fluviales



SIMULACIÓN DEL ESCURRIMIENTO EN LA LLANURA DE INUNDACION DEL RIO PARANA EN SU TRAMO MEDIO

Rodolfo Aradas⁽¹⁾, Sergio Herbón⁽¹⁾, Martín Spirito⁽¹⁾, Javier Charette⁽¹⁾, Marcelo Esper⁽¹⁾

Halcrow Ingenieros Consultores – Av. Leandro N. Alem 884 2° Piso, Ciudad de Buenos Aires, Argentina

Tele: 54 1 43114911. e-mail: aradasrd@halcrow.com

Introducción

El río Paraná fue objeto de numerosos estudios producto de las severas consecuencias que ocasionaron las grandes inundaciones de la última mitad del siglo pasado, tales como las ocurridas en 1982/1983, 1992 y 1998. Dichos estudios fueron recientemente recopilados (Paoli y Schreider, 2000) dando cuenta de una vasta información en lo concerniente a estudios hidrológicos, hidráulicos y sedimentológicos enfocados en el tramo medio del río Paraná. También se han llevado a cabo importantes estudios de erosión localizada en los distintos puentes que cruzan el valle del Paraná; no obstante es menor el nivel de certidumbre encontrado en cuanto a la distribución de caudales en torno a cada obra. El avance de las herramientas de modelación es un proceso de desarrollo continuo, el cual se ve potenciado en la actualidad por los avances en la obtención de información topográfica, por ejemplo mediante técnicas de teledetección, y el desarrollo de sistemas de información geográfica que permiten generar en forma expeditiva modelos digitales del terreno que sirvan de base al desarrollo de modelos bidimensionales. En el año 2006, el Ministerio de Obras, Servicios Públicos y Vivienda y el Ministerio de Asuntos Hídricos de la Provincia de Santa Fé, contrataron la ejecución del Estudio Integral del Tramo Medio del Río Paraná y su influencia en el área de la Ciudad de Santa Fé a la UTE Evarsa-Halcrow-Incociv. El presente trabajo se enmarca en el desarrollo de dicho estudio.

La figura 1 presenta la ubicación general del área de estudio.

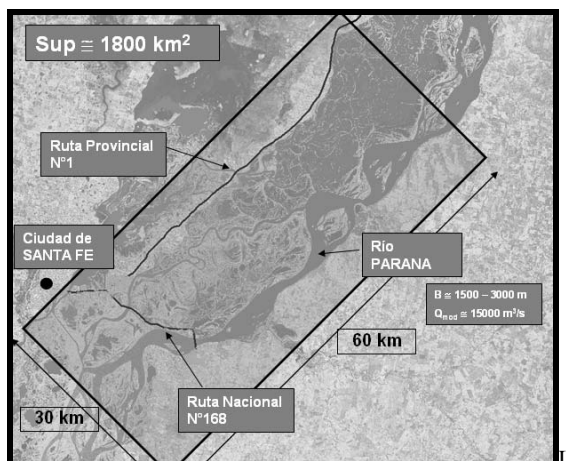


Figura 1.-Ubicación general del área de estudio

Objetivos

En el marco del trabajo mencionado, surge como una de las principales prioridades analizar la seguridad de la Ruta Nacional 168, uno de los principales corredores viales del país que vincula a la ciudad de Santa Fé con el sur mesopotámico a través del Túnel Subfluvial Hernandarias. Una de las principales características de este cruce radica en que, a lo largo de sus 23km, atraviesa todo el valle aluvial del río Paraná debiendo salvar cuerpos de agua

permanentes de gran importancia y elevada dinámica hídrica como son la Laguna Setúbal, el río Colastiné y el río Paraná, sumados al flujo extraordinario que se produce sobre la zona de islas tanto en el tramo Santa Fe-La Guardia como en el tramo La Guardia-Paraná. El corredor de la Ruta 168 está dotado de numerosos cruces en la forma de puentes y aliviadores; la figura 2 presenta la disposición de los mismos. El objetivo del trabajo que se presenta a continuación consistió en realizar un abordaje mediante simulación matemática unidimensional y bidimensional para lograr una aproximación razonable al flujo en la llanura de inundación de los ríos Paraná y Colastiné que permitiese sustentar con mayor robustez los parámetros de hidráulicos para el cálculo de la erosión en las aberturas de paso en la ruta. Este estudio cobra mayor relieve en virtud de la ampliación actual de la ruta y la inminente necesidad de definir las luces de paso necesarias.

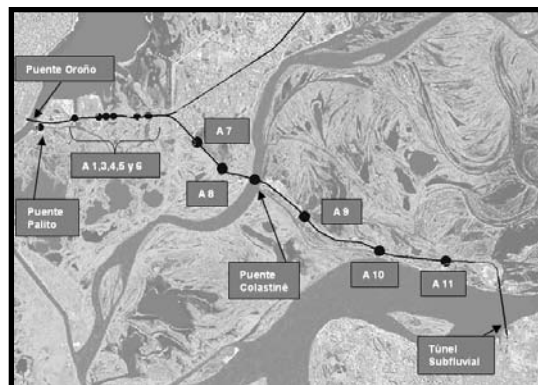


Figura 2.- Ubicación de las obras de paso de la Ruta 168.

Enfoque y Método

Históricamente el río Paraná fue modelado en forma unidimensional fundamentalmente para la simulación en régimen de crecidas (por ejemplo, Motor Columbus y Asociados, 1979; Ceirano et al, 1982; Sir William Halcrow and Partners Ltd., 1994), recurriendo a una esquematización de ramas múltiples que se ajusta a la dinámica hídrica extraordinaria del río con secciones transversales extendidas perpendiculares al flujo dominante del valle de inundación. Este enfoque probó a la fecha ser satisfactorio a los efectos de la estimación de niveles y caudales máximos con la evidencia de calibraciones bien ajustadas en los distintos puntos de aforo del río Paraná en su tramo medio desde la ciudad de Corrientes hasta Rosario aproximadamente.

No obstante el análisis del escurrimiento localizado en torno a estructuras hidráulicas vitales como son las obras de alivio de rutas transversales al escurrimiento en la llanura de inundación requiere de un enfoque de modelación más detallado que permita cuantificar el posible flujo transversal en la planicie responsable de generar los estados de carga hidráulica pertinentes a cada obra.

En el marco del presente trabajo se presentan los resultados del análisis comparativo llevado a cabo

Ríos 2007

mediante distintos enfoques de modelación, fundamentalmente haciendo uso de simulaciones unidimensionales, pseudos-bidimensionales y bidimensionales, a través de los cuales se pudo explorar la influencia de las distintas hipótesis asumidas en los parámetros de cálculo requeridos para estimar las profundidades de erosión debajo de cada estructura. En particular se realizó un análisis del tamaño de grilla, de la rugosidad del cauce y valle y de la relación entre las mismas y de las diferencias que se obtendrían simulando el cauce mismo del río Paraná en forma unidimensional o bi-dimensional.

Los resultados de cada uno de los ejercicios de modelación fueron comparados con los caudales aforados en los distintos aliviadores en crecidas históricas como la de 1982/1983.

La figura 3 presenta una de las esquematizaciones adoptadas para el modelo 1D-2D

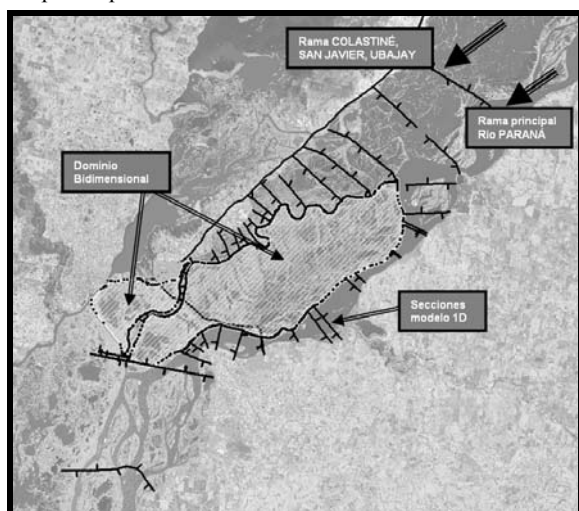


Figura 3.- Esquematización del modelo 1D-2D.

Resultados

Se presenta en la figura 4 el campo de velocidades obtenido de una simulación bidimensional de la crecida de 1982/1983 llevada a cabo para un caudal en régimen permanente de $44700 \text{ m}^3/\text{s}$ en la que se pueden notar el aumento progresivo de llamada hidráulica que se da en el aliviador más próximo al río Colastiné producto de:

- i. el gradiente de flujo transversal del río Paraná hacia el río Colastiné,
- ii. la orientación de la ruta sobre margen derecha del Paraná
- iii. el control de nivel que ejerce este último aguas abajo de la ruta 168 en los aliviadores 10 y 11; y
- iv. el desnivel hidráulico y remanso a lo largo del río Paraná producto de su estrechamiento próximo a la sección de paso del túnel subfluvial.

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos

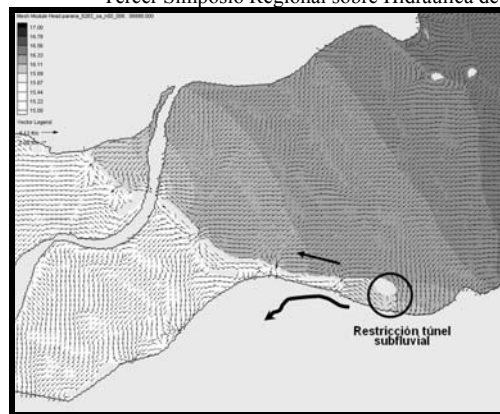


Figura 4.- Ejemplo de líneas de corriente obtenidas con el modelo.

Finalmente los ejercicios de modelación servirán para desarrollar un ábaco que permita estimar el porcentaje de paso en cada aliviador para distintos caudales en el sistema del río Paraná. Se presenta un ejemplo preliminar en la figura 5.



Figura 5.- Gráfico para la estimación de caudales en aliviadores de la Ruta 168.

Referencias

- Ceirano, E.; Gioria, R. y Ercole, C.** (1982). The "Parana Medio" Hydrodynamic Model and its calibration. In: Water International, Vol.7-82
- Paoli, C.; Schreider, M.** (2000). El Río Paraná en su tramo medio. Universidad del Litoral, Tomos I y II.
- Motor Columbus y Asociados** (1979). Estudio de Crecidas de los Ríos Paraná y Paraguay.
- Sir William Halcrow and Partners Ltd** (1994). Estudio de Regulación del Valle Aluvial de los ríos Paraná, Paraguay y Uruguay para el Control de las Inundaciones. Subunidad Central de Coordinación para la Emergencia, Ministerio del Interior (SUCCE)

ANÁLISIS MULTITEMPORAL PARA EVALUACIÓN DE EROSIÓN EN EL RÍO CTALAMOCHITA (TERCERO) EN LA LOCALIDAD DE VILLA ASCASUBI

Agustín Balbis¹, Sabrina Miyno¹, Edgar Castelló¹⁻² y Gustavo Vanoli¹⁻²

(1) David Luque 404, Córdoba, CP: 5000. - (2) Universidad Nacional de Córdoba

E-mail: agustinbalbis@arnet.com.ar

Introducción

En la barranca de la margen de derecha del río Talamochita (Tercero), en las inmediaciones de la localidad de Villa Ascasubi de la provincia de Córdoba, se generaron severos procesos de inestabilidad de cauce y erosión lateral. Éstos pusieron en compromiso el estribo de la margen derecha del puente de la ruta Provincial E-79 y la base de una torre de media tensión.

Objetivo

El presente trabajo tuvo como objetivo aportar elementos para la reparación de los daños producidos por los procesos erosivos antes mencionados.

Se realizó un análisis hidrogeomorfológico del sector en estudio y se evaluaron las posibles causas que pudieron haber desencadenado los procesos erosivos, a los efectos de brindar información para el proyecto de solución más adecuada. De esta manera, posibilitar la propuesta de soluciones para evitar el avance de dichos procesos y el agravamiento de las afectaciones a las obras de infraestructura existentes.

Materiales y Métodos

La evaluación hidrogeomorfológica se realizó mediante un análisis multitemporal del sector, con la generación de mapas ejecutados sobre la base de la interpretación de fotografías aéreas, imágenes satelitales y planimetrías de distintas épocas. Para esto, se contó con fotos áreas de 1970, 1972, 1987 y 2005, imágenes satelitales de distintas épocas y relevamientos topográficos realizados a los efectos del anteproyecto de las obras propuestas.

Como complemento de lo anterior se realizó un relevamiento y análisis de bibliografía vinculada a esta problemática y se hicieron diversas recorridas de reconocimiento en el campo, a los efectos de evaluar unidades y procesos geomorfológicos in-situ, tipos de sedimentos y suelos, como así también posibles alteraciones antrópicas observadas en los registros fotográficos.

Evaluación de Resultados

La localidad de Villa Ascasubi se encuentra en la llanura central cordobesa, en una zona de transición entre las subregiones morfológicas denominadas por Capitanelli como Plataforma Basculada y Pampa Plana. El principal rasgo fisiográfico del área lo constituye el Río Ctalamochita (Tercero) que atraviesa la zona sur de la localidad de Villa Ascasubi, con rumbo general O-E.

El Río Ctalamochita presenta en ambas márgenes y particularmente, en la margen sur, una franja de derrames fluviales de textura arenosa producto de las migraciones que ha tenido a lo largo de los distintos periodos geológicos (Cuaternario). Estos derrames, hasta que el Río ocupó su posición actual, han generado un gran cono de deyección que se observa claramente en las imágenes satelitarias. El ápice de este cono se encuentra en las inmediaciones de la localidad de Villa Ascasubi, y su desarrollo está vinculado a procesos tectónicos y cambios

de pendiente a nivel regional. Este cono ha determinado la existencia de geoformas que condicionan la hidrología superficial y subterránea, el desarrollo de suelos y le dan al paisaje una característica particular.

En el tramo estudiado el río presenta un diseño en planta de tipo "Meandriforme" con tramos de tipo "Trenzado" o "Anastomosado", y tiene una tendencia a hacerse más meandroso hacia el Este, producto de la menor pendiente regional. Los ríos con diseño meandriforme presentan un coeficiente de sinuosidad superior al 1,5 y desplazamiento de curvas en sentido transversal del valle, de un lado hacia el otro. En general los meandros pueden presentar diversas características, pero en este caso el río presenta meandros irregulares. Los ríos con diseño trezado se caracterizan por presentar cursos de agua anchos y pocos profundos, que se dividen en brazos y dejan islas intercaladas a modo de trenzas. El diseño trezado se produce en tramos donde existe un incremento de pendiente o donde la carga sólida es elevada.

En el sector en análisis, el río presenta diversos tramos con procesos de erosión lateral de distinta envergadura y magnitud. El más grave de éstos se emplaza actualmente sobre su margen derecha, donde se ha desarrollado una erosión lateral de aproximadamente 25 m de longitud y hasta 4 m de altura, que afectó las obras de infraestructura antes mencionadas. A esta erosión, le sigue en importancia una que se produjo en la margen izquierda aguas arriba del puente. Esta última está erodando la barranca y se observa que este proceso continúa activo.

La erosión del estribo se generó porque existe un brazo del río que impacta en forma frontal a la barranca expuesta. Como se verá más adelante, el desarrollo de este brazo es reciente y probablemente esté vinculado al meandro con desplazamiento hacia el norte que se desarrolló aguas arriba del puente, la rigidización producida por la construcción de un albardón agua arriba del puente y el propio estribo. A esta situación, se le suma un banco de arena, de probable origen antrópico, que se encuentra en la margen izquierda del río, aguas abajo del puente. Tanto el banco de arena, como el albardón mencionado, generan un estrechamiento de la sección del río, que modifica las condiciones hidráulicas del mismo.

El análisis multitemporal permitió determinar que, en el transcurso de los últimos 35 años, el tramo del río en análisis ha tenido importantes modificaciones en planta (ver Fig. N° 1). Las fotografías de los años 1970 y 1972 (año de ejecución del puente) presentan al río con características en planta muy similares. En el año 1987, los cambios con respecto a las fechas anteriores ya comienzan a ser significativos, en particular aguas arriba del puente, y en el año 2005 estos cambios son aún más notables. En las tomas de los años más recientes se observan modificaciones significativas en el emplazamiento de cauce dentro de la llanura de inundación. En la foto del 2005 se destaca una mayor laterización del cauce, amplitud de los meandros en planta y afectación de barrancas, con erosión lateral.

A partir de 1972 comienzan a observarse intervenciones

antrópicas en el cauce, como por ejemplo la rectificación de un tramo del mismo, probablemente para la ejecución del puente en ese año. En la foto del año 2005 se destaca la ejecución de un albardón que forma una laguna en la margen derecha y la rigidización del banco de arena en la margen izquierda, bajo el puente. En esta última foto, se observa claramente la disminución de la sección efectiva del río en la zona del puente y una profusa aparición de nuevos brazos, con la correspondiente afectación de barrancas. La canalización de los ríos o su rectificación, tienden a disminuir su sinuosidad natural y crean problemas de erosión de fondo que se transmiten hacia sus orillas. Esto provoca la inestabilidad de márgenes y el progresivo ensanchamiento del cauce. En estos casos, el nuevo aporte local de sedimentos supera la capacidad de transporte de los caudales, provocando la deposición de los mismos en secciones más o menos próximas de su lugar de procedencia, con los consecuentes embanques, cambio de dirección de la corriente hacia las márgenes y nuevos procesos de erosión lateral.

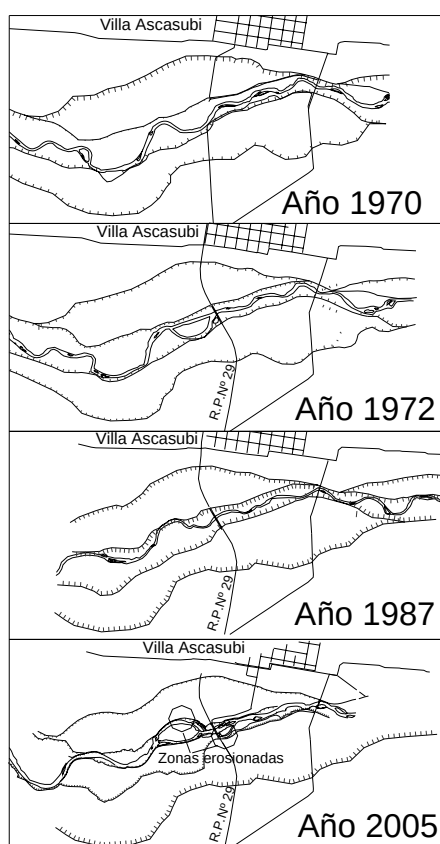


Figura 1.-Evolución multitemporal del río

Conclusiones

Sobre la base del análisis de los resultados se concluye que:

- El río ha tenido importantes movimientos laterales en los últimos 35 años, con generación de erosiones laterales de barrancas y afectación de obras de infraestructura.
- Estos movimientos pueden estar vinculados a intervenciones antrópicas en su cauce, entre las cuales se distinguen rectificaciones y estrechamiento del mismo en algunos tramos.

Recomendaciones

- Evitar nuevas modificaciones en el río, procurando no generar rigidizaciones de barrancas.
- Ejecutar obras de protección hidráulicas de características flexibles como por ejemplo estructuras con gaviones y colchonetas.
- Implantar especies arbóreas o pasturas que se adapten al paisaje y que contribuyan a proteger la barranca.
- Se deberá hacer un seguimiento de las obras a ejecutar, como así también de otros sectores críticos.

A partir de estas recomendaciones la obra que se proyectaron fueron la ejecución de protección de márgenes con muros de gaviones y colchonetas en el pie de los mismos. Con todo esto se cumplió con el objetivo de detener el avance de la erosión lateral del río, minimizando el riesgo en el estribo del puente y el descalce de la torre de media tensión.

Con la premisa de no producir nuevas modificaciones en el cauce del río y de realizar obras que soporten los embates de las crecidas del río, la protección se proyectó en gaviones tipo caja y colchonetas de piedra embolsada. Además, este tipo de estructuras tienen la flexibilidad suficiente como para experimentar considerables deformaciones (generadas por asentamientos y/o socavaciones menores) sin comprometer la estabilidad global de la obra.

La obra se diseñó de acuerdo a los resultados obtenidos del modelo hidráulico y a las características presentadas por el terreno, resultando un muro de gaviones de altura variable desde 1.00 a 4.00 m según la progresiva creciente hacia aguas abajo, con un desarrollo total de 60 m aproximadamente. En este punto la obra se abre en un abanico de 10 m de largo compuesto por gaviones de 0,50 m de altura, aprovechando la pendiente natural de la barranca. Desde los 70 m y hasta el final de la obra, se colocan colchonetas apoyadas sobre el terreno natural.

Referencias Bibliográficas

- Capitanelli, R.** (1977). Geomorfología en: Geografía Física de la Provincia de Córdoba. Cap. V pp. 263-279. Ed. Boldt, Córdoba.
- González Vallejo L.I.** (2002). Ingeniería Geológica. Pearson Educación SA, Madrid.
- Brookes, A.** (1988). Channelized Rivers. Ed. John Wiley & Sons Ltd. Great Britain.
- González Del Tánago del Río, M y D. García de Jalón Lastra** (1998). Restauración de Ríos y Riberas. Ed. Mundi-Prensa, Madrid.

COMPLEMENTACIÓN DE PROCEDIMIENTOS GEOMORFOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS PARA IDENTIFICAR UMBRALES DE INUNDACIÓN

Laura Colladon, Graciela Felici, Gabriel Caamaño Nelli, Osvaldo Barbeito

INA-CONICET-CIRSA

Medrano 235. V^a Carlos Paz. Córdoba. E-mail: lauracolladon@tutopia.com, graciela.felici@gmail.com

Introducción

El interés que tiene estudiar las *crecientes* fluviales, como proceso natural en sí mismo, aumenta considerablemente cuando se las evalúa como *amenaza*, desde la óptica de sus consecuencias potenciales, es decir, del riesgo que representan las *inundaciones* para el entorno habitado. De allí que las márgenes de los ríos constituyen un territorio de conflicto latente entre el ser humano y su ambiente. (Caamaño Nelli, Rodríguez y López, 2004).

Una forma de minimizar el peligro para personas y bienes es a través de medidas no estructurales, entre las cuales se destacan las cartas de amenaza, resultado de la aplicación de conceptos geomorfológicos, y la predicción de crecidas, enfoque típico del diseño hidrológico.

La carta de amenaza tiene como objetivo identificar las áreas geográficas susceptibles de sufrir daños en caso de que una amenaza se haga realidad. La predicción, por su parte, estima estadísticamente niveles máximos que junto con datos topográficos, proveen umbrales inundables de interés en el plano legal y la planificación del uso de las riberas.

La complementación de estas dos herramientas suele verse dificultada, en parte, por la falta de interrelación de los grupos de trabajo provenientes de las dos disciplinas y la consecuente heterogeneidad de la terminología utilizada.

Este estudio utiliza resultados comunes de ambas vertientes, para asociar recurrencias de crecidas máximas a los límites de unidades geomorfológicas.

Marco Experimental

Este estudio se desarrolló a partir de comparar los resultados en 6 puntos de control sobre el Río San Antonio, Provincia de Córdoba. (Figura 1).

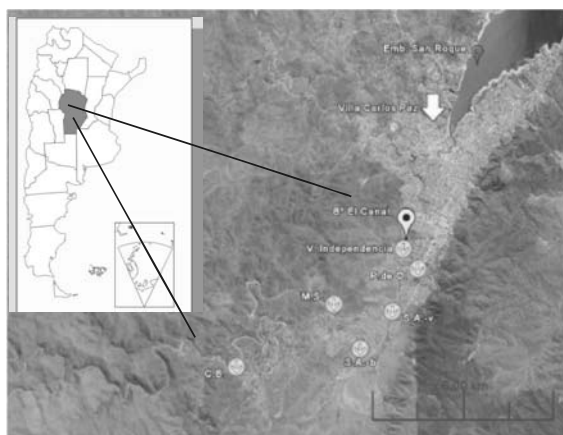


Figura 1.- Tramo estudiado Ubicación de la zona de estudio dentro de la provincia, con detalle de los puntos de control

El sistema hidrológico donde se realizó el ensayo es la cuenca del Río San Antonio (492 Km²) que tiene por cierre una estación de aforo ubicada en Barrio El Canal, al

Sur de la ciudad de Villa Carlos Paz. El tramo al que pertenecen los puntos de control corresponde a los 20 Km finales del río, coincidente con una alta urbanización ribereña. (Figura 1).

Los puntos de control son secciones normales al río, que presentan obras de arte transversales (puentes, vados y azudes), por caracterizar los lugares con mayor actividad humana y permitir una identificación inequívoca en el terreno.

Su ubicación en el río se especifica en la Tabla 1, con progresivas referidas al cero ubicado en el cierre artificial de la Cuenca.

Tabla 1.- Ubicación de las secciones transversales

Nº	Ubicación	Progre siva (m)	Altitud de talweg (m snm)
1	V ^a Independencia -V.C.P.	387	642,14
2	Playas de Oro -V.C.P.	1039	646,00
3	San Antonio A. (vado)	3311	657,46
4	San Antonio A. (pasarela)	5605	667,13
5	Mayu Sumaj	7659	675,13
6	Cuesta Blanca	18006	729,11

Las secciones de control se sitúan en tramos rectos del río, a excepción de la 2 y la 6, emplazadas en curvas de distinto radio.

La elección de estos puntos obedece a la disponibilidad de información, tanto geomorfológica como hidrológica y topográfica.

Metodología

En zonas donde existen estudios hidrológicos y geomorfológicos previos, es posible ensayar una metodología que complemente las cartas de amenaza y los umbrales de inundación.

Para ello aquí se utiliza la clasificación de crecidas sugeridas por Bertoni y Maza 2004 y Caamaño et. al. 2006. (Tabla 2.)

Tabla 2.- Clasificación de crecidas y cursos en función del tiempo de retorno.

Denominación de la crecida	del lecho	Tiempo de retorno (años)
Ordinarias	Ordinario	< 10
Extraordinarias	Periódico	entre 10 y 100
Excepcionales	Episódico	> 100

Sintéticamente los pasos que se siguieron fueron:

Recopilar antecedentes de trabajos realizados en este tramo del Río San Antonio, para el tema.

Ubicar límites de las unidades geomorfológicas utilizando

Ríos 2007
imágenes del programa Google Earth y fotografías aéreas a escala 1:5000.

Realizar mediciones topográficas para establecer altitudes del lecho ordinario (LO) y las terrazas de ambas márgenes, relativas al fondo del cauce.

Complementar perfiles transversales del cauce preexistentes (Caamaño Nelli et al., 2005), con nuevas mediciones topográficas para así poder ubicar las alturas que alcanzaría el agua, para periodos de retorno (T), de 25, 100 y 500 años, en cada punto de control.

Establecer las recurrencias de los límites de las unidades geomorfológicas a partir de las tablas de altura – T (Caamaño Nelli et al., 2005).

Calcular complementariamente, los porcentajes de terraza activada por las crecidas características de periodos de retorno de 10, 100 y 500 años.

Análisis de Resultados

Para cada punto de control se cuantificaron las variables geomorfológicas, ancho y altitud del lecho ordinario y de la terraza, asignándoles un tiempo de retorno. A modo de ejemplo se presentan en la Tabla 3 los resultados de ambas márgenes (MD y MI) para el punto 3, San Antonio (vado).

Tabla 3.- Cuantificación de las características geomorfológicas del punto de control N° 3.

		MD	MI
Lecho Ordinario	Ancho (m)	69	
	Altura (m)	3,5	3,6
	T (años)	< 5	< 5
Terraza	Ancho (m)	146	134
	Altura (m)	10,1	10,4
	T (años)	> 500	> 500

En el sector del río estudiado existe un solo nivel de terraza, salvo en la margen derecha de Playas de Oro y en la izquierda de Villa Independencia donde no está desarrollada.

Del análisis de los resultados se puede afirmar:

El lecho ordinario tiene un T menor o igual a 5 años.

El ancho y la altura de la terraza se incrementan río abajo; en consecuencia el porcentaje de ocupación por parte de las grandes crecidas disminuye en el mismo sentido.

Las crecidas extraordinarias y las excepcionales ocuparán totalmente las terrazas de los tres puntos ubicados aguas arriba, en los restantes la ocupación abarca un rango del 8 al 35%.

La línea de ribera correspondiente a una crecida de T = 25 años, que determina el deslinde del dominio público del privado, ocupa un porcentaje menor al 20% de ancho de terraza, a excepción de San Antonio A. (pasarela) donde supera el 40% en MI y el 80% en MD.

Conclusiones

Este estudio logró desarrollar una metodología que integra los aspectos geomorfológicos e hidrológicos para estimar umbrales de inundación.

Se cuantificaron las características de cada unidad geomorfológica: lecho ordinario y terraza..

El lecho ordinario en cada sección, corresponde a una crecida con recurrencia máxima de 5 años. Así

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos geomorfológicamente se puede acotar un valor hidrológico en secciones no aforadas.

No sucede lo mismo con las terrazas, donde no se encontró un valor hidrológico que las caracterice. Su altura y superficie se incrementan río abajo. Así, en los puntos de control más cercanos a la salida, son ocupadas parcialmente aún por las mayores crecidas predichas (T=500) en tanto que en las secciones superiores, se ocupan totalmente.

Un resultado inmediato para el tramo estudiado fue poner en evidencia que en zonas donde la interpretación geomorfológica fue dudosa o estimada, pudo darse un grado de seguridad aplicando las herramientas hidrológicas. Este es un ejemplo de cómo la hidrología respalda apreciaciones inciertas de la geomorfología.

Estas conclusiones si bien corresponden al sistema en estudio, indican el rumbo a seguir en exploraciones futuras tendientes a integrar la geomorfología con la hidrología fluvial.

Bibliografía

Barbeito, O. y S. Ambrosino (2005) “Evaluación de umbrales de inundaciones extremas y desastres, mediante el empleo del criterio geomorfológico, las técnicas de teledetección e información histórica”. 2º Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Trabajo en CD-ROM ISBN 987-20109-4-3. Neuquén. Argentina.

Bertoni, Juan C. (2004) *Inundaciones Urbanas en Argentina*. ISBN 987-9406-76-1. Ed. Universitat. . GWP-SAMTAC. CPCNA. SecyT/UNC, ARG-CapNet. Argentina.

Caamaño Nelli, G.; R. M. Rodríguez; L. Colladon; C. M. Dasso (2006) “Márgenes inundables de interés legal. Caracterización para la Provincia de Córdoba”. I Congreso. Internacional sobre Gestión y Tratamiento Integral del Agua. Fundación ProDTI (España)- FCA-UNC. Trabajo en CD. Cba. R. A.

Caamaño Nelli, G.; R. M. Rodríguez y F. López (2004) “Predicciones de Niveles Inundables. Comparación en el Río San Antonio, Argentina”. XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR-AIPH. São Pedro, E. de São Paulo, Brasil.

Rodríguez, Raúl M. (2004) “Estimación de umbrales de inundación a partir de las lluvias de diseño, desarrollo metodológico y aplicación en el Río San Antonio”. Trabajo Final de Ingeniería Civil, FCEfYN-UNC.

Ugarte, Rodrigo M. (2006) “Evaluación Geomorfológica de la amenaza por Crecientes Repentinas en la Comuna de San Antonio de Arredondo, Provincia de Córdoba.” Trabajo Final de la Escuela de Geología, FCEfYN – UNC.

RECOPILACIÓN HISTÓRICA DE UNA CRECIDA EXCEPCIONAL DEL RÍO SAN ANTONIO, EN LA CIUDAD DE VILLA CARLOS PAZ.

Graciela Felici, Laura Colladon

Instituto Nacional del Agua-Centro de la Región Semiárida

Medrano 235. V^a Carlos Paz. Córdoba. E-mail: graciela.felici@gmail.com lauracolladon@tutopia.com

Introducción

La cartografía de áreas inundables, proporciona a los planificadores y a las instituciones de manejo de desastres, una metodología práctica para identificar áreas de inundación y evaluar su grado de impacto.

Conocer el nivel alcanzado por grandes crecidas a lo largo del río es un aporte valioso, no solo para su conocimiento sino que se constituye en una información fundamental para elaborar dicha cartografía, que será utilizada por los organismos de Defensa Civil que actúan en la prevención y mitigación de daños.

Tal es el caso del ejido urbano de Villa Carlos Paz (VCP) y comunas ribereñas del río San Antonio, donde la crecida del 6 de enero de 1992, por su magnitud ha dejado una huella en la memoria de los pobladores; ya que un fenómeno de este tipo raramente se tiene la ocasión de presenciarlo y cuando esto ocurre no se olvida.

Este motivo facilitó la recopilación de datos a través del testimonio de los entrevistados, ya que habiendo transcurrido relativamente poco tiempo, fue posible contactar a personas que presenciaron el fenómeno o que lo dejaron registrado en videos.

A partir de este material se pudo trazar en planta, la línea del nivel alcanzado por dicha crecida. Comparando estas trazas con los umbrales de inundación para diferentes recurrencias, se comprobó que se trató de una crecida excepcional con un tiempo de retorno de 120 años (Colladon, et. al., 2005 y Caamaño Nelli, et. al., 2007).

Marco Experimental

La ciudad Villa Carlos Paz se extiende por ambas márgenes a lo largo del curso inferior del río San Antonio. La cuenca de este río, está ubicada al sur del departamento Punilla de la provincia de Córdoba. Su colector recibe los aportes de los ríos Icho Cruz, Malambo y El Cajón y es uno de los principales tributarios del lago San Roque, que actúa como nivel de base local. Forma parte del sistema del Río Suquia que nace del embalse San Roque y desagua en el Mar de Ansenúza o laguna de Mar Chiquita, al NE de la provincia.

La cuenca, cuya área de aporte es de 492 Km², alcanza su mayor altura en el cerro Los Gigantes (2374 m s.n.m.) en la zona NW y en la estación de aforo, donde se considera el cierre, la altitud es de 675 m s.n.m. El nivel del embalse lleno está a 635 m s.n.m.

Se obtuvo información de 28 puntos dentro del ejido de la ciudad, ubicados entre el barrio Sol y Río (Pto.1) y el área céntrica. Su distribución no responde a ninguna selección previa, sino a la disponibilidad de datos aportados por vecinos. La configuración definitiva puede observarse en la figura 1.

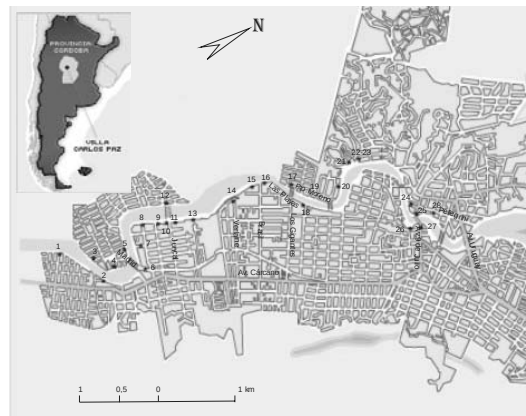


Figura 1.- Ciudad de Villa Carlos Paz, ubicación de los puntos de control y demarcación de la línea de crecida.

Metodología

Recopilar:

Antecedentes de trabajos científicos realizados en el río San Antonio y referidos al control de crecidas.

Antecedentes de organismos públicos: Bomberos Voluntarios de VCP (video), Municipalidad de VCP (mapa base de la ciudad)

Datos aportados por privados: registros filmicos, notas periodísticas.

Trabajo de campo:

Recorrer las riberas del río San Antonio contactando a los pobladores que presenciaron la crecida.

Fotografiar los lugares donde se obtuvo información verbal y de aquellos que aparecen en los videos para establecer una comparación entre el río en estiaje y en creciente.

Resultados Obtenidos

De la aplicación de la metodología se obtuvo:

Un plano del ejido urbano de Villa Carlos Paz con la línea de crecida.

Un CD donde toda la información se presenta en una animación "flash", utilizando el programa Coofecup 4.0, de modo que se acceda a la misma en forma interactiva, dada la diversidad de material recopilado (texto, mapas, fotografías, videos).

Discusión y Conclusiones

Los organismos encargados de la gestión del riesgo deben contar con información científica con el fin de prevenir y mitigar los efectos del mismo en la sociedad, para poder implementar acciones que tengan por meta el mejoramiento de la calidad de vida. De modo que es necesario avanzar en la

Ríos 2007

producción de datos que aumenten el nivel de información y conocimiento disponible. (USAID, 1993)

La producción y el análisis de los datos referidos a desastres, en particular sus impactos sobre el territorio, son claves para la toma de decisiones que tiendan a reducirlos en la región. (USAID, 1993)

De los dos productos obtenidos, el trazado de la línea de crecida adquiere importancia relevante porque corresponde a un evento de carácter excepcional con tiempo de retorno de 120 años (Caamaño Nelli, et. al, 2007). De acuerdo a legislación propuesta, superaría por escaso margen a la línea de “evacuación de crecidas”, de recurrencia 100 años (Caamaño Nelli, et. al, 2006), esto significa que la crecida del 6 de enero superó holgadamente la línea que separa el dominio público del privado (recurrencia 25 años).

El análisis del video permitió apreciar la magnitud y poder destructivo de la onda de crecida que afectó propiedades y bienes. Se identificaron lugares que fotografiados en estiaje, evidenciaron la vulnerabilidad de la zona, como puede observarse en la Figura 2.

En general la zona afectada, de gran atractivo paisajístico e importancia comercial, ha sido ocupada por edificaciones, sea por desconocimiento, imprudencia o falta de una adecuada legislación sobre el uso del suelo.



Figura 2.- El hotel Ibiza en la cabecera del puente Cassaffouth, (1992 arriba y 2006 abajo).

Referencias Bibliograficas

Barbeito, O. y S. Ambrosino (2005) “Evaluación de umbrales de inundaciones extremas y desastres, mediante el empleo del criterio geomorfológico, las técnicas de teledetección e información histórica”. 2ª Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Trabajo en CD-ROM

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos ISBN 987-20109-4-3. Neuquén. Argentina.

Bertoni, Juan C. (2004) Inundaciones Urbanas en Argentina. ISBN 987-9406-76-1. Ed.Universitas. GWP-SAMTAC. CPCNA. SecyT/UNC, ARG-CapNet. Argentina.

Caamaño Nelli, G.; R. M. Rodríguez; L. Colladon; C. M. Dasso (2006) “Márgenes inundables de interés legal. Caracterización para la Provincia de Córdoba”. I Congreso. Internacional sobre Gestión y Tratamiento Integral del Agua. Fundación ProDTI (España)- FCA-UNC. Trabajo en CD. Cba. R. A.

Caamaño Nelli, G.; L. Colladon; C. Dasso. (2007). “Recurrencia de la Lluvia en la Mayor Creciente Medida en el Río San Antonio, Argentina” XXI Congreso Nacional del Agua.CPCNA.Tucumán.

Colladon, L.; G. Caamaño Nelli; C. Dasso. (2005). “Inferencia de Grandes Crecidas para Planificación Territorial. Río San Antonio, Provincia de Córdoba”. Actas del XVI Congreso Geológico Argentino (Rodríguez Rosa, et.al. Tomo III,pp753-760. Ed. Universitaria de La Plata ISBN 987-595-006-8. La Plata, Argentina

Colladon L.; G. Caamaño Nelli; G. Felici; C. Dasso. (2007) “Márgenes inundables en la zona turística del Río San Antonio. Córdoba”. XXI Congreso Nacional del Agua. CPCNA. Tucumán.

Ugarte, Rodrigo M. (2006) Evaluación Geomorfológica de la amenaza por Crecientes Repentinas en la Comuna de San Antonio de Arredondo, Provincia de Córdoba. Trabajo Final de la Escuela de Geología, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba.

USAID (1993) Manual sobre el Manejo de Peligros Naturales en la Planificación para el Desarrollo Regional Integrado. Proyecto de Peligros Naturales del Departamento de Desarrollo Regional y Medio Ambiente con apoyo de la Oficina de Asistencia para Desastres en el Extranjero de la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional. Washington, D.C.

OBRAS DE CORRECCIÓN FLUVIAL ARROYO ÑIRECO – SAN CARLOS DE BARILOCHE

Jorge Pedro Heck y Marcelo Reverter⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento Provincial de Aguas, Provincia de Río Negro

Los Alerces 769 – R8324CFE Cipolletti - TE (0299) 478 - 3321 - San Martín 249 -8500 Viedma – TE (02920) 421781
Río Negro

E-mail: jorgeheck@speedy.com.ar; mreverter@dpa.rionegro.gov.ar

Introducción

En el año 2004 el Departamento Provincial de Aguas (DPA) contrató la elaboración de un proyecto de “Estabilización de Cauce y Recuperación de Riberas-Arroyo Ñireco” (J. Heck, M. Reverter, 2005), y recientemente licitó y adjudicó la obra proyectada por medio de la Licitación Pública N° 9/06.

Este proyecto contempla la construcción de distintas obras, entre otras, lo que se ha dado en llamar “retardadores de flujo”, que consiste en la colocación de gaviones de 1,00 x 1,00 metros de sección y de un largo tal que el escurrimiento se concentra para caudales bajos y lo sobrepasa, en algunos casos, para el caudal de diseño. La Figura 1 muestra una sección transversal de esta obra y la Figura 2 la planimetría de un sector en que se plantea esta obra.

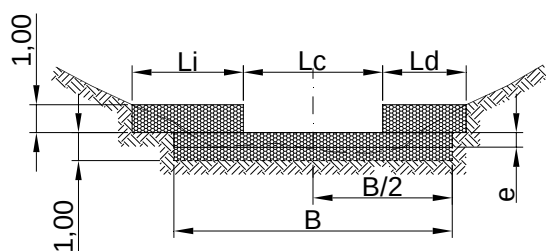


Figura 1.- Esquema general de la obra.

Los “retardadores de flujo” son “estrechamientos” o “estrangulaciones” del cauce que en periodos de caudales bajos concentran el escurrimiento en el centro del cauce, mientras que en épocas de caudales altos generan una curva de remanso de sobreelevación hacia aguas arriba, que reduce la velocidad media de escurrimiento, a costa de un aumento local de la velocidad.

Generalidades

Los “retardadores de flujo” son “estrechamientos” o “estrangulaciones” del cauce que en periodos de caudales bajos concentran el escurrimiento en el centro del cauce, mientras que en épocas de caudales altos generan una curva de remanso de sobreelevación hacia aguas arriba, que reduce la velocidad media de escurrimiento, a costa de un aumento local de la velocidad.

Fueron concebidos para lograr una disminución en la velocidad de escurrimiento, bajo la premisa de que la velocidad media de escurrimiento sea inferior a 2,00 m/s., valor que mejoraría notablemente la situación actual.

Ante el inminente inicio de la obra, el DPA solicitó un análisis de funcionamiento de los mismos, ante la posibilidad de que se produzcan erosiones localizadas que desestabilicen la obra y generen inconvenientes mayores a los que se trata de remediar.

Metodología de Cálculo

Para evaluar la socavación general se dispone del método propuesto por Lischvan - Levediev, que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material de fondo. Conocido el material de fondo en la sección en estudio y el caudal de diseño, la profundidad de socavación se obtiene a partir de la expresión 1 (UNAM 1990):

$$d_s = \left[\left(\alpha \times d_0^{5/3} \right) / \left(4.7 \times \beta \times D_{84}^{0.28} \right) \right] \left[\left(D_{84}^{0.092} \right) / \left(0.223 + D_{84}^{0.092} \right) \right] \quad (1)$$

Donde:

d_s Profundidad hasta el fondo ya socavado, expresada en metros.

α Relación entre la pendiente de la línea de energía elevada a la $\frac{1}{2}$ y el coeficiente de rugosidad de Manning.

d_0 Profundidad inicial, en una línea vertical dada, entre el nivel de la superficie libre del agua para el caudal de diseño y el nivel del fondo inicial, expresada en metros.

D_{84} Diámetro de la muestra de sedimento en que el 84% en peso es menor que ese tamaño, expresada en metros.

β Coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno T, del caudal de diseño en años.

En el caso que genera el presente trabajo, no se ha tomado muestra de suelos para realizar un análisis granulométrico y a partir del mismo, determinar el D_{84} que se emplea en la expresión.

Ante esta situación, se planteó la posibilidad de efectuar los cálculos para una gama de D_{84} que cubra los posibles valores que se podrían encontrar en el material de lecho del arroyo Ñireco, y a partir de los resultados, obtener conclusiones referentes al fenómeno.

Son 26 (veintiséis) las secciones sobre las que se realiza la verificación en cuestión.

La aplicación de la metodología de Litschvan – Lebediev demanda el conocimiento de algunos parámetros sobre “fajas” verticales de cada una de las secciones transversales, tales como velocidad de escurrimiento, área, caudal, etc., valores que se obtienen a partir del modelo hidráulico desarrollado. Cabe aclarar que para el desarrollo del modelo mencionado se aplicó el Programa de Computadora para Perfiles Hidráulicos HEC RAS Versión 3.1.3, desarrollado por el Hidrologic Engineering Center, dependiente del U.S. Army Corp of Engineers (HEC RAS User’s Manual 2002), que dispone de la opción “Flow Distribution” que permite obtener los parámetros mencionados anteriormente.

Los resultados de velocidad en cada “faja vertical” son proporcionados por el programa mencionado en forma

numérica y se también en forma gráfica.

Para el cálculo de los espesores de colchonetas a emplear se utilizó la Fórmula Generalizada de Pilarczyk.

La Fórmula Generalizada de Pilarczyk, tiene un desarrollo con incorporación de variables que permiten definir con detalle el fenómeno que se produce en el arroyo y obtener así resultados relacionados a la solicitación. Permite obtener el espesor de la protección, denominado D_p .

Esta fórmula responde a la siguiente expresión (C.S. Loschacoff, J.D. Brea, P. Ormazábal 2004 y C.S. Loschacoff, J.D. Brea, P. Ormazábal 2003)

$$D_n = 0.035 \times \phi_c \times K_T \times K_n \times U^2 / (\Delta_m \times K_s \times \theta_c \times 2g) \quad (2)$$

Donde:

D_n : Espesor de la Colchoneta Gavionada.

θ_c : Factor de Estabilidad. Adopta distintos valores según el tipo de protección y la ubicación de la misma dentro del cauce del río/arroyo.

K_T : Factor de Turbulencia. Similar al anterior.

K_n : Factor de Corrección por Perfil de Velocidades. De acuerdo a la forma de desarrollo del perfil de velocidad de escurrimiento, se adoptan distintos valores para el cálculo.

U : Velocidad media de escurrimiento en la vertical que se calcula.

 Δ_m : Densidad relativa de la protección.

K_s : Factor de corrección por inclinación del talud.

θ_c : Esfuerzo Cortante Crítico para el material de la protección.

g : Aceleración de la Gravedad.

Se aplicó esta expresión, para obtener los espesores de las colchonetas D_n en cada uno de los “retardadores de flujo” analizados.

Resultados

Los cálculos se realizaron sobre las secciones previstas suponiendo valores del D_{84} de 0,001 ; 0,01 ; 0,05 ; 0,10 ; 0,20 y 0,40 metros.

Cabe aclarar que se descarta la presencia en el tramo del arroyo Ñireco bajo estudio de valores de D_{84} inferiores a 0,10 metros, pero se realizaron los cálculos para valores menores a fin de contar con una amplia gama de resultados que facilite la interpretación del fenómeno.

Se realizó un análisis de los resultados que permitiera aclarar el motivo que genera dispersión en los mismos, y a partir de ello decidir la necesidad de obras adicionales.

Se encontró que en aquellos casos en los que, para el caudal de diseño, el nivel supera ampliamente la cota del gavión que se coloca a modo de “retardador de flujo”, el valor de erosión máxima corresponde a los menores valores, mientras que ocurre lo contrario para los perfiles que mantienen el estrangulamiento para toda la gama de caudales.

En 11 (ONCE) perfiles se determinó la necesidad de prever la construcción de una obra que controle la erosión del lecho, y que evite la formación de fosas que desestabilicen las obras denominadas “retardadores de flujo”.

A partir de la metodología de cálculo descripta se determinaron los espesores de la protección en

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos
coincidencia con cada uno de los “retardadores de flujo”.
El esquema de las obras se muestra en la Figura 2.

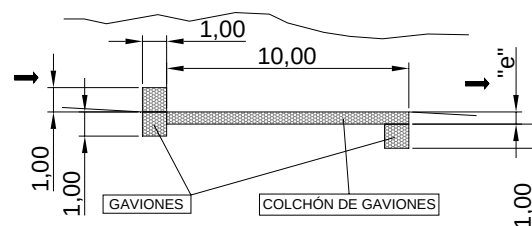


Figura 2.- Corte longitudinal de la obra propuesta.

Conclusiones

La obra se ha proyectado en base a datos obtenidos de campo y aplicando metodologías de amplia difusión. La posible aparición de fenómenos de erosión local aguas abajo de los “retardadores de flujo” no está asegurada, dado que en la “situación real” de su funcionamiento, podrían presentarse condiciones dejadas de lado por las hipótesis analizadas y las metodologías empleadas.

La magnitud de la reducción de los valores de velocidad de escurrimiento, satisficieron los requerimientos planteados.

Referencias Bibliográficas

C.S. Loschacoff, J.D. Brea, P. Ormazábal (2004): Estudio Comparativo sobre el Cálculo Hidráulico de Protecciones Fluviales, XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Pedro, Brasil.

C.S. Loschacoff, J.D. Brea, P. Ormazábal (2003): Algunas Consideraciones sobre el Cálculo de Protecciones en Márgenes de Ríos, Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, Argentina.

HEC RAS User's Manual (2002).

J. Heck, M. Reverter (2005): Estabilización de Márgenes y Recuperación de Riberas - Arroyo Ñireco - San Carlos de Bariloche, Segundo Simposio de Hidráulica de Ríos, Argentina.

Universidad Nacional Autónoma de México (1990):
Manual Ingeniería de Ríos.

EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR DESBORDE EN EL RÍO AZUL

E. Javier Herrera, Patricia Jaime, José Daniel Brea

Laboratorio de Hidráulica - Instituto Nacional del Agua (INA)

Casilla de Correo 21 – Ezeiza – Buenos Aires – CP 1804

E-mail: iavierhez@gmail.com; piaime@ina.gov.ar; dbrea@ina.gov.ar

Introducción

La tendencia de los tres últimos decenios revela que han aumentado tanto el número de eventos naturales desastrosos como el de poblaciones afectadas (Naciones Unidas, 2004).

La República Argentina no es ajena a estos eventos y mucho menos a la tendencia creciente de los mismos, viéndose gravemente afectada en forma periódica y perturbado su orden social, ambiental y económico debido a eventos de inundaciones extraordinarias.

En los últimos 30 años el concepto de *gestión del riesgo de desastre* se enmarca en un enfoque holístico que pondera fuertemente el factor vulnerabilidad y riesgo, pasándose así de una mera preparación de los Estados para responder a las catástrofes, a una formulación de políticas tendientes a proporcionar a la sociedad la resiliencia requerida ante las amenazas naturales y asegurar que los esfuerzos que realizan por alcanzar el desarrollo no aumenten su vulnerabilidad a dichas amenazas. (Naciones Unidas, 2004).

Este trabajo tiene como objetivo proporcionar una herramienta de gestión a las autoridades encargadas de la formulación de políticas, presentando el resultado de la evaluación de la amenaza por desbordes del río Azul. Se aplicó la metodología propuesta por Aulitzky (1.973) para conos de deyección adaptada por los autores de este trabajo a las condiciones fluviomorfológicas de los ríos de montaña, en combinación con la metodología típica de análisis para ríos de llanura, obteniéndose como resultado la zonificación de la amenaza por desborde sobre una base cartográfica.

El área de estudio se ubica en la cuenca del río Azul que se desarrolla en el frente cordillerano de las provincias de Río Negro y Chubut. Dentro de ella, la ciudad de Lago Puelo se ha desarrollado ocupando la planicie de inundación del río Azul (Figura 1), y consecuentemente ha sufrido reiteradas inundaciones de zonas urbanizadas y de cultivos. La zonificación de la amenaza por desborde se efectuó para el sector de mayor ocupación urbana del río Azul, comprendido éste entre la confluencia del río Motoco y el propio río Azul hasta su desembocadura en el lago Puelo.

El río Azul, de 55 Km de longitud y pendiente media del 9%, conduce un caudal medio anual de 30 m³/s y drena una cuenca de aproximadamente 1.200 Km². Eventualmente, su caudal ha alcanzado hasta los 600 m³/s tal como se registró en el año 2004 y se estima que para un evento extremo, por ejemplo con tiempo de retorno de 100 años, el caudal sería de aproximadamente 1.200 m³/s (INA, 2006).

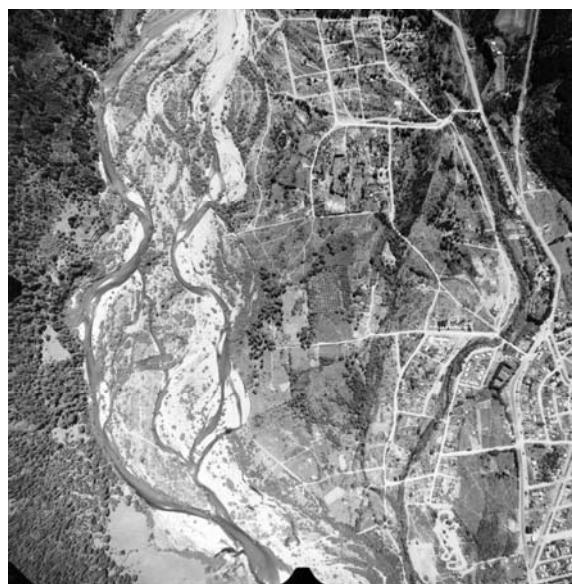


Figura 1.- Ocupación urbana de la planicie de inundación.

Modelo de Aulitzky

La metodología original propuesta por Aulitzky exige la respuesta a seis preguntas con respecto al cono de deyección. Las preguntas son alusivas a la dimensión del material recientemente transportado/erosionado, el espesor de los estratos en los depósitos de material, la pendiente del cono de deyección, la cobertura vegetal predominante, el desarrollo del terreno en el área del cono de deyección a causa de la erosión y finalmente, la condición del flujo en el área del cono de deyección. Cada pregunta tiene cuatro posibles respuestas que expresan un grado decreciente de amenaza (de 4 a 1), y para cada una se elabora un mapa primario que representa la variabilidad espacial de la variable, asignando el "puntaje (de 4 a 1)" a cada celda de cálculo.

Finalmente, se superponen los seis mapas primarios y se promedian los valores anteriormente asignados a cada celda. El promedio así obtenido es el índice de intensidad de amenaza por inundación y se agrupa en tres clases. Si el valor resulta superior a 2,6, el área se considera de amenaza alta ("zona roja") con la consiguiente prohibición absoluta de construir en ella; si está entre 2,6 y 1,6 se trata de una zona con "límites de urbanización/posesión" (zona amarilla) donde deben aplicarse disposiciones particulares para prevenir futuros daños. Si el valor resultante es inferior a 1,6 puede construirse sin especificaciones particulares dentro de la misma (zona verde). En caso de incertidumbre el método de Aulitzky aconseja no dar respuesta a las preguntas ya que podría incurrirse en un error en la definición de áreas al no reflejar la situación real (Lenzi y Paterno, 1997).

Descripción del modelo propuesto

El modelo propuesto para evaluar la amenaza por desborde del Río Azul en la ciudad de Lago Puelo conserva algunas variables del modelo de Aulitzky (1.973) como son la pendiente, dimensión máxima del material

Ríos 2007

recientemente transportado y la condición del flujo, entendida esta última como la evaluación cualitativa del grado de libertad del flujo para escurrir sin obstáculos.

Estas variables fueron adaptadas desde el punto de vista fluviomorfológico, de su aplicación original en un curso que se desarrolla en un cono de deyección a un curso que se desarrolla en un área de montaña y además, fueron reclasificadas de manera que el puntaje utilizado para expresar el grado de criticidad varía en un rango de 3 a 1, donde el valor de 3 se asigna a las condiciones que hacen más crítica la variable analizada.

Adicionalmente se propuso la incorporación de una variable que evalúa el grado de las perturbaciones inducidas en el curso receptor por la descarga de sus tributarios.

Finalmente, se combina la evaluación de la amenaza por desborde hecha a partir de los resultados pronosticados por un modelo matemático hidrodinámico y la evaluación hecha con base en las variables arriba mencionadas, para obtener una definición final del nivel de amenaza por desborde.

El criterio para asignar el nivel de amenaza con base en los resultados del modelo matemático guarda correspondencia directa con la respuesta hidráulica del río a los diferentes escenarios hidrológicos que se estudiaron (caudales para tiempos de retorno de 2, 10 y 100 años) considerándose que la sección transversal que presente desborde para el caudal con tiempo de retorno de 2 años presenta un nivel de amenaza alta; la sección transversal que presente desborde para el caudal con tiempo de retorno de 100 años indica un nivel de amenaza bajo y la condición de amenaza media está vinculada a los desbordamientos ocurridos para un caudal con tiempo de retorno de 10 años. Al igual que la metodología de Aulitzky, el nivel de la amenaza se representa en sentido decreciente con los colores rojo, amarillo y verde en las secciones transversales.

Aplicación del modelo propuesto

La información disponible para la aplicación estuvo conformada por cartografía de la zona con curvas de nivel con equidistancia de un metro, secciones transversales del río distanciadas entre sí aproximadamente 200 m, granulometrías del material del lecho del río y material fotográfico y de video (incluyendo material de sobrevuelo) recolectado a través de las sucesivas campañas realizadas durante los años 2004, 2005 y 2006. Además se dispuso de los resultados de la explotación del modelo matemático unidimensional HEC RAS del US Army Corps of Engineers, que fue implementado para distintos escenarios hidrológicos en el marco del Estudio de la Dinámica Fluviomorfológica del Río Azul (INA, 2006).

En cada una de las secciones transversales (en total 41) relevadas en el tramo de estudio, se evaluaron las variables que componen el modelo obteniéndose así un valor característico de amenaza.

En la Figura 2 se presenta el resultado de la evaluación de la amenaza por desborde en la zona de confluencia del río Azul y el arroyo Motoco, donde este último deposita cantidades considerables de sedimento formando barras que actúan como obstrucciones ante una eventual crecida del río Azul. También en esta zona, el cauce del río Azul ha sufrido una contracción producto de las obras longitudinales dispuestas como protección contra inundaciones (línea en trazo discontinuo).

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Ambas situaciones aportan un cierto grado de amenaza, que de manera conjunta generan un nivel de amenaza alta en la zona.



Figura 2.- Evaluación de la amenaza por desborde en la zona de confluencia del río Azul y el arroyo Motoco.

Conclusiones

Se ha presentado un modelo conceptual para evaluar la amenaza por desborde en función de elementos morfológicos, parámetros hidráulicos del cauce y parámetros sedimentológicos.

El modelo propuesto permite hacer una evaluación del nivel de amenaza que incluye variables no consideradas en las técnicas tradicionales basadas únicamente en las características hidrodinámicas del flujo estimadas por la aplicación de modelos matemáticos hidrodinámicos.

La aplicación efectuada a un tramo del Río Azul en proximidades de la ciudad de Lago Puelo indica que más de la mitad de la extensión del tramo puede ser categorizada con Alto nivel de amenaza y provee a las autoridades una herramienta que posibilita la toma de decisiones para la gestión del riesgo por desborde del río Azul. Además, es un punto de partida para el ingeniero proyectista de obras hidráulicas, al proporcionarle un criterio para definir zonas con prioridad de atención.

Referencias

- Aulitzky H.** (1973) Vorläufige Wilbach - Gefährlichkeits - Klassifikation für Schwemmkegel (Wildbach Index). Beilage z. Österr. Wasserwirtschaft 24, H.
- Instituto Nacional del Agua (INA)** (2006) Laboratorio de Hidráulica. Proyecto "Estudio de la dinámica fluviomorfológica del Río Azul".
- Naciones Unidas** (2004) "Vivir con el Riesgo: Informe mundial sobre iniciativas para la reducción de desastres"

ESTUDIO DE CAUDAL ECOLÓGICO PARA EL SISTEMA DEL RÍO DULCE Y SUS HUMEDALES

Guillermo Marraco¹; Gerardo Hillman¹; Mariana Pagot¹; Cecilia Pozzi¹; Gonzalo Plencovich¹; Daniel Cabido^{1,2}; Romina Juncos^{1,2}; Andrés Rodríguez¹; Héctor D. Farias³

¹ Instituto Superior de Investigación y Servicios en Recursos Hídricos, Laboratorio de Hidráulica, Universidad Nacional de Córdoba.

² Agencia Córdoba Ambiente S.E. ³ Universidad Nacional de Santiago del Estero.
Av. Filloy s/n. Ciudad Universitaria. Cba., Rep. Argentina. Telefax: 0351-4334446.

Introducción.

A fin de estudiar el caudal ecológico, en el río Dulce y sus Bañados, se relevaron diferentes procedimientos para su determinación. En este trabajo, se presentan dos análisis, basados en dos de las metodologías relevadas. Uno de ellos es parte del método del “perímetro mojado”, adaptado a humedales, y el otro se basa en la propuesta de Cabral Cruz en su trabajo “Prescrição de vazão ecológica: Aspectos conceituais e técnicos para bacias com carência de dados” (2005).”.

Se investigó, por medio de modelos relativamente sencillos, la relación causa-efecto entre diversas fuentes de agua que alimentan los humedales, y el área global que inundan.

Asimismo se estudió el registro de caudales, en la estación “El Sauce”, relevados con anterioridad a la construcción de la represa de Río Hondo, a fin de identificar las necesidades naturales de agua en el ecosistema afectado, sustrayendo del registro los componentes impredecibles.

Metodología.

En la literatura internacional se refiere el término “caudal ecológico”, como “environmental flow” –caudal ambiental–, que es más amplio que el considerado aquí, e incorpora factores sociales y económicos.

Existen no menos de 200 diferentes métodos que abordan el estudio de “caudales ecológicos”. Las diferentes metodologías se pueden categorizar en cuatro grupos:

- Métodos llamados “holísticos”, que intentan analizar e individualizar los aspectos ambientales fundamentales –los componentes vitales– del régimen de flujo en estado natural, e intentan preservarlos en un régimen artificial. Se evaluaron las propuestas denominadas: Panel de Expertos y DRIFT (Brown, et al, 2003).
- Métodos que se basan, fundamentalmente, en el relevamiento de aspectos biológicos concretos, y buscan adecuar a estos la administración del caudal. Suelen requerir el soporte de software de simulación, por lo que también se conocen como métodos de simulación. Se evaluaron las propuestas denominadas: EFDSS (Environmental Flows Decision Support System) e IFIM (Instream Flow Incremental Methodology).
- Métodos estadísticos o hidrológicos.
- Métodos que asocian el caudal a parámetros físicos del hábitat (en contraposición a parámetros biológicos).

En este trabajo se hace hincapié en las metodologías estadísticas o hidrológicas, en particular: Método de Tennant, Método del perímetro mojado y Método de Cabral Cruz.

El método de Tennant es un método simple y se limita a establecer, como caudal ecológico, un porcentaje del

caudal medio anual. Generalmente, ese porcentaje está vinculado a estudios estadísticos, realizados en Estados Unidos. Se justifica en base a la experiencia ganada, al administrar ciertos ríos, en los que habitan peces salmónidos. En consecuencia, sólo puede ser aplicado en cauces similares a los mencionados, y en los que habiten especies similares.

Dado que no existen estadísticas, ni estudios previos, en ríos regionales similares al Dulce se consideró que el método de Tennant no es, a la fecha, aplicable en esta cuenca.

Esta metodología puede ser útil en el futuro a fin de transferir la experiencia del río Dulce a cuencas vecinas.

En cuanto al Método del Perímetro mojado, se consideró que la extensión natural, de esta metodología, a los Bañados del río Dulce, consiste en relacionar los caudales desbordados, con el área inundada y su evolución a lo largo del tiempo. En consecuencia se hizo un análisis sencillo, intentando vincular los caudales desbordados, con las áreas inundadas, estimadas en base a imágenes satelitales

En cuanto al método de Cabral Cruz, este método poco difundido (Cabral Cruz, 2005) ofrece, entre las metodologías hidrológicas, un fundamento biológico que se basa en la teoría, muy razonable, de que los ecosistemas evolucionan, adaptándose sólo a los componentes predecibles de medioambiente (Futuyama, 1992).

En consecuencia, la implementación del caudal ecológico, debe basarse sólo en los componentes predecibles, de los registros de caudal.

Se ha asumido la hipótesis simplificadora, de que las componentes no predecibles de la serie de caudales, son asimilables al concepto técnico de ruido en señales.

Resultados y discusión.

La metodología de Cabral Cruz fue considerada de gran interés y utilidad, por su simplicidad y bajo costo. En este trabajo no se aplicó la metodología de filtrado propuesta por Cruz, sino otra más sencilla, compuesta por dos etapas sucesivas de filtrado; la primera es de baja precisión, y la segunda consiste en la aplicación de la metodología de filtrado Wiener (Press, 1988).

El método analiza la serie hidrológica de caudales, y extrae (filtra) de ella los elementos impredecibles (ruido). De este modo identifica los aspectos del hidrograma que tienen relevancia ecológica.

El hidrograma filtrado acota –por exceso– al caudal ecológico, y facilita el estudio de su vinculación con la biota existente.

Con el objeto de individualizar las componentes aleatorias, y sustraerlas al registro histórico de caudales, se efectuó un análisis de Fourier, del registro de caudales relevados en la estación “el Sauce” (1925-1968).

Ríos 2007

A fin de identificar el ruido, fué necesario adoptar una serie de hipótesis acerca de su naturaleza. Entre éstas se analizó la hipótesis de ruido blanco, ruido rojo, filtro pasabajos, filtrado Wiener, y la puesta a prueba, de la hipótesis nula, de que las componentes de la serie histórica de caudales, presentan intensidades de frecuencias similares, a las de una serie sintética representativa. La mayoría de esas hipótesis acerca de la naturaleza del ruido, condujeron a resultados que exhibían caudales negativos, por lo que fueron descartadas.

En la Figura 1 se grafican, en base a los resultados obtenidos, y para cada mes, los caudales naturales en líneas continuas, y en línea de puntos los caudales filtrados. Las líneas delgadas corresponden a caudales

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos promedio, sólo durante marzo (la diferencia es de un 20%). Por otra parte, el percentil 5% del caudal filtrado, siendo prácticamente coincidente con el mínimo mensual (del caudal filtrado), difiere notablemente con respecto a los valores relevados en campo. Es entonces razonable adjudicar los bajos valores medidos a la presencia de factores aleatorios, y no sería deseable admitir valores de caudal, que se encuentren por debajo del percentil 5% del caudal filtrado.

Referencias.

Brown Catherine; King, Jacqueline. (2003a). Banco Mundial. *Water Resources and Environment. Technical Note C.1. Environmental Flows: Concepts and Methods.*

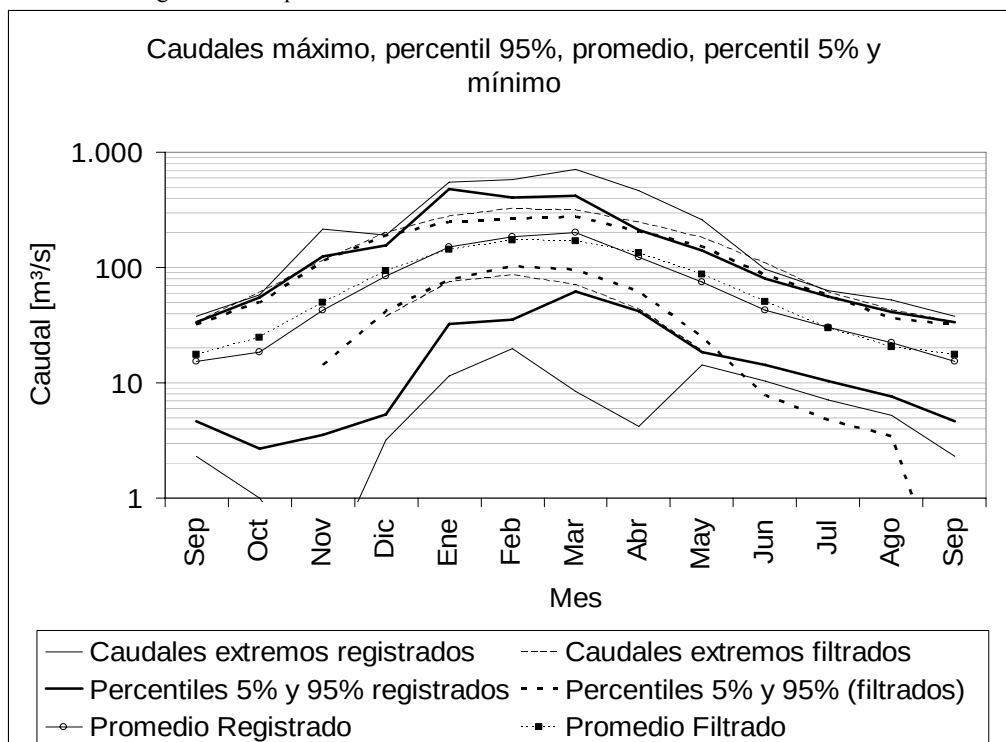


Figura1.-

extremos (máximos o mínimos), mientras que las líneas de mayor grosor indican los caudales superados el 5% y 95% de las veces.

Conclusiones.

No se ha tenido en cuenta en el estudio las modificaciones que sufre el caudal, aguas debajo de la represa de Río Hondo, debido a otras intervenciones humanas, como la extracción de agua para riego, la presencia de embalses como Los Quiroga, el vertido de contaminantes, etc., que deben incorporarse.

Excepto entre enero y marzo, el percentil 95% coincide tanto para el caudal natural como para el filtrado. Durante todo el año, el caudal medio tampoco difiere significativamente entre ambas curvas (registrada y filtrada).

Teniendo en cuenta que el caudal máximo para la línea de puntos, no difiere significativamente de su percentil 95%, puede aseverarse que, excepto entre abril y diciembre, los caudales filtrados son significativamente superados, por los naturales, con un período de retorno de 20 años.

El efecto del filtrado adoptado es relevante, para caudales extremos, sólo desde enero hasta marzo, y para los valores

Cape Town, Sudáfrica. Páginas: 28.

Brown, Catherine; King, Jacqueline. (2003b). Method DRIFT: allocations in an international river. The Lesotho Highlands. Environmental flow assessments for rivers. A summary of the drift process. Information report N° 01/00. Southern waters. Ed World Conservation Union - IUCM. Sudáfrica. Páginas: 27.

Cabral Cruz, Rafael. (2005). *Prescrição De Vazão Ecológica: Aspectos Conceituais E Técnicos Para Bacias Com Carência De Dados.* Tese De Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Ecologia UFRGS. Porto Alegre. Páginas: 173.

Futuyama, D. J. (1992). *Biología Evolutiva.* 2 ed., Ribeirão Preto: Sociedade Brasileira de Genética. 631 p. Referenciado en Cabral Cruz, (2005).

Press, W. H.; Teulkosky, S. A.; Vetterling, W. T.; Flannery, B. P.. (1988). *Numerical recipes in c. The art of scientific computing.* Cambridge University Press. Cambridge.. Pág. 547-549.

RIESGO DE INUNDACIONES EN EL RÍO LUJÁN

Jorgelina Reyna, Pablo Spalletti, José Daniel Brea

Laboratorio de Hidráulica. INA

Casilla de Correo 46, Apto. Ezeiza, Buenos Aires - CP 1802 - TE: 011 44800457

jorgelinareyna@yahoo.com.ar; pspallet@ina.gov.ar; dbrea@ina.gov.ar

Introducción

Con el objeto de estudiar el grado de afectación de eventuales inundaciones por crecidas del río Luján, y los riesgos asociados a dichos fenómenos en la población y en las actividades productivas, se ha implementado una metodología basada en la aplicación de modelos hidrodinámicos y procesamiento de los resultados mediante un Sistema de Información Geográfica (SIG).

El área de estudio se ubica al nordeste de la provincia de Buenos Aires, abarca la totalidad de la cuenca del río Luján hasta su cruce con la Ruta Nacional N° 9, ocupando una superficie total de 2.856 km².

A lo largo de su recorrido, el río Luján atraviesa diversas zonas urbanas y zonas rurales productivas. La ocupación de las áreas inundables por la población (valles fluviales, llanuras aluviales de inundación), sumado a una frecuencia relativamente baja de ocurrencia de inundaciones, que genera un exceso de confianza, conllevan a que no se tomen las medidas preventivas necesarias, ocasionando efectos catastróficos ante la ocurrencia de crecidas que provocan inundaciones.

Las medidas preventivas necesarias para reducir el riesgo involucran medidas legales y reglamentarias, reformas institucionales, educación, planificación financiera y compromiso político de los diferentes sectores, que tomen en cuenta los aspectos prioritarios de salud, agricultura y medio ambiente, y en ciertos sitios, también medidas estructurales. Para ello debe contarse con herramientas adecuadas que permitan tomar decisiones, y en ese sentido apuntan los estudios aquí presentados.

Objetivos

La identificación de zonas con peligro de inundación mediante mapas, constituye una herramienta que permite plantear por un lado medidas estructurales, y por otro, distintas medidas no estructurales tendientes a dar pautas en la Gestión Integrada de los Recursos Hídricos, particularmente en la planificación territorial, con miras a reducir los efectos ocasionados por las inundaciones.

El objetivo final es obtener un mapa donde se delimiten zonas con distintos niveles de peligro de inundación en la cuenca del río Luján.

Materiales y Métodos

La metodología propuesta considera el grado de riesgo hídrico en función de los niveles de escurrimiento que alcanzaría el río Luján para distintas recurrencias. Los niveles o alturas de inundación asociados a distintas recurrencias se determinan mediante un modelo hidrodinámico, evaluando a través del tiempo los niveles, caudales y velocidades de escurrimientos unidimensionales, en diferentes secciones transversales a la dirección principal del flujo.

La implementación del modelo requiere identificar el esquema físico mediante los datos topográficos en forma de perfiles transversales del cauce y zonas de desborde, y la caracterización de las obras de paso o control que puedan afectar el comportamiento hidráulico del sistema.

Las simulaciones llevadas a cabo se correspondieron con situaciones registradas, disponibles a partir de los datos históricos, y otras hipotéticas planteadas a partir de los datos hidrológicos.

Debido a las características de la cuenca completa del río Luján, y a la presencia de secciones particulares dadas por la localización de ciudades importantes con algún registro histórico de parámetros hidráulicos, se estableció una primera subdivisión de cuatro subcuencas, dividiendo al cauce principal en tres tramos, de acuerdo a las secciones de control definidas por estas cuencas de aporte.

A partir de esta primera subdivisión, se desagregó la cuenca completa del río Luján en 35 subcuencas, dividiendo al cauce en 30 tramos (Figura 1). Esta tarea se realizó a partir de las curvas de nivel disponibles y operando con diversos módulos del SIG, que permitieron al tiempo en que se determinó la configuración planimétrica de estas áreas, definir varios de los parámetros necesarios para los posteriores análisis de procesamiento hidrológico.

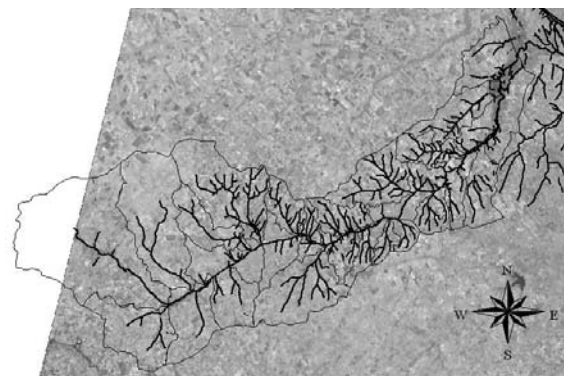


Figura 1.- Sistema del Río Luján subdividido en 35 subcuencas

Una vez definido el sistema, se procedió a la calibración del mismo a partir de los datos disponibles de registros de lluvias, y niveles en una sección del río en correspondencia con la ciudad de Luján.

Para las simulaciones de las situaciones hipotéticas planteadas, las condiciones de borde se definieron mediante los hidrogramas de las subcuencas de aporte, asociados a distintas recurrencias (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años). En este estudio sólo se presentarán los resultados para 2, 5 y 100 años de período de retorno, por considerarse situaciones representativas de una crecida ordinaria, una media y una extraordinaria. En la progresiva final, la condición de contorno es una altura de agua definida en función de las características físicas del cauce.

Los hidrogramas de las subcuencas se obtuvieron con el modelo hidrológico HEC-HMS, para tormentas asociadas a distintos niveles de recurrencia. Estas tormentas se calcularon con los datos de precipitación de la Estación Castelar del INTA, a los cuales, primero se les realizó un análisis de frecuencia de las series de precipitaciones anuales maximizadas, luego se aplicó la distribución temporal de la tormenta de Huff y finalmente, se consideró una variación espacial de las tormentas en la dirección del

escurrimiento del río Luján. En la aplicación del modelo HEC-HMS se calcularon las pérdidas de precipitación para condiciones de humedad antecedentes normales, con el método del Número de Curva desarrollado por el SCS, y la transformación de las precipitaciones netas a los hidrogramas se realizó con el método del SCS. En esta etapa, para la determinación de algunos de los parámetros a definir para el procesamiento hidrológico, fueron utilizadas como información de base imágenes satelitales y fotografías aéreas.

En las simulaciones con el modelo MIKE11 (software desarrollado por el Danish Hydraulic Institute) los hidrogramas transitan hacia aguas abajo y se van sumando progresivamente hasta determinar los hidrogramas trasladados de escorrentía total en las distintas secciones de control establecidas (V. Te Chow, 1994).

Los datos de niveles máximos en cada sección transversal asociados a las recurrencias de interés, permiten identificar distintas zonas de peligro.

Para determinar las zonas afectadas por inundaciones para los diferentes períodos de retorno analizados, se realizaron una serie de análisis utilizando un SIG.

En primer lugar, con la totalidad de la información topográfica disponible tanto en el cauce como en el resto de la cuenca, y utilizando módulos específicos del SIG, que permiten tener en cuenta las vías principales de flujo, se construyó el modelo digital del terreno (MDT) para la cuenca del río Luján.

Luego, se definió un modelo digital de la cota de inundación para distintos períodos de retorno. Esta tarea se realizó definiéndose perfiles transversales suficientemente largos como para abarcar el cauce y el valle de inundación completos, en correspondencia con todas las secciones del río en que se contaba con resultados de niveles líquidos. A estos perfiles se les asoció la cota máxima del pelo de agua, y para cada recurrencia se interpoló la superficie definida por la ubicación planimétrica de los perfiles y los niveles de la inundación obtenidos con el modelo hidrodinámico. De esta manera, para cada situación estudiada, queda definida una superficie que se corresponde con una envolvente de los niveles registrados durante la simulación.

Operándose celda a celda entre el MDT y los modelos digitales de envolventes de cotas de inundación, se determinaron, para cada situación de simulación propuesta, las zonas con desbordes sobre el terreno natural.

Evaluación de Resultados

En la Figura 2 se presenta los resultados de la simulación correspondiente al agrupamiento de las cuatro subcuencas, mostrando un mapa que vincula las líneas de peligro de inundación con el sistema de drenaje natural, los elementos estructurales presentes en la cuenca tales como caminos y ferrocarriles, y los centros urbanos.

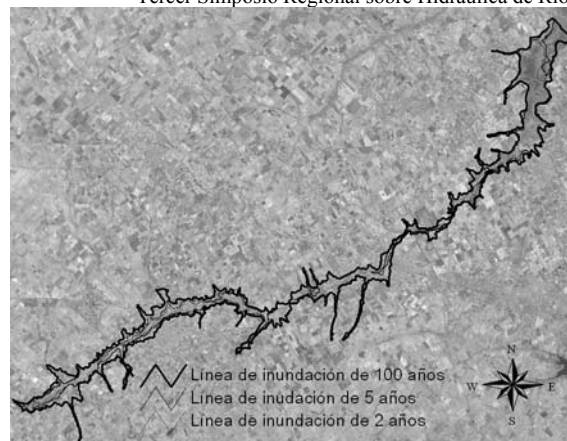


Figura 2.- Mapa de peligro de inundaciones, cuenca del río Luján

Los resultados obtenidos muestran que las zonas inundadas para recurrencias bajas quedan prácticamente confinadas dentro del cauce del río Luján; en las zonas de recurrencias medias comienza a notarse el efecto de las estructuras que interfieren el libre escurrimiento del río; y las zonas de recurrencias altas afectan toda la longitud del río, con severas influencias en las áreas urbanas, vías de comunicación y en las condiciones de descarga de los tributarios al curso principal.

De acuerdo al criterio consensuado de los últimos años, el peligro está asociado con los procesos o eventos con potencial de generar pérdidas, que pueden ocurrir naturalmente o inducidos por el hombre, mientras que riesgo se define como la exposición de algo de valor a un peligro y se considera habitualmente por la combinación de probabilidad y pérdida (Brea et al., 1999).

Conclusiones

Se ha presentado una metodología para generar un mapa general de peligro de inundación en función de la recurrencia.

Si bien los resultados se corresponden con las condiciones particulares adoptadas en el presente trabajo, el esquema metodológico planteado para realizar las tareas permite que ante eventuales cambios en el sistema de drenaje, readecuación o construcción de obras que puedan afectar el funcionamiento hidráulico, o la necesidad de conocer el comportamiento del sistema para otras condiciones particulares, en forma sencilla y práctica puedan obtenerse nuevos mapas de peligro de inundación.

Estas herramientas son básicas para la toma de decisiones relativas a las medidas estructurales y no estructurales tendientes a reducir los riesgos de inundaciones en la cuenca.

Referencias

- Brea, J.D.; Gaviño Novillo, J.M.; Spalletti, P.D.** (2000) Quaderni di Hidronomia Montana N.20. Editoriale BIOS. "Erosion Risk Assessment in a Southern Patagonian Watershed", pp. 257-266.
- Chow, Ven Te; D. R. Maidment y L. W. Mays** (1994) Hidrología aplicada. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.

AMENAZA POR CRECIENTES REPENTINAS EN LA COMUNA DE CUESTA BLANCA, PROVINCIA DE CÓRDOBA

Rodrigo M. Ugarte¹, Osvaldo L. Barbeito^{1,2} y Silvio N. Ambrosino¹

¹ Instituto Nacional del Agua (INA)-Centro de Investigaciones de la Región Semiárida (CIRSA). CONICET

² Facultad de Cs. Ex. Fis. y Nat. Universidad Nacional de Córdoba

Av. Ambrosio Olmos 1142. 5000 Córdoba, Argentina. Tel. (54 351) 468-2781 / Fax (54 351) 468-2782

E-mail: ugarterodrigo@yahoo.com.ar

Introducción

En la región serrana de Córdoba las crecientes repentinas de generación rápida y gran poder destructivo, condicionadas por las particularidades climáticas y del medio físico de la región, representan la amenaza natural por excelencia. En la Cuenca del río San Antonio, la concentración de precipitaciones en un periodo del año y la generación de tormentas convectivas favorecidas por el efecto orográfico, conjuntamente con la baja permeabilidad de los materiales geológicos, las fuertes pendientes naturales y la insuficiente cubierta de vegetación a la vez alterada por incendios frecuentes, representan las principales causas de las crecientes repentinas (Barbeito y Ambrosino, 1999).

La magnitud y dinámica que alcanzaron tales crecientes, en la mayoría de los casos fue totalmente inesperada, tomando desprevenidos a los pobladores en general y a los organismos encargados de la defensa civil, debido a la carencia de información que hubiera permitido predecir y prevenir tales eventos.

No obstante, en todos los casos sin excepción, del análisis geológico-geomorfológico empleando imágenes satelitales y fotografías aéreas antecedentes; interpretando patrones, trazas y elementos lo suficientemente claros, se desprende el grado de amenaza al que las localidades ribereñas están expuestas.

La Comuna de Cuesta Blanca, localizada a las márgenes del río Ichu Cruz - San Antonio, dadas las particularidades de la cuenca y la posición geomorfológica que ocupa en la misma, se encuentra expuesta a la amenaza por crecientes repentinas; hecho corroborado con datos históricos del 6 de enero de 1992, cuando la Comuna sufrió una de las mayores inundaciones registradas (Ugarte et al., 2006).

Objetivos

Frente a esto, el objetivo del presente trabajo de base geológica y geomorfológica, es evaluar la dinámica y alcance de las crecientes repentinas ordinarias y extremas en la población y entorno vinculado; con el fin de generar cartografía específica de ésta amenaza que constituya la base de partida para la implementación de acciones de prevención, control y planificación.

Materiales y Métodos

La metodología seguida incluyó tareas de gabinete y de campaña; trabajando en escalas desde lo Regional a lo Particular.

Para la realización de la carta de amenaza por crecientes repentinas de la Comuna Cuesta Blanca, se definieron y caracterizaron las unidades y elementos hidrogeomorfológicos del ámbito fluvial mediante la aplicación de técnicas de fotointerpretación y teledetección, con análisis estereoscópicos de detalle utilizando fotografías aéreas a escala 1:5.000 del año 1995, 1:20.000 del año 1962 y 1:50.000 del año 1987; la base fue proporcionada por la Hoja Geológica Los

Gigantes y Cartas de la Comuna. La información resultante fue chequeada y ajustada mediante controles de campo y datos históricos, obteniendo cartografía final a escala 1:10.000.

Evaluación de Resultados

Como resultado se obtuvo la carta hidrogeomorfológica a escala 1:10.000; indicativa de la naturaleza geológica del territorio, de las unidades hidrogeomorfológicas que componen el ámbito fluvial y su relación con la dinámica y alcance de las inundaciones repentinas ordinarias y extremas y los procesos fluviales asociados. Se generó así una zonificación del territorio de acuerdo a clasificación de la ONU (1976) modificada; en función al grado de amenaza a la que está expuesta cada zona y se enunciaron las correspondientes restricciones y usos sugeridos para cada unidad.

Conclusiones

Se concluye que, el tramo del río Ichu Cruz - San Antonio bajo estudio, presenta condiciones geológicas y geomorfológicas de estabilidad. El encajamiento del curso en el Valle en "V" sobre el sustrato de roca cristalina resistente, gneis y metatexitita (Gaido et al., 2005), es la causa de que los picos de crecida tengan desarrollo predominantemente vertical sobre el lateral, restringido a la vez por el material cristalino que forma las laderas de los Valles; por estos motivos se destaca la ausencia de áreas inestables por erosión de márgenes, sobrepaso de curvas, etc. Hay fuerte control del curso por el fallamiento de la roca de base.

Tal encajamiento determina que el alcance lateral del Lecho de Inundación Episódico y en gran medida del Lecho Periódico esté acotado y restringido por las laderas del Valle.

Las unidades hidrogeomorfológicas con participación en la dinámica y alcance de las Crecientes Repentinas, se corresponden con el Lecho Ordinario que contiene al canal de estiaje, un único Nivel de Terraza Erosiva y las laderas del Valle Fluvial en "V".

Como lecho de inundación frente a la ocurrencia de Crecientes Ordinarias actúa el Lecho Ordinario, ante Crecientes Periódicas el Nivel de Terraza Erosiva y zonas bajas de las laderas del Valle Fluvial demarcadas en forma estimativa debido a la inexistencia de trazas y/o elementos geomorfológicos y como Lecho Episódico, actúan en forma parcial y/o total las laderas del Valle Fluvial en "V". Se debe tener en cuenta que la evaluación realizada, tomó como caso testigo la crecida del 6 de enero de 1992, a criterio de los autores una Creciente Extrema pero no la Máxima Histórica. Figuras 1 y 2.



Figura 1.- Toma actual de la vivienda ubicada en la Margen Izquierda.



Figura 2.- Toma desde el mismo punto durante la Creciente del 6 de enero de 1992. El curso ya superó el Lecho Periódico y activó el Lecho Episódico afectando la infraestructura.

Por la posición geomorfológica que ocupan en la Comuna y frente a las particularidades del ambiente fluvial, se detectan áreas pobladas y edificadas muy puntuales en zonas que enfrentan amenazas ante Crecientes Episódicas y aún Periódicas.

La amenaza significa situaciones de riesgo en sectores donde se emplazan obras de infraestructura edilicia sobre las Terrazas Erosivas y las laderas de los Valles al alcance de Crecientes Periódicas y Extremas. Playa “de los Hippies”, Terraza debajo de la planta de la COOPI, márgenes del puente, entre otros.

En las márgenes externas de las curvas del río, las Crecientes Periódicas y Episódicas, adquieren mayor poder destructivo debido a los avances frontales de las ondas de crecida; amenazando en algunos tramos la infraestructura. En todo el trayecto del río las curvas externas están dominadas en última instancia por basamento cristalino y altas cotas de terreno, por lo que no hay posibilidad de corte por avance frontal de una Crecida Extrema.

Por la posición geomorfológica que ocupan en la Comuna y frente a las particularidades del ambiente fluvial, se detectan áreas pobladas y edificadas muy puntuales en zonas que enfrentan amenazas ante Crecientes Episódicas y aún Periódicas

Los arroyos laterales permanentes (Las Tomitas, etc.) significan por si solos una amenaza de consideración y un riesgo importante para las viviendas localizadas en sus márgenes.

Existen arroyos de Valles intermontanos de importancia hidrológica que hay que tener en cuenta en la planificación

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos territorial. Se destaca el amplio valle ubicado paralelo a la ruta Provincial 14, al sureste de la Comuna.

Dentro del marco de las estrategias de mitigación el estudio realizado implementado con alertas tempranas de crecida, cubre enteramente la etapa de prevención, en particular ante la ocurrencia de Crecientes Extremas. La adecuada transferencia de los resultados a todos los niveles de la población (educación, instrucción y adiestramiento), permitiría la auto evacuación con rapidez y eficacia, en particular ante eventos extremos.

En etapas posteriores, el estudio complementado con información hidrológica referida a caudales y recurrencia, posibilitará el establecimiento de la línea de rivera para la formulación final de las restricciones de uso del territorio.

Referencias

Barbeito, O. y S. Ambrosino (1999). “Prevención de daños por crecientes en áreas serranas. Incidencia de las características geológicas y geomorfológicas en la tendencia a crecientes repentinas. Cuenca alta del río Suquia”. *Informe parcial CONICOR-Proyecto PID 4009/97*. Córdoba, Argentina.

Gaido, M. F.; J. J. Zarco; R. C. Miró; M. Sapp; M. T. Gamba y H. López (2005). “Hoja geológica 3166-30, Los Gigantes”. Boletín 299. Instituto de Geología y Recursos Minerales. 19-21; 41 pp. Buenos Aires, Argentina.

Organización de las Naciones Unidas (1976). “Prevención y Mitigación de los Desastres Naturales”. *Compendio de los Conocimientos Actuales*. Volumen II.

Ugarte, R.; O. Barbeito y S. Ambrosino (2006). “Cuesta Blanca”. En: *Mitigación de la amenaza por inundaciones repentinas en las comunas del sur de Punilla, provincia de Córdoba. Informe Final*. Instituto Nacional del Agua-Centro de la Región Semiárida. Inédito.

INCERTIDUMBRE EN LA ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE PERIODOS DE ESTIAJE

Leticia Vicario ⁽¹⁾, Carlos M. García ⁽¹⁾, Laura Colladon ⁽²⁾, Andrés Ravelo ^{(3),(4)}, Andrés Rodríguez ^{(1),(4)}.

⁽¹⁾Instituto Superior de Recursos Hídricos, U.N.C. ⁽²⁾Centro de Investigación de la Región Semiárida, INA.

⁽³⁾Centro de Relevamiento y Evaluación de Recursos Agrícolas y Naturales, FCA, UNC.- ⁽⁴⁾CONICET.

E-mail: lvicario@isrh.unc.edu.ar

Introducción.

La determinación precisa de los caudales de periodos de estiaje en ríos es necesaria para proyectos hidráulicos e hidrológicos relacionados al manejo de corredores fluviales como por ejemplo, estudios de restauración de ríos y re-naturalización de cauces, determinación de caudales ecológicos y requerimientos de hábitat, formulación de balances hídricos y al análisis y mitigación de sequías. En general, la información de caudales (Q) en las secciones de control de un cauce fluvial, se obtiene de manera indirecta a partir de mediciones de la altura limnimétrica (h) y del uso de un modelo que vincula valores de altura limnimétrica y caudal (h - Q). Estas curvas se generan en cada sección, a partir de valores de h y Q obtenidos de una serie de aforos realizados bajo distintas condiciones de flujo. En este trabajo se identificaron las principales causas de incertidumbre en la estimación de los caudales observados durante periodos de estiaje para ríos que presentan una notable variación de caudales en distintos periodos del año. Esta característica es propia de los principales cursos fluviales de la provincia de Córdoba, tales como el río Suquía y sus tributarios, entre ellos el Río San Antonio.

Metodología.

Las fuentes de incertidumbre en la estimación de caudales a partir de las relaciones h - Q , se pueden agrupar en:

- I. **Incetidumbre en la determinación de la altura limnimétrica (h).** Esta incertidumbre es originada por el posicionamiento incorrecto del nivel de referencia de la escala analógica o digital, o por la precisión adoptada en el sistema de medición para la determinación de h .
- II. **Incetidumbre en el modelo h - Q utilizado,** debido a los errores matemáticos y estadísticos propios del modelo y a la variación de la relación h - Q en el tiempo.

La incertidumbre en la determinación de la altura limnimétrica (I) afecta a los valores de los caudales estimados en forma indirecta, a partir de una relación altura - caudal. El modelo geomorfológico h - Q [1] propuesto por Caamaño Nelli (1999), es utilizado en este trabajo para evaluar estos efectos.

$$Q = C h^{\frac{5}{3}(p+1)} \quad [1]$$

donde C una constante que reúne las características de escurrimiento en dicha sección. El parámetro p describe la forma de la sección transversal de acuerdo a la expresión:

$$B = C_1 h^p \quad [2]$$

donde B es el ancho de la superficie libre y C_1 es un factor característico de la geometría de la sección. El parámetro p varía de 0 a 1, siendo $p=0$ para una sección rectangular y $p=1$ para una sección triangular. Basado en

una muestra de más de 400 secciones transversales en ríos naturales, Caamaño Nelli (1999) determinó que más del 80% de las secciones analizadas presentaron un $p=0,5$ (sección parabólica) como el valor más probable.

La forma elegida en este trabajo para representar la variable Q y su incertidumbre es:

$$Q = Q_{medido} + \partial Q \quad [3]$$

Los valores porcentuales de incertidumbre en la determinación de Q (denominado $\delta Q/Q$) son estimados en este trabajo utilizando la ecuación (1) y el análisis propuesto por Moffat (1988) para evaluar incertidumbres en resultados experimentales:

$$\frac{\partial Q}{Q} = \frac{5}{3}(p+1) \frac{\partial h}{h} \quad [4]$$

donde $\delta h/h$ es la incertidumbre porcentual en la determinación experimental de h .

Las incertidumbres debido al modelo h - Q utilizado (II), se pueden clasificar como:

- a) Las incertidumbres propias del modelo elegido debido al modelo teórico utilizado (Schmidt, 2002) y al tratamiento y al ajuste estadístico del conjunto de datos que conforman la curva h - Q . Por otra parte, la extrapolación de la curva h - Q incide en la precisión de los valores extremos de caudales estimados (máximos y mínimos), independientemente de que la curva presente un elevado coeficiente de regresión en el ajuste del conjunto de los valores observados (Clarke y Brusa, 2001).
- b) La relación h - Q puede presentar variaciones en el tiempo debido al cambio en la forma de la sección. Las principales causas de este cambio son la dinámica geomorfológica de la zona en la que se emplaza la sección y/o la rotura de la estructura del muro de aforo en el caso de que el mismo exista. Otra causa de la modificación de la relación h - Q en el tiempo es el cambio en la orientación relativa de las líneas de corriente, ya que los parámetros de la curva están definidos por dicha orientación y por las contracciones de la sección. Durante el período de estiaje, las formas de fondo generan un flujo meandroso en la zona cercana a la sección de control, afectando notablemente los caudales estimados en este período.

Resultados y discusión.

La ecuación [4] muestra que para $p=0,5$ (valor mas probable de p) e incertidumbres porcentuales en la determinación de h del 5% y del 10%, los valores porcentuales de incertidumbre en Q son 12.5% y 25%, respectivamente. En la Figura 1 se presentan los valores porcentuales de incertidumbre en la determinación del caudal, para diferentes valores del parámetros p ($p=0$, sección rectangular; $p=0,5$, sección parabólica, y $p=1$, sección triangular).

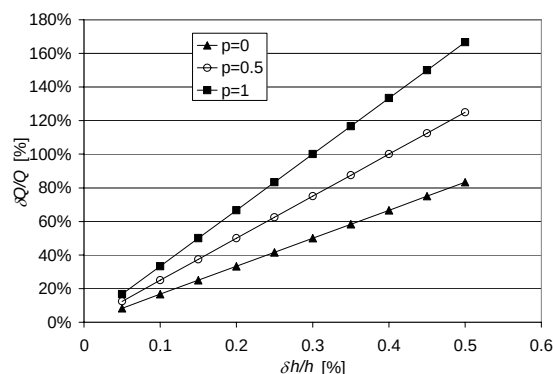


Figura 1.- Incertidumbres porcentuales en el caudal estimado.

En la Figura 2 se grafica la variación de la incertidumbre porcentual del caudal estimado en secciones de control del Río San Antonio, Provincia de Córdoba; para un rango de valores de altura limnimétrica de 0 a 1m, y con una incertidumbre en la medición de h de ± 2 cm. Cada valor de h tiene asociado una incertidumbre relativa determinada por la precisión (± 2 cm) y la magnitud del nivel medido. Las curvas incluidas en esta figura aplican a cualquier sección de control que presente la misma precisión en la medición de la altura limnimétrica, debido a que el parámetro $p=0,5$ es asumido a priori como el más probable en los cursos de agua naturales (Caamaño Nelli, 1999).

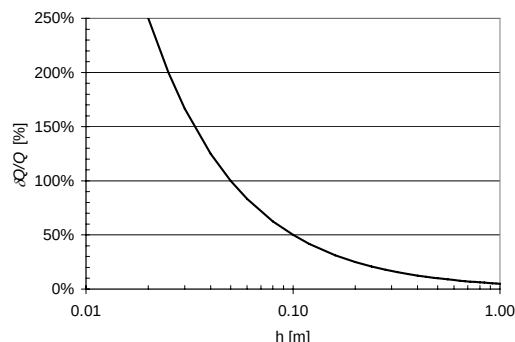


Figura 2.- Incertidumbre porcentual en el caudal estimado en secciones de control del Río San Antonio para distintos valores de h (m), $p=0,5$ y una precisión de ± 2 cm.

Se observa en esta figura que para valores de h mayores a 0,50 m, el valor porcentual de incertidumbre de Q será menor al 10%. Los caudales que se obtengan de alturas limnimétricas menores a 0,20 m y 0,10m en la sección de control, presentarán errores iguales o mayores al 25% y 50% respectivamente.

Los registros de niveles del período 2003-2004 en la cuenca del río San Antonio (INA-CIRSA, 2003/2004) muestran que en tres secciones de control (1804: El Cajón, 1004: Ichu Cruz y 604: Barrio El Canal), las alturas limnimétricas habituales fueron menores a 0,20m en el período comprendido entre Mayo y Octubre de ambos años. En lo que se refiere a la incertidumbre debido al modelo $h-Q$ utilizado, en primera instancia los valores calculados de caudal en períodos de estiaje pertenecen al extremo inferior de la curva $h-Q$. El menor valor de altura limnimétrica aforado en la estación de Barrio El Canal (1969-1987) fue de 0,12m, es decir que para estimar los caudales para h menores a 0,10m es necesario realizar una extrapolación. Las mencionadas condiciones de flujo presentes durante los períodos de estiaje en el río San Antonio generan un elevado porcentaje de incertidumbre

Tercer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos en la estimación de los caudales. Además, un relevamiento del estado de las estructuras de control ubicadas en la cuenca del Río San Antonio (Taravella, 2002) mostró que la mayoría de ellas presenta un deterioro notable que afecta la correcta estimación de los caudales de estiaje. Estos efectos son despreciables en la determinación de caudales en períodos de crecidas, objetivo de esta red telemétrica. Finalmente, la sección de Barrio El Canal posee un lecho arenoso, esto provoca que en períodos de estiaje el curso de agua adquiera una forma indeterminada y se separe en varios cursos menores, dentro del cauce. Esta variación en la orientación de las líneas de corriente implica una modificación de los parámetros de la curva $h-Q$ en la sección de control.

Conclusiones.

Con el modelo presentado en este trabajo (Ecuación [4]), es posible estimar la incertidumbre en la estimación de los caudales en una sección de control en un cauce fluvial, a partir de la precisión en las mediciones de las alturas limnimétricas en dicha sección. El análisis de un caso particular en el Río San Antonio, Provincia de Córdoba, muestra que no es posible determinar caudales que presenten una altura limnimétrica menor a 0,20cm, con una incertidumbre porcentual menor al 25% y para una altura menor a 0,12m es necesario realizar una extrapolación de la curva $h-Q$, definida para la sección de aforo de Barrio El Canal. Los parámetros de la curva $h-Q$ en dicha sección, no contemplan las diferentes formas que adopta el flujo en los períodos de estiaje, modificando la orientación relativa de las líneas de corriente para la cual fueron calculados. A partir de este trabajo, se elaboran recomendaciones para mejorar la estimación de los caudales en períodos de estiaje. Estas recomendaciones incluyen la propuesta de una estrategia de medición que permita variar la precisión en la medición de las alturas limnimétricas en por lo menos dos períodos al año (seco y lluvioso). La mencionada estrategia debe prever además el regular mantenimiento de las secciones de control, tanto de los muros aforadores como del cauce en las zonas cercanas a las mismas.

Referencias.

- Caamaño Nelli, G. (1999). "Hidrología Avanzada." *Maestría en Ciencias de la Ingeniería, F.C.E.F. y N., U.N.C. Córdoba, Argentina.*
- Clarke, R.; Brusa, L. (2001). "The precision of low flows estimated from rating curves: a case study from Brazil". *IAHS Publication 272, Wallingford, Inglaterra, p. 1-7, 2001. pp. 269-275.*
- Colladon, L.; Caamaño Nelli, G. (2006). "Validez de las mediciones de nivel del río SanAntonio, en Barrio El Canal, para análisis estadístico de mínimos". *Publicación interna. INA-CIRSA, Villa Carlos Paz, Córdoba.*
- I.N.A.-C.I.R.S.A. (2003-2004): "Boletines mensuales de datos hidrológicos. Cuenca del Río San Antonio." *Sistema telemétrico CIRSA. Villa Carlos Paz. Argentina.*
- Moffat, R (1988). "Describing the uncertainties in experimental results". *Experimental Thermal and Fluid Science 1: 3-17.*
- Schmidt, A. (2002). "Analysis of stage-discharge relations for open-channel flows and their associated uncertainty". PhD thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana, Illinois.
- Taravella, R.A. (2002). "Identificación y cuantificación de los componentes del Balance Hídrico en el Embalse San Roque." Tesis de Grado. F.C.E.F.y N. UNC. 274 p.