

3

HIDRAÚLICA DE RÍOS

HIDRÁULICA DE RÍOS

- ◆ **Hidrodinámica de cursos fluviales**
Hidrodinâmica de cursos fluviais
- ◆ **Hidrodinámica de torrentes**
Hidrodinâmica de torrentes
- ◆ **Transporte de sedimentos**
Transporte de sedimentos
- ◆ **Morfodinámica de ríos**
Morfodinâmica de rios
- ◆ **Erosión y socavación en ríos**
Erosão e socavaçãomrios
- ◆ **Renaturalización de cursos de agua**
Renaturalização de cursos de água
- ◆ **Flujos hiperconcentrados**
Fluxos hiperconcentrados

METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DE SUELO POR EROSIÓN HÍDRICA EN CUENCAS UTILIZANDO UN SIG <i>Víctor I. Mastache M. y Fernando J. González V.</i>	1749
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA Y MORFOLÓGICA DEL RÍO LA ESTRELLA PARA LA GENERACIÓN DE MAPAS DE MANCHAS DE INUNDACIÓN Y PELIGROSIDAD, LIMÓN, COSTA RICA <i>Fernando Watson y Isabel Guzmán</i>	1760
ESTIMACIÓN DEL APORTE DE SEDIMENTOS EN LA CUENCA "EL TULE", MÉXICO, MEDIANTE EL USO DE DIFERENTES MÉTODOS EMPÍRICOS <i>Miguel Ángel Bribiesca Rodríguez, Fernando Jorge González Villarreal y Sinuhé Alejandro Sánchez Martínez</i>	1771
MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS CIRCULARES CON MODELOS LAGRANGEANOS <i>Laura E. Ayala Cruz, Israel E. Herrera Díaz, Jonathan Cepeda-Negrete y Alberto Saldaña-Robles</i>	1783
MODELAGEM HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL DE FLUIDOS HIPERCONCENTRADOS - ESTUDO DE CASO DA RUPTURA DA BARRAGEM DO FUNDÃO - BRASIL <i>Nathália Couto Machado, Aloysio Portugal Saliba y Márcio Benedito Baptista</i>	1793
MODELACIÓN DE LA DINÁMICA DE UN MEANDRO EN COLOMBIA: UN CASO DE ESTUDIO EN EL RÍO MAGDALENA <i>Juliana Vargas, Laura Guarín y Philippe Chang</i>	1805
EVALUACIÓN DE ALTERACIÓN DE LA CONECTIVIDAD HIDRÁULICA ENTRE EL RÍO SINÚ Y CAÑO BUGRE <i>Alejandro Franco Rojas, Fabio Andrés De León Otero y Neil Andrés Llain Torrado</i>	1817
CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA EROSIÓN FLUVIAL DE LAS GEOFORMAS CONFORMANTES DEL CAUCE DEL RÍO MAGDALENA (NEIVA-PRADO) <i>Alejandro Franco Rojas, Jorge Alberto Suarez Ardila y Miguel Ángel Sandoval Pinillos</i>	1829
ANÁLISIS DE FORMAS DE FONDO SIMULADAS EN UN RÍO DE AGUAS POCO PROFUNDAS <i>Santiago Ochoa, Teresa Reyna, Marcelo García, Horacio Herrero, Ana Heredia y José Manuel Díaz</i>	1841
DETERMINAÇÃO DAS REGIÕES DE PASSAGEM E DE DESCANSO DE PEIXES EM UM MODELO FÍSICO DE UM MTP DO TIPO RANHURA VERTICAL <i>Rodrigo Alonso, Guilherme Vieira, Mila Sampaio, Stênio Coelho, Joege Tarqui, Aloysio Saliba y Edna Viana</i>	1853
EL USO DE GEOTUBOS COMO MEDIDA DE PROTECCIÓN DE ESTRIBOS DE PUENTES <i>Agustina Spais, Marcela Leticia Reynares, Graciela Beatriz Scacchi, María Luisa Possi y Mario Isaac Schreider</i>	1863
CALIBRACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS 2D EN UNA CUENCA NO AFORADA DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA, ARGENTINA <i>Tomas Vaschalde, Andrea Rico y Clarita Dasso</i>	1870
ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE RELACIONADA A LA EXTRAPOLACIÓN DE CURVAS ALTURA - CAUDAL (H-Q) <i>María Magdalena Baraquet, Germán Liendo, Nicolás Federico Guillén, Javier Alvarez y Carlos Marcelo García</i>	1882
MEDICIÓN DE LA EROSIÓN DE LA COSTA DEL RÍO PARANÁ PROVOCADA POR EL OLEAJE DE UNA EMBARCACIÓN <i>Silvina Mangini, Héctor Prendes, José Huespe y Yasser Palay Esquivel</i>	1888
ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO RIO GUALAXO DO NORTE NOS TRECHOS A JUSANTE E A MONTANTE DO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DE FUNDÃO <i>Priscila Kelly da Silva, Igor Andrade Azevedo, Deyse Almeida dos Reis, Anibal da Fonseca Santiago y Ana Letícia Pilz de Castro</i>	1895

ANÁLISIS DE MEANDROS EN EL RÍO SINÚ <i>Alvaro Alberto López-Ramos, Luisa Martínez-Acosta and Alvaro Alberto López-Lambraño</i>	1902
SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA HIDRODINÁMICA Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL MODELO HIDRÁULICO DEL RÍO MADRE DE DIOS <i>Magaly Cusipuma, Julio Martin Kuroiwa y Luis Fernando Castro</i>	1910
ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA PREDICCIÓN DE LA ACOMODACIÓN DE LOS SEDIMENTOS GRUESOS EN EMBALSES COLOMBIANOS <i>Yuli Carolina Velandia Roncancio y Carlos Eduardo Cubillos Peña</i>	1922
INVESTIGACIÓN NUMÉRICA DE POTENCIAL DE EROSIÓN CAUSADO POR SOCAVACIÓN POR PRESIÓN <i>Daniel Vicente Horna Muñoz y George Constantinescu</i>	1934
IMPLEMENTACION DEL MODELO HIDRODINAMICO BIDIMENSIONAL TELEMAT-2D EN UN TRAMO DEL RIO PARANA INFERIOR <i>Florencia Peruzzo, Gerardo Riccardi y Pedro Basile</i>	1941
DRAGADO DEL RÍO GRIJALVA PARA MEJORAMIENTO HIDRÁULICO Y CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMAS CONTRA INUNDACIONES <i>Manuel Moises Cabrera Delgadillo y Guillermo Leal Báez</i>	1953
PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE CUENCAS TORRENCIALES O SEMITORRENCIALES POR MEDIO DE ANÁLISIS ESTADÍSTICOS Y GEOMORFOLÓGICOS <i>Jeannette del Carmen Zambrano Nájera y Jairo Guillermo Luna Caiza</i>	1965
LA MINERÍA AURÍFERA SOSTENIBLE: ANÁLISIS PRELIMINAR DEL SISTEMA FLUVIAL DEL RÍO NECHÍ, COLOMBIA <i>Juan Daniel Ríos y Erik Mosselman</i>	1974
PROCESOS AGRADACIÓN-DEGRADACIÓN ASOCIADOS A LA OPERACIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA <i>Edward Julián Sánchez, Luis Alfredo Berriola, Juan José Ramírez, Jorge Andrés Alzateb, Lilian Posadac y Juan Fernando Palacio</i>	1983
EVALUACIÓN DE DEPOSICIONES MEDIANTE MODELO HIDRO-SEDIMENTOLÓGICO EN GRAN TRAMO DEL RÍO PARANÁ INFERIOR <i>Marina Laura Garcia, Pedro Abel Basile y Gerardo Adrián Riccardi</i>	1995
PARAMETRIZACIONES DE LA CURVA DE SHIELDS PARA DIFERENTES APLICACIONES DEL CRITERIO DE MOVIMIENTO INCIPIENTE <i>Pedro Abel Basile, Gerardo Adrián Riccardi y Marina Laura Garcia</i>	2006
EROSIÓN AGUAS ABAJO DE TRAVIESAS EN TRAMOS CURVOS: RESULTADOS PRELIMINARES <i>Mishel Verónica Reyes Castillo, Julio Martín Kuroiwa Zevallos y Luis Fernando Castro Inga</i>	2017
AVANCES PARA LA ESTIMACIÓN DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS POR FONDO EN CAUCES DE URUGUAY <i>Federico Vilaseca, Christian Chreties y Luis Teixeira</i>	2028
ESTUDIO NUMÉRICO MEDIANTE SIMULACIONES DE GRANDES VORTICES (LES) DE LA TURBULENCIA EN CANALES CON LECHO DE GRAVA <i>Gustavo Estay, Yarko Niño y Fabian Bombardelli</i>	2037
EVALUACIÓN HIDRODINÁMICA DEL MEANDRO PASTORA CON ESPIGONES <i>Mishel Melendez, Henry Valverde, Jorge Abad, Juan Cabrera, Leo Guerrero y Daniel Horna</i>	2049
ESTIMACIÓN DE ZONAS DE ALTO RIESGO EROSIVO EN RÍOS PEQUEÑOS, UTILIZANDO UN MODELO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL <i>Humberto Salinas Tapia, Angélica Lizbeth Alvarez Mejía, Juan Manuel Becerril-Lara y J. A. Garcia Aragón</i>	2056
MODELO BIDIMENSIONAL DE INUNDACIÓN URBANA DE LA CIUDAD DE AZUL (ARGENTINA) CON HERRAMIENTAS DE USO LIBRE <i>Guillermo Collazos, Ignacio Villanueva, Ninoska Briceño, Georgina Cazenave, Cristian Guevara y Martín Blanco</i>	2064

PERCOLACIÓN DEL CONCENTRADO DE COBRE EN UN MEDIO POROSO <i>Natalia Bustamante y Yarko Niño</i>	2076
MODELO BIDIMENSIONAL DE ALTO RENDIMIENTO BASADO EN PLATAFORMA GPU PARA SIMULACIÓN DE PROCESOS DE EROSIÓN Y DEPOSICIÓN EN RÍOS <i>Reinaldo Garcia, Mario Morales, Pilar Garcia-Navarro y Ignacio Villanueva</i>	2085
CORRELACIÓN ENTRE LA CARGA SEDIMENTOLÓGICA DEL RÍO CAUCA (COLOMBIA) Y PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DE SU CUENCA <i>Otoniel Niño Piña y Carlos Eduardo Cubillos Peña</i>	2092
CUANTIFICACIÓN DEL TRANSPORTE DE FONDO CON ADCP EN EL RÍO CTALAMOCHTA, CÓRDOBA - ARGENTINA <i>Ana I. Heredia L., José Manuel Díaz Lozada, C. Marcelo García R , Ricardo N. Szupiany y Francisco G. Latosinski</i>	2104
DETERMINACIÓN DE DIMENSIONES CARACTERÍSTICAS, DESPLAZAMIENTOS Y EVOLUCIÓN TEMPORAL DE DUNAS EN EL RÍO URUGUAY <i>Alejandro Nardin, Cecilia López Weibel, Ricardo N. Szupiany y Alejandro Arcelus</i>	2113
MORFOLOGÍA AGUAS ABAJO DE UNA PRESA <i>Germán Adrián Aguilar Martínez, Óscar Arturo Fuentes Mariles, José Luis Aragón Hernández, Faustino De Luna Cruz y Darío Alfredo Hernández Aguilar</i>	2120
EL DESTINO DE UNA ISLA FLUVIAL <i>Geraldo Wilson Júnior y Mário Gröne de Souza e Silva</i>	2132
AMENAZA POR INUNDACIONES Y ALUDES TORRENCIALES <i>Jaime Iván Ordóñez Ordóñez</i>	2143
DISSIPACÃO DE ENERGIA DE ONDAS PELA VEGETAÇÃO EM RECINTOS FECHADOS <i>Germano de Oliveira Mattosinho, Adriana Silveira Vieira, Geraldo de Freitas Maciel, Gabriel Esgalha Rocha y João Lucas Coelho Tardivel</i>	2153
COMPARACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS 1D Y 2D EN SIMULACIONES DE ROTURA DE PRESA <i>Andrés Burboa</i>	2162
ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DINÁMICA DE FLUJOS DE HUAYCOS EN UNA QUEBRADA DE ALTA PENDIENTE <i>Diego Cornejo, Manuel Gómez, Angel Narro, Roger Hidalgo, Miguel Sánchez y Samuel Quisca Astocahuana</i>	2173
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE UN RÍO MEANDRIFORME PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO DE OBRAS DE CONTROL DE EROSIÓN EN MÁRGENES <i>Hector Daniel Farias, Lucas G. Dominguez Ruben y Jorge Prieto Villarroya</i>	2181
ESTIMACIÓN DE SERIES DE TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN PARA GRANDES CUENCAS GENERADORAS DE SEDIMENTOS <i>Pablo Spalletti, Martín Irigoyen y Luciano Hergenreder</i>	2191
ANÁLISIS DE PROCESOS MORFOLÓGICOS DE LARGO PLAZO EN UN RÍO ALUVIAL AFECTADO POR ACCIONES ANTROPOGÉNICAS <i>Hector Daniel Farias, Lucas G. Dominguez Ruben y Jorge Prieto Villarroya</i>	2204
ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD DE LA EROSIÓN HÍDRICA EN LA MICROCUENCA SASANI, PUNO - PERÚ <i>Wilberth Rivera, José Mamani y Rodolfo Alfaro</i>	2214

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DE SUELO POR
EROSIÓN HÍDRICA EN CUENCAS UTILIZANDO UN SIG**

Mastache M., Víctor I.; González V., Fernando J.

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México
vmasachem@iingen.unam.mx, fgonzalezv@iingen.unam.mx*

RESUMEN:

Este trabajo analiza una metodología para estimar la pérdida de suelo por erosión hídrica en la cuenca denominada El Tule, ubicada en México, para estimar el sedimento que llegaría al embalse de la presa que se construirá como parte del proyecto del Acueducto del Poniente. La pérdida de suelo, medida por unidad de área y tiempo, se calculó con base en la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo y mediante una técnica de Álgebra de Mapas en un Sistema de Información Geográfica. Esta técnica requiere información, en formato ráster, de los datos climatológicos, topografía del sitio, unidades edafológicas y de uso de suelo y vegetación para estimar los diferentes factores involucrados en esta ecuación. Los resultados indican que en la cuenca existe una erosión actual media de 126 ton/ha/año y el 77% de la cuenca se encuentra expuesta a una erosión baja; sin embargo, los cambios en el uso de suelo y la deforestación podrían llevar a que el 83% de la cuenca presente una erosión extrema, ocasionando una erosión potencial media de 1,032 ton/ha/año. Además, se pronosticó una llegada de 370 mil m³/año de sedimento al embalse, representando que la capacidad de azolve de la presa sea rebasada en 36 años. Debido a esto, se debe considerar la instalación de estructuras de retención de sedimentos, si se requiere alargar la vida útil de la presa por capacidad de azolves. Finalmente, la metodología de la USLE procesada en un SIG permite analizar, evaluar y representar cartográficamente la distribución espacial de la erosión hídrica.

ABSTRACT:

This work analyses a methodology to estimate the loss of soil by water erosion in El Tule River basin, located in Mexico, in order to estimate the amount of sediment that would reach the reservoir of the dam that will be built as part of the “*Poniente Acueducto*” project. The loss of soil, measured per unit area and time, was calculated based on the Universal Soil Loss Equation and using an Algebra of Maps technique in a Geographical Information System. This technique requires information, in raster format, of the climatological data, topography of the site, soil units and land use and vegetation to estimate the different factors involved in this equation. The results indicate that there is an average current erosion of 126 tons/ha/year in the basin and 77% of the basin is exposed to low erosion. However, changes in land use and deforestation could lead to 83% of the basin experiences extreme erosion, causing an average potential erosion of 1,032 ton/ha/year. In addition, 370 thousand m³/year of sediment was forecast for the reservoir of the dam, representing that the capacity of the dam will be exceeded in 36 years. Due to this, the installation of sediment retention structures should be considered, if it is required to extend the useful life of the dam specifically by capacity of silts. Finally, the methodology of the USLE processed in a GIS allows analyzing, evaluating and cartographically representing the spatial distribution of water erosion.

PALABRAS CLAVES: erosión hídrica, pérdida de suelo, SIG.

INTRODUCCIÓN

Para garantizar la demanda de agua potable a la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), la Comisión Nacional del Agua impulsa la construcción del proyecto del Acueducto del Poniente, el cual constituirá la cuarta etapa de desarrollo del Sistema Cutzamala, principal fuente de abastecimiento de agua potable a la ZMVM. La obra de captación será una estructura de concreto simple a gravedad y se denominó El Tule, por la cercanía a la comunidad del mismo nombre.

La pérdida de suelo por erosión hídrica es uno de los factores que afectan el funcionamiento hidrológico de la cuenca, pues disminuye la calidad y cantidad de agua captada y almacenada en la presa El Tule (Castro Mendoza, 2013). La erosión de cuencas se incrementa con la deforestación; consecuentemente la concentración de sedimentos suspendidos también crece, los cuales se depositan en el fondo de los cauces. Sin embargo, no todo el sedimento se asienta, una parte de material es transportado hasta llegar a los almacenamientos o al mar, donde el resto de las partículas se azolva. Esto provoca que las presas se saturen de sedimento, disminuyendo su vida productiva (Manson, 2004).

Existen diferentes métodos para estimar la producción de sedimentos en cuencas; la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE, por sus siglas en inglés), método empírico, es el más utilizado en México, debido a su simplicidad y a la ausencia de registros de sedimentos sobre los cauces (Ramírez León, 2009).

La USLE fue desarrollada originalmente para predecir el movimiento promedio anual de los suelos desde una pendiente específica y bajo condiciones de uso y manejos específicos; orientar la selección de prácticas de conservación para áreas específicas; estimar la reducción de pérdida de suelos que se puede lograr con cambios de manejo efectuados; y, determinar el largo máximo de pendiente tolerable para un sistema de cultivo determinado.

Las ventajas de la USLE incluyen facilidad de uso, simplicidad y una base de datos amplia sobre la cual fue desarrollado. Sin embargo, tiene varias limitaciones. Los métodos para estimar los seis factores no se encuentran disponibles en varias ocasiones; además, representa un procedimiento estadístico (empírico) que no contempla los procesos físicos de separación, transporte y sedimentación en forma mecánica.

Por lo anterior, el objetivo principal de este trabajo es estimar la erosión hídrica como antecedente para determinar la degradación de la cuenca, según el método empírico de la USLE y mediante la técnica conocida como Álgebra de Mapas en un Sistema de Información Geográfica (SIG).

ÁREA DE ESTUDIO

La presa El Tule se ubicará en las coordenadas sexagesimales para el hemisferio norte, de latitud norte 19°01'17.55" N y longitud oeste 100°06'28.36" W, en el estado de México, a una elevación aproximada de 1520 msnm. En la figura 1 se observa la ubicación de la cuenca y la presa El Tule. El área de la cuenca aproximada es 550.2 km². En la zona existen cuatro estaciones climatológicas que contienen información de precipitación, temperaturas, entre otros (tabla 1).

Tabla 1.- Precipitación media anual de las estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio.

Nombre de la estación	ID	Coordenadas		P (mm)
		Latitud N	Longitud W	
Nevado de Toluca	15,062	19.117	-99.767	1,232
Paso del Cobre, Tejupilco	15,068	18.901	-100.000	1,301
Puente Andaro	15,079	19.084	-99.984	817
Presa Valle de Bravo	15,130	19.201	-100.117	877

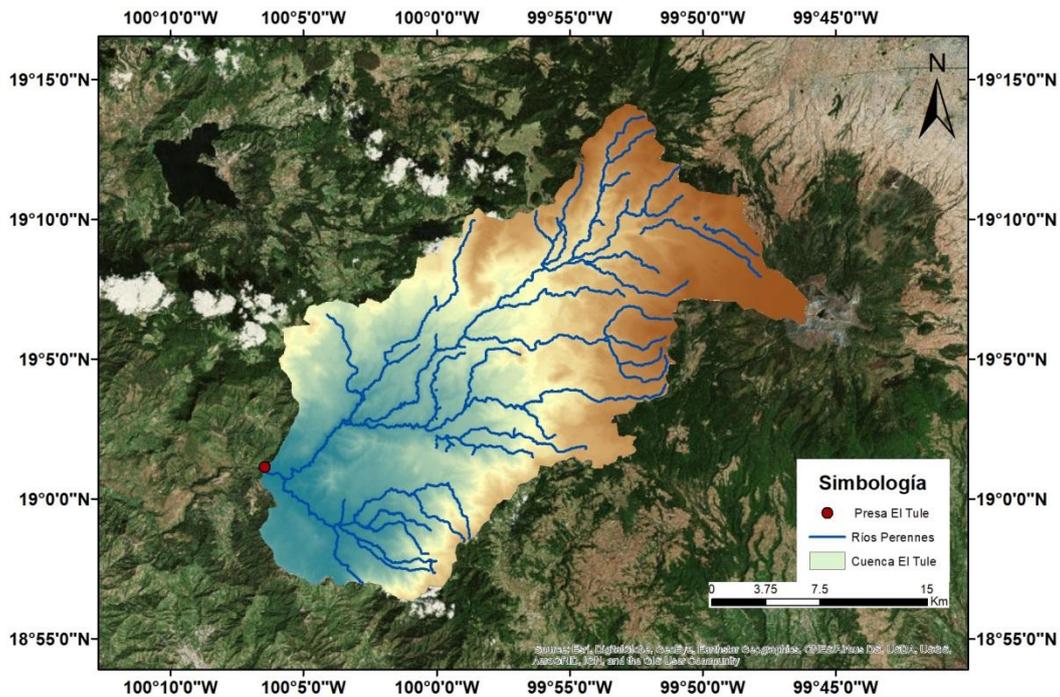


Figura 1.- Ubicación de la presa y cuenca El Tule.

METODOLOGÍA

La estimación de la erosión actual y potencial se analizó mediante la técnica Álgebra de Mapas en un Sistema de Información Geográfica, con base en la USLE, desarrollada por Wischmeier & Smith, en la que la pérdida de suelo está expresada como masa por unidad de área por unidad de tiempo y es una función del efecto de seis factores (Flores Islas, 2016). La función que describe el proceso se expresa en la ecuación [1]. En la figura 2 se describe la metodología para estimar la pérdida de suelo que corresponde a la erosión hídrica actual y potencial.

$$A = R * K * L * S * C * P \quad [1]$$

Donde:

A = Pérdida de suelo anual expresada en ton/ha/año.

R = Factor de erosividad de la lluvia en (MJ mm)/(ha hr).

K = Factor de erosionabilidad del suelo en (ton ha hr)/(MJ mm ha).

S = Factor del grado de la pendiente, adimensional.

L = Factor del grado de longitud de la pendiente, adimensional.

C = Factor del uso de suelo, es adimensional.

P = Factor de las prácticas mecánicas en el manejo de la vegetación agrícola, es adimensional.

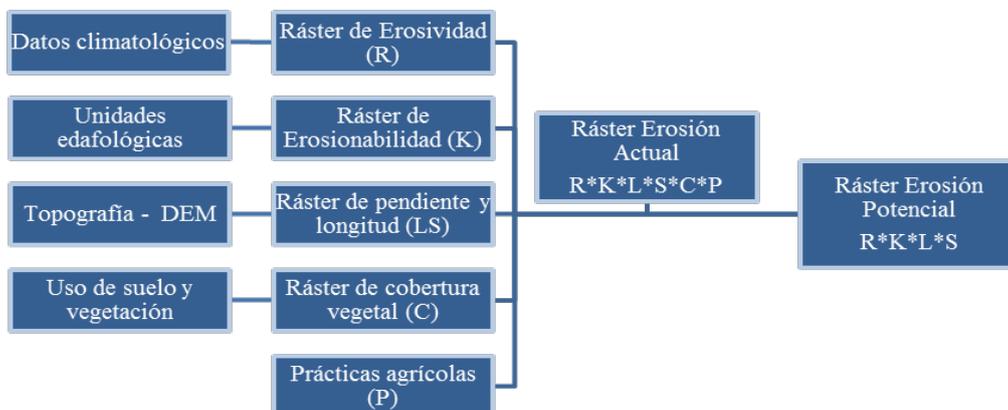


Figura 2.- Metodología para estimar la erosión hídrica.

Factor de erosividad de la lluvia R

El factor R es un índice numérico que expresa la capacidad de la lluvia para erosionar el suelo y se define como la suma del producto de la energía total de la precipitación por su máxima intensidad en treinta minutos para todos los eventos importantes de precipitación en un área durante un año promedio (Wischmeier y Smith, 1978).

Además, el término de R en forma de producto es el mejor parámetro de la precipitación que refleja la interacción entre el potencial combinado del impacto de lluvias y la turbulencia del escurrimiento para transportar partículas suspendidas. La estimación de R se puede hacer mediante métodos directos y métodos indirectos. Este factor se estima para cada una de las tormentas significativas ocurridas durante un registro de una longitud aceptable.

La red pluviométrica es limitada en México, por lo que Cortés (1991) regionalizó las estaciones a fin de caracterizar áreas sujetas a condiciones similares de lluvia. De esta manera delimitó 14 regiones diferentes (figura 3) para la erosividad de la lluvia (Montes León, Uribe Alcántara, & García Celis, 2011) y generó ecuaciones (tabla 2), mediante un análisis de regresión, que permiten la estimación del factor R de la USLE en función de la lluvia anual para cada una de las regiones.

Tabla 2.- Ecuaciones regionalizadas para México (Becerra, 1997).

Región	Ecuación	R ²
1	$1.2078 * P + 0.002276 * P^2$	0.92
2	$3.4555 * P + 0.006470 * P^2$	0.93
3	$3.6752 * P - 0.001720 * P^2$	0.94
4	$2.8959 * P + 0.002983 * P^2$	0.92
5	$3.4880 * P - 0.000188 * P^2$	0.94
6	$6.6847 * P + 0.001680 * P^2$	0.90
7	$(-0.0334) * P + 0.0061 * P^2$	0.98
8	$1.9967 * P + 0.003270 * P^2$	0.98
9	$7.0458 * P - 0.002096 * P^2$	0.97
10	$6.8938 * P + 0.000442 * P^2$	0.95
11	$3.7745 * P + 0.004540 * P^2$	0.98
12	$2.4619 * P + 0.006067 * P^2$	0.96
13	$10.7427 * P - 0.001008 * P^2$	0.97
14	$1.5005 * P + 0.002640 * P^2$	0.95

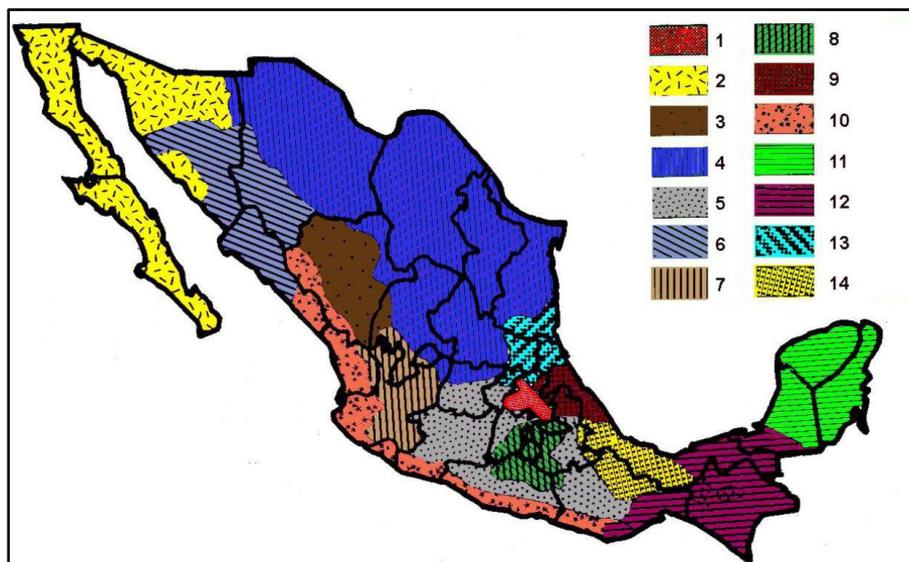


Figura 3.- Mapa de regiones de erosividad de la lluvia en México.

Factor de erosionabilidad del suelo K

El factor K muestra la vulnerabilidad del suelo a la acción del agua, por lo que es una característica inherente a los mismos; además, es función de la acción individual y combinada de sus propiedades físicas, químicas y biológicas (Barrios, 1995). El factor K está influenciado por la edafología del suelo, específicamente por: tamaño de los orificios del suelo, contenido de materia orgánica, resistencia de agregados y tamaño de las partículas.

El método de la FAO (Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación) utiliza una metodología de cálculo a partir de la textura superficial (fina, media y gruesa) y la unidad de suelo a que pertenece según la FAO y UNESCO (Flores Islas, 2016).

Factor de longitud de la pendiente L

La inclusión de los factores topográficos agrega matices importantes en el modelo USLE. En términos simples, la longitud de la pendiente (L) es un factor que condiciona el volumen de agua que fluye en una ladera determinada, y por consiguiente el esfuerzo de corte que el flujo posee. El factor L se obtiene mediante la aplicación de las ecuaciones [2-5] siguientes:

$$L = \left[\frac{\lambda}{22.13} \right]^m \quad [2]$$

$$m = \frac{\beta}{\beta+1} \quad [3]$$

$$\beta = \frac{\frac{\sin \theta}{0.0896}}{3 * (\sin \theta)^{0.8} + 0.56} \quad [4]$$

$$\lambda = \frac{DX}{\cos \theta} \quad [5]$$

Donde:

θ = Ángulo de la pendiente en radianes.

DX = Distancia entre pixeles.

λ = Longitud de la pendiente en metros.

m = Exponente influenciado por la longitud y grado de la pendiente.

L = Factor longitud de la pendiente.

Factor topográfico, inclinación de la pendiente S

Otra variable topográfica de no menor relevancia es el grado de inclinación de un terreno (S), el cual entrega el componente de gravedad necesario para comenzar el movimiento del flujo concentrado y otorgarle velocidad. El ángulo de la pendiente modifica el tiempo de permanencia de la lámina de agua que circula por la superficie del terreno. El factor S Se determina a partir de la ecuación [6-7]:

$$S = 10.8 * \sin \theta + 0.03 \text{ para } \tan \theta < 0.09 \quad [6]$$

$$S = 16.8 * \sin \theta - 0.05 \text{ para } \tan \theta \geq 0.09 \quad [7]$$

Factor de cobertura vegetal C

El factor C representa el grado de protección que un determinado tipo de cobertura vegetal ofrece al suelo, en oposición al resto de las variables que facilitan la erosión hídrica. En otras palabras, en el factor C están representados los efectos del porcentaje de cubrimiento de la vegetación, el efecto protector de los residuos vegetales y la acción de agregación que tienen las raíces en el suelo (Mancilla Escobar, 2008). El valor de C depende de las combinaciones entre cobertura, secuencia de cultivos y prácticas de manejo, así como del crecimiento y desarrollo de la cobertura vegetal en la zona de estudio.

Factor de prácticas de conservación P

El factor P es la tasa relativa de pérdida de suelo con una práctica específica. Estas prácticas afectan principalmente la erosión mediante la modificación del patrón de flujo, grado de pendiente o dirección del escurrimiento superficial, y mediante la reducción de la tasa y cantidad de escurrimiento.

RESULTADOS

Factor de erosividad de la lluvia R

La cuenca de la presa El Tule se ubica en la región número VIII, según los mapas de isoerosividad de México. La ecuación [8] calcula el factor R con un coeficiente de determinación igual 0.98. Para estimar la precipitación media anual se realizó una interpolación de los registros obtenidos de las estaciones climatológicas de la tabla 1.

$$R = 1.9967 * P + 0.003270 * P^2 \quad [8]$$

Donde:

P = Precipitación media anual en mm.

Conociendo la precipitación media anual en la cuenca, se procedió a calcular el factor de erosividad de la lluvia R utilizando la ecuación [8], mediante la técnica Álgebra de Mapas en un Sistema de Información Geográfica. Los resultados se observan en la figura 4.

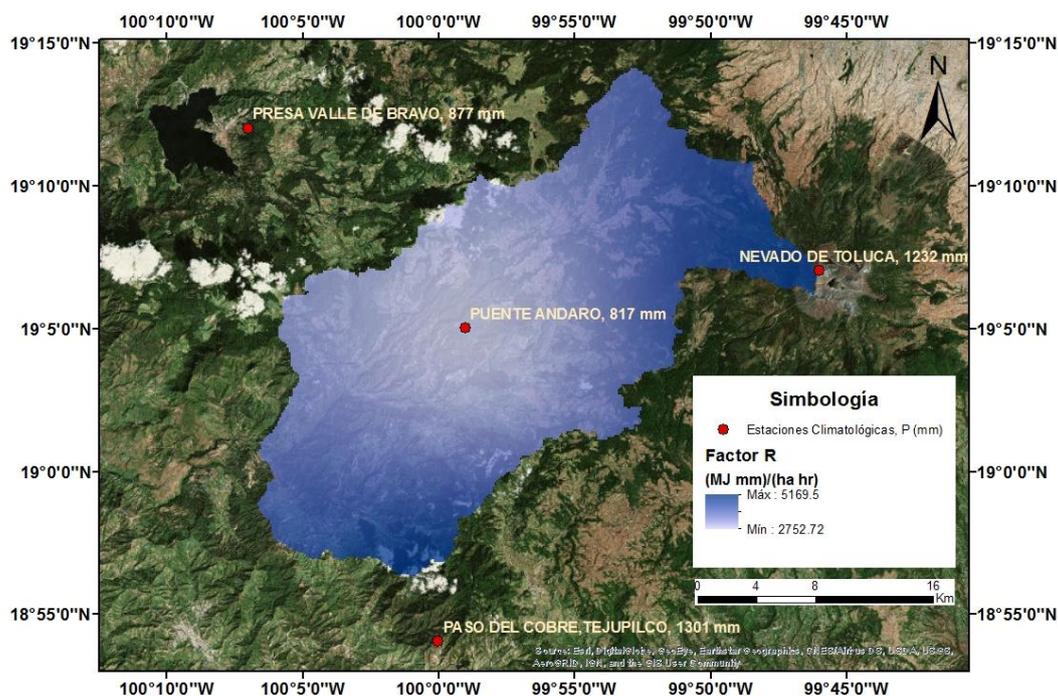


Figura 4.- Factor de erosividad de la lluvia R estimado para la cuenca en estudio.

Factor de erosionabilidad del suelo K

El factor K está asociado al conjunto de datos vectoriales Edafológico del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) de México, escala 1:250 000 – Serie II (Continuo Nacional), que contiene información actualizada de los diferentes grupos de suelos que existen en el territorio, obtenida durante el periodo de 2002 – 2006, utilizando la clasificación de los suelos del Sistema Internacional Base Referencial Mundial del Recurso Suelo, (WRB por sus siglas en inglés) (INEGI, 2018). La tabla 3 muestra la edafología presente en la cuenca en estudio, así como el factor K asociado a la textura de estos suelos; mientras que la figura 5 presenta la distribución espacial de este factor de erosionabilidad K.

Tabla 3.- Factor K, según el tipo de suelo de la clasificación desarrollada por la WRB.

Nombre	Símbolo	Textura		
		Grueso	Medio	Fino
Andosol	AN	0.026	0.04	0.013
Cambisol	CM	0.026	0.04	0.013
Phaozem	PH	0.013	0.02	0.007
Regosol	RG	0.026	0.04	0.013

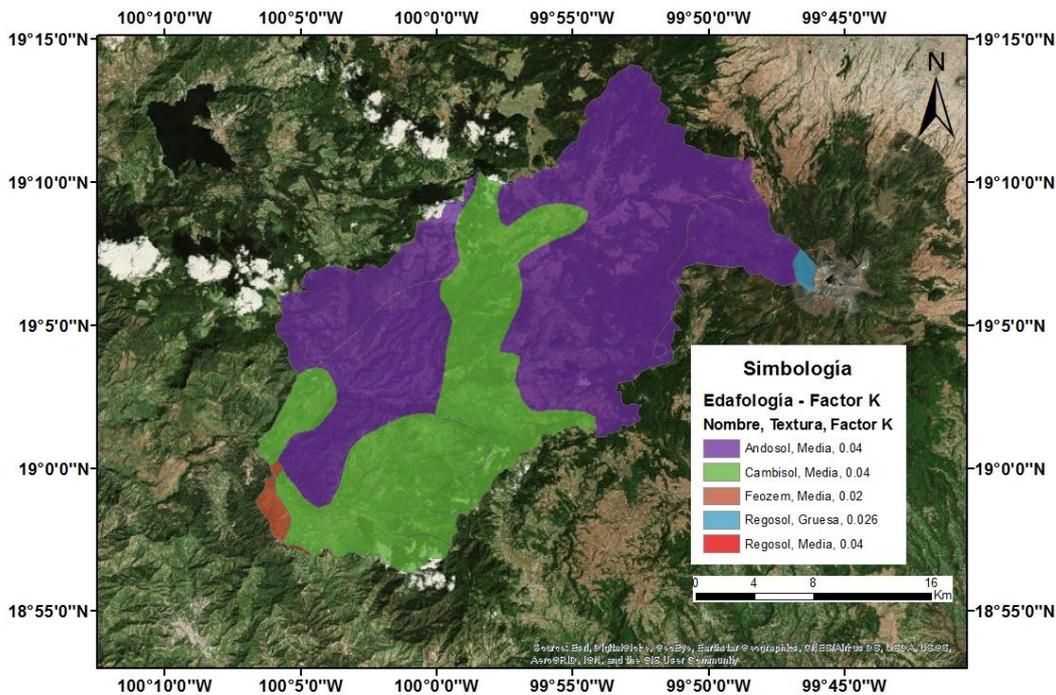


Figura 5.- Factor de erosionabilidad del suelo K estimado para la cuenca en estudio.

Factor de longitud de la pendiente L y factor topográfico, inclinación de la pendiente S

Para el cálculo del factor S y L se requiere de un Modelo Digital de Elevaciones, el cual se obtuvo de cuatro cartas topográficas de la colección del relieve continental del INEGI, así como de un procesamiento en un SIG. En la figura 6 se observan los resultados del cálculo de las ecuaciones [2] a la [7].

Tabla 4.- Factor C para vegetación y/o uso de suelo.

Vegetación o uso de suelo	C
Agricultura de riego anual	0.55
Agricultura de temporal anual	0.75
Asentamientos humanos	0.005
Bosque de encino pino, de oyamel, de pino, de pino encino, mesófilo de montaña	0.01
Pastizal inducido	0.02
Pradera de alta montaña	0.05
Vegetación secundaria arbustiva de bosque	0.01

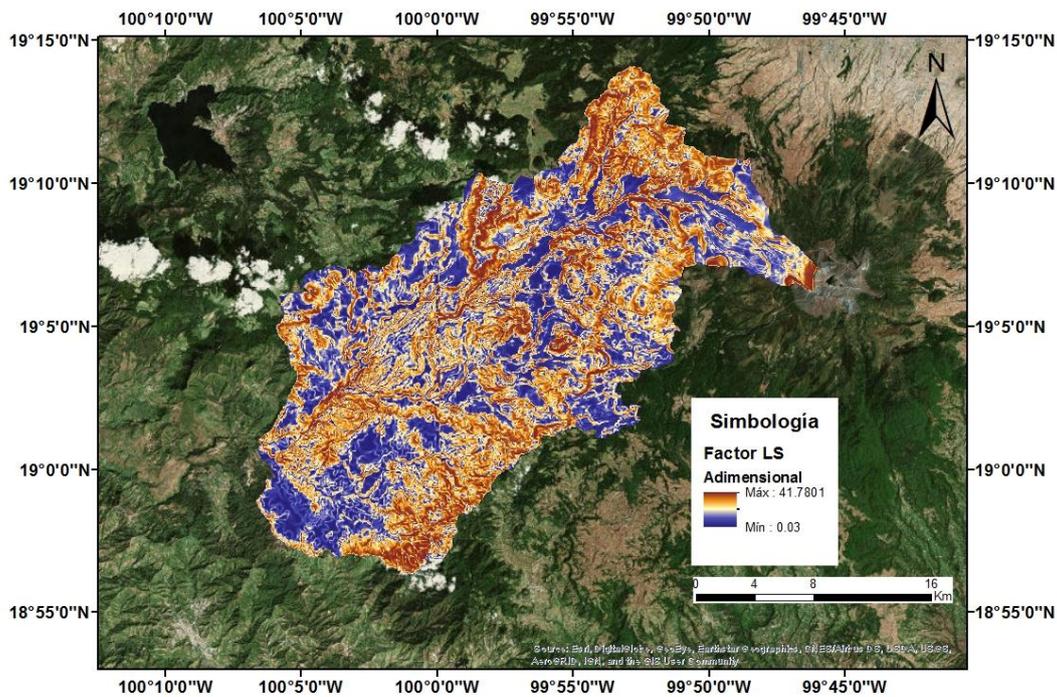


Figura 6.- Factor de longitud y pendiente LS estimado para la cuenca en estudio.

Factor de cobertura vegetal C

El factor C está asociado al conjunto de datos vectoriales de uso del suelo y vegetación del INEGI, escala 1:250 000 – Serie VI, que contiene información obtenida a partir de la aplicación de técnicas de fotointerpretación con imágenes de satélite Landsat TM8 seleccionadas del año 2014 (INEGI, 2018). La tabla 4 presenta los usos de suelo dominantes en la cuenca en estudio, así como el factor C asociado a dichos usos; la distribución espacial del factor C se muestra en la figura 7.

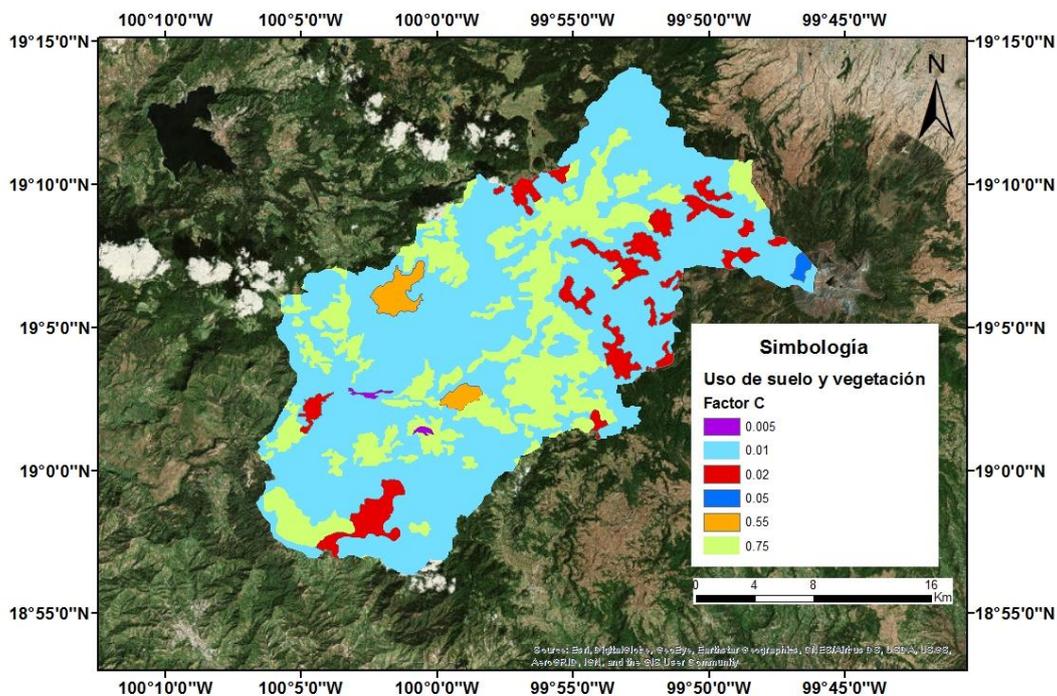


Figura 7.- Factor de cobertura vegetal C estimado para la cuenca en estudio.

Factor de prácticas de conservación P

Se revisó la información disponible y no se detectó algún área significativa en donde se realice algún tipo de práctica de conservación, por lo que el factor P se consideró como la unidad.

Pérdida de suelo anual A

Conociendo todos los factores de erosividad, erosionabilidad, de longitud y de la pendiente, de cobertura vegetal y de prácticas de conservación, se estimó la erosión actual y erosión potencial. La erosión actual media resultante es de 126 ton/ha/año, mientras que la erosión potencial media resultante es de 1,032 ton/ha/año. En las figuras 8 y 9 se observan estos resultados.

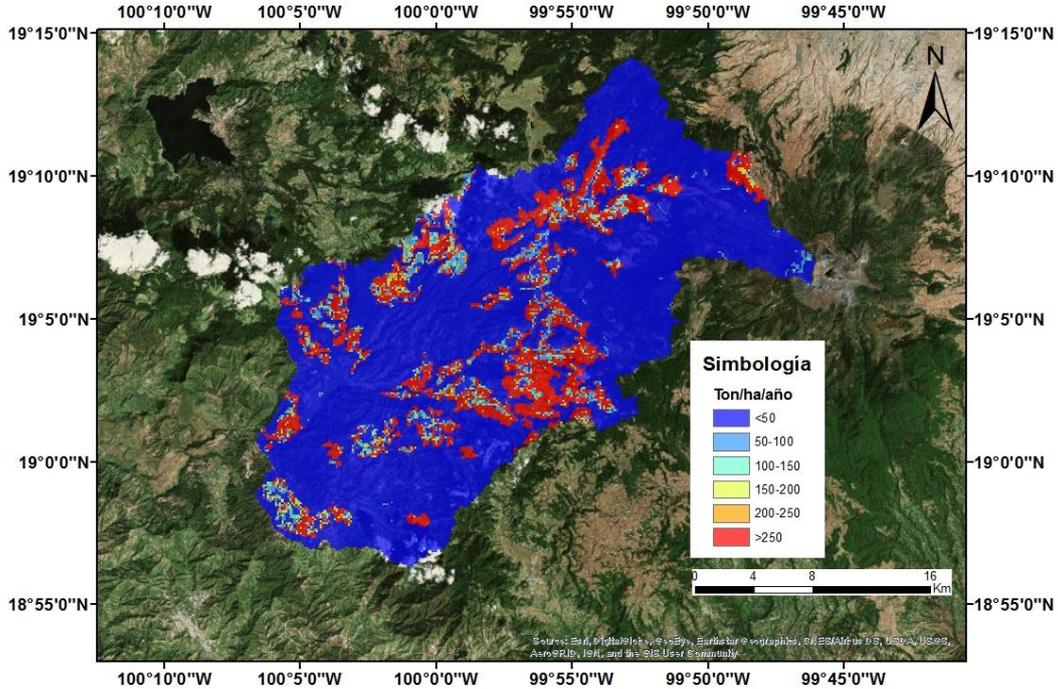


Figura 8.- Erosión hídrica actual estimada para la cuenca en estudio.

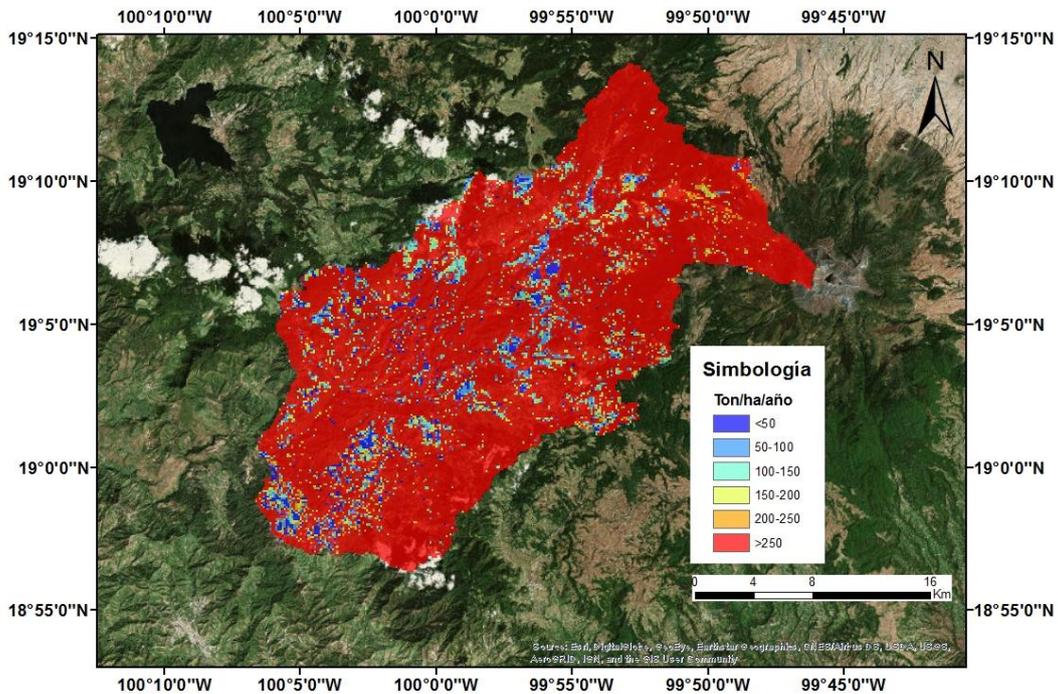


Figura 9.- Erosión hídrica potencial estimada para la cuenca en estudio.

En la tabla 5 se observa que actualmente el 77% de la cuenca se encuentra expuesta a una erosión baja; sin embargo, los cambios en el uso de suelo y la deforestación podrían llevar a que el 83% de la cuenca presente una erosión extrema, provocando daños al ambiente, pero específicamente zonas con altos índices de producción de sedimentos, que son susceptibles de desprenderse, ser transportados y depositados en los cauces de ríos y embalses, disminuyendo así la capacidad útil de éstos (Montes León, Uribe Alcántara, & García Celis, 2011).

Tabla 5.- Rangos de clasificación de la erosión hídrica.

Tipo	Rango (ton/ha/año)	Clasificación USLE	Erosión hídrica actual (%)	Erosión hídrica potencial (%)
1	<50	Baja	77	3
2	50-100	Media	4	4
3	100-150	Considerable	2	4
4	150-200	Alta	1	4
5	200-250	Muy alta	1	2
6	>250	Extrema	15	83

Para estimar la magnitud del aporte del sedimento en el embalse, se siguió la expresión de Roehl (Carvajal Ramírez & Giráldez Cervera, 2000), que indica:

$$C_r = 32.26 * A^{-0.228} \quad [9]$$

Donde:

C_r = Coeficiente o cociente de entrega, %

A = Área de la cuenca, km². En este caso, $A=550.2$ km².

Por lo tanto, aplicando la ecuación [9], tenemos que: $C_r = 8\%$ de la aportación total de la cuenca.

La erosión actual media resultante es de 126 ton/ha/año. En un año, existirán 12,600 ton/km², tomando en cuenta que únicamente el 8% llegará al embalse, se tiene: 1,008 ton/km². Además, si se considera el peso volumétrico del sedimento como 1.5 ton/m³, se obtiene: 672 m³/km². Finalmente, el área de la cuenca es $A=550.2$ km², de esta manera se tiene una llegada de sedimento al embalse de 370 mil m³/año.

Existen algunas fórmulas empíricas que estiman los sedimentos únicamente con el tamaño de la cuenca, por ejemplo: USBR y Gottschalk. (Alatorre Cejudo, 2010). Para estas fórmulas se obtiene 184 mil m³/año y 265 mil m³/año, respectivamente. Sin embargo, la aplicación de estas fórmulas debe utilizarse de manera orientativa, debido a que para estimar los aportes de sedimentos de una cuenca intervienen diferentes factores, como se observó anteriormente.

Finalmente, tomando en cuenta que el embalse recibirá 370 mil m³ de sedimentos cada año, se estima que en 36 años, la capacidad de azolve de la presa será rebasada, según datos del proyecto original.

CONCLUSIONES

La metodología de la USLE con los diferentes factores referenciados en imágenes tipo ráster y procesadas en un SIG permite analizar, evaluar y representar cartográficamente la distribución espacial de la erosión hídrica, localizando geográficamente las áreas más afectadas.

Los resultados estimados permiten orientar y jerarquizar en la toma de decisiones para la ejecución de un plan de desarrollo sustentable del recurso suelo, pues las diferencias en las magnitudes de los resultados entre la erosión hídrica actual y potencia muestran la importancia que juega la vegetación y el uso de suelo.

Los resultados de la aplicación de la metodología implantada con la técnica de Álgebra de Mapas en un SIG, pronosticaron una llegada de 370 mil m³/año de sedimento. Esto representa que la capacidad de azolve de la presa será rebasada, según datos del proyecto original, en 36 años. Debido a esto, se debe considerar la instalación de estructuras de retención de sedimentos, si se requiere alargar la vida útil de la presa específicamente por capacidad de azolves.

Por lo tanto, se recomienda que la metodología para la estimación de pérdida de suelo por erosión hídrica en cuencas, utilizando un SIG, sea utilizada orientativamente para implementar planes de manejo y conservación de cuencas.

REFERENCIAS

Alatorre Cejudo, L.C. (2010). “Erosión del suelo y fuentes de sedimento en la cuenca del río Ésera (Pirineo Central) – Análisis espacial y dinámica temporal mediante técnicas de simulación y teledetección”. Zaragoza, España. Tesis doctoral. Depto. De Geografía y Ordenación del territorio, Universidad de Zaragoza.

Carvajal Ramírez, F. & Giráldez Cervera, J.V. (2000). “Análisis de la producción de sedimentos en una cuenca con un Sistema de Información Geográfica. El sistema Cubillas-Colomera”. *Ingeniería del Agua*, Vol. 7, No. 3, Septiembre 2000, pp 225-236.

Castro Mendoza, I. (2013). “Estimación de pérdida de suelo por erosión hídrica en microcuenca de presa Madín, México”. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, Vol. XXXIV, No. 2, Mayo-Agosto 2013, pp. 3-16.

Flores Islas, E. (2016). “Estimación de la pérdida de suelo por erosión hídrica en tres cuencas de la República Mexicana, utilizando la ecuación universal de pérdida de suelo. México. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.

INEGI (2018). “Conjunto de datos vectoriales de Uso de Suelo y Vegetación”. Consultado el 30 de enero de 2018. Obtenido de <http://www.beta.inegi.org.mx/app/biblioteca/ficha.html?upc=889463173359>.

INEGI (2018). “Conjunto de datos vectoriales Edafológico”. Consultado el 30 de enero de 2018. Obtenido de http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/reclnat/edafologia/vectorial_serieii.aspx

Manson, R.H. (2004). “Los servicios hidrológicos y la conservación de los bosques de México”. *Madera y Bosques*, Vol. 10, No. 001, 2004, pp. 3-20.

Montes León, M.A., Uribe Alcántara, E.M. & García Celis, E. (2011). “Mapa nacional de erosión potencial”. *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería hidráulica en México*, Vol. II, No. 1, Enero-Marzo 2011, pp. 5-17.

Ramírez León, J.M. (2009). “Producción de sedimentos en cuencas: revisión de criterios y aplicabilidad a la cuenca del río Apulco”. Jiutepec, Morelos. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MODELACIÓN HIDRODINÁMICA Y MORFOLÓGICA DEL RÍO
LA ESTRELLA PARA LA GENERACIÓN DE MAPAS DE MANCHAS
DE INUNDACIÓN Y PELIGROSIDAD, LIMÓN, COSTA RICA**

Fernando Watson^{1,2}, Isabel Guzmán^{1,3}

*¹Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola,
Tel: (506)-2550-2271, 159-7050 Cartago, Costa Rica
fwatson@tec.ac.cr², iguzman@tec.ac.cr³*

RESUMEN

La Vertiente Atlántica de Costa Rica es una zona altamente vulnerable a inundaciones donde, a causa de su topografía y cambios en el uso de la tierra, se ha debilitado la capacidad de retención de agua en las cuencas y en consecuencia se ha aumentado la capacidad destructiva de las descargas extremas en los ríos. Un fenómeno que ha marcado el antes y el después en la evolución geológica y morfológica de las cuencas en esta zona es el terremoto de Limón en el año 1991, el cual llegó a modificar la dinámica tradicional y estabilidad de sus cauces. En esta zona, se ha observado un aumento en la frecuencia y magnitud de los desbordamientos, una constante acumulación de sedimentos provenientes de las partes más altas y una inestabilidad en la dinámica del cauce. Esto ha aumentado la vulnerabilidad, ante los impactos por inundación y arrastre de sedimentos, tanto de sus habitantes, actividades productivas y ecosistemas que interactúan en esta área. En este proyecto se hace una evaluación de la hidrodinámica y transporte de sedimentos en la parte baja del río La Estrella (desde el Valle de la Estrella hasta la desembocadura) por medio del modelo matemático bidimensional IBER, identificando condiciones y puntos críticos de flujo y simulando posibles situaciones ante escenarios basados en ocurrencia de eventos extremos útiles para una adecuada gestión de la cuenca.

ABSTRACT

The Atlantic coast is highly vulnerable to flooding due to its topography and changes in land use. This situation has weakened the water retention capacity of its watersheds increasing the destructive capacity of the flood events. The Limón Earthquake in 1991 was the phenomenon that marked a before and after, in terms of geological and morphological evolution of the basins in this area, modifying the traditional dynamics and stability of many river channels. This area has faced an increase in the frequency and magnitude of the river overflow, a constant accumulation of sediments coming from the higher parts and an instability in the channel dynamics. This has increased the vulnerability of its inhabitants, productive activities and ecosystems that interact in this area. This project models the hydrodynamics and sediment transport in the lower part of La Estrella River (from the Valley to the river mouth) by means of the mathematical models IBER in two dimensions. It was able to obtain a better understanding of the river behavior, by identifying conditions and critical flow. Different flow scenarios were also able to be simulated based on the occurrence of extreme events useful for a proper basin management.

PALABRAS CLAVES: hidráulica fluvial, manchas de inundación, peligrosidad por inundación.

INTRODUCCIÓN

La problemática de la cuenca del río La Estrella se explica desde cuatro dimensiones: cobertura, morfología, inundaciones y biodiversidad marina. Desde el punto de vista de la cobertura, esta cuenca presentaba, antes del terremoto de 1991, una estabilidad relativa en la parte superior y media. Los deslizamientos provocados por el sismo generaron un desequilibrio debido a la pérdida de cobertura en las partes altas de la cuenca y una consecuente sedimentación natural. Esto afectó no sólo el ambiente natural de las montañas sino también la cantidad de sedimentos transportados por el río principal y sus afluentes. La acumulación de sedimentos en los ríos ha provocado una pérdida importante en la capacidad hidráulica de los mismos, ocasionando frecuentes desbordamientos.

El análisis de la dinámica de las inundaciones y su frecuencia han identificado que antes del sismo las inundaciones tenían una magnitud importante (700-900 m³/s) entre 5-6 a 9-10 años de períodos de retorno, contrario a la situación actual donde los eventos extraordinarios se presentan cada año o cada dos años (desde 1200 hasta 3496 m³/s), inclusive se han presentado dos a tres eventos extraordinarios durante un mismo año. Esto no sólo ha provocado pérdidas económicas para los pobladores que viven al margen de los ríos, sino también ha impactado directamente las actividades productivas de la región (Bruce y Casasola 2005).

Debido a esto es urgente entender la dinámica actual del río La Estrella con el fin de generar una herramienta confiable de prevención y diseño, capaz de contribuir en la toma de decisiones en la prevención de desastres que puedan potencializar el costo humano y productivo y además mejorar el cálculo de parámetros hidráulicos para el diseño de obras de protección y de infraestructura (diques, puentes, protección de márgenes, etc).

En la Escuela de Ingeniería Agrícola se ha propuesto, por medio de este proyecto, evaluar la hidrodinámica y transporte de sedimentos en la parte baja del río La Estrella (desde el Valle de la Estrella hasta la desembocadura) por medio del modelo matemático IBER en dos dimensiones. Además, se han establecidos convenios con instituciones públicas como Corporación Bananera Nacional (CORBANA) y Comisión Nacional de Atención de Riesgo y Prevención de Desastres (CNE), en coordinación con otras instituciones como Servicio Nacional de Aguas Subterráneas Riego y Avenamiento (SENARA), Dirección de Agua del MINAE y empresa privada, quienes tienen la responsabilidad de ejecutar obras de protección y que han mostrado un interés en que la academia se involucre en aportar fundamentos científicamente válidos para una adecuada gestión de la cuenca y la adecuada toma de decisiones en el diseño y construcción de obras de protección, beneficiando a productores, centros de población de la zona, infraestructura vial y ecosistemas relacionados.

Con la conclusión del proyecto de modelación del río La Estrella, el grupo de investigadores continuará los estudios en los ríos Matina, Banano y Bananito, siguiendo la ruta de investigación establecida y colaborando con la atención de inundaciones en la Vertiente Atlántica de Costa Rica por parte de la CNE.

OBJETIVO GENERAL

Simular el comportamiento de crecidas máximas del Río La Estrella por medio del modelado hidrodinámico y morfológico para la generación de mapas de manchas de inundación y peligrosidad en Limón, Costa Rica

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los hidrógramas representativos de las crecidas máximas para periodos de retorno de 75, 100 y 500 años.
- Generar una modelación hidrodinámica y morfológica del río La Estrella para los escenarios establecidos.
- Crear los mapas de peligro por inundación en el área de estudio para los escenarios establecidos.

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

La gestión de inundaciones se considera un proceso complejo donde interactúan aspectos hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, ambientales, económicos y sociales. Utiliza además, un sistema para la toma de decisiones basado, principalmente, en herramientas de modelado debido a la complejidad que envuelve el manejo de las inundaciones. Se manejan modelos de acceso remoto, para sistemas de información geográfica, para simulaciones (hidrológicas, hidráulicas, meteorológicas, etc), para el análisis de riesgo y de políticas, ente otros (Ahmad y Simonovic 2006).

Desde el punto de vista del modelado del recurso hídrico, estos modelos son utilizados como herramientas para el planeamiento y diseño de infraestructuras, así como para realizar pronósticos con el objetivo de implementar medidas de mitigación. A esto se le suma el modelado de transporte de sedimentos en cauces, el cual ha tomado relevancia en las últimas décadas debido, entre otros, al inadecuado uso que se le ha dado al suelo y a la deforestación reflejado en una disminución o ausencia de técnicas conservacionista de suelos, lo cual ha promovido la erosión hídrica del suelo y consecuentemente un aporte importante de sedimentos en los cauces, incrementando la vulnerabilidad de ecosistemas y pueblos cercanos a los ríos. Para entender la dinámica y comportamiento del cauce en diferentes condiciones se utilizan técnicas de modelado con el fin de predecir situaciones de flujo y contribuir a la toma decisiones para el manejo de la cuenca.

Los modelos hidráulicos en 2D describen el movimiento espacial del flujo (espacio) junto con los patrones de movimiento (tiempo). Asume una distribución logarítmica de la velocidad (lo cual no es posible en 1D) y permite procesos o interacciones complejas en los cauces. Esto permite realizar simulaciones más exhaustivas acerca del impacto de estructuras para determinar el riesgo de inundación en áreas cercanas a los ríos (DAAD 2006). Las ecuaciones que resuelven problemas en dos dimensiones son por lo general: 1) ecuaciones de Navier-Stokes (Crossley 1999, NOAA 2013), derivadas de la segunda ley de Newton (movimiento) donde la aceleración depende de la fuerza ejercida y proporcional a su masa (NOAA 2013), y 2) las ecuaciones de “aguas poco profundas” (Shallow water equations) conocidas también como ecuaciones de Saint Venant (Castro Díaz et.al. 2008, Crossley 1999) las cuales corresponden a una simplificación de las de Navier-Stokes, donde el principio se basa en que la dimensión horizontal es mucho mayor que la vertical, lo cual asume

que la longitud y el ancho del canal son mucho más grandes que la profundidad. Así el movimiento en el canal va a estar sujeto predominantemente a las fuerzas horizontales (NOAA 2013).

El programa utilizado en el presente estudio es IBER, que es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo en lámina libre y procesos de transporte en ríos y estuarios, desarrollado en colaboración por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE), en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua. El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad bidimensionales, también conocidas como ecuaciones de St. Venant 2D.

Los criterios utilizados para la definición del peligro de inundación utilizado en el presente estudio son profundidad y velocidad del flujo de agua, los rangos definidos por el IMTA (2015) son generados a partir de justificaciones empíricas, que están en función del grado de pérdidas materiales generado en hogares para diferentes niveles de agua y por las características de profundidad y velocidad que en conjunto producen que una persona tienda a deslizarse.

METODOLOGÍA

La cuenca del río La Estrella tiene una extensión cercana a los 704 km², distribuida en 12 sub cuencas hidrográficas y 3 áreas de drenaje disperso. Se localiza entre las coordenadas geográficas 9°35' – 9°50' de latitud norte y 82°50' – 83°20' de longitud Oeste. El Valle La Estrella se ubica en la parte inferior de la cuenca con un área de aproximadamente 55 km², superficie que representa un 7.8 % del total de la cuenca (Figura 1) (Segura y Casasola 2012).

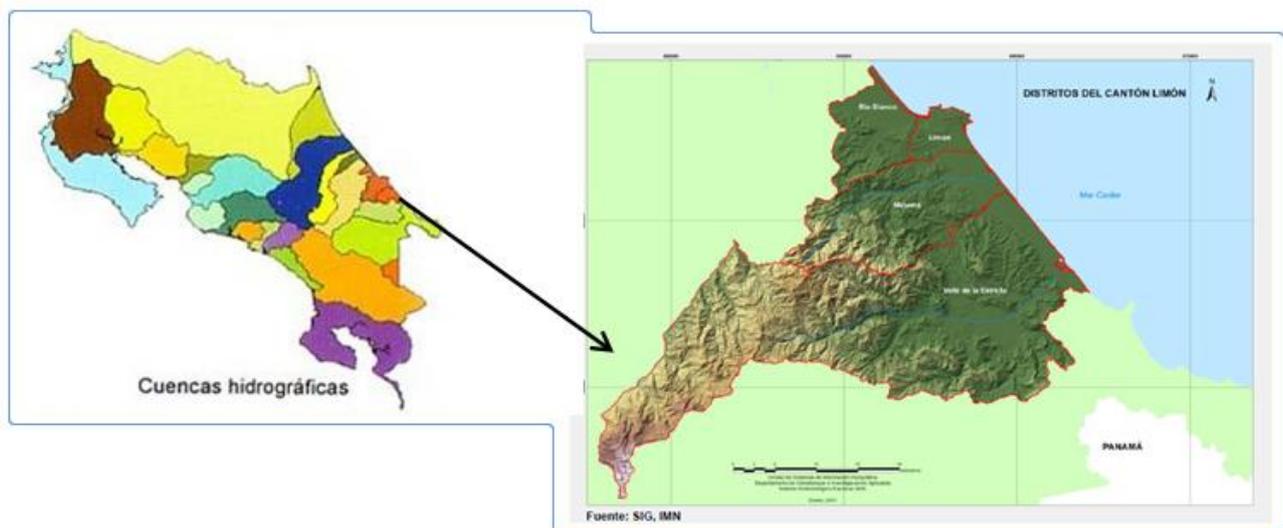


Figura 1. - Ubicación geográfica de la cuenca del Río La Estrella, Cantón de Limón (Fuente IGN 2011).

Hidrología:

Debido a que en la cuenca no se cuenta con estaciones meteorológicas para realizar el análisis hidrológico, se procedió a determinar los hidrógramas de las crecidas extraordinarias con él registros de caudales picos, recabados desde 1991, teniendo como punto de aforo el puente de

Pandora, además se utilizó precipitación estimada por sensor satelital del proyecto “Misión de medición de lluvia en el trópico” conocido por sus siglas en inglés como TRMM (Tropical Rainfall Measuring Mission), a una escala temporal de tres horas.

Se utilizó el modelado hidrológico HEC-HMS 4.2, el cual se creó con la finalidad de obtener los hidrógramas para un total de 9 subcuencas. El uso del suelo se determinó por medio de imágenes satelitales SENTINEL 2 aplicando una clasificación semi supervisada y las variables topográficas se extrajeron de modelos de elevación ALOS PALSAR. Para calibrar el modelo se utilizó el hidrógrama de la máxima crecida registrada de fecha del 30/11/2002 al 02/12/2002, que además era el único hidrógrama con el que se contaba. Una vez calibrado el modelo se determinaron hidrógramas unitarios, a partir de los cuales en combinación de los caudales pico se obtuvieron los hidrógramas para los periodos de retorno de 25, 100 y 500 años para cada una de las subcuencas. Un esquema del modelo se puede observar en la figura 2.

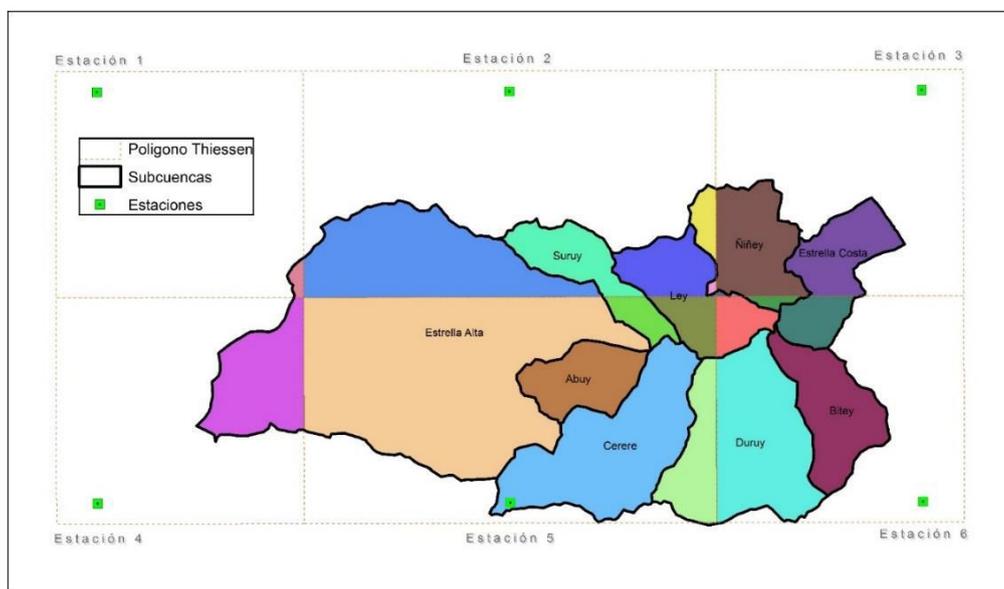


Figura 2. Base de información del modelo hidrológico

Modelo de elevación:

Para la modelación hidráulica del Río La Estrella se utilizaron los datos de topografía de secciones transversales del cauce principal y sus afluentes, curvas batimétricas cada medio metro, curvas de nivel del cauce principal y sus afluentes. La empresa CORBANA facilitó la información topográfica desde la desembocadura hasta el puente de Pandora y desde Finca 9 hasta el puente de Vesta. La empresa Standard Fruit Co, Costa Rica suministró la topografía desde el puente de Pandora hasta Finca 9.

Con la información de curvas de nivel a 1 metro del Atlas Digital 2008, y la topografía suministrada, por ambas empresas, se generó el MED del trayecto a modelar del río La Estrella. La precisión del modelo se vio reducida ya que existe un trayecto largo entre el puente de Atalanta y el puente de Pandora en donde hay poca información de secciones transversales y las curvas de nivel no tienen la resolución suficiente para detallar el cauce del río. Para solventar esta situación, en la modelación hidráulica se generaron secciones interpoladas para poder utilizar un número mayor de secciones transversales.

Hidráulica:

El primer paso de la modelación fue la creación de la geometría, que se realizó con el criterio de agrupación por zonas, según el detalle que se requiera de los resultados, lo que significa la asignación un tamaño de malla menor para cauces, canales y estructuras hasta el tamaño de malla mayor para las áreas topográficamente homogéneas.

La asignación de coeficientes de Manning se realiza por medio de un archivo raster en formato ASCII, con valores numéricos, asociados a una cobertura contenida en un archivo .csv, que contiene la equivalencia del número al tipo de cobertura. Las coberturas se crearon en el software IBER, los coeficientes de los cauces se definieron por comparación de características con los valores obtenidos de U.S. Geological Survey. Los parámetros asignados se muestran en la figura 3.

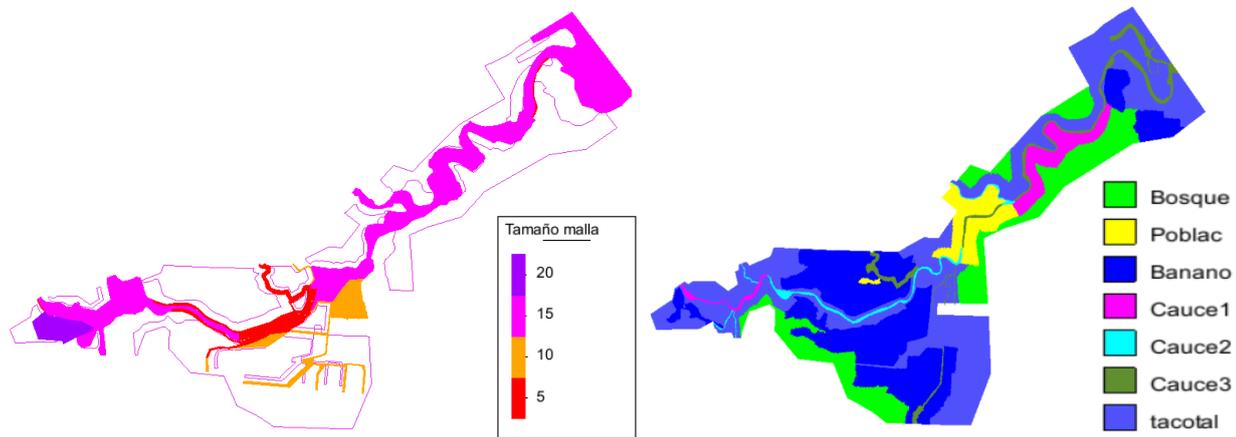


Figura 3: Tamaño de mallado y coeficiente de rugosidad.

Las condiciones de contorno del modelo se establecieron para entradas de caudal líquido y sólido, la salida se estableció para el nivel máximo de la marea alta en la desembocadura. Tanto, el caudal líquido como el sólido de entrada se definió para 9 ríos, para determinar el caudal sólido se estableció el escenario de que las 9 corrientes tienen la misma relación entre el aporte de volumen líquido y sólido, y para determinar las curvas de aporte de material, se estableció una ecuación en donde el caudal sólido que da en función del caudal líquido, construida con datos de concentración de sólidos en suspensión y caudal tomados entre 1998 y el 2009.

Los mapas de peligrosidad se realizaron en función de la profundidad y velocidad de flujo, y el criterio utilizado para la definición de la escala de peligrosidad es el utilizado por el IMTA (2015), según se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1.-Criterios de peligrosidad por inundación (IMTA, 2015).

Grado de peligrosidad	Profundidad h (m)	Volcamiento vh (m ² /s)	Deslizamiento v ² h (m ³ /s ²)
Alta	$h \geq 1.5$	$vh \geq 1.6$	$v^2h \geq 1.23$
Media	$0.5 \leq h < 1.5$	$0.5 \leq vh < 1.5$	$0.5 \leq v^2h < 1.23$
Baja	$0.3 \leq h < 0.5$	$0.3 \leq vh < 0.5$	$0.3 \leq v^2h < 0.5$
Nula	$h < 0.3$	$vh < 0.3$	$v^2h < 0.3$

RESULTADOS

En el programa hidrológico HEC-HMS 4.2, se simuló la estructura de la cuenca del río La Estrella, para programar el modelo se sub-dividió en un total de 9 subcuentas, en las cuales se utilizó tanto para la estimación de las pérdidas como para la transformación de precipitación en caudal el método de Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. El Número de Curva de las 9 subcuentas se obtuvo contemplado cobertura, suelo y pendiente. En la figura 4 se muestran los hidrógramas obtenidos para cada uno de los ríos contemplados en el modelo hidráulico.

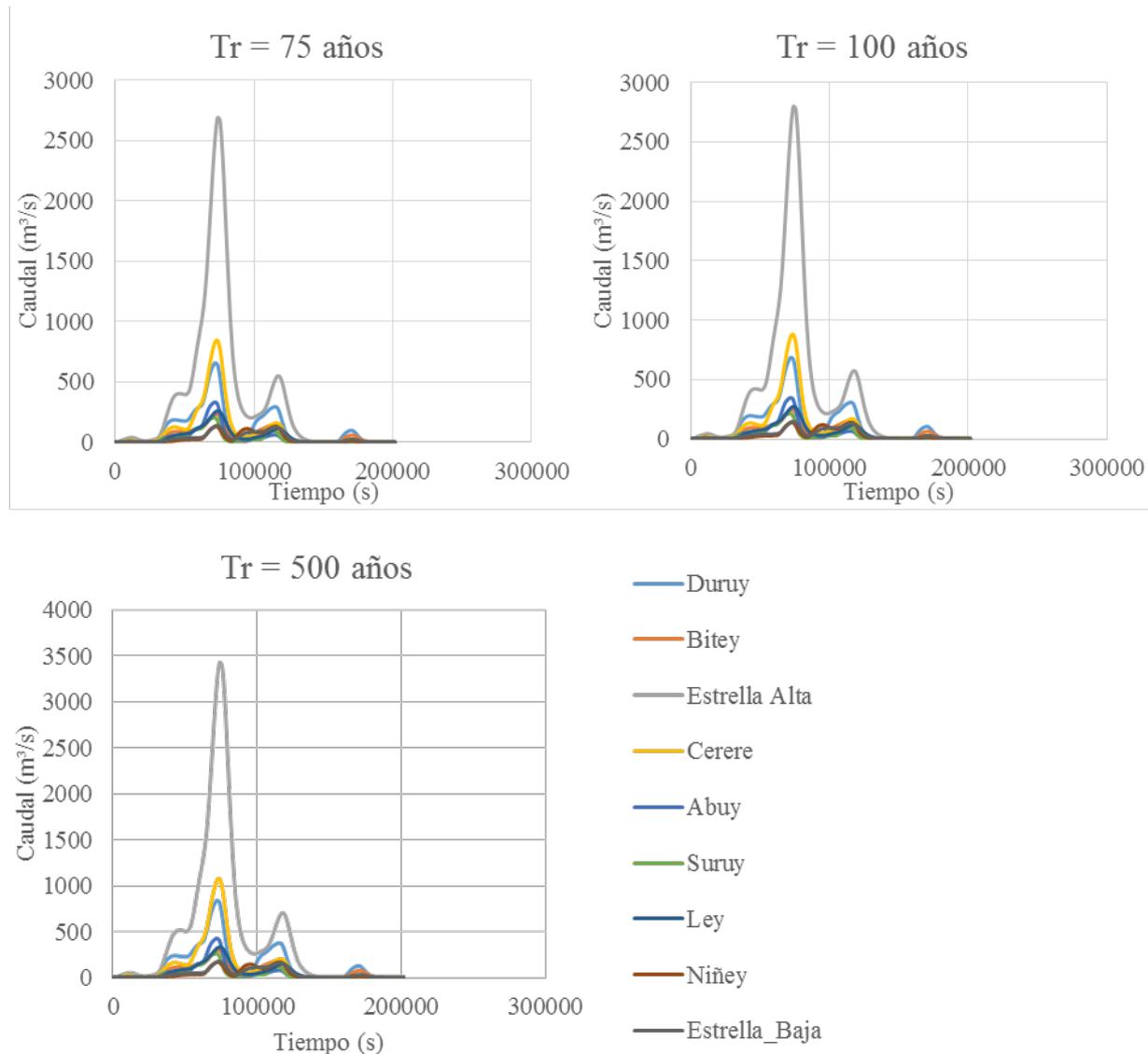


Figura 4: Hidrógrama para los escenarios de 75, 100 y 500 años de periodo de retorno.

El MED utilizado como base de la modelación hidráulica se muestra en la figura 5, se generó a partir de los insumos topográficos descritos en la metodología, la resolución utilizada es de 1 x 1 metro, la longitud total del cauce principal descrita en el modelo es de aproximadamente 35 km y de los cauces secundarios de 10 km. La elevación máxima del cauce principal es de 56 msnm y en desembocadura es de -5 msnm.

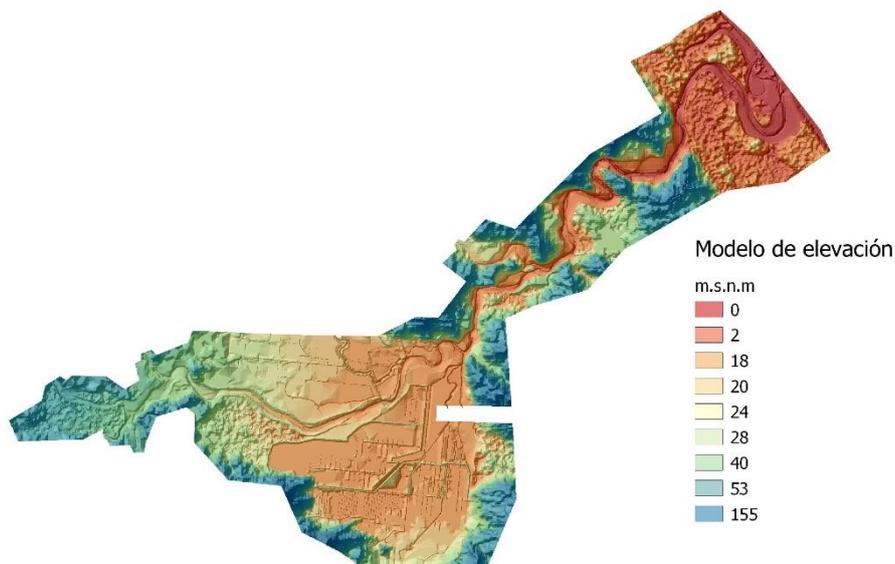


Figura 5: Modelo de elevación digital utilizado en la modelación hidráulica.

Con la información base, se construyó la modelación bidimensional, de la cual se obtuvieron manchas de inundación con información de velocidad y profundidad de agua en formato raster, con estos productos se generó un algoritmo para traducir estos dos parámetros a mapas de peligrosidad según los rangos indicados en la tabla 1, los escenarios de crecidas utilizados son de 75, 100 y 500 años de periodo de retorno. Los mapas generados se muestran en las figuras 6, 7 y 8.

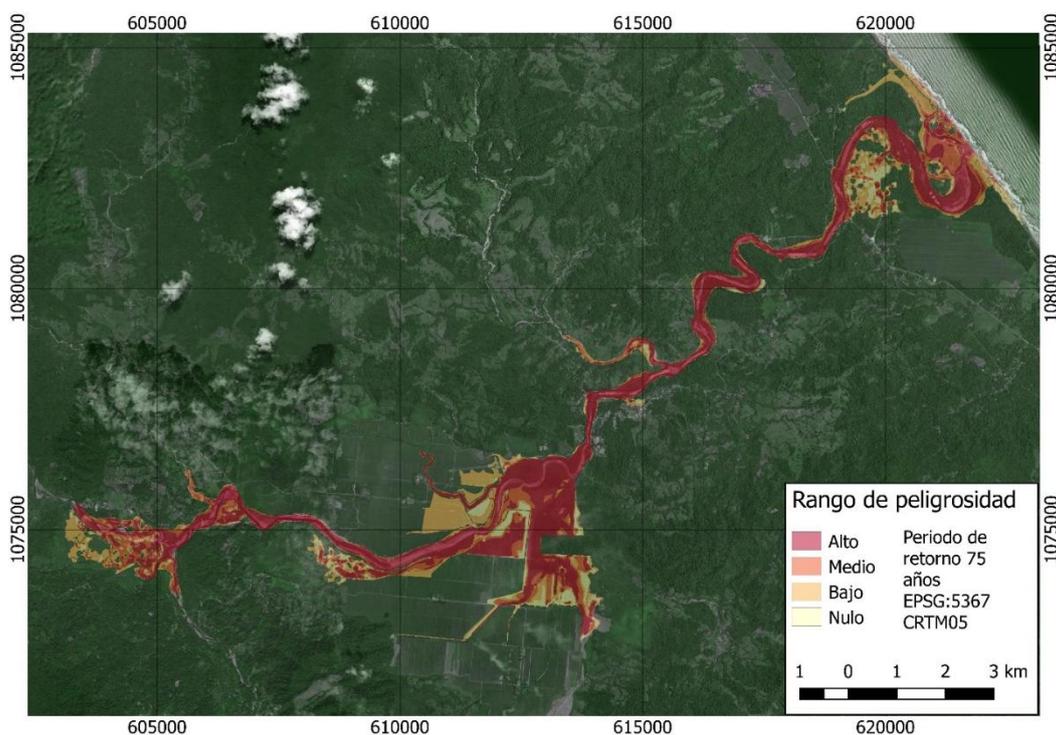


Figura 6: Mapa de peligro por inundación para una crecida con un periodo de retorno de 75 años.

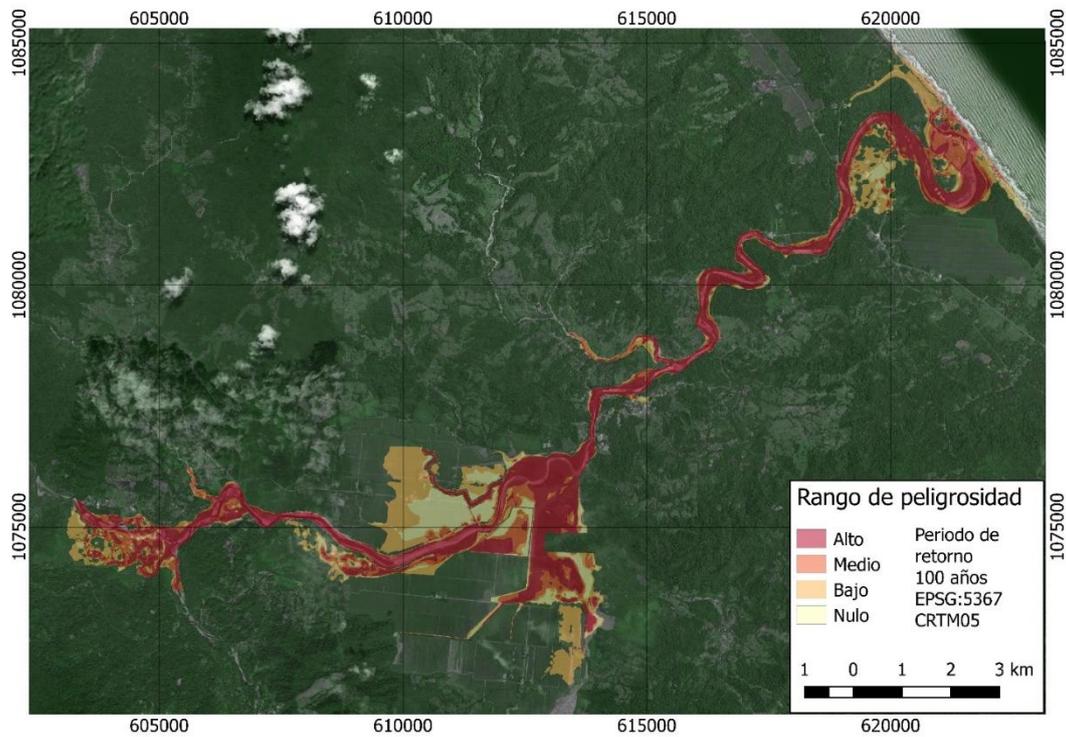


Figura 7: Mapa de peligro por inundación para una crecida con un periodo de retorno de 100 años.

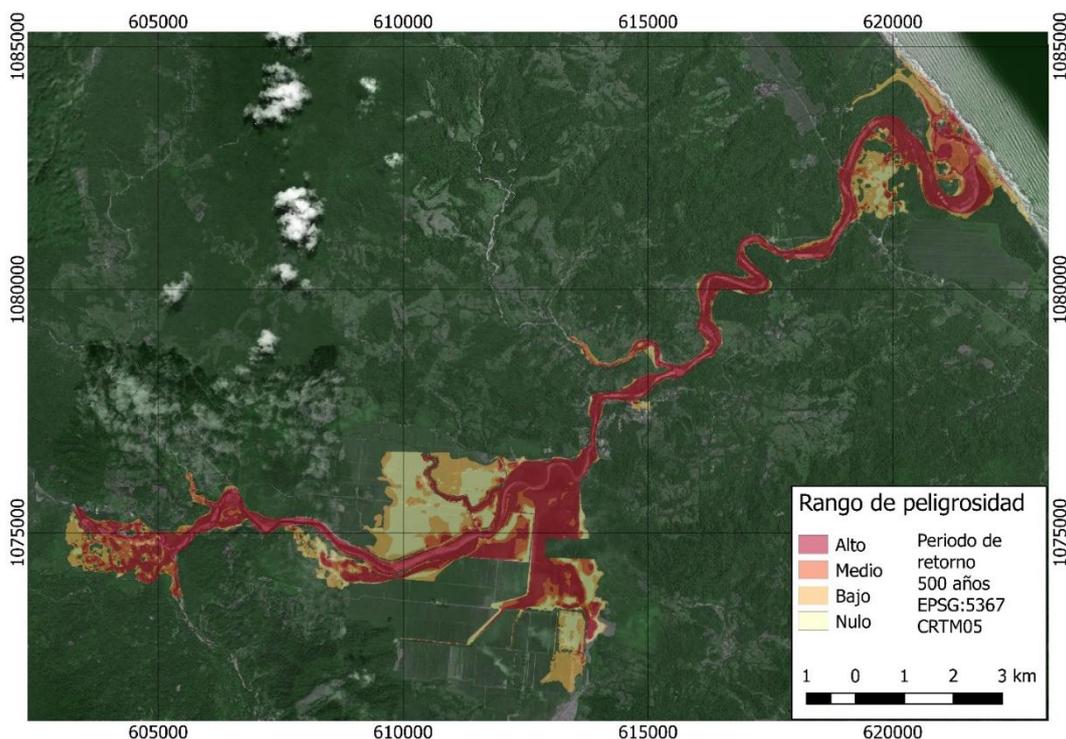


Figura 8: Mapa de peligro por inundación para una crecida con un periodo de retorno de 500 años.

Si bien, el grado de peligrosidad alta es la que presenta una mayor área en los 3 escenarios, estas cubren por lo general zonas agrícolas y forestales. En los rangos de peligrosidad medio y bajo las afectaciones se generarían sobre zonas agrícolas, pero en donde se encuentra inmersa infraestructura agrícola, viviendas aisladas, calles públicas y vías de ferrocarril. Un resumen de las áreas según escenario se muestra en la tabla 2.

Tabla 2: Resumen de áreas de los mapas de peligrosidad para cada escenario.

Grado de peligrosidad	Área por categoría de peligrosidad (km ²)		
	tr=75 años	tr=100 años	tr=500 años
Alta	10,41	10,55	11,67
Media	3,44	3,56	3,55
Baja	4,60	6,24	5,46
Nula	1,45	2,51	3,85
<i>Mancha de inundación</i>	<i>19,90</i>	<i>22,86</i>	<i>24,53</i>

Los escenarios de 75 y 100 años de periodo de retorno muestran poca variación para los grados de peligro alto y medio, inclusive en el grado de peligro alto entre los escenarios 75, 100 comparado contra el de 500 años de periodo de retorno la diferencia es de alrededor de 1 km², el cual se distribuye en las áreas cercanas al cauce normal del río La Estrella, en donde la cobertura predominante es forestal y agrícola.

Es muy importante que se contemple que las manchas de inundaciones generadas podrían ser mucho mayores, sobre todo en el área del Valle, ya que en ese trayecto la corriente está contenida por diques que disminuyen la cantidad y magnitud de puntos de desbordamiento de la corriente. El mantenimiento de estos diques en la actualidad es de interés de las empresas de producción agrícola de la zona.

Los mapas de peligro por inundación deben ser utilizados como parte de los insumos para plantear un adecuado desarrollo territorial en la zona. Además, conjuntando esta información con una valoración de la ubicación de la población, infraestructura y áreas agrícolas pueden generar mapas de vulnerabilidad, que vengán a generar un insumo que explique mejor la problemática de las inundaciones del río La Estrella.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos constituyen una muestra de la amplia gama de escenarios que se pueden lograr con el modelo obtenido; entre otros, se pueden generar corridas de la modelación para diferentes caudales según periodos de retorno, se pueden visualizar velocidades de flujo, profundidades, puntos de desbordamiento, puntos de erosión, puntos de deposición de material sedimentado, combinación de diferentes variables, modelación de obras hidráulicas así como caudales provenientes de proyecciones de cambio climático.

El modelo y los mapas generados serán entregados bajo convenio a la Comisión Nacional de Prevención del Riesgo para su utilización en la prevención y atención de desastres como parte del programa de actualización del mapa de inundaciones de Costa Rica gestionado por esa entidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahmad, S; Simonovic, S. (2006). An intelligent decision support system for management of floods. *Water Resources Mangement* 20: 391-410.

Alcocer-Yamanaka, V., Rodríguez, J. M., Albornoz, P. M., Maldonado, J., López, J. A., Alonso, J. A., & Quiñones, J. R. (julio-septiembre, 2012). Manejo de aguas pluviales de la ciudad de Chetumal, Quintana Roo. *Revista Agua en Quintana Roo*, 2(4), 9-14.

Bruce, P; Casasola, R. (2005). Diagnóstico de Inundaciones Valle La Estrella. En *Diagnostico Inundaciones Valle La Estrella*. Costa Rica. p 60.

IMTA (2015) Estudio de riesgos de inundaciones en zonas urbanas de la república mexicana del Fondo Sectorial de Investigación y Desarrollo Sobre el Agua (FSIDSA) Conagua-Conacyt. Clave del proyecto: Conagua-2011-167009. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Mora, C.C; Chavarría, B.J. (2008). Factores que afectan la cuenca del Río La Estrella y recomendaciones para la gestión ambiental en su zona costera (Caribe de Costa Rica). *International Journal of Tropical Biology*, 56(4): 191-203.

Segura, L; Casasola, R. (2012). Modelación hidráulica aplicando Hec-Georas como una herramienta en la gestión del riesgo de inundaciones: caso río La Estrella, Limpon, Costa Rica. XI Congreso Nacional de Ingeniería Agrícola, Universidad Nacional Agraria La Molina Perú, del 7-9 de noviembre.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ESTIMACIÓN DEL APORTE DE SEDIMENTO EN LA CUENCA “EL
TULE”, MÉXICO, MEDIANTE EL USO DE DIFERENTES MÉTODOS
EMPÍRICOS**

*M.I. Miguel Ángel Bribiesca Rodríguez, Dr. Fernando J. González Villarreal
y M.I. Sinuhé Alejandro Sánchez Martínez*

*Instituto de Ingeniería UNAM, México, MBribiescaR@iingen.unam.mx ; FGonzalezV@iingen.unam.mx ;
SSanchezM@iingen.unam.mx*

RESUMEN:

El presente trabajo aborda una problemática que ha venido aumentando paulatinamente, y es la sedimentación en cuerpos de agua que pudieran ser aprovechables para consumo humano. Otro problema serio al que se enfrenta México, es la falta de información en cuanto a sedimentación en cuerpos de agua se refiere; esto da la pauta al desarrollo del presente trabajo, ya que se pretende obtener una estimación del aporte de sedimento en una cuenca en la región central de la República Mexicana, con la finalidad de obtener parámetros de diseño a futuro.

Se presentan diversos métodos desarrollados en su mayoría en los Estados Unidos de América, así como la Fórmula Universal de Pérdida de Suelos modificada de acuerdo a las condiciones estudiadas en la República Mexicana anteriormente, de modo que se realiza una comparativa entre los métodos empleados con la finalidad de obtener el aporte en las condiciones más desfavorables; y posteriormente se presenta el caso de una hipotética presa en la parte baja de la cuenca y el concepto de eficiencia de atrape propuesto por Brune (1953) para dicha presa.

ABSTRACT:

The following paper deals with a problem that has been gradually increasing. That is the sedimentation of water bodies that could be exploitable for human consumption. Another serious issue for Mexico is the lack of reliable data when it comes to water bodies' sedimentation, this leads to the development of the following paper, it intends to get an accurate estimation of the sediment input within a basin located in Central Mexico, in order to get further design criteria for the future.

This paper presents several methods developed in the United States of America, as well as a modified Universal Soil Loss Equation according to the previously studied conditions within the Mexican Republic, so that a comparison is carried out among the used methods in order to get the sediment load for the most unfavorable conditions; after that the case of a hypothetical dam located in the low basin area, is presented, as well as the trap efficiency concept for that dam, introduced by Brune in 1953

PALABRAS CLAVES: Método del USBR, Método de Namba, Método de Owen y Branson, Método de Gracia, Fórmula Universal de Pérdida de Suelos.

INTRODUCCIÓN

El potencial hidrológico del agua superficial de una cuenca lo constituyen los ríos, lagos, lagunas y embalses. En el caso de los últimos, son obras de ingeniería que permiten regularizar los flujos de escurrimiento superficial, con la finalidad de aprovecharlos en temporadas de escasez. Considerando la función que tienen los embalses, se puede decir que la disponibilidad de agua en una cuenca, no implica que la podamos aprovechar cuando la necesitamos, ya que sigue un patrón natural que difícilmente coincide con la demanda, pero las presas posibilitan la captación de agua en los meses en que se general los escurrimientos, posibilitando el uso del recurso en el periodo en que la demanda así lo determine.

La erosión en cuencas es causada principalmente por las lluvias y los escurrimientos. Dicha erosión reduce la productividad de las zonas de cultivo y produce pérdida de suelo, el cual es para fines prácticos, un recurso no renovable. Por otro lado, el sedimento producido degrada la calidad del agua y es un buen medio de transporte de contaminantes químicos. Esto sin olvidar que anualmente es necesario dedicar grandes recursos económicos al desazolve de canales, ríos, embalses, estuarios, puertos, etc.

El fenómeno de erosión de suelos en cuencas puede considerarse que ocurre en tres fases principales: remoción de las partículas de suelo, transporte y depósito del material sólido (sedimento). El sedimento viaja de las partes más altas de las cuencas hacia las más bajas. En algunos casos, el material sólido llega hasta los océanos, o bien se deposita en zonas interiores de la cuenca, o en los embalses. El fenómeno descrito puede idealizarse en la figura 1.

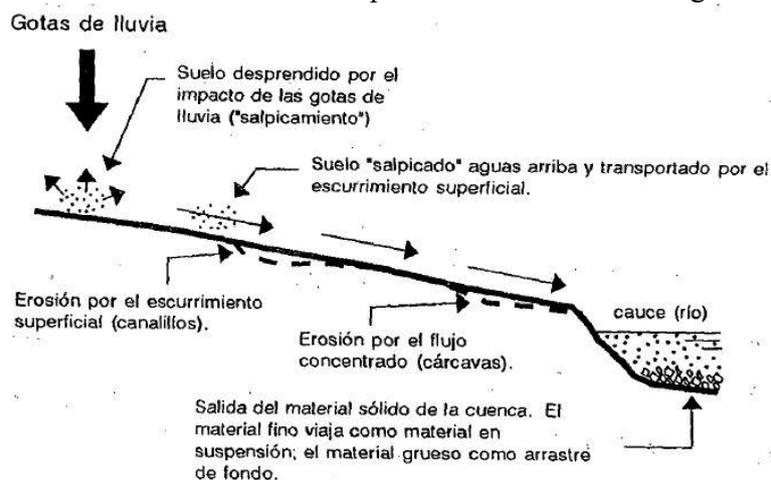


Figura 1.- Idealización del proceso de erosión en una cuenca (Gracia 1997)

La remoción o erosión de las partículas del suelo puede clasificarse de la siguiente manera:

- **Erosión laminar.** Es la remoción de una capa de suelo delgada y relativamente uniforme. Se produce cuando el impacto de las gotas de lluvia contra el terreno produce un desprendimiento de partículas de suelo.
- **Erosión de canalillos.** Una vez iniciado el flujo superficial, el escurrimiento puede producir pequeños canalillos de varios milímetros de ancho y profundidad.
- **Erosión de cárcavas.** Cuando los canalillos son de dimensiones tales que no desaparecen con el laboreo normal del suelo, se denominan cárcavas, éstas van desde pequeños agrietamientos de unos cuantos centímetros hasta las grandes barrancas que en su salida pueden alcanzar varios metros de ancho y profundidad.
- **Erosión eólica.** Este tipo de erosión es ocasionada por el viento y generalmente ocurre en zonas planas y con poca presencia de lluvias

En cuanto al transporte de material se refiere, existen dos formas básicas de transporte de sedimentos: de fondo (rodando o saltando) y en suspensión. En la primera se transportan partículas principalmente gruesas, y en la segunda material fino proveniente de la erosión laminar.

ANTECEDENTES

Se tiene planeada la proyección de una presa de gravedad, en la cuenca “El Tule”, la cual, hasta el sitio de la presa está localizada en la parte alta del río Cutzamala y tiene un área de 548.86 km², lo que representa el 2.5% de la superficie del Estado de México, México. Asimismo, se ubica en la región hidrológica 18 “Río Balsas”, y pertenece a la cuenca del río Cutzamala (Figura 2).



Figura 2.- Localización de la cuenca “El Tule”

Su corriente principal es el río Temascaltepec, el cual nace desde el Nevado de Toluca y a lo largo de su trayectoria se le suman varias corrientes, entre las que destacan: el arroyo Cruz de Palo y el arroyo El Chilero.

La cuenca limita al norte con los municipios de Valle de Bravo y Amanalco, al sur con los municipios de Texcatitlán y Coatepec de Harinas, al oeste con el municipio de Tejupilco y al este con el municipio de Zinacantepec. Abarca en su gran mayoría al municipio de Temascaltepec y San Simón de Guerrero.

La longitud del cauce principal de esta cuenca es de 50.32 km con una pendiente media de 4.90%, una elevación máxima de 3,990 msnm y una elevación mínima de 1523 msnm. Por otro lado, dicho cauce cuenta con tiempo de concentración de 258.26 min, aproximadamente 4.3 horas.

En cuanto a clima se refiere, la cuenca en estudio tiene un clima predominante templado subhúmedo con el 50% del área total de la cuenca, seguido por el clima semicálido subhúmedo y semifrío subhúmedo con el 26% y el 23% respectivamente, mientras el clima menos predominante es el frío, el cual prevalece en elevaciones mayores a 4,400 msnm, como es el caso del nevado de Toluca.

Por otra parte se tiene que la precipitación media anual en la cuenca es de 1271 mm, lo que equivale a un 63% más de la media anual a nivel nacional, es decir, se encuentra en una zona con presencia de lluvias abundante la mayor parte del año.

METODOLOGÍA

Una de las problemáticas de esta cuenca es la falta de información, ya sea confiable o actualizada, con respecto al transporte de sedimento y erosión hídrica en la cuenca, es por esto que el presente trabajo se enfoca en obtener con diversos métodos, datos que pudieran llegar a ser usados para futuros proyectos. Por otro lado, se sabe que al área de la cuenca en estudio es de 548.86 km², dato que será de suma utilidad para el cálculo con los métodos antes mencionados

Método de Gottschalk

La tabla 1 muestra valores promedio del aporte de sedimento para cuencas de diferentes tamaños, obtenidos de mediciones en los EE. UU (Gottschalk, 1964).

Tabla 1.- Ejemplo de Tablas

Tamaños de cuenca [km ²]	Aporte de sedimento [m ³ /km ² -año]
< 25.9	1810
25.9 a 259.0	762
259.0 a 2590.0	481
> 2590.0	238

De acuerdo con la tabla 1 para un tamaño de cuenca de 548.86 km² le corresponde un aporte de sedimentos de 481 m³/km²-año (para tamaños de cuenca de 259 a 2590 km²), por lo que al multiplicar dicho valor de aporte por el área de la cuenca y por un año se obtiene que el aporte de sedimento en m³ es de 264,001.66 m³.

Método del USBR

El USBR (United States Bureau of Reclamation) propone un criterio para evaluar el aporte de sedimentos (AS), que se basa en mediciones realizadas en varias cuencas del suroeste de los EE. UU. La ecuación propuesta es la siguiente.

$$AS = 1421.8 \cdot (A_c)^{-0.229} \quad [1]$$

Donde A_c es el área de la cuenca en estudio en km², y AS es el aporte de sedimento en (m³/km²-año). Por lo tanto, al sustituir el área de la cuenca “El Tule” en la ecuación 1 y multiplicar dicho valor por un año de estudio y la misma área de la cuenca, se llega a un valor en m³ de 184,061.68 m³

Método de Namba

Para el aporte de sedimento “AS” en m³/km²-año, Namba propone la ecuación 2, que se presenta a continuación.

$$AS = 0.292 \cdot P + 0.474 \cdot H - 0.118 \cdot F + 2.452 \quad [2]$$

Donde P es la precipitación media anual en (mm), H es el desnivel máximo de cotas en la cuenca, en (m) y F es la relación entre áreas de suelo desnudo y las cubiertas con vegetación, en %. Por lo tanto al sustituir dichos parámetros en la ecuación 2, se obtiene lo siguiente.

$$AS = 0.292 \cdot (1271) + 0.474 \cdot (2467) - 0.118 \cdot (0.3) + 2.452$$

Los datos de precipitación, desnivel y relación de suelo desnudo fueron obtenidos previamente por estudios del Instituto de Ingeniería. Por otro lado, se tiene que la relación AS obtenida por este método al multiplicarla por el área de la cuenca y por un año de estudio, se llega a un aporte en m³ de 817,292.52 m³.

Método de Owen y Branson

Para cuencas en el oeste del estado de Colorado en los EE. UU, Owen y Branson proponen la siguiente ecuación.

$$AS = 19465 \cdot \left(\frac{H}{L}\right) + 14.29 \cdot P_s - 604.8 \quad [3]$$

Donde H/L es el cociente entre desnivel máximo en la cuenca y la longitud del cauce y Ps es el porcentaje de suelo desnudo en la cuenca. De modo que al sustituir los parámetros requeridos (previamente obtenidos) en la ecuación 3, se llega a lo siguiente:

$$AS = 19465 \cdot \left(\frac{2467}{50320}\right) + 14.29 \cdot (0.3) - 604.8$$

Al igual que los métodos anteriores, el valor AS se multiplica por un año y por el área de la cuenca para obtener valores en metros cúbicos, de tal manera que el aporte en m³ para este caso es de 194,177.21 m³

Fórmula Universal de Pérdida de Suelos (FUPS)

La Fórmula Universal de Pérdida de Suelo (FUPS) es también un método empírico, y, por la generalidad de su concepción, es el mejor enfoque disponible para la cuantificación de la pérdida de suelo en las parcelas. Dicho criterio ha sido modificado para calcular también la pérdida de suelo en cuencas, como se muestra en la ecuación 4.

La FUPS es una ecuación que calcula la erosión, pero no el depósito, y que no considera el aporte de material sólido de las cárcavas, permite juzgar que para su empleo en cuencas es necesario efectuar algunas consideraciones adicionales.

$$E = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \cdot 100 \quad [4]$$

Donde E es la pérdida anual de suelo en toneladas, R es un factor de erosividad en la cuenca que toma en cuenta el potencial erosivo de la lluvia en (Mj·mm/ha-h), K es el porcentaje de suelo desnudo en la cuenca en (kg-h/Nm²), LS es un factor de longitud y pendiente del terreno, adimensional. C es el porcentaje de suelo desnudo de la cuenca y P es un factor de prácticas mecánicas, adimensional.

Cálculo del factor R

El cálculo de R es complicado cuando no se cuenta con datos de intensidad de la lluvia; por esta razón se buscó correlacionar los datos de precipitación anual con los valores de R estimados en el país utilizando la información de intensidad de la lluvia disponible (Cortés y Figueroa 1991). De acuerdo con este procedimiento, se elaboraron modelos de regresión donde a partir de datos de precipitación anual (P) se puede estimar el valor de R de la FUPS (tabla 2).

Tabla 2.- Ecuaciones para estimar el factor de erosividad “R” según la región

Región	Ecuación	R ²
I	$R = 1.207 \cdot P + 0.00227 \cdot P^2$	0.92
II	$R = 3.4555 \cdot P + 0.006470 \cdot P^2$	0.93
III	$R = 3.6752 \cdot P - 0.00172 \cdot P^2$	0.94
IV	$R = 2.8559 \cdot P + 0.002983 \cdot P^2$	0.92
V	$R = 3.4880 \cdot P - 0.00088 \cdot P^2$	0.94
VI	$R = 6.6847 \cdot P + 0.001680 \cdot P^2$	0.90
VII	$R = -0.0334 \cdot P + 0.00227 \cdot P^2$	0.98
VIII	$R = 1.9967 \cdot P + 0.00327 \cdot P^2$	0.98
IX	$R = 7.0458 \cdot P - 0.002096 \cdot P^2$	0.97
X	$R = 6.8938 \cdot P + 0.000442 \cdot P^2$	0.95
XI	$R = 3.7745 \cdot P + 0.004540 \cdot P^2$	0.98
XII	$R = 2.4619 \cdot P + 0.006067 \cdot P^2$	0.96
XIII	$R = 10.7427 \cdot P - 0.00108 \cdot P^2$	0.97
XIV	$R = 1.5005 \cdot P + 0.002640 \cdot P^2$	0.95

Estos modelos de regresión son aplicados para 14 diferentes regiones del país mostradas en la Figura 3.

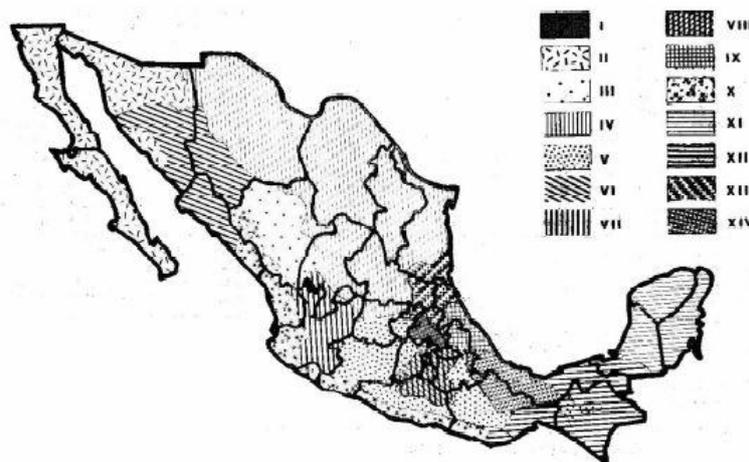


Figura 3.- Mapas de regiones con igual erosividad en México.

Sabiendo que la cuenca “El Tule” está en el Estado de México, de acuerdo con el mapa anterior, le corresponde la zona V. De igual forma, se sabe que la precipitación media es de 1271 mm, por lo tanto, se obtiene el factor R de la siguiente forma.

$$R = 3.4880 \cdot (1271) - 0.00088 \cdot (1271)^2$$

$$\therefore R = 3140.89 \frac{MJ \cdot mm}{ha - h}$$

Obtención del factor K

En la tabla 3, se muestran los valores de K (en unidades inglesas) para diferentes tipos de suelo. Dichos valores son promedios, por lo cual se hizo una ponderación con los usos de suelo para la cuenca “El Tule”. Es importante mencionar que, una vez hecha la ponderación, el factor K resultante se multiplicó por 0.1317 para convertirlo a sistema métrico internacional y obtener las unidades en kg_f-h/N-m²

Una vez obtenido el factor K y el factor R, la ecuación 3.6 se multiplica por 100 a modo de obtener homogeneidad de unidades entre ambos factores y obtener la FUPS en ton/km^2 .

Tabla 3.- Valores generales del factor K en unidades inglesas (Gracia 1997)

Textura	Contenido de materia orgánica		
	0.50%	2%	4%
	K	K	K
Arcillo arenosa	0.05	0.03	0.02
Arcillo limosa	0.16	0.14	0.1
Arena	0.42	0.36	0.28
Arena fina	0.12	0.1	0.08
Arena fina migajosa	0.24	0.2	0.16
Arena migajosa	0.44	0.38	0.3
Arena muy fina	0.27	0.24	0.19
Arena muy fina migajosa	0.35	0.3	0.24
Limo	0.47	0.41	0.33
Migajón	0.38	0.34	0.29
Migajón arcillo arenosa	0.48	0.42	0.33
Migajón arcillo limosa	0.6	0.52	0.42
Migajón arcillosa	0.27	0.25	0.21
Migajón arenosa	0.28	0.25	0.21
Migajón arenosa fina	0.37	0.32	0.26
Migajón arenosa muy fina	0.14	0.13	0.12
Migajón limoso	0.25	0.23	0.19
Arcilla		0.13-0.29	

Los valores de la tabla anterior corresponden a mapas de tipo de suelo (edafología), el cual se aprecia en la figura 4.

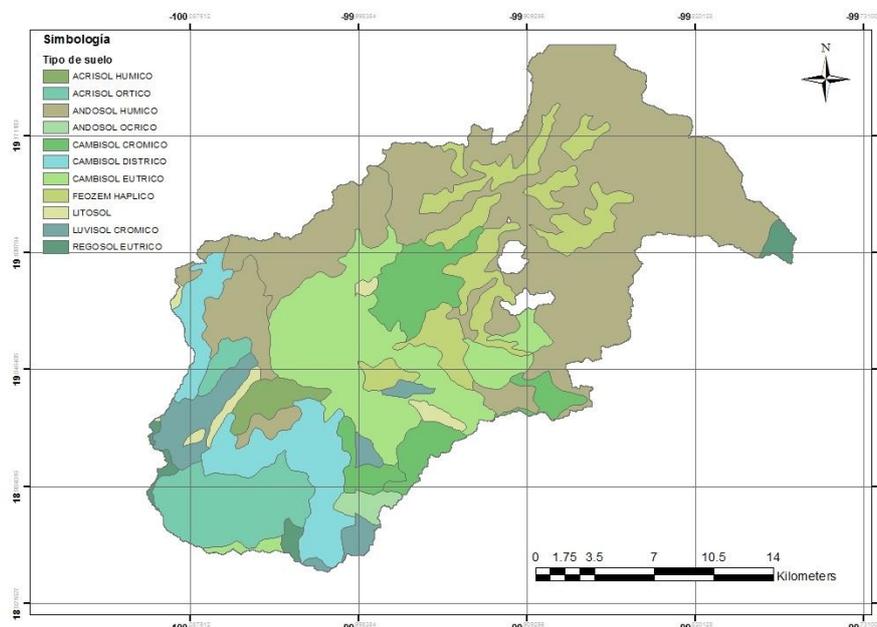


Figura 4.- Tipos de suelo en la cuenca "El Tule"

La ponderación se hizo de modo que, obteniendo el área de cada tipo de suelo se obtuvo un factor K parcial para dicha área y se obtuvo un promedio ponderado, por lo tanto, el factor K para la cuenca "El Tule" es de $K = 0.01622$.

Obtención del factor C

Para la obtención de este factor existen varios criterios; sin embargo, se ha considerado que el más adecuado para el caso en estudio es el presentado en la tabla 4.

Tabla 4.- Factor de cobertura vegetal C (Gracia 1997)

Tipo de cubierta vegetal		C
Suelo desnudo		1.00
Bosque o matorral denso, cultivos con capa gruesa de material orgánica		0.001
Sabana, pradera en buenas condiciones		0.01
Sabana o pradera sobre pastoreadas		0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: primer año		0.3 a 0.8
Cultivo de desarrollo rápido o siembra temprana		0.01 a 0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía: segundo año		0.01 a 0.2
Maíz, sorgo, mijo (establecidos)		0.4 a 0.9
Arroz		0.1 a 0.2
Algodón, tabaco (segundo ciclo)		0.5 a 0.7
Cacahuete		0.4 a 0.8
Primer año de casave y fíame		0.01
Palma, café, cacao con cubierto de cultivo		0.1 a 0.3
Piña en contorno:	con residuo quemado	0.2 a 0.5
	con residuo enterrado	0.1 a 0.3
	con residuo superficial	0.2 a 0.8
Piña y siembra de relleno (pendiente 7%)		0.1
Bosque área cubierta:	del 75 al 100%	0.003 a 0.011
	del 45 al 70%	0.01 a 0.04
	del 25 al 40% a) con residuos b) sin residuos	a) 0.41, b) 0.84
Zona de cultivo		0.4

Al igual que con el factor K, el factor de cobertura vegetal C se obtuvo mediante una ponderación de acuerdo a las áreas de influencia de usos de suelo, de acuerdo con la figura 5.

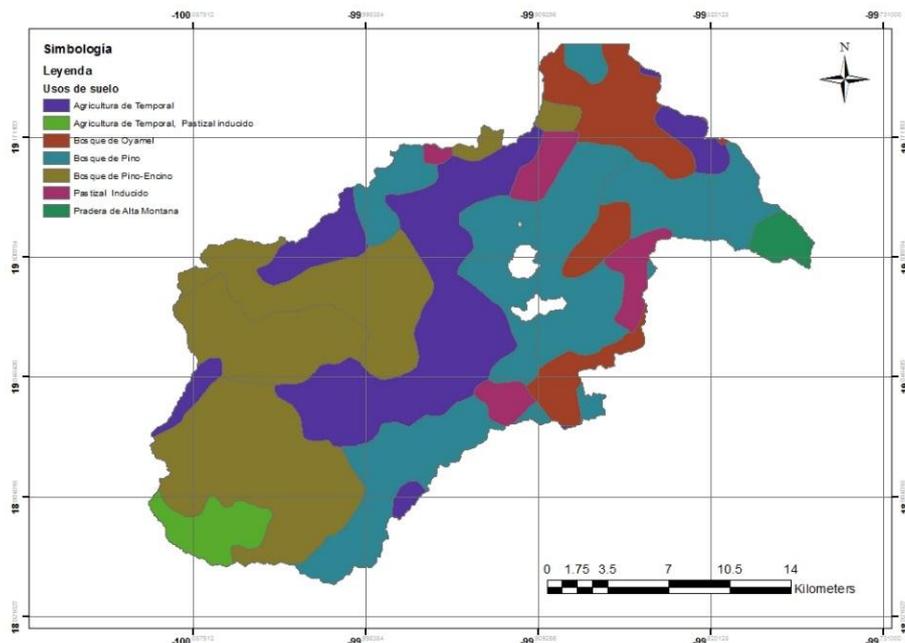


Figura 4.- Tipos de suelo en la cuenca “El Tule”

De acuerdo con la figura anterior, el uso de suelo predominante es el bosque de pino-encino, por lo tanto al hacer el promedio ponderado por uso de suelo se obtiene que el factor de cubierta vegetal de la cuenca es de $C = 0.3513$

Obtención del factor LS

Es posible determinar separadamente el factor S de pendiente y L (longitud), sin embargo, como se ha observado que ambos factores están íntimamente relacionados, se acostumbra determinarlos simultáneamente. La longitud se define como la distancia desde el punto de origen del flujo (sobre la superficie de aporte) hasta el punto donde la pendiente disminuye lo bastante como para que ocurra el depósito, o bien, hasta el punto en que el escurrimiento entra en un cauce bien definido. La pendiente será la que tenga dicha longitud (L) (o la del terreno) y generalmente se expresa en porcentaje.

La ecuación para obtener LS es la siguiente.

$$LS = \left[\frac{X}{22.13} \right]^m (0.065 + 0.045 \cdot S + 0.0065 \cdot S^2) \quad [5]$$

Donde X es la longitud del tramo de pendientes S en metros, m es una constante que depende del terreno, que para este caso tiene un valor de 0.5. Para este caso, dado que la FUPS está siendo aplicada a una cuenca, la longitud "L" será el valor de la longitud del cauce principal (L= 50.32 km), y la pendiente "S" es la pendiente del mismo (S= 5%), por lo tanto, el factor LS se obtiene de la siguiente manera.

$$LS = \left[\frac{50320}{22.13} \right]^{0.5} (0.065 + 0.045 \cdot (5\%) + 0.0065 \cdot (5\%)^2) = 21.056$$

Obtención del factor P

Como última alternativa para reducir la erosión de los suelos se tiene el uso de las prácticas de conservación de suelos para no alcanzar las pérdidas de suelo máximas permisibles.

El factor P se estima comparando las pérdidas de suelo de un lote con prácticas de conservación y un lote desnudo y el valor que se obtiene varía de 0 a 1. Si el valor de P es cercano a 0, entonces hay una gran eficiencia en la obra o práctica seleccionada y si el valor es cercano a 1, entonces la eficiencia de la obra es muy baja para reducir la erosión.

Para este caso se usó un factor P igual a 1, ya que al hablar de una cuenca el área de la misma es tan grande que las obras de conservación tienen una influencia casi nula.

Factor de entrega "f"

El factor de entrega "f", permite estimar el aporte real de sedimento, a partir de la pérdida de suelo calculada. Éste factor se obtuvo de acuerdo a estudios realizados por Guevara en 2015, por lo que para el caso de la cuenca "El Tule" se tiene un factor de entrega de $f = 0.088$, dicho factor se multiplicará por el valor "E" de la FUPS y posteriormente el resultado se dividirá por el peso específico del sedimento propuesto, que para este caso es de 2.65 t/m^3 , de modo que se obtenga el aporte de sedimento en toneladas.

Finalmente, con los datos obtenidos, se calcula la FUPS en ton/km^2 de la siguiente manera:

$$E = (3140.89) \cdot (0.0162) \cdot (21.056) \cdot (0.3513) \cdot (1) \cdot 100 = E = 37,699.97 \frac{\text{ton}}{\text{km}^2}$$

$$AS = \frac{37,699.97}{2.65} \cdot 548.86 \cdot 0.088 = 686,780.1 \text{ m}^3$$

Método de Gracia

Este criterio está basado en mediciones reales en embalses de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). La manera de emplear este criterio es la siguiente: conocida el área de la cuenca se determina con la figura el volumen de sedimento que entra en un año al embalse. Nótese que el procedimiento no ofrece información sobre el tipo de sedimento almacenado (grueso o fino) ni de su ubicación en el embalse. En cambio, tiene la gran ventaja de acercarse a la realidad de los embalses mexicanos.

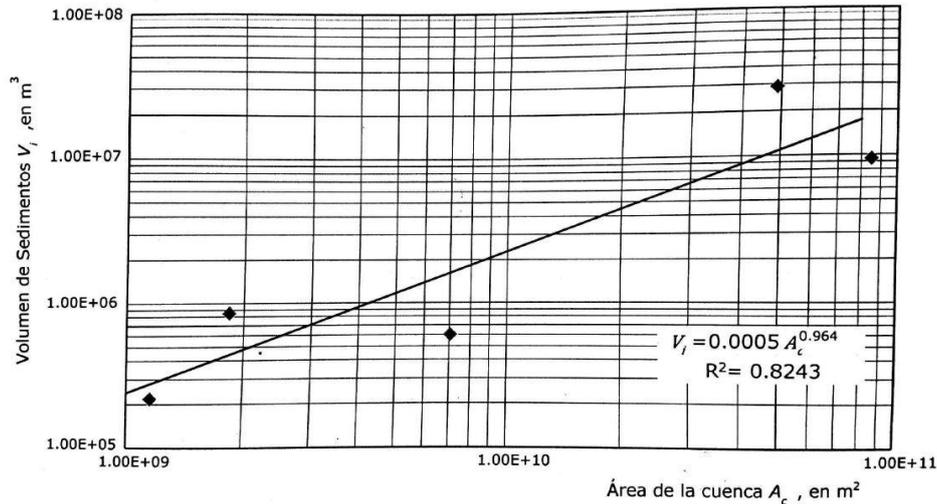


Figura 5.- Volúmenes anuales de sedimentación asociados al área de la cuenca de presas de CFE

Por lo tanto, se sabe que la ecuación asociada a la cuenca es la siguiente.

$$V_i = 0.0005 \cdot A_c^{0.964} \quad [6]$$

Donde V_i es el volumen anual de sedimento en m^3 y A_c es el área de cuenca en estudio en km^2 , de modo que al sustituir los $548.86 km^2$ de área de la cuenca en la ecuación 5, se obtiene que el aporte de sedimento en m^3 por año es de $1,329,875.45 m^3$

RESULTADOS

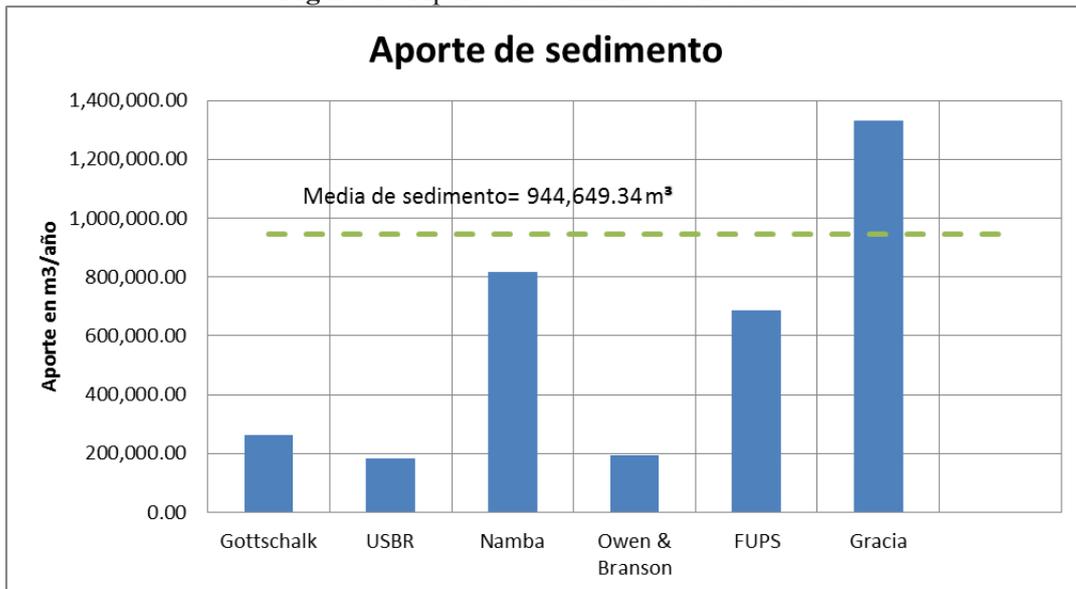
En la tabla 5 se presentan los resultados a modo de resumen, y en la figura 6 se aprecian los mismos, para la obtención del aporte representativo de sedimento en la cuenca, se hizo un promedio de las condiciones más desfavorables posibles, en este caso el método de Namba, el de Gracia y el de la FUPS.

Tabla 4.- Aporte de sedimento por año

Método	Aporte [m³]
Gottschalk	264,001.66
USBR	184,061.68
Namba	817,292.52
Owen & Branson	194,177.12
FUPS	686,780.06
Gracia	1,329,875.45

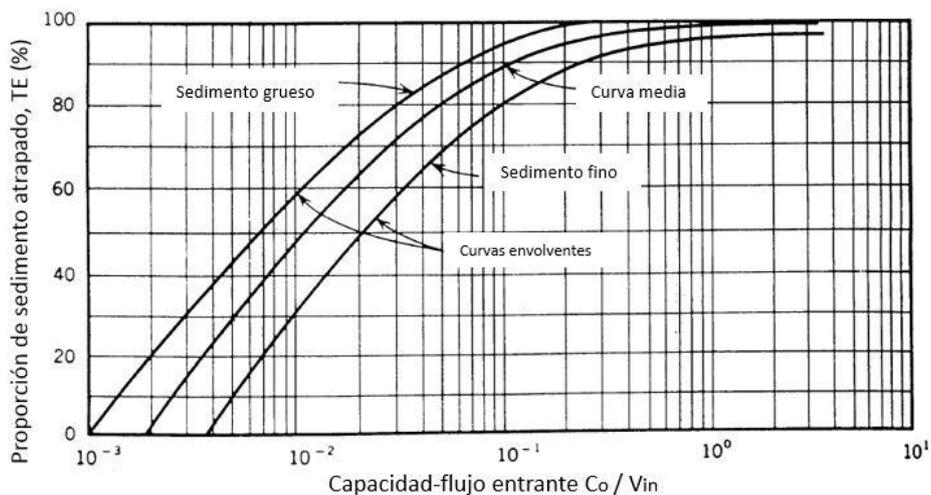
La media obtenida con las condiciones más desfavorables ronda los $944,649.34 m^3$, como se aprecia a continuación.

Figura 6.- Aporte de sedimento de la cuenca



Por otro lado, como se mencionó anteriormente, si se llega a construir una presa justo en la cuenca baja donde el uso de suelo predominante es la agricultura de temporal, de acuerdo con el criterio propuesto por Brune en 1953 (figura 7), la eficiencia de atrape de dicha presa será del 78 al 80% (características de la presa previamente obtenidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM). Es decir que del aporte de la cuenca hasta el sitio de la presa, la presa captará el 80% de dicho aporte de sedimento.

Figura 7.- Curvas de Brune para eficiencia de atrape en embalses (Atkinson 1996)



Por lo tanto, de acuerdo con datos obtenidos con el criterio propuesto por Brune, la eficiencia de atrape de la presa a construir ronda el 80%, entonces, la media anual de sedimento ronda es del orden de 736,826 m³.

El dato obtenido anteriormente pudiera ser utilizado como parámetro para diseñar la capacidad de azolves en la presa propuesta, de modo que obteniendo la altura de la cortina y la capacidad útil de la presa, se podría estimar un porcentaje que ocuparán los azolves en dicha presa y así emprender acciones para darle mantenimiento preventivo a la presa en cuestión de sedimentación.

CONCLUSIONES

El manejo de sedimentos resulta fundamental en la operación de una presa ya que, de acuerdo con el contexto nacional e internacional, las presas pierden capacidad a una velocidad significativa, y el desazolve de las mismas, en muchos casos, no es factible y la presa termina por azolverse en su totalidad hasta llegar a su inutilización.

Dada la poca o nula información con la que se cuenta, se concluye que los métodos que si toman en cuenta las características propias de la cuenca arrojan resultados de un orden aproximado entre ellos, asimismo, el método de Gracia arroja resultados con las condiciones más desfavorables, sin embargo, éstos resultados fueron tomados en cuenta para la obtención del promedio de volumen de sedimento por tratarse de un método desarrollado en embalses mexicanos.

De acuerdo con Brune, la presa en cuestión “atrapará” el 80% del sedimento aportado por la cuenca agua arriba, lo que pudiera ocasionar serios problemas de sedimentación en dicha presa y, por lo tanto, costos adicionales a futuro por desazolve, ya sea por dragado, *flushing*, etc. Se recomienda por parte de los autores llevar a cabo estudios a fondo sobre dicho problema de sedimentación, si es que se llegara a construir la presa.

REFERENCIAS

- Atkinson, E. (1996).** *The feasibility of flushing sediment from reservoirs*. UK: HR Wallingford.
- Bribiesca, M. Á. (2017).** *Análisis de la factibilidad del empleo del método de desazolve "flushing" en una presa mexicana con problemas de sedimentación en su embalse, mediante el uso de un modelo bidimensional*. Ciudad de México, México: Tesis de Maestría, UNAM FI.
- Brune, G. (1953).** “Trap efficiency of reservoirs”. *Transaction of the American Geophysical Union, Vol 34*. Washington DC.
- Cortés, H. (1991).** *Caracterización de la erosividad de la lluvia en México utilizando métodos multivariados* (Vol. Tesis de Maestría en Ciencias). México: Colegio de Postgraduados.
- Gottschalk, D. J. (1964).** *Section 17, part 1: Reservoir sedimentation*. En V. T. Chow (Ed.), *Handbook of Applied Hydrology*. New York, USA: McGraw Hill Co.
- Gracia, S. J. (1997).** *Capítulo 17: Pérdida de suelo en cuencas*. En I. d. Ingeniería, *Manual de ingeniería de ríos*. México D.F: UNAM.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS
CIRCULARES CON MODELOS LAGRANGEANOS**

Laura E. Ayala-Cruz (1), Israel E. Herrera-Díaz, Jonathan Cepeda-Negrete y Alberto Saldaña-Robles

*(1) Instituto Politécnico Nacional, ESIA Zacatenco, Sección de Posgrado, México
Universidad de Guanajuato, CIS-DICIVA Depto. Ingeniería Agrícola, México*

laurisayala74@hotmail.com; eherrera@ugto.mx; j.cepeda@ugto.mx; alberto.saldana@ugto.mx

RESUMEN

Se desarrolló un modelo Lagrangeano de partículas para estimar el proceso de socavación y transporte de sedimentos alrededor de una pila circular en un escenario controlado de laboratorio, para ello se realizó el cálculo del campo hidrodinámico alrededor de la pila circular identificando el campo de velocidades tridimensional, el cálculo del transporte de partículas se determinó en cualquier dirección del espacio provocado por el campo de velocidades y la dispersión turbulenta (movimiento aleatorio de tipo Browniano). Los mecanismos de dispersión y re-suspensión de partículas empleados fueron representados por modelos estocásticos, los cuales describen el movimiento por medio de una función de probabilidad. La validación del modelo se llevó a cabo con dos casos con solución numérica conocida empleando una transformación discreta-continua con el método PIC (Partícula en Celda), obteniendo errores relativos promedio menores al 4.8% en ambos casos. Los resultados obtenidos de simular el transporte de 550,000 partículas permiten determinar bajo diferentes escenarios hidrodinámicos las zonas susceptibles de socavación, así como la magnitud de la erosión en la parte posterior de la pila circular.

ABSTRACT

A Lagrangean model of particles was developed to estimate the process of scouring and sediment transport around a circular pile in a controlled laboratory setting. For this purpose, the hydrodynamic field was calculated around the circular pile, identifying the three-dimensional velocity field. the calculation of the transport of particles was determined in any direction of the space caused by the velocity field and the turbulent dispersion (random movement of the Brownian type). The mechanisms of dispersion and re-suspension of particles used were represented by stochastic models, which describe the movement by means of a probability function. The validation of the model was carried out with two cases with known numerical solution using a discrete-continuous transformation with the PIC (Particle in Cell) method, obtaining average relative errors of less than 4.8% in both cases. The results obtained from simulating the transport of 550,000 particles allow determining under different hydrodynamic scenarios the areas susceptible to scour, as well as the magnitude of the erosion in the back of the circular pile.

PALABRAS CLAVES: Modelación Numérica, Socavación, Pilas Circulares, Modelo Lagrangeano

INTRODUCCIÓN

La socavación local en las pilas de los puentes es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo (Raudkivi, 1999). En las pilas dentro del cauce, se producen una serie de turbulencias, las cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras, alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo. El mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella, en la figura (1) podemos apreciar el comportamiento del flujo en una pila cilíndrica (Dargahi, 1990).

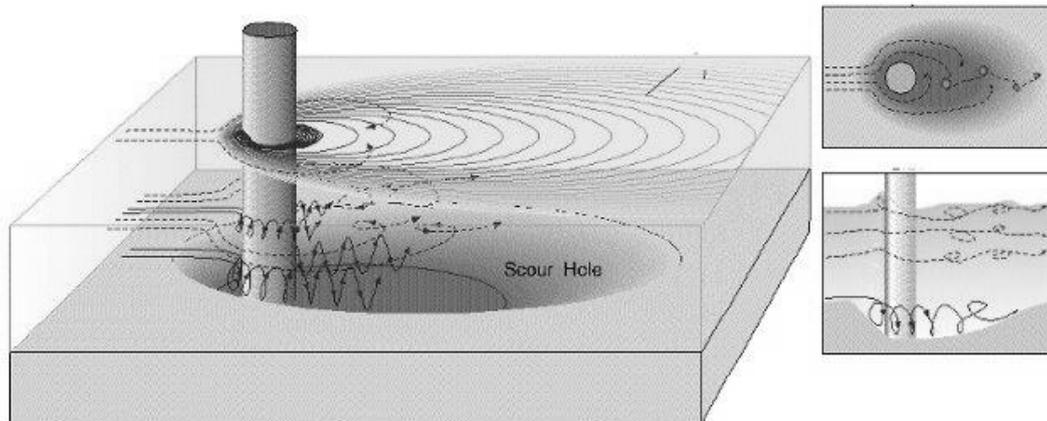


Figura 1.- Socavación en Pilas

Por lo tanto, el flujo alrededor de una pila es muy complejo para ser analizado teóricamente, por lo que se propone el uso de modelos euleriano-lagrangiano para aclarar el comportamiento del flujo en tres dimensiones alrededor de una pila bajo un escenario controlado con condiciones de frontera establecidas, así como del transporte de sedimentos ocasionado por el campo de velocidades que se presenta; estas simulaciones numéricas son comparadas con un modelo físico para calibrar dichas ecuaciones.

MODELO HIDRODINÁMICO Y DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Se emplean las ecuaciones de Navier-Stokes para modelar el movimiento del fluido en aguas someras, en donde las escalas horizontales son mucho más grandes que la escala vertical, con la hipótesis de presión hidrostática y considerando los postulados de Reynolds (Ramírez, Rodríguez, & Herrera, 2005) son:

Las ecuaciones que describen el movimiento del flujo:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \text{div} \left(v_e \overrightarrow{\text{grad}}(u) \right) \quad [1]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \text{div} \left(v_e \overrightarrow{\text{grad}}(v) \right) \quad [2]$$

El gradiente de presión:

$$\frac{\partial \bar{P}}{\partial z} = -g\rho \quad [3]$$

La ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{W}}{\partial z} = 0 \quad [4]$$

La ecuación para la superficie libre:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\int_{-z_f}^{\eta} u \, dz \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\int_{-z_f}^{\eta} v \, dz \right) \quad [5]$$

Las condiciones de frontera para la superficie libre y el fondo se definen por:

$$\tau_x^{fondo} = \nu_e \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{fondo} = \frac{g\sqrt{u^2+v^2}}{C_z^2} \quad [6]$$

$$\tau_y^{fondo} = \nu_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{fondo} = \frac{g\sqrt{u^2+v^2}}{C_z^2} \quad [7]$$

Las componentes de la velocidad toman los valores de la capa adyacente a la interface agua-sedimento.

$$\tau_x^{superficie} = \nu_e \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{superficie} = -\frac{\rho_{aire}}{\rho_{agua}} (a_{viento}) \omega_x \Big|_{\omega_x} \quad [8]$$

$$\tau_y^{superficie} = \nu_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{superficie} = -\frac{\rho_{aire}}{\rho_{agua}} (a_{viento}) \omega_y \Big|_{\omega_y} \quad [9]$$

Para el cálculo de transporte de sedimentos, se utiliza un modelo lagrangeano de partículas, donde las partículas son sembradas o colocadas siguiendo una ley exponencial de concentraciones o mediante una posición inicial en el espacio tridimensional (Robinson, Monaghan, & Mansour, 2007). Para el movimiento de partículas se considera un modelo estocástico y discretizado en tres dimensiones, considerando el peso específico de cada partícula, así como de la velocidad de caída de la misma (Hernández, 2003) y se verifica si éstas están dentro del dominio de estudio para un único paso de tiempo (Δt) de (n) a $(n + 1)$ está dada por:

$$\begin{aligned} x_i^{n+1} &= x_i^n + u_{i,j,k}(\Delta t) \pm (2rand(iseed) - 0.5) \sqrt{(2\nu t_{i,j,k} \Delta t)} \\ y_i^{n+1} &= y_i^n + v_{i,j,k}(\Delta t) \pm (2rand(iseed) - 0.5) \sqrt{(2\nu t_{i,j,k} \Delta t)} \\ z_i^{n+1} &= z_i^n + w_{i,j,k}(\Delta t) \pm (2rand(iseed) - 0.5) \sqrt{(2\nu t_{i,j,k} \Delta t - w_s \Delta t)} \end{aligned} \quad [10]$$

Los esfuerzos cortantes en un flujo turbulento, a lo largo de su profundidad (z), se determina como:

$$\tau_i = \rho \nu \frac{dU}{dz} - \rho \overline{u_i w} \quad [11]$$

El esfuerzo cortante crítico que actúa sobre las partículas, se calcula como:

$$\tau_{critico} = 0.03(\rho_s - \rho)gd_{50} \quad [12]$$

La función de probabilidad para la deposición de las partículas se determina con la siguiente ecuación:

$$P_{\text{depósito}} = \begin{cases} 0 & \tau_{x,y} \geq \text{crítico} \\ \left(1 - \frac{\tau_{x,y}}{\tau_{\text{crítico}}}\right) & \tau_{x,y} < \text{crítico} \end{cases} \quad [13]$$

Y la función de probabilidad para la re-suspensión de las partículas se establece de la siguiente forma:

$$P_{\text{depósito}} = \begin{cases} 0 & \tau_{x,y} \leq \text{crítico} \\ \left(1 - \frac{\tau_{\text{crítico}}}{\tau_{x,y}}\right) & \tau_{x,y} > \text{crítico} \end{cases} \quad [14]$$

Por último, la velocidad de caída de las partículas de sedimentos, se usan las formulaciones de (Van Rijn, Walstra, & Van Ormondt, 2007):

$$w_s = \frac{(S-1)gd^2}{0.8v}; \quad 1 < d \leq 100\mu\text{m}$$

$$w_s = \frac{10v}{d} \left[\left(1 + 0.01 \frac{(S-1)gd^3}{v^2}\right)^{0.5} - 1 \right]; \quad 100 < d \leq 1000\mu\text{m} \quad [15]$$

$$w_s = 1.1((S-1)gd^2)^{0.5}; \quad d > 1000\mu\text{m}$$

Validación del modelo de partículas

El modelo se verificó con dos casos con solución numérica conocida; el primer caso consiste en una descarga instantánea de una sustancia o contaminante conservativo en un dominio controlado en el cual la masa es transportada exclusivamente por difusión. La solución analítica en tres dimensiones está dada por la siguiente ecuación (Sierra et al., 2002):

$$C_{x,y,z,t} = \frac{C_0}{(4\pi K_x K_y K_z t)^{3/2}} e^{-\frac{(x-x_0)^2}{4K_x t} - \frac{(y-y_0)^2}{4K_y t} - \frac{(z-z_0)^2}{4K_z t}} \quad [16]$$

La distribución de concentración resultante fue obtenida empleando un tiempo de simulación por difusión de 15 segundos empleando el método PIC con una masa inicial de 1 500 partículas con el mismo diámetro y características donde los resultados se muestran en las figuras (2) y (3) obteniendo un promediado del error relativo porcentual en comparación con la solución analítica de 4.76%.

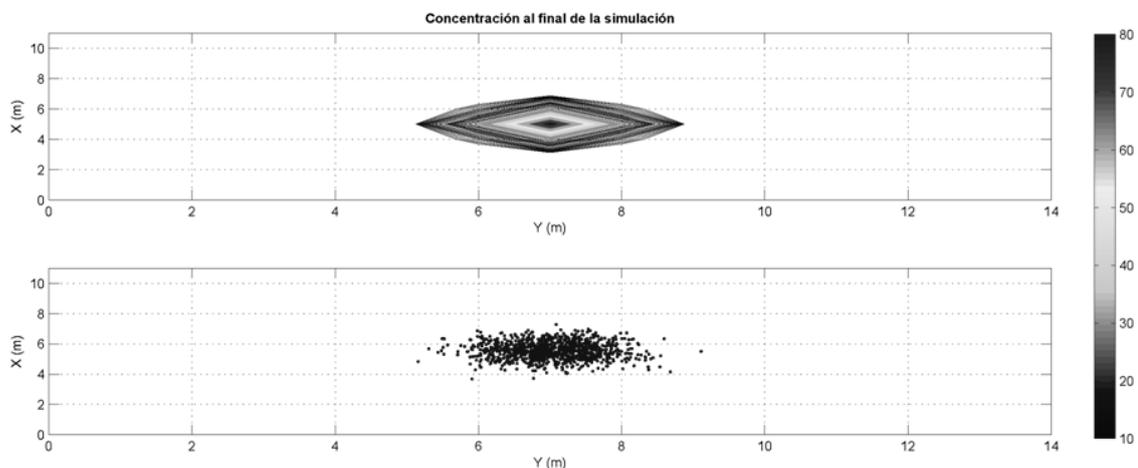


Figura 2.- Distribución de la concentración al final del periodo de simulación de forma continua (superior) y discreta o partículas (inferior)

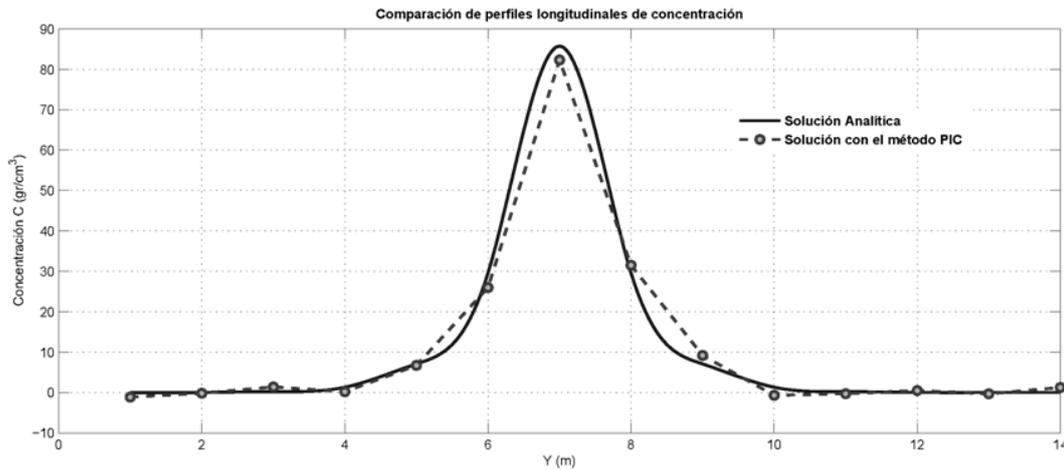


Figura 3.- Perfiles de comparación entre la solución analítica y el método de partículas del primer caso

El segundo caso de validación corresponde a una descarga continua de duración infinita donde la solución analítica en 1D corresponde a una sustancia conservativa la cual se expresa como:

$$C_{x,t} = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x-ut}{2\sqrt{Dt}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\frac{x+ut}{2\sqrt{Dt}} \right) e^{\left(\frac{ux}{D} \right)} \right] \quad [17]$$

donde (erfc) es la función de error complementaria (Morelissen *et al.*, 2003). Para este caso se descargaron 17 partículas cada 0.05 segundos durante un periodo de 30 segundos. Los resultados de la simulación son presentados en la figura (4) donde se aprecia un error relativo promedio con respecto a la solución analítica de 4.23%.

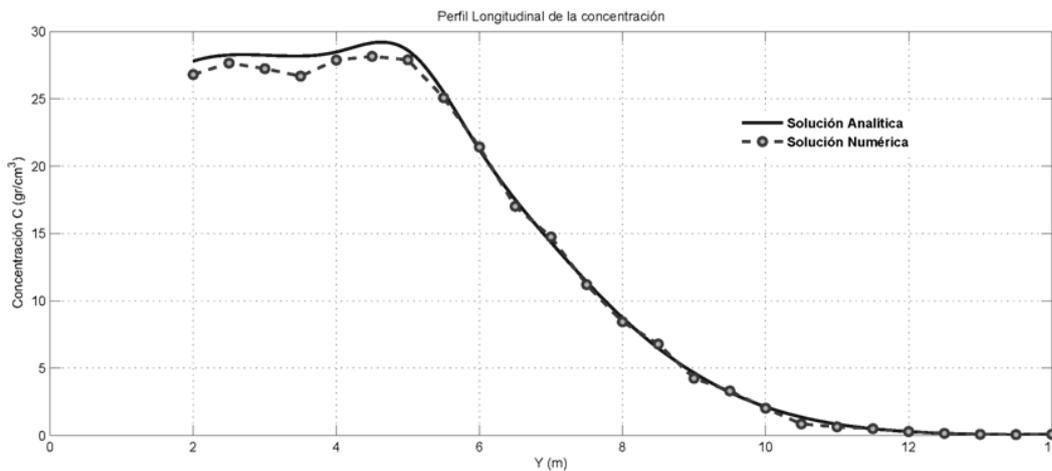


Figura 4.- Comparación del perfil longitudinal de concentración entre la solución analítica y el método de partículas del segundo caso

DISCUSION DE RESULTADOS

El dominio de estudio es un canal de pendiente variable de 0 a 10% para el transporte de sedimentos ARMFIELD S8MKII (fig. 5), el cual tiene una longitud de 154 cm por 18 cm de ancho y 10 cm de profundidad.

Para la simulación del transporte de sedimentos en el canal, se empleó un diámetro de partícula (d_{50}) de 0.26 mm, el cual es colocado en el fondo del canal en una capa de sedimento con espesor de 2cm, representando un fondo erosionable.

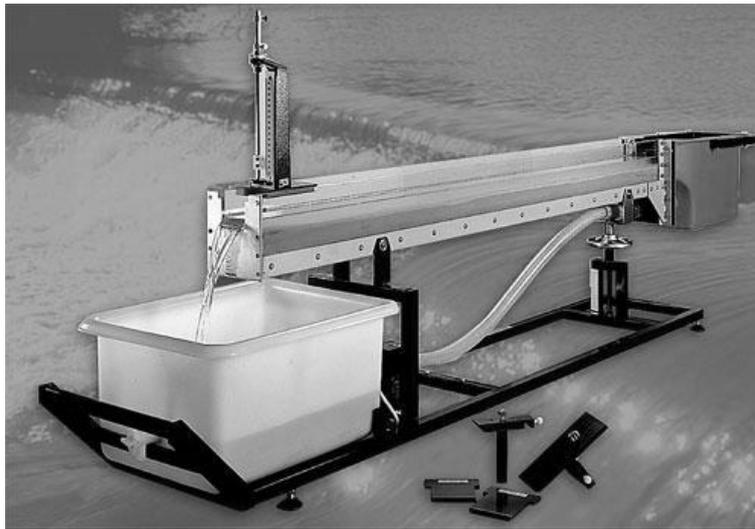


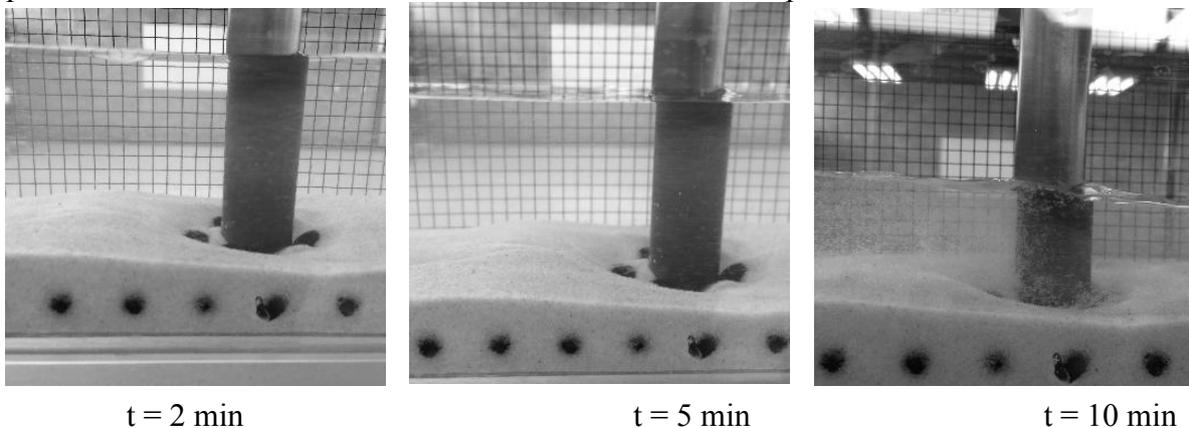
Figura 5.- Canal de transporte de sedimentos ARMFIELD S8MKII

En el modelo físico, se coloca una columna circular de 1.2 cm de diámetro en el centro del canal (fig. 6), tanto en lo largo como en lo ancho.



Figura 6.- Dimensiones de la pila circular colocada en el canal experimental

Mediante un flujo controlado de 0.5 l/s, con tirante de 7 cm y con pendiente de canal de 2.5%, se llevó a cabo la simulación del transporte de sedimentos para la evaluación de la socavación local en pilas circulares de forma cualitativa y cuantitativa, donde en la figura (7) se presenta el proceso de socavación en 3 tiempos diferentes (2, 5, 10 min) de flujo transitado, al término del tiempo se mide las dimensiones de la socavación alrededor de la pila.



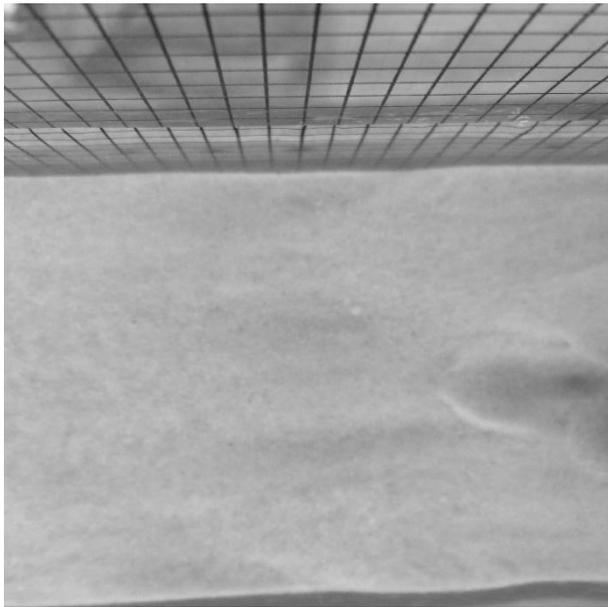
t = 2 min

t = 5 min

t = 10 min

Figura 7.- Proceso de socavación local en una pila circular y el transporte de sedimentos en el canal S8MKII

En la figura (8) se aprecia de forma cualitativa la magnitud de la socavación aguas arriba (figura derecha) y aguas abajo (figura izquierda) de la pila circular.



Sección aguas abajo de la Pila



Sección aguas arriba de la Pila

Figura 8.- Proceso de socavación local antes y después de la pila circular

Una vez determinado de forma cualitativa el comportamiento de la socavación, se diseña la malla numérica del canal (fig. 9), donde se obtiene el campo de velocidades (fig. 10) aplicando las ecuaciones del modelo hidrodinámico, una vez obtenido el campo euleriano de velocidades, se simula un total de 550,000 partículas sembradas en el fondo del canal y alrededor de la pila, donde su posición al final de la simulación determina de forma cuantitativa el proceso de socavación y de forma cualitativa la forma y dimensión del sumidero en la parte posterior de la pila circular.

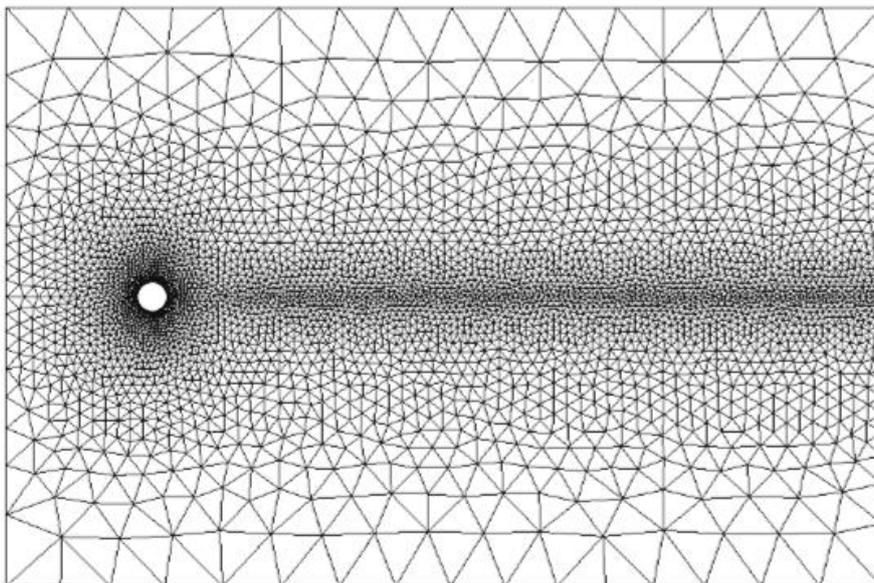


Figura 9.- Malla numérica del canal experimental S8MKII

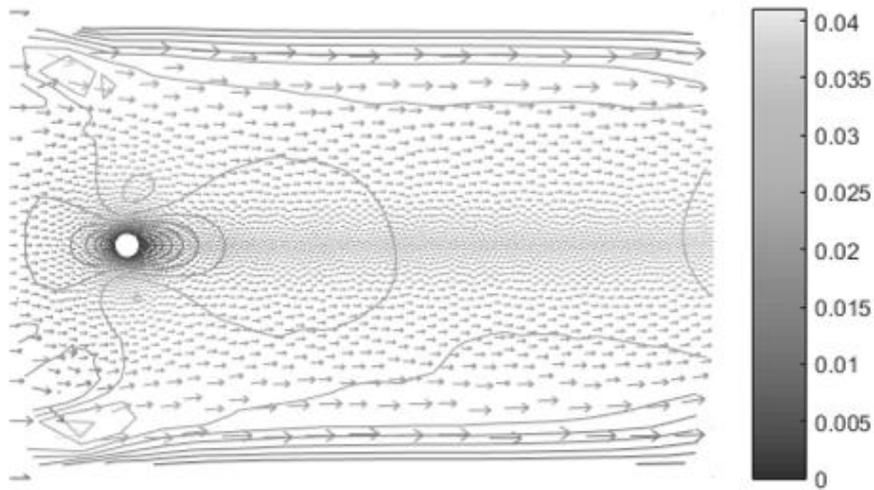


Figura 10.- Vectores del campo hidrodinámico (m/s) y líneas de contorno del sedimento de fondo al termino de 15 min de simulación

El movimiento de partículas de fondo alrededor de la pila circular a diferentes instantes de tiempo (2, 5 y 10 min) se muestran en las figuras (11 a 13) correspondientemente.

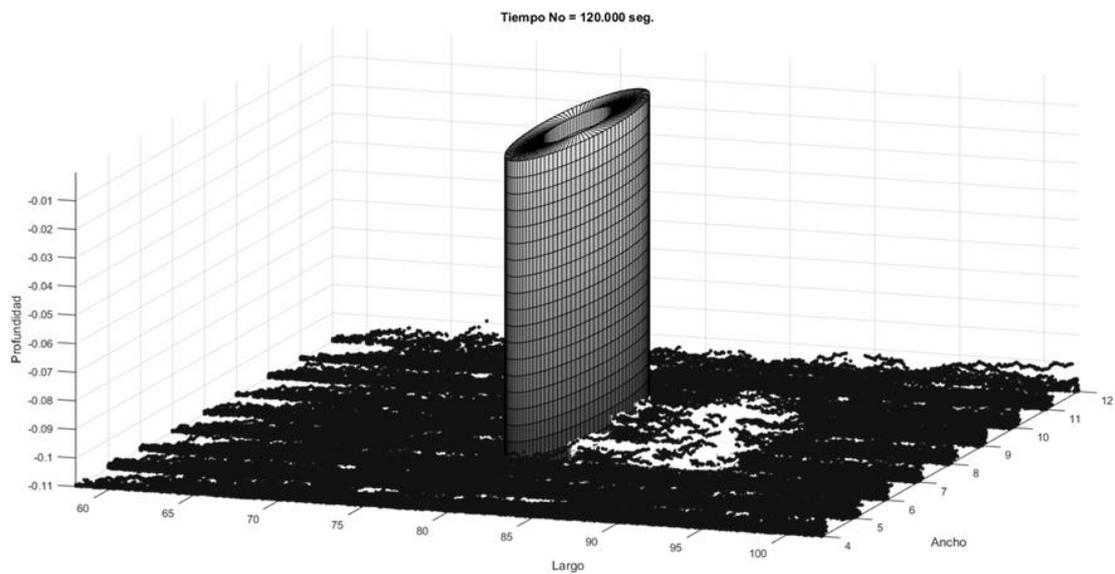


Figura 11.- Simulación de la socavación en un tiempo de 2 min.

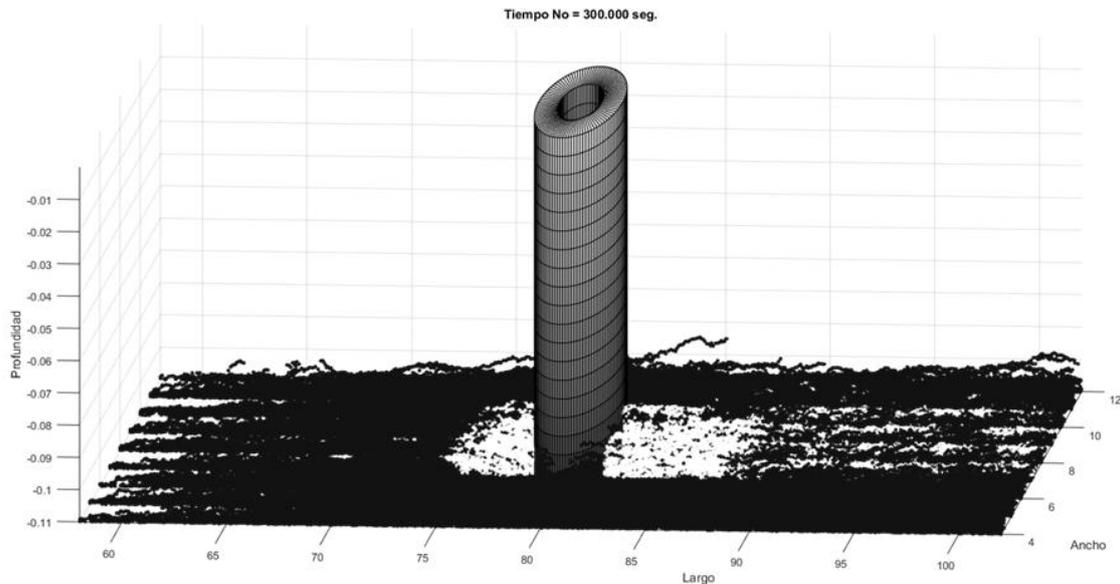


Figura 12.- Simulación de la socavación en un tiempo de 5 min.

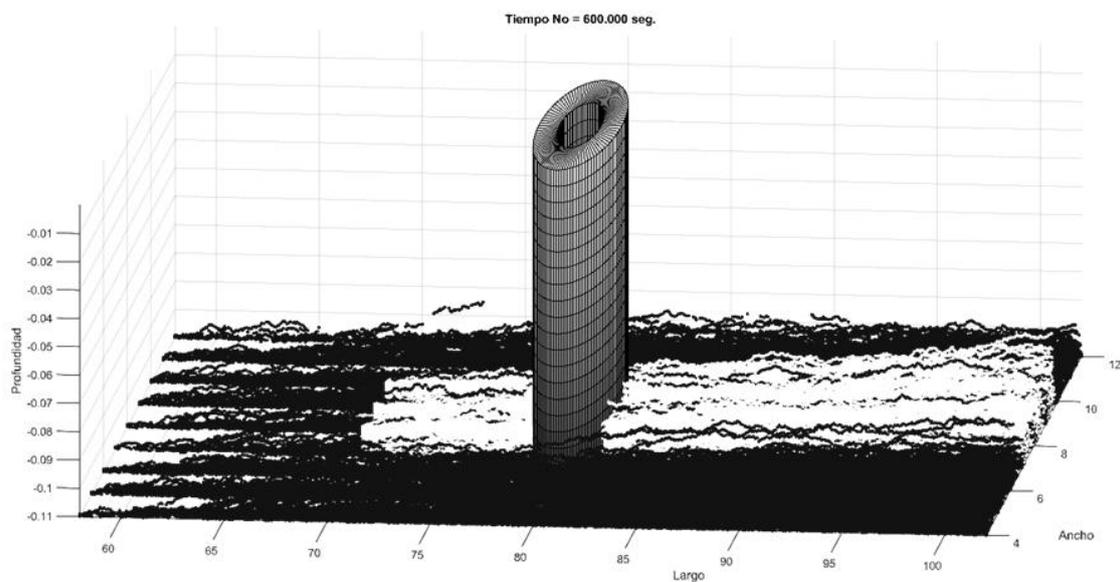


Figura 13.- Simulación de la socavación en un tiempo de 10 min.

Los resultados del transporte de sedimentos al final de la simulación numérica presentan un error relativo del 3.2% en comparación con el fenómeno presentado por el canal de pendiente variable en la magnitud de la socavación medida en el plano horizontal.

CONCLUSIONES

El modelo lagrangeano de transporte de partículas permite observar el proceso de socavación, así como de forma cualitativa estimar el desplazamiento de las partículas de fondo por efectos de la turbulencia, la cuantificación del transporte de sedimentos se realiza con la comparación del modelo numérico y del físico bajo condiciones controladas de gasto constante, lo

que permite obtener resultados cercanos a los establecidos por las formulaciones más usuales de la literatura, con errores relativos que oscilan entre el 2.8 al 3.5%.

Se menciona que el número de partículas y sus propiedades son establecidas en el modelo lagrangiano, donde el choque elástico de las misma es considerado, sin embargo, un número de partículas mayor podría favorecer a mejorar el porcentaje de aproximación con respecto a las formulaciones teóricas.

REFERENCIAS

Dargahi, B. (1990). Controlling Mechanism of Local Scour. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 116(10), 1197-1213.

Hernández, I. (2003). Modelos euleriano-lagrangianos en flujos a superficie libre: Aplicación al transporte de partículas suspendidas y al crecimiento de microorganismos. México: Tesis Maestría, DEPMI, UNAM.

Morelissen R., Hulscher J.M.H, Knaapen M.A.F, Nemeth A.A. and Bijker R. (2003). Mathematical Modeling Of Sand Wave Migration And Interaction With Pipelines, *International Journal for coastal harbor and offshore engineers*, 48:197– 209pp.

Ramírez, H., Rodríguez, C., & Herrera, I. E. (2005). Multilayer hydrodynamic model and their application to sediment transport in estuaries. *Special Issue Shanghai Conference*, Springer-Verlag, Vol. May.

Raudkivi, A. J. (1999). Functional Trends of Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 112(1), 1-13.

Robinson, M., Monaghan, J., & Mansour, J. (2007). SPH simulation of 2D wall-bounded turbulence. *Smoothed Particle Hydrodynamics European Research Interest Community, 2nd International Workshop*, 107-110.

Sierra J.P., Mestres M., Rodríguez A., and Arcilla A.S. (2002). A Lagrangian 3d Numerical Model Of Pollutant Dispersion In Coastal Waters, *Environmental Coastal Regions*, 331–340pp.

Van Rijn, L. C., Walstra, D. J., & Van Ormondt, M. (2007). Unified view of sediment transport by currents and waves IV: Application of Morphodynamic Model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133: 776-793.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MODELAGEM HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL DE FLUIDOS
HIPERCONCENTRADOS – ESTUDO DE CASO DA RUPTURA DA
BARRAGEM DO FUNDÃO - BRASIL**

Nathália Couto Machado¹, Aloysio Portugal Maia Saliba² & Márcio Benedito Baptista²

1 Engenheira da Pimenta de Ávila Consultoria, Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. nathalia.couto@pimentadeavila.com.br

2 Professores doutores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. asaliba@ehr.ufmg.br; marcio.baptista@ehr.ufmg.br

RESUMO:

No dia 05 de novembro de 2015, a Barragem do Fundão, da mineradora Samarco, entrou em colapso. Aproximadamente 32 Mm³ de rejeitos de minério de ferro foram propagados para o vale a jusante, causando mortes, destruição do distrito de Bento Rodrigues, além de afetar os corpos de água e outras áreas urbanas a jusante até a foz do Rio Doce. Foi realizada a simulação hidráulica deste evento com incorporação de características dos rejeitos depositados em Fundão adotando-se os modelos hidráulicos bidimensionais HEC-RAS e FLO-2D, que possibilitaram a caracterização da propagação de fluidos hiperconcentrados. Nessas condições constatou-se a alteração das velocidades, profundidades máximas atingidas e tempo de chegada de onda, que são parâmetros importantes no planejamento das ações emergenciais e de evacuação.

ABSTRACT:

On November 5, 2015, the Fundão Dam, of the company Samarco, collapsed. Approximately 32 Mm³ of iron tailings flowed downstream, causing death, destruction of the district Bento Rodrigues, and also affecting rivers and other urban areas up to the mouth of the Rio Doce. The hydraulic simulation of this event, incorporating tailings characteristics deposited in Fundão reservoir, was made using two bidimensional models, HEC-RAS and FLO-2D, which allowed the analysis of hyperconcentrated flow. This incorporation affected velocities, maximum depths and wave arrival time, when compared to the traditional Newtonian analysis, highlighting that these are important parameters in the planning of emergency actions.

PALABRAS CLAVES: Ruptura da Barragem do Fundão, Modelagem Hidráulica Bidimensional, Fluido Hiperconcentrado, HEC-RAS, FLO-2D

INTRODUÇÃO

O Brasil é um dos países mais importantes do setor de mineração, considerando que sua produção mineral é uma das maiores do mundo. A mineração é um dos pilares de sustentação da economia brasileira, uma vez que, computando o acumulado dos últimos dez anos, o setor de “minérios e concentrados” agregou 232 bilhões de dólares ao conjunto de reservas cambiais nacionais (IBRAM, 2015), sendo um total de 21,6 bilhões de dólares em exportação de minérios no ano de 2016. Destes, 13 milhões de dólares referem-se exclusivamente ao minério de ferro (IBRAM, 2017).

A origem das barragens de rejeitos decorre da necessidade de disposição dos rejeitos, que por sua vez, são provenientes dos tratamentos dos minérios que envolvem operações como britagem, moagem, filtragem e secagem. O conceito de rejeitos é especificado pela NBR 13.028 (ABNT, 2006) como “todo e qualquer material não aproveitável economicamente, gerado durante o processo de beneficiamento de minérios”.

A disposição dos rejeitos em barragens é o tipo de disposição mais amplamente utilizada. Na grande maioria dos casos, o material tipo “polpa” é disposto hidraulicamente dentro do reservatório e os rejeitos que possuem granulometrias maiores podem ser utilizados como material de construção da barragem, como por exemplo, para alteamento das próprias barragens. As barragens de contenção de rejeitos construídas ou alteadas com os rejeitos provenientes do beneficiamento da própria mineração são normalmente as alternativas economicamente mais viáveis. Para isso, é comum que o dique de partida seja em solo compactado (RIBEIRO, 2015).

As barragens, assim como qualquer outra obra de engenharia, são susceptíveis a falhas, tornando imprescindível o conhecimento das consequências de uma eventual ruptura, surgindo assim a demanda por estudos de *Dam Break* (estudos de ruptura hipotética de barragens). Se por um lado a probabilidade de ocorrência é baixa, os danos a jusante podem ser catastróficos, principalmente quando o vale a jusante é caracterizado por regiões com população urbana ou rural. Na Tabela 1 estão listados alguns acidentes envolvendo barragens de rejeito, incluindo o número de óbitos e o tipo de rejeito associado.

Tabela 1. - Casos ruptura de barragens de rejeitos

Fonte: Wise Uranium [s.n]

Ano	Localização	Nº atingidos	Tipo de rejeito
1994	Merriespruit, África do Sul	17 mortos	Ouro
2001	Sebastião das Águas Claras (Nova Lima, MG, Brasil)	2 mortos / 3 desaparecidos	Ferro
2007	Mirai, MG, Brasil	-	Bauxita
2010	Kolontár, Hungria	10 mortos	Bauxita
2014	Mount Polley mine, Canadá	-	Ouro, cobre
2014	Herculano (Itabirito, MG, Brasil)	2 mortos / 1 desaparecido	Ferro
2015	Barragem Fundão (Mariana, MG, Brasil)	18 mortos 1 desaparecido	Ferro
2016	Dahegou Village, China	-	Bauxita
2017	Tonglvshan Mine, Hubei province, China	2 mortos / 1 desaparecido	Cobre, ouro, prata, ferro
2018	Cadia, New South Wales, Australia	-	Ouro e cobre
2018	Cieneguita mine, Urique, Chihuahua, Mexico	7 desaparecidos	Ouro e prata

Em se tratando de ruptura de barragens de contenção de rejeitos, Machado (2017) aponta a necessidade de uma avaliação quanto ao comportamento do escoamento do material resultante, no

que tange aos fluxos hiperconcentrados, não-Newtonianos, como por exemplo, um fluido de Bingham, que possuem propriedades reológicas específicas. No modelo reológico de Bingham, a resistência ao fluxo é criada pela interação entre as partículas sólidas e a água, sendo representada pela tensão de escoamento (τ_y) e uma viscosidade plástica (η_p). A Figura 2 ilustra o comportamento do fluido e suas diferentes relações entre tensões cisalhantes e deformações.

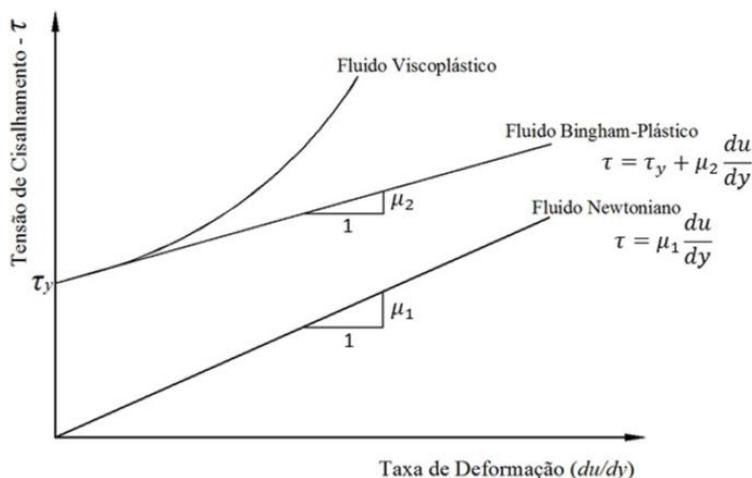


Figura 1. - Comportamento dos fluidos submetidos a tensões de cisalhamento

Fonte: Adaptado de O'BRIEN e JULIEN (1985).

As envoltórias de inundação proveniente do fluxo de rejeito podem ser usadas para classificação e geração dos mapas de risco, para o planejamento em situações de emergência, para a criação do sistema alerta da população à jusante, assim como para a valoração dos danos associados.

Existem modelos que utilizam os parâmetros reológicos e geotécnicos para a determinação do impacto a jusante devido à ruptura de barragens de rejeitos, conforme metodologias propostas por Jeyapalan *et al.* (1983) e Hungr (1995). Existem também modelos hidráulicos mais completos que possibilitam a análise da propagação da onda de ruptura de inundação de uma barragem, a partir de um problema clássico do fluxo de canal aberto integrado com a planície de inundação e o regime de escoamento não permanente. Conforme USSD (2013), existem diversos modelos de propagação do hidrograma de ruptura de barragem disponíveis, destacando-se o FLO-2D, FLDWAV, DAW-W, HEC-RAS, RIVERFLOW-2D, entre outros.

Os modelos citados são usualmente utilizados em engenharia e possuem diferentes níveis de complexidade e recursos de cálculo distintos. Assim, ao passo que a maioria dos modelos é capaz de modelar o fluxo newtoniano, apenas alguns são capazes de simular o fluxo não newtoniano. Torna-se importante, portanto, avaliar o desempenho dos modelos nas duas hipóteses de cálculo citadas, ou seja, avaliar os ganhos efetivos com as simulações em condições de fluxo não-Newtoniano.

Assim, o objetivo do presente trabalho é apresentar e comparar as simulações bidimensionais efetuadas com o uso dos modelos HEC-RAS 5.0.1 e FLO-2D PRO, referentes à retroanálise do evento de ruptura da barragem de rejeitos do Fundão, situada no Sudeste do Brasil, ocorrido em 2015.

DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

Em 05 de novembro de 2015 ocorreu a ruptura da Barragem do Fundão, liberando água e rejeitos a jusante. Esse acidente de expressiva magnitude causou impactos ambientais, ao longo de 640 km, causou 18 mortes e o desaparecimento de uma pessoa. Cerca de 32 milhões de metros cúbicos de rejeitos foram desprendidos da barragem do Fundão quando a mesma entrou em colapso.

A Figura 2 apresenta uma imagem aérea da Barragem do Fundão, anterior à ruptura, podendo-se observar a separação entre o rejeito arenoso e a lama (MORGENSTERN *et al.*, 2016).



Figura 2.- Imagem aérea da Barragem do Fundão. Fonte: Adaptado de Morgenstern *et al.* (2016)

A Figura 3, que ilustra a área afetada adjacente à barragem, permite constatar que a barragem de Santarém, localizada imediatamente a jusante da barragem do Fundão, sofreu galgamento e o material liberado fluiu através do curso do córrego Santarém, adentrando em seguida o rio Gualaxo do Norte, que deságua no rio do Carmo a aproximadamente 73 km a jusante, que por sua vez é um dos formadores do rio Doce.

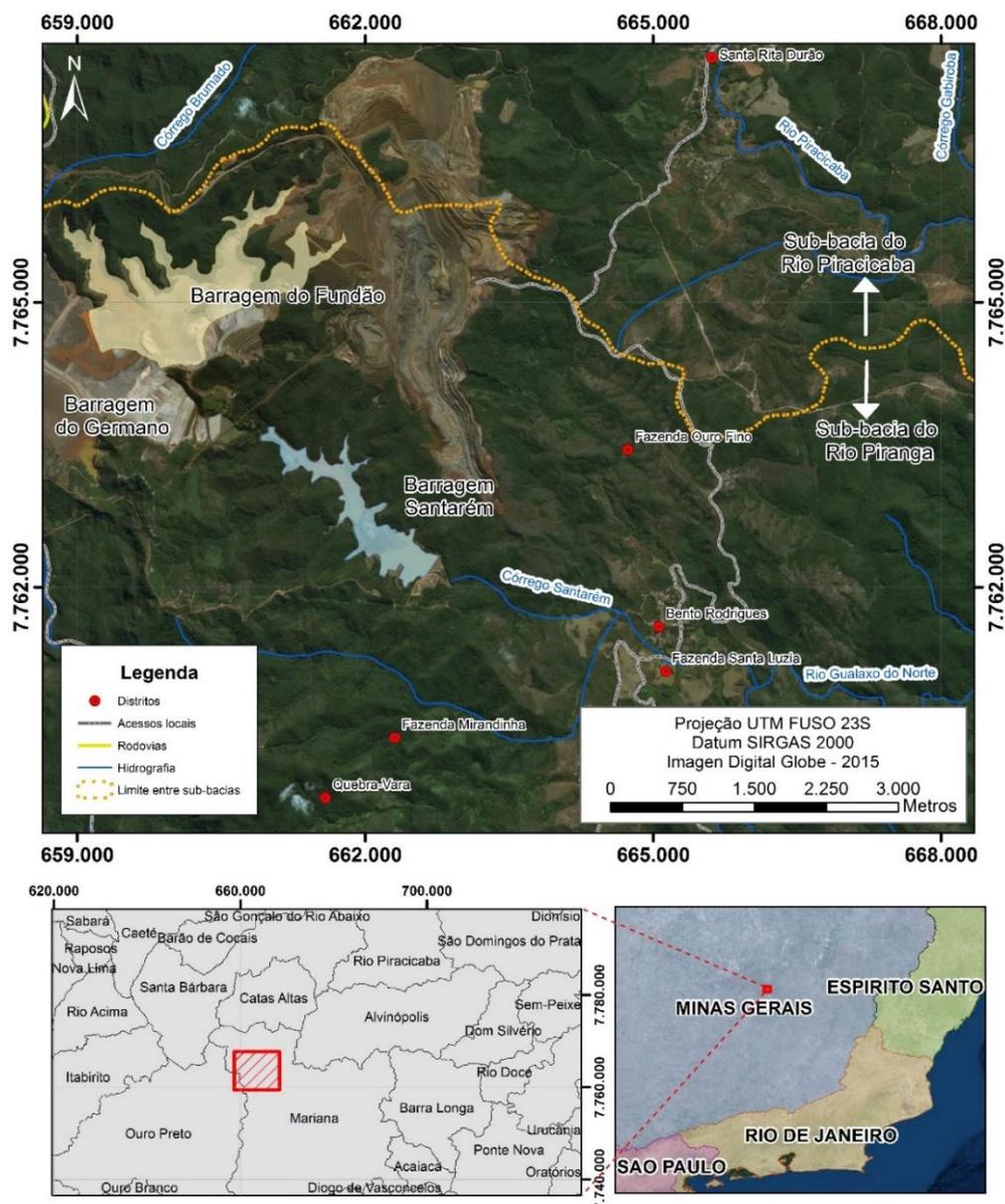


Figura 3.- Localização da Barragem do Fundão

Foi observado ao longo do caminho percorrido pela onda de ruptura, uma mistura de rejeitos, solos, detritos vegetais e antrópicos, como tabuleiros de pontes e partes de construções, que foram se depositando ao longo das planícies de inundação, das margens e calhas dos cursos de água e seus tributários. Caracteriza-se claramente, desta forma um fluido não-Newtoniano, sobretudo no segmento inicial de cerca de 6 km, objeto do presente estudo.

Em resumo, parte destes sólidos e materiais coloidais em suspensão depositou-se na calha do rio Doce e nos reservatórios, ao longo do curso de água, atingindo aproximadamente 640 km de curso de água. Parte desse material permaneceu em suspensão na água até a foz do rio Doce, conformando uma pluma de turbidez de cor alaranjada, penetrando no ambiente estuarino e costeiro.

METODOLOGIA

O estudo de caso da ruptura da barragem do Fundão foi fundado na propagação bidimensional com o uso de modelos numéricos capazes de simular o escoamento hiperconcentrado, como será descrito posteriormente. De maneira a avaliar a aplicabilidade do tipo de simulação hidráulica hiperconcentrado bidimensional e analisar a influência da escolha do modelo de propagação hidráulica no mapeamento de inundações decorrente de rupturas de

barragens de rejeitos, foram analisados dois cenários, utilizando os modelos HEC-RAS 2D e FLO-2D.

O trecho de simulação hidráulica estende-se por aproximadamente 6,2 km, iniciando-se logo a jusante da barragem Santarém e englobando: (i) a planície de inundação característica da região de Bento Rodrigues; (ii) pronunciado estreitamento do trecho do rio a jusante desta; (iii) pequeno trecho a jusante do estreitamento, conforme pode ser visto na Figura 4.

A topografia utilizada como base para os modelos hidráulicos é gratuita, gerada pela missão SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*), com resolução espacial de 30 metros. Esta topografia foi disponibilizada pelo website Earth Explorer (USGS, 2016). Foi gerado a partir desta topografia o MDE (Modelo Digital de Elevação).



Figura 4.- MDT e singularidades hidráulicas do trecho simulado

O volume da ruptura e o tempo para conformação do hidrograma foram determinados pelos relatórios e relatos das testemunhas presentes no momento da ruptura da Barragem do Fundão (MORGENSTERN *et al*, 2016). As referências convergem para o valor de rejeito desprendido da Barragem do Fundão de 32 Mm³. Considerou-se também que 1,2 Mm³ de material ficaram retidos na Barragem Santarém, que não sofreu ruptura. O hidrograma propagado para jusante contempla, portanto, este cenário, com retenção da parcela do material e posterior galgamento da Barragem Santarém. A Figura 5 ilustra o hidrograma de ruptura gerado pelo o modelo hidrológico paramétrico HEC-HMS (USACE, 2016), no módulo “*Dam Break*”.

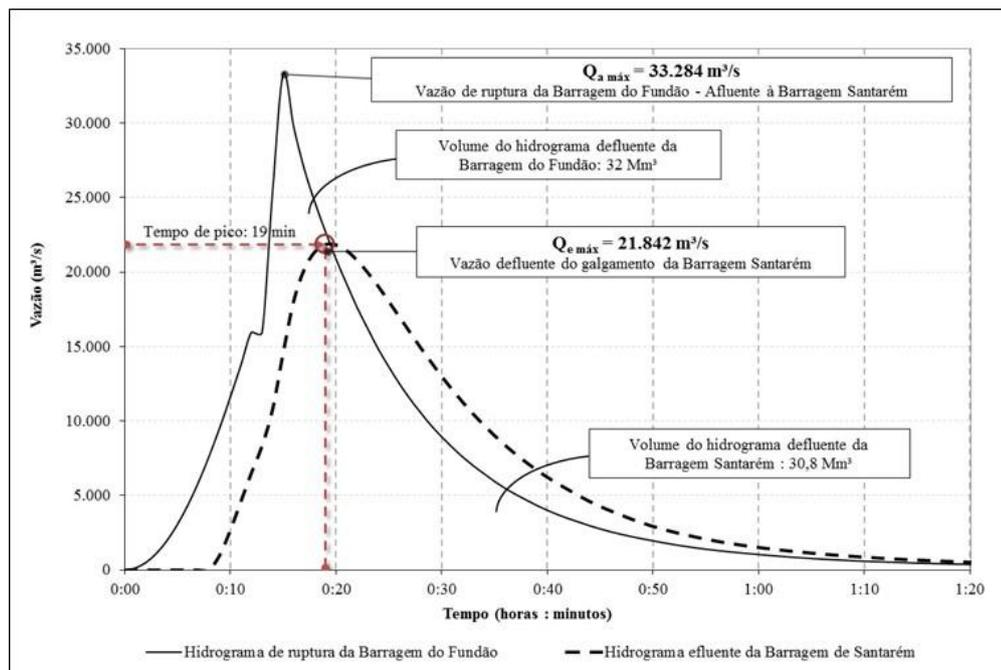


Figura 5.- Hidrograma de ruptura da Barragem do Fundão e efluente da Barragem Santarém

A caracterização geotécnica e reológica dos rejeitos foi realizada a partir do material coletado desprendido da barragem em três pontos a jusante desta. Foram realizados ensaios de caracterização e reológicos que permitiram definir a concentração volumétrica do fluido propagado e as curvas de viscosidade versus concentração volumétrica (Machado, 2017), que permitiram a definição dos parâmetros reológicos dos modelos.

A reconstituição da mancha de inundação efetivamente observada decorrente da ruptura foi realizada a partir da imagem de altíssima precisão, disponibilizada pelo Ministério Público de Minas Gerais (MPMG). Esta imagem foi obtida no dia 06/11/2015, imediatamente após a ruptura da Barragem do Fundão. A imagem (TIFF) é proveniente do satélite ARYA, com células de 5 cm de lado e três bandas. A partir desta imagem, foi possível delinear, com precisão, as áreas afetadas na área do estudo, inclusive a visualização e possibilidade de diferenciação entre os rejeitos propagados, árvores/vegetações arrastadas, automóveis e destroços de construções civis.

O primeiro modelo hidráulico adotado foi o HEC-RAS 5.0.1, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (*U.S. Army Corps of Engineers*). Trata-se de um *software* livre, de ampla utilização no meio técnico. A grande dificuldade em se utilizar o modelo HEC-RAS para modelar escoamentos hiperconcentrados consiste no fato de que suas equações são propostas para fluidos Newtonianos, com baixa concentração de sedimentos, com comportamento semelhante à água. Além disso, os fluxos hiperconcentrados não são frequentemente caracterizados por viscosidade e densidade constantes.

Adotou-se, então, a metodologia baseada no princípio da similaridade proposta por Ventura (2011). Esta metodologia de ajuste é baseada no princípio da similaridade, permitindo ajustar os coeficientes adimensionais das equações que regem o escoamento de água limpa no modelo para a situação de um escoamento hiperconcentrado, em função da viscosidade cinemática do fluido por meio das relações apresentadas nas Equações 1 e 2. As equações são para ajuste dos coeficientes de contração/expansão e de rugosidade de Manning, respectivamente. Ressalta-se que para ajuste do coeficiente de Manning considera-se o fluxo em regime turbulento ($Re > 500$):

$$C_{\text{bulked}} = (v/v_{\text{bulked}})^{2/3} C \quad (1)$$

$$n_{\text{bulked}} = (v/v_{\text{bulked}})^{1/9} n \quad (2)$$

Nas quais:

C_{bulked} é o coeficiente de contração e expansão do fluido composto por água e sólidos;

v é a viscosidade cinemática da água limpa (ft^2/s);
 $v_{\text{bulk}}ed$ é a viscosidade cinemática do fluido composto por água e sólidos (ft^2/s);
 C é o coeficiente de contração e expansão adotado para a água limpa;
 $n_{\text{bulk}}ed$ é o coeficiente de rugosidade de Manning adotado do fluido (água e sólidos);
 n é o coeficiente de rugosidade de Manning adotado para a água limpa.

O esquema de cálculo é implícito, tendo sido adotado intervalo de tempo de 1s, para garantir a estabilidade do modelo e a condição de *Courant*. Por meio da plataforma de geoprocessamento interna ao HEC-RAS, denominada RASMapper, pode-se importar o MDE (Modelo Digital de Elevação) e adotou-se o *Grid* inicial de 15 metros. Uma vez que este modelo possui a funcionalidade, o *Grid* inicial foi discretizado em tamanhos menores para a melhor descrição da topografia em locais específicos. Na região dos cursos de água, utilizam-se elementos denominados “*breaklines*”, que permitem orientar a malha ortogonalmente ao alinhamento, para permitir uma melhor visualização dos níveis de água na calha menor, conforme ilustrado na Figura 6.

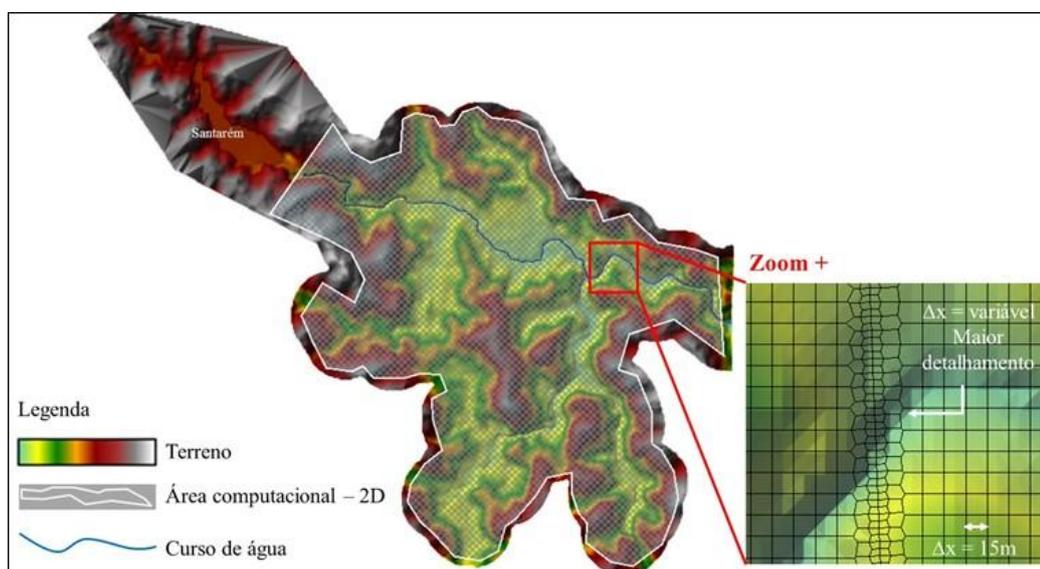


Figura 6.- Malha computacional do modelo HEC-RAS 2D

O segundo modelo hidráulico utilizado, FLO-2D PRO, é um modelo bidimensional, comercial, que possui recursos de modelagem que incluem o transporte de sedimentos e corrida de lama, fluxos não-Newtonianos (*mudflow* e *mud flood*), incluindo a incorporação dos parâmetros reológicos do material que compõe o fluido. O modelo realiza a solução do modelo reológico quadrático pela alteração do termo de perda de carga na equação do momento, utilizado para a representação do escoamento de fluidos não-Newtonianos, deduzido a partir das tensões cisalhantes (FLO-2D, 2009). O peso específico da mistura (γ_m), a tensão limite de escoamento (τ_y) e a viscosidade (η) são parâmetros que variam de acordo com a concentração volumétrica (C_v).

O modelo FLO-2D importa a topografia, através de pontos com coordenadas X, Y e Z equivalentes às coordenadas e à elevação, respectivamente descritas em um arquivo de texto (txt). Diferentemente do HEC-RAS, não é possível criar Grid de tamanhos variados, sendo todos os elementos quadráticos, de mesmo valor de lado. Adotou-se o valor de 15 metros para a malha, conforme ilustrado na Figura 7. O modelo ajusta automaticamente o intervalo de tempo de cálculo de forma a atender às condições de estabilidade estipuladas.

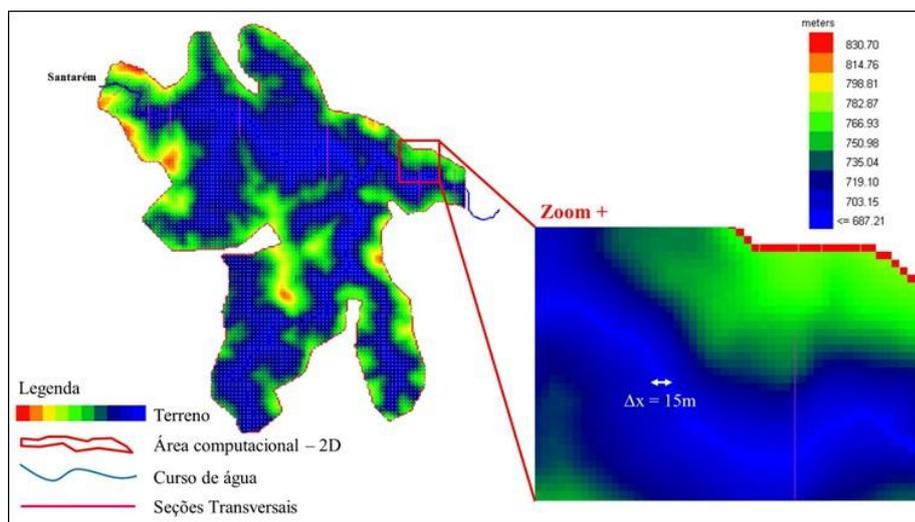


Figura 7.- Malha computacional do modelo 2D do FLO-2D

RESULTADOS OBTIDOS

Em Machado (2017) são apresentados os ensaios reológicos com o material desprendido da Barragem do Fundão, no qual foram determinadas as viscosidades e tensões limites de escoamento para cada concentração volumétrica ensaiada. Estes resultados são plotados em formato de gráfico, e determinam-se os parâmetros da equação exponencial que regem o comportamento daquele determinado material. O formato das equações para tensão limite de escoamento e viscosidade estão apresentados respectivamente nas Equações 3 e 4.

$$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v} \quad (3)$$

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (4)$$

Nas quais τ_y é a tensão limite de escoamento (Pa), η é a viscosidade cinemática (Pa's), α , α_1 , β e β_1 (adimensionais) são parâmetros reológicos, C_v é a concentração volumétrica (%).

Nas simulações hidráulicas realizadas no HEC-RAS 2D, os ajustes dos parâmetros das simulações hidráulicas incluem somente a viscosidade dinâmica do fluido a ser propagado. Na retroanálise da barragem do Fundão, a concentração volumétrica encontrada foi de 0,47, sendo este valor correspondente a uma viscosidade dinâmica de 0,08 Pa's. Sendo assim, para representar as propriedades dos fluxos hiperconcentrados foram realizados os ajustes desses coeficientes do modelo hidráulico, conforme metodologia proposta por Ventura (2011), cujos resultados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. - Ajuste dos coeficientes adimensionais para representação dos fluxos hiperconcentrados no modelo HEC-RAS 2D – Barragem do Fundão

Parâmetros Hidráulicos	Água limpa	Fluxo hiperconcentrado
Viscosidade cinemática (ft ² /s)	9,61 x 10 ⁻⁶	4,19 x 10 ⁻⁴
Coefficiente de rugosidade de Manning	0,100	0,152

Para a inserção do comportamento reológico do fluido no modelo FLO-2D, é necessária a inclusão dos parâmetros de α , α_1 , β e β_1 . Na curva reológica da viscosidade os valores de $\alpha_1=0,000004$ e $\beta_1=20,969$. Os valores da curva reológica da tensão limite de escoamento são $\alpha=0,0000001$ e $\beta=39,278$.

A Figura 8 ilustra os resultados das simulações realizadas no HEC-RAS 2D e no FLO-2D. De forma geral, as áreas inundadas pelo fluido hiperconcentrado nos dois tipos de simulação são semelhantes. Observa-se diferenças nos resultados, principalmente, de velocidades e tempo de chegada de onda nas Figuras 9 e 10, respectivamente.

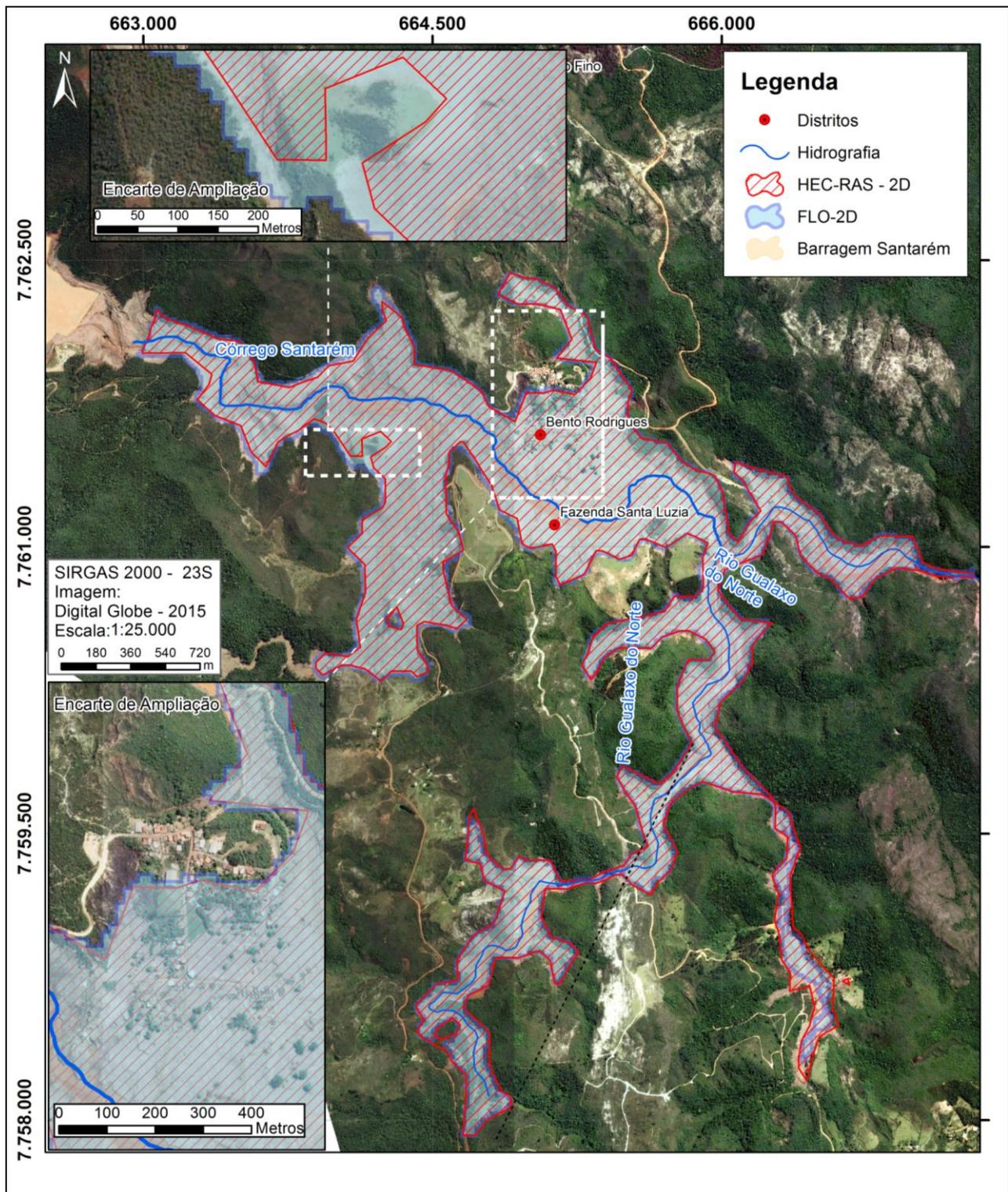


Figura 8. – Manchas de Inundação das simulações realizadas com o HEC-RAS 2D e FLO-2D

Os desempenhos das simulações hidráulicas dos 2 *softwares* foram avaliados por meio da comparação entre a mancha real (área inundada real) e as manchas de inundações resultantes das simulações hidráulicas. Foi realizada a análise pixel-a-pixel, denominada comparação binária (Aronica *et al*, 2002), e a análise “falso positivo e falso negativo” (Machado, 2017).

Os resultados apontam desempenhos bastante similares, evidenciando que a utilização de modelos mais completos, consequentemente mais complexos, implica inevitavelmente em aumento dos esforços e tempos computacionais. É necessário avaliar o quão efetivo seria a incorporação da maior complexidade na modelagem, à luz da qualidade e a disponibilidade de dados de entrada, como a topografia e a reologia dos rejeitos.

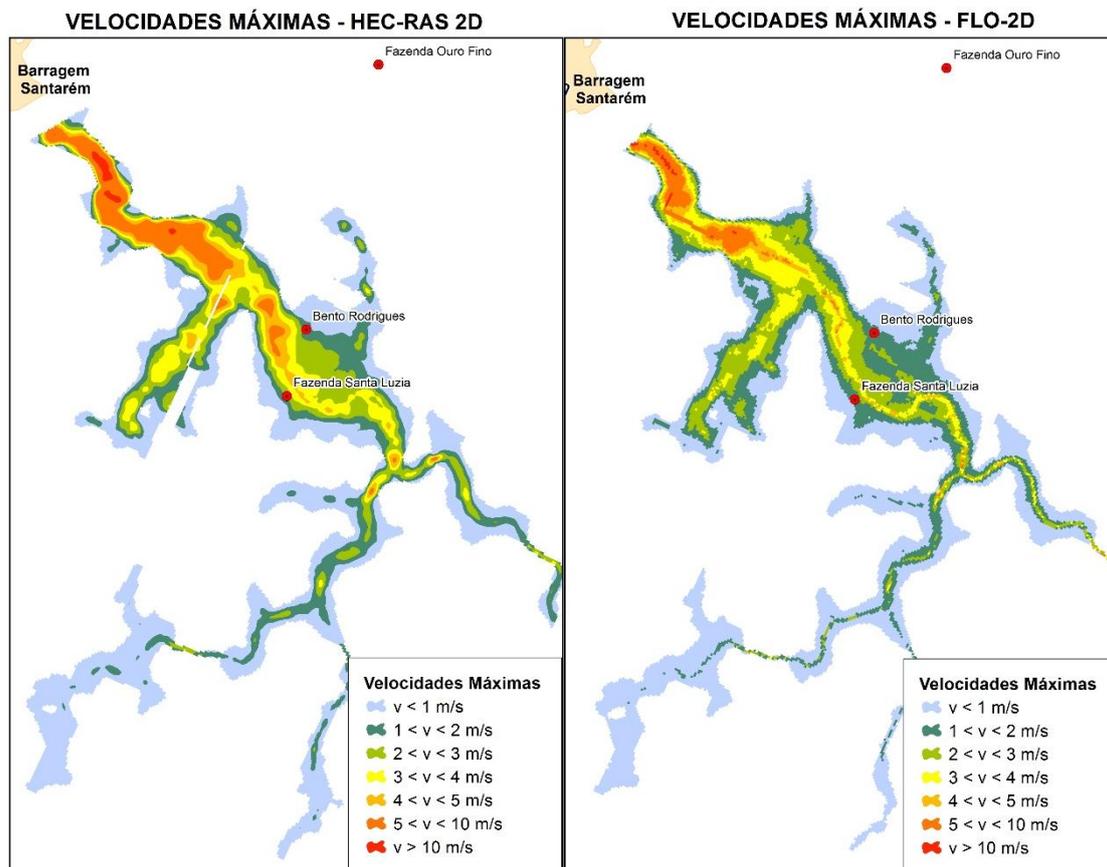


Figura 9. – Velocidades máximas em cada modelo - HEC-RAS 2D e FLO-2D

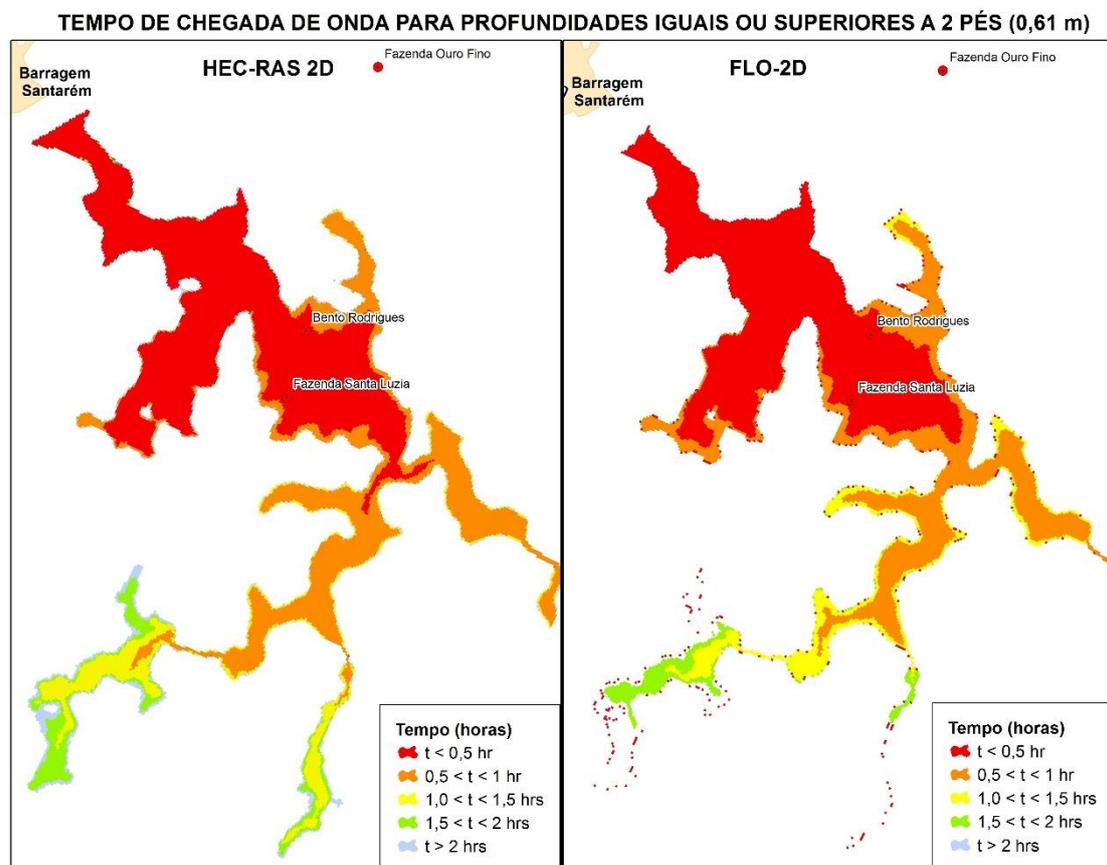


Figura 10. – Tempo de chegada de onda para profundidade iguais ou superiores a 2 pés (0,61 m) em cada modelo- HEC-RAS 2D e FLO-2D

CONCLUSÕES

Trabalhos de retroanálise são uma importante ferramenta para conhecer melhor e analisar os fenômenos ocorridos, de forma a avaliar e aperfeiçoar os modelos e metodologias usadas na previsão destes fenômenos. Entretanto, para se realizar a retroanálise, é recomendável que os dados sejam os mais acurados possíveis, o que, na maioria dos casos, é de difícil obtenção.

As simulações hidráulicas realizadas ilustram a consequência da incorporação das características geotécnicas e reológicas do rejeito na modelagem hidráulica, quando se trata da análise de velocidades, profundidades atingidas e tempo de chegada de onda.

A partir dos resultados apresentados, a conclusão principal é que em termos de mancha de inundação os dois modelos se mostraram similares. Entretanto, em termos de tempo de chegada de onda e velocidades, os dois modelos apresentam resultados diferentes. Pode-se observar que, o modelo HEC-RAS 2D, com ajustes nos valores do coeficiente de rugosidade de Manning para representar o comportamento de fluidos hiperconcentrados ainda apresenta velocidades maiores e tempo de chegada de onda menores. Este fato pode ser justificado pela não incorporação do modelo reológico completo, que utilizaria tanto valor de viscosidade quanto valor de tensão de escoamento, que por sua vez é considerado no FLO-2D.

Ressalta-se que este trabalho utilizou topografia gratuita, com baixa precisão (SRTM com píxel de 30 metros). Quando se fazem necessários estudos com um maior grau de detalhamento, a topografia de precisão torna-se um dos dados de entrada necessário, justificando também a adoção de modelos hidráulicos mais complexos. Entretanto, é importante salientar que a imprecisão dos dados topográficos não é a única limitação relativa aos resultados obtidos dos estudos de *Dam Break*.

Outra consideração importante é acerca da incorporação dos afluentes do rio principal na modelagem hidráulica, como ficou evidente no caso da ruptura da Barragem do Fundão, em que foram observados impactos de sobrelevação do nível de água e de deposição de rejeito nas margens dos afluentes do rio Gualaxo do Norte numa extensão de aproximadamente 4 km a montante da confluência com o córrego Santarém.

Como conclusão principal, ressalva-se que cada hipótese de simulação ou modelo hidráulico traz embutida suas vantagens e desvantagens, sendo possível ao simulador escolher o tipo de simulação que melhor se ajusta à realidade física a ser modelada. Certamente, diversas incertezas e espaços para aprimoramento da descrição dos processos físicos associados à ruptura de barragens ainda existem, tornando oportunas as investigações relativas ao assunto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006) – “NBR 13028: Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água”. São Paulo, SP: ABNT.

Aronica, G.; Bates, P. D.; Horritt, M. S. (2002). “Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE”. *Hydrological Processes*, Vol. 16, Nº. 10, pp. 2001-2016.

FLO-2D Software (2009). “FLO-2D Pro Documentation. Nutrioso, AZ: FLO-2D Software”.

Hungr, O (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 32, p. 610-623.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração (2015). Informações sobre a economia mineral brasileira. Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00005836.pdf>>. Acesso em: 03 maio 2016.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração (2017). Informações sobre a economia mineral brasileira. Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006389.pdf>>. Acesso em: 15 abril 2017.

Jeyapalan, B.; Jey, K. J.; Duncan, M.; Seed, H. B. (1983). Analyses of Flow Failures of Mine Tailings Dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109. n. 2, p. 150-171.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MODELACIÓN DE LA DINÁMICA DE UN MEANDRO EN COLOMBIA: UN
CASO DE ESTUDIO EN EL RÍO MAGDALENA**

Vargas J, Guarín L.I y Chang P

*Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia
juvargasbur@unal.edu.co, liguarinm@unal.edu.co, pchang@unal.edu.co*

RESUMEN:

El municipio de La Dorada ha sido afectado durante años por inundaciones y por un proceso de socavación debido a la evolución del meandro, poniendo en peligro a un gran número de habitantes.

Este estudio busca simular las características del flujo en esta región con el fin de evaluar diferentes escenarios de mitigación. Para esto se realizaron dos salidas de campo durante las temporadas secas y lluviosas incluyendo levantamientos topográficos y batimétricos. Usando un modelo de elevación digital y los datos recolectados en campo, se preparó un modelo hidráulico en tres dimensiones por medio del software comercial FLOW – 3D.

El modelo fue capaz de predecir los niveles del río, los componentes de la velocidad en tres direcciones, los procesos de erosión y deposición correspondientes al transporte de sedimentos en el río y la presión no hidrostática presente dentro de la curva principal del meandro. Sin embargo, el cambio constante de la posición de las orillas del río como consecuencia del proceso de erosión disminuye la capacidad del modelo de proveer predicciones precisas del comportamiento del flujo.

ABSTRACT:

La Dorada township has been affected over the years by floodings and an undermining process as the meander in this region is evolving, endangering a great number of neighborhoods.

This study strived to model the flow characteristics in this region in order to evaluate various contingency scenarios. Two field campaigns were completed over the dry and rainy seasons including extensive topographical and channel survey. Using a digital elevation model the field data was incorporated in a 3D flow model using the commercial software FLOW – 3D.

The model was able to predict river levels, the velocity vector field in 3D and pressure evolution through the meander. Furthermore, the rapidly changing channel cross section as a consequence of severe erosion has hindered the model's ability to provide decision makers with a valid up to date planning tool.

PALABRAS CLAVES: meandro, flujo helicoidal, hidráulica fluvial, presión no hidrostática

INTRODUCCIÓN

El Río Magdalena, ubicado en Colombia tiene una longitud de 1550 km atravesando el país de sur a norte con un ancho promedio de 275 metros y una descarga anual promedio de 7200 m³/s. La ciudad de La Dorada se localiza a 5°27' latitud Norte y 74°40' longitud Este sobre la margen izquierda del Río Magdalena donde se presenta la evolución de un meandro.

En esta región, el crecimiento poblacional y la falta de planeación urbana han permitido la construcción de viviendas a lo largo de la orilla del río, exponiendo a sus habitantes a inundaciones y al constante riesgo de colapso causado por la erosión en las orillas (Amaya et al. 2013). Además, la falta de control y consciencia ambiental ha permitido la deposición de escombros y basuras en el área, empeorando así la situación de estabilidad de las viviendas. La figura 1 muestra las condiciones de la orilla oeste del río en el sector.



Figura 1.- Orilla oeste del río en La Dorada. (La Patria, 2014)

El proyecto "Estudios y diseños para la mitigación integral de riesgos de erosión de orillas, y recuperación urbana de la ribera occidental del río Magdalena en el municipio de La Dorada – Caldas" busca caracterizar el río Magdalena desde la región de las motobombas aguas arriba hasta la región del Puente aguas abajo con el fin de proponer soluciones al problema de socavación que se observa a lo largo de la orilla occidental del río específicamente en el Parque El Malecon del barrio El Conejo (figura 2).



Figura 2.- Río Magdalena en el sector de La Dorada. (Google Earth)

En estudios previos se han realizado modelaciones unidimensionales y bidimensionales las cuales han sido representativas para predecir niveles de agua en las zonas estudiadas, sin embargo, existe la necesidad de realizar la modelación tridimensional con el fin de analizar el flujo secundario anticipado a través del meandro, el cual es responsable, según nuestro estimado, del severo proceso erosivo que afecta principalmente al barrio El Conejo (Guarín et al., 2018).

El presente estudio presenta los resultados preliminares de la modelación numérica realizada mediante el software FLOW – 3D de este tramo del río incluyendo el análisis del flujo helicoidal presente en el meandro.

HIDRÁULICA FLUVIAL

Las características hidrodinámicas del flujo y el proceso de erosión que ocurre actualmente a lo largo del perímetro urbano de la ciudad de La Dorada sobre las orillas del río está relacionado con el desarrollo de una serie de meandros. En la región, el canal se caracteriza por una alta sinuosidad y por la presencia de dos curvas alternas de manera cuasi regular aguas arriba y aguas abajo del municipio.

En el estudio de un meandro, la presencia de una curva en el trazado del río indica que el gradiente de presión sobre las orillas obliga al flujo a cambiar su dirección y a seguir a lo largo de la curva. En este contexto, pueden presentarse dos escenarios: un flujo irrotacional en el cual se espera observar velocidades bajas en la parte exterior de la curva del meandro y velocidades altas en su parte interior, o bien, un flujo secundario generado como consecuencia de un equilibrio entre la fuerza que actúa en la parte interior de la curva del meandro y las fuerzas centrífugas que actúan en dirección opuesta (Blanckaert and de Vriend, 2003).

En el caso del meandro de La Dorada, en el fondo del río, las fuerzas de presión son dominantes y se observa un flujo desde la orilla exterior en la dirección de la parte interna de la curva. A lo largo del canal, el flujo sigue la orientación de la curva plana, pero es también propulsado simultáneamente hacia la curva interior y hacia arriba. Al mismo tiempo, el flujo es restringido o comprimido en la parte exterior de la curva y se observa de manera general un flujo helicoidal a través de la sección a la salida de la curva causando una socavación lateral importante en el sector del barrio El Conejo que no se puede simular o interpretar con una modelación 1D o 2DH usual para la simulación hidráulica de un río.

EL SOFTWARE

FLOW – 3D es un programa de cómputo creado por FlowScience para la simulación computacional de fluidos especializado en el cálculo de flujo en superficie libre sobre una malla estructurada con bloques adaptados a la geometría.

Este modelo resuelve las siguientes ecuaciones de Navier – Stokes por el método de diferencias finitas de forma explícita e implícita en una interfaz GUI para simular sistemas hidráulicos en 3 dimensiones (Flow Science, 2000):

Ecuación de conservación de la masa

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0 \quad [1]$$

Ecuaciones de Navier - Stokes

$$\rho \frac{Du}{Dt} = \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left[2\mu \frac{\partial}{\partial x} + \lambda \operatorname{div} u \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right] + S_{M_x} \quad [2]$$

$$\rho \frac{Dv}{Dt} = -\frac{\partial \rho}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[2\mu \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \lambda \operatorname{div} u \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right] + S_{M_y} \quad [3]$$

$$\rho \frac{Dw}{Dt} = -\frac{\partial \rho}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[2\mu \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[2\mu \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \lambda \operatorname{div} u \right) \right] + S_{M_z} \quad [4]$$

Donde: ρ es la densidad, λ es la viscosidad, μ es la viscosidad dinámica, div es el operador divergencia y S_{M_x} , S_{M_y} , S_{M_z} representan las fuentes de masa (Versteeg y Malalasekera. 2007)

El modelo de turbulencia usado para evaluar las fuerzas cortantes a lo largo del canal fue el Renormalized Group Model (RNG). Éste se sustenta en la técnica estadística de la Teoría de Normalización de grupo. A diferencia del modelo estándar éste incorpora los efectos de giro o remolinos, por lo cual es apropiado para fluidos con este tipo de movimiento considerando el flujo helicoidal o transversal esperado. El modelo turbulento resuelve dos ecuaciones de transporte con el fin de determinar la energía cinética de la turbulencia y la disipación viscosa independientemente, bajo la suposición de un flujo completamente turbulento (Colman et al. 2006):

Modelo k- ε RNG

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho k U_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\alpha_k \mu_{eff} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + G_k + G_b + \rho \varepsilon - YM + S_k \quad [5]$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \varepsilon) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \varepsilon U_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\alpha_\varepsilon \mu_{eff} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} (G_k + C_{3\varepsilon} G_b) - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} - R_\varepsilon + S_\varepsilon \quad [6]$$

$$\mu_{eff} = \mu [1 + H(x)]^{1/3} \quad [7]$$

Donde: μ representa la viscosidad, k representa la energía cinética de turbulencia, ε representa la disipación viscosa, G_k representa la generación de energía cinética producto de la flotación, YM representa la contribución producto a la tasa de disipación, α_k y α_ε representan el inverso del número de Prandtl efectivo para k y ε respectivamente, $C_{1\varepsilon}$, $C_{2\varepsilon}$, $C_{3\varepsilon}$ son constantes, S_ε , S_k son términos fuentes, U_i representa el componente de la velocidad en dirección i , el término R_ε incluye valores constantes obtenidos experimentalmente que hacen al modelo más sensible a los efectos de altas deformaciones y curvaturas de las líneas de corrientes y H está definida entre 0 y x .

METODOLOGÍA

Con el objetivo de caracterizar el Río Magdalena en el sector de La Dorada, se realizaron dos campañas los días 25, 26 y 27 de febrero y 6, 7 y 8 de mayo de 2018. Estas salidas permitieron la recolección de datos topográficos mediante el uso de un DGPS Topcon GR5 a lo largo de aproximadamente 5.5 km, así como la recolección de datos batimétricos mediante un ADCP S5 River Surveyor en esta misma longitud. También se incluyó la recolección de muestras del lecho

del río en diferentes puntos del cauce y de las orillas con el fin de caracterizar la rugosidad del canal y establecer la granulometría in situ del suelo.

Además, se realizó un análisis hidrológico para establecer los caudales y niveles históricos del río basados en la estación hidrológica más cercana ubicada en el municipio de Puerto Salgar Estación #23037010 con datos desde el año 1956 hasta 2014 (IDEAM). Este análisis determinó los caudales multi anuales, anuales y mensuales del río y los caudales correspondientes a diferentes periodos de retorno.

Finalmente, se preparó el modelo hidrodinámico del Río Magdalena en el tramo correspondiente desde las motobombas hasta el puente Ferro Atlántico aguas abajo con el objetivo de comprender el proceso de erosión que ocurre en este sector.

La modelación se realizó a partir del modelo de elevación digital del terreno (MED) procesado en el software ArcGis 10.2.2, obtenido con los datos recolectados en las salidas de campo y luego importado como un archivo ASCII a la interfaz FLOW – 3D (Figura 3).

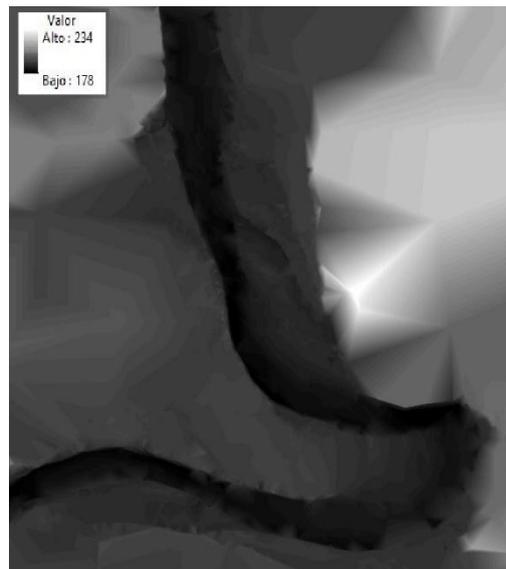


Figura 3.- Modelo de elevación digital.

El enmallado del modelo (Figura 4) se realizó a partir de una malla no conformada y fueron usados tres bloques de malla distintos, con el fin de reducir el gasto computacional del equipo y establecer las condiciones de entrada y salida del modelo de una manera más efectiva.

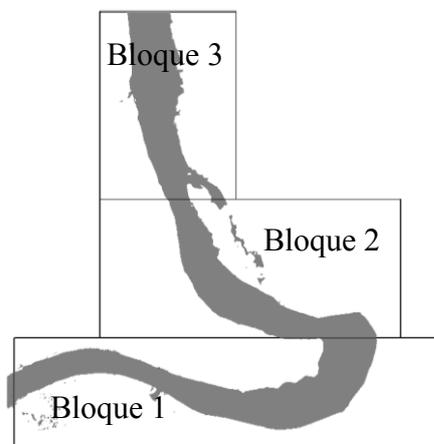


Figura 4.- Bloques de malla.

La malla cuenta aproximadamente con un número de 3 millones de celdas tridimensionales con dimensión de cinco (5) metros en cada dirección, distribuidas en cada bloque de malla, así:

Tabla 1.- Cantidad de celdas

Bloque de malla	Cantidad
1. Entrada	1 076 544
2. Intermedio	916 254
3. Salida	568 008

El tiempo de simulación asumido para la modelación permanente fue de 7000 segundos para cada uno de los escenarios establecidos. Las condiciones iniciales del modelo en la entrada del cauce fueron establecidas según los caudales y elevaciones de lámina de agua de las series históricas determinadas en el estudio hidrológico y las mediciones realizadas durante las dos campañas.

Por otro lado, la rugosidad del cauce se evaluó según datos de campo recolectados mediante aforos realizados con el fin de determinar la granulometría y caracterizar la rugosidad mediante el d_{50} . También se determinaron diferentes coeficientes n de Manning usando fotografías de los sectores del meandro y comparándolas con la caracterización según Ven Te Chow (Chow 1994).

Finalmente, se convirtieron los valores de n a d_{50} con la ecuación de Manning-Strickler (Yulien 2002), debido a que Flow3D evalúa la rugosidad del cauce mediante el valor de d_{50} .

$$n \cong 0.062d_{50}^{1/6} \quad [8]$$

La figura 5 presenta el mapa de rugosidad del cauce generado por interpolación en ArcGIS a partir de los valores de d_{50} .

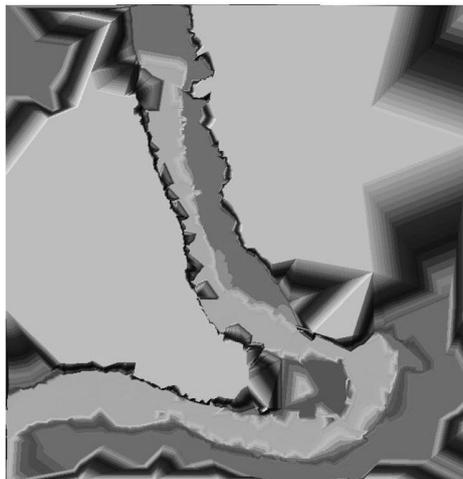


Figura 5.- Mapa de Rugosidad en el sector de La Dorada.

El proceso de calibración del modelo fue llevado a cabo basado en los datos recolectados en campo. La Tabla 2 presenta la ubicación de los puntos de control de la simulación y la Tabla 3 los niveles y caudales según los periodos de retorno que representan eventos con valores de caudal mínimos, medios y máximos que han ocurrido en la zona.

Tabla 2.- Ubicación de los puntos de calibración utilizados

Punto	Ubicación	Latitud	Longitud
1	Motobomba	5° 26' 29" N	74° 40' 27" O
2	Bodegas	5° 27' 11" N	74° 39' 40" O
3	Puente (IDEAM)	5° 28' 9" N	74° 39' 42" O

Tabla 3.- Escenarios modelados para la calibración

Día	Caudal m ³ /s	Elevación de la lámina (m)		
		Motobomba	Parque	Puente
25-ene-18	435.0	182.81*	179.27	178.50*
7-may-18	1822.0	187.96*	186.90	186.13*
Tr=5 años	4565.4	190.21	189.15	188.38*
Tr=50 años	6371.5	190.86	189.80	189.03*

* Estos valores fueron obtenidos por medidas directas en campo, mientras los demás valores son producto de estimaciones mediante la interpolación del nivel esperado a partir de observaciones previas. Las medidas de lámina de agua en el puente pertenecen a la red de estaciones hidrometeorológicas del IDEAM.

RESULTADOS

La Figura 6 presenta de forma gráfica las profundidades y vectores de velocidad obtenidos como resultado de cada simulación para los diferentes caudales evaluados.

Figura 6.- Profundidades y vectores de velocidad obtenidos

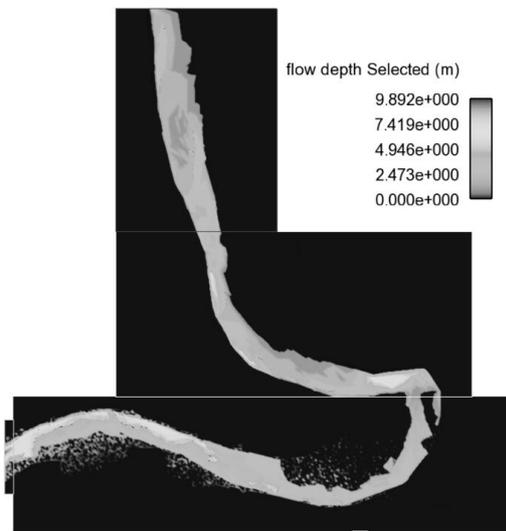


Fig 6a. Profundidad $Q=435.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

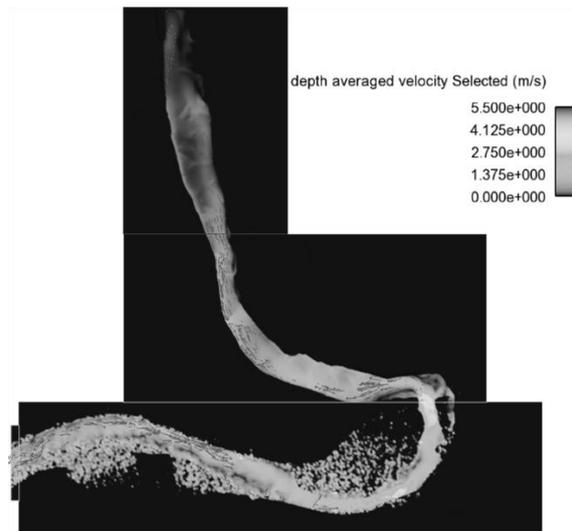


Fig 6b. Velocidad promedio $Q=435.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

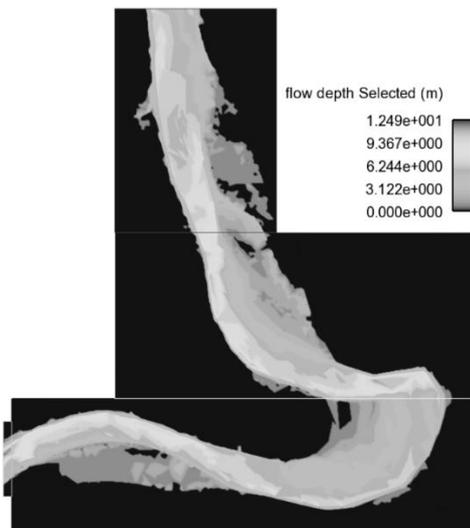


Fig 6c. Profundidad $Q=1822.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

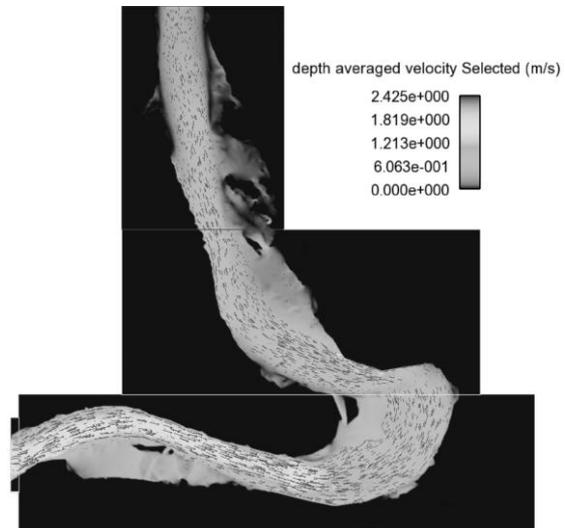


Fig 6d. Velocidad promedio $Q=1822.0 \text{ m}^3/\text{s}$.

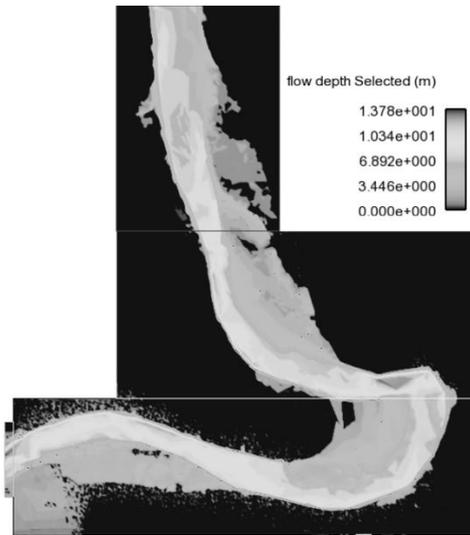


Fig 6e. Profundidad $Q=4565.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

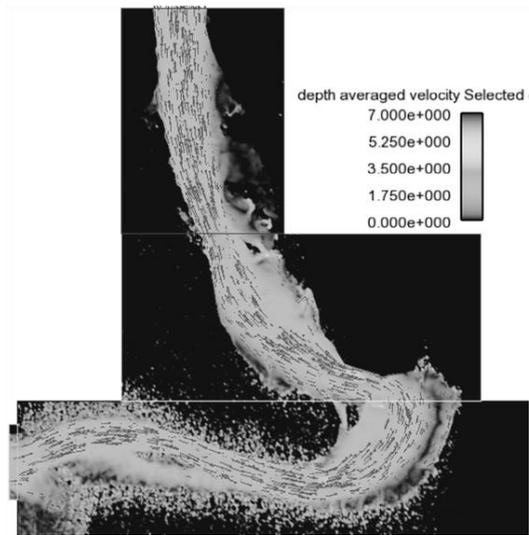


Fig 6f. Profundidad $Q=4565.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

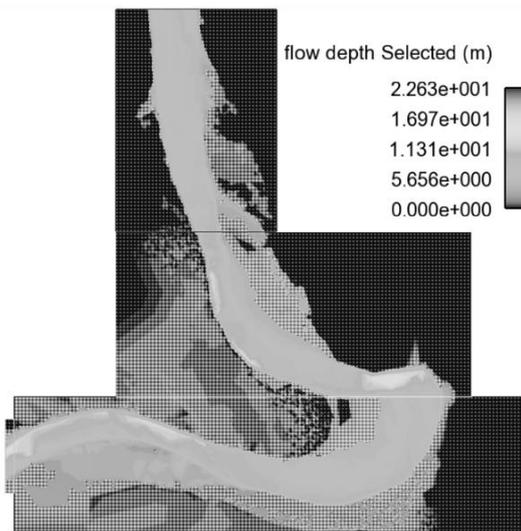


Fig 6g. Profundidad $Q=6371.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

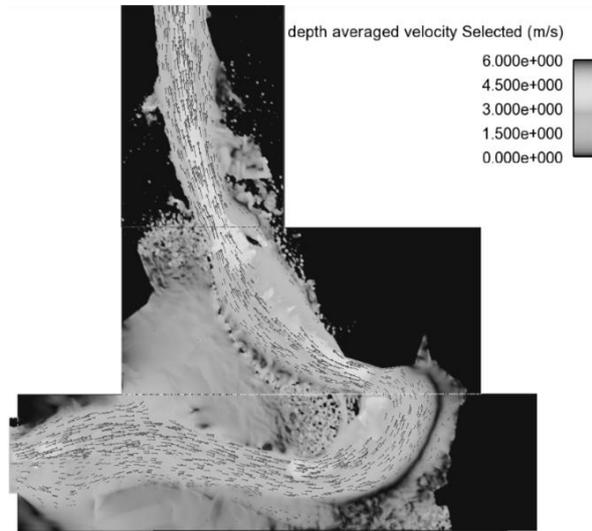


Fig 6h. Profundidad $Q=6371.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se evaluó la distribución de la presión en cuatro secciones del cauce como se presenta en la figura 7.

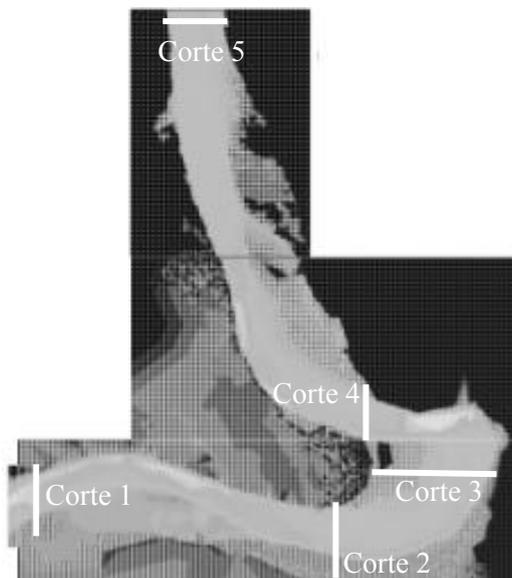


Figura 7.- Secciones evaluadas.

La figura 8 presenta las gráficas de presión ejercidas en el caso de un caudal de $6371.5\text{m}^3/\text{s}$

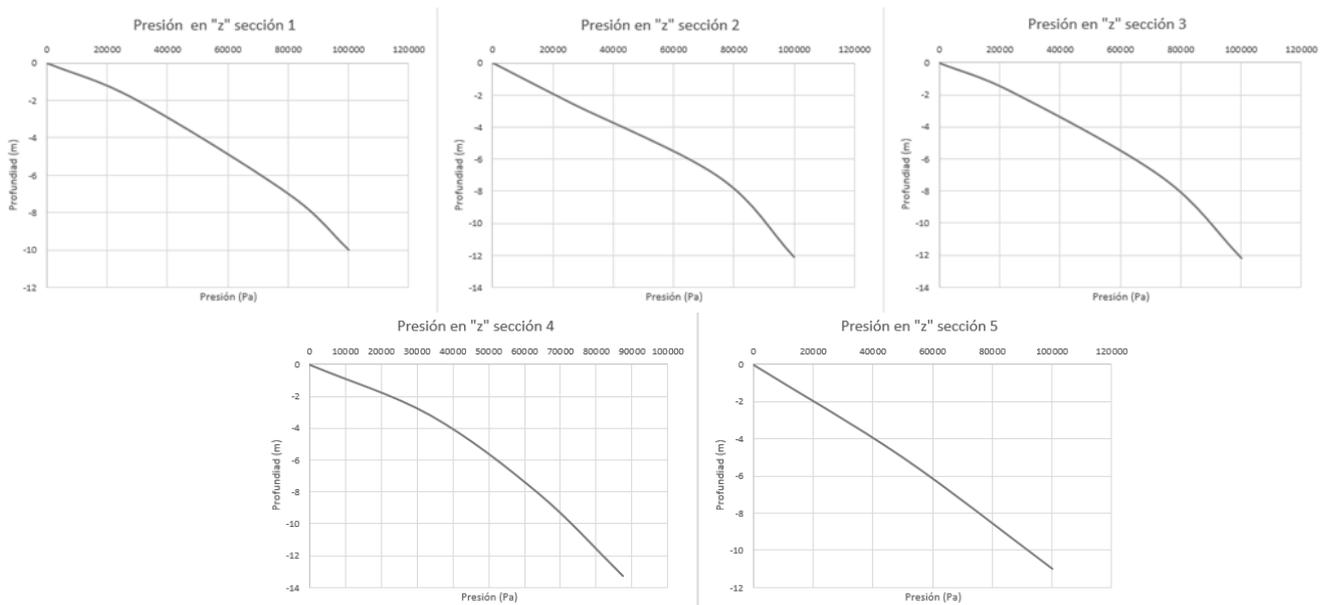


Figura 8.- Gráficos de presión.

Adicionalmente, se obtuvieron de forma gráfica los componentes de la velocidad en dirección X, Y y Z. La sección evaluada se presenta en la figura 9

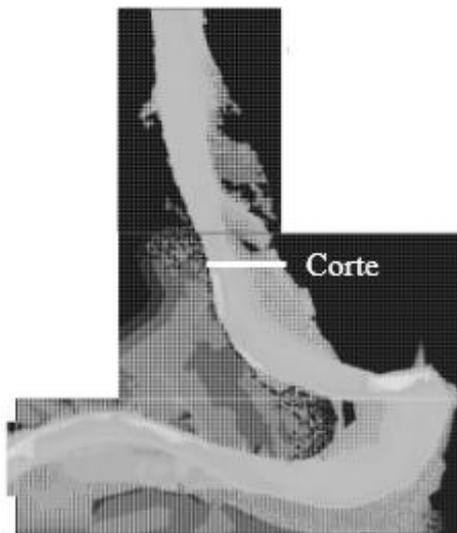


Figura 9.- Sección de corte en el barrio el Conejo.

Las figuras (10) y (11) muestran los vectores de velocidad en el componente X y Z respectivamente, con el fin de evidenciar el flujo helicoidal y la relación entre la dirección de estos vectores y los fenómenos de degradación y agradación que ocurren en las orillas izquierda y derecha, respectivamente en el sector del barrio El Conejo.



Figura 10.- Componente X de los vectores de velocidad.



Figura 11.- Componente Z de los vectores de velocidad.

La dirección de los vectores representa el flujo secundario que genera un proceso de socavación en la orilla oeste del río cuando la dirección es negativa en X y en Z, además de un proceso de deposición en la orilla opuesta donde los vectores son positivos en dirección Z.

Los resultados de las simulaciones realizadas se presentan en la Tabla 5 y el porcentaje de error asociado en la Tabla 6.

Tabla 5.- Caudales y láminas de agua obtenidos con el modelo

RESULTADOS				
Evento	Caudal m ³ /s	Lámina (m)		
		Motobomba	Parque	Puente
25-ene-18	435.0	181.96	180.75	180.00
7-may-18	1822.0	187.75	187.45	187.30
Tr=5 años	4565.4	190.30	189.20	188.15
Tr=50 años	6371.5	187.55	186.61	186.10

Tabla 6.- Porcentaje de error obtenido

% ERROR				
Evento	Caudal m ³ /s	Lámina (m)		
		Motobomba	Parque	Puente
25-ene-18	435.0	1.033	0.826	0.840
7-may-18	1822.0	0.112	0.294	0.629
Tr=5 años	4565.4	0.047	0.026	0.122
Tr=50 años	6371.5	1.734	1.681	1.550

El porcentaje de error se encuentra dentro de un rango más que aceptable para este tipo de simulaciones. También se observa un aumento significativo del error en los eventos extremos.

DISCUSIÓN

La modelación 3D tenía principalmente como alcance la comprobación de la presencia de un flujo secundario helicoidal que actúa inicialmente hacia abajo desde la curva exterior en la región del El Conejo, luego a través del ancho del canal y finalmente hacia arriba. Se cree que este flujo transversal provocó la grave erosión de la orilla en esta área. Estas condiciones de flujo no se podrían representar en un modelo bidimensional, dado que las velocidades verticales descendentes generan un vórtice que no se podría representar en este tipo de modelos.

Se consideró que la configuración natural del río es el factor principal para explicar los importantes procesos de erosión en esta área, aunque no está claro en esta etapa si esta situación está relacionada con las características del lecho del canal, o los efectos de la turbulencia y las condiciones de presión no hidrostática a través del canal.

El modelo 3D fue capaz reproducir de manera general los eventos históricos identificados, incluyendo la dinámica tridimensional del flujo en el sector de El Conejo. Las simulaciones realizadas también determinaron correctamente la orientación del campo del vector de velocidad general a lo largo del meandro, prediciendo áreas de alto esfuerzo a proximidad de "El Cerro de la Barrigona" y el barrio "El Conejo" lo que permite evaluar correctamente los patrones de flujo cerca de la orilla.

La profundidad pronosticada del agua también fue consistente con los datos de campo observados, el modelo entregó los resultados dentro de un margen de error del 2% para las condiciones simuladas.

Por otro lado, es posible observar la existencia de un cambio de presión hidrostática a presión no hidrostática a través de la curva principal del meandro en estudio.

Sin embargo, se evidencia que la resistencia al flujo sea una función del caudal y de las características geométricas del cauce incluyendo la profundidad hidráulica y la sección del cauce en el sector. Este asunto no fue analizado de manera detallada en el estudio por lo tanto se desconoce su impacto en la validez del modelo.

Además, el fenómeno de deposición y socavación activa en el meandro genera una dinámica fluvial difícil a reproducir considerando la rápida progresión de la erosión de enero a mayo del año 2018 y la difícil identificación de eventos válidos para permitir una óptima calibración del modelo, requiriendo una constante actualización del modelo de elevación digital.

Como se ha demostrado, aunque el modelo puede relacionar correctamente el caudal y el nivel de la lámina a lo largo del canal, el mismo puede no ser adecuado como herramienta para pronosticar eventos extremos incluidos los procesos de erosión importantes en el sector. Esto debido al impacto de la rugosidad sobre los niveles del río ya que los valores de d_{50} ingresados al modelo representan un valor de resistencia del cauce frente a un caudal determinado y no una función dependiente del caudal. Adicionalmente, el impacto de la zona urbana adyacente al río en casos de inundaciones extremas es desconocida y la calibración del modelo no incluyó eventos que consideraran dicho impacto ni analiza el caso específico de una creciente súbita. Por otro lado, el fenómeno de socavación y deposición de sedimentos hace que la posición de las orillas y la topografía del lecho del río cambien constantemente.

Este estudio resalta también cómo la influencia de la topografía del lecho puede ser un factor dominante en la dinámica del transporte de sedimentos, específicamente en el caso de meandros, lo que confirma que la principal debilidad de los modelos hidráulicos de río 1D o 2DH está relacionada con los procesos hidrodinámicos ocultos que se producen en la profundidad del canal.

CONCLUSIONES

El presente trabajo informa sobre algunos resultados iniciales de la caracterización y el estudio del meandro ubicado a lo largo del perímetro urbano de La Dorada, Colombia.

El análisis se basa en observaciones realizadas en dos campañas de campo que conducen a un modelo hidrodinámico 3D por diferencias finitas en el software FLOW – 3D.

El estudio pretende reproducir las características del flujo helicoidal a través del meandro con el fin de proponer soluciones viables para mitigar el problema de socavación que se viene presentando en la orilla oeste del río Magdalena frente al malecón del barrio El Conejo. El modelo fue capaz de reproducir los eventos históricos identificados, incluyendo la dinámica tridimensional y las condiciones de presión no hidrostática dentro de la curva del meandro.

Sin embargo, un impedimento del modelo es la dificultad para evaluar la rugosidad del cauce en el caso de analizar eventos extremos sin posibilidad de calibración previa. Adicionalmente, la fórmula empleada en dicha evaluación de la rugosidad pierde su validez en eventos extremos, debido a que se basa en observaciones de campo y éstas son variables a través del tiempo y del material de arrastre del río en tales eventos. Por otro lado, las simulaciones realizadas no incluyen un modelo de transporte de sedimentos, por lo tanto, el cambio constante de la posición de las orillas debido a este fenómeno no puede ser representado por el modelo, disminuyendo así la validez del modelo como herramienta de pronóstico a largo plazo.

Según los resultados obtenidos, es posible concluir que el modelo representa correctamente las características del flujo con un porcentaje de error aceptable, prediciendo caudales y niveles de lámina de agua. Sin embargo, debido a la evolución constante del meandro y a la dinámica del río, el uso del modelo como herramienta de pronóstico de eventos extremos es limitado.

Este estudio infiere que sólo un modelo 3D sería capaz de representar correctamente la distribución del campo de velocidad a través de la curva lo que permite identificar las zonas más susceptibles a la erosión y a la socavación a través del meandro e inferir que estos procesos están relacionados con las características del lecho del canal debidas a la evolución del meandro.

En modelaciones posteriores es recomendable utilizar un tamaño de celdas menor en el eje z (en este caso de 5 metros) el cual representa la componente vertical del sistema en el bloque de malla. Esto con el fin de aumentar la precisión y representatividad de los resultados de velocidades y presiones en la vertical. Adicionalmente, es recomendable incluir un modelo de transporte de sedimentos que sea capaz de reproducir los fenómenos de socavación y deposición y que pueda evidenciar la existencia de un lecho móvil en el río.

REFERENCIAS

Amaya, O.D., Hernández, M.C., Silva, M.C. and Hurtado, J (2013). “Río Magdalena: *Informe Social, Económico y Ambiental*”. Instituto de Estudios del Ministerio Público. Colombia.

Blancaert, K. and de Vriend, H (2003). “Nonlinear Modeling of Mean Flow Redistribution in Curved Open Channels.”. Water Resources Research. United States of America.

Chow, V.T (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. McGRAW-HILL. Bogotá, Colombia.

Colman, A., Rincón, J., Araujo, C., Materano, G. and Reyes, M (2006). “The effect of the choice of turbulence model on the simulation of fluid flow on a centrifugal separator. Influencia del modelo de turbulencia en la simulación de un separador centrífugo”. Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia. Maracaibo.

Flow Science (2000). “FLOW – 3D User Manual, Release 11.2.0.” FLOW – 3D. United States of America.

Guarín, L.I., Vargas, J., Barreneche, S. and Chang, P (2018). “Modelling of meandering river dynamics in Colombia: A case study of the Magdalena river” Canadian Society of Civil Engineer Annual Conference. Fredericton, Canada.

IDEAM (2017). “Suministro de Información Hidrometeorológica.”. IDEAM. Colombia.

Julien, P.Y (2002). *River Mechanics*. Cambridge University Press. New York, United States of America.

Versteeg, H.K., Malalasekera, W (2007). *An introduction to Computational Fluid Dynamics*. Pearson Prentice Hall. England.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**EVALUACIÓN DE ALTERACIÓN DE LA CONECTIVIDAD HIDRÁULICA
ENTRE EL RÍO SINÚ Y CAÑO BUGRE**

Alejandro Franco Rojas, Fabio Andrés de León Otero y Neil Andrés Llain Torrado

Facultad de Ingeniería, Universidad de La Salle, Colombia, afrancor@unisalle.edu.co

RESUMEN:

El sistema hídrico compuesto por el río Sinú, Caño Bugre y la ciénaga grande de Lorica, localizados en la región Caribe de Colombia, han permitido el desarrollo de comunidades desde épocas prehispánicas, sin embargo, posterior a la entrada en operación de la hidroeléctrica Urrá, construida sobre el río Sinú, este río ha experimentado una reducción en su carga sólida de hasta el 91% y un proceso de incisión de lecho, que sumado con malas prácticas ambientales y la ocupación de las riberas de Caño Bugre, han ocasionado la alteración de la conectividad hidráulica de ambos cuerpos de agua.

Para demostrar la alteración en la dinámica de este sistema hídrico, e identificar sus posibles causas, se combinó modelación hidráulica, análisis estadístico de series hidrológicas, recorridos de campo y encuestas a habitantes de la zona de estudio, logrando entre sí, resultados coherentes, que en conjunto indican la progresiva pérdida de conectividad entre Caño Bugre y el río Sinú como consecuencia, principalmente, de la construcción y operación del embalse Urrá en el año 2000.

ABSTRACT:

The water system consisting of the Sinú River, Caño Bugre and the Ciénaga grande de Lorica, located in the Caribbean region of Colombia, they have allowed the development of communities since pre-Hispanic times, however, following the entry into operation of the Urrá hydroelectric plant, built on the Sinú River, this River has experienced a reduction in its solid load of up to 91% and a process of incision of bedding, that coupled with bad environmental practices and the occupation of the banks of Caño Bugre, they have resulted in the alteration of the hydraulic between these bodies of water connectivity.

Hydraulic modeling, statistical analysis of hydrological series, field trips and surveys of inhabitants of the study area were carried out to analyze the water system. The results are coherent, and indicate the progressive loss of connectivity between Caño Bugre and the Sinú River as a consequence, mainly, of the construction and operation of the Urrá dam in 2000.

PALABRAS CLAVES: Caño Bugre, Conectividad Hidráulica, Modelación

INTRODUCCIÓN

Colombia es reconocido por la abundancia de sus recursos hídricos, asociado a ello es el rendimiento hídrico (cantidad de agua que fluye por unidad de área) de 56 l/s-km^2 , superando ampliamente el promedio mundial (10 l/s-km^2) e incluso el rendimiento latinoamericano (21 l/s-km^2) (IDEAM, 2015, pp 64), sin embargo, tampoco podemos ignorar la existencia de 318 cabeceras municipales con probabilidad de desabastecimiento de agua, como evidencia de la dependencia al aprovechamiento de los servicios ecosistémicos asociados al recurso hídrico, lo cual nos obliga a reconocer la necesidad de hacer buen uso de nuestros recursos naturales y mitigar los impactos ocasionados por las actividades antrópicas.

Tal es el caso de Caño Bugre, un efluente que se desprende del río Sinú 170 km aguas abajo del sitio de presa de Urrá (ver Figura 1), en el sector Boca La Ceiba, en el corregimiento de Los Garzones, y su cauce se extiende alrededor de 33 km hasta descargar sus aguas en la Ciénaga Grande de Lórica, trayecto en el cual recorre 6 municipios.

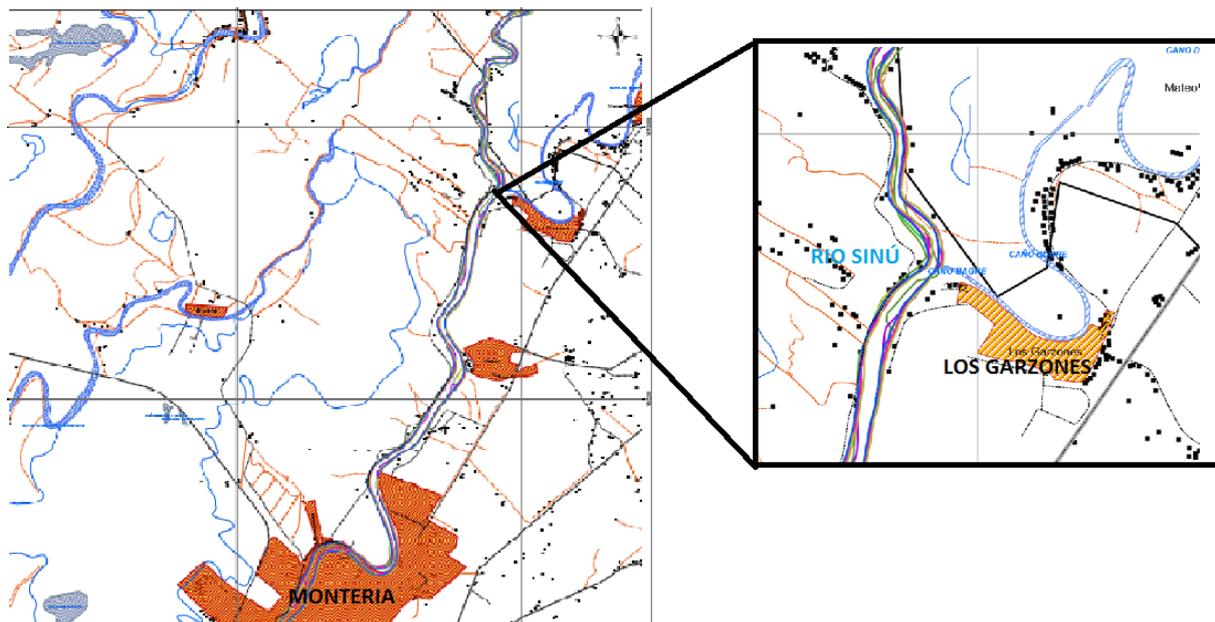


Figura 1.- Localización del nacimiento de Caño Bugre en el sector Boca La Ceiba

Cabe resaltar que el río Sinú es uno de los ríos más grandes que desembocan en el Caribe colombiano, después del río Magdalena y el Atrato. Su cuenca baja se caracteriza por tener un alineamiento meándrico que transcurre sobre un lecho aluvial, el cual, junto con Caño Bugre, han constituido desde épocas prehispánicas un eje para el emplazamiento de las comunidades, hasta el punto que hoy en día, cerca del 80% de la población urbana del departamento de Córdoba aprovecha los recursos de estos ríos para suplir sus necesidades (Acosta, 2013).

Inicialmente en las riberas de Caño Bugre –y otros cauces- se asentaron los indígenas Zenúes logrando consolidar la denominada Sociedad Hidráulica Zenú, caracterizada por la adaptación de una compleja red de drenaje que permitió el desarrollo de la agricultura, el transporte fluvial y minimizar las inundaciones. Con la transición hacia la sociedad moderna, Caño Bugre constituyó el eje de movilidad y asentamiento, dando lugar tanto a centros poblados como a viviendas dispuestas en forma lineal a lo largo del sistema de drenaje (ver Figura 2); hoy en día, aunque las condiciones de este cuerpo de agua no permiten su navegación ni el ejercicio de prácticas económicas y culturales, como la pesca y la recreación, aun representa una alternativa importante para los sistemas de riego, el manejo de crecientes y la disposición de aguas residuales.



Figura 2.- Sitio de recreación, estadero y comedor flotante sobre Caño Bugre en 1930
Fuente: Gustavo Abad Hoyos

En la cuenca del río Sinú, en el año 2000 se construyó el embalse Urra, con un volumen útil de 1233.62 Mm^3 , un área de inundación de 80.38 Km^2 y presa con altura de 73 m, posicionada a 379.6 km de la desembocadura en el mar Caribe (Ministerio de Minas y Energía, Urra S.A. E.S.P., 2014), dando lugar a la ocurrencia de uno de los impactos más relevantes asociados a la construcción de presas: la retención de sedimentos en el vaso del embalse y la consecuente subalimentación de carga sólida hacia aguas abajo, que desencadena en desequilibrio morfológico manifestado en incisión del lecho aluvial, inestabilidad de taludes e incremento de la capacidad de transporte. Este proceso erosivo suele afectar grandes distancias a lo largo del río, además puede generar una disminución en la pendiente del lecho del río y acorazamiento del mismo, producto del arrastre de las partículas finas y la exposición de sedimentos de mayor tamaño e incluso rocas, según se muestra en la Figura 3, donde la línea CA que representa la pendiente original del canal cambia a C'A.

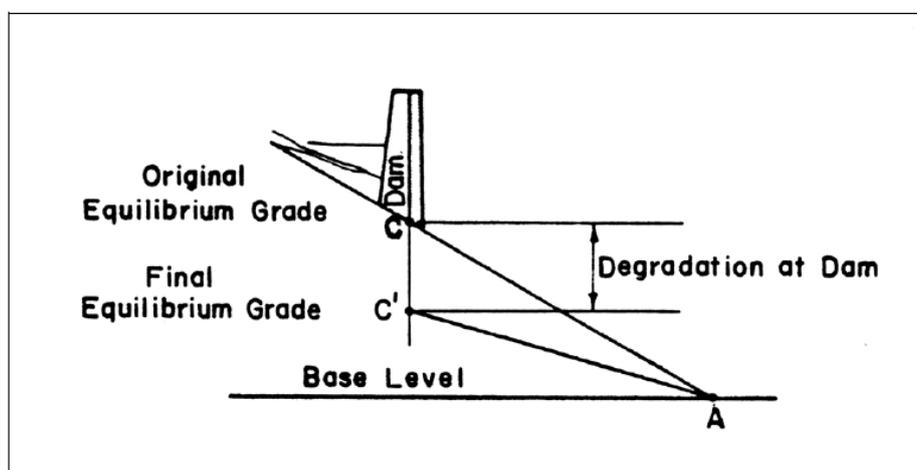


Figura 3.- Cambios en la pendiente del canal en respuesta a la presa construida en el punto C
Fuente: Simons, Lagasse & Richardson, 2001

Producto de la retención de sedimentos en el embalse Urra, los autores Barajas y Leiva (2016), concluyen a partir de registros históricos de caudal líquido y transporte sólido de 12 estaciones hidrológicas del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales -IDEAM-, una reducción en la carga de hasta el 91% (ver Figura 4) en una longitud superior a los 175 km aguas abajo del sitio de presa, llegando incluso hasta la confluencia con Caño Bugre, aunque, sin evidencia de alteraciones en el alineamiento en planta, sinuosidad y ancho superficial. Según los autores, aunque el caudal sólido pasó de 1799 kTon/día a solo 197 kTon/día, el caudal líquido no presentó variaciones significativas, es decir conservó su capacidad para transportar sedimentos. Considerando, que el río Sinú fluye sobre un cauce aluvial compuesto por materiales finos con alto

potencial erosionable, es de esperar que, si la morfología en planta no se alteró significativamente, puede ocurrir un proceso de incisión o profundización del lecho.

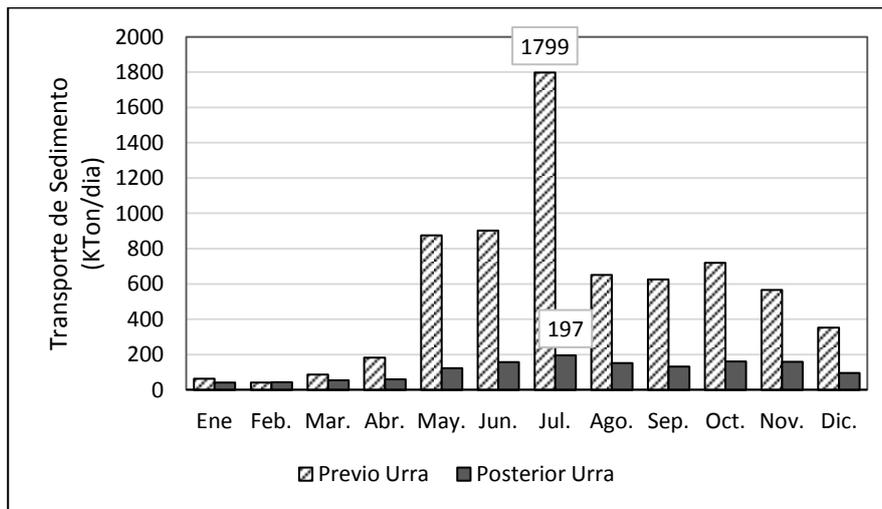


Figura 4.- Comparación de transporte de sedimento en el río Sinú en la estación Pasacaballos (13047050) para los periodos previo Urra y posterior a Urra

Al respecto, Barajas y Leiva (2016) advierten un incremento anormal de la carga sólida en el tramo Montería – Lorica, particularmente en la estación El Montón (ver Tabla 1), localizada aguas abajo de Boca La Ceiba, sector en el cual nace Caño Bugre. Teniendo en cuenta, que, durante los periodos de aguas altas, Caño Bugre permite aliviar hacia la ciénaga de Lorica tanto caudales líquidos como excesos de sedimentos, Barajas y Leiva afirman que es posible que este incremento en la carga de sedimentos registrado en la estación El Montón sea ocasionado por la pérdida de conectividad entre el río Sinú y Caño Bugre.

Tabla 1.- Variación en el transporte de sedimentos a lo largo del río Sinú tras la construcción del embalse Urrá en el año 2000

Estación hidrológica	Abscisa (km)	Transporte previo a Urra (kTon/día)	Transporte posterior a Urrá (kTon/día)	Delta (%)
Pasacaballos [13047050]	6.6	6818.1	1309.4	- 80.8
Toro [13047040]	26.4	3305.2	2635.1	- 20.3
Carrizola [13037040]	40.9	2545.3	2724.1	7.0
Nueva Colombia [13057010]	118.9	3879.3	3674.5	- 5.3
Santa Helena [13067030]	127.9	4513.3	4262.7	- 5.6
Montería [13067020]	168.7	5611.7	3561.4	- 36.5
El Montón [13077300]	188.5	1579.7	2848.2	80.3
Palma Central [13077030]	236.3	3092.0	5023.3	62.5
Cotocha [13077300]	245.1	3816.7	2350.2	- 38.4
Doctrina [13077040]	260.1	1971.7	3059.2	55.2

Fuente: Barajas y Leiva (2016)

Tomando lo descrito anteriormente, el propósito de este trabajo es demostrar mediante modelación hidráulica, análisis estadístico de series hidrológicas y encuestas a habitantes de la zona de estudio, la progresiva pérdida de conectividad entre Caño Bugre y el río Sinú y sus posibles causas, entre las cuales sobresale la construcción y operación del embalse Urrá, aportando con ello, elementos de juicio que permiten identificar y enfrentar los impactos generados en la población y el ecosistema.

METODOLOGÍA

Con el propósito de evaluar la pérdida de conectividad de los dos cuerpos de agua se combinaron varias estrategias: i) correlación entre caudales del río Sinú y caudales de caño Bugre, ii) el modelamiento matemático de la dinámica hídrica, iii) visita de campo para la identificación de procesos erosivos asociados a degradación de lecho del río Sinú y iv) encuestas con habitantes de la región sobre alteración de la dinámica río Sinú – Caño Bugre, acorde con los siguientes insumos y criterios:

- ✓ El análisis se limitó al sector Boca La Ceiba, considerando tanto el río Sinú como el Caño Bugre, para lo cual se utilizaron secciones batimétricas de los dos cuerpos de agua registradas durante distintos años (2004-2015) por la empresa Urrá S.A. (ver Figura 5).

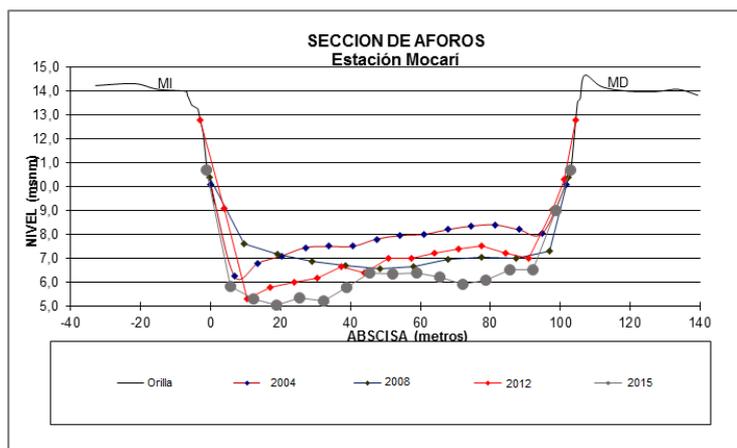


Figura 5.- Secciones batimétricas del río Sinú a la altura de Caño Bugre para distintos años (2004-2015)

- ✓ Para el análisis de caudales se complementaron los registros de las estaciones hidrológicas del IDEAM con registros diarios que realiza Urrá S.A., buscando identificar la existencia de un patrón en el aumento o disminución del caudal que se deriva desde el río Sinú. Adicionalmente se construyó una curva de duración de caudales diarios en el río Sinú, utilizando los registros de la estación Montería.

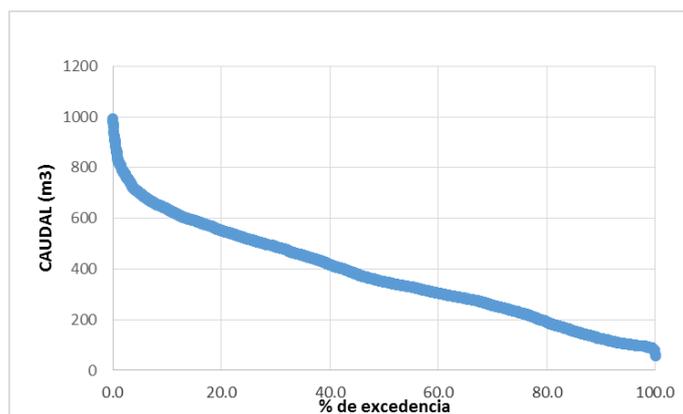


Figura 6.- Curva de duración de caudales diarios del río Sinú (2004 - 2015) aguas arriba de Caño Bugre

- ✓ El software utilizado para la modelación hidráulica es HecRas (Hydrological Engineering Center - River Analysis System), desarrollado por el US Army Corps of Engineers, en su modalidad de flujo uniforme y caudal permanente, involucrando estructuras laterales que simulen el aporte de caudal desde el río hacia el sistema lagunar. Esta modelación se realizó utilizando las secciones batimétricas de los años 2004, 2008, 2012 y 2015.

Entre las principales características del modelo hidráulico se tiene una longitud de río de 4158 m, con sección 0.0 hacia aguas abajo, así que la derivación hacia Caño Bugre se posicionó en la sección 600; la pendiente del río se adoptó como constante según el año, y para mejorar el desempeño del modelo se interpolaron las secciones transversales cada 200 m; en el río Sinú se asignó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.02 asociado con arenas finas, y en las bancas 0.025; y para simular la conectividad entre el río y Caño Bugre se incluyó una estructura lateral de 30m de ancho, con fondo en la cota 8.14 msnm, conectada aguas abajo con un reservorio, simulado bajo la condición Storage Area / 2D Flow Área (ver Figura 7).

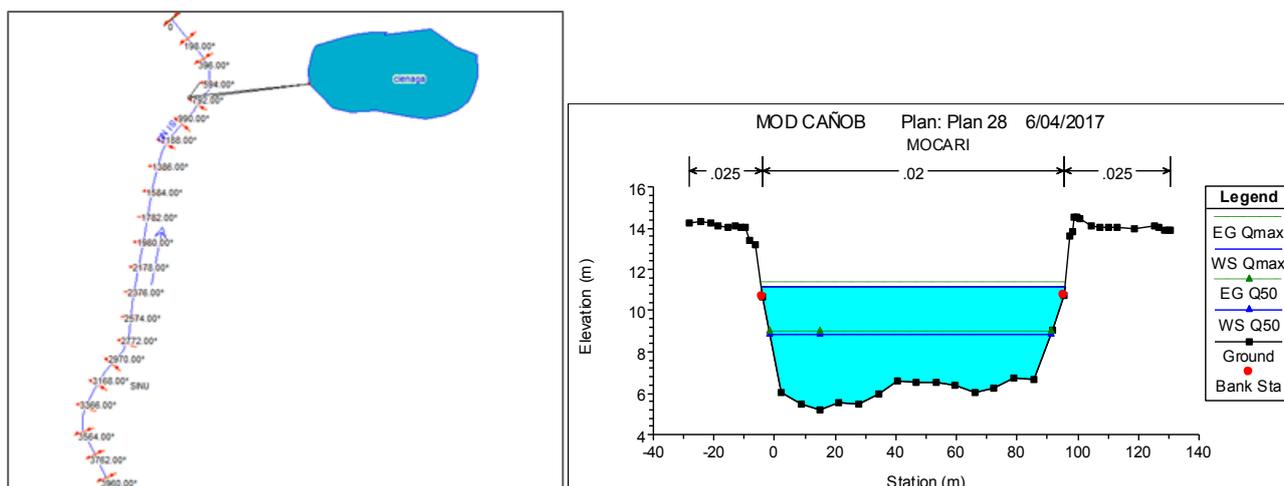


Figura 7.- Vista en planta y sección típica del modelo hidráulico de la conectividad río Sinú – Caño Bugre

- ✓ El modelo hidráulico fue alimentado con caudales representativos del río Sinú, obtenidos de la curva de duración de caudales medios diarios de la estación Montería ($Q_{\text{máx}}$: 994.44 m^3/s ; Q_{20} : 552.66 m^3/s ; Q_{50} : 350.01 m^3/s ; Q_{80} : 190.94 m^3/s ; Q_{95} : 102.96 m^3/s y $Q_{\text{mín}}$: 56.4 m^3/s).
- ✓ Para la identificación de procesos morfológicos asociados a la degradación o incisión del lecho del río Sinú, se realizó un recorrido fluvial en compañía de funcionarios de la Corporación Autónoma Regional de los Valles de los ríos Sinú y San Jorge (CVC), quien es la entidad encargada de la gestión, control y vigilancia del recurso hídrico en el ámbito regional.
- ✓ Finalmente, se encuestó una muestra poblacional constituida en un 81% por personas con más de 20 años en la región y en un 29% por pescadores -ocupación en la cual el individuo está en un contacto directo con el caño-, parámetros que en conjunto permiten calificar lo expresado en las encuestas como “conocimiento experto”.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El comportamiento exhibido en la estación Tierralta y la estación Montería, indica que el río Sinú tiene un régimen monomodal, con periodo de estiaje entre los meses de diciembre y abril, y caudales altos en los meses de mayo hasta noviembre, siendo julio el mes que registra los valores más elevados. Al comparar los registros de caudal medio mensual anteriores al año 2000, cuando empieza la operación el embalse Urrá, respecto a los registros posteriores, se observa un incremento en un 48% para el periodo seco, mientras que para la temporada húmeda los valores disminuyeron en un 2% (ver Figura 8). Este comportamiento es propio de la regulación ejercida por un embalse, en cuanto retiene excedentes de agua en el período húmedo para ser aprovechados en el periodo de

estiaje, condición que puede favorecer el aporte de agua hacia Caño Bugre con caudales medios y bajos, pero restringe los aportes asociados a crecientes extraordinarias.

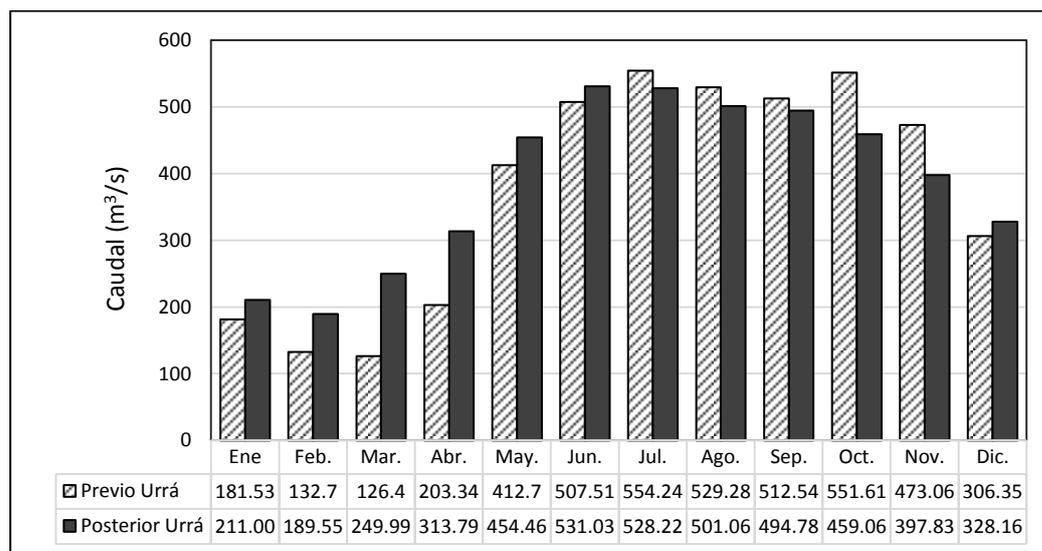


Figura 8.- Comparación de régimen de caudal medio mensual en el río Sinú en la estación Montería (13067020) para los periodos previo Urra y posterior a Urra

La correlación entre los caudales descargados por el embalse Urrá, respecto a los caudales registrados simultáneamente en la estación Montería y Caño Bugre, entre 2004 y 2015, muestra una alta dependencia del río y de Caño Bugre a las descargas del embalse, porque para todos los años se obtiene una pendiente positiva, es decir, a mayor caudal vertido por Urrá, mayor es el caudal por el río Sinú y mayor será el flujo por el Caño (ver Figura 9). Adicionalmente, el coeficiente de correlación entre los caudales de Montería y Bugre es de 0.95, demostrando la intrínseca relación entre ambos cuerpos de agua.

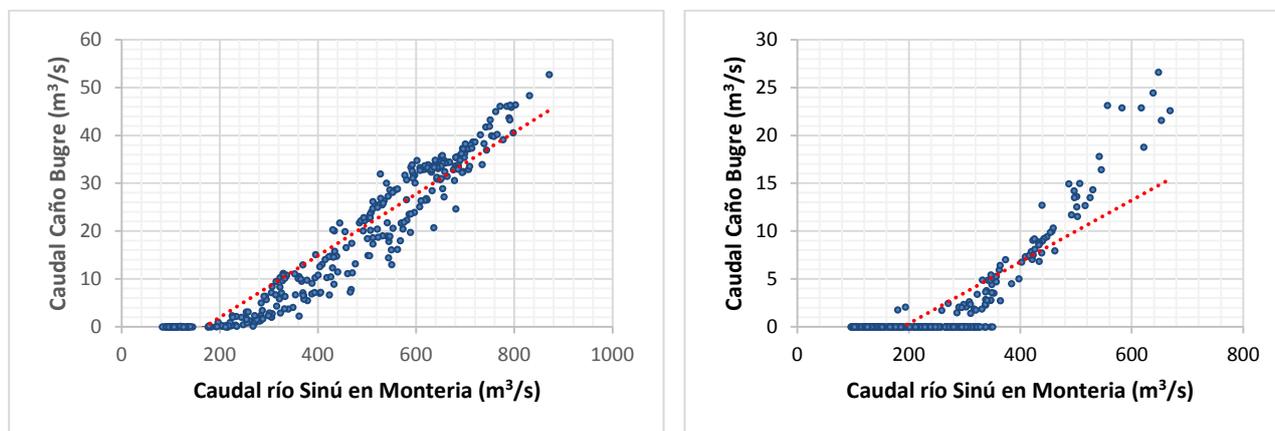


Figura 9.- Caudales del río Sinú (estación Montería) vs Caño Bugre en los años 2005 y 2014

No obstante, posterior a la entrada en operación del embalse Urra el caudal derivado desde el río Sinú hacia el caño Bugre ha disminuido progresivamente, en comparación con un caudal similar en el río. Así pues, para un caudal de 600 m³/s en el río, originalmente se derivaban entre 22 y 32 m³/s, reduciéndose en los años 2014 – 2015 a un rango entre 8 y 11 m³/s; incluso en el año 2014 se evidencia un amplio rango de condiciones en las cuales el caudal del caño fue de 0.0 m³/s. Esta tendencia, muestra que anualmente el caudal medio de Caño Bugre disminuye a una tasa de 1.82 m³/s*año (ver Figura 10). Así las cosas, se puede esperar pérdida de conectividad entre el río y el caño para el año 2018, de forma que solo se derive caudal durante las crecientes de mayor magnitud.

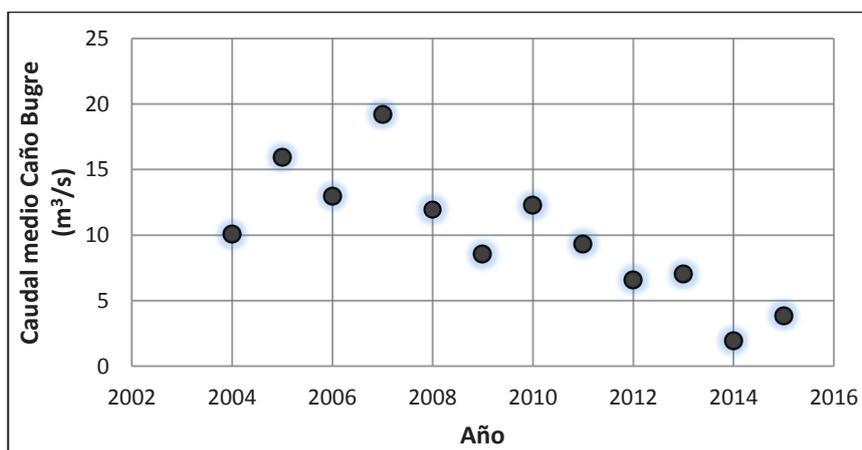


Figura 10.- Tendencia histórica del caudal medio de Caño Bugre

Estos resultados son congruentes con la profundización del río Sinú, según se muestra en la Figura 5, donde se aprecia un descenso en el lecho, pasando de la cota 6.20 msnm en el año 2004 a la cota 5.07 msnm en el año 2015.

En este mismo sentido, el modelamiento hidráulico confirma una progresiva desconexión hidráulica entre los dos cuerpos de agua, de forma que para el año 2015 tan solo fluye caudal hacia el caño cuando por el río Sinú fluye el caudal máximo de 994.4 m³/s, así mismo, a partir del año 2018 caño Bugre solo transportará caudal durante los eventos de crecientes máximas del río Sinú (ver Tabla 2 y Figura 11).

Tabla 2.- Caudales derivados hacia Caño Bugre según resultados del modelo HecRas

Caudal derivado a Caño Bugre (m ³ /s)						
Año	Qmax	Q20	Q50	Q80	Q95	Qmin
2004	65.14	18.19	4.29	0.0	0.0	0.0
2008	105.91	45.62	22.09	7.0	0.0	0.0
2012	37.61	8.22	0.0	0.0	0.0	0.0
2015	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Figura 11.- Contraste entre el estado del Caño Bugre a su paso por el municipio de Cerete 1955 (izquierda), Fuente: Gustavo Abad Hoyos) y 2018 (derecha)

En coherencia con los resultados obtenidos con la correlación de caudales, la evolución de la batimetría del río Sinú y la modelación hidráulica, la muestra poblacional encuestada identifica claramente la colmatación por sedimentos y disminución de caudal en Caño Bugre, arrojando como principales causas la contaminación y la operación del embalse Urra (ver Tabla 3). Nótese, que los cambios en el caudal, cambios en el nivel del río y el cierre de las compuertas de Urra están asociados a la operación del embalse.

Tabla 3.- Resultados encuesta a población local

Pregunta	Respuestas	%
Comportamiento de Caño Bugre	Colmatación por sedimentos	81.2
	Disminución de caudal	87.5
	Obstrucción aguas abajo	6.2
Posibles causas de deterioro de Caño Bugre	Contaminación	50.0
	Sedimentación en el caño	18.5
	Cambios de caudal	12.5
	Cambios de nivel del río	25.0
	Cierran las compuertas de Urra	37.5
	Asentamientos en las riveras	12.0
	Deforestación	5.5
Inicios del fenómeno	Construcción de Urrá	81.0
	Deforestación	7.8
	Fábrica de baldosas	25.0

Por otro lado, llama la atención que en la actualidad el 62% de la población no encuentra utilidad alguna para el caño, ni reconoce relación entre el caño Bugre y el complejo de ciénagas de Lorica, evidenciando que producto de la pérdida de conectividad y las malas prácticas ambientales de la propia población local, hoy, la oferta de servicios ecosistémicos del caño es prácticamente nula (ver Figura 12).



Figura 12.- Ocupación de la zona de ronda con viviendas y disposición de residuos sólidos en Caño Bugre (izquierda) y Pérdida de flujo de agua por el cauce de Caño Bugre (derecha)

Complementariamente, en el recorrido por el río Sinú en agosto de 2017, se observó clara evidencia de este proceso de incisión y socavación, manifestado en pérdida de flujo por Caño Bugre, exposición de zapatas de puentes, inestabilidad de taludes y exposición de raíces de la vegetación riparia (ver Figura 13 a Figura 16).



Figura 13.- En Boca de la Ceiba no hay flujo sobre Caño Bugre y la vegetación ha ocupado el lecho

Al momento de la visita, en el sector de Boca La Ceiba, la derivación de agua desde el río Sinú era inexistente, y el avance de la vegetación sobre el lecho del caño sugiere un periodo de tiempo considerable sin presencia de una lámina de agua. Esta situación ha dado lugar al uso del lecho como sendero para el tránsito de peatones y motocicletas.



Figura 14.- Socavación en las pilas del puente sobre el río Sinú a la altura de Montería

En la ciudad de Montería, las pilas del puente vehicular de la calle 41 evidencian la degradación del lecho, expresada en bajo nivel de la lámina de agua respecto a la cimentación del puente, la socavación del material del lecho y exposición de las pilas.



Figura 15.- Taludes fuertemente inclinados y caída de árboles producto de la socavación del río

En las dos márgenes del río Sinú, entre la ciudad de Montería y Boca La Ceiba, se pueden observar varios sectores afectados por socavación de taludes y retroceso o desplazamiento lateral del río Sinú, dejando expuestas y sin soporte las raíces de los árboles que progresivamente caen al cauce del río. Estos taludes tienen una fuerte pendiente, aproximadamente vertical, con secuencias de orificios o conductos asociados a procesos de tubificación o lavado de finos, producto del aumento y descenso de nivel del río.



Figura 16.- Obras para controlar socavación lateral en el río Sinú

Buscando controlar el proceso de socavación de taludes anteriormente expuesto, la CVS ha construido estructuras longitudinales, incluyendo, muros de contención en concreto, estructuras flexibles con sacos de suelo-cemento, estacas de madera, revestimiento con llantas usadas y geomalla, sin que estas logren detener el proceso, en cuanto la mayoría han colapsado.

En conjunto, todos los resultados expuestos, guardan coherencia con el comportamiento teórico expresado mediante la analogía de la balanza de Lane (Rocha, 1998), según la cual, ante la reducción de la carga sólida por atrapamiento de sedimentos en el embalse, aguas abajo el río incrementa su capacidad erosiva, ocasionando cambios de pendiente, pérdida de barras de sedimento e incisión de lecho. Así mismo, se ajusta a la propuesta de Yalin (1976), quien plantea que todo río después de una alteración en su estabilidad morfológica, busca alcanzar su estado de equilibrio, y para ello ajusta su geometría hidráulica (sección transversal) para un determinado caudal, de manera tal que se minimice la tasa de trabajo efectuado, o la energía utilizada por unidad de superficie, es decir, minimiza el producto de la pendiente por la velocidad (González del Tanago y García de Jalon, 1995).

Estos resultados muestran que, aunque en décadas anteriores caño Bugre fue una corriente hídrica robusta, llena de especies ícticas y sustento de un ecosistema lotico de gran extensión y complejidad, en la actualidad la situación del caño se ha tornado precaria. La vitalidad de caño Bugre fue tal que durante el siglo XIX y las primeras décadas del siglo XX constituyó incluso una importante vía de transporte, fuente de actividad pesquera y sitio turístico de gran afluencia. Pero con el crecimiento demográfico de la región desde mediados del siglo pasado se comenzaron a desarrollar asentamientos suburbanos en sus riberas que, unido al sobredimensionamiento de descargas de aguas residuales especialmente en el municipio de Cereté, comenzaron a afectar de manera dramática el caudal y el cauce del caño. Adicionalmente las actividades de deforestación de las zonas aledañas a la corriente hídrica, el desvío de sus aguas para uso agrícola y el depósito de desechos sólidos derivados de la actividad humana acentuaron el deterioro del caño. Estos impactos se vieron acentuados por los cambios en el comportamiento del sistema fluvial, originado por la construcción y operación del proyecto hidroeléctrico Urrá desde el año 2000. El resultado es una disminución en el caudal del caño, que de 15 metros de ancho pasó a menos de 3 metros en algunos sectores, mientras que su cauce se vio mermado por la colmatación, generando además pérdida de conectividad entre el río Sinú y el conjunto lagunar de Lorica.

La alteración de la conectividad hidráulica entre el río Sinú y Caño Bugre, afecta de manera considerable las condiciones biofísicas del sistema hídrico (río Sinú – Caño Bugre – ciénaga grande de Lorica) que dan soporte a las actividades humanas en este territorio, dando lugar a una pérdida de armonía entre el modelo de ocupación y el sistema natural, así como pérdida de algunos de los servicios ecosistémicos, estos últimos, descritos en el Decreto 1076 de 2015, como los beneficios percibidos por el humano por el uso y aprovechamiento de los recursos naturales, directa o indirectamente.

CONCLUSIONES

Las distintas aproximaciones metodológicas (correlación de caudales, modelación hidráulica, evolución histórica de secciones transversales, recorrido de campo y entrevista a pobladores locales), coinciden en demostrar que Caño Bugre está experimentando una continua disminución de caudal y colmatación por sedimentos, que en conjunto significan pérdida de conectividad hidráulica con el río Sinú, de forma que para el año 2018 este caño, solo transportará caudal durante los eventos de crecientes máximas del río Sinú.

Tanto la modelación hidráulica como las encuestas indican una clara relación entre el inicio de este fenómeno y la entrada en operación de la represa de Urrá en el año 2000, sin desconocer con ello, el peso de la contaminación y los asentamientos en las riberas sobre la degradación del caño. Siendo la pérdida de conectividad y la degradación del lecho, las consecuencias de mayor impacto

resultante de la construcción de la presa, en la medida que el Bugre es un efluente que libera parte de la carga de sedimentos transportada por el Sinú, y en busca de una nueva condición de equilibrio, el río se ha profundizado, afectando de manera directa la población de Cerete y probablemente las dinámicas del complejo lagunar de la ciénaga grande de Lorica.

En síntesis, aunque desde tiempos prehispánicos Caño Bugre fue utilizado por las comunidades locales con múltiples propósitos, hoy este cuerpo de agua agoniza y con él, sus servicios ecosistémicos y la conectividad de todo el sistema hídrico (río Sinú – Caño Bugre – ciénaga grande de Lorica).

REFERENCIAS

- Abad, G.** (2010). Memoria visual de Cereté siglo XX
- Acosta, K.** (2013). La Economía de las Aguas del Río Sinú. Banco de la Republica - Centro de Estudios Económicos Regionales (CEER). Cartagena, Colombia
- Barajas, H., y Leiva, P.** (2016). Evaluación del cambio morfológico y sedimentológico del cauce del río Sinú aguas abajo de la presa del embalse Urra asociados a su construcción y operación. Universidad de la Salle, Bogotá.
- Gracia Sánchez, J., & Maza Álvarez, J. A. (s.f.)**. Manual de Ingeniería de Ríos. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Gonzales del Tanago del Río, M., & García de Jalón Lastra, D.** (1995). Restauración de ríos y riberas. Madrid: Fundación Conde del Valle de Salazar.
- IDEAM.** (2015). Estudio Nacional del Agua 2014. Bogotá D. C., Colombia
- Ministerio de Minas y Energía; URRÁ S.A. E.S.P.** (2014). Central Hidroeléctrica Urra I: Generación con Sostenibilidad. Montería, Colombia: Empresa URRÁ S.A. E.S.P.
- Ochoa, T.** (2011). *Hidráulica de ríos y procesos morfológicos*. Bogotá, Colombia: Ecoe Ediciones.
- Rodríguez, H. A.** (2010). *Hidráulica Fluvial, fundamentos y aplicaciones. Socavación*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rocha, F. A.** (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Sánchez, J. G.** (1996). *Sedimentación en Embalses*. En J. Gracia Sánchez, & J. A. Maza Álvarez, Manual de Ingeniería de Ríos (Capítulo 18). Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Schumm, A. A.** (1985). "Patterns of Alluvial Rivers". University of Iowa. Rev. Earth Planet. Sci. 1985, pp 5-27.
- Simons, D., Lagasse, P., & Richardson, E.** (2001). River Engineering for Highway Encroachments, Highways in the River Environment. Hydraulic Design.

**CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA EROSIÓN FLUVIAL DE
LAS GEOFORMAS CONFORMANTES DEL CAUCE DEL RÍO
MAGDALENA (NEIVA-PRADO)**

Alejandro Franco Rojas, Jorge Alberto Suarez Ardila y Miguel Ángel Sandoval Pinillos

Facultad de Ingeniería, Universidad de La Salle, Colombia, afrancor@unisalle.edu.co

RESUMEN:

Mediante identificación y delimitación de geoformas se determinó cualitativamente la resistencia relativa a la erosión de los suelos que conforman el río Magdalena entre Neiva y la confluencia con el río Prado, aplicando la metodología desarrollada por (Vargas, 2012). Adicionalmente, el análisis multitemporal de dinámica fluvial, permitió identificar un proceso de incisión de lecho asociado a la alteración del equilibrio entre el caudal líquido del río y su carga sólida, producto de la retención de sedimentos en el embalse Betania, lo anterior, corresponde a un proceso natural por medio del cual el río intenta alcanzar una nueva condición de equilibrio a través de la socavación de su lecho y bancas. Se demuestra de esta manera, una alta correlación entre la dinámica fluvial y la resistencia a la erosión según morfología, en cuanto los suelos con menor resistencia relativa son los que más han permitido la migración lateral del cauce, representando el 70% del total de procesos de socavación lateral.

ABSTRACT:

The relative resistance to erosion of the soils that make up the Magdalena River between Neiva and the confluence with the Prado River was qualitatively determined, applying the methodology developed by (Vargas, 2012), with identification and delimitation of geoforms. The multitemporal analysis of fluvial dynamics allowed the identification of a bed incision process associated with the alteration of the equilibrium between the liquid flow of the river and its solid charge, as a result of sediment retention in the Betania reservoir. This is a natural process by means of which the river tries to reach a new condition of equilibrium through the undermining of its bed and benches. This demonstrates a high correlation between fluvial dynamics and resistance to erosion according to morphology, as the soils with the least relative resistance are the ones that have allowed the lateral migration of the channel, representing 70% of the total processes of lateral scour.

PALABRAS CLAVES: Erosión fluvial, Geomorfología, Río Magdalena

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con la analogía de la balanza de Lane (Rocha, 1998), los ríos guardan un equilibrio entre caudal líquido y caudal sólido (ver Figura 1), que se altera, por situaciones como la construcción de grandes embalses en los cuales ocurren procesos de retención de sedimentos o por procesos de deforestación que incrementan el aporte de sedimentos desde la cuenca (Sánchez, 1996).

Ante la reducción de la carga sólida, la respuesta hidrológica del río hacia aguas abajo del sitio de presa, es incremento en la capacidad erosiva de las aguas y consecuentemente la posible alteración morfológica expresada en cambios de pendiente, pérdida de barras de sedimento e incisión de lecho (Simons, Lagasse, & Richardson, 2001).

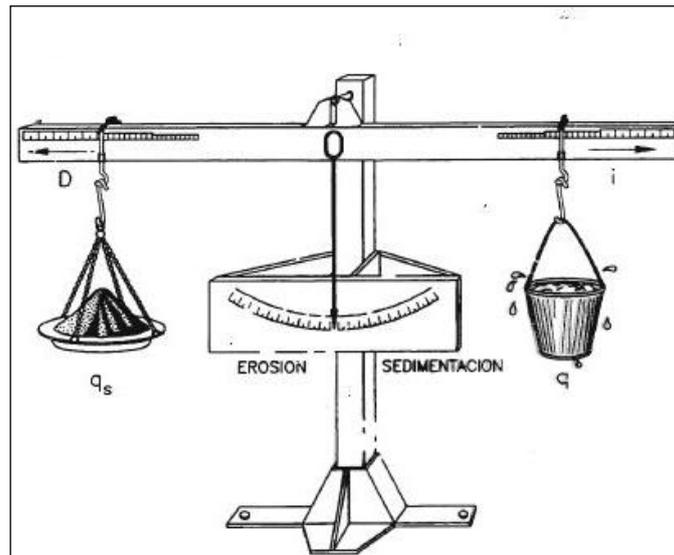


Figura 1.- Analogía de la balanza de Lane (Rocha, 1998)

Trabajos desarrollados por Laverde y Franco (2016) muestran una reducción significativa en la carga sólida del río Magdalena de hasta el 73% en una extensión aproximada de 400 km, producto de la construcción y operación del embalse Betania desde 1987, que se evidencian en los registros históricos de la estación hidrológica 21097070, localizada 42 km aguas abajo del sitio de presa (ver Figura 2). Complementariamente, el análisis multitemporal de fotografías aéreas, entre el embalse de Betania y el río Prado, evidencia que, aunque la sinuosidad del río Magdalena no sufrió alteraciones significativas, el ancho de divagación si disminuyó hasta en un 62% y las barras de sedimento aumentaron, condición que sugiere una profundización del cauce principal del río Magdalena y la concentración del flujo por un único canal principal, con la consecuente desaparición de cauces secundarios.

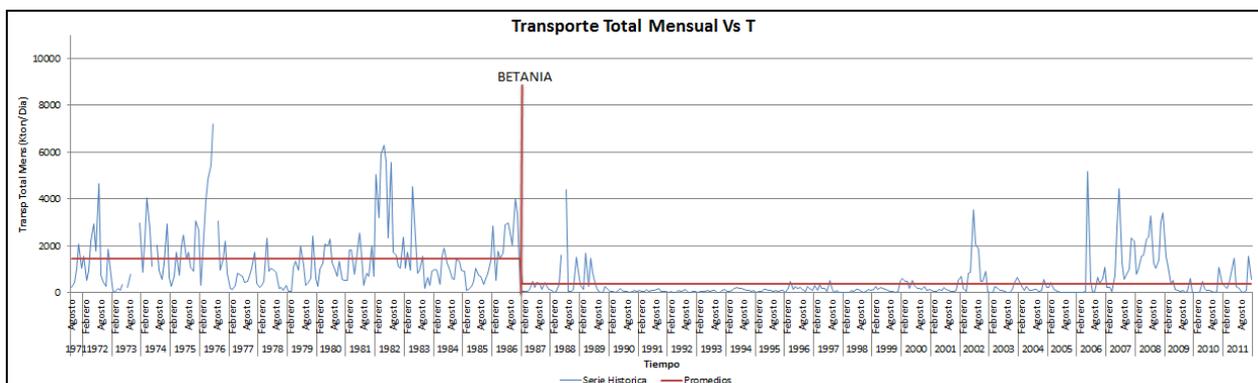


Figura 2.- Registros históricos de transporte total de sedimentos en la estación Pte. Santander Automática (21097070) (Laverde y Franco, 2016)

Para valorar la vulnerabilidad de los suelos que conforman el cauce del río ante estos procesos de socavación o degradación de lecho, existen varias aproximaciones, una de estas es el establecimiento y mantenimiento de parcelas de escorrentía bajo condiciones de lluvia natural, por un período de 3 a 5 años como mínimo, resultando ser un método costoso y prolongado en el tiempo. Sin embargo, se dispone de métodos indirectos como la resistencia relativa a la erosión, la cual permite determinar cualitativamente las zonas más susceptibles a sufrir erosión a partir de información sobre la geomorfología y la caracterización litológica, estructural y textural de los materiales del lecho del cauce y sus orillas (ver Tabla 1). Puede observarse que los materiales depositados recientemente presentan mayor erosionabilidad que los materiales antiguos, así mismo, que los suelos granulares son menos resistentes que los suelos cohesivos.

Tabla 1.- Resistencia relativa a la erosión fluvial según el material

Material litológico	Tipo de material	Geomorfología	Resistencia a la erosión
Rocas cristalinas	Rocas ígneas y metamórficas	Colinas, cerros y cadenas montañosas denudacionales y estructurales	Resistencia muy alta
Rocas sedimentarias	Rocas sedimentarias químicas detríticas cementadas		
Rocas piroclásticas y rocas sedimentarias detríticas	Conglomerados, areniscas, limolitas y arcillolitas no cementadas	Escarpes, terrazas, colinas, cerros residuales y/o en cadenas montañosas	Resistencia alta
Depósitos inconsolidados de origen aluvial	Conglomerados, arenas, limos y/o arcillas	Terrazas, diques y planicies aluviales	Resistencia media
Depósitos inconsolidados de origen fluvio lacustre	Arcillas, limos y lodos orgánicos	Llanuras de inundación recientes y sobrecrecientes, cubetas	Resistencia media baja
Depósitos aluviales Subrecientes	Arenas y limos con niveles de conglomerados moderadamente compactados.	Vegas subrecientes, islas fluviales subrecientes y terrazas bajas	Resistencia baja
Depósitos aluviales de canal activo	Arenas, limos y gravas	Barras de arena, Islas fluviales recientes, playas, lechos activos y vegas	Resistencia muy baja

Fuente: Vargas Cuervo, G. (2012)

METODOLOGÍA

El tramo de estudio tiene 149 km de longitud entre el área urbana del municipio de Neiva (Huila) y la confluencia con el río Prado en el departamento del Tolima, pasando por importantes centros poblados como son Neiva con 345086 habitantes, Aipe con 26219 habitantes, Natagaima con 22574 habitantes, así como Fortalecillas y Villavieja con 5152 y 7314 habitantes, respectivamente, incluyendo en su recorrido dos puentes vehiculares y múltiples estructuras rivereñas como muros de contención, estaciones de bombeo y vertimiento de drenajes.

Inicialmente se identificaron y delimitaron las geoformas, utilizando como insumo imágenes satelitales y fotografías aéreas suministradas por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) que abarcan un registro histórico de 10 años (1985-1995). De igual forma se realizó un análisis multitemporal, tendiente a la identificación de zonas afectadas por socavación y desplazamiento lateral del cauce, siguiendo los criterios propuestos por (Ochoa, 2011):

1. Definición de tramos de río homogéneos según los principales factores geomorfológicos.

Tabla 2.- División por tramos homogéneos del río Magdalena según geomorfología

Tramo	Abscisa	Longitud (km)	Municipios	Departamentos
1 Río Loro – Quebrada Seca	km0 a km 24.4	24.4	Neiva y Palermo	Huila

	Tramo	Abscisa	Longitud (km)	Municipios	Departamentos
2	Quebrada Seca – Río Bache	km 24.4 a km 43.4	19.0	Neiva, Tello, Aipe y Villavieja	Huila
3	Río Bache – Río Villavieja	km 43.4 a km 48.2	4.8	Aipe y Villavieja	Huila
4	Río Villavieja – Río Aipe	km 48.2 a km 58.6	10.4	Aipe y Villavieja	Huila
5	Río Aipe – Río Pata	km 58.6 a km 76.6	18.0	Aipe, Villavieja y Natagaima	Huila y Tolima
6	Río Pata – Río Cabrera	km 76.6 a km 88.7	12.1	Villavieja y Natagaima	Huila y Tolima
7	Río Cabrera – Quebrada Tiurco	km 88.7 a km 109.0	20.3	Natagaima	Tolima
8	Quebrada Tiurco - Natagaima	km 109.0 a km 117.0	8.0	Natagaima	Tolima
9	Natagaima – Quebrada Yabi	km 117.0 a km 129.3	12.3	Natagaima	Tolima
10	Quebrada Yabi – Río Prado	km 129.3 a km 148.8	19.5	Natagaima, Coyaima y Pardo	Tolima

- Evaluación de los cambios en el uso del terreno, particularmente, la presencia o ausencia de capa vegetal, debido a la influencia significativa en la escorrentía y en la erosión de un sistema fluvial.
- Evaluación de la estabilidad general del cauce, según su alineamiento en planta, sinuosidad, cantidad de canales, ancho del canal, presencia de meandros abandonados, presencia de vegetación, el desarrollo de curvas y la formación de barras. El análisis se apoya en modelos teóricos como el desarrollado por Schumm (1981), el cual relaciona el tipo de río (recto, meandrónico y trenzado) con la carga predominante (suspensión y fondo), tamaño de sedimento, pendiente, energía de la corriente y estabilidad relativa del cauce.

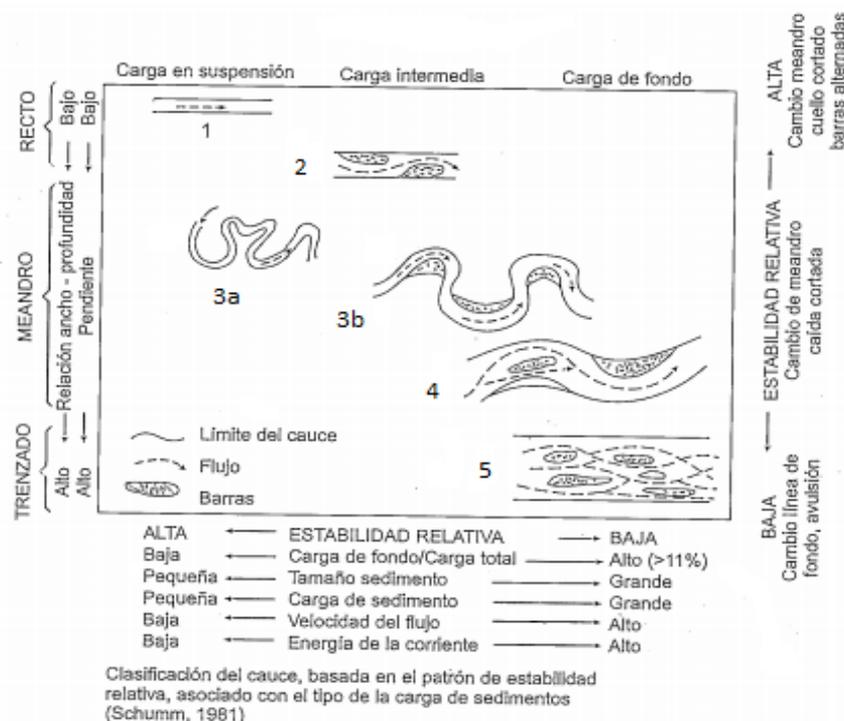


Figura 3. Clasificación del cauce según su estabilidad relativa (Schumm, 1981)

- Evaluación de la estabilidad lateral a partir de datos históricos y fotografías aéreas.

- Evaluación de la respuesta del río ante la construcción del embalse y la deforestación de la cuenca, acorde con modelos conceptuales como la Balanza de Lane.

Aunque Ochoa (2011) incluye la evaluación de la estabilidad vertical, esta no se consideró para el tramo de análisis del río Magdalena, debido a la ausencia de secciones transversales históricas que exigen el monitoreo sistemático por largos periodos de tiempo.

Para determinar la resistencia relativa a la erosión de las geoformas que conforman el cauce del río Magdalena se aplicó la clasificación propuesta por (Vargas, 2012), utilizando como variable de entrada las geoformas previamente identificadas y delimitadas (ver Tabla 1). Los resultados fueron plasmados mediante cartografía, con ArcGIS en una escala de colores según la susceptibilidad de los suelos a la erosión.

Finalmente, se realizó una visita de campo a las zonas urbanas que colindan con el río en el tramo de estudio (Neiva, Natagaima, Aipe, Villavieja y Fortalecillas) para realizar un registro fotográfico de afectación sobre obras de infraestructura, enfocando la observación a procesos morfológicos como socavación, agradación o migración de lecho.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este tramo, el río Magdalena tiene un cauce aluvial con taludes y lecho compuesto por material transportado por el mismo flujo, ello permite que el río tenga libertad para alterar sus dimensiones, pendiente, patrón y forma. Morfológicamente, el río alterna tramos sinuosos con canal simple, tramos trenzados con presencia de islotes de gran tamaño y tramos con presencia de canales de estiaje. Su sinuosidad es 1.37, y las geoformas predominantes son barras de punta, playones, canales de estiaje y terrazas, con pocos meandros abandonados.

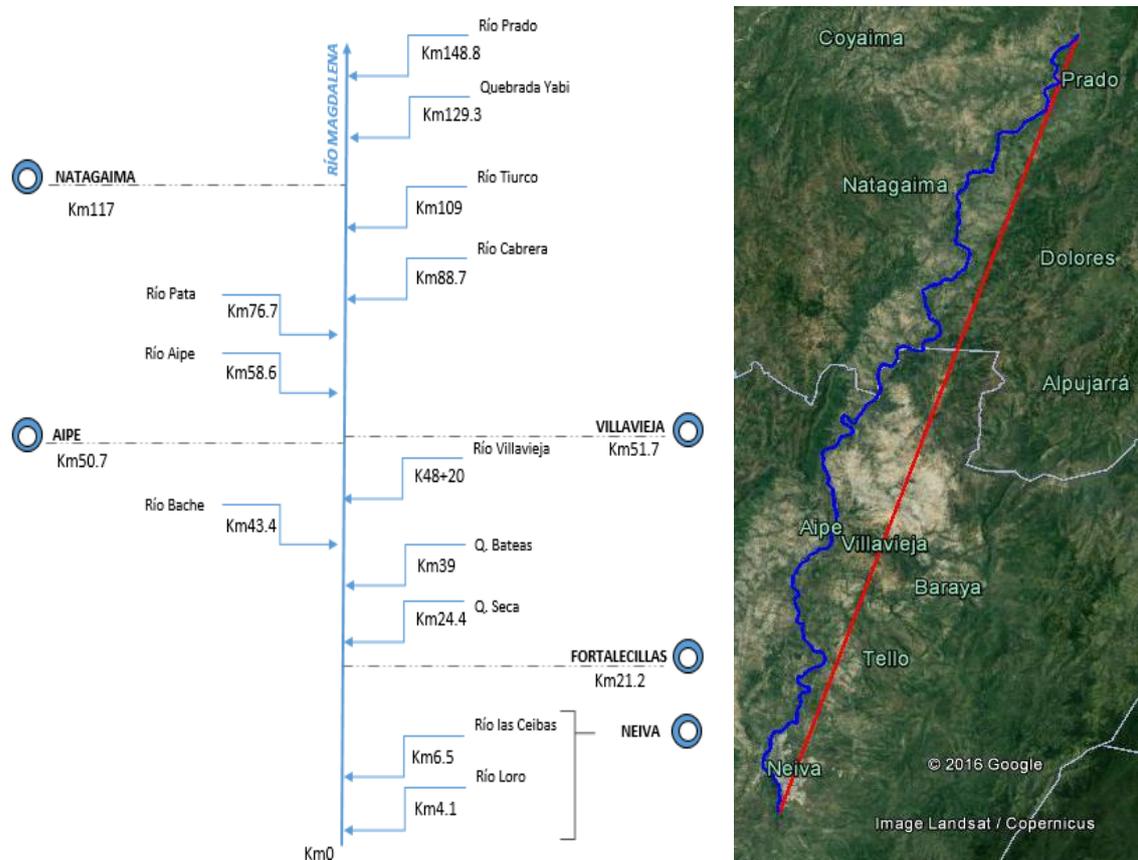


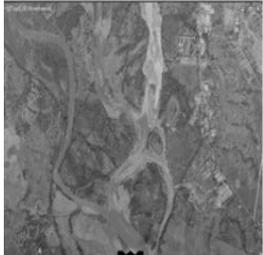
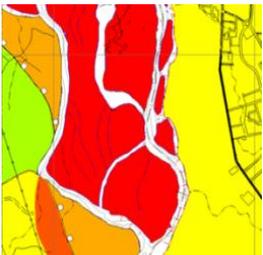
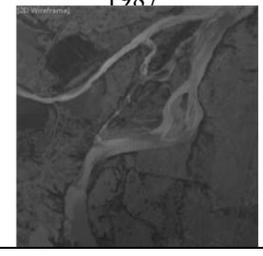
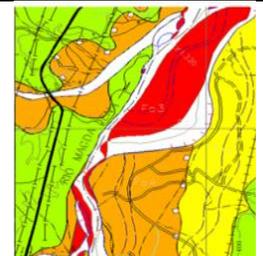
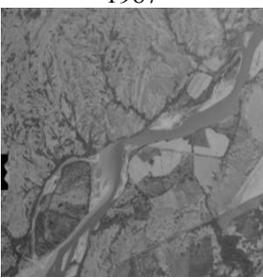
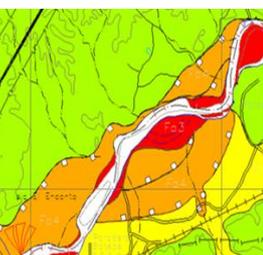
Figura 4. Esquema del área de estudio y medición de sinuosidad con imagen de Google Earth

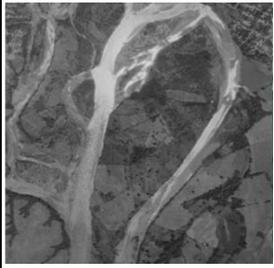
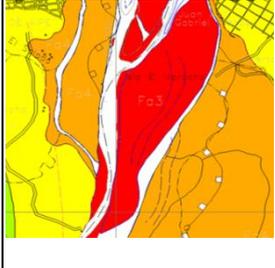
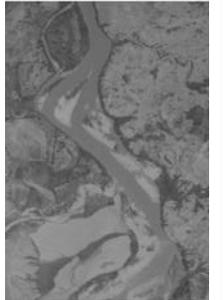
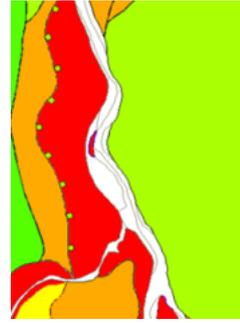
En consecuencia, adoptando los patrones de cauces propuestos por Culbertson (Rodríguez, 2010) el río Magdalena se puede clasificar como un río trenzado tipo T4, caracterizado por la presencia de canales trenzados con barras de punta e islas con vegetación densa, sinuosidad menor a 1.5, bancos bajos no cohesivos, pocos o inexistentes meandros abandonados, sin diques naturales y con transporte mixto de sedimentos (suspensión y fondo).

De acuerdo con el análisis multitemporal, entre Neiva y Villavieja se identifica el abandono de canales de estiaje, dando lugar a un solo canal principal, así mismo, antiguas geoformas al interior del cauce son erosionadas y reemplazadas por barras de sedimentos y playones que se encontraban cubiertos por la lámina de agua, adicionalmente, geoformas que originalmente demostraban frecuentes inundaciones y vegetación incipiente, hoy en día están cubiertas por vegetación, proceso asociado a la ocurrencia de inundaciones menos frecuentes que permiten la consolidación de la cobertura vegetal. En cuanto al alineamiento en planta, se observa una reducción de la sinuosidad ocasionando, consecuentemente, una pendiente más pronunciada y el cambio de transporte de sedimento en suspensión hacia el transporte mixto (suspensión y fondo).

En conjunto, estos hallazgos permiten determinar un proceso de incisión de lecho en el río Magdalena entre los municipios de Neiva y Villavieja, que concuerda a la luz de la Balanza de Lane, con la respuesta de un lecho aluvial ante el cambio en la carga de sedimentos producto de la construcción y operación de un embalse hacia aguas arriba, condición que altera el equilibrio del río e induce procesos dinámicos (agradación, incisión, migración lateral) en búsqueda de una nueva condición de equilibrio (ver Tabla 3).

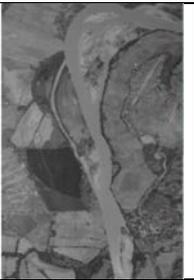
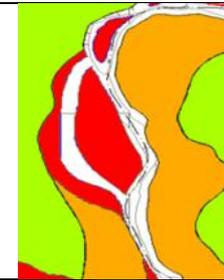
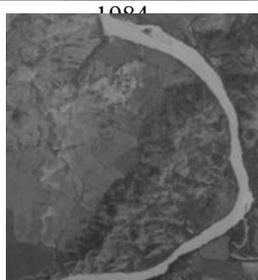
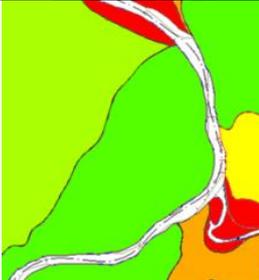
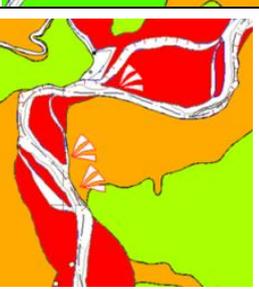
Tabla 3.- Caracterización y análisis multitemporal del río Magdalena entre Neiva y Villavieja

Fotografía Aérea	Imagen Satelital	Susceptibilidad a la erosión	Descripción
1987 	2016 		km 4.14 – km 24.4 INCISIÓN DE LECHO Antiguas barras de sedimento desaparecen y canales de estiaje dentro de la isla se secan, algunos playones son cubiertos por vegetación y las barras tienden a ser más alargadas. Los cambios se producen dentro del lecho y no en los costados.
1987 	2016 		km 43.4 – km 48.2 MIGRACIÓN LATERAL El canal principal migró de la margen derecha hacia la izquierda, ocasionando la aparición de vegas de inundación y barras de sedimento que obstruyen el flujo hacia el canal derecho, un alineamiento más recto y con pendiente más pronunciada.
1987 	2016 		km 43.4 – km 48.2 INCISIÓN DE LECHO Y MIGRACIÓN LATERAL Se deseca el canal de estiaje de la margen izquierda, consolidando un único canal de menor sinuosidad. El río se desplaza hacia la izquierda socavando un antiguo playón, así mismo las antiguas geoformas son cubiertas por la vegetación.

<p>1987</p> 	<p>2016</p> 		<p>km 48.2 – km 58.6 INCISIÓN DE LECHO Y MIGRACIÓN LATERAL La migración lateral ha ocasionado un flujo más perpendicular al área urbana de Villavieja generando socavación de orillas. Han desaparecido barras de sedimento, la sección del canal de estiaje derecho ha disminuido, consolidando un único canal principal.</p>
			<p>km 58.6 – km 76.7 INCISIÓN DE LECHO Y MIGRACIÓN LATERAL El cauce paso de un alineamiento sinuoso a recto, las barras de sedimento de la margen izquierda, posicionadas sobre suelos más erosionables, desaparecieron y fueron cubiertas por vegetación. Este nuevo alineamiento genera mayor pendiente y mayor capacidad de arrastre de sedimentos.</p>

En contraste, aguas abajo entre los ríos Villavieja y Prado, predomina la migración lateral, sugiriendo la recuperación progresiva de la carga de sedimentos, producto tanto de los aportes de sus afluentes como de la socavación de lecho y taludes (ver Tabla 4).

Tabla 4.- Caracterización y análisis multitemporal del río Magdalena entre los ríos Villavieja y Prado

Fotografía Aérea	Imagen Satelital	Susceptibilidad a la erosión	Descripción
			<p>km 76.7 – km 88.7 MIGRACIÓN LATERAL Predominan suelos con alta susceptibilidad a la erosión, dando lugar a la formación de nuevos canales de estiaje y barras de sedimento con vegetación incipiente, así como desplazamiento lateral y alineamiento del canal principal más sinuoso.</p>
<p>1984</p> 	<p>2016</p> 		<p>km 88.7 – km 109.0 ESTABILIDAD MORFOLOGICA No se observan cambios significativos producto de la alta resistencia relativa a la erosión, asociados a la aparición de una terraza alta, que constituye un control estructural del río Magdalena.</p>
<p>1984</p> 	<p>2007</p> 		<p>km 88.7 – km 109.0 MIGRACIÓN LATERAL En contraste, al pasar la zona de control estructural, aparecen suelos con alta susceptibilidad a la erosión, permitiendo la aparición de playones y barras de sedimento, y el aumento del islote; dando lugar a dos canales claramente definidos.</p>

Acorde con las geoformas identificadas, se aplicó la clasificación formulada por Vargas (2012), y se obtuvo el mapa de resistencia relativa a la erosión fluvial para el río Magdalena entre la ciudad de Neiva y la confluencia con el río Prado (ver Figura 5).

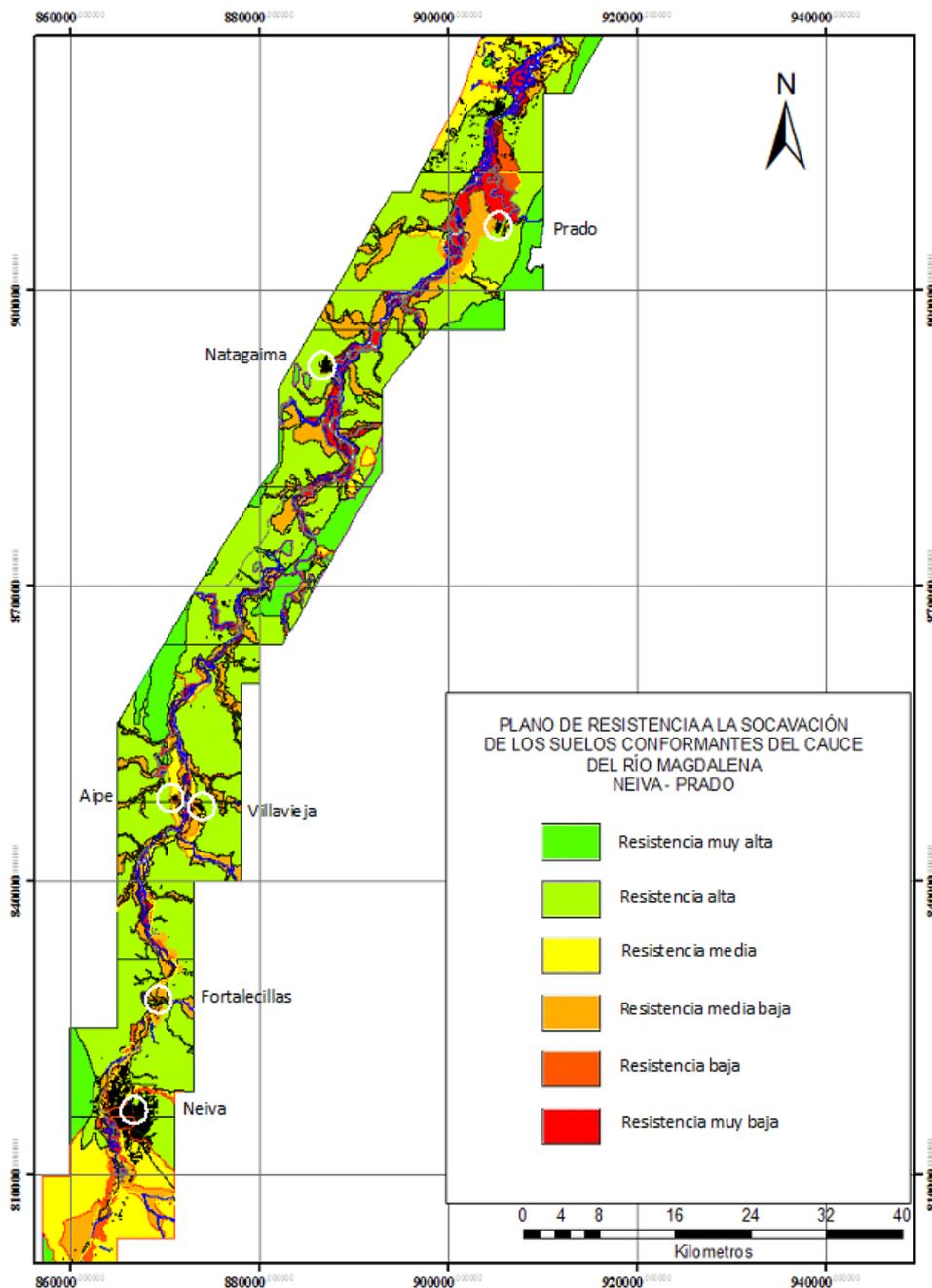


Figura 5.- Reclasificación de geformas del río Magdalena según su resistencia relativa a la erosión en el tramo Neiva – Prado

El análisis multitemporal permitió cuantificar la longitud de orillas desplazadas por socavación, y compararlas con la resistencia relativa de la geforma correspondiente. Como resultado se observa que el 70% de las bancas socavadas corresponden a suelos de resistencia muy baja a la erosión, seguidas por aquellas geformas con resistencia media baja, según se muestra en la Tabla 5, condición verificada con visitas de campo en Neiva, Fortalecillas, Aipe y Villavieja.

Tabla 5.- Análisis de socavación en bancas del río Magdalena según su resistencia relativa a la erosión en el tramo Neiva - Prado

Resistencia	Longitud de Banca [km]	Banca socavada		Presencia socavación [%]
		[km]	[%]	
Muy alta	12.00	0.00	0.0	0.0

Alta	40.25	0.78	1.9	1.2
Media	19.41	4.88	25.1	7.8
Media baja	99.90	12.69	12.7	20.2
Baja	6.76	0.40	5.9	0.6
Muy baja	121.36	43.96	32.6	70.1
TOTAL	299.68	62.71	20.9	100.0

En contraste, los suelos con resistencia muy alta no presentan erosión alguna, demostrando de esta forma una relación directa entre la probabilidad de desplazamiento lateral por socavación y la resistencia relativa de los suelos. Esta condición permite anticipar futuras afectaciones sobre obras de infraestructura y centros poblados, y por tanto, la necesidad de obras de estabilización.

Vale la pena mencionar que los suelos con baja resistencia a la erosión tan solo representan el 5.9 % del total de las bancas, considerando tanto la margen izquierda como la derecha, por tanto, la longitud de bancas con presencia de socavación en suelos con baja resistencia representan menos del 1% del total debido a la poca presencia de esta última categoría a lo largo del tramo.

Los resultados obtenidos guardan correlación con las formaciones geológicas existentes en este sector de la cuenca del río Magdalena, propias del Cuaternario, con edades recientes de no más de 60 millones de años; y de origen fluvial, predominando los depósitos inconsolidados de origen sedimentario, que son bastante susceptibles a cambios por erosión y socavación.

El reconocimiento de campo en áreas urbanas próximas al río Magdalena incluyó la visita a las alcaldías municipales para indagar por posibles afectaciones asociadas a la dinámica fluvial. Al respecto en el municipio de Natagaima se reportó la construcción de obras de contención y disipación de energía para proteger la bocatoma y estación de bombeo de un distrito de riego, obras que posteriormente fueron destruidas parcialmente por el río Magdalena (ver Figura 6).



Figura 6.- Estructura de contención para protección de una estación de bombeo (Natagaima, Tolima)

Por su parte, en el municipio de Aipe se observó la ocupación del antiguo cauce del río Magdalena por viviendas y actividades agrícolas. De acuerdo con la alcaldía de este municipio, en el Plan de Ordenamiento Territorial, estas zonas se zonifican con riesgo por inundación y en anteriores periodos invernales varias fincas y cultivos se han inundado, sin embargo, la población no acepta ser reubicada. En este caso, se puede afirmar que considerando la baja resistencia a la erosión de las geoformas más próximas al área urbana de Aipe, aunque el canal de estiaje se ha reducido considerablemente, es posible que a futuro el río cambie hacia esta margen y en consecuencia debe evitarse el emplazamiento de infraestructura vulnerable a la socavación, privilegiando la conservación ambiental y los cultivos transitorios (ver Figura 7).



Figura 7.- Cambio en el alineamiento del río Magdalena en el municipio de Aipe entre 1987 y 2016
Fuente: Google Earth.

En el municipio de Villavieja se identifica la mayor afectación por socavación del río Magdalena, ocasionando el deterioro de viviendas, obras de alcantarillado público y el cementerio municipal. Según información de la oficina de planeación municipal se cuenta con un Plan de Contingencia y se está planeando el traslado de varias viviendas y el cementerio, actualmente localizado cerca de zonas de alta susceptibilidad. Así mismo se identifica la posible afectación de un sendero peatonal recientemente remodelado. Durante la visita se observó la exposición de las raíces de los árboles por socavación, anticipando el colapso de estos árboles por pérdida de soporte (ver Figura 8).



Figura 8.- Socavación de bancas en el municipio de Villavieja, con exposición de raíces y cambios diferenciales en la pendiente del talud

En el municipio de Neiva se visitaron los dos puentes vehiculares localizados sobre el cauce del río Magdalena, sin evidencia de afectación alguna por socavación o incisión de lecho. En este mismo sentido, durante la visita al corregimiento de Fortalecillas no se evidencian afectaciones importantes del río sobre las bancas o las estructuras rivereñas, correspondiendo con el análisis elaborado previamente, según el cual los suelos del cauce cercanos a esta población se encuentran en un rango de resistencia media y alta a la erosión.

En cuanto al cambio de proceso fluvial a la altura de Villavieja, sector en el cual el río Magdalena pasa progresivamente de incisión de lecho a migración lateral, se puede afirmar que la respuesta experimentada por el río corresponde con los procesos fluviales descritos por Laverde y Franco (2016) y Restrepo (2015). Por una parte, Restrepo (2015) muestra que el cambio del uso del

suelo en la cuenca, en donde las hectáreas de bosque nativo fueron reemplazadas por cultivos y campos abiertos para la ganadería, ha contribuido de manera proporcional a la erosión de la misma y el aumento de la carga sólida del río. Mientras que los estudios del impacto de la hidroeléctrica Betania desarrollados por Laverde y Franco (2016), demostraron una reducción de hasta el 71% en el transporte de sedimentos. Estas conclusiones aunque a primera vista parecen contradictorias, en realidad deben interpretarse como complementarias, en tanto el embalse efectivamente ha reducido la carga sólida del río, desencadenando un proceso de incisión de lecho, el cual es compensado progresivamente hacia aguas abajo con el aumento en aportes de afluentes como el río Fortalecillas.

Por tanto, la dinámica fluvial observada en el río Magdalena se sustenta en el intento natural del río por alcanzar el balance entre caudal sólido y líquido a través de procesos de socavación de fondo o incisión de lecho, generando una serie de cambios en su morfología, como por ejemplo antiguas geoformas al interior del cauce son erosionadas y reemplazadas por barras de sedimentos y playones que se encontraban cubiertos por la lámina de agua, también se observó que varios canales de estiaje redujeron su sección y caudal, geoformas que originalmente demostraban frecuentes inundaciones hoy en día están cubiertas por vegetación y finalmente algunas bancas muestran como el nivel del flujo descende con el paso del tiempo y va abriéndose paso en un alineamiento más recto y con pendiente más pronunciada.

CONCLUSIONES

Hay alta correlación entre la erosión fluvial, la geomorfología y la dinámica fluvial del río Magdalena entre la ciudad de Neiva y el río Prado, de forma que los suelos con menor resistencia relativa (resistencia muy baja) a la erosión son los que más han permitido la migración lateral del cauce, siendo estos los que componen un 70% de las bancas socavadas. Las geoformas asociadas a esta clasificación incluyen barras de sedimento, playas y vegas de inundación.

La dinámica fluvial demuestra el predominio de socavación de fondo y de las bancas a escala regional, proceso conocido como incisión de lecho, asociado a la reducción de carga sólida por retención de los mismos en el embalse de Betania. Morfológicamente este proceso se evidencia en la desaparición de canales de estiaje, ocasionada por la profundización del cauce, la propagación de la vegetación sobre antiguas geoformas y la transición hacia un alineamiento más recto y con mayor capacidad de transporte de sedimentos.

En el tramo Villavieja - Prado, los procesos destacados son socavación de bancas y migración lateral, indicando una recuperación de la carga sólida que puede ser la causa de las incisiones en el lecho aguas arriba, o por aportes de afluentes degradados por deforestación.

La alteración del equilibrio entre el caudal líquido y la carga sólida del río Magdalena está afectando tanto obras de infraestructura como el uso del suelo en los municipios rivereños, particularmente en Natagaima, Aipe y Villavieja, resultando necesario incorporar escenarios de dinámica fluvial en los instrumentos de ordenamiento territorial y de gestión del riesgo de dichos municipios.

Se concluye que el uso de fotografías aéreas e imágenes satelitales, en combinación con los criterios utilizados para analizar la dinámica fluvial, permiten determinar la resistencia relativa a la erosión, en un tiempo y costo inferior respecto a metodologías como: la toma y posterior análisis de laboratorio de las muestras del suelo inalteradas. Así mismo, la determinación de la resistencia relativa a la erosión se constituye en insumo importante para analizar la dinámica fluvial ante alteraciones antrópicas como la construcción de presas o la deforestación de la cuenca.

REFERENCIAS

Laverde, L., and Franco, A. (2016). Evaluación del impacto de los embalses por retención de sedimentos sobre la morfología del cauce del río Magdalena. Universidad de la Salle, Bogotá.

- Ochoa, T.** (2011). *Hidráulica de ríos y procesos morfológicos*. Bogotá, Colombia: Ecoe Ediciones.
- Restrepo, J. D.** (2015). “El impacto de la deforestación en la erosión del río Magdalena (1980-2010)”. *Revista Académica Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales* No 39. 2015, pp 250-267.
- Rodríguez, H. A.** (2010). *Hidráulica Fluvial, fundamentos y aplicaciones. Socavación*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rocha, F. A.** (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Sánchez, J. G.** (1996). *Sedimentación en Embalses*. En J. Gracia Sánchez, & J. A. Maza Álvarez, *Manual de Ingeniería de Ríos (Capítulo 18)*. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Schumm, A. A.** (1985). “Patterns of Alluvial Rivers”. *University of Iowa. Rev. Earth Planet. Sci.* 1985, pp 5-27.
- Simons, D., Lagasse, P., & Richardson, E.** (2001). *River Engineering for Highway Encroachments, Highways in the River Environment*. Hydraulic Design.
- Vargas, G.** (2012). “Geología, Geomorfología y Dinámica Fluvial Aplicada a Hidráulica de Ríos”. *Paper presented at the XX Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología*, Barranquilla, Colombia.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ANÁLISIS DE FORMAS DE FONDO SIMULADAS EN UN RÍO DE AGUAS
POCO PROFUNDAS**

Santiago Ochoa¹, Teresa Reyna², Marcelo García³, Horacio Herrero⁴, Ana Heredia⁵ y José Manuel Díaz⁶

*Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina
¹saog2105@hotmail.com, ²teresamaria.reyna@gmail.com, ³cgarcia2mjc@gmail.com, ⁴hsherrero@yahoo.com.ar,
⁵aheredil@hotmail.com, ⁶jmdiazlozada@gmail.com*

RESUMEN:

Los fenómenos en flujos con superficie libre que ocurren en la naturaleza son de una complejidad tal que difícilmente pueden ser resueltos con métodos analíticos exactos. Por este motivo se busca aplicar modelos y simulaciones con la utilización de técnicas experimentales y numéricas que permitan la determinación de las variables que caracterizan el flujo en ríos. Dentro del contexto de aplicar técnicas matemáticas y numéricas para describir y analizar el comportamiento hidráulico de cauces naturales, se planteó el desafío de la simulación de la hidrodinámica tridimensional con procesos de transporte de sedimentos en un tramo de río en la provincia de Córdoba, Argentina. El estudio se centra en el tramo medio del río Tercero o Ctalamochita ubicado en la localidad de Villa María al sur-este de la provincia. La densidad espacial y temporal de los resultados simulados de la morfología fluvial, permiten plantear como innovación de este trabajo el de emplear metodologías de análisis espectral en base a la transformada discreta de Fourier y curvas wavelets tipo Morlet para describir las escalas dominantes de las señales de formas de fondo estimadas.

ABSTRACT:

The phenomena in flows with free surface that occur in nature are of such a complexity that they can hardly be solved with exact analytical methods. For this reason, it is sought to apply models and simulations with the use of experimental and numerical techniques that allow the determination of the variables that characterize the flow in rivers. Within the context of applying mathematical and numerical techniques to describe and analyze the hydraulic behavior of natural channels, the challenge raised of the simulation of three-dimensional hydrodynamics with sediment transport processes in a stretch of river in the province of Córdoba, Argentina. The study focuses on the middle section of the Tercero or Ctalamochita River located in the town of Villa María in the south-east of the province. The spatial and temporal density of the simulated results of fluvial morphology make it possible to propose as an innovation of this work the use of spectral analysis methodologies based on the discrete Fourier transform and Morlet wavelet curves to describe the dominant scales of the forms bed estimated.

PALABRAS CLAVES: *Aguas Poco Profundas, Procesos Tridimensionales, Análisis Espectral.*

INTRODUCCIÓN

La solución numérica de las variables de flujo y transporte de sedimentos en canales, ríos y áreas costeras son todavía un desafío para las ramas de investigación relacionadas a la ingeniería hidráulica; esto debido a la importancia física de los procesos de erosión y deposición de partículas en un flujo natural.

Dentro del contexto de aplicar técnicas matemáticas y numéricas para describir y analizar el comportamiento hidráulico de cauces naturales, se planteó el desafío de la simulación de la hidrodinámica tridimensional con procesos de transporte de sedimentos en un tramo de río en la provincia de Córdoba, Argentina. El estudio se centra en el tramo medio del río Tercero o Ctalamochita ubicado en la localidad de Villa María al sur-este de la provincia.

OBJETIVOS Y ANTECEDENTES

El objetivo principal de esta investigación, es realizar un análisis estadístico de las dimensiones dominantes de las formas de fondo simuladas en un modelo hidrodinámico tridimensional acoplado con procesos de transporte de partículas; la simulación numérica de las variables será aplicada a un río de aguas poco profundas y con pendiente de fondo correspondiente a la de un cauce de planicie, como lo es el río Tercero en su paso por la ciudad de Villa María. El modelo SSIIM será aplicado para calcular las variables de flujo y transporte de sedimentos en el dominio seleccionado.

En los últimos años, modelos numéricos tridimensionales han sido desarrollados para el cálculo de variables de flujo y transporte de sedimentos. Un modelo de flujo con superficie libre puede ser resuelto con las ecuaciones tridimensionales de Navier Stokes promediadas por Reynolds con modelos de cierre de la turbulencia de dos ecuaciones ($K - \varepsilon$). Los módulos de transporte de sedimentos están compuestos por modelos cuasi-empíricos de carga en suspensión y carga de fondo. El transporte de las partículas de sedimentos en suspensión puede ser simulado a través de la ecuación general de advección-difusión con expresiones empíricas que representan la velocidad vertical de caída de las partículas. La evolución de la morfología del cauce puede ser simulada a partir de la ecuación general del balance de masa. Metodologías empíricas para el cálculo de la carga de sedimento de fondo y la interacción con la carga en suspensión han sido implementadas en base a estudios realizados por Meyer-Peter y Müller (1948), Einstein (1950), Engelund y Fredsøe (1976), van Rijn (1984) o Wong y Parker (2006); por nombrar algunas metodologías.

La densidad espacial y temporal de los resultados simulados de la morfología fluvial, permiten plantear como innovación de este trabajo el de emplear metodologías de análisis espectral en base a la transformada discreta de Fourier y curvas wavelets tipo Morlet para describir las escalas dominantes de las señales de formas de fondo estimadas. Identificar las escalas dominantes de formas de fondo mediante las técnicas de análisis espectral permitirá establecer la variabilidad en tiempo y espacio de la morfología fluvial y cuantificar la influencia de las distintas escalas de formas de fondo en el campo de flujo y en la resistencia que ejercen las fronteras sólidas sobre la corriente. Como hipótesis se plantea que en un cauce de aguas poco profundas, los procesos hidrodinámicos relacionados con las formas de fondo tendrían características tridimensionales.

MATERIALES Y MÉTODOS

Simulación Numérica:

El esquema de cálculo seleccionado es el basado en el modelo SSIIM (Sediment Simulation In Intakes with Multiblock Option). SSIIM es una herramienta de mecánica de fluidos computacional para la simulación de variables de flujo tridimensional y transporte de sedimentos en flujos con superficie libre. El software es de libre distribución y tiene algunas librerías en código abierto para el desarrollo de metodologías de cálculo (Olsen, 2014).

El modelo SSIIM calcula las variables del flujo con las ecuaciones tridimensionales de Navier Stokes promediadas por Reynolds, que son resueltas con un modelo de cierre de la turbulencia $K - \varepsilon$:

$$\frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_j} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}_j \bar{u}_i + \bar{u}_j \bar{u}_i)}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad [2]$$

$$\frac{\partial K}{\partial t} - \bar{u}_j \frac{\partial K}{\partial x_j} = -\frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \frac{\nu_t}{\sigma_K} \frac{\partial K}{\partial x_j} \right\} + E_T - \xi \quad [3]$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} - \bar{u}_j \frac{\partial \xi}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \frac{\nu_t}{\sigma_K} \frac{\partial \xi}{\partial x_j} \right\} + C_1 \frac{\xi}{K} E_T - C_2 \frac{\xi^2}{K} \quad [4]$$

Donde las ecuaciones [1], [2], [3] y [4] están escritas en forma tensorial y representan la ecuación de conservación de la masa, las ecuaciones de conservación del momento para las tres direcciones del eje cartesiano ($x - y - z$), la ecuación de cierre de la difusión molecular de la turbulencia y la ecuación de cierre de la disipación de la energía cinética turbulenta. En las ecuaciones presentadas, \bar{u}_j representa las variables de velocidad promedio en las tres direcciones ($\bar{u}_1 = u, \bar{u}_2 = v, \bar{u}_3 = w$), x_j representan las coordenadas de los ejes tridimensionales ($x_1 = x, x_2 = y, x_3 = z$), ∂t el paso de tiempo, \bar{u}_j las fluctuaciones de la velocidad debidas a la turbulencia del flujo, ρ la densidad del agua, $\partial \bar{p}$ el término de la presión piezométrica del flujo, ν la viscosidad cinemática del agua, K la energía cinética turbulenta del flujo, ν_t la viscosidad cinemática debida a los vórtices, σ_K el coeficiente de Schmidt, E_T la tasa de producción de energía cinética turbulenta desde el flujo debido a su interacción con los esfuerzos de Reynolds, ξ la tasa de disipación de la energía cinética turbulenta, C_1 y C_2 son constantes empíricas que presentan valores calibrados de aproximadamente $C_1 = 1.44$ y $C_2 = 1.92$ (García y Niño, 2003).

El modulo hidrodinámico del modelo SSIIM resuelve las ecuaciones de Navier Stokes promediadas por Reynolds con un modelo de cierre de la turbulencia $K - \varepsilon$ usando el método de volúmenes finitos con un esquema de cálculo SIMPLE. El planteamiento principal del método SIMPLE es calcular un valor de presión inicial y con el error en la continuidad obtener una ecuación para la corrección del campo de presiones, con las variables corregidas se procederá al cálculo de las otras incógnitas del sistema. Cuando esta corrección vinculada al campo de presión del flujo es adherida, la ecuación de continuidad es satisfecha (Olsen, 2012).

Para la simulación del transporte de sedimentos de carga en suspensión se tomó en cuenta el modelo de la ecuación de transporte o ecuación de advección-difusión (García, 2008):

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + (\bar{w} - v_s) \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} = -\frac{\partial \bar{u}\bar{c}}{\partial x} - \frac{\partial \bar{v}\bar{c}}{\partial y} - \frac{\partial \bar{w}\bar{c}}{\partial z} \quad [5]$$

En la ecuación [5], \bar{c} representa la concentración del sedimento en suspensión y $\bar{u}_i \bar{c}$ son términos que representan las fluctuaciones de la concentración del sedimento por la turbulencia del flujo. Para la discretización de los términos difusivos-convectivos de las ecuaciones [1], [2], [3], [4] y [5] se tomó en cuenta el esquema de volúmenes finitos de primer orden con ley potencial (POW) y para los términos temporales se tomó en cuenta el esquema implícito de Euler de primer orden (Patankar, 1980).

La expresión para la estimación del transporte de sedimentos de fondo se basó en estudios previos presentados por Van Rijn (1984):

$$q^* = 0.053 \frac{\tau_s^* - \tau_c^*}{D^{*0.3}} \quad [6]$$

Donde en la ecuación [6], τ_s^* el esfuerzo cortante superficial de las partículas, τ_c^* el esfuerzo cortante crítico del flujo y D^* el diámetro adimensional de las partículas de sedimento. Con la expresión [6] del transporte de sedimentos de fondo se puede estimar la evolución de la morfología en el fondo del cauce, esto tomando en cuenta la ecuación de balance de masa del transporte de sedimentos:

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} = c_{\lambda_p} * \nabla \cdot u_{qb} \quad [7]$$

Donde en la ecuación [7], ∂z_0 es la diferencia en el fondo estimada por el transporte de sedimentos, $c_{\lambda_p} \approx 2$ es el valor de la porosidad relativa de las partículas de carga de fondo, $\nabla \cdot u_{qb}$ el flujo de transporte de sedimentos en el fondo.

Un enfoque totalmente desacoplado se aborda en la simulación de la hidrodinámica tridimensional con la evolución de la morfología fluvial tomando en cuenta el modelo SSIIM, esto asume que no hay interacción del flujo con la carga en suspensión, con la carga de fondo o con el nivel del fondo. El paso de tiempo morfológico, se utiliza para el cálculo del transporte de sedimentos en suspensión, el transporte de carga de fondo y la evolución de la morfología. Esta suposición es válida en casos donde la concentración de sedimentos en suspensión es tan diluida que no podrá alterar las condiciones de flujo. Este enfoque para SSIIM se refuerza aún más por el hecho de que en el modelo numérico la evolución de la morfología y los procesos de transporte de carga de fondo se calculan en términos de una capa de carga de fondo y no de partículas de sedimento individuales.

Transformada de Fourier:

La transformada de Fourier descompone la señal en elementos sinodales, cubriendo el rango de frecuencias que equivalen a la señal original (Torrence y Compo, 1998). La transformada discreta de Fourier, de una secuencia x_n está dada por:

$$\hat{x}_k = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x_n e^{-2\pi i k n / N} \quad [8]$$

Donde en la ecuación [8], x_n es una muestra de N puntos equidistantes a una distancia Δx de separación, i es la unidad imaginaria, k es el índice de la frecuencia y N es el periodo de la serie ajustada. Comúnmente, por el carácter simétrico de la transformada discreta de Fourier, el índice de frecuencia varía desde 1 hasta $M/2$.

La transformada discreta de Fourier descompone una señal en funciones seno y coseno que se denominan comúnmente funciones base de la transformada discreta de Fourier. El resultado de la transformada discreta de Fourier es un conjunto de números que representan amplitudes de las funciones base. Las funciones base son un conjunto de ondas seno y coseno con amplitud unitaria, se asigna a cada amplitud (el dominio de frecuencia) la onda seno o coseno adecuada (funciones base), el resultado es un conjunto de ondas de seno y coseno escaladas que se pueden añadir para formar la señal del dominio (Smith, 1999). A continuación en la ecuación [9] se presenta la transformada discreta de Fourier, de una secuencia x_n , definida con las funciones base:

$$\hat{x}_k = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x_n [\cos(2\pi k n / N) - i \sin(2\pi k n / N)] \quad [9]$$

En base a las ecuaciones [8] y [9], el espectro de energía de las fluctuaciones de la transformada discreta de Fourier de una señal finita se define como:

$$E_{tdf} = 2\Delta x (\hat{x}_k)^2 \quad [10]$$

Si $E_{tdf_{\max}}$ es el máximo valor del espectro de energía en una frecuencia determinada basada en la transformación discreta de Fourier de una muestra finita, se define el espectro de energía unitario como:

$$\bar{E} = \frac{E_{tdf}}{E_{tdf_{\max}}} \quad [11]$$

La metodología presentada, de la transformada discreta de Fourier, sufre un fenómeno conocido como fuga de energía, que ocurre en la estimación del espectro de energía relacionado con las frecuencias de la señal. Se han desarrollado técnicas con el objetivo de suprimir este fenómeno de fuga de energía, estas metodologías introducen una función del paso espacial o temporal que es igual a la extensión de la señal analizada, lo que permite disminuir los datos del historial y eliminar las discontinuidades al inicio y al final de un registro de baja frecuencia (Bendat y Piersol, 2000). Sin embargo, para un análisis en el que no sería apropiado definir una escala predeterminada, debido al amplio rango de frecuencias espaciales (como el caso de las formas de fondo estudiadas

en este trabajo), un método de localización de frecuencias dominantes que tiene escala independiente, como el análisis con curvas tipo wavelets, podría ser la solución (Catano-Lopera et al, 2009).

Análisis Discreto con Wavelets:

Para las señales que presentan múltiples escalas de variabilidad y frecuencia en el espacio o tiempo, puede ser de utilidad, un análisis localizado de transformaciones con curvas tipo wavelets para discriminar las geometrías dominantes de las variables analizadas (Singh et al, 2011). La transformación discreta con curvas tipo wavelet se define como la convolución del producto de la transformada inversa de Fourier (Catano-Lopera et al, 2009):

$$WT_{n(a,n)} = \sum_{k=0}^{N-1} \hat{x}_k \hat{\theta}^*(a\omega_k) e^{i\omega_k n \Delta x} \quad [12]$$

Donde en la ecuación [12], $WT_{n(a)}$ es la transformada discreta con curvas tipo wavelets; con una escala con valor a , n es un índice de la localización espacial, \hat{x}_k la amplitud de la transformada discreta de Fourier de una secuencia x_n , ω_k es la frecuencia angular y $\hat{\theta}^*$ es una versión proyectada-escalada de la función wavelet base. El sombrero y el asterisco de la función wavelet base $\hat{\theta}^*$ representan la parte real y compleja de la transformada discreta de Fourier de esta función (Torrence y Compo, 1998). La función de la familia de wavelets $\theta_{(a,n)}$ se define como:

$$\theta_{(a,n)} = \frac{1}{\sqrt{a}} \theta\left(\frac{n-n\Delta x}{a}\right) \quad [13]$$

En la ecuación [4.6], n es el valor del índice de localización proyectado de la señal analizada. La función de la familia de wavelets $\theta_{(a,n)}$ es un valor complejo y representa la familia de wavelets generada por traslaciones y dilataciones continuas de la función wavelet base. Se han desarrollado gran cantidad de familias de wavelets, que se adaptan a diferentes tipos de análisis, tal como lo es la función Morlet que se asocia con números complejos de funciones Gaussianas (Catano-Lopera et al, 2009). En estudios previos realizados por Gutierrez et al (2013), se presentó la discretización de las formas de fondo del río Paraná con la familia de wavelets tipo Morlet. El río Paraná presenta dimensiones de gran escala de la geometría del flujo, a continuación se presenta la función base Morlet para el análisis con wavelets:

$$\theta_{(\eta)} = \pi^{-1/4} e^{i\omega_0 \eta} e^{-\eta^2/2} \quad [14]$$

En la ecuación [14], η es el índice de localización adimensional y ω_0 es la frecuencia adimensional. La función wavelet tipo Morlet consiste en un plano de onda modulado por una función Gaussiana (Torrence y Compo, 1998).

Con la familia de wavelets definida, el espectro espacial de energía del análisis con curvas wavelets se define como:

$$|WT_{n(a)}|^2 = \sum_{k=0}^{N-1} WT_{n(a)} WT_{n(a)} \quad [15]$$

Para facilitar la comparación de los espectros de energía obtenidos con curvas wavelets, se los normaliza dividiéndolos por σ^2 ; en donde σ^2 representa la variancia asociada al espectro de energía de una señal de ruido blanco (Torrence y Compo, 1998). Esta normalización da una medida del espectro de energía relativa a una señal de ruido blanco. Una serie de ruido blanco es una señal aleatoria con densidad de la energía espectral plana que implican que las variaciones del fondo de un cauce natural son atribuida a procesos aleatorios, no pueden ser correlacionados, y por lo tanto, no tienen frecuencias dominantes a lo largo de la señal (Catano-Lopera et al, 2009).

El espectro de energía global basado en el análisis con curvas wavelets, se define como el espectro espacial de energía promediado sobre todo el espectro local de energía de la función wavelet (Torrence y Compo, 1998), a continuación se presenta su definición en forma discreta:

$$\overline{WT_n^2} = \frac{\Delta j \Delta x}{C_\delta} \sum_{j=j_1}^{j_2} \frac{|WT_{n(a_j)}|^2}{a_j} \quad [16]$$

En la ecuación [16], Δj es el intervalo en que cada conjunto de escalas a_j se divide sobre la función wavelet seleccionada (en la función Morlet $\Delta j = 0.6$), C_δ es una constante empírica de

utilidad en la reconstrucción de la parte real de la señal basada en la transformación con curvas wavelets (en la función Morlet $C_\delta = 0.776$) (Torrence y Compo, 1998). Los límites en la sumatoria, j_1 y j_2 , se refieren a los límites inferiores y superiores de las escalas que serán analizadas. El conjunto de escalas a_j tiene relación con la función wavelet seleccionada y conviene fraccionarla en potencias de 2:

$$a_j = s_0 2^{j \Delta j} \quad [17]$$

Donde en la ecuación [17], s_0 es la menor escala a resolver. La variable j varía tal que $j = 0, 1, \dots, J$, con la mayor escala a resolver definida por:

$$J = \Delta j^{-1} \log_2(N \Delta x / s_0) \quad [18]$$

Se recomienda tomar la menor escala del análisis con transformadas con curvas wavelets s_0 , como el doble del intervalo de los datos de la señal analizada (Catano-Lopera et al, 2009).

En la discretización de frecuencias dominantes en base a curvas wavelets de señales de morfología fluvial, se ha evidenciado que la función Morlet ha presentado eficiencia y resultados uniformes al analizar señales con periodicidades bajas; como lo son las formas de fondo tipo rizos y dunas presentados en el flujo de cauces naturales (Gutierrez et al, 2013). Por esta razón, se ha seleccionado la familia de wavelets Morlet para analizar las señales de formas de fondo simuladas en el río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi.

RESULTADOS

Se implementó, en el dominio del tramo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi de la ciudad de Villa María, la modelación tridimensional con SSIIM para simular la hidrodinámica del flujo con procesos de transporte de sedimentos. Se simuló 18 eventos en base a los caudales caracterizados con un instrumento ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) y que están en el rango de $9.64 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $121.22 \text{ m}^3/\text{s}$; los eventos seleccionados no presentan desborde o flujo en las riveras de inundación del cauce, y por lo tanto, no es necesario tomar en cuenta efectos de secado-mojado en el tramo analizado. A continuación, en la Figura 6 se presentan resultados de la velocidad media del flujo obtenidos de la caracterización con el instrumento ADCP y de la simulación con la herramienta de cálculo SSIIM:

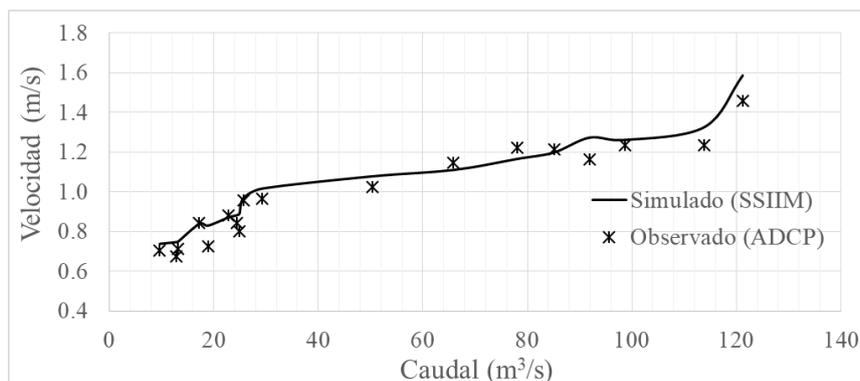


Figura 1.- Resultados de la velocidad media observada y simulada en el flujo del río Tercero a 10 metros del puente Juan Bautista Alberdi de la ciudad de Villa María.

Los resultados presentados en la Figura 1 corresponden a una sección de control localizada a 10 metros del puente Juan Bautista Alberdi y se puede observar una tendencia aceptable de los resultados de velocidad media simulada en SSIIM, en contraste, con los datos medidos mediante un instrumento ADCP. El error máximo al comparar las series es menor al 15% que corresponde al evento con caudal de $18.89 \text{ m}^3/\text{s}$ y se tiene un error promedio cercano al 6% de los valores calculados frente a los observados en prototipo. A continuación en la Figura 2 se presenta un esquema de áreas coloreadas que representan la velocidad media simulada en la superficie del flujo del tramo del río Tercero para el evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$:

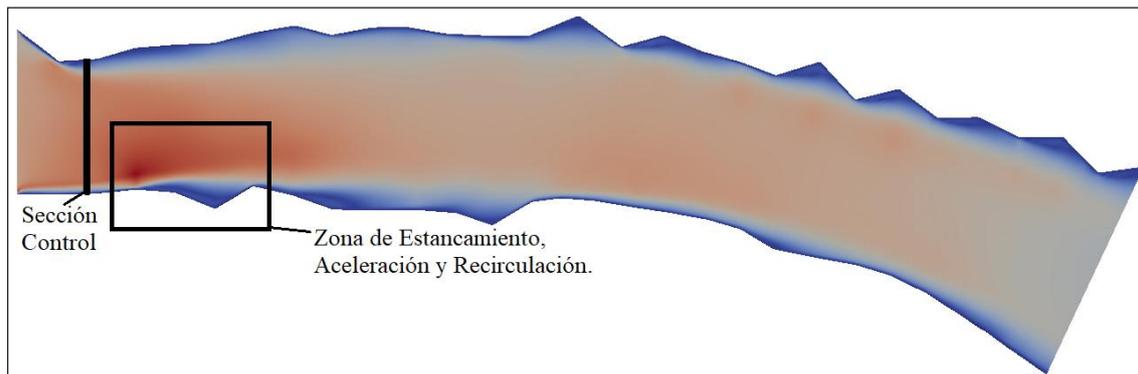


Figura 2.- Esquema de áreas coloreadas que representan la velocidad media superficial del flujo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi para un evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la Figura 2 se observan zonas de estancamiento y aceleración en el flujo ubicadas en las cercanías de los márgenes de río Tercero simulado y estos fenómenos, que representan la variabilidad del flujo medio; son atribuidos principalmente a la interacción del fluido con las fronteras sólidas y a las irregularidades en la batimetría del cauce. A continuación en la Figura 3 se presentan los resultados de transporte de sedimentos de fondo simulado y observado, representativos del tramo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi:

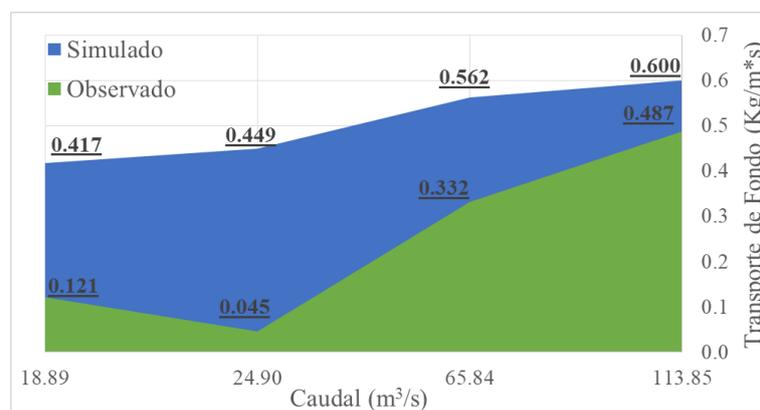


Figura 3.- Transporte de carga de sedimentos de fondo simulado en SSIIM y observado con ADCP en el flujo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi.

Como puede observarse en la Figura 3, el valor del transporte de carga de fondo promedio simulado en SSIIM se sobreestima si es contrastado con los datos de transporte de fondo estimados en base a mediciones con ADCP en el tramo del río Tercero analizado. En este punto es importante destacar, que la estimación del transporte de carga de fondo es una tarea con alto grado de incertidumbre debido a la naturaleza estocástica del movimiento del sedimento y a que el fenómeno se produce en forma de ondas de fondo, dunas y barras con una distribución variable en el tiempo y el espacio que genera aún más incertidumbre. También, es conocido que las diferentes expresiones para estimar el transporte de sedimentos de carga fondo en flujos con superficie libre tienen diferencias de varios ordenes de magnitud si son evaluadas con datos similares; inclusive, la variabilidad de la granulometría del material de lecho modifica en gran medida el valor estimado de transporte de carga de fondo tomando en cuenta una misma metodología de cálculo. Por lo expuesto en el párrafo previo, se puede plantear que los resultados de transporte de carga de fondo del río Tercero, presentados en la Figura 3, son una buena aproximación y con el mismo orden de magnitud que supone una validación satisfactoria de la metodología adoptada para su estimación. Las estimaciones del transporte de sedimentos se basaron en datos de la batimetría de fondo medida con ADCP (seguimiento de dunas) y en la simulación de la hidrodinámica tridimensional acoplada con procesos de transporte de sedimentos con el modelo SSIIM, donde se tomó en cuenta la formulación presentada por van Rijn (1984). A continuación en la Figura 4 se presenta el perfil en

la vertical del transporte de sedimentos que representa el flujo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi para un caudal de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$:

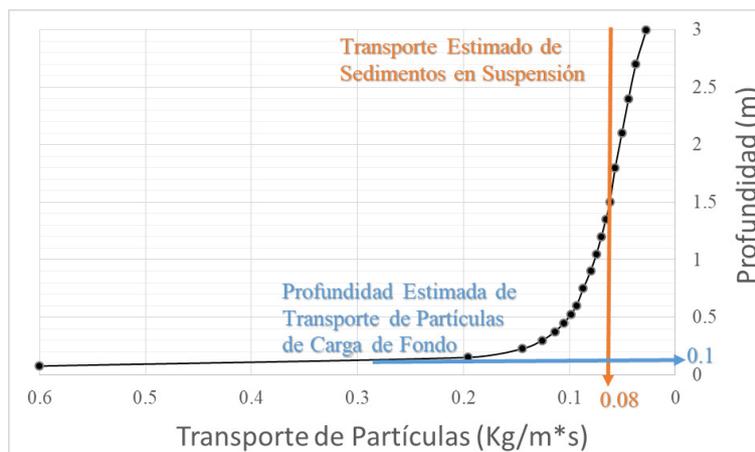


Figura 4.- Resultados del perfil de transporte de sedimentos simulado en SSIIM representativo al tramo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi para un evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

De los resultados presentados en la Figura 4, puede desprenderse que la mayor parte del transporte de partículas ocurre cerca del fondo, en un porcentaje mayor al 90% en contraste con la media de partículas que se mueven en la vertical en forma de carga en suspensión que está en el orden del 10% de la carga total de sedimentos. También en la Figura 10, se observa que la línea activa de transporte de sedimentos en el fondo se encuentra a aproximadamente a 10 centímetros del fondo del cauce para el evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$. A continuación en la Figura 5 se presentan las superficies sólidas que representa el fondo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi, antes y después de la simulación en SSIIM:

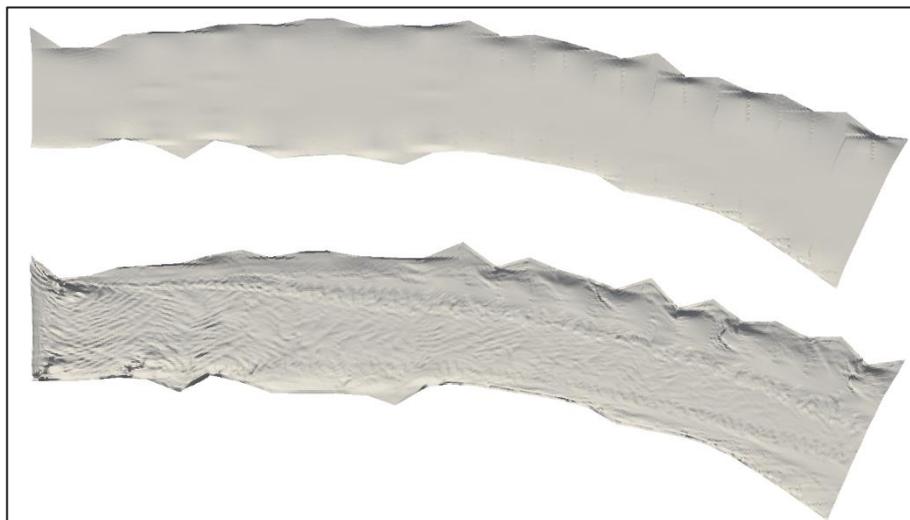


Figura 5.- Superficies sólidas que representan la morfología del tramo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi, antes y después de la simulación para un evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

La superficie sólida de la parte inferior de la Figura 5, representa la morfología fluvial después de la simulación en SSIIM. La estimación de la morfología para los eventos simulados con el modelo SSIIM, depende principalmente de las características de las partículas, de la estimación del transporte sedimentos, de las variables modeladas de la hidrodinámica fluvial, del régimen de flujo en las celdas cercanas al fondo y del tiempo de simulación; que fue de 20000 segundos con un paso de 20 segundos y 100 iteraciones para cada paso de tiempo. En forma transitoria las formas de fondo se desarrollan según la intensidad del flujo hasta alcanzar un estado de régimen, como se

observa a continuación en la Figura 6 de las señales longitudinales en el medio del tramo para el evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$:

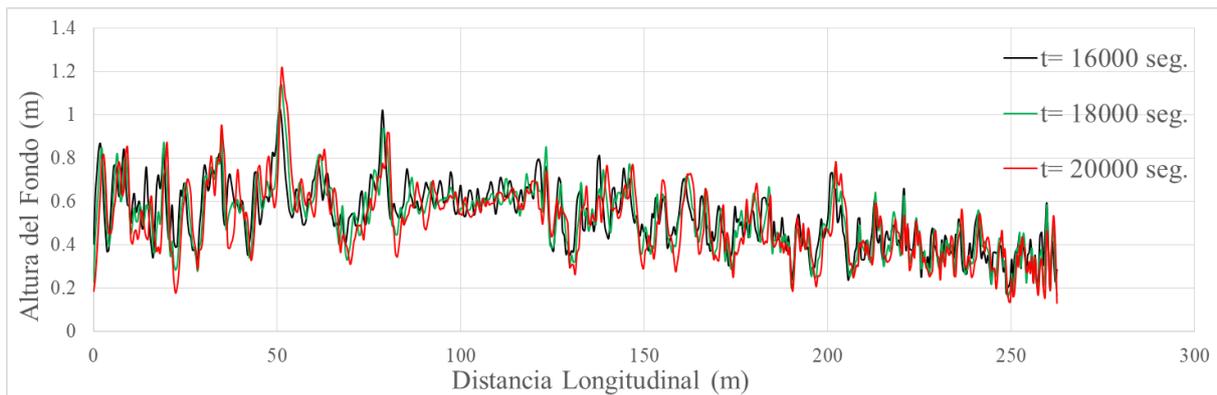


Figura 6.- Señales de la morfología fluvial simuladas con SSIIM del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi para un evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

La densidad espacial y temporal de los resultados simulados de la morfología fluvial, han permitido plantear como innovación de este trabajo el de emplear metodologías de análisis espectral en base a la transformada discreta de Fourier y curvas wavelets tipo Morlet para describir las escalas dominantes de las señales de formas de fondo estimadas y verificar la hipótesis de distribución tridimensional de la geometría del fondo del cauce. Se han procesado 21 señales unidimensionales de morfología fluvial simuladas en el tramo del río Tercero para el evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente al paso temporal de 20000 segundos y separadas uniformemente a una distancia aproximada de 1 metro, como se presenta a continuación en la Figura 7:

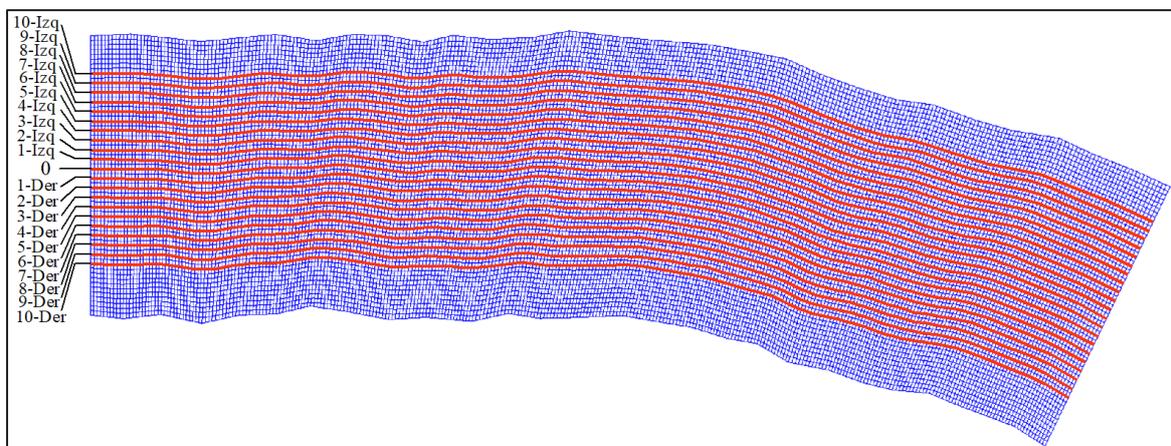


Figura 7.- Esquema de la señales unidimensionales de formas de fondo analizadas.

Se puede observar en la Figura 7 que las señales longitudinales de morfología fluvial han sido extraídas en dirección de las líneas de flujo en el tramo del río Tercero simulado. A continuación en la Figura 8 se presentan las 21 señales unidimensionales de morfología fluvial simuladas y proyectadas con pendiente nula y media cero, que corresponden al evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$:

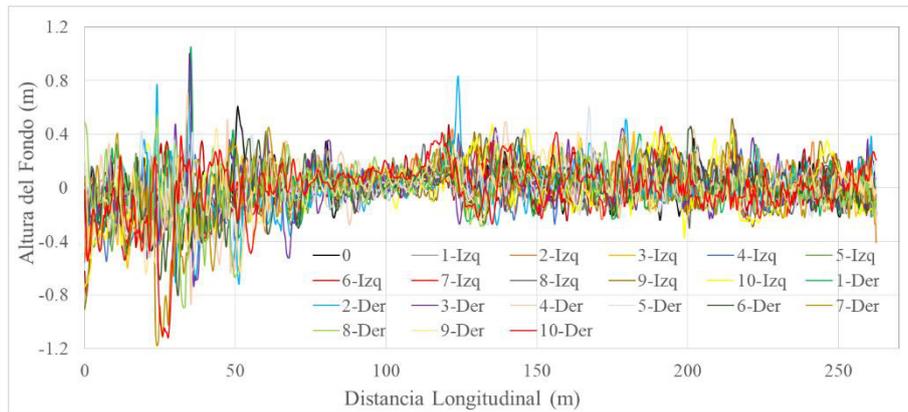


Figura 8.- Señales unidimensionales de formas de fondo simuladas en SSIIM, $Q=113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

De la Figura 8 se desprende que las 21 señales analizadas tendrían un orden de magnitud similar respecto a su comportamiento y dimensiones geométricas. A continuación en la Figura 9 se presenta el análisis de frecuencias con la transformada discreta de Fourier y con curvas wavelets tipo Morlet realizado sobre la señal “0” de la morfología fluvial en el tramo analizado para un evento de $113.85 \text{ m}^3/\text{s}$:

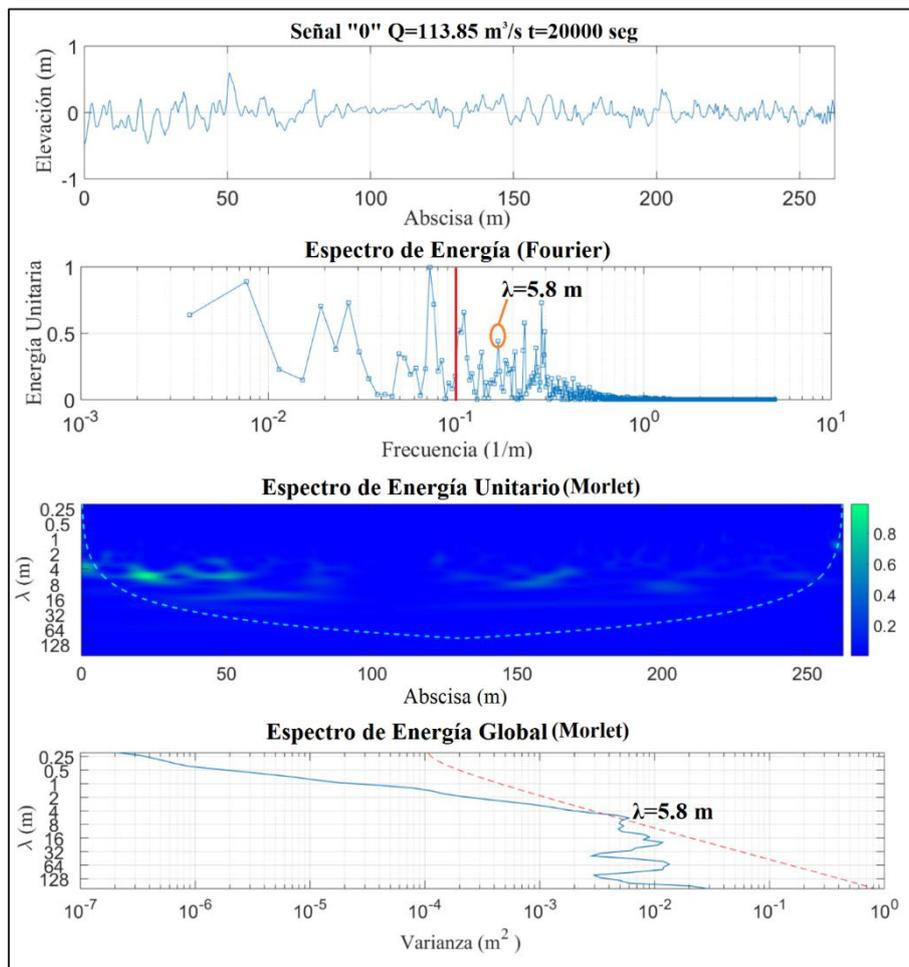


Figura 9.- Análisis de frecuencias con la transformada de Fourier y curvas wavelets tipo Morlet, Señal “0” $Q=113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como se puede ver en la Figura 9, con el espectro de energía dado por la transformada discreta de Fourier se dificulta observar con claridad las frecuencias dominantes atribuidas a las formas de fondo tipo dunas, esto se debe a la fuga de energía presentada por las dimensiones de baja frecuencia atribuidas a curvaturas longitudinales del río Tercero que no se consideran en el

espectro de formas de fondo (a la izquierda de la línea roja sólida) y a la alta variabilidad de frecuencias de las formas de fondo tipo dunas que presentan diferentes dimensiones a lo largo de la señal. Si se normaliza sobre la varianza el espectro de energía global obtenido con la transformación wavelet con la curva tipo Morlet en cada longitud característica de la señal se puede obtener el espectro de energía global, donde la línea punteada color rojo representa el intervalo de confianza correspondiente al 80% de la función wavelet considerada y la longitud dominante se obtiene en el máximo valor sobre el intervalo de confianza considerado. A continuación en la Figura 10 se presentan los resultados de las dimensiones dominantes obtenidas con el análisis de frecuencias de las 21 señales analizadas:

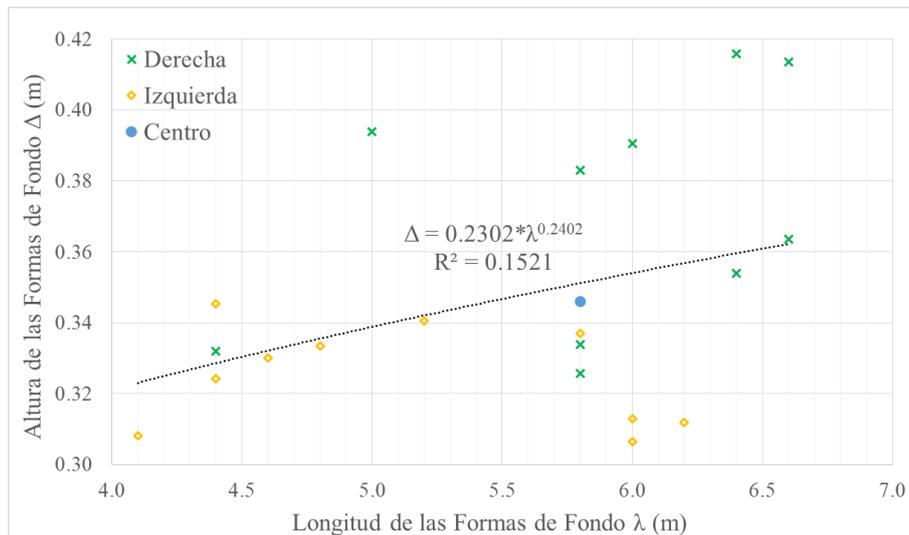


Figura 10.- Señales unidimensionales de formas de fondo simuladas en SSIIM, $Q = 113.85 \text{ m}^3/\text{s}$.

La Figura 10 muestra que las formas de fondo con mayor magnitud se forman en el lado derecho, lo que es consistente con la pequeña curvatura del tramo analizado; curvatura que puede ser visualizada en el esquema presentado en la Figura 7. También en la Figura 10 se puede observar que las variables geométricas de las formas de fondo tipo dunas, a pesar de tener el mismo orden de magnitud, tienen una dispersión importante con un coeficiente de correlación cuadrático R^2 menor a 0.2, lo que hace suponer que se cumple la hipótesis de la tridimensionalidad de las formas de fondo en el tramo analizado.

CONCLUSIONES

La motivación de este trabajo, que se centra en ríos con características de aguas poco profundas, viene dada por el impacto que tienen este tipo de cauces naturales en su paso por ciudades en desarrollo; por lo tanto, el estudio presentado será de utilidad para los grupos de investigación vinculados a obras civiles en busca de mejorar la situación de riesgo hídrico. El enfoque bidimensional planteado para la solución de las variables de ríos con características de aguas poco profundas ha sido extensamente adoptado en investigaciones previas, con buenos resultados al estimar la mayoría de las variables. En este trabajo, se destaca la importancia de un cambio en este paradigma, con el objetivo principal de analizar con herramientas estadísticas los resultados de las variables hidrodinámicas y de transporte de sedimentos tomando en cuenta un enfoque tridimensional, que ha permitido una descripción detallada de la distribución de las formas de fondo y su interacción con el campo tridimensional del flujo en un cauce natural con aguas poco profundas.

Se ha demostrado la hipótesis que en un cauce natural de aguas poco profundas, los procesos hidrodinámicos relacionados con las formas de fondo tendrían características tridimensionales, razón por la que también se ha justificado el uso de un modelo tridimensional para simular los procesos hidrodinámicos del tramo del río Tercero aguas abajo del puente Juan Bautista Alberdi.

Se recomienda, que las técnicas de medición en cauces de aguas poco profundas, también tomen en cuenta la tridimensionalidad de los procesos que podrían ocurrir cerca del fondo en este tipo de ríos, sobre todo cuando se tiene como objetivo el caracterizar variables de flujo, transporte de sedimentos y la evolución de la morfología en el fondo de un cauce natural con características de aguas someras.

REFERENCIAS

- Bendat, J. S., Piersol, A.G.** (2000). "Random Data". *Third Edition. John Wiley & Sons, INC. United States of America.*
- Catano-Lopera, Y., Abad, J. D., Garcia, M. H.** (2009). "Characterization of Bedform Morphology Generated under Combined Flows and Currents Using Wavelet Analysis". *Ocean Engineering, 36, pp. 617–632.*
- Engelund, F., Fredsøe, J.** (1976). "A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels". *Nordic Hydrology, pp. 293–306.*
- Einstein, H. A.** (1950). "The Bedload Function for Bedload Transportation in Open Channel Flows". *U.S.D.A. Soil Conservation Service, 1026, pp. 1–71.*
- García, M. H.** (2008). "Sediment Transport and Morphodynamics". *Manuals and Reports on Engineering Practice - No. 110. American Society of Civil Engineers (ASCE), pp. 21-163.*
- García, M. H., Niño, Y.** (2003). "Flow and Transport Equations in Surface Waters". *CEE 498 Environmental Hydrodynamics. Spring Sem. United States of America.*
- Gutierrez, R. R., Abad, J. D., Parsons, D. R., Best, J. L.** (2013). "Discrimination of Bed Form Scales Using Robust Spline Filters and Wavelet Transforms: Methods and Application to Synthetic Signals and Bed Forms of the Río Parana, Argentina". *Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 118(3), pp. 1400-1418.*
- Meyer-Peter, E., Müller, R.** (1948). "Formulas for Bedload Transport". *2nd IAHR World Congress, Stockholm.*
- Olsen, N. R. B.** (2012). "Numerical Modelling and Hydraulics". *Department of Hydraulic and Environmental Engineering, Norwegian University of Science and Technology. ISBN 82-7598-074-7.*
- Olsen, N. R. B.** (2014). "A Three-Dimensional Numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option". *User's Manual. Department of Hydraulic and Environmental Engineering, Norwegian University of Science and Technology.*
- Singh, A., Lanzoni, S., Wilcock, P. R., Foufoula-Georgiou, E.** (2011). "Multiscale Statistical Characterization of Migrating Bed Forms in Gravel and Sand Bed Rivers". *Water Resources Research, 47, W12526.*
- Smith, S. W.** (1999). "The Scientist and Engineer's Guide to Digital Signal Processing". *Second Edition. California Technical Publishing. United States of America.*
- Patankar, S. V.** (1980). "Numerical Heat Transfer and Fluid Flow". *Series in Computational and Physical Processes in Mechanics and Thermal Sciences. Hemisphere Publishing Corporation. United States of America.*
- Torrence, C., Compo, G. P.** (1998). "A Practical Guide to Wavelet Analysis". *American Meteorological Society, 79(1), pp. 61–78.*
- Van Rijn, L.** (1984). "Sediment Transport Part i: Bed Load Transport". *Journal of Hydraulic Engineering, 110(10), pp.1431–1456.*
- Wong, M., Parker, G.** (2006). "Flume Experiments with Tracer Stones under Bedload Transport". *River, Coastal, and Estuarine Morphodynamics. Taylor & Francis Group, London.*

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

**DETERMINAÇÃO DAS REGIÕES DE PASSAGEM E DE DESCANSO DE
PEIXES EM UM MODELO FÍSICO DE UM MTP DO TIPO RANHURA
VERTICAL**

*Alonso, R. S.¹, Vieira G. N. B.V.⁷, Sampaio, M.C.², Coelho, S.A.³, Tarqui, J.L.Z.⁴, Saliba,
A.P.M.⁵, Viana, E. M. F.⁶*

*¹ UFMG, Brasil, rodrigoalonso.ra@gmail.com, ² UFMG, Brasil, milacsampaio@gmail.com, ³ UFMG, Brasil, stenio-
augusto@hotmail.com, ⁴ UFMG, Brasil, jlztarqui@yahoo.com.br ⁵ UFMG, Brasil, asaliba@oi.com.br, ⁶ UFMG,
Brasil, ednamfv@ufmg.br, ⁷ UFMG, Brasil, guilherme_n@live.com*

RESUMO:

Os reservatórios constituem parte da paisagem na maioria das bacias do Brasil. As barragens podem ser, em diversos casos, uma barreira ecológica intransponível para algumas espécies de peixes, principalmente as que precisam da liberdade de movimento ascendente para reproduzir. Na tentativa de minimizar os impactos ecológicos e tentar reduzir a barreira criada pelos barramentos, opta-se muitas vezes pela construção de mecanismos de transposição de peixes (MTP); cujo principal objetivo é permitir a subida ou descida dos peixes, viabilizando a migração da ictiofauna, principalmente a reofílica, entre a jusante e a montante da barragem. Esse trabalho correlaciona os parâmetros hidráulicos de um tanque do tipo ranhura vertical, simulados a partir de diferentes regimes de vazão com as regiões preferenciais de passagem e descanso para duas espécies de peixes neotropicais típicos da bacia do rio São Francisco.

ABSTRACT:

The reservoirs are part of the landscape in most places in Brazil. In many cases, dams can be an ecological barrier that cannot be overcome by some species of fish, especially those that need an upward movement to reproduce. In an attempt to minimize the ecological impacts and try to reduce the barrier created by the dams, it is often opted for the construction of fish ladder (FL); making possible the migration of the ichthyofauna, mainly the reophilic, between the downstream and upstream of the dam. This work correlates the hydraulic parameters of a vertical groove type tank, simulated from different flow regimes with the preferential regions of passage and rest for two neotropical fish species typical of the São Francisco river basin.

PALABRAS CLAVES: Piau; Mandi; Modelo Físico; Mecanismo de Transposição de Peixes;
Ranhura vertical

INTRODUÇÃO

De acordo com o Comitê brasileiro de barragens o Brasil possui mais de 9 mil barragens para abastecimento de água, controle de cheias, regularização de vazões, geração de energia e para paisagismo e urbanismo.

No Brasil são conhecidas mais de 2600 espécies de peixes migratórios, sendo o grupo mais importante o do *Ostariophysi* (Hilsdorf & Moreira, 2008). A migração é um fenômeno muito complexo que envolve reprodução, alimentação e refúgio contra a predação, não envolvendo apenas o rio principal, mas também os pequenos tributários (Godinho e Pompeu, 2003).

Os mecanismos de transposição de peixes foram idealizados para serem um dispositivo para atrair e conduzir a migração dos peixes (Larinier e Travade, 1999). Na busca de condições melhores para a passagem e descanso dos peixes, (Alvarez-Vázquez (2007) realizou várias simulações computacionais, chegando a um tipo de configuração, o tipo escada ranhura vertical, onde existem áreas de recirculação com velocidades minimizadas, criando uma área de descanso para os peixes.

OBJETIVOS

O objetivo desse trabalho é identificar as regiões com melhores condições de passagens, e descanso dentro de um modelo físico de um tanque de MTP do tipo ranhura vertical, para as espécies de peixes neotropicais *Pimelodus maculatus* (mandi) e *Leporinus obtusidens* (piauí).

MATERIAIS DE MÉTODOS

Para correlacionar as áreas preferenciais das duas espécies de peixes com os parâmetros hidráulicos foi utilizado um canal oval com 70 cm de largura e 60 cm de profundidade, a planta baixa está relacionada na Figura 1, com dimensões em centímetros.

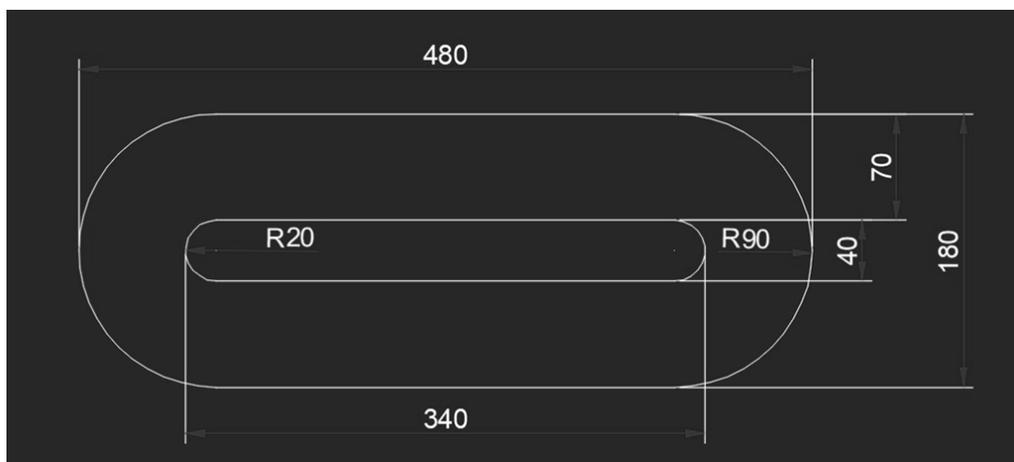


Figura 1: planta baixa do tanque utilizado para os estudos

O tanque foi quadriculado em espaçamentos de 5cm para servir de orientação para o posicionamento dos anteparos que seguiu ao indicado por Rajaratnam et. al. (1986) mostrado na Figura 2, todas as medidas estão apresentadas na Figura 3.



Figura 2: detalhe do tanque quadriculado

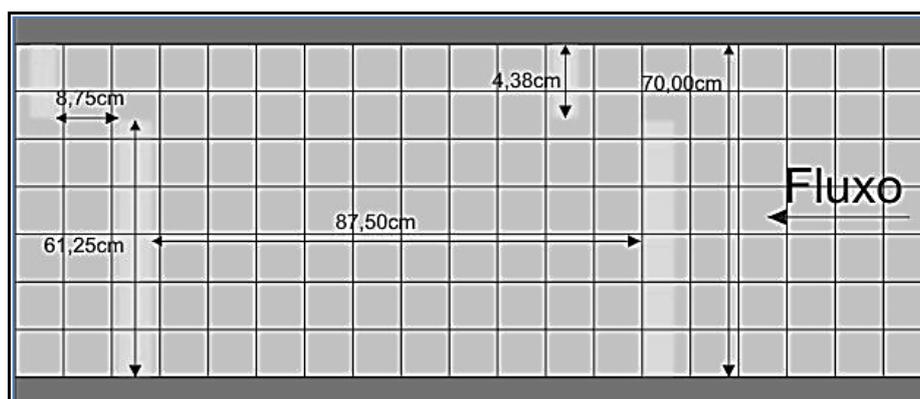


Figura 3: Modelo de ranhura vertical do modelo (Rajaratnam, 1986).

A vazão na estrutura foi simulada por 3 motores elétricos do tipo Phantom 55lb que simularam as vazões de 7l/s, 12l/s e 18l/s.

Para realização dos testes foram coletados 43 indivíduos de duas espécies de peixes, sendo 22 mandis e 21 piau foram coletados utilizando a técnica de pesca por rede nos dias 14 e 15 de maio de 2017 no rio São Francisco, município de Três Marias.

Para a determinação dos parâmetros preferenciais dos peixes, os Mandi e Piau foram testados separadamente, com cinco indivíduos presentes no tanque durante cada teste. Com o objetivo de se aproximar os resultados obtidos da realidade, alguns parâmetros foram variados durante a realização dos testes, sendo eles: o fluxo, variando de 1 a 3 motores ligados; foram realizadas dois testes pela manhã (07:00 às 09:00 horas), dois à tarde (15:00 às 17:00 horas) e um a noite (19:00 às 21:00 horas), entre os dias 21/08/17 até 08/09/17 para o Piau e dos dias 23/10/17 até 27/10/17 para o Mandi . Ao fim dos testes com diferentes escoamentos, os peixes presentes no tanque eram retirados e cinco novos indivíduos eram escolhidos de maneira aleatória e inseridos no tanque, passando por um período de aclimatação de pelo menos 18 horas.

Cada um dos testes teve duração definida em trinta minutos, sendo registrados através de filmagens por uma câmera tipo Logitech C920 utilizando sua máxima resolução de 1920x1080 pixels. Devido

às limitações da câmera de filmagem, apenas uma parte do tanque, pode ser utilizado para a determinação do caminho preferencial de cada espécie no mecanismo e as suas áreas de descanso. (figura 4).



Figura 4: Visão geral do tanque e local de filmagem

Para cada uma das filmagens, foi feita uma matriz de passagem e uma matriz de descanso. Foi discriminando as passagens de acordo com a quantidade de passagens, entre 1 passagem, 2 ou 3 passagens e mais de 3 passagens. Para as áreas de descanso, foi observado os pontos em que os peixes ficavam por muito tempo parados durante a filmagem. Foi escolhida a matriz mais representativa como resultado.

RESULTADOS

Para o Piau, observa-se com um motor ligado temos a seguinte matriz de passagem e local preferencial segundo a figura 5

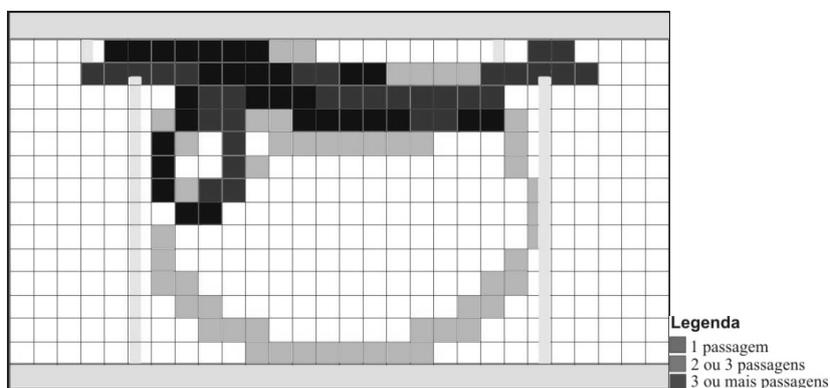


Figura 5: Matriz de passagem piau com 1 motor

Na matriz de passagem observada pela Figura 5, que existe uma clara preferência por uma zona de passagem específica pelo fluxo principal do sistema. Poucas passagens ocorreram fora do fluxo principal. Com essa velocidade de escoamento claramente o piau não possui nenhuma dificuldade em transpor o MTP e estão completamente confortáveis com o fluxo. Em seguida foi analisada para a condição de um motor os pontos de descanso, como pode ser observado na Figura 6.

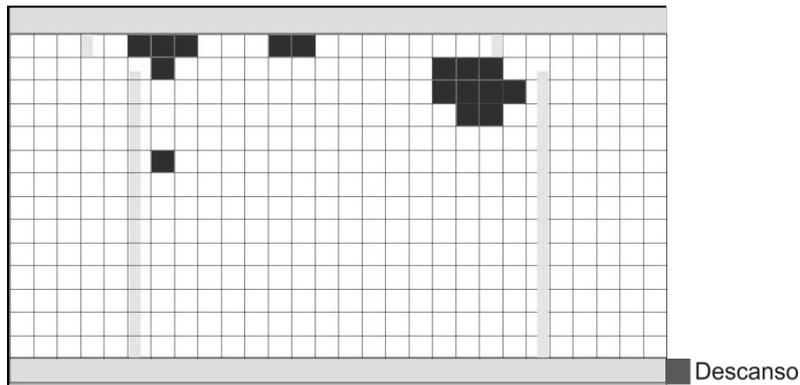


Figura 6: Zonas de descanso para piau com 1 motor

Na matriz das zonas de descanso representados pela figura 6, podemos ver duas grandes zonas de descanso, uma na área de alta velocidade e outro próximo a próximo a parede do tanque, com baixa velocidade. Esse comportamento é esperado as áreas de baixa velocidade estão relacionadas com o descanso do peixe no MTP e a área de alta velocidade está ligado a negociação do peixe com o fluxo para transpor o mecanismo.

Para dois motores ligados, temos os seguintes resultados de passagem e locais de descanso são verificados na figura 7.

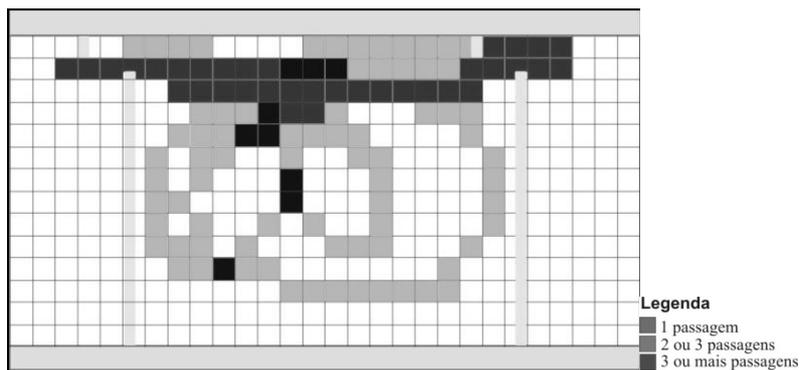


Figura7: Matriz de passagem piau com 2 motores

Podemos observar que nessa velocidade de escoamento, temos um número maior de passagens pelo mecanismo. Com essa velocidade de escoamento vemos muitas passagens pelo fluxo principal de escoamento, mas também passagens adotando um caminho maior, mas com menores velocidades. Nessa velocidade de escoamento o Piau encontra uma certa dificuldade para transpor o MTP não é arrastado pelo fluxo. Essa foi a melhor velocidade de escoamento para o piau nesse experimento.

Para as zonas de descanso, vemos um grande número de áreas de baixo escoamento escolhidos, além de uma área de alto fluxo, como demonstrado na figura 8. É esperado a aumento das áreas de descanso em baixa velocidade em relação a 1 motor ligado, pois com o aumento do fluxo de água aumenta a dificuldade do piau de transpor o mecanismo, nas áreas de alta velocidade, vemos o mesmo comportamento do que com 1 motor ligado, com o peixe fica negociando a passagem, nesse caso, o piau fica muitas vezes mais tempo nessa área antes de transpor o mecanismo.

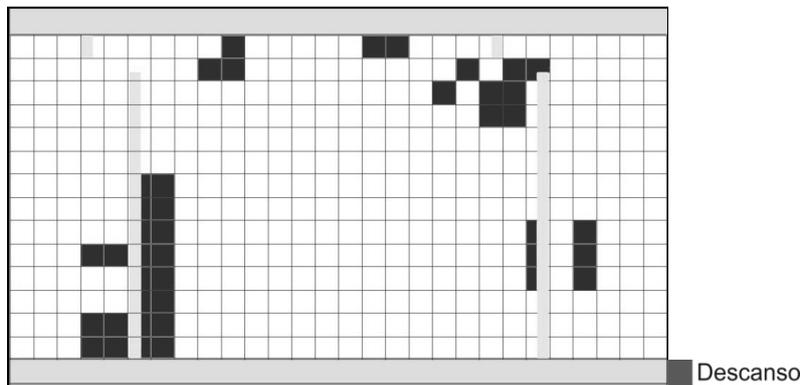


Figura 8: Zonas de descanso para piau com 2 motores

A matriz de passagem para três motores, vemos um pequeno número de passagens pelo mecanismo, conforme figura 9. Nessa velocidade o piau encontra muita dificuldade para transpor o mecanismo tendo que optar várias vezes por um caminho onde a velocidade é menor, várias vezes o peixe foi arrastado pelo fluxo não conseguindo transpor o MTP. Essa velocidade de escoamento é claramente alta para o piau e não se mostra adequada para essa espécie.

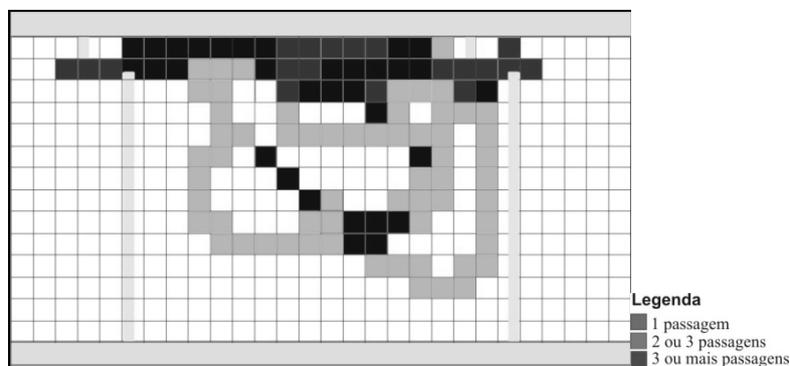


Figura 9: Matriz de passagem piau com 3 motores

Para as áreas de descanso com três motores, vamos um grande número de áreas de baixa velocidade, principalmente colado a parede do mecanismo, representado pela figura 10. Esse comportamento está claramente associado ao alto fluxo gerado pelos motores, a parede do mecanismo tem velocidades menores do que o resto do mecanismo, a área de altas velocidades estão ligados a negociação para transpor o fluxo e estão presentes em todos os cenários.

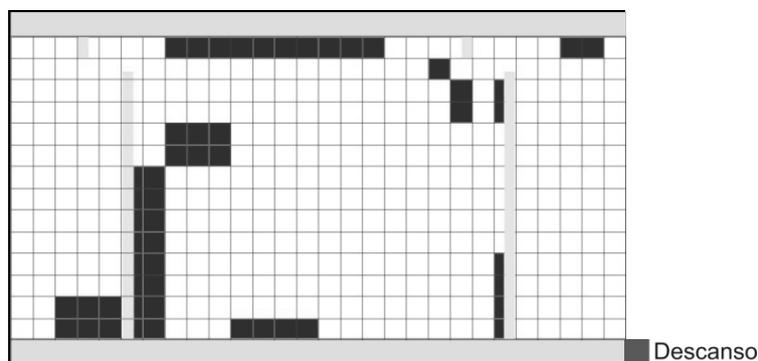


Figura 10: Zonas de descanso para piau com 3 motores

Pode-se perceber pelas filmagens que o mecanismo funciona muito bem quando temos um ou dois motores ligados, pois os peixes não encontram nenhuma dificuldade para transpor o mecanismo a favor ou contra o fluxo. A melhor situação de passagem foi verificada com dois motores ligados,

quando temos todas os três motores ligados, vemos uma grande dificuldade de transposição, vendo os peixes frequentemente sendo arrastados contra o fluxo. As regiões de descanso estão sempre ligadas a áreas de baixa velocidade de escoamento ou na área de negociação para transpor o MTP, esse comportamento está presente em todos os testes, independentemente do número de motores ligados no experimento.

Para o Mandi, com um motor ligado temos a seguinte matriz de passagem e local preferencial para o mandi (figura 11).

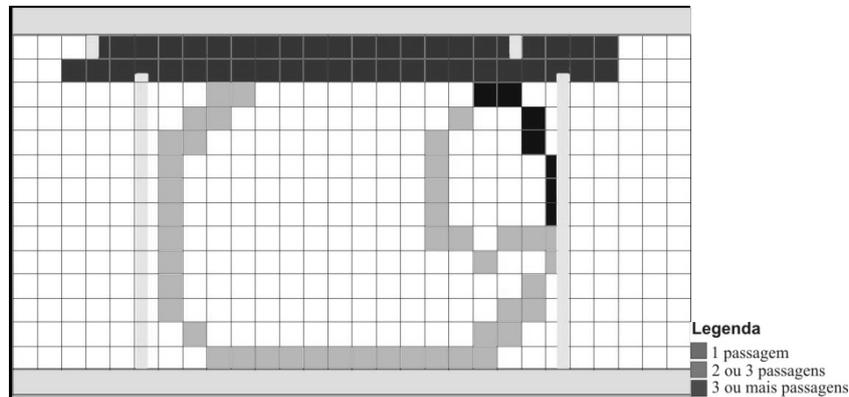


Figura 11: Matriz de passagem mandi com 1 motor

Na matriz de passagem observada pela figura 11, vemos uma clara preferência pela passagem nos quadrantes superiores, nessa velocidade de escoamento o mandi não encontra nenhuma dificuldade em transpor o mecanismo e normalmente adota o caminho mais rápido, diferentemente do piau, o mandi prefere fazer as passagens próximo a parede do mecanismo e raramente utiliza outros caminhos.

Para as zonas de descanso, vemos uma área de baixo escoamento escolhida, além de duas áreas de alto fluxo, como demonstrado na figura 12. A área de baixa velocidade está relacionada com o descanso do peixe, as áreas de alta velocidade estão relacionadas com a negociação do peixe para transpor o mecanismo.

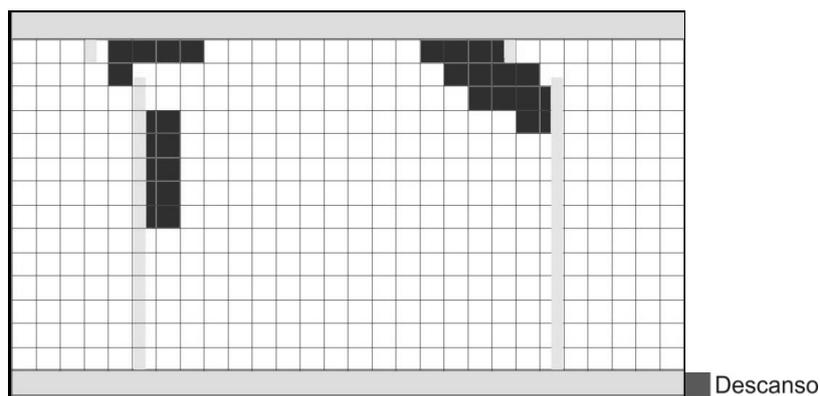


Figura 12: Matriz de descanso para mandi com 1 motor

Para dois motores ligados, os resultados de passagem que são verificados na figura 13.

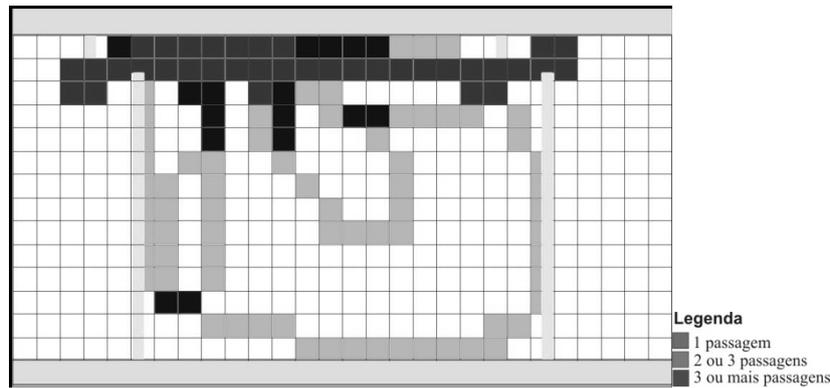


Figura 13: Matriz de passagem mandi com 2 motores

Percebemos que nessa velocidade de escoamento, os mandis já apresentam uma dificuldade de transpor o mecanismo apresentando uma quantidade de passagens menor do que com um motor, frequentemente os peixes param no fluxo e continua depois de um tempo, além de serem algumas vezes levados pelo fluxo. Eles também usam um caminho mais longo para transpor o mecanismo evitando as áreas de alto fluxo.

Para as zonas de descanso, vemos uma grande área de descanso na área de passagem, muitas vezes relacionada a sua passagem, onde eles frequentemente paravam durante a transposição antes de continuar a transposição, conforme observada na figura 14. A área de descanso no alto fluxo também está presente, relacionado a negociação para transpor o mecanismo.

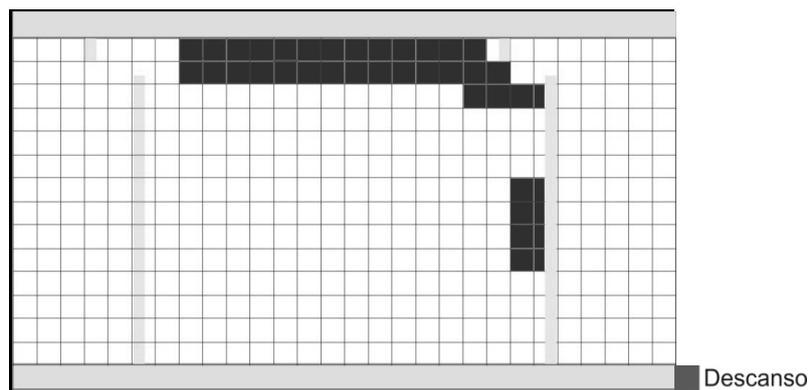


Figura 14: Matriz de descanso para mandi com 2 motores

Pode se perceber pelas filmagens que a velocidade de dois motores não se mostra muito adequada para essa espécie, sendo as vezes vistos os indivíduos serem arrastados pelo fluxo ou então ele tentando passar encostados na parede onde a velocidade é menor.

Para três motores ligados, temos os seguintes resultados, verificados na figura 15.

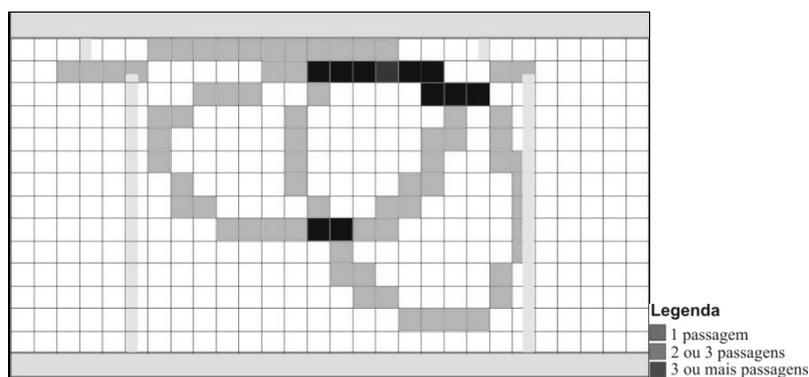


Figura 15: Matriz de passagem mandi com 3 motores

Observa-se que essa velocidade é completamente inadequada para essa espécie, sendo frequente o arraste dos indivíduos e suas poucas passagens, quando realizadas, foram com muita dificuldade. Para as zonas de descanso foram observadas poucas zonas, frequentemente relacionadas com paradas durante as tentativas de passagem conforme demonstrado na figura 16.

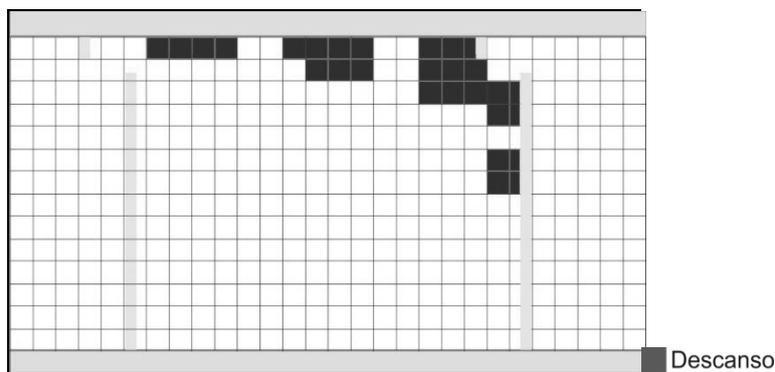


Figura 16: Matriz de descanso para mandi com 3 motores

Nessa velocidade por termos poucas passagens, temos também poucas áreas de descanso, por se tratar de uma velocidade inadequada para essa espécie.

Analisando-se os resultados de ambas as espécies vemos que com 1 motor é adequada para as para o mandi, mas a velocidade é pouca para o piau, com 2 motores temos uma velocidade adequada para o Piau e uma não muito adequada para o mandi que realizou poucas passagens. Com 3 motores, temos uma vazão inadequada muito alta para as duas espécies, não sendo assim recomendada essa vazão para MTP do tipo ranhura vertical.

CONCLUSÕES

O piau e o mandi se mostraram com um comportamento bem diferente, mas dentro do esperado, já que o piau é um peixe com melhor hidrodinâmica era esperado que ele fosse capaz de vencer vazões maiores que o mandi em um MTP.

A vazão de 12l/s (dois motores) se mostrou a mais adequada das testadas para esse modelo tipo ranhura vertical pois foi a que obteve melhores condições de passagem tanto para o mandi quanto para o piau, provavelmente uma vazão um pouco menor poderia ser mais adequada. A vazão de 18l/s (três motores) se mostrou ser muita alta para essas duas espécies e a de 7l/s (um motor) se mostrou ser de pouca eficiência, mas ela não impede que ambas espécies transponham o mecanismo. Esse fator pode ter sido influenciado pela dimensão do sistema devido a concentração do escoamento principal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvarez-Vázquez, L. J., Martínez, A., Rodríguez, C., Vázquez-Méndes, M.E., Vilar, M. A., *Optimal shape design for fishways in Rivers*. Mathematics and computers in simulation, 218-222 p., 2007.

Carvalho, E.D.; Alegretti, J.R.; Fujihara, C.Y.; Grassioto, I.Q. *Análise preliminar da biologia reprodutiva de mandiúva Pimelodus maculatus (Pisces: Siluriforme, Pimelodidae) no reservatório de Jurumirim (Alto do rio Paranapanema, SP)*. Encontro Brasileiro de Ictiologia, 11, 1995. Campinas, Resumos. Campinas: Sociedade Brasileira de Ictiologia, 1995.

Fenerich, Na., Narahara, My., Godinho, H. M., *Curva de crescimento e primeira maturação sexual do mandi *Pimelodus maculatus* (Lacépède), 1803 (Pisces, Siluroídei)*. Boletim do Instituto de Pesca, vol. 4, no. 1, p. 1-28, 1975.

Godinho; H. P., Pompeu, P. S., *A importância dos ribeirões para os peixes de piracema*. Águas, peixes e pescadores do São Francisco das Minas Gerais Belo Horizonte, PUC Minas, págs. 361-372; 2003.

Hilsdorf, W., S.; Moreira, R., S.; *Porque os Peixes Migram*. Scientific American Brasil, dezembro 2008, p. 76-80.

L. J. Alvarez-Vázquez, A. Martínez, C. Rodríguez, M. E. Vázquez-Méndez, and M. A. Vilar, *Optimal shape design for fishways in rivers*. Math. Comput. Simul., in press (2007), doi:10.1016/j.matcom.2007.01.029.

Larinier M., Travade F., *The development and evaluation of downstream bypasses for juveniles salmonids at small hydroelectric plants in France*. ODEH M. (ed) 1999., Innovations in Fish passage Technology, American Fisheries Society, Bethesda, Maryland, 25-42

Rajaratnam N., Van Der Vinne G., Katopodis C., *Hydraulics Of Vertical Slot Fishways*, *Journal Of Engenry Hydraulicys*. V.112, 1986

Viana, E. M.F., Martinez, C.B., Faria, M. T.C., *Estudo do comportamento hidráulico de um novo projeto de mecanismo de transposição de peixes do tipo escada*, XXIV Congresso Latino-americano de Hidráulica, Punta Del Este, Uruguai, novembro 2010.

Viana, E. M.F., Martinez, C.B., Faria, M. T.C., Tolentino B.S., Tome F. L. F. O., Saliba A. P. M. *Análise do comportamento hidráulico de um mecanismo de transposição de peixes do tipo escada com ranhura vertical em duas declividades*. Revista brasileira de recursos hídricos, Porto Alegre, v.21, n.4, p811-820, out/dez. 2016.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**EL USO DE GEOTUBOS COMO MEDIDA DE PROTECCIÓN DE
ESTRIBOS DE PUENTES**

Agustina Spais, Marcela Reynares, Graciela Scacchi, María Luisa Possi y Mario Schreider

Laboratorio de Hidráulica. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas.

Universidad Nacional del Litoral. Argentina. E-mail: agus_01_12@hotmail.com; reynares@fich.unl.edu.ar

RESUMEN:

En el presente trabajo se ha evaluado el comportamiento de muros guía como medida de protección contra la erosión local junto a estribos de puentes de paredes verticales. El estudio experimental fue realizado en un canal con fondo móvil ubicado en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (UNL) los muros guías fueron construidos mediante tubos de geotextil rellenos con la misma arena que compone el lecho. Los distintos muros ensayados difieren entre sí sólo en la altura de coronamiento, la cual se logró apilando un número variable de geotubos. Todos los experimentos fueron realizados bajo condiciones de agua clara.

Los resultados mostraron que en la medida que se incrementó la altura del muro, las estructuras de protección resultaron más eficientes. Para la mayor altura de muro guía (mayor que la profundidad del agua) la profundidad de erosión se redujo en un 94% en la sección del puente respecto de la situación sin protección. Mientras que para dicha configuración el volumen de sedimento removido se redujo en un 80%. Muros de menor altura condujeron a importantes reducciones de la máxima erosión, por ejemplo para una obstrucción del tirante próxima al 70% la máxima erosión local disminuyó un 40% aproximadamente, respecto de la obtenida en condición de estribo no protegido.

ABSTRACT:

In this paper, the behavior of the guide wall as a countermeasure against local scour at bridge vertical wall abutment was evaluated. The experimental study was carried out in a flume located at the Hydraulic Laboratory belonging to the Faculty of Engineering and Water Sciences – National University of Littoral, Santa Fe, Argentina. The guide walls were built using geotextile's tubes (geotubes) filled with the same sand that composes the bed. Wall guides with different high were tested. The different wall guides tested were built stacking a variable number of geotube. The plant shape of the wall guides was always the same. All experiments were carried out under clear water conditions.

The results showed that as the wall height increased the guide wall became more efficient. For the highest guide wall (greater than to the water depth) the local scour depth was reduced by 94% respect to the scour observed at vertical unprotected abutment. For this guide wall configuration, the reduction in the scour volume was reduced by 80 % compared with the no protection situation. Guide walls with lower heights also led to significant reduction in the maximum local scour. For example when the height of the wall guide reached the 70% of water depth, the maximum local scour was 40% lower than the one obtained in the no protection situation.

PALABRAS CLAVES: *estribos, protecciones, geotubos, erosiones locales*

INTRODUCCIÓN

Los procesos de erosión que se desarrollan en los apoyos de estructuras de sobrepaso fluviales, como lo son sus pilas y estribos, pueden provocar el colapso del puente, impactando directamente en las actividades socio-económicas de la región afectada. Existen distintas metodologías que tienen el propósito de mitigar o reducir las erosiones esperables junto a dichas estructuras. Algunas de ellas tienen la función de resistir la acción de la corriente a partir de la colocación de distintos tipos de revestimientos del lecho (Melville y Coleman, 2000; Cardoso y Fael, 2009, Korkut et al, 2007; Melville et al., 2006; Reynares et al. 2014) y otras, buscan el mismo objetivo alterando la configuración del flujo que desencadena los procesos erosivos (Fathi et al., 2011; Radice y Lauva, 2012)

En las últimas décadas, gracias a los desarrollos y avances logrados en el campo de los geotextiles, los geocontenedores surgen como una alternativa a considerar en diversas obras de ingeniería fluvial y marítima, constituyéndose en una solución económica, duradera, de fácil instalación y altamente flexibles. Ha sido probada e instalada en numerosos proyectos para la construcción de núcleos de estructuras como escolleras, diques, espigones y estructuras sumergidas.

En el presente trabajo se muestran los primeros resultados obtenidos en una serie de experimentos de laboratorio realizados con el fin de analizar el uso de grandes geocontenedores como medida de protección contra la erosión local junto a estribos de puentes. En esta instancia del estudio estos dispositivos se disponen de modo tal que actúen como muros guías. En los ensayos se representaron muros de diferentes alturas, logrados a partir de la superposición vertical de diversos geotubos. Se ha evaluado el comportamiento de las erosiones y el campo superficial del flujo en las inmediaciones de la obra en su conjunto, esto es estribo más muro guía.

DISEÑO EXPERIMENTAL

Los experimentos fueron realizados en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina. El canal de experimentación es de sección rectangular, de 60 m de largo, 1.48 m de ancho y 1 m de profundidad. En su tramo central posee un sector a fondo móvil, con un espesor de 40 cm y 20 m de longitud, con arena uniforme de 0.1 cm de diámetro medio. El estribo representado es de pared vertical y posee un desarrollo en el sentido transversal a la corriente de 30 cm y un espesor de 12 cm (Figura 1).



Figura 1.- Estribo y muro guía conformado por geotubos sobre la margen izquierda del canal.

Los geotubos utilizados para la representación de los muros guía fueron contruidos con bolsas de tela rellenas con la misma arena que posee el resto del canal. De este modo se conformaron geotubos con un ancho promedio de 10 cm y una altura aproximada de 4 cm. Los resultados que aquí se presentan refieren a muros guía cuya geometría siguieron una traza preestablecida, definida por un cuarto de elipse, considerando su semieje menor coincidente con la longitud del estribo, tal como se observa en la Figura 1.

La secuencia de experimentos realizados contempló un ensayo de referencia (ER, estribo sin protección) y una serie de experimentos en los que se representaron muros de diferentes alturas, constituidos por 1, 2, 3, 4 o 5 geotubos sobrepuestos, uno encima del otro, de modo tal de poder analizar la influencia que tiene la sumergencia del muro sobre las erosiones locales resultantes. En la Figura 2 se muestran, a modo de ejemplo, la configuración inicial (previo al desarrollo de erosiones) correspondiente a los ensayos G2 y G4, para los que los muros fueron logrados al apilar 2 y 4 geotubos respectivamente.

Las condiciones hidráulicas se mantuvieron constantes en toda la secuencia experimental, esto es, 83 litros/seg. y una profundidad del flujo de aproximación de 19 cm. Las erosiones se desarrollaron bajo condiciones de agua clara. Todos los ensayos tuvieron una duración de 48hs.

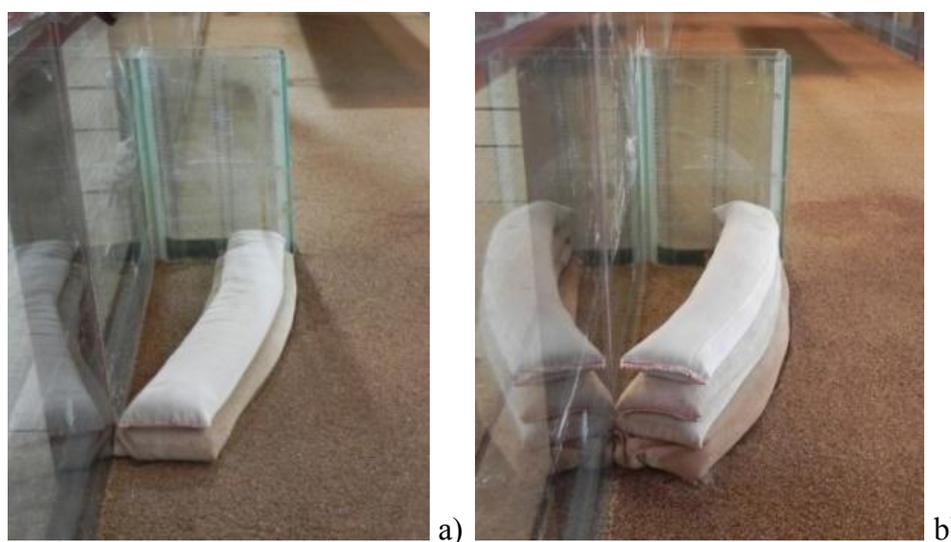


Figura 2.-Muros guía contruidos por: a) 2 geotubos; b) 4 geotubos.

En cada experimento se realizó la medición del campo superficial de velocidades, al inicio y al cabo de las 48 hs de desarrollo del proceso erosivo, mediante la técnica de seguimiento de partículas (PTV), (Patalano et al, 2015). Finalizado cada ensayo se drenó el canal lentamente y se efectuaron relevamientos de detalle del lecho resultante y exhaustivos registros fotográficos.

RESULTADOS ALCANZADOS

En la Tabla N° 1 se presenta un resumen de los principales resultados alcanzados para cada configuración de muro considerada. En la misma se pueden ver: la altura media del muro guía, la cantidad de geotubos con el que fue contruido; la máxima profundidad de erosión alcanzada y el volumen de la hoyo de erosión desarrollada.

Tabla 1.- Resumen de resultados alcanzados.

Ensayo	Cantidad Geotubos (N°)	Altura del Muro (HG) (cm)	Máx. Prof. Erosión ye (cm)	Volumen Erosionado Vol. (cm ³)
ER	0	0.0	24.2	53874
G1	1	4.4	21.2	40303
G2	2	8.0	19.5	27072
G3	3	12.9	15.8	23742
G4	4	16.6	7.7	11345
G5	5	20.9	6.1	6544

Para evaluar la reducción de la erosión y del volumen removido en cada experimento se consideró:

$$\% \text{ Reducción Erosión} = \frac{(y_{eRef} - y_e)}{y_{eRef}} * 100 \quad [1]$$

$$\% \text{ Reducción Volumen} = \frac{(Vol_{Ref} - Vol)}{Vol_{Ref}} * 100 \quad [2]$$

Donde “ y_{eRef} ” y “ Vol_{Ref} ” es la máxima profundidad de erosión y el volumen del ensayo de referencia respectivamente; “ y_e ” y “ Vol ” es la máxima profundidad de erosión y el volumen en cada ensayo respectivamente.

En la Figura 3 se representó el comportamiento de la reducción de la erosión como una función del porcentaje de obstrucción del tirante, el cual fue estimado como la relación entre la altura del muro constituido con geotubos (HG) y la profundidad del escurrimiento (h). Se demuestra que en la medida que se incrementó la altura del muro, éste se comportó de un modo más eficiente en la reducción de las erosiones, logrando una reducción próxima al 80% cuando emergió por sobre la superficie del escurrimiento. La figura muestra que se pueden lograr reducciones importantes aun cuando el muro guía tiene un cierto grado de sumergencia.

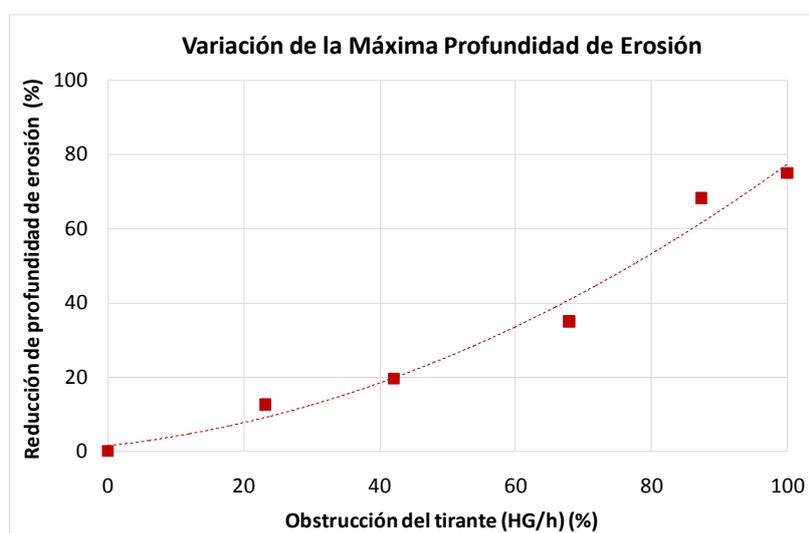


Figura 3.- Variación de la reducción de la máxima profundidad de erosión respecto de la obstrucción del tirante.

En la figura 4 se ha representado la reducción del volumen removido lograda respecto de la situación de referencia, para las distintas obstrucciones de tirante consideradas. En la figura se observa un comportamiento diferenciado de la tasa de crecimiento en la reducción de los volúmenes en función de la altura del muro, respecto del comportamiento observado en las erosiones (Figura 3). En efecto, las tendencias muestran que el volumen se reduciría con mayor rapidez que la máxima profundidad de socavación, tal como lo muestran las tendencias de variación de cada variable.

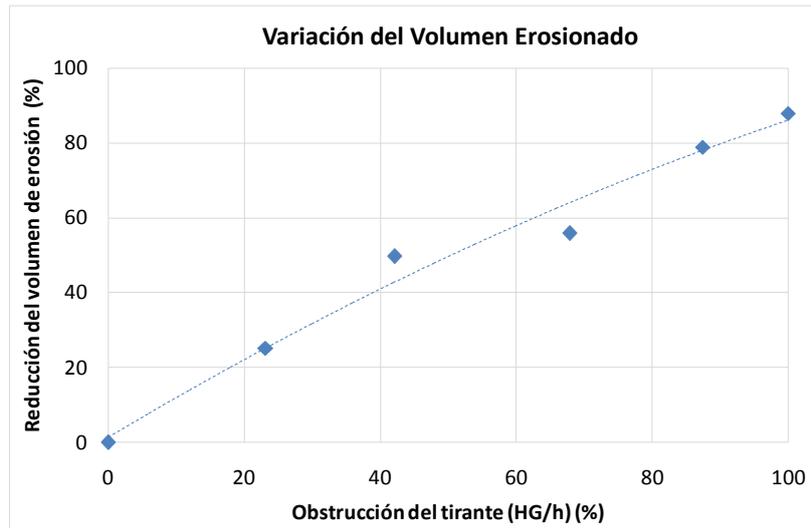


Figura 4.- Variación de la reducción del volumen de erosión respecto de la obstrucción del tirante.

Los lechos resultantes muestran que en la medida que mayor es la obstrucción que genera el muro constituido por geotubos en el tirante, más se aparta el sector erosionado de la típica hoya de erosión local junto al estribo. A modo de ejemplo, se presenta en la figura 5, la representación de los lechos resultantes correspondientes a los muros conformados por 1, 3 y 5 geotubos respectivamente. Como se puede observar, en las dos primeras configuraciones las máximas profundidades de erosión se localizaron en la sección del puente, específicamente junto al vértice de aguas arriba del estribo, tal como sucedió cuando el estribo se representó solo (ER). Si bien ambas geometrías son semejantes, las máximas profundidades decrecen con la obstrucción del tirante. En efecto, la hoya pierde profundidad y ancho, pero tiende a desarrollarse hacia aguas abajo. Sin embargo, una geometría de hoya diferente se obtiene en el caso del muro completo, cuando el geotubo superior emerge por sobre la superficie del agua. Un sector de erosiones que acompaña al muro en su recorrido se desarrolla hasta llegar a la sección del estribo, para luego dar lugar, a una hoya de erosión con una profundidad máxima de 5 cm, aproximadamente a 80 cm de la sección contraída.

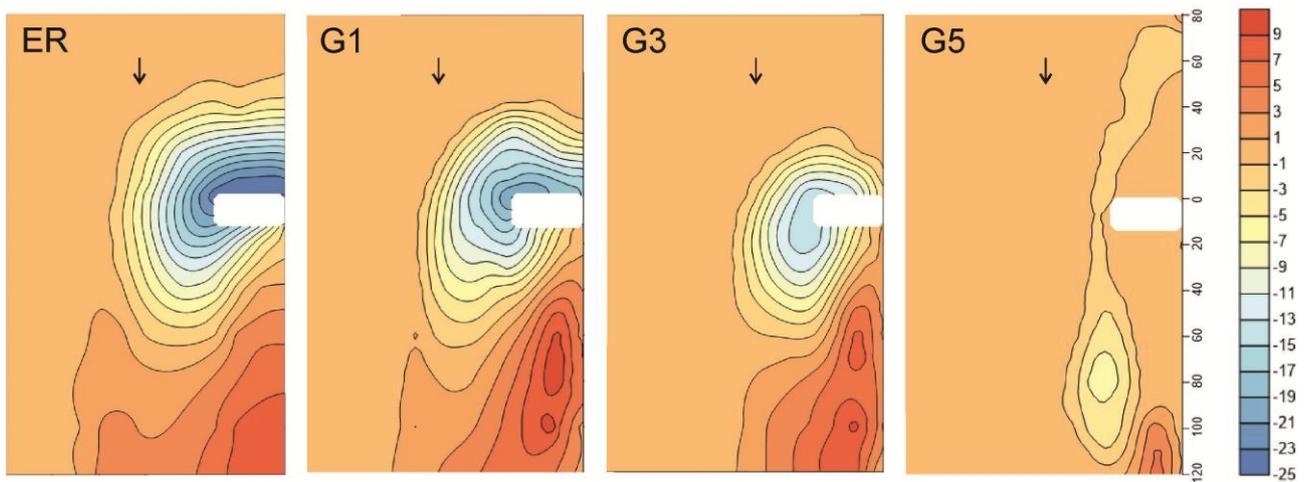


Figura 5.- Comparación de los lechos resultantes.

Cuando el análisis se focaliza en las erosiones relevadas en la sección de emplazamiento del estribo, que es la estructura que se desea proteger, se encontró una reducción máxima de la erosión en dicho sitio de 94% aproximadamente. Esto puede observarse en la Figura 6, en la cual se han representado los perfiles transversales correspondientes a la sección contraída. Los perfiles muestran cómo en la medida que se incrementa el número de geotubos superpuestos, se reduce la

erosión en la sección contraída. Las hoyas replican su geometría respecto de la situación de referencia, sin afectar el resto de la sección transversal.

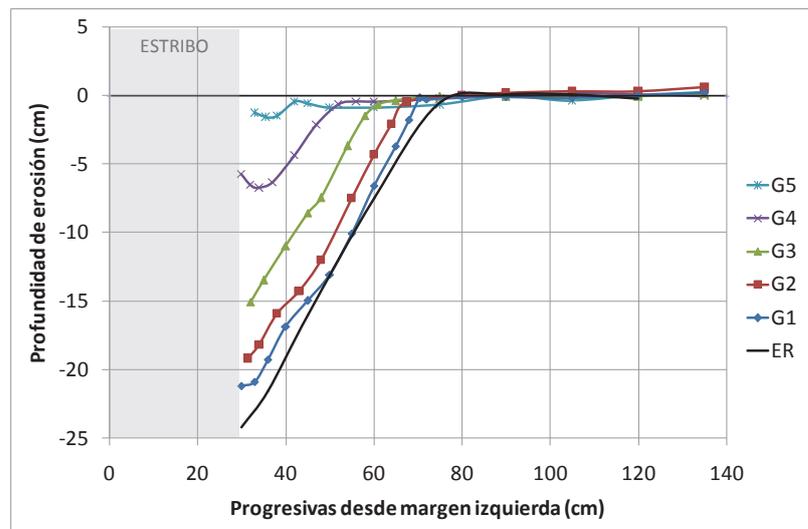


Figura 6.- Perfiles transversales correspondientes a la sección contraída.

Mediante la técnica de seguimiento de partículas fue posible caracterizar el campo superficial de velocidades al inicio y al final del proceso de erosión. En la Figura 7 se han representado las distribuciones transversales de velocidades superficiales iniciales, en la sección de emplazamiento del estribo, para los experimentos G1, G3 y G5 constituidos por 1, 3 y 5 geotubos respectivamente. Se observa que, en la medida que se incrementó la altura del muro guía, los vectores de velocidad superficial se dispusieron de manera más ordenada en la sección estrechada, mostrando una clara correspondencia con la morfología final del lecho, esto es, en la medida que el muro guía obstruyó una mayor proporción del tirante, las erosiones junto al estribo fueron menos significativas.

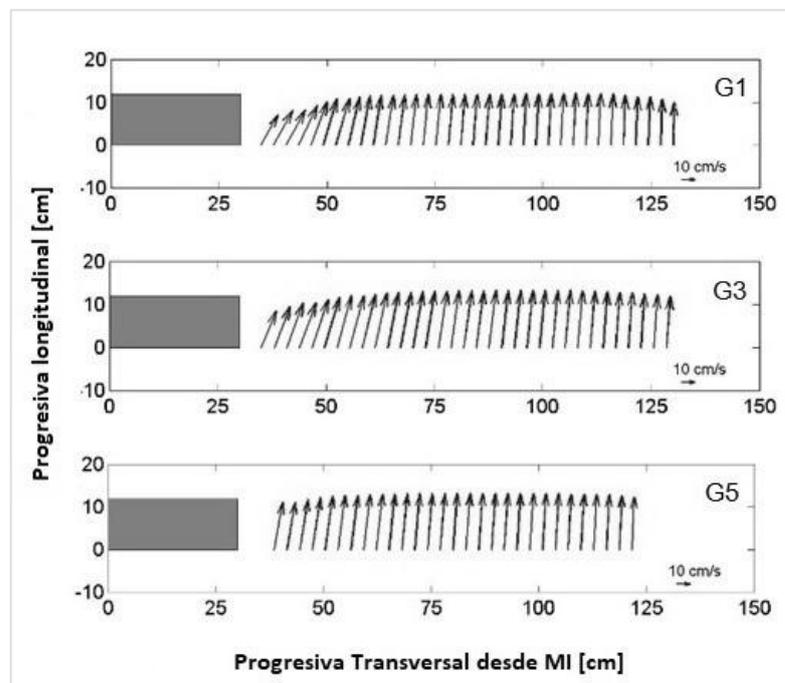


Figura 7.- Distribución transversal inicial de velocidades superficiales en la sección de emplazamiento del estribo.

Si bien el muro guía completo ordena el flujo en la aproximación al estribo, se estarían desencadenando otros procesos que darían lugar a la aparición de la hoya de erosión ubicada aguas abajo de la sección del estribo, en un sector acotado de la sección transversal, entre los 20 y 50 cm desde la margen izquierda. Es importante remarcar que no se observa un incremento de las velocidades en el sector, por lo que estudios más detallados de la configuración del flujo son necesarios para comprender de manera más acabada el proceso que da lugar a estas erosiones.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha evaluado el comportamiento de muros guía como medida de protección contra la erosión local junto a estribos de puentes. Los diferentes muros ensayados difieren entre sí sólo en la altura de coronamiento, la cual se logró apilando un número variable de geotubos rellenos con material suelto.

Los resultados mostraron que en la medida que se incrementó la altura del muro, las estructuras de protección resultaron más eficientes, logrando reducciones de la profundidad de erosión del 94% en la sección del puente. Mientras que para dicha configuración el volumen de sedimento removido se redujo en un 80%. Muros de menor altura condujeron a importantes reducciones de la máxima erosión, por ejemplo para una obstrucción del tirante próxima al 70% las erosiones disminuyeron un 40% aproximadamente.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional del Litoral quien financió, por medio de los Cursos de Acción para la Investigación (CAI+D), el Proyecto de Investigación en el marco del cual se desarrolló este trabajo. Al Sr. Sebastián Schmidt por su apoyo técnico en la puesta a punto de los experimentos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cardoso A. H. y Fael C. M. S.** (2009) "Protecting vertical-wall abutments with riprap mattresses". *Journal of Hydraulic Engineering*, 135 (6), 457–465.
- Fathi, A., Zarrati, A.R. y Salamatian, S.A.** (2011) "Scour depth at bridge abutments protected with a guide Wall". *Canadian Journal of Civil Engineering*. Vol. 38: 1347–1354. doi:10.1139/L11-096
- Korkut R., Martinez E. J., Morales R., Etema R., Barkdoll B.** (2007) "Geobag performance as scour countermeasure for bridge abutments", *Journal of Hydraulic Engineering*, 133 (4), 431–439.
- Melville, B.W. y Coleman, S.E.** (2000) "Bridge Scour." Water Resources Publications, LLC.
- Melville, B; Ballegooy, S; Coleman S. y Barkdoll, B.** (2006). "Countermeasure Toe Protection At Spill-Through Abutments". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, No. 3, ASCE, pp 235-245.
- Patalano, A.; García, C.M. y Scacchi, G** (2015) "Implementación de la técnica de PTV a gran escala (LSPTV) para caracterizar flujos a superficie libre en modelos físicos". *IV Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica*. La plata, Argentina.
- Radice A. y Lauva, O.** (2012) "On Flow-Altering Countermeasures for Scour at Vertical-Wall Abutment". *Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*. Vol. 59, No. 3–4, pp. 137–153.
- Reynares; M.; Schreider; M. y Scacchi, G.** (2014) "Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes". *Tecnología y Ciencias del Agua*, Vol.V, N° 6, pp. 83-101. ISSN 0187-8336.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**CALIBRACIÓN DE MODELO HIDRÁULICO HEC-RAS 2D EN UNA
CUENCA NO AFORADA DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA,
ARGENTINA.**

Tomás S. Vaschalde¹, Andrea F. Rico¹, Clarita M. Dasso^{1 y 2}

1 Instituto Nacional del Agua (INA) Centro de la Región Semiárida (CIRSA), Córdoba Argentina

2 Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET.

Argentina, E-mail: tomasvaschalde@gmail.com

RESUMEN:

En este trabajo se busca calibrar los parámetros hidráulicos del río Guanusacate, en la provincia de Córdoba, el cual no cuenta con registros de las variables hidrodinámicas que lo caracterizan. El modelo hidráulico bidimensional fue implementado con el programa HEC-RAS 2D (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System), desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los EEUU, USACE (U.S. Army Corps of Engineers). Para calibrar el parámetro de rugosidad es condición necesaria conocer el caudal, las velocidades y el tirante del cauce, en al menos un evento. Para ello, se recurrió a la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala (por sus siglas en inglés LSPIV) (Patalano A. y otros, 2013) recopilando videos registrados por lugareños de las últimas crecidas ocurridas y quedando seleccionado solo el registrado el día 3 de marzo del 2015, en la sección aguas abajo del puente Colón ya que el mismo cumple con los requisitos necesarios para aplicar la técnica. La información provista fue complementada con datos de campo de las características geométricas propias del lugar de emplazamiento. Finalmente, de la aplicación de LSPIV se obtuvieron las velocidades superficiales y medias, el caudal escurrido al momento de la filmación y el tirante de agua. Con los datos resultantes del evento se ajustó, de manera iterativa, el valor de rugosidad del modelo hidráulico.

ABSTRACT:

In this work we seek to calibrate the hydraulic parameters of the Guanusacate river bed, in the province of Córdoba, which does not have records of the hydrodynamic variables that characterize it. The two-dimensional hydraulic model was implemented with the HEC-RAS 2D program (Hydrological Analysis System-Fluvial Analysis System), developed by the United States Corps of Engineers USACE (Army Corps of Engineers of the United States). To calibrate the roughness parameter it is necessary to know the stream flow, velocities and the water level, in at least one event. To do this, we used the Large scale particle tracking velocimetry technique (LSPIV) (Patalano A. and others, 2013) compiling videos recorded by locals of the last floods that occurred and only the registered one was selected. on March 3, 2015, in the downstream section of the Colón bridge since it meets the necessary requirements to apply the technique. The information provided was complemented with field data of the geometrical characteristics of the site. Finally, the LSPIV application obtained the superficial and average velocities, the drained flow at the time of filming and the water strand. With the data resulting from the event, the roughness value of the hydraulic model was adjusted iteratively.

PALABRAS CLAVES: *Calibración; hec-ras 2d, cuenca no aforada.*

INTRODUCCIÓN

La modelación matemática del comportamiento de un río requiere de información propia del sistema para poder calibrar los parámetros del modelo (rugosidad, dimensiones de la malla y paso de tiempo de simulación), y de esta manera lograr representar las características del flujo en estudio. Para realizar dicha modelación de manera bidimensional se dispone en la actualidad con el programa computacional HEC-RAS 2D, el cual requiere calibrar solo el parámetro de rugosidad con información obtenida en el campo para que sea representativo.

La particularidad de gran parte de los ríos serranos es que no cuentan con datos medidos de caudales de manera sistemática, de manera que es necesario recurrir a técnicas que permitan su estimación. Desde hace algunos años existen novedosas técnicas para estimar caudales y analizar flujos complejos, como es el caso de la velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala LSPIV, que de manera no intrusiva permite calcular el campo de velocidades superficiales del flujo, entre otras características hidrodinámicas del flujo. Mediante el procesamiento de un video del flujo de estudio, que cumpla con ciertas pautas, se puede obtener resultados confiables.

El objetivo perseguido por este trabajo es calibrar los parámetros hidráulicos del modelo hidrodinámico bidimensional (HEC-RAS 2D), empleando velocimetría por seguimiento de partículas a gran escala para determinar velocidades y caudales en una sección del río Guanusacate, Jesús María, Provincia de Córdoba. Argentina.

ZONA DE ESTUDIO

La localidad de Jesús María, ubicada 50Km al norte de la ciudad de Córdoba, en la zona de contacto del piedemonte oriental de la Sierra Chica con la Llanura Pampeana, se asienta en las márgenes del río Guanusacate, el cual se origina de la confluencia de los ríos Santa Catalina y Ascochinga, quedando definidas dos subcuencas principales, con desniveles importantes del orden de los 1100 metros. (Figura 1).

El río Guanusacate, atraviesa el centro histórico de la ciudad comprometiendo en sus crecidas a barrios ribereños, vías de comunicación internas y rutas nacionales (RN 9).

La sección representativa seleccionada para realizar el estudio está ubicada aguas abajo del puente de la calle Colón.

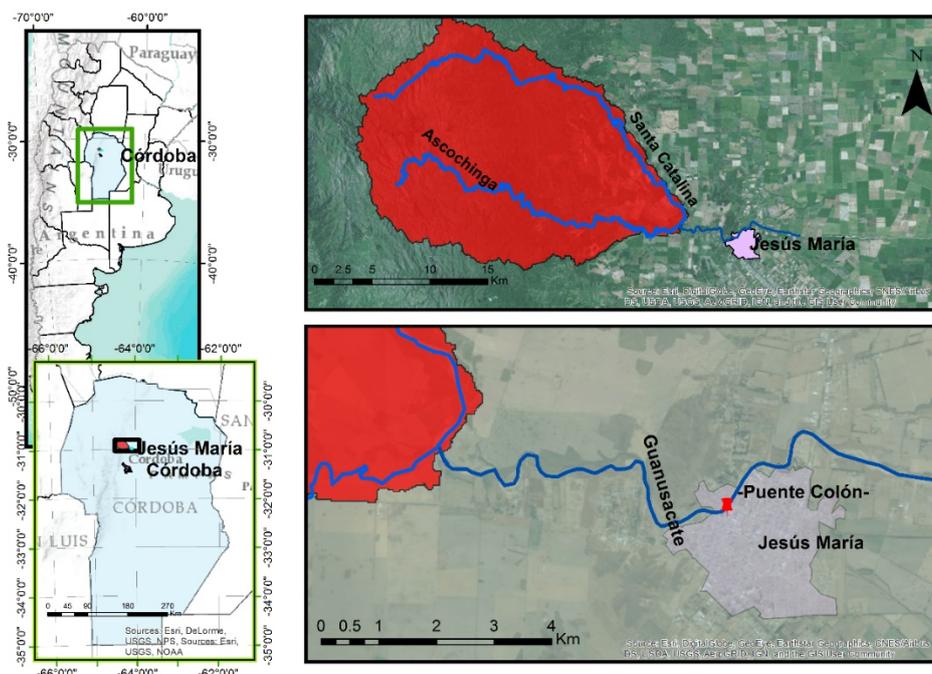


Figura 1.- Ubicación regional de la localidad de Jesús María, Córdoba (Argentina) y la cuenca de aporte al río Guanusacate (área roja).

MATERIALES Y MÉTODOS

Para cumplir con el objetivo planteado la metodología se desarrolló en dos etapas sucesivas. En primer término la aplicación de LSPIV para la obtención de velocidades superficiales de un evento específico y por otro lado y a continuación la modelación hidráulica bidimensional mediante HEC-RAS 2D.

Técnica de velocimetría por imágenes de partículas a gran escala (LSPIV)

La velocimetría por imágenes de partículas es una técnica muy reciente de medición no intrusiva (no perturban el flujo) que permite obtener el campo de velocidades del flujo de manera instantánea. El desarrollo de esta herramienta, en los últimos años, ha permitido la caracterización de flujos complejos logrando un avance notable en el campo de la mecánica de los fluidos e hidráulica.

Si se cuenta con un par de imágenes, tomadas con un intervalo de tiempo entre ellas, es posible producir un campo de vectores de desplazamiento lineal donde cada vector se define al analizar el movimiento de los grupos de partículas. En la práctica esto se logra a través de la extracción de muestras o como se las suele denominar, Áreas de Interrogación, para luego analizarlas por medio de procesos estadísticos. (Figura 2).

Desde un punto de vista del procesamiento de imágenes, se puede considerar a la primer imagen como el material de entrada que alimenta un sistema que da como salida una segunda imagen, la segunda del par (Figura 3). La Función de Transferencia H del sistema convierte la imagen de entrada I en la imagen de salida I' la que ha sido compuesta por medio de una Función de Desplazamiento d y otra de Adición de Perturbación, N. El objeto del estudio es la que está estrechamente relacionada con el vector d, y que es la responsable del desplazamiento del grupo de partículas de una imagen a la otra.

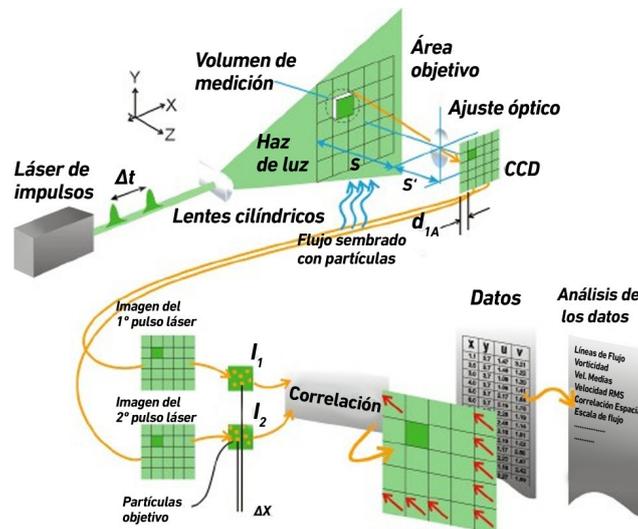


Figura 2.- Esquema del conjunto de elementos en técnica de PIV.

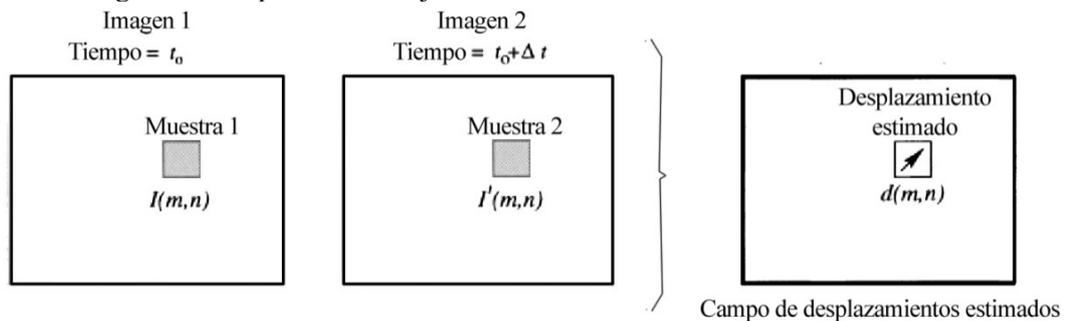


Figura 3.- Esquema del proceso de muestreo asociado a la técnica de PIV.

Pero más que estimar una función de desplazamiento d en forma analítica, el problema reside en la elección de un método que permita determinar el mejor ajuste local entre dos imágenes en términos estadísticos. Esto se logra a través del uso de una función discreta de Correlación Cruzada.

En mediciones de velocidades superficiales del flujo a gran escala, se presenta una problemática adicional que es la rectificación de las coordenadas del Mundo Real a una proyección ortogonal. Dicha rectificación es necesaria por la oblicuidad de la cámara al momento de la adquisición de las imágenes ya que no es posible colocar la cámara perpendicular a la dirección del flujo. Dos alternativas metodológicas existen actualmente para realizar dicha corrección: la rectificación de las imágenes durante la fase de adquisición o la rectificación de los resultados en la etapa de post-procesamiento de los resultados. El Post-Procesamiento consiste en rectificar los resultados a una vista ortogonal y calibrarlos para transformar las velocidades en [pixel/intervalo de imagen] a [m/s]. Para ello se requieren al menos cuatro puntos no alineados, con distancias conocidas entre ellos, para lograr como resultado la transformación de la imagen obtenida en perspectiva en una imagen de proyección orto-normal.

Para cuantificar las velocidades superficiales mediante LSPIV en la sección de análisis se siguieron los pasos descriptos a continuación:

1. *Registro de los videos*: es necesaria la grabación de imágenes secuenciales mediante la utilización de una cámara fotográfica digital o cámaras de video a una cierta cantidad de cuadros por segundo (cps). Se debe tener siempre en cuenta que:
 - i. La grabación de los mismos deben hacerse sin movimientos bruscos durante la filmación.
 - ii. Que la grabación tome todo el ancho del curso de agua
 - iii. Se debe tener 4 puntos de referencias para poder realizar las rectificaciones, debido a la no ortogonalidad entre la normal al flujo y la lente de la cámara.

Para el caso estudiado se analizaron videos de crecidas disponibles en la web, descartándose la mayoría por no cumplir con estos 3 requisitos básicos, seleccionándose un video que, a priori, se deduce que fue grabado por un lugareño quien lo subió al servidor de YouTube. El sitio en el que se registró el video el día 03 de marzo del 2015, se encuentra ubicado aguas abajo del puente de la calle Colón (ver Figura 4 y Figura 5). Es importante aclarar que solo 14 segundos del video fueron útiles para la aplicación de la técnica, siendo recomendable tener videos de al menos 30 segundos de duración para disminuir la incertidumbre en la estimación de las velocidades.



Figura 4.- Ubicación de la secciones de medición en la que se implementa la técnica LSPIV.



Figura 5.- Vista de la secciones de medición analizada.

2. *Análisis y procesamiento del video digital:* una vez capturado el video, se procede a analizarlo (obtener imágenes del mismo), rectificarlo (definiendo las distancias entre los 4 puntos que definen el área sobre la superficie del agua).
3. *Análisis de las imágenes obtenidas y el cálculo de los campos de velocidad superficial del flujo:* se utilizó el programa PIVlab (Thielicke & Stamhuis, 2014), software específico para el procesamiento digital en Velocimetría por Imágenes de Partículas (PIV) y desarrollado con Matlab® (**Error! Reference source not found.**);

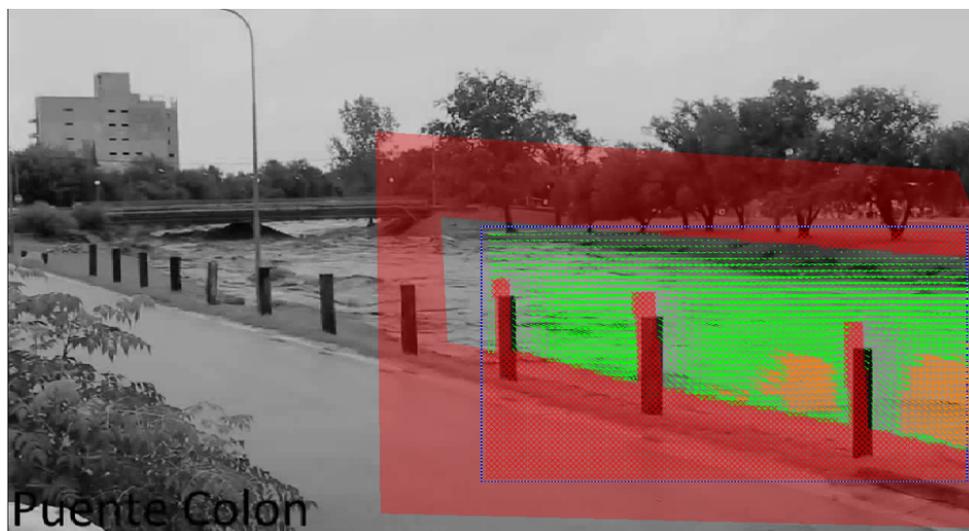


Figura 6.- Resultados del procesamiento del video con PIVlab.

Posteriormente, se procedió a rectificar los resultados obtenidos del procesamiento del video con PIVlab, para ello se empleó la herramienta computacional RIVeR (Patalano A. , García, Brevis, Guillén, & Moreno, 2015), en la **Error! Reference source not found.** se muestran las longitudes ingresadas para la rectificación de los resultados.

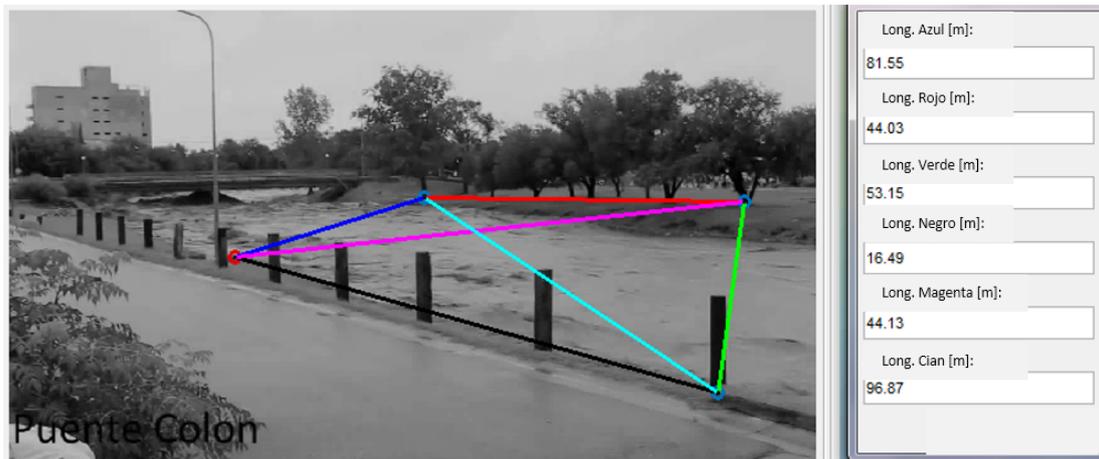


Figura 7.- Distancias para rectificación de las imágenes.

4. *Obtención de la batimetría y puntos de referencia:* luego de haberse definido el campo de velocidades superficiales, se utilizó la batimetría relevada por el personal de la municipalidad de Jesús María, mientras que las distancias entre los cuatro puntos se estimaron mediante distanciómetro. En la **Error! Reference source not found.**, se presenta la batimetría de la sección analizada, la línea azul corresponde a la sección ocupada durante el evento, en la que se estimó que le elevación del pelo de agua fue de 530.33m y un ancho de 38.9m.

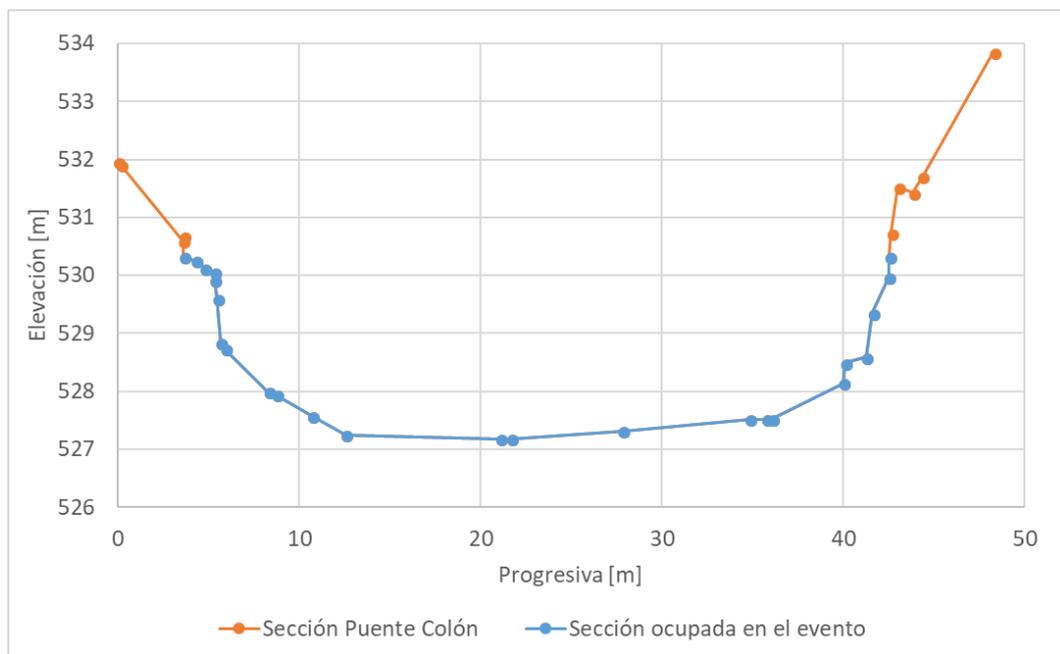


Figura 8.- Batimetría de la sección de análisis del video.

5. *Determinación del caudal y análisis de la información:* finalmente, conociendo el campo de velocidades superficiales y la batimetría de la sección, se procedió a determinar el caudal. Para ello es necesario establecer un factor α que vincule la velocidad media en la columna de agua y la velocidad superficial medida, que depende de la distribución vertical de las velocidades que está afectada por la geometría del fondo, su rugosidad, la presencia de corrientes secundarias y el efecto del viento. En este trabajo se adoptó el valor empírico de $\alpha=0.85$ (Chow, 1994).

$$Q = \alpha * V * A$$

[1]

Modelación Hidráulica

Para realizar la modelación hidráulica en dos dimensiones se implementó la herramienta informática HEC-RAS 2D, popular software de uso libre, cuyo proceso evolutivo ha venido desarrollando nuevas herramientas de trabajo para el análisis de flujo en diferentes condiciones. Basa su aplicación en las ecuaciones de Onda Difusiva y Sant Venant (a criterio del usuario) las cuales resuelve mediante el algoritmo de Volúmenes Finitos Implícitos.

Las limitaciones actuales del modelado 2D en HEC-RAS son:

- Falta de flexibilidad para la inclusión de estructuras hidráulicas internas al área de estudio
- No es posible modelar procesos de erosión/sedimentación en el área de estudio.
- No es posible modelar procesos de transporte de contaminantes en el área de estudio.
- No es posible conectar estaciones de bombeo directamente a celdas del área de estudio.
- No es posible modelar puentes dentro del área de estudio.

Previo a la ejecución del modelo 2D, se requiere de una serie de configuraciones previas, que involucran establecer tolerancias de cálculo que permitan obtener resultados coherentes. Dos de los más importantes parámetros que requieren de configuración son el tamaño de malla y el paso de tiempo de cómputo. El tamaño de malla (Δx) permite que el modelo se adecue apropiadamente al terreno y de esa forma pueda incluir todas las obstrucciones presentes. El paso de tiempo de cómputo (Δt) está relacionado al Número de Courant, que se obtiene de la relación entre espacio, velocidad y tiempo, sabiendo que dicha relación debe ser menor igual que la unidad. Ambos serán necesarios para obtener buena precisión numérica y reducir al mínimo el tiempo de cálculo.

El tramo del río seleccionado para realizar la modelación bidimensional (2D) está comprendido desde su nacimiento (confluencia de los ríos Ascochinga y Santa Catalina), hasta aguas abajo de la planta de cloacas de dicha localidad (Figura 9). Los resultados pretenden estimar los niveles y velocidades medias en dicho tramo. La fortaleza del modelo implementado por HEC-RAS radica en que cumple con parsimonia y dada la falta de información y registros sobre el cauce se pudo calibrar el parámetro de la rugosidad en base a la información recopilada del evento registrado.

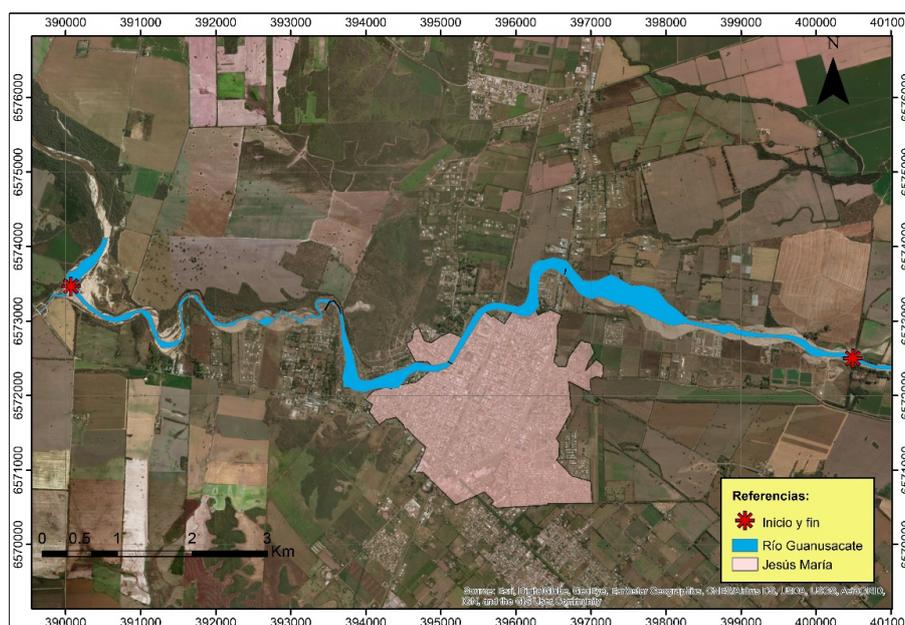


Figura 9.- Tramo de río seleccionado para modelación hidráulica.

Como punto de partida para realizar la modelación hidráulica mediante HEC_RAS fue necesario fijar e ingresar ciertos datos y parámetros que se detallan a continuación:

1. *Modelo Digital de Terreno*: Como información de soporte, se requiere de un modelo digital de elevación (MDE) que brinde información de la topografía y los niveles en el sector de estudio. Para ello, se empleó un modelo desarrollado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) con resolución espacial de 5m y una precisión vertical submétrica, obtenido a partir de vuelos aerofotogramétricos llevados a cabo con el siguiente equipamiento: a) una cámara digital Vexcel UltraCamXp; b) un sistema de navegación GNSS; y c) un sistema inercial IMU. El IGN ha desarrollado una línea de producción que le permite la determinación precisa de los parámetros de orientación externa de los fotogramas, la aerotriangulación por haces de rayos, y finalmente, la generación de un MDE. Cabe aclarar, que la precisión del modelo radica fundamentalmente en la precisión del MDE, para obtener un mayor precisión en el mismo, se realizó una unión del MDE provisto por el ING y el MDE generado a través de la información topográfica existente (Figura 10).

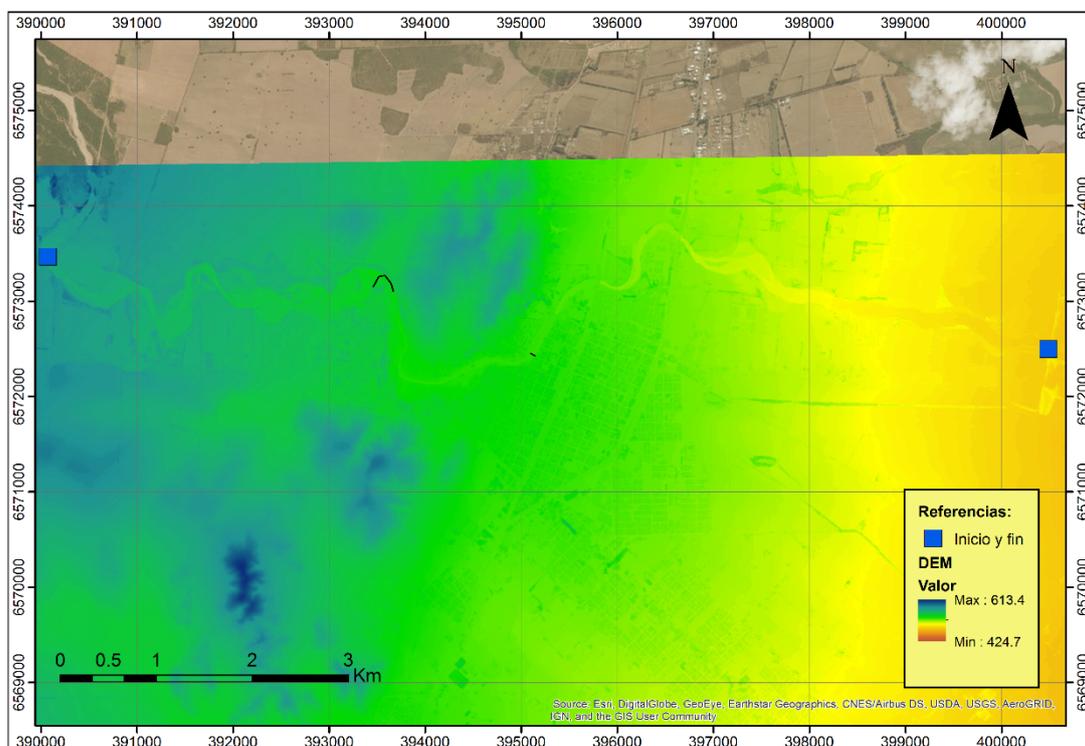


Figura 10.- Modelo digital de elevación del área de estudio.

2. *Rugosidad*: Dicha información debe ser ingresada en un archivo vectorial georreferenciado (ver Figura 11). De las observaciones realizadas en las diferentes campañas, se definieron 5 zonas bien marcadas: cauce; vegetación ribereña; campo; ciudad; periurbano. Los valores de rugosidad correspondiente al cauce, fueron ajustados en base al evento registrado, mientras que a las demás zonas se les asignó un valor de rugosidad recomendado en la bibliografía, según las características propias de cada zona relevada en campo (ver Tabla 1).

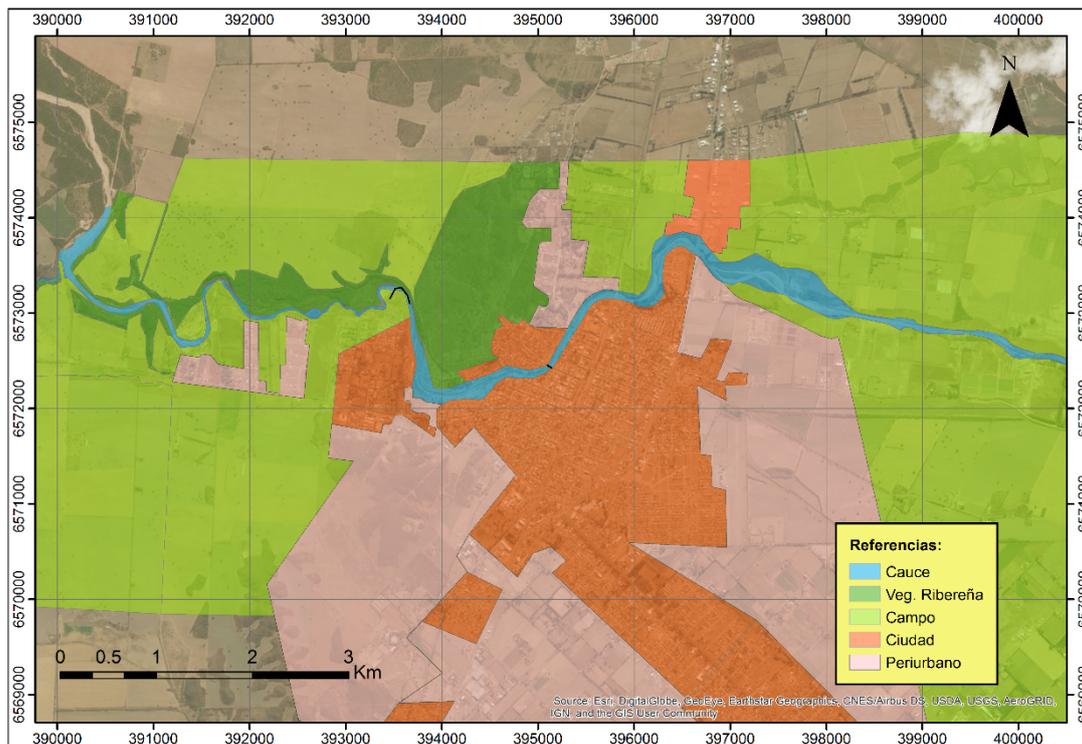


Figura 11.- Mapa de clasificación de usos de suelo.

Tabla 1.- Valores de rugosidad adoptados para las zonas identificadas.

Uso de Suelo	Valor de n de Manning
Vegetación Ribereña	0.070
Campo	0.055
Ciudad	0.100
Periurbano	0.080

3. *Condiciones de Borde:* Para resolver las ecuaciones de continuidad y momentum en el tramo de modelación se requiere definir las condiciones de borde a aplicar al modelo, es decir el tirante aguas abajo, si el régimen es subcrítico; el tirante aguas arriba, si el régimen es supercrítico y si el flujo es mixto se requiere definir tanto el nivel de aguas abajo como el de aguas arriba. En este caso se definieron las condiciones de borde tanto aguas arriba como aguas abajo: para la condición aguas arriba se definió el hidrograma de ingreso al modelo, que corresponde a un hidrograma constante de magnitud igual al caudal obtenido del procesamiento del video, esto se debe a que para que el modelo bidimensional corra sin inconvenientes es necesario simular un flujo no estacionario. Para la condición aguas abajo se ingresó como información la pendiente de la línea de energía en dicha sección de manera que el programa pueda calcular el tirante normal. Los valores de pendientes de la línea de energía se obtuvieron en base a la topografía provista (ver Tabla 2), es decir que se asumió aquí que la pendiente de la línea de energía es igual a la pendiente topográfica.

Tabla 2.- Valores de pendiente de fondo en las secciones aguas abajo del modelo 2D.

Sección	Pendiente de Fondo [%]
Aguas Abajo	0.29

Para realizar la calibración del modelo, se debió considerar que el programa no permite aún ingresar estructuras de manera simple, por lo que de manera simplificada, los efectos producidos hidráulicos por la pila y/o el tablero del puente no serán considerados, pero si serán considerados los efectos producidos por los estribos. Al momento de realizar la modelación, por cuestiones de extensión del área de estudio, tamaño de la malla de cálculo y limitaciones computacionales, se optó por realizar las simulaciones resolviendo las Ecuaciones de Difusión.

En forma iterativa, se corrió el modelo con diferentes valores de rugosidad de Manning (n) hasta obtener valores de velocidad y tirante de agua iguales a los registrados en el evento.

RESULTADOS

Del procesamiento del video con PIVLab y RiVer se obtuvieron las velocidades superficiales a lo largo de la sección transversal analizada. En la Figura 12 se puede observar que el valor medio de las velocidades superficiales es de 2.4m/s, tomando como valor máximo de 3.5m/s. Por otra parte, se observa que los valores mínimos se encuentran en las márgenes y en el centro debido a los efectos de la pila del puente.

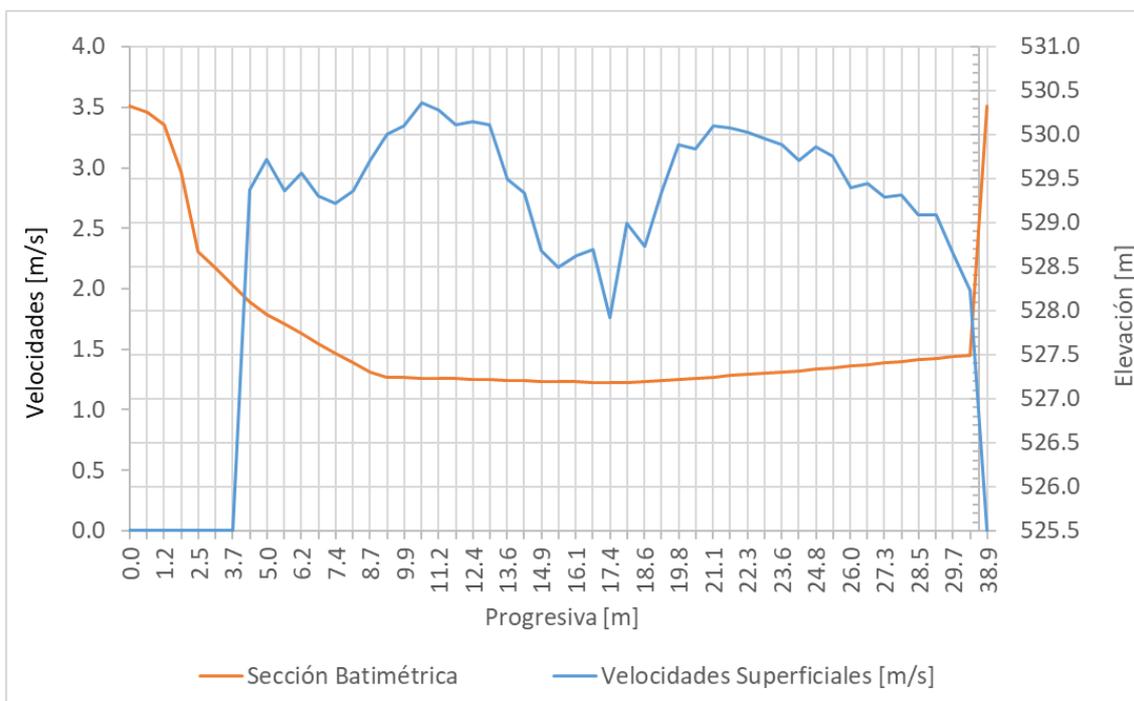


Figura 12.- Batimetría de la sección y velocidades superficiales obtenidas del procesamiento.

Conocido el campo de velocidades superficiales y la batimetría de la sección (Figura 13), el caudal se determinó con la fórmula que vincula a este con dichas velocidades descripto en la metodología.

El caudal escurrido superficialmente para el video analizado en la sección con una profundidad media de 2.54m, un ancho de boca (B) de 38.92m, arroja un valor de 206m³/s, para una velocidad media en la sección de 2.1m/s.

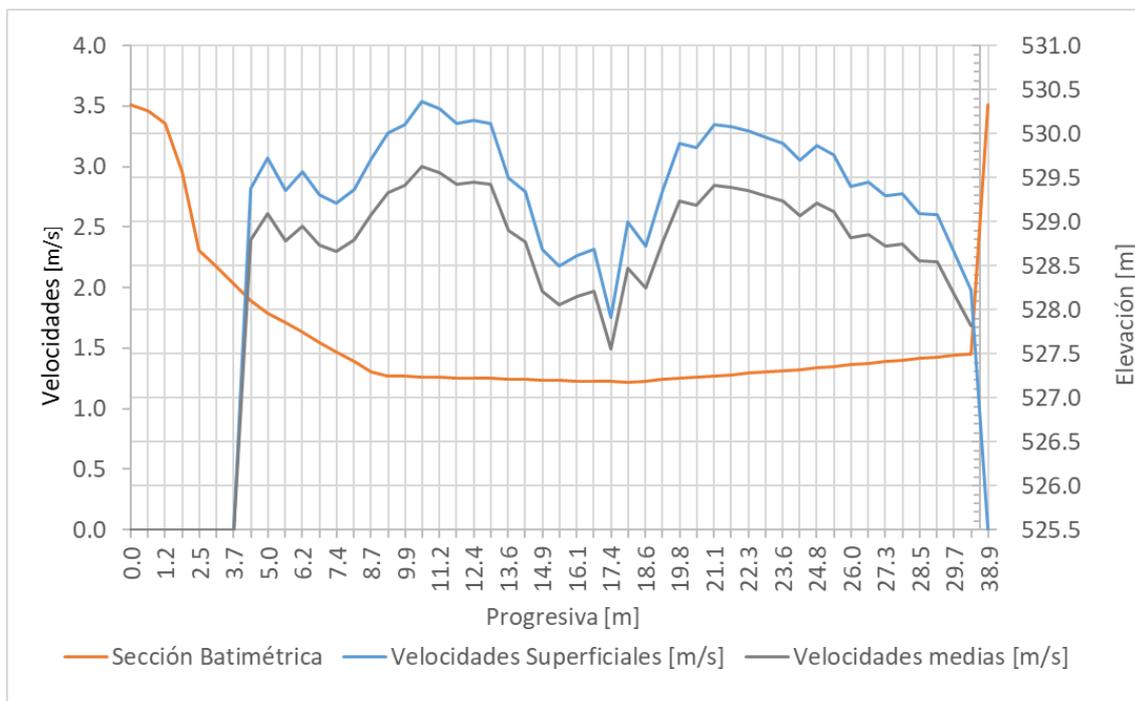


Figura 13.- Batimetría de la sección y velocidades superficiales y medias obtenidas del procesamiento.

El perfil de velocidad media así obtenido del evento del 3 de marzo del 2015 se comparó con las simulaciones realizadas para distintos valores de rugosidad para obtener como resultado la calibración del modelo Bidimensional con HEC-RAS.

Dicha comparación se llevó a cabo de manera gráfica (ver Figura 14) y analítica, empleando el Error Medio Cuadrático (EMC) en base a los resultados obtenidos de las simulaciones con diferentes rugosidades (Error! Reference source not found. y 4).

$$EMC = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{a}_i - a_i)^2}{n} \quad [2]$$

Donde \hat{a} es el valor que toma la variable hidráulica de la modelación, a es el valor de la variable hidráulica medida en el evento registrado, n es el número de registros, en este caso de análisis $n=1$.

Tabla 3.- Velocidades obtenidas del modelo HEC-RAS 2D y estimadas del evento.

	Modelo HEC-RAS 2D				Evento
	n=0.03	n=0.035	n=0.04	n=0.055	
Velocidad máxima [m/s]	4.5	3.8	2.2	2.1	3.01
Velocidad media [m/s]	2.0	1.7	1.1	1.0	2.10
Velocidad mínima [m/s]	0.0	0.0	0.0	0.0	0
B [m]	38.7	38.7	38.7	38.7	38.9

Tabla 4.- Valores de EMC para las velocidades obtenidas del modelo HEC-RAS 2D y estimadas del evento.

	EMC			
	n=0.03	n=0.035	n=0.04	n=0.055
Velocidad máxima	2.28	0.68	0.64	0.91
Velocidad media	0.01	0.13	1.06	1.15
Velocidad mínima	0.00	0.00	0.00	0.00
B	0.05	0.05	0.05	0.05

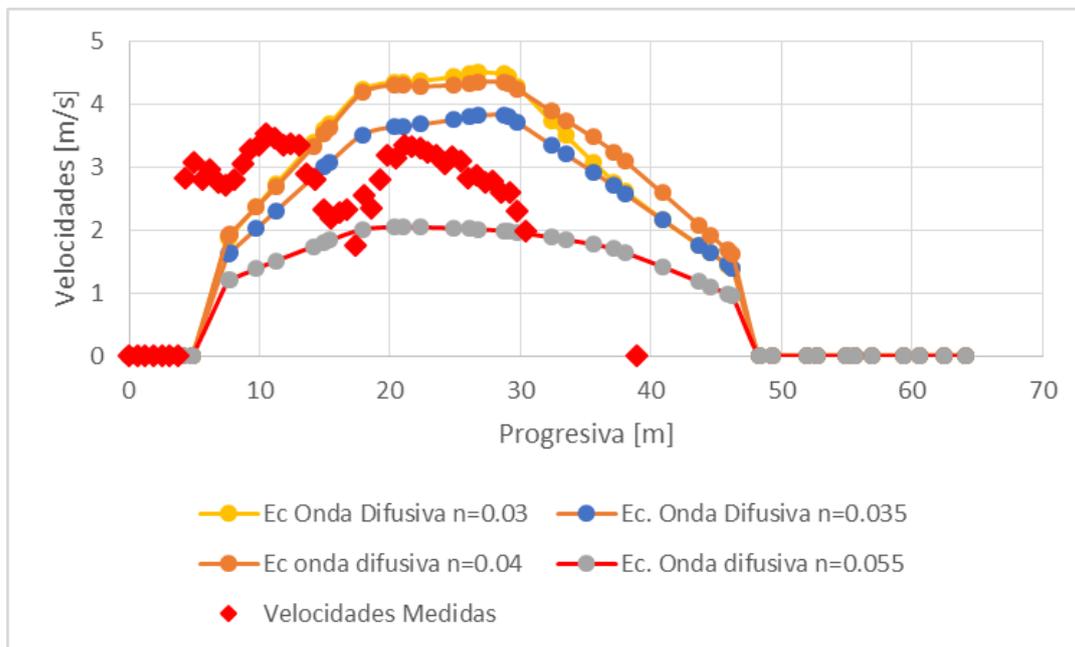


Figura 14. Perfiles de velocidades medias medidas y calculadas en la sección de control.

CONCLUSIONES

En primer lugar, mediante la selección de un video de la web se pudo obtener el registro de un evento de crecida del río que cumplió con las condiciones para aplicar la técnica LSPIV. De allí, fue posible estimar las velocidades superficiales, medias y el caudal que por allí escurre. En los resultados obtenidos de la aplicación de LSPIV, se pueden observar que la técnica identifica las variaciones de velocidad a lo largo de la sección, ya que en el gráfico de velocidades superficiales, se observan claramente los efectos de los contornos y de la pila del puente.

Con la información provista por la aplicación de LSPIV pudo ser calibrado al modelo hidráulico bidimensional realizado con la herramienta HEC-RAS.

En cuanto a dicha calibración, de la visualización gráfica resulta que la rugosidad de $n=0.035$ tiene la mejor aproximación a velocidades medias medidas. En base a los valores del Error Medio Cuadrático (EMC) ocurre algo similar, si bien las velocidades máximas se asemejan más con una rugosidad de $n=0.04$, en promedio el EMC, es menor para la rugosidad de $n=0.035$ ($EMC=0.22$). Adoptándose, entonces el valor de $n=0.035$ para la rugosidad del cauce del río Guanacate, aportando un parámetro hidráulico calibrado que permitirá el cálculo más exacto de las velocidades generadas por distintos caudales.

REFERENCIAS

- Chow, V. T.** (1994). *Open-channel hydraulics*. Tokyo: McGraw-Hill Higher Education.
- Patalano, A., García, C., Brevis, W., Guillén, N., & Moreno, L. R.** (2015). *Recent advances in Eulerian and Lagrangian Large-Scale Particle Image Velocimetry*. 36th IAHR World Congress.
- Patalano, A., García, C., Guillén, N., García, C., Diaz, E., & Cavallera, N.** (2013). *Evaluación experimental de técnicas de cuantificación de aguas superficiales en ríos serranos*. Santa Fe, Argentina: Sexto Simposio Regional Sobre Hidráulica de Ríos .
- Thielicke, W., & Stamhuis, E.** (2014). PIVlab - Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software*, 2.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE RELACIONADA A LA
EXTRAPOLACIÓN DE CURVAS ALTURA-CAUDAL (H-Q)**

Magdalena Baraquet^{1,2}, Germán Liendo¹, Nicolás Guillén^{1,2}, Javier Alvarez^{1,2}, Carlos M. García^{1,2}

¹Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFYN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.

²Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFYN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.
E-mail: magdalena_baraquet@hotmail.com

RESUMEN:

Las curvas H-Q que relacionan valores esperados de altura del nivel de superficie libre (H) y el caudal escurrido (Q) en secciones de cauces fluviales se obtienen al ajustar valores de H y Q observados durante una serie de aforos. Para el ajuste óptimo de las curvas se requiere una significativa cantidad de mediciones de caudal (aforos) que abarquen distintos niveles alcanzados por el agua en una sección y que los mismos estén bien distribuidos entre los períodos de estiaje y de crecidas. Cuanto mayor sea el número de aforos realizados y que estos aforos representen todas las condiciones de flujo posibles (incluidos los extremos hidrológicos), mejores serán los resultados que se puede obtener de estas curvas. La importancia de contar con la curva H-Q es que, una vez construida, permite estimar valores de caudales escurridos a partir de la observación simple del nivel de superficie libre por lo que se convierte en una herramienta clave de gestión de los recursos hídricos especialmente en condiciones extremas. En nuestro país, a pesar de algunos esfuerzos realizados, son escasos los monitoreos realizados para lograr una correcta cuantificación del recurso hídrico y en los casos de que existan estos monitoreos se realizan en condiciones de aguas medias y bajas con una gran incertidumbre en la estimación de valores esperados durante extremos hidrológicos. En este trabajo se realiza un análisis de incertidumbre en la cuantificación de extremos hidrológicos debido a la extrapolación de curvas altura-caudal (H-Q). Para ello se utilizan series históricas de aforos, caudales y alturas de superficie libre observados en algunos cursos fluviales de la Argentina realizadas y que están disponible en la base de datos hidrológicos de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación.

PALABRAS CLAVES: *Curvas H-Q, Incertidumbre*

ABSTRACT:

The rating curves that relate values of water surface levels (H) and flow discharges (Q) in river cross sections are obtained by adjusting values of H and Q obtained during a series of measurements. In order to reach a good fit of the rating curves, a significant amount of flow discharge measurements that cover different water levels in a river cross section are required; and they should be distributed between the periods of low water and floods. If the measurements are enough and represent all possible flow conditions (including hydrological extremes), the results will be better. The importance of having the rating curve is that, once constructed, it allows to estimate values of flow discharges from the simple observation of the water level, which makes it an important tool for water resources management especially in extreme conditions. In Argentina, in

spite of some efforts made, there are not many flow discharge and water level measurements in order to achieve a correct quantification of the water resource; and these discharge measurements are usually made under medium and low water conditions what generates great uncertainty in the estimation of expected discharge values during hydrological flood extremes. In this work an uncertainty analysis of the quantification of hydrological extremes due to the extrapolation of rating curves is presented. This analysis was performed using historical series of flow discharge measurements and water levels of some rivers in Argentina from the hydrological data base of the National Water Resources Bureau.

PALABRAS CLAVES: *Rating curves, Uncertainty*

INTRODUCCIÓN

Las curvas que relacionan altura-caudal (H-Q) en secciones de cauces fluviales se obtienen como producto de una serie de aforos. Las curvas exigen, para una adecuada definición, una serie de mediciones de caudal que abarquen distintos niveles alcanzados por el agua en una sección y que los mismos estén bien distribuidos entre los períodos de estiaje y también capten las crecidas. Cuanto mayor sea el número de aforos, mejores serán los resultados que puede a futuro estimar la curva. La importancia de contar con la curva H-Q es que, una vez construida, con el dato de altura se obtiene el caudal en forma directa.

La sección de aforo donde se realiza una curva H-Q debe cumplir ciertos requerimientos: debe ser constante, no tener erosiones o sedimentaciones, no estar afectada por remanso y presentar un régimen del río establecido.

En nuestro país, a pesar de algunos esfuerzos realizados, son escasos los monitoreos para lograr una correcta cuantificación del recurso hídrico; y lo que se busca en este trabajo es analizar la importancia de una adecuada estimación de las relaciones H-Q.

OBJETIVOS

En este trabajo, a partir de series históricas de aforos, caudales y alturas de algunos cursos fluviales de la Argentina realizadas por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación se busca analizar la incertidumbre relacionada a la extrapolación de curvas altura-caudal (H-Q).

MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizaron para este trabajo series históricas de aforos, niveles, caudales máximos instantáneos y caudales medios diarios de la **Base de Datos Hidrológica Integrada (BDHI)** de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. Las estaciones seleccionadas para el análisis fueron las siguientes:

- Pueblo Andino – Río Carcarañá, Provincia de Santa Fe.
- El Soberbio – Río Uruguay, Provincia de Misiones.
- Corrientes – Río Paraná, Provincia de Corrientes.
- Potrero del Clavillo – Río Las Cañas, Provincia de Tucumán.

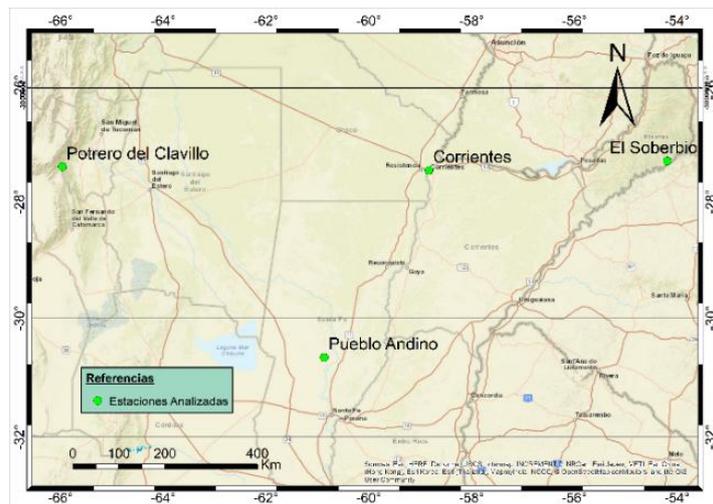


Figura 1.- Localización de las secciones de aforo analizadas.

De estas 4 estaciones, las primeras 3 pertenecen a cuencas de llanura, mientras que la última se encuentra dentro de una cuenca de montaña.

Estas estaciones fueron seleccionadas por poseer una adecuada base de datos de aforos de caudales, y además cuenta con datos históricos de Altura (H), Caudal Medio Diario (QMD) y Caudal Máximo Instantáneo (QMI).

La metodología de trabajo utilizada se resume de la siguiente manera:

1. *Ajuste de relaciones H-Q:* a partir de los aforos se estimaron curvas altura-caudal. La ecuación adoptada es del siguiente tipo:

$$Q = C(H - H_0)^{5/3} \quad [1]$$

Donde C y H_0 son parámetros de ajuste; y H es nivel informado durante el aforo (en m) y Q es el caudal aforado (en m^3/s).

Para la misma serie de aforos se realizaron más de un ajuste para poder analizar la incertidumbre relacionada a la extrapolación de las curvas H-Q: además del ajuste de la serie completa de aforos, también se ajustaron curvas a partir de series truncas para diferentes umbrales de nivel predefinidos.

2. *Análisis de frecuencia:* se relacionaron las siguientes series con el período de retorno:
 - a) Caudales máximos instantáneos (QMI).
 - b) Caudales medios diarios (QMD).
 - c) QMD calculados a partir de las H-Q predefinidas.
 - d) Niveles (H).
3. *Análisis de los resultados obtenidos:* se analizó la variación de los caudales de diseño asociados a diferentes recurrencias estimados a partir, no solo de diferentes variables (QMI, QMD, H), sino también a partir de diferentes relaciones H-Q.

RESULTADOS

A continuación, se presentan los principales resultados alcanzados en la estación limnimétrica “El Soberbio”.

En dicha localización se contaba con 218 aforos realizados entre 1983 y 2016. Se ajustaron relaciones H-Q utilizando por un lado la serie completa de aforos; y, además, se realizó la misma tarea para aforos realizados con alturas umbrales menores a 15, 10 y 5 m.

Al realizar el análisis de frecuencia sobre la serie de niveles completa (H) se determinó que

en el caso de la serie completa el aforo máximo posee una recurrencia de 20 años; análogamente, los niveles umbrales de 15, 10 y 5 m. poseen recurrencias asociadas de 4, 1.5, 1.01 años.

A continuación, en la **Figura 2** se presentan los valores de los parámetros de las curvas H-Q ajustados en los 4 casos y en la Figura 2 se grafican las curvas superpuestas con todos los aforos con que contaba la base de datos.

Tabla 1.- Valores de los parámetros de las curvas H-Q ajustados en cada caso – El Soberbio.

Parámetros	Todos los aforos	Aforos con H<15 m	Aforos con H<10 m	Aforos con H<5 m
	T<20 años	T<4 años	T<1.5 años	T<1.01 años
C	225.8	270.4	292.8	338.6
H ₀	-1.6	-1.1	-0.9	-0.6

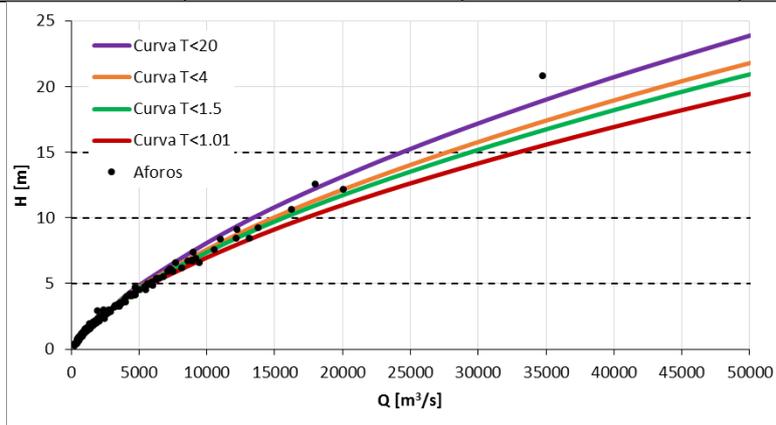


Figura 2.- Aforos y curvas H-Q ajustadas para cada caso – El Soberbio.

De la última figura, se observa claramente que a medida que se van restringiendo los aforos usados en los diferentes ajustes, las diferencias entre los caudales estimados para las mayores aturas respecto a los aforados se incrementan notablemente.

Luego del cálculo de las H-Q se procedió a realizar análisis de frecuencia sobre las series de QMI y QMD. Además, también se realizó este procedimiento sobre las series de caudales obtenidas aplicando los 4 ajustes H-Q realizados sobre la serie de niveles completa. También se calcularon los caudales asociados a diferentes recurrencias aplicando cada uno de los ajustes sobre los niveles de diseño obtenidos del análisis de frecuencia de dicha variable previamente. A continuación, se presentan dichos resultados:

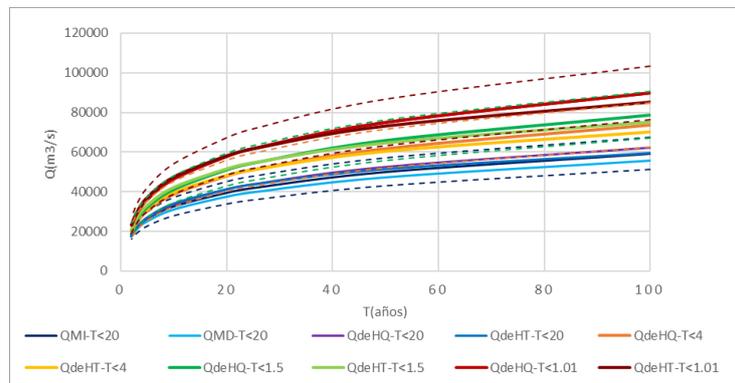


Figura 3.- Caudales de diseño asociados a diferentes períodos de retorno obtenidos de los diferentes análisis de frecuencia – El Soberbio.

De esta última imagen se observa en primer lugar que se alcanzan caudales de diseño del mismo orden de magnitud si se los obtienen del análisis de frecuencia de caudales (obtenidos luego de aplicar las H-Q sobre las series de H) o bien del análisis de frecuencia de niveles y después se

estiman dichos caudales aplicando el ajuste H-Q.

Del último análisis también resulta claro que al ir restringiendo las curvas H-Q estimadas debido a falta de aforos de crecidas se obtienen mayores diferencias entre los caudales de diseño. Si se comparan los caudales asociados a un período de retorno de 100 años obtenidos mediante la serie de QMI respecto a los estimados con los diferentes ajustes se obtienen diferencias del orden de 20, 30 y 50% para los niveles umbrales de 15, 10 y 5 m. respectivamente (cada uno con recurrencias asociadas de 4, 1.5, 1.01 años).

Análogamente a lo aquí desarrollado se trabajó para recurrencias de 10, 25 y 50 años con las cuatro series hidrológicas históricas.

En las demás cuencas analizadas se obtieron resultados similares: cuando las recurrencias de los aforos máximos son inferiores, las diferencias entre las estimaciones de caudales de diseño crecen exponencialmente. En la Figura 4 se grafica la diferencia porcentual entre los caudales respecto al valor estimado para el mismo tiempo de retorno a partir de la serie de QMI en relación con el tiempo de retorno del máximo evento aforado en la H-Q:

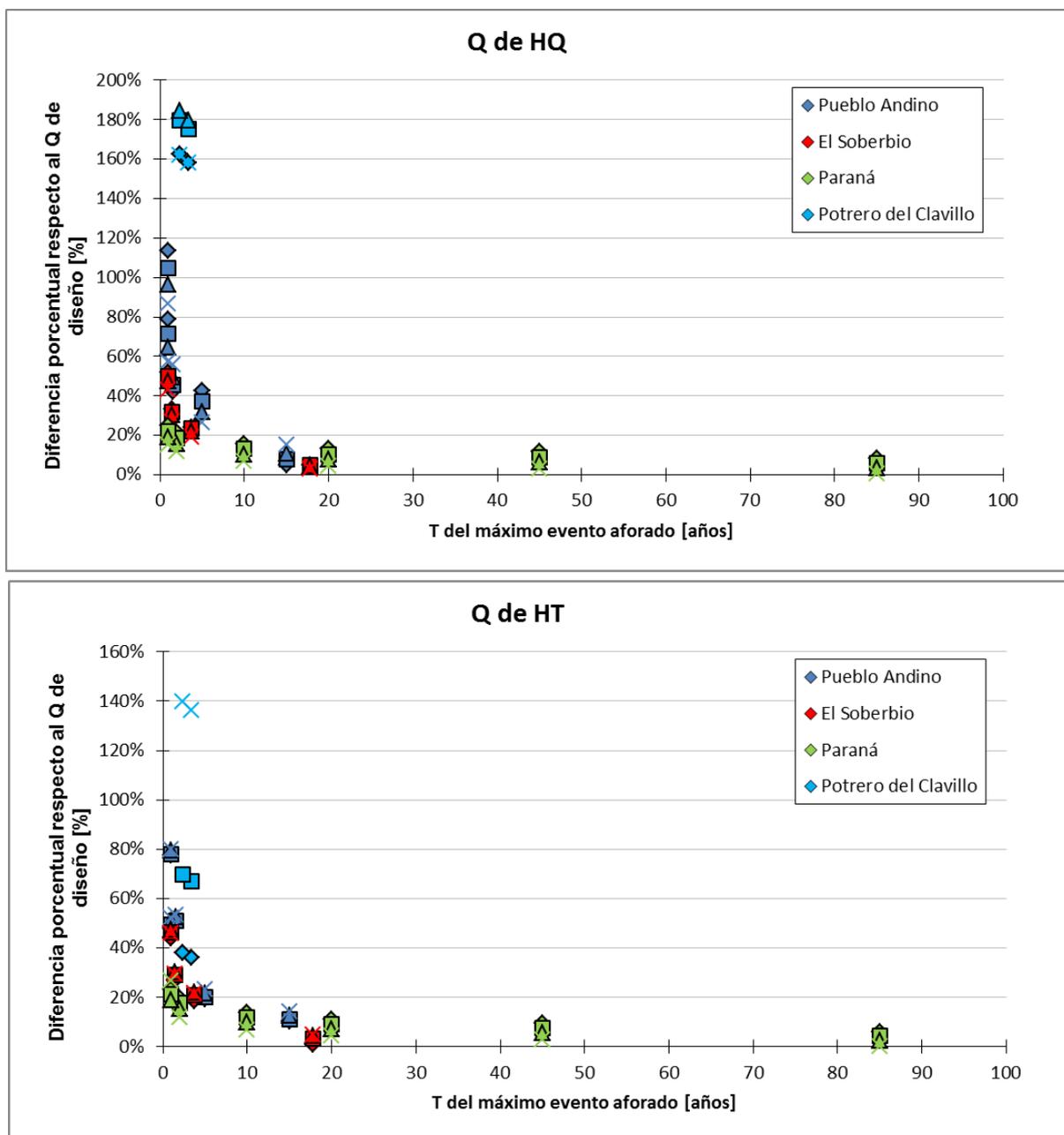


Figura 4.- Diferencia porcentual entre los caudales respecto al valor estimado para el mismo tiempo de

retorno a partir de la serie de QMI en relación al tiempo de retorno del máximo evento aforado en la H-Q.

De esta última figura, se observa claramente que cuando se cuenta con aforos de caudales asociados a recurrencias de 10 años o mayores, la estimación de caudales a partir de datos de nivel resulta mucho más certera.

También se ha encontrado que la diferencia en la estimación de los caudales de diseño es independiente del tiempo de retorno.

CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos es importante destacar que al si se obtienen caudales de diseño del análisis de frecuencia de caudales (obtenidos luego de aplicar las HQ sobre las series de H) o bien del análisis de frecuencia de niveles y después se estiman dichos caudales aplicando el ajuste H-Q, se obtienen resultados del mismo orden de magnitud.

Además, también resulta claro que al ir restringiendo las curvas H-Q estimadas debido a falta de aforos de crecidas se obtienen mayores diferencias entre los caudales de diseño. Si se afora un evento de recurrencia de por lo menos 10 años los caudales estimados resultan adecuados.

Se observó el mismo comportamiento en cuencas de montaña y llanura.

De ahora en adelante, luego de que fue demostrada la importancia de realizar aforos en periodos de crecida, es que se propone estimar caudales a partir de la aplicación de técnicas modernas de medición de bajo costo tales como LSPIV, en la cual partiendo de la estimación de la velocidad media superficial del flujo y mediante el procesamiento de un video digital, es posible el cálculo de caudal.

Referencias Bibliográficas

Base de Datos Hidrológica Integrada – BDHI. Subsecretaría de Recursos Hídricos. Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. <https://www.mininterior.gov.ar/obras-publicas/rh-base.php>

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MEDICIÓN DE LA EROSIÓN DE LA COSTA DEL RÍO PARANÁ
PROVOCADA POR EL OLEAJE DE UNA EMBARCACIÓN**

Silvina Mangini, Héctor Prendes, José Huespe y Yasser Palay Esquivel

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas

Universidad Nacional del Litoral. Ciudad Universitaria, 3000 Santa Fe, Argentina

e-mail: silvinamangini@yahoo.com.ar, hectorhugoprende@gmail.com, jhuespe@fich.unl.edu.ar, web page:
<http://fich.unl.edu.ar>

RESUMEN:

Dentro del Proyecto de Investigación de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral (FICH-UNL) denominado "Análisis de los Efectos Hidrosedimentológicos ocasionados por la Navegación Fluvial en las Hidrovías Argentinas", se llevaron a cabo tareas específicas (mediciones en campo, modelación física y matemática) con el fin de llegar a estimar los efectos hidrosedimentológicos que causa el oleaje producido por el paso de embarcaciones en las costas de las vías navegables fluviales.

Se realizaron, entre otras, tareas de campo que tuvieron como objetivo medir la erosión de la costa, debido al oleaje provocado por el paso de una embarcación del tipo deportiva, en un lugar particular de la costa del Río Paraná.

Las tareas de campo consistieron en provocar el oleaje haciendo navegar una embarcación rápida, con motor fuera de borda, de manera paralela y a una cierta distancia de la costa. Estos pasajes de la embarcación se repitieron durante un cierto tiempo. Se midió el oleaje producido que impactó en la costa, con un sensor de olas construido mediante un GPS Diferencial montado sobre un dispositivo flotante. Luego de estos episodios de oleaje, que impactaron en la costa durante un cierto tiempo, se midió el retroceso de la misma producto de la erosión ocasionada por el oleaje. En este trabajo se presentan las tareas de campo y los resultados obtenidos, caracterizando el oleaje y relacionándolo con la erosión medida.

ABSTRACT:

The Research Project of the Faculty of Engineering and Water Sciences of the National University of the Litoral (FICH-UNL) called "Analysis of the Hydrosedimentological Effects caused by River Navigation in the Argentine Waterways", develops specific tasks (field measurements, physical modeling and mathematics) in order to estimate the hydrosedimentological effects caused by the waves produced by the navigation of ships on the navigable waterways.

Field tasks were carried out to measure the erosion of the Paraná River coast, caused by the waves produced by the navigation of sports-type boats on a stretch of the Paraná River coast.

The waves were generated by the navigation of the sports-boat at a certain distance from the coast, repeatedly and for a certain time. The generated wave that hit the coast, was measured with a wave sensor (Differential GPS supported on a floating device). After these episodes, the erosion produced on the coast was measured. In this work, the field tasks and the results obtained are presented, characterizing the waves and estimating the eroded volume in the stretch of coast.

PALABRAS CLAVES: *Erosión, Costa Río Paraná, oleaje, navegación*

INTRODUCCIÓN

El objetivo de este trabajo fue medir la erosión de la costa del río Paraná, debido al oleaje provocado por el paso de una embarcación del tipo deportiva. Para tal fin, se eligió un lugar en la costa el cual se muestra en la Figura 1. Las tareas de campo consistieron en provocar el oleaje que impactó sobre la costa, mediante la navegación programada de una embarcación deportiva, pasando reiteradas veces por la zona y de manera paralela, y a una cierta distancia de la misma. El oleaje producido por la embarcación en una zona próxima a la costa, fue registrado con un sensor de olas construido mediante un GPS Diferencial colocado sobre un dispositivo flotante (Prendes, 2017, Mangini, 2016). Luego de estos episodios de oleaje que impactaron en la costa durante un cierto tiempo, se midió el retroceso de la misma producto de la erosión. En este trabajo se presentan las tareas de campo y los resultados obtenidos, caracterizando el oleaje y relacionándolo con la erosión medida.



Figura 1.- Zona de la costa donde se realizaron las mediciones.

METODOLOGÍA

Las tareas de campo llevadas a cabo se describen a continuación:

1- Previo al inicio del pasaje de la embarcación deportiva, se delimitó en la margen una línea paralela a la costa, materializada con estacas (vértices de una poligonal). Las estacas se ubicaron a una distancia de 1.5 metros del borde de las costa, conformando una poligonal paralela a la costa antes de ser erosionada. Figura 2.



Figura 2.- Zona de la costa delimitada por poligonal de referencia definida con estacas.

2.- Se hizo navegar una embarcación deportiva de 7 metros de eslora, en forma paralela al tramo de costa elegido y a una distancia aproximada de 20 metros de la misma, con una velocidad de entre 15 y 20 km./ hora, ver Figura 3. La embarcación realizó numerosos recorridos de ida y vuelta durante un tiempo aproximado de una hora.



Figura 3.- Tareas de campo. Sensor de oleaje y Embarcación.

3.- Se midió el oleaje provocado por el paso de la embarcación con un sensor de olas diseñado en la FICH (Prendes, 2017, Mangini, 2016) y ubicado próximo a la costa, como se muestra en la Figura 3 y 4. La embarcación circuló paralela a la costa durante una hora, y se registraron 50 trenes de olas (uno por cada pasaje) que impactaron en la costa del tramo de estudio. El Sensor Altimétrico Flotante, que se compone de una boya sobre la cual está montado un DGPS (ver Figura 1), es capaz de obtener hasta 8 mediciones de la cota del pelo de agua por segundo. Las mediciones logran precisiones centimétricas, lo cual permite describir, tanto olas de muy pequeñas amplitudes y alta frecuencia, como olas de gran altura y baja frecuencia. El GPS del sensor de olas, posee un sistema diferencial con RTK (Cinemático a Tiempo Real), cuya precisión es: Horizontal: 10 mm + 1 ppm; Vertical: 20 mm + 1 ppm.



Figura 4.-. Sensor Altimétrico flotante.

4.- Una vez finalizada la navegación de la embarcación, se midió la distancia de la costa a cada estaca, a fin de determinar el espesor de margen erosionada en cada punto definido por la poligonal de referencia.

RESULTADOS

Oleaje

A modo de ejemplo, se presenta en la Figura 5, los trenes de olas 2 y 3 medidos con Sensor Altimétrico de Olas.

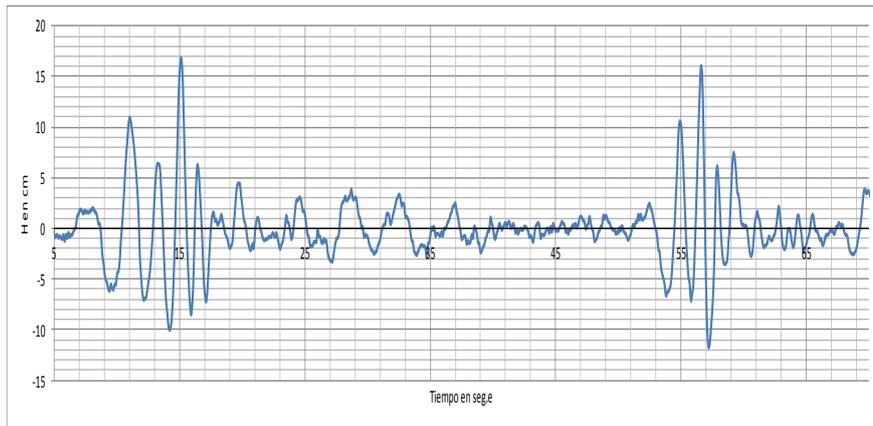


Figura 5.- Trenes de olas medidos con Sensor Altimétrico. Registros 2 y 3

A modo de ejemplo, se presentan en la Tabla 1, las características del oleaje de los registros 2 y 3.

Tabla 1. -Características del oleaje medido con sensor de olas. Registro 2 y 3

	Registro 2	Registro 3
Duración del tren de olas (s)	15.6	10.9
Hmax (m)	0.267	0.278
Período de Hmax (s)	1.9	1.3
H promedio del tren (m)	0,1319	0,1525
Período promedio (s)	2.09	1.865

Siendo: *Hmax*: Altura máxima de olas del tren.
Período de Hmax: período de la ola de máxima altura.
H promedio del tren: promedio de todas las alturas de olas que componen el tren.
Período promedio: promedio de los períodos de las olas que componen el tren.

La Tabla 2, presenta los valores de Hmax y duración del oleaje para los 50 trenes de olas registrados con el Sensor Altimétrico durante la campaña de mediciones.

Tabla2. -Características del oleaje de los 50 registros medidos

Registros de	H max. (m)	Duración	Registros de	H max. (m)	Duración
1	0.108	22	26	0.273	12.9
2	0.278	10.9	27	0.258	13.1
3	0.267	15.6	28	0.209	14.4
4	0.222	13.3	29	0.213	17.7
5	0.267	15.6	30	0.209	12.8
6	0.229	24	31	0.217	18
7	0.22	20	32	0.279	15.3
8	0.15	18	33	0.2	11
9	0.338	25	34	0.22	15
10	0.277	17.7	35	0.272	24.3
11	0.203	12.7	36	0.242	15
12	0.302	11.8	37	0.19	14.2
13	0.282	13.7	38	0.24	17.2
14	0.272	12.2	39	0.273	16
15	0.215	11	40	0.234	16.7
16	0.219	12.7	41	0.234	16.7
17	0.227	11.8	42	0.196	17.5
18	0.258	13.9	43	0.212	13.1
19	0.29	14.4	44	0.215	17.2
20	0.266	20.5	45	0.218	13.4
21	0.311	12.2	46	0.224	11.7
22	0.244	13.7	47	0.233	11.1
23	0.271	10.2	48	0.182	13
24	0.273	13.8	49	0.219	11
25	0.273	14	50	0.256	18

Las características promedio del oleaje total (50 registros) se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3.- Características del oleaje total en promedio.

Duración promedio de los trenes de olas (s)	15,14
Hmax. promedio (m)	0.2392
H promedio oleaje total (m)	0.122

El tiempo efectivo en que la costa del tramo en estudio estuvo sometido a los efectos del oleaje generado por la navegación de la embarcación fue de 833, 16 segundos (13.88 minutos).

Medición de la erosión en la costa

Para obtener el volumen de arena erosionada en la costa, producto de la acción del oleaje generado por el paso de la embarcación, se estimó la longitud erosionada en cada punto materializado por la estaca y, considerando la altura de la costa respecto del pelo de agua, se pudo estimar el volumen de arena erosionada en todo el tramo de estudio, haciendo un cálculo aproximado por tramo entre estacas (longitud erosionada promedio entre estacas x distancia entre estacas x altura de la costa). La Tabla 4 muestra las características de la poligonal materializada

con estacas, espesores erosionados en cada vértice y el volumen de arena erosionado por tramos. La Tabla 5 muestra el espesor erosionado promedio y la erosión total en todo tramo de costa en estudio.

Tabla 4.- Resumen del cálculo del volumen erosionado en la costa

Estaca Nro	Distancia acumulada línea de estacas (m)	Distancia desde estacas a la costa (m)	Distancia erosionada (m)	Vol. Erosionado por tramo (m ³)
1	0	1.3	0.2	
2	3.27	1.5	0	0.327
3	5.24	1.4	0.1	0.0985
4	7.59	1.14	0.36	0.5405
5	10.25	1.2	0.3	0.8778
6	11.88	1.36	0.14	0.3586
7	13.88	1.3	0.2	0.34
8	16.1	1.3	0.2	0.444
9	17.54	1.04	0.15	0.4752
10	19.14	1.17	0.33	0.632
11	21	1.34	0.16	0.4557
12	22.44	1.22	0.28	0.3168
13	24.44	1.2	0.3	0.58
14	25.69	1	0.5	0.5
15	27.55	1.12	0.38	0.8624
16	29.46	1.02	0.48	0.7783
17	31.57	1.32	0.18	0.6936
18	32.94	1.26	0.24	0.2877
19	34.15	1.2	0.3	0.3267
20	35.19	1.31	0.19	0.2548
21	36.78	1.27	0.23	0.3339
22	38.83	1.23	0.27	0.5125
23	40.77	1.2	0.3	0.5529
24	42.7	1.4	0.1	0.386
25	44.6	1.27	0.23	0.3135
26	48.25	1.24	0.26	0.8943
27	49.76	1.28	0.22	0.3624
28	51.5	1.34	0.16	0.3306
29	53.79	1.07	0.43	0.675
30	56.41	1.3	0.2	0.8253
31	58.98	1.1	0.4	0.771
32	61.16	1.2	0.3	0.763
33	63.66	1.36	0.14	0.55
34	66.65	1.1	0.4	0.8073

Tabla 5.- Erosión en el tramo de costa estudiada producida por el oleaje

Espesor de costa erosionado promedio en el tramo (m)	0.26
Erosión total medida en volumen (m ³)	17.23

CONCLUSIONES

Los resultados muestran que, en un tiempo efectivo de casi 14 minutos de oleaje producido por el paso de una embarcación deportiva, circulando con una velocidad de entre 15 y 20 km/h y a una distancia aproximada de 20 metros de la costa, se produce una erosión considerable en la misma:

- En promedio, a lo largo de todo el tramo de costa estudiada, la erosión medida en términos de espesor de la costa resultó de 26 cm.

- El volumen de arena erosionado resultó de 17.23 m³.

Los resultados obtenidos revelan la importancia que tiene en la degradación de la costa el pasaje de embarcaciones deportivas transitando a velocidades medias y con trayectorias cercanas a la costa.

REFERENCIAS

Mangini Silvina, Prendes Héctor, Huespe José y Palay Yasser. *“Importancia del Oleaje Causado por la Navegación Comercial en las Hidrovías Argentinas”*. XXVII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA. Lima, Perú, 28 al 30 de septiembre de 2016

Prendes H., Mangini S., Huespe J. y Palay Esquivel Y. *Análisis del Oleaje Producido por la Navegación Fluvial en la Hidrovia Argentina*”. XXVI CONGRESO NACIONAL DEL AGUA. Córdoba 2017.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ESTUDO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO RIO
GUALAXO DO NORTE NOS TRECHOS A JUSANTE E A MONTANTE
DO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DE FUNDÃO**

Priscila Kelly da Silva¹; Igor Andrade Azevedo²; Deyse Almeida dos Reis³; Anibal da Fonseca Santiago⁴; Ana Letícia Pilz de Castro⁴.

¹Engenheira Ambiental, formado pela Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.

²Graduando em Engenharia Civil, pela Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.

³Doutoranda do Programa de Pós Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil

⁴Docente do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.

priscilakelly90@yahoo.com.br; igor.ec@hotmail.com; deysereis.reis@gmail.com; anibalsantiago@gmail.com; analeticiapilz@gmail.com

RESUMO

O presente trabalho consiste na caracterização geométrica de dois trechos do Rio Gualaxo do Norte, afluente da bacia do alto Rio Doce, atingido em novembro de 2015 pelo rompimento da barragem de rejeitos de minério ferro de Fundão, pertencente à empresa Samarco, no município de Mariana - MG. Dos dois trechos estudados, um localiza-se a montante e outro a jusante do aporte de lama oriundo do rompimento da barragem. As medições foram realizadas em 11 seções situadas ao longo do curso d'água do Rio Gualaxo do Norte, durante o período de estiagem (julho, agosto e setembro/2016) e durante o período chuvoso (outubro e novembro/2016). A medição de altura da lâmina d'água e largura do rio foi realizada com a auxílio da régua linimétrica e de trena, respectivamente. Os resultados demonstram que trecho a jusante apresenta menor altura da lâmina d'água e maiores larguras, devido ao grande aporte de sedimentos recebido.

ABSTRACT

The present work consists in the geometric characterization of two stretches of the Gualaxo do Norte River, affluent of the upper Rio Doce basin, reached in November 2015 by the rupture of the Fundão dam. An iron ore tailings dam owned by Samarco, a mining company situated in Mariana - MG. Out of the two stretches studied, one is located upstream the muddy waste from the dam, while the other is located downstream of it. The measurements were done in 11 sections along the Gualaxo do Norte watercourse during the dry season (July, August and September / 2016) and during the rainy season (October and November / 2016). The water height and river width measurements were performed with the help of the linimetric ruler and a measuring tape, respectively. The results show that the downstream section presents lower height and larger widths, due to the large sediment input received.

PALAVRAS CHAVE: Características Geométricas, Rompimento da Barragem de Fundão, Rio Gualaxo do Norte.

INTRODUÇÃO

Os estudos das características geométricas de um rio possui grande importância para a hidráulica fluvial. Segundo Kuerten et al. (2009) a geometria dos canais resulta da interação entre fatores autóctones e alóctones que constroem e moldam ao longo do tempo diferentes feições do leito. Para Schumm (1977), a forma de canal é determinada pela granulometria e tipo da carga detrítica por ele transportada.

As perturbações ocorridas no leito desencadeiam o ajuste das formas e dinâmica do canal, o qual buscará alcançar um novo ponto de equilíbrio (Fernandez, 1990). Assim, o monitoramento das condições físicas do ambiente fluvial serve como indicador do efeito das alterações produzidas na área da bacia, principalmente as alterações decorrentes de atividades antrópicas (Kuerten, et al. 2009).

No dia 05 de novembro de 2015, a barragem de rejeitos de minério de ferro de Fundão, pertencente à mineradora Samarco, se rompeu causando o que vários pesquisadores consideram como o maior desastre ambiental ocorrido no Brasil, associada à atividade minerária. Este rompimento provocou o lançamento de aproximadamente 34 milhões metros cúbicos de rejeitos de minério de ferro, sendo que, em direção a calha do Rio Gualaxo do Norte foram carreados em torno de 18 milhões metros cúbicos e deste, 16 milhões metros cúbicos ficaram depositados, a princípio, nos vales desse rio e de tributários próximos (IBAMA, 2015).

Diante do exposto viu-se a necessidade de avaliar as alterações geométricas ocorridas no leito do rio Gualaxo do Norte, afim de visualizar as alterações ocorridas no seu leito.

METODOLOGIA

O estudo foi realizado na bacia do Rio Gualaxo do Norte, afluente do Rio do Carmo, localizado na bacia do alto Rio Doce. A cabeceira do Rio Gualaxo do Norte se localiza a Nordeste do município de Ouro Preto e a Noroeste do município de Mariana, municípios situados no Estado de MG, Brasil. O médio curso do Rio Gualaxo do Norte segue em direção a Leste, desaguardo no Rio do Carmo, no município de Barra Longa – MG (Rodrigues, 2012). A bacia do Rio Gualaxo do Norte apresenta uma área em torno de 253,16 km², possui padrão de drenagem em treliça e eventualmente dentrítico (SOUZA et al., 2005).

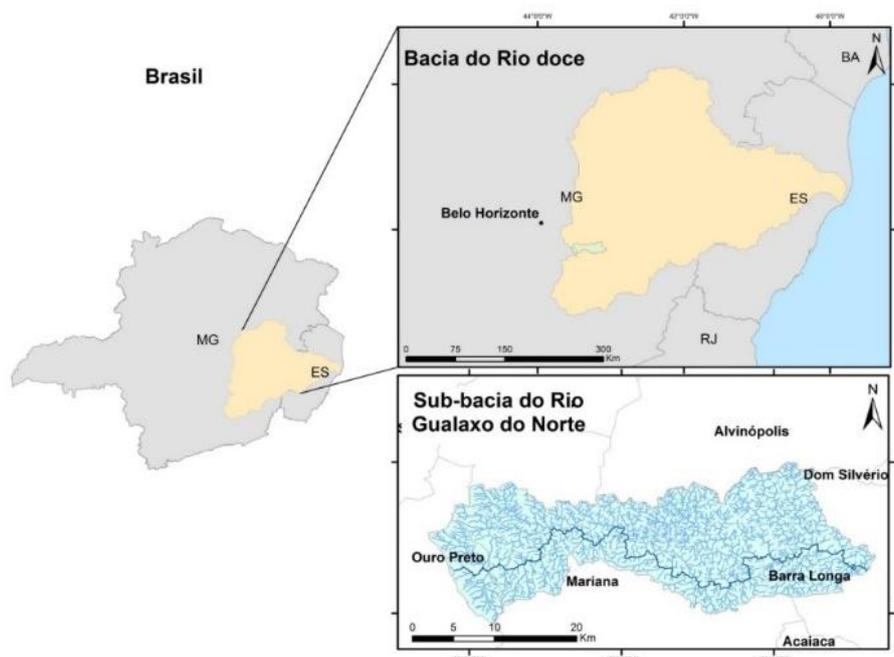


Figura 1.- Mapa de localização da área de estudo.

Foram definidos dois trechos para estudo, sendo um trecho a jusante e outro a montante do aporte de lama oriunda do rompimento da barragem de Fundão. Definiu-se 11 seção sendo 5 a montante e 6 a jusante do rompimento, conforme pode-se observar na Figura 2.

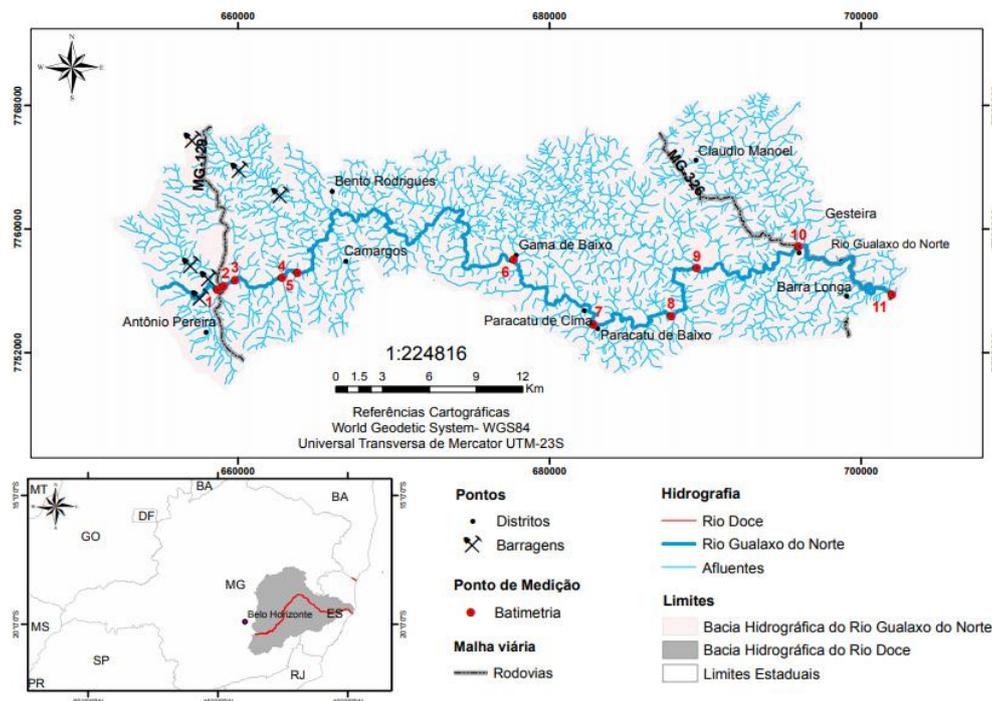


Figura 2.- Mapa de localização dos pontos estudados.

As seções de medição foram definidas por meio de coleta de informações oficiais, como plantas topográficas, imagens de satélite e relatórios do diagnóstico atual da área, juntamente com visitas de campo, adotando-se os seguintes critérios:

- a) Segurança das pessoas da equipe e dos equipamentos durante a coleta;
- b) Acesso fácil e rápido;
- c) Trecho mais retilíneo.

As medições foram realizadas em um período de cinco meses, sendo eles julho, agosto, setembro, outubro e novembro de 2016. Em geral, na área em estudo julho, agosto e setembro são considerados como meses secos e, outubro e novembro são considerados como meses chuvosos. Mediu-se neste período especificamente a altura da lâmina d'água e largura do rio.

A largura do rio foi definida com auxílio de uma trena, sendo que o zero da trena foi posicionando na margem esquerda seguindo em direção à margem direita. A profundidade foi definida com o auxílio de régua linimétrica em diversas verticais com espaçamento de 0,75 m entre cada uma. As régua são de fácil manuseio, apresentando escalas fixas com uma graduação, parcialmente imersas no líquido e precisão de leitura de 0,5 cm. A profundidade média da seção transversal, também conhecida como profundidade hidráulica, foi determinada pela Equação 1.

$$h = \frac{A}{L} \quad [1]$$

Onde: h = profundidade (m);

A = área molhada total da seção transversal (m²);

L = largura da seção transversal (m).

Por fim, para melhor explicação dos resultados foi realizada a descrição das seções transversais e avaliação da área ao entorno dessas seções.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Pode-se observar que ao longo dos meses houve variação nos valores de profundidade média e largura dos trechos estudados. Na Tabela 1 são apresentados os valores de largura e profundidade média dos 5 meses nas seções a montante do aporte de lama. Na Tabela 2 são apresentados os resultados das seções a jusante do mesmo.

Tabela 1.- Larguras e Profundidades médias das seções a montante

Seção	Mês	Largura (m)	Profundidade Média (m)
1	Julho	10,80	0,48
	Agosto	10,65	0,46
	Setembro	11,92	0,83
	Outubro	10,64	0,23
	Novembro	10,16	0,21
2	Julho	7,97	0,38
	Agosto	8,25	0,37
	Setembro	8,06	0,41
	Outubro	8,25	0,43
	Novembro	7,00	0,48
3	Julho	7,25	0,44
	Agosto	7,50	0,44
	Setembro	6,75	0,37
	Outubro	6,72	0,33
	Novembro	6,30	0,32
4	Julho	7,05	0,36
	Agosto	7,30	0,36
	Setembro	6,21	0,51
	Outubro	6,00	0,34
	Novembro	6,11	0,61
5	Julho	8,56	0,31
	Agosto	9,00	0,34
	Setembro	8,67	0,14
	Outubro	8,54	0,15
	Novembro	8,26	0,16

Analisando os dados da tabela 1, constata-se que os maiores valores de largura nos pontos a montante do rompimento da barragem de Fundão ocorreram na seção 1, e que as menores larguras foram observadas na seção 3.

Tabela 2.- Larguras e Profundidades médias das seções a jusante

Seção	Mês	Largura (m)	Profundidade Média (m)
6	Julho	13,60	0,30
	Agosto	13,44	0,31
	Setembro	17,83	0,23
	Outubro	14,00	0,12
	Novembro	14,00	0,17
7	Julho	15,75	0,34
	Agosto	15,75	0,34
	Setembro	24,30	0,28
	Outubro	19,93	0,30
	Novembro	22,50	0,34
8	Julho	18,53	0,27
	Agosto	18,53	0,27
	Setembro	17,10	0,30
	Outubro	14,30	0,31
	Novembro	16,50	0,39
9	Julho	18,03	0,30
	Agosto	18,03	0,30
	Setembro	19,65	0,31
	Outubro	21,84	0,29
	Novembro	22,20	0,46
10	Julho	17,77	0,36
	Agosto	17,77	0,36
	Setembro	20,35	0,39
	Outubro	20,25	0,35
	Novembro	19,50	0,44
11	Julho	18,38	0,39
	Agosto	16,52	0,39
	Setembro	20,61	0,16
	Outubro	17,70	0,15
	Novembro	17,92	0,22

Para os trechos a jusante do rompimento da barragem, observa-se que a seção 8, teve as maiores largura se comparada com os outros trechos nos meses de julho e agosto, a seção 7, obteve os maiores valores nos meses de setembro e novembro, já no mês de outubro a seção 9 foi a que obteve as maiores larguras. A fim, de obter a comparação em termos de valores médios durante os 5 meses monitorados elaborou-se a Tabela 3.

Tabela 3.- Larguras médias e Profundidades médias das seções do trecho no período de estudo

Seção	Posição	Largura Média (m)	Profundidade Média (m)
1	Montante	10,83	0,44
2	Montante	7,91	0,40
3	Montante	6,90	0,37
4	Montante	6,53	0,43
5	Montante	8,60	0,22
6	Jusante	14,57	0,23
7	Jusante	19,65	0,32
8	Jusante	16,99	0,31
9	Jusante	19,95	0,33
10	Jusante	19,13	0,38
11	Jusante	18,23	0,26

A partir da Tabela 3, pode-se observar que os trechos a jusante do rompimento apresentaram maiores larguras se comparados aos trechos a jusante. Observações de campo devem ser levadas em consideração para que se faça a correta discussões dos resultados apresentados nas tabelas.

Na seção 1, que é a mais próxima à cabeceira do Rio Gualaxo do Norte, observa-se que margem da esquerda possui mata ciliar bem preservada, diferente do que ocorre na margem direita. Na seção 2, a margem direita está pouco preservada. A não preservação das margens favorece e intensifica a erosão, além de contribuir com carreamento de sedimentos. Já as seções 3 e 4, apresentam as margens esquerda e direita, mais preservadas que a seção 2, em geral suas margens esquerda são mais profunda que as margens direita. É possível certificar nesse local a atividade de garimpo. A seção 5 é uma área bem preservada, porém, foram verificadas nessa seção atividades ligadas ao garimpo clandestino, a seção 5 é a última da área a montante do rompimento da barragem de Fundão.

A seção 6 é a seção mais próxima do rompimento da barragem em que se consegue acesso para a realização da medição. É uma área que está completamente tomada por rejeitos. As Seções 7, 8, 9, 10 e 11, assim como esperava-se, possuem grande aporte de sedimentos.

Ao avaliar de forma geral as medições da área com as problemáticas observadas na área ao entorno, ressalta-se que a ausência de matas ciliares pode provocar impactos ao longo do curso d'água, como erosão de suas margens ou alteração na topografia do fundo do leito. Além disso, nas seções onde ocorre a atividade de garimpo a variação das larguras e profundidades podem estar relacionadas aos impactos do seu processo de instalação no rio.

Após o rompimento, a grande quantidade de rejeitos sedimentados ao longo do vale do Rio Gualaxo do Norte e tributários causou uma rápida alteração morfológica da paisagem fluvial, decorrente da rapidez e energia de deslocamento liberada no processo de rápida transferência de

massa sedimentar, e pela parcela de matéria transportada em um intervalo de tempo curto e pela área afetada. Posteriormente ao rompimento uma planície de rejeitos de minério de ferro foi formada ao longo do Rio Gualaxo do Norte, alterando a originalidade de sua morfologia (MILANEZ & LOZEKANN, 2016). O excesso de sedimento da calha do rio a jusante do rompimento da barragem de Fundão faz com que o mesmo se torne completamente raso, e prejudica de forma direta a fauna aquática (IBAMA, 2016).

Fazendo uma comparação entre o trecho a montante e a jusante do rompimento da barragem observa-se que ambos os trechos sofrem a interferência de ações antrópicas, o relevo de fundo apresenta variações ao longo dos meses em estudos, as profundidades no trecho a jusante são menores que no trecho a montante e a largura da seção transversal no trecho à jusante apresenta uma largura bem maior do que o trecho a montante.

CONCLUSÕES

Ao avaliar as seções localizados a montante do rompimento da barragem de Fundão, conclui-se que devido à interferência antrópica da atividade de garimpo há alteração do curso d'água. Já no trecho a jusante do rompimento da barragem de Fundão entende-se que o aporte de lama altera com certa frequência as características do curso d'água.

Da avaliação das profundidades, conclui-se que o trecho a jusante apresenta profundidades menores do que o trecho a montante, inferindo assim, que o rompimento da barragem de Fundão seja o responsável assoreamento do rio neste trecho.

REFERÊNCIAS

Fernandez, O. V. Q. (1990). *Mudanças no canal fluvial do rio Paraná e processos de erosão nas margens: região de Porto Rico, PR. 1990.* (Doctoral dissertation, Dissertação (Mestrado em Geografia)–Instituto de Geociências e Ciências Naturais/UNESP. Rio Claro–SP).

IBAMA. (2015) - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e Recursos Naturais Renováveis. Diretoria de Uso Sustentável da Biodiversidade e Florestas. Laudo Técnico Preliminar. Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais. Brasília: IBAMA; DIPRO; CGEMA. 38 p.

IBAMA. (2016) - Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e Recursos Naturais Renováveis. Diretoria de Uso Sustentável da Biodiversidade e Florestas. Relatório de Vistoria. Brasília. 92 p.

Kuerten, S., dos Santos, L., & Silva, A. (2009). Variação das características hidrosedimentares e geomorfologia do leito do Rio Ivaí-PR, em seu curso inferior. *Geociências*, 143-151.

Milanez, B., & Losekann, C. (2016). *Desastre no Vale do Rio Doce: antecedentes, impactos e ações sobre a destruição.* Letra e Imagem Editora e Produções LTDA.

Schumm, S. A. (1977). *The fluvial system* (Vol. 338). New York: Wiley.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos à ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS-FURNAS, a FAPEMIG, ao CNPq, à CAPES, à Fundação Gorceix e à UFOP pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

ANÁLISIS DE MEANDROS EN EL RÍO SINÚ

¹Alvaro López-Ramos, ^{1,2}Luisa Martínez Acosta, ^{2,3}Alvaro López-Lambraño

¹ *Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana, campus Montería, Colombia;*

² *Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, unidad Ensenada, B.C., México*

³ *HIDRUS S.A. de C.V. Querétaro, México*

alopezl@hotmail.com, ingluisamartinez@gmail.com, altoti@gmail.com

RESUMEN:

En el presente documento se estudia el comportamiento morfológico del río Sinú, localizado en Colombia. El análisis fue realizado para los periodos de 1986 a 2017, mediante el uso de sensores remotos y los sistemas de información geográfica (SIG), identificando las variables morfológicas que caracterizan el comportamiento del río en el tramo estudiado a través del tiempo de observación. Teniendo en cuenta lo anterior, se empleó un análisis multitemporal se obtuvieron los radios de curvatura, áreas movilizadas, migración lateral del río, sinuosidad, pendientes y zonas de socavación y sedimentación. Se encontró que el comportamiento del río Sinú en el tramo de estudio, se caracteriza por ser de tipo sinuoso, con desplazamientos del cauce y con pendientes muy bajas.

ABSTRACT:

This document examines the morphological behavior of the Sinú River, located in Colombia. The analysis was carried out for the periods from 1986 to 2017, using remote sensors and geographic information systems (GIS), identifying the morphological variables that characterize the behavior of the river in the section studied through the observation time. Taking into account the foregoing, a multi-temporal analysis was used to obtain curvature radius, mobilized areas, lateral river migration, sinuosity, slopes and scour and sedimentation areas. It was found that the behavior of the Sinú River in the study section, is characterized by sinuous type, with displacements of the riverbed and with very low slopes.

PALABRAS CLAVES: Morfología; Sinuosidad; Migración; Erosión; Sedimentación

INTRODUCCIÓN

Las condiciones de cambio climático presentes a nivel mundial han generado consecuencias en los recursos naturales, entre los cuales se encuentra el hídrico. El recurso hídrico superficial representado en ríos, arroyos, lagos, entre otros, se ha visto sometido a cambios por las variaciones en el régimen de las precipitaciones debidas al cambio climático. Dentro del análisis de las corrientes, es importante realizar estudios morfológicos ya que permiten estimar las características de una cuenca e identificar los cambios que se han producido en ésta a lo largo del tiempo, así como tratar de determinar si fueron generados por causas naturales o antropogénicas (Mesa, 2006).

Además de lo anterior, se pueden establecer algunos parámetros de base para la planificación de los recursos hídricos teniendo en cuenta las áreas idóneas para el aprovechamiento de agua lluvia, así como las zonas de posibles inundaciones e incluso zonas de recargas de acuíferos (Bajabaa, Masoud, & Al-Amri, 2014; Bhagwat, Shetty, & Hegde, 2011; Magesh, Jitheshlal, Chandrasekar, & Jini, 2012; Mahmoud & Alazba, 2015).

En zonas tropicales como Colombia, las variaciones presentadas en el clima han generado temporadas de intensa sequía y otras de lluvias abundantes con las consecuentes inundaciones. La cuenca del río Sinú no ha sido ajena a esta problemática, razón por la cual se hace necesario desarrollar un estudio morfológico del mismo con el fin de establecer las variaciones del cauce a causa de las inundaciones, en diferentes periodos de tiempo mediante el uso de imágenes satelitales.

METODOLOGÍA

El área de estudio es la cuenca del río Sinú, ubicada en Córdoba, Colombia, localizada entre las coordenadas 8°58'50.24" latitud norte, 75°50'12.72" longitud oeste y 9°14'34.95" latitud norte, 75°52'49.59" longitud oeste (ver figura 1).

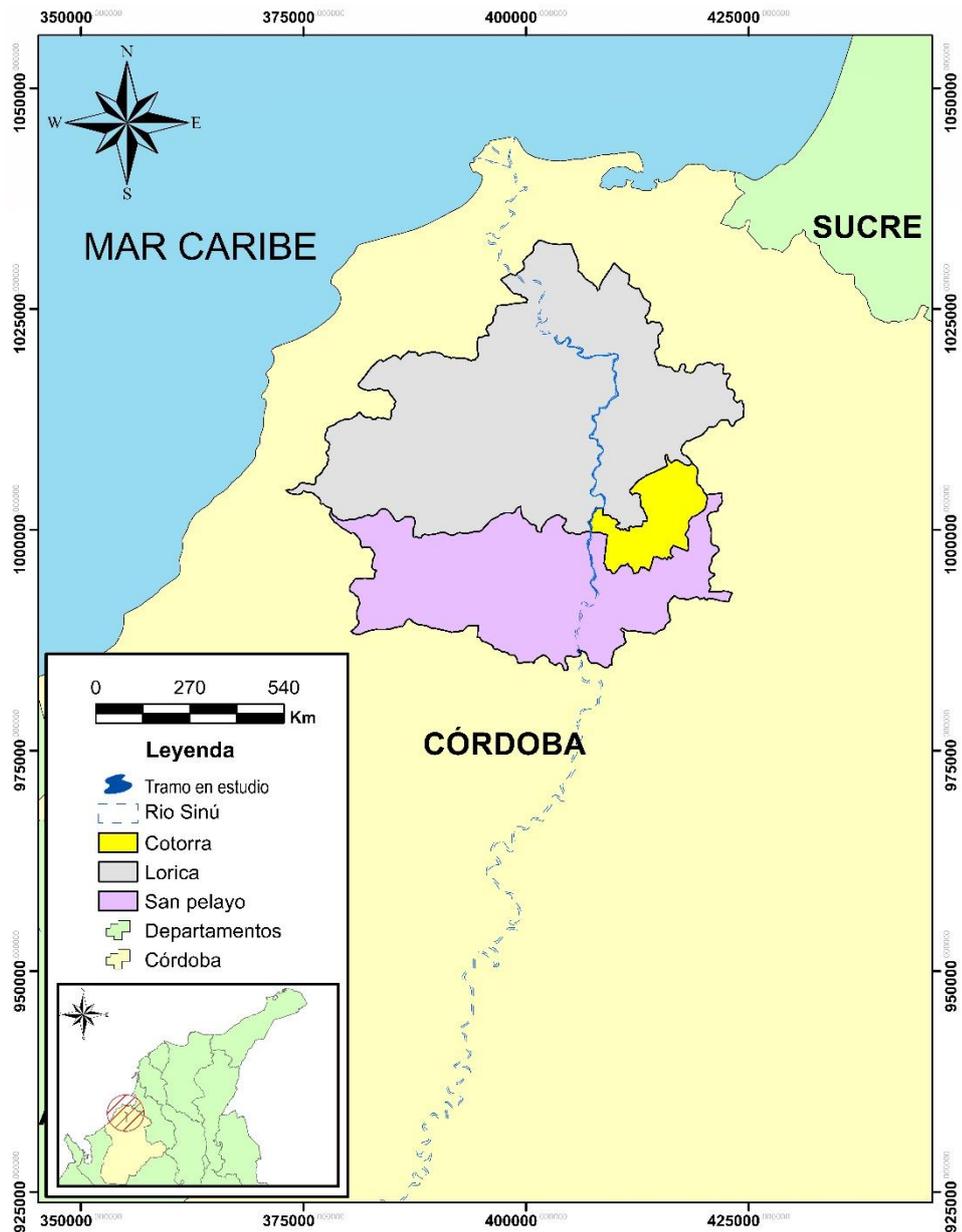


Figura 1.- Localización del área de estudio

La longitud total del tramo es aproximadamente 45 Km, se extiende desde el corregimiento de Carrillo (San Pelayo), hasta el municipio de Lórica ubicados en el departamento de Córdoba, en cuyo recorrido irriga 15 asentamientos poblacionales de los municipios de San Pelayo y Lórica, como se puede apreciar en la figura 2.

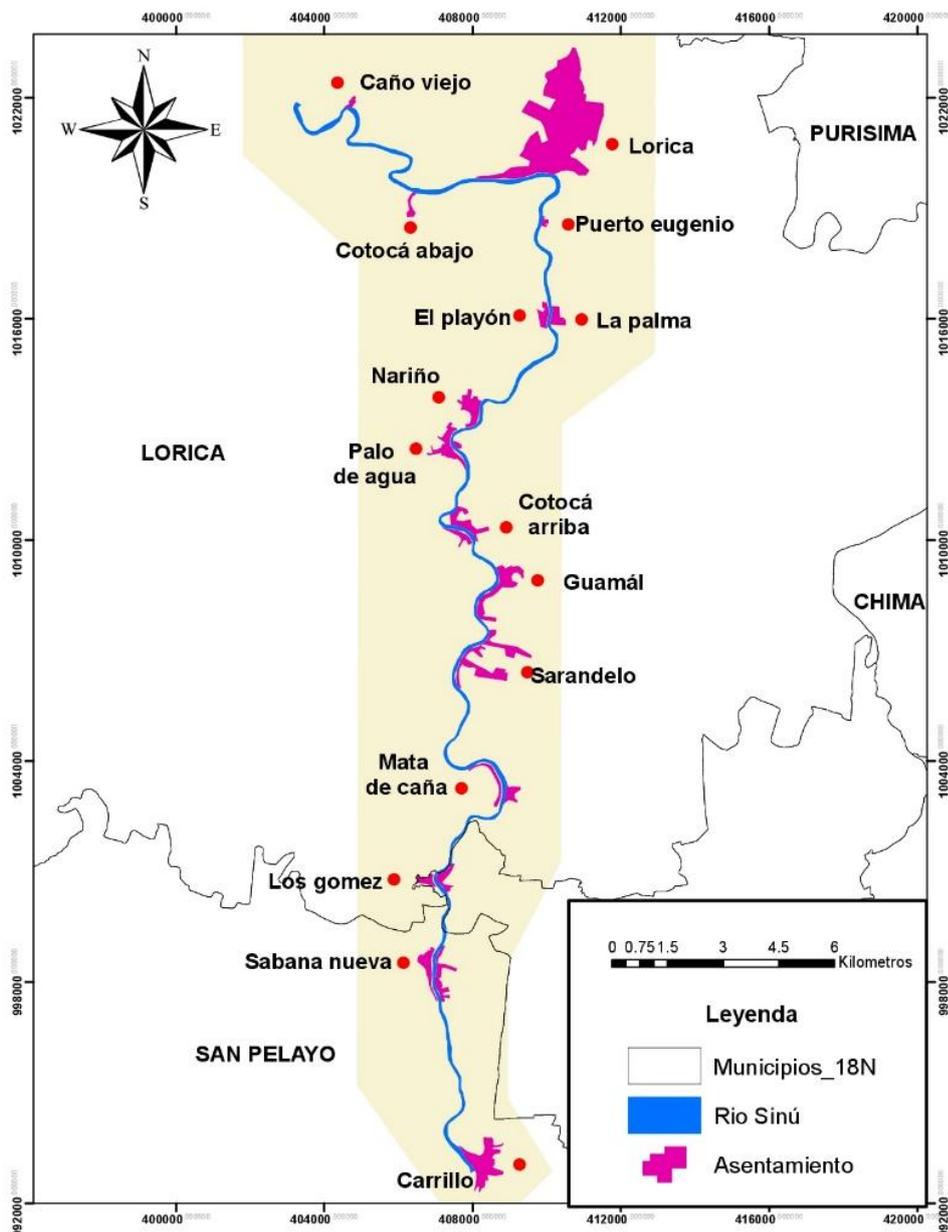


Figura 2.- Asentamientos poblacionales en el área de estudio

Para conocer la morfología del cauce del río Sinú, se realizó un análisis multitemporal en la zona de estudio para un periodo de 31 años, utilizando imágenes satelitales Landsat TM 04, Landsat TM 05 y Landsat TM 08. La selección de las imágenes satelitales se realizó de acuerdo a: i) la fecha de origen, es decir, en la misma época del año; y ii) nubosidad, que ésta estuviera ausente en los tramos de interés.

Una vez obtenidas las imágenes satelitales, se realizaron las coberturas para identificar el cuerpo de agua, combinando las bandas espectrales de tal manera que se obtenga un falso color (urbano), que permite la mejor visualización del río.

Luego se procedió a utilizar los sistemas de información geográfica y se digitalizó el cauce del río para cada año de información (1986, 1990, 1991, 1992, 1998, 2001, 2015, 2016 y 2017); posteriormente, se realizó el análisis de sinuosidad teniendo en cuenta la longitud del valle de inundación, L_v y de Thalweg, L_c (línea central de la corriente en la cual el cauce es más profundo y el flujo posee una mayor velocidad). La sinuosidad fue calculada con la ecuación 1 (Yousefi et al, 2016).

$$S = \frac{Lc}{Lv} \quad [1]$$

Digitalizado el cauce, se ejecutó el abscisado cada 5 kilómetros, cuya distancia se fue modificando, teniendo en cuenta los cambios de dirección del cauce.

El análisis multitemporal del cauce se realizó superponiendo el río digitalizado en cada año y comparando las características morfológicas de la zona de estudio en períodos de dos años. También se trazaron los márgenes de cada curso del río en los diferentes años, y se calculó el eje del cauce, que representara el comportamiento del río empleando la herramienta Channel Platform Statistics tools, desarrollada por el Centro Nacional para la Dinámica de la Superficie de la Tierra, de la Universidad de Minnesota. El desplazamiento de los meandros se calculó empleando la metodología de Lagasse et al. (2004), la cual consiste en trazar una circunferencia ceñida a la orilla exterior por meandro para cada curso del río de los años estudiados. Posteriormente, se ubican los centroides de cada circunferencia con SIG, facilitando la medición de la distancia entre centroides de diferentes períodos y su orientación geográfica. Luego de cuantificado el movimiento de los meandros y su dirección, se graficaron los desplazamientos de cada meandro durante los años en estudio, con el fin de analizar la variación del movimiento para cada uno. También se calculó el radio de curvatura de la circunferencia, el cual permite analizar si el meandro aumenta o disminuye en los años de registro. En el tramo estudiado se encontraron veinticuatro (24) meandros con mayor pronunciación con respecto al eje del río.

El área movilizada se visualizó al superponer dos trazados del cauce natural del río de los años escogidos dentro de los períodos de estudio, y se midió el área movilizada entre la orilla del cauce del río en el año inicial y la misma orilla del año final, esta metodología corresponde a la utilizada por Downward et al. (1994). Igualmente se analizó el área activa obtenida superponiendo los dos trazados del río en dos años consecutivos. El área obtenida entre los dos trazados es el área activa y permite conocer el aumento o disminución de la superficie en la cual el río presenta cambios en la longitud de tiempo estudiado. También se analizaron las secciones transversales según lo propuesto por Ochoa (2011), comparando las mismas y los caudales de cuatro (4) períodos de tiempo, a partir de los datos registrados en las estaciones hidrométricas operadas por la empresa hidroeléctrica URRÁ S.A. E.S.P.

RESULTADOS Y DISCUSIONES

La pendiente media del tramo del río Sinú fue obtenida mediante el uso del Modelo Digital de Elevaciones (MDE). La pendiente calculada fue del 0,02% y, por lo tanto se considera un valle casi plano, con lo cual al aumentar el caudal del río en la zona por el aumento de las precipitaciones, incrementa la probabilidad de inundaciones en dicho valle.

Con la información obtenida a partir de la digitalización de las imágenes satelitales, se calcularon la longitud del valle y el Thalweg, así como la sinuosidad para los años considerados, los cuales se muestran en la tabla 1.

Tabla 1.- Valores de *Lv*, *Lc* y sinuosidad

Año	1992	1998	2001	2015	2016	2017
<i>Lv</i> (km)	34,33	34,33	34,31	34,32	34,33	34,31
<i>Lc</i> (km)	46,69	46,83	46,70	46,89	46,54	46,70
Sinuosidad	1,36	1,364	1,36	1,37	1,36	1,36

El valor estimado de la sinuosidad está comprendido entre 1,3 y 1,4, indicando que se clasifica el río Sinú como meándrico (Suárez Díaz, 2001).

Se determinó la tasa de migración lateral en (m/año) del río Sinú, dichos valores se encuentran consignados en la tabla 2, donde se observa una variación máxima de 7,09 m/año para los años 1991-1992 y una variación mínima de 0,60 m/año para los años 2001-2015.

Tabla 2.- Valores de migración promedio en el tramo estudiado

Periodo [Año]	Migración Promedio [m/año]
1986-1990	2,24
1990-1991	5,01
1991-1992	7,09
1992-1998	1,37
1998-2001	2,37
2001-2015	0,60
2015-2016	5,57
2016-2017	5,55

En cada meandro se calculó su dinámica, orientación, y los periodos en los cuales se presentó mayor o menor movimiento, estableciéndose que el desplazamiento del meandro es variable. Lo anterior como resultado de la acción erosiva y sedimentaria en los márgenes, así como las constantes inundaciones y sequías debidas al cambio en la frecuencia de las precipitaciones, consecuencia del cambio climático.

Se midieron los radios de curvatura en cada meandro y en la tabla 3 se presenta el aumento o disminución de la longitud y amplitud de estos. La variación del radio, indica que si éste disminuye, el meandro tiende al encuentro con el cuello hasta llegar al corte; por el contrario, si el radio aumenta éste se dispone a desaparecer convirtiéndose recto.

Tabla 3.- Radio de curvatura para los meandros 1, 2, 3 y 4

Año	Radios de curvatura [m]			
	Meandro 1	Meandro 2	Meandro 3	Meandro 4
1986	228	457	397	460
1990	250	389	384	450
1991	247	365	401	430
1992	252	390	440	443
1998	217	441	422	431
2001	236	442	347	451
2015	233	379	372	463
2016	231	410	394	453
2017	216	427	469	447

En el cálculo de las áreas movilizadas, se determinó el proceso de erosión y sedimentación del tramo del río a lo largo de las 9 secciones en los cuales se dividió para su estudio. Se realizaron para los periodos de tiempo en los cuales se tienen imágenes satelitales (1986-1990, 1990-1991, 1991-1992, 1992-1998, 1998-2001, 2001-2015 y 2015-2016), encontrándose que en el período 2001 a 2015, se presentó actividad erosiva y de sedimentación como se muestra en la figura 3. Lo anterior puede ser ocasionado por efecto de la acción antrópica, en donde de acuerdo con el recorrido realizado, hay presencia de la extracción de materiales pétreos del cauce del río Sinú, a la altura de Lorica.

Posteriormente, se hizo el análisis de las secciones transversales y de los caudales en las estaciones La Palma y Cotocá Abajo, ubicadas en el abscisado Km 31+340 y 37+140 respectivamente. Se analizaron los períodos 2000-2004, 2004-2008, 2008-2012 y 2012-2016, encontrándose en las dos estaciones efectos de sedimentación y erosión en todos los tramos estudiados, ratificando lo encontrado en las áreas migradas, donde se evidencia una mayor erosión que sedimentación.

Con relación al caudal medio del río, los resultados obtenidos muestran que éste permanece en constante variación con un gasto que varía de 350 hasta 500 m³/s en los años analizados, de acuerdo a las reglas de operación del proyecto hidroeléctrico URRÁ S.A. ESP.

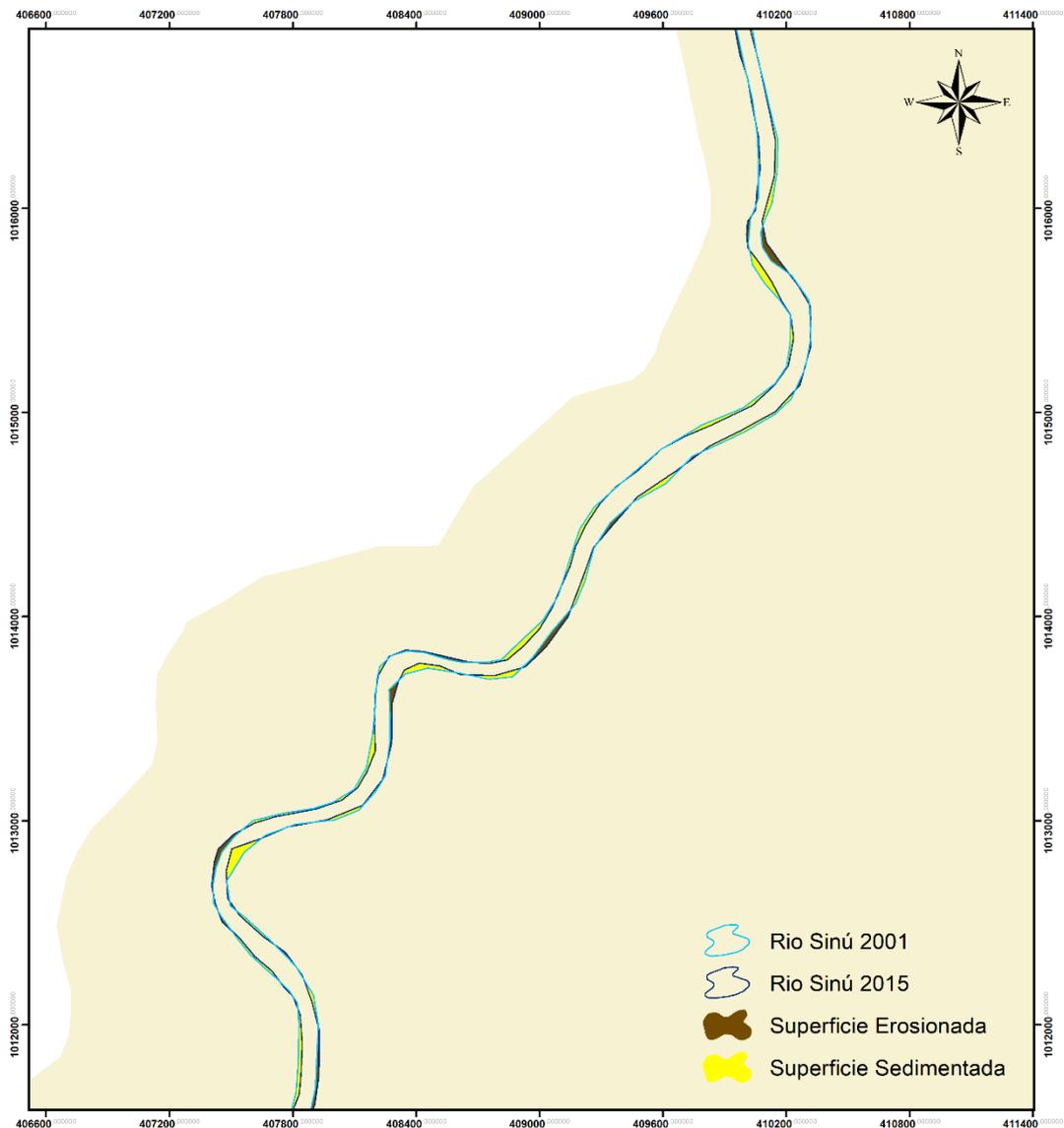


Figura 3.- Superficie sedimentada y erosionada en el periodo 2001-2015

CONCLUSIONES

Las alteraciones del río en el tramo estudiado pueden ser originadas por la erosión, la sedimentación, la intervención antrópica, la contaminación y el cambio climático.

Además, fue posible evaluar la dinámica del río mediante los radios de curvatura, las migraciones, desplazamiento de los meandros, los procesos erosivos y sedimentarios generados en el mismo.

Finalmente, el estudio de la morfología del río Sinú se convierte en una herramienta para la gestión y planificación del recurso en la sección estudiada.

REFERENCIAS

- Bajabaa, S., Masoud, M., and Al-Amri, N.** (2014). “Flash flood hazard mapping based on quantitative hydrology, geomorphology and GIS techniques (case study of Wadi Al Lith, Saudi Arabia)”. *Arabian Journal of Geosciences*, No 7, pp. 2469–2481. <https://doi.org/10.1007/s12517-013-0941-2>
- Bhagwat, T. N., Shetty, A., & Hegde, V. S.** (2011). “Spatial variation in drainage characteristics and geomorphic instantaneous unit hydrograph (GIUH); implications for watershed management-A case study of the Varada River basin, Northern Karnataka#”. *Catena*, No 87, pp. 52–59. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2011.05.007>
- Downward, S.R., Curnell, A.M. and Brookes, A.** (1994). “A methodology for quantifying river channel planform change using GIS”. *IASH*, No 224, December 1994, pp. 449-456
- Lagasse, P.F., Spitz, W.J., Zevenbergen, L.W., Zochmann, D.W. and Owen Ayres & Associates Inc.** (2004). *Handbook for predicting stream meander migration – NCHRP report 533*, Washington D.C, USA.
- Magesh, N. S., Jitheshlal, K. V., Chandrasekar, N., & Jini, K. V.** (2012). “GIS based morphometric evaluation of Chimmini and Mupily watersheds, parts of Western Ghats, Thrissur District, Kerala, India”. *Earth Science Informatics*, No 5, pp.111–121. <https://doi.org/10.1007/s12145-012-0101-3>
- Mahmoud, S. H., & Alazba, A. A.** (2015). “Geomorphological and geophysical information system analysis of major rainwater-harvesting basins in Al-Baha region, Saudi Arabia”. *Arabian Journal of Geosciences*, No 8, pp. 9959–9971. <https://doi.org/10.1007/s12517-015-1927-z>
- Mesa, L. M.** (2006). “Morphometric analysis of a subtropical Andean basin (Tucumán, Argentina)”. *Environmental Geology*, No 50, pp. 1235–1242. <https://doi.org/10.1007/s00254-006-0297-y>
- Ochoa Rubio, T.** (2011). *Hidráulica de ríos y procesos morfológicos*. Ecoe ediciones, Bogotá D.C.
- Suárez Díaz, J.** (2001). *Control de erosiones en zonas tropicales*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Yousefi, S., Reza Pourghasemi, H., Hooke, J., Navratil, O. and Kidová, A.** (2016). “Changes in morphometric meander parameters identified on the Karoon river, Iran, using remote sensing data”. *Geomorphology*, No 271, July 2016, pp. 55-64.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA HIDRODINÁMICA Y TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS EN EL MODELO HIDRÁULICO DEL RÍO MADRE DE DIOS**

Magaly Cusipuma^{1,2}, Julio M. Kuroiwa^{3,4} y Luis F. Castro^{5,6}

¹ Investigadora Junior en Laboratorio Nacional de Hidráulica –LNH. Lima, Perú. Email: ayuquemagaly@gmail.com

² Tesista. EAP de Mecánica de Fluidos. Facultad de Ciencias Físicas. Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima, Perú.

³ Director. Laboratorio Nacional de Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Email: jkuroiwa@uni.edu.pe

⁴ Docente Principal. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

⁵ Investigador. Laboratorio Nacional de Hidráulica Universidad Nacional de Ingeniería. Email: lfcastro@uni.edu.pe

⁶ Jefe de Prácticas. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

RESUMEN

Se construyó un modelo físico con lecho móvil que representa un tramo curvo del río Madre de Dios, en el que la relación radio a ancho, R/B, es igual a 2. Las velocidades fueron medidas con un Velocímetro Acústico Doppler (ADV), que permitió medir el campo de velocidades en 3 dimensiones. Las simulaciones experimentales se complementaron con simulaciones numéricas en el código abierto Open TELEMAC-MASCARET para analizar el flujo secundario que se presenta en el tramo curvo. En estos casos, los flujos helicoidales muestran aumentos de la velocidad, esfuerzos cortantes y tirantes en la margen externa. Se implementaron tanto las opciones con corrección de flujo secundario y sin corrección por flujo secundario. Las comparaciones entre ambas simulaciones mostraron que, en casos como este, es necesario incluir la corrección por flujo secundario para modelar de manera más precisa los patrones de flujo en casos como éste. Al incluirse esta corrección también se logró la predicción de la sección transversal del cauce de manera adecuada, particularmente cerca del talweg, donde la profundidad de la sección es máxima.

ABSTRACT

A live bed physical model was built to represent a meandering reach of the Madre de Dios river, in which the width to depth ratio (R/B) is equal to 2. Velocities were measured with an Acoustic Doppler Velocimeter (ADV), which allows measuring the velocity field in 3 dimensions. Experimental simulations were complemented with numerical simulations in the open source code, Open TELEMAC-MASCARET, to analyze the secondary flow that occurs in the curved section. In these case, helical flows show increase in velocities, depths and shear stresses in the external bank. Both options, with secondary flow correction and without secondary flow correction, were implemented. Comparisons between both simulations showed that, in this case, it was necessary to include correction by secondary flow to more accurately model flow patterns in cases like this one. In addition, by including the secondary flow correction, the final cross section geometries were adequately predicted, particularly near the talweg, where the maximum depth occurs.

PALABRAS CLAVES: Flujo secundario, elementos finitos, transporte sedimentos.

INTRODUCCIÓN

Conocer la morfología de un río meándrico es fundamental para plantear soluciones técnicas adecuadas en el diseño y construcción de obras fluviales. En ese contexto, el comportamiento morfológico se puede estudiar en un modelo físico a escala reducida, o implementando un modelo numérico hidrodinámico y de transporte de sedimentos. Estos estudios, que casi siempre son complementarios, ayudan a entender, reproducir y predecir los procesos físicos que ocurren en un río. De esta manera, constituyen herramientas muy valiosas para el diseño de obras fluviales.

El modelamiento físico o numérico del transporte de sedimentos puede ser una tarea difícil incluso para canales artificiales prismáticos y, con mayor razón, lo es para ríos (canales naturales). Si un río presenta curvatura, el modelamiento en el tramo curvo presenta una dificultad aún mayor debido a la configuración tridimensional y a la generación de flujo helicoidal, fenómeno estudiado, entre otros, por (Abad et al 2008).

El problema de la migración lateral de los ríos se debe a la presencia de flujo secundario en la sección del tramo curvo. Las corrientes secundarias superficiales, y las que se encuentran cerca del lecho, generan el fenómeno de socavación en el banco externo y sedimentación en el banco interno. Este es un fenómeno de naturaleza tridimensional, donde se presentan flujos helicoidales que empiezan cuando el agua entra en el tramo curvo el flujo experimenta una aceleración radial y la fuerza centrífuga actúan en proporción a la velocidad media. A su vez, la superficie del agua se inclina radialmente en el margen exterior para producir "súper-elevación" para crear un gradiente de presión que equilibre la fuerza centrífuga media. A profundidades más superficiales, la fuerza centrífuga excede a la fuerza de presión, por lo que la fuerza suplementaria impulsa el fluido hacia afuera. Pero a mayor profundidad, la fuerza de presión es mayor, haciendo que el fluido se desplace hacia adentro (Allen, 1985). En consecuencia, este desequilibrio produce un componente de flujo cruzado, combinado con el patrón de flujo descendente, esto induce el patrón de flujo secundario (helicoidal o espiral) característico de los tramos meándricos.

El río Madre de Dios, en el SE peruano, lleva una alta carga de sedimentos en suspensión y la tasa de migración lateral del cauce en el tramo estudiado es aproximadamente 6 m año^{-1} , generando fenómenos de socavación lateral en su margen derecha. El informe de INDECI (2006) indica que, en el tramo curvo cerca de la ciudad de Puerto Maldonado, cuya longitud es aproximadamente 1540 metros, se está generando el colapso de la ribera dejando desprotegido el talud. Este fenómeno afecta a los inmuebles, sistemas de abastecimiento de agua y desagüe de la ciudad de Puerto Maldonado, y, de no haberse tomado medidas correctivas, hubiera puesto en riesgo más de 100 metros de la Carretera Interoceánica. La erosión lateral ha formado bancos de gran altura con taludes muy empinados. La verticalidad de los taludes hace que el banco sea más inestable ante una rápida variación del caudal. El material de la margen derecha está constituido por limos y arcillas, materiales muy erosionables que se desprenden cuando el río aumenta su caudal y nivel y los esfuerzos cortantes exceden los esfuerzos resistentes de la matriz del suelo.



Figura 1.- Río Madre de Dios tramo La Pastora (Elaboración propia).

Modelo numérico

El modelo hidrodinámico Telemac-2D se basa en la solución de las ecuaciones promediadas en aguas poco profundas (SWE) (Hervouet et al, 2007). Las ecuaciones que describen la conservación de la masa y momentum en la dirección x e y son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + U \cdot \nabla h = 0 \dots \dots \dots [1]$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + U \cdot \nabla u = F_x - g \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{1}{h} \nabla (h \nu_t \nabla u) \dots \dots \dots [2]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + U \cdot \nabla v = F_y - g \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{1}{h} \nabla (h \nu_t \nabla v) \dots \dots \dots [3]$$

Dónde: U es el vector velocidad, u y v en las direcciones x e y respectivamente, ∇ es el operador divergencia que actúa sobre un campo vectorial o el operador gradiente cuando actúa sobre una variable, h es la profundidad del agua, ν_t es la difusividad efectiva (suma de la turbulencia y la difusividad molecular), g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de la superficie de agua, t es el tiempo y F_x y F_y y fuerzas externas como la fricción del lecho en las direcciones x e y respectivamente, el cual es parametrizada utilizando la ley de Nikuradse. Una descripción completa del programa Telemac-Mascaret se presenta en EDF (2014).

Corrección del flujo secundario en la dirección del esfuerzo cortante.

El efecto del flujo secundario en la dirección de transporte de sedimentos no coincide totalmente con la dirección del esfuerzo cortante debido a los efectos de flujo secundario. Engelund et al (1974) propuso una expresión semi-empírica para incorporar esos efectos en modelos de aguas poco profundas promediadas en la vertical, se refiere a la corrección transversal de la vorticidad. El esfuerzo cortante en la dirección del flujo principal puede ser escrito como:

$$\tau^* = \frac{C_f}{2} \rho |\mathbf{u}| u \dots \dots \dots [4]$$

El esfuerzo cortante del lecho en la dirección transversal puede ser escrito como:

$$\tau^{secn} = \tau^* \tan \Delta \delta \dots \dots \dots [5]$$

Con:

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{v}{u} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{A}{r_s} h \right) = \delta^* - \Delta \delta \dots \dots \dots [6]$$

El término $\Delta \delta$ tiene en cuenta el efecto del movimiento espiral sobre el flujo de sedimentos. El ángulos δ^* y $\Delta \delta$ indican respectivamente la dirección del esfuerzo cortante del lecho (que coincide con la dirección de la velocidad promediada en la profundidad) y la dirección debida a el efecto de las corrientes secundarias. El cos y sin del ángulo δ^* puede ser calculado por:

Donde:

$$\cos \delta^* = \frac{\tau_x^*}{|\tau^*|} \dots \dots \dots [7]$$

$$\sin \delta^* = \frac{\tau_y^*}{|\tau^*|} \dots \dots \dots [8]$$

Con: τ_x^* y τ_y^* las componentes del esfuerzo cortante del lecho a partir de las ecuaciones de momento relacionadas con el campo de velocidades promediados en la profundidad, con módulo

$|\tau^*| = \sqrt{(\tau_x^*)^2 + (\tau_y^*)^2}$. Se han propuesto varias expresiones para el coeficiente espiral.

Engelund et al (1974) propuso un coeficiente constante $A = 7$ y Struiksmas et al (1985) propuso:

$$A = \frac{2\varepsilon}{k^2} \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{kC} \right) \dots \dots \dots [9]$$

Para los canales curvos, la pendiente de la superficie del agua se puede aproximar por:

$$g \frac{\partial z_s}{\partial n} \approx \frac{\alpha' |u|^2}{R} \dots \dots \dots [10]$$

Dónde: z_s es la elevación de la superficie del agua y α' un coeficiente que contabiliza si el lecho es liso o rugoso, con $0.75 \leq \alpha' \leq 1$. El radio de curvatura puede expresarse entonces por:

$$R = \frac{\alpha' |u|^2}{g \frac{\partial z_s}{\partial n}} \dots \dots \dots [11]$$

La derivada normal de la elevación de la superficie del agua puede ser calculado como:

$$\frac{\partial z_s}{\partial n} = n \cdot \nabla z_s = \frac{(u \frac{\partial z_s}{\partial y} - u \frac{\partial z_s}{\partial x})}{|u|} \dots \dots \dots [12]$$

Al reemplazar la ecuación [10] en [11] :

$$R = \frac{\alpha' |u|^3}{g(u \frac{\partial z_s}{\partial y} - u \frac{\partial z_s}{\partial x})} \dots \dots \dots [13]$$

Por la ecuación (5), el esfuerzo cortante debido al flujo secundario está dado por:

$$\tau^{secn} = \frac{C_f}{2} \rho \frac{Ah}{\alpha'} |u| \frac{1}{R} \dots \dots \dots [14]$$

Con componentes:

$$\tau^{secn}_x = \tau^{secn} v \dots \dots \dots [15]$$

$$\tau^{secn}_y = \tau^{secn} (-u) \dots \dots \dots [16]$$

Finalmente las componentes del esfuerzo cortante del lecho incluyen la influencia de las corrientes secundarias son:

$$\tau^{secn}_x = \tau^*_x + \tau^{secn}_x \dots \dots \dots [17]$$

$$\tau^{secn}_y = \tau^*_y + \tau^{secn}_y \dots \dots \dots [18]$$

Con:

$$\cos \delta = \frac{\tau^{sec}_x}{|\tau^{sec}|} \dots \dots \dots [19]$$

$$\cos \delta = \frac{\tau^{sec}_y}{|\tau^{sec}|} \dots \dots \dots [20]$$

$|\tau^{secn}| = \sqrt{(\tau^{secn}_x)^2 + (\tau^{secn}_y)^2}$ el módulo del esfuerzo cortante del lecho, incluye el efecto del flujo secundario.

Dirección del transporte de sedimentos

El ángulo α es el que se forma entre la línea de la dirección del transporte de sedimentos y la dirección del eje x, que es desviado desde que el esfuerzo cortante es combinado por acción de la pendiente transversal y la corriente secundaria.

$$\tan\alpha = \frac{\sin\delta - \frac{1}{f(\theta)} \frac{\partial b}{\partial y}}{\cos\delta - \frac{1}{f(\theta)} \frac{\partial b}{\partial x}} \dots \dots \dots [21]$$

El término $\frac{\partial b}{\partial x}$ y $\frac{\partial b}{\partial y}$ representa la pendiente transversal y longitudinal. La forma del sedimento es función de $f(\theta)$ que es una función de ponderación que tiene en cuenta la influencia de la pendiente transversal del lecho, expresado como una función del esfuerzo cortante adimensional o parámetro de Shields θ , calculado como:

$$\theta = \frac{|\tau|}{(\rho_s - \rho)gD_{50}} \dots \dots \dots [22]$$

Algunas expresiones son propuestas en la literatura para $f(\theta)$, por ejemplo Koch y Flokstra $f(\theta) = 3\theta/2$, Talmon $f(\theta) = \beta_2\sqrt{\theta}$ con $0.35 \leq \beta_2 \leq 1.5$ y Struiksma $f(\theta) = 9(D/h)^{0.3}\sqrt{\theta}$.

Modelo físico

Se construyó un modelo físico de lecho móvil que representa el tramo La Pastora del río Madre de Dios a escala 1/60. El modelo físico tiene una longitud de 50 m, un ancho medio, B, de 6.9 m, un radio de curvatura, R, de 13.8 m y un tirante máximo, y, de 0.25 m. Por lo tanto, la relación radio sobre ancho, R/B, es 2. El lecho móvil está compuesto de arena cuyo diámetro medio, d_{50} es 0.4mm. La desviación estándar de la distribución granulométrica es 1.6. Se replanteó la topografía empleando varillas de acero soldadas a una platina de acero que era fijada al lecho. Antes del inicio de las pruebas se ejecutó el levantamiento topográfico mediante escaneo láser 3D, procedimiento que se repitió al día siguiente de ejecutadas las pruebas para poder comparar la topografía del lecho antes y después de las pruebas. Cuatro bombas sumergibles permiten probar caudales de hasta 550 L/s que son transportados al modelo a través de tuberías de PVC de 356 mm (14"). Los caudales ingresan a dos tanques de sección rectangular y a la salida se puede medir los caudales mediante vertederos rectangulares. En cada tanque se pudo aforar midiendo el nivel del agua mediante limnómetros Neyrpic. Aguas abajo de los vertederos, se construyó una poza de disipación que se conectaba a una segunda poza mediante tubos de PVC. El agua ingresaba al modelo por rebose. La experiencia en el modelo experimental duró 24 horas, donde se recolectó la velocidad, tirante y batimetría que se emplean para calibrar y validar el modelo numérico. La velocidad fue registrada mediante un Velocímetro Acústico Doppler (ADV, siglas en inglés) tipo perfilador marca Nortek, modelo Vectrino. Las mediciones se hicieron en seis líneas verticales. Un puente metálico permitió montar el ADV, así como el limnómetro para ejecutar las mediciones de velocidades, niveles de agua y del fondo del canal, respectivamente.



Figura 2.- Modelo físico del río Madre de Dios en el Laboratorio Nacional de hidráulica.

Metodología

En este trabajo se realizó simulaciones con el módulo TELEMAC-2D (activando la opción “secondary current”) y SISYPHE del sistema Open TELEMAC MASCARET donde se usó el modelo hidráulico del Río Madre de Dios que fue construido en el Laboratorio Nacional de Hidráulica a una escala 1/60 con el objetivo de analizar el comportamiento de flujo helicoidal que ocurre en el tramo curvo y que afecta a la cantidad de tasa de erosión en la margen derecha.

Se construyó una malla triangular no estructurada con 12345 elementos y 4578 nodos, con un tamaño medio del elemento de 0.3 m. Las condiciones de contorno que se impusieron son: $Q = 0.490 \text{ m}^3/\text{s}$ en el límite aguas arriba y el tirante inicial aguas abajo. Como condición inicial de profundidad de agua cero. La rugosidad que se prescribió fue de Manning 0.020. Se realizó simulaciones numéricas para tiempo total de 500 minutos con una Workstation de 16 pc que es igual a la duración del experimento realizado en el modelo experimental.

Resultados módulo hidrodinámico

Se obtuvieron resultados del módulo hidrodinámico TELEMAC-2D; donde se muestra el incremento de la velocidad en el modelo numérico y experimental el tramo curvo, desde la Sección 1 hasta la Sección 3. El patrón de flujo en este tramo se caracteriza por ser tridimensional. Cuando no se aplica la corrección por flujo secundario, los valores de velocidades medidos en las secciones 1, 2 y 3 (en línea sólida color gris) son subestimados y difieren en aproximadamente 36% en la sección S_1 con respecto a los valores medidos por el ADV, como se muestra en la Figura 1. Cuando se aplica la corrección por flujo secundario, los valores estimados por el modelo se acercan a los medidos en el modelo físico en las 3 secciones. La Figura 2 muestra que el flujo se concentra en la margen derecha en la medida que las mayores velocidades ocurren a la derecha del eje del cauce. En tramo La Pastora este comportamiento genera la erosión y el colapso de las paredes de los taludes de la margen derecha del río Madre de Dios.

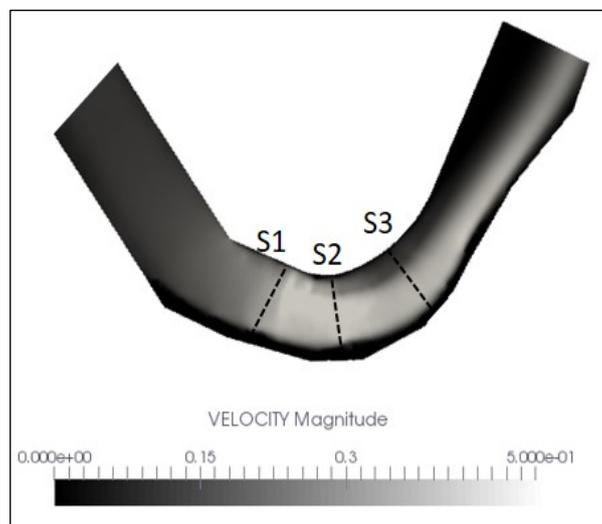


Figura 2.- Secciones transversales S1, S2, S3 donde se calibraron los datos de la velocidad y se comparó la batimetría antes, después de la experiencia y con resultados del modelo computacional.

Tabla 1.- Datos de la velocidad experimental (exp), velocidad numérica teniendo en cuenta la corrección de flujo secundario (nu_sc), y velocidad sin considerar la corrección (nu) en la Sección S₁.

Puntos	exp [m/s]	nu_sc [m/s]	nu [m/s]	Error% exp- nu_sc	Error% exp-nu
1	0.324	0.323	0.206	0.42	36.35
2	0.339	0.351	0.232	3.41	31.72
3	0.35	0.355	0.217	1.2	38.05
4	0.368	0.358	0.22	2.69	40.17
5	0.376	0.355	0.225	5.74	40.05
6	0.281	0.271	0.12	3.85	57.29

En la **Tabla 1** se muestra los datos de velocidad de la sección transversal S₁, donde el error porcentual al considerar la corrección de flujo secundario es significativamente menor que cuando no se toma en cuenta dicha corrección.

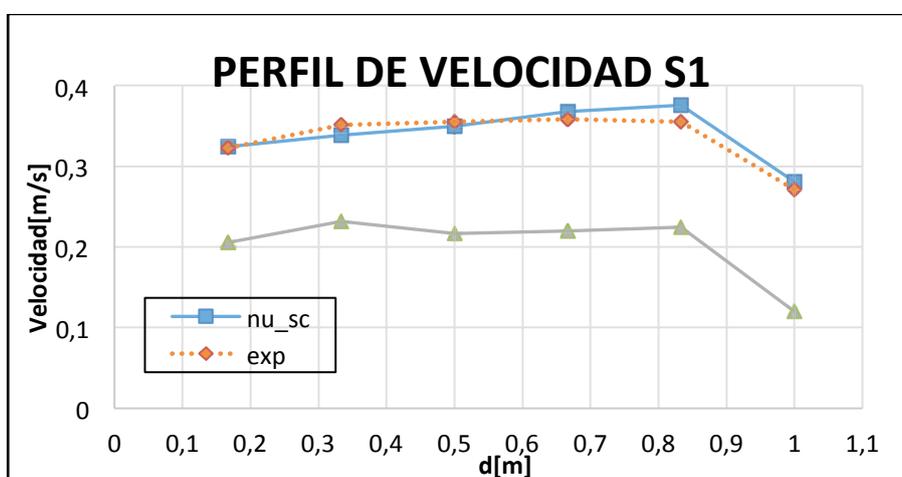


Figura 3.- Secciones transversales S₁, perfil de velocidades en el plano x-y medidos en los seis puntos Desde la margen derecha hacia la margen izquierda.

Tabla 2.- Datos de la velocidad experimental (exp), velocidad numérica teniendo en cuenta la corrección de flujo secundario (nu_sc), y velocidad sin considerar la corrección (nu) en la Sección S₁.

Puntos	exp [m/s]	nu_sc [m/s]	nu [m/s]	Error% exp- nu_sc	Error% exp-un
1	0.391	0.404	0.209	3.3	46.5
2	0.423	0.44	0.202	4.0	52.2
3	0.444	0.451	0.19	1.6	57.2
4	0.483	0.482	0.183	0.2	62.1
5	0.462	0.468	0.165	1.3	64.3
6	0.359	0.368	0.045	2.5	87.5

En la **Tabla 2** se muestra los datos de velocidad de la sección transversal S₁, donde el error porcentual al considerar la corrección de flujo secundario es significativamente menor que cuando no se toma en cuenta este efecto.

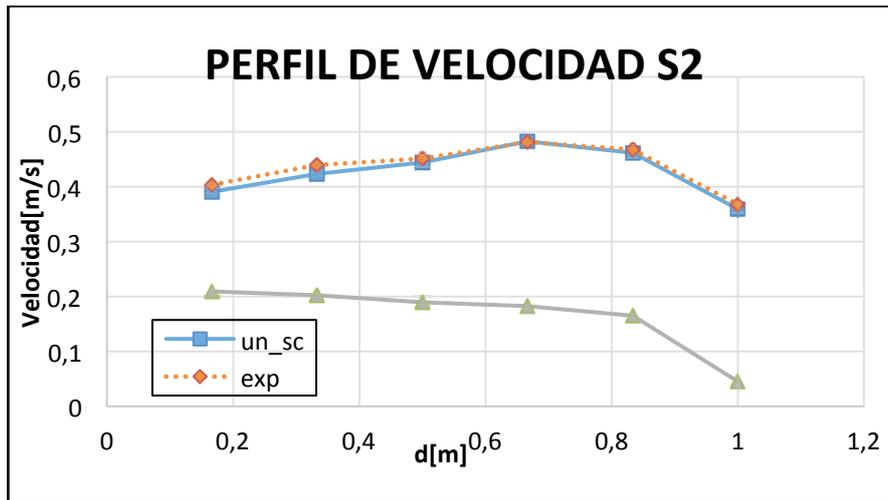


Figura 4.- Secciones transversales S2, perfil de velocidades en el plano x-y medidos en los seis puntos Desde la margen derecha hacia la margen izquierda.

Tabla 3.- Datos de la velocidad experimental (exp), velocidad numérica teniendo en cuenta la corrección de flujo secundario (nu_sc), y velocidad sin considerar la corrección (nu) en la Sección S₁.

Puntos	exp [m/s]	nu_sc [m/s]	nu [m/s]	Error% exp-nu_sc	Error% exp-nu
1	0.409	0.41	0.234	0.2	42.8
2	0.432	0.455	0.22	5.3	49.1
3	0.462	0.466	0.209	0.9	54.8
4	0.443	0.483	0.204	9.0	54.0
5	0.408	0.449	0.151	10.0	63.0
6	0.05	0.196	0.05	292.0	10.0

En la **Tabla 3** se muestra los datos de velocidad de la sección transversal S₁, donde el error porcentual al considerar la corrección de flujo secundario es significativamente menor que cuando no se toma en cuenta este efecto.

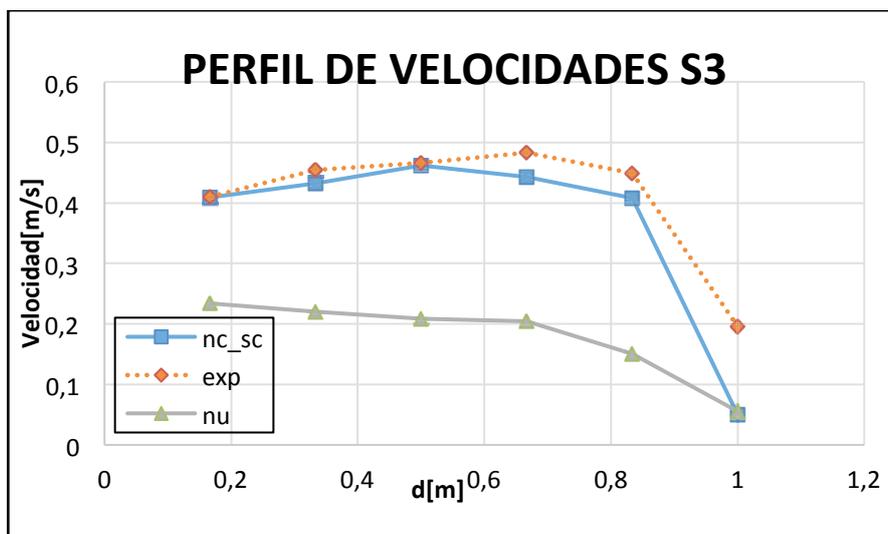


Figura 5.- Secciones transversales S3, perfil de velocidades en el plano x-y medidos en los seis puntos Desde la margen derecha hacia la margen izquierda.

Resultados de módulo morfo dinámico

Además del modelamiento hidrodinámico, se implementó el módulo morfodinámico, que permite predecir los patrones de erosión y sedimentación en el cauce de un tramo erosionable. Los resultados del acoplamiento del módulo Sisyphé y TELEMAC2D de la Suite Open TELEMAC Mascaret se presentan en forma gráfica a continuación. Se empleó la ecuación de Meller Peter y Müller para cuantificar la tasa de transporte de sedimentos y la ecuación de Exner para calcular la variación del lecho, teniendo en cuenta la pendiente del lecho y el efecto de flujo secundario en geometrías complejas. El modelo predijo de manera adecuada la erosión que ocurriría en el lecho debido al caudal simulado, particularmente cerca del talweg, donde el lecho es más profundo. En S1, que es la sección aguas arriba de la curva, la predicción de la sección final en el modelo numérico se acercó a la sección final en el modelo físico como se ve en la Figura 6. En S2 la predicción de la sección final no fue tan exacta como en las secciones S1 y S3. En este caso, la profundidad del talweg es subestimada, pero en el modelo numérico se muestra muy cerca de la posición en el modelo físico como se ve en la Figura 7. En S3, ubicada aguas abajo en la curva, la posición y la máxima profundidad del cauce es predicha de manera muy precisa como se ve en la Figura 8.

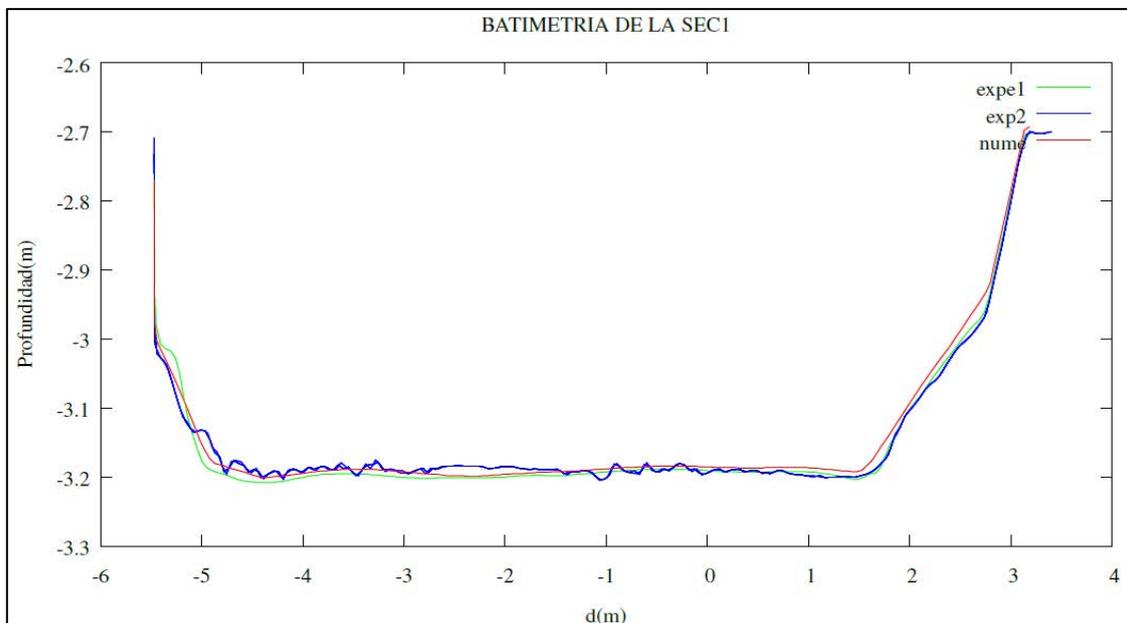


Figura 6.- Batimetría de la sección transversal S1, donde se superpuso la (exp1) batimetría del lecho antes de realizar la experiencia, (exp2) batimetría del lecho después de realizar la experiencia y (nume) resultado numérico del acoplamiento del módulo hidro-morfodinámico.

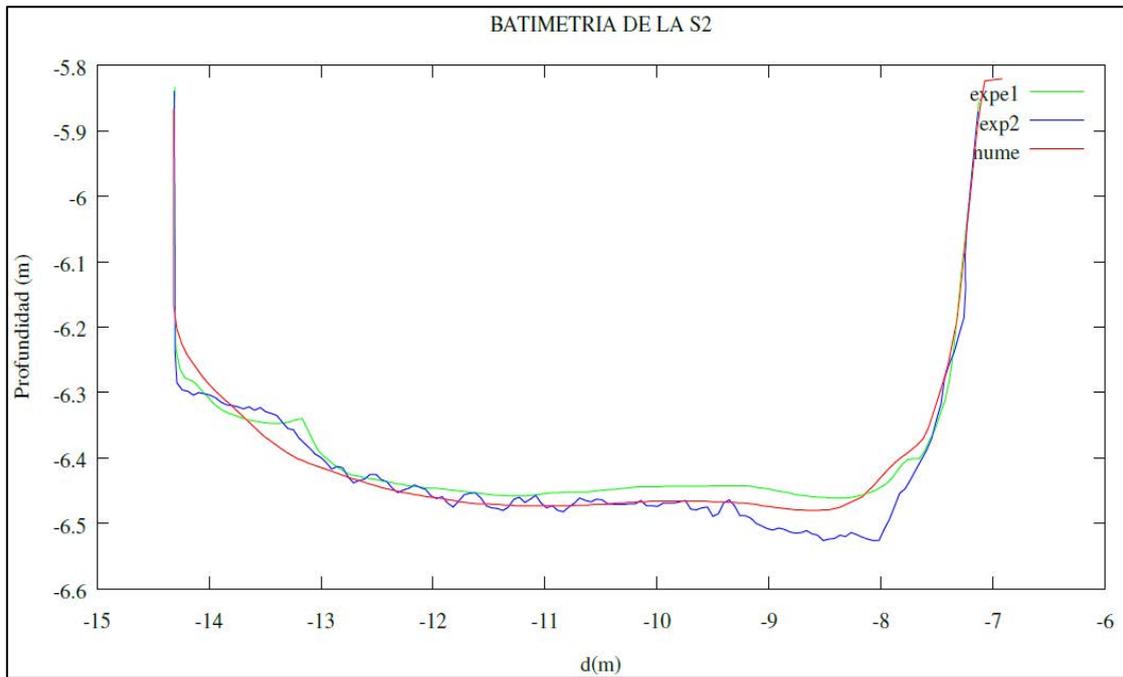


Figura 7.- Batimetría de la sección transversal S2, donde se superpuso la batimetría del lecho antes de realizar la experiencia, (exp1), la batimetría del lecho después de realizar la experiencia, (exp2) y el resultado numérico del acoplamiento del módulo hidro-morfodinámico, (nume).

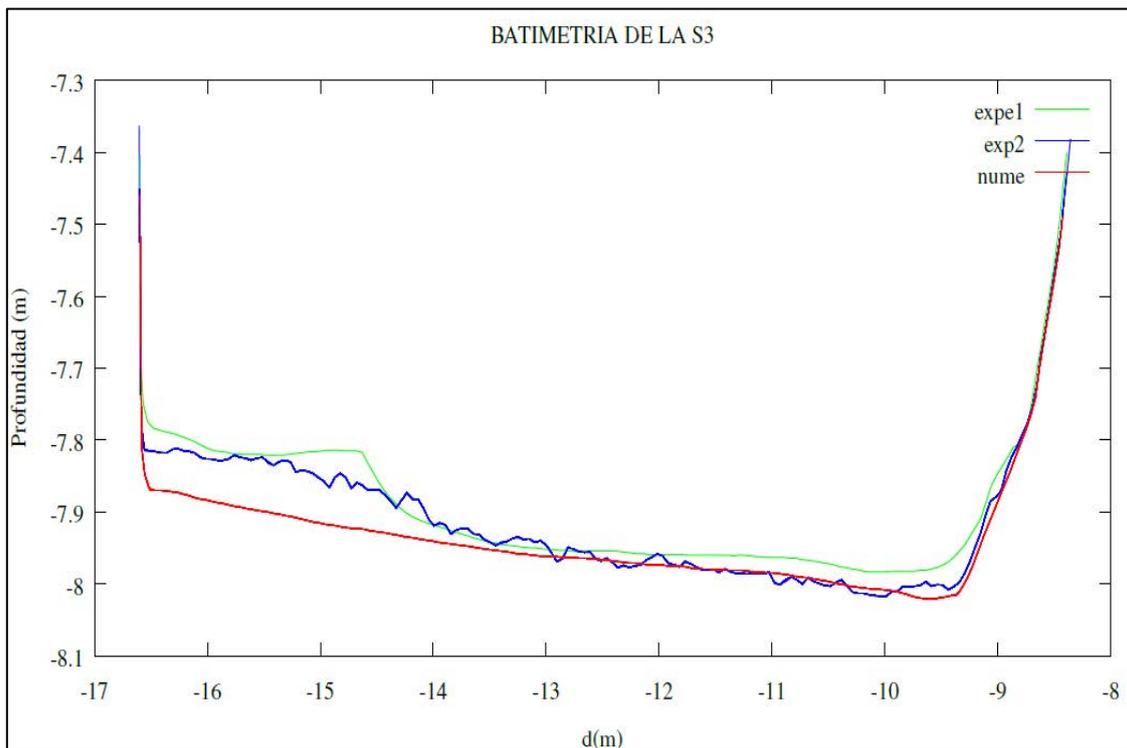


Figura 8.- Batimetría de la sección transversal S3, donde se superpuso la batimetría del lecho antes de realizar la experiencia, (exp1), la batimetría del lecho después de realizar la experiencia, (exp2), y el resultado numérico del acoplamiento del módulo hidro-morfodinámico, (nume).

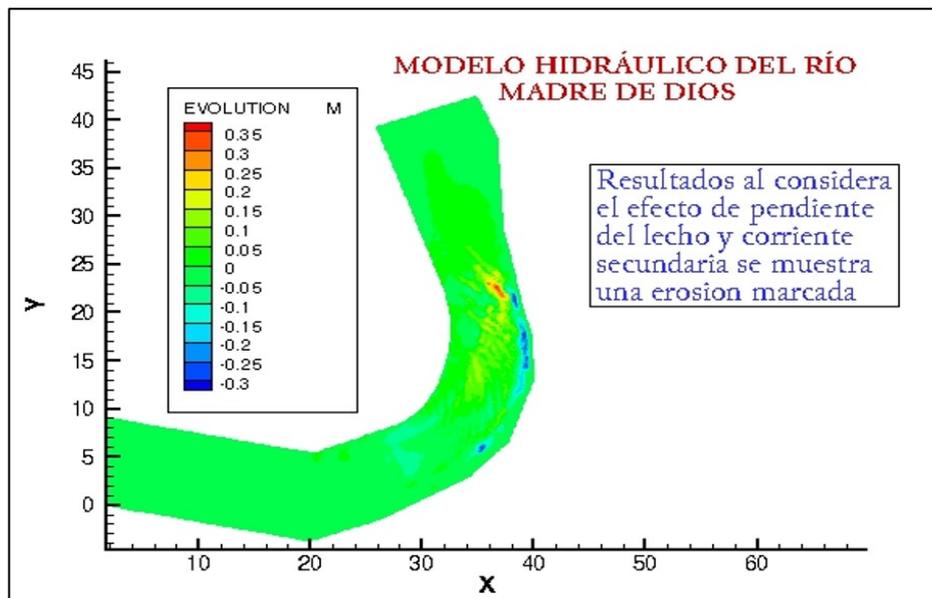


Figura 9.- Resultado del acoplamiento del módulo hidro-morfodinámico (Sisyphus-TELEMAC 2D).

Conclusiones y recomendaciones

En un modelo físico de lecho móvil se representó el tramo curvo de un río meándrico en el cual se tomaron velocidades con un velocímetro perfilador de tipo ADV. Luego se implementó el modelo de código abierto, Open TELEMAC-MASCARET para simular los flujos que pasan a través de este tramo. Cuando el modelo incorporó la corrección por flujos secundarios, se consiguió una adecuada representación del campo de velocidades, disminuyendo los errores de manera significativa. Por lo tanto, es necesario incorporar la corrección de flujos secundarios para mantener la no-uniformidad del campo de velocidades en la vertical en modelos de profundidad promediada. Además, el efecto de flujos helicoidales podría afectar a la estimación de la tasa y dirección del transporte de sedimentos, y por lo tanto en el cálculo de la morfodinámica. Al tomarse en cuenta las consideraciones antes indicadas, el modelo morfodinámico predijo de manera adecuada la sección que se forma al final del experimento en el modelo físico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abad, J.D., Buscaglia, G. y Garcia, M.H. (2008) 2D stream hydrodynamics, sediment transport and bed morphology for engineering applications. *Hydrological Processes* 22, 1443-1459.
- Allen, J.R.L (1985). *Principles of Physical Sedimentology*. George Allen & Unwin Ltd. London, Boston, Sydney, 1985.
- EDF (2014). The open TELEMAC-MASCARET modeling system website. <http://www.opentelemac.org/>.
- F. Engelund. Flow and bed topography in canal bends, *Journal of the Hydraulics Division* 100(11):1631-1648, 1974.
- Instituto Nacional de Defensa Civil, INDECI (2006) Mapa de Peligros de la Ciudad de Puerto Maldonado. Proyecto INDECI-PNUD PER 02/051 Ciudades Sostenibles. Instituto Nacional de Defensa Civil. Lima, Peru.
- Hervouet, J. M. (2007). *Hydrodynamics of Free Surface Flows, Modelling with the Finite Element Method*. John Wiley & Sons Ltd.
- N. Struikma and A. Crosato. *Analysis of a 2D Bed Topography Model for Rivers*. Wiley Online Library, 1989.

AGRADECIMIENTOS Y RECONOCIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo de los Dres. Pablo Tassi y Riadh Ata, del Laboratorio Saint Venant, EDF, Francia en el desarrollo de las simulaciones numéricas. Asimismo, este documento presenta parte de los estudios que fueron financiados mediante el Contrato N° 358-PNICP-PIAP-2014,

firmado entre la Universidad Nacional de Ingeniería y el Programa Nacional de Innovación para la Competitividad y Productividad del Ministerio de la Producción, INNOVATE PERU. La fase numérica se desarrolló utilizando los recursos computacionales del clúster HPC Tipon del LNH-UNI financiado mediante Contrato N° 257-EC-INNOVATEPERU-2016, firmado por la UNI, la Universidad Nacional del Santa e INNOVATE PERU. El Vicerrectorado de Investigación de la UNI proporcionó recursos a través del proyecto de Investigación Formativa FIC-F-18.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA
PREDICCIÓN DE LA ACOMODACIÓN DE LOS SEDIMENTOS GRUESOS
EN EMBALSES COLOMBIANOS**

Yuli Carolina Velandia Roncancio - I.C., M.Eng., Carlos Eduardo Cubillos Peña - I.C., M.Sc.
*Egresada Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos, Docente Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA - Sede Bogotá, Bogotá, Colombia
ycvelandiar@unal.edu.co, cecubillosp@unal.edu.co*

RESUMEN:

Para la presente ponencia se han considerado algunas metodologías empíricas desarrolladas en diferentes países (Estados Unidos, Suráfrica, China, Pakistán e Irán), para predecir la configuración longitudinal de los depósitos de sedimentos gruesos en formaciones tipo delta en embalses, para su aplicación en ciertos casos colombianos: Betania en el Departamento de Huila, Prado en el Departamento del Tolima y La Esmeralda en el de Boyacá, para diferentes momentos desde el inicio de su operación. Nueve de estas metodologías permiten estimar la pendiente superior del delta y dos la pendiente posterior. La mayoría de estas metodologías requiere abundante información topográfica, hidrológica y sedimentológica, la cual fue de difícil consecución. Los métodos de Borland (1970) y de las relaciones J/J_0 presentadas en WMO (2003) mostraron las menores diferencias porcentuales frente a los datos de campo; los demás métodos mostraron resultados que se pueden calificar como aceptables algunos, deficientes otros, pero con diferente grado de precisión en los diferentes embalses considerados. La información de las batimetrías permitió detectar tasas de sedimentación entre 3 y 42 $\text{Hm}^3/\text{año}$, colmatación de los embalses hasta del 29%, reducción del volumen útil hasta del 22% y del volumen muerto de hasta el 84%, en los casos considerados.

ABSTRACT:

Some empirical methodologies (from USA, Southafrica, China, Pakistan and Iran), formulated to predict longitudinal configuration of delta formations in reservoirs, are considered and applied in Colombian reservoirs such as Betania in Huila, Prado in Tolima and La Esmeralda in Boyacá, at different times from start of operations. Nine of those methods allow estimation of topset slope and two foreset slope. Most of the analyzed methodologies need large amounts of topographic, hydrologic and sedimentological data that was difficult to access. Borland (1970) and relations J/J_0 presented in WMO (2003) methods showed the smallest differences with field measurements. Other methods resulted between acceptable and poor but variable on each reservoir. At analyzed cases were observed sedimentation rates between 3 and 42 Hm^3/year , reservoir storage reduction up to 29%, usable storage reduction up to 22% and death storage reduction up to 84%.

PALABRAS CLAVES: Sedimentación, embalses, batimetría, delta, pendiente posterior, pendiente superior

INTRODUCCIÓN

Durante el siglo XX, la construcción de presas para conformar reservorios de agua con diferentes propósitos (suministro de agua y generación energética), se consideró una práctica importante que en Colombia permitió desarrollar proyectos de gran tamaño como Chivor (embalse La Esmeralda - volumen total 758 Hm³), Salvajina (volumen total 906 Hm³), Guavio (volumen útil 950 Hm³), Prado (volumen total 1150 Hm³), Betania (volumen total 1989 Hm³), Prado (volumen total 1150 Hm³) y Urrá (volumen total 1822 Hm³), entre otros; la mayoría de los cuales fueron concebidos en la década de los años cincuenta, y construidos entre las décadas de los sesenta y ochenta.

Debido al relativo poco entendimiento que se tenía para la época en que estos proyectos fueron concebidos acerca del comportamiento sedimentológico al interior de embalses de gran tamaño, en su mayoría fueron dimensionados considerando que los sedimentos avanzarían hacia la presa para ocupar el denominado volumen muerto del embalse. Sin embargo, el estudio de la distribución longitudinal de los sedimentos en el interior de los embalses ha mostrado que una gran parte de los sedimentos se depositan en la cola del embalse, formando depósitos tipo delta, disminuyendo así el volumen útil del embalse.

En Colombia aún no se cuenta con estadísticas públicas que muestren la reducción o pérdida del volumen debida a la sedimentación de los embalses. Algunos autores como Gomeshi (1995) han realizado estudios de sedimentación en reservorios de Irán y otros países, los cuales han permitido encontrar criterios de diseño ajustados a la realidad regional o local. Como consecuencia de este desconocimiento, la reducción gradual en la capacidad de almacenamiento no se suele contemplar en las etapas de factibilidad y diseño detallado del proyecto, por cuanto es usual que se suponga que la pérdida ocurra únicamente en la parte más baja del vaso, en el denominado volumen muerto; el cual está asociado a la acumulación de sedimentos finos que avanzan hasta la presa en forma de corrientes de densidad o turbidez. Por lo general, solo se contemplan reducciones asociadas a la formación del delta o la depositación de sedimentos gruesos, en etapas operativas del proyecto cuando debe dársele manejo a los sedimentos acumulados y a la pérdida de capacidad de almacenamiento, en sitios no previstos como a la entrada del embalse, reduciéndose de manera importante en algunos casos, el volumen útil.

Para el presente análisis se consultaron 11 metodologías empíricas, usadas en Estados Unidos, Suráfrica, China, Pakistán e Irán, para predecir la acomodación longitudinal de los sedimentos gruesos en embalses, las cuales se aplicaron a tres casos colombianos para evaluar su validez: el embalse de Betania en el departamento del Huila, el cual inició su operación en 1987; el de Prado en el departamento del Tolima, que inició operación en 1969 y el de La Esmeralda en Boyacá, el cual inició operación en 1975. Las 11 metodologías se aplicaron a diferentes momentos desde el inicio de la operación de los embalses, y se comparó con los patrones de depositación observada a partir de la información batimétrica de los embalses, suministrada por las respectivas entidades operadoras.

En la presente ponencia se describe brevemente el fenómeno de la depositación tipo delta, se indican las metodologías consultadas, se muestran los resultados obtenidos tras la comparación entre la configuración del depósito predicha por las metodologías ensayadas frente a la deducida a partir de las batimetrías realizadas en los tres embalses, y se presentan las conclusiones obtenidas.

LA DEPOSITACIÓN DE SEDIMENTOS EN EMBALSES

Los reservorios tienden a ser trampas de sedimentos muy eficientes (Bureau of Reclamation, 2006), siendo prácticamente inevitable que ocurra la sedimentación de embalses construidos en cauces naturales (Gottschalk, 1964), dado que una presa de embalse constituye una obra que introduce cambios mayores en un cauce aluvial (Ordóñez, 1987). Estos cambios resultan de la perturbación de las condiciones naturales de flujo por reducción de la velocidad e incremento de la

profundidad que induce una disminución significativa de la capacidad de transporte sedimentológico dentro del embalse (Cubillos, 2012). Al ser el abastecimiento sedimentológico de aguas arriba mayor a la capacidad de transporte, los sedimentos empiezan a depositarse: los gruesos de forma inmediata en la cola del embalse, mientras que los sedimentos finos, hacia el interior del reservorio (Morris, 2010).

De acuerdo con análisis realizados en una gran cantidad de embalses de China, la Organización Meteorológica Mundial, reporta tres tipos de perfil longitudinal del depósito, denominados: delta, cuña y barra (WMO, 2003); Morris (2010), adicionalmente, reporta la distribución longitudinal tipo uniforme. Ambas referencias coinciden en que estas formas geométricas del depósito dependen de la composición y diámetro de la carga de sedimentos que ingresa al reservorio (abastecimiento), la capacidad de almacenamiento hídrico del embalse, de la geometría y del modo de operación del reservorio.

EL DELTA

Particularmente, los depósitos tipo delta se forman en reservorios en los que la relación entre la capacidad de almacenamiento y la esorrentía anual entrante, es grande, el nivel del embalse se mantiene alto y la carga de sedimento que entra al embalse es relativamente gruesa (diámetro $> 0.062\text{mm}$), depositándose prontamente en la entrada del embalse.

Tal como se muestra en la Figura 1, Fan & Morris (1992^a) citado por Morris (2010), describen que un depósito tipo delta está definido por una pendiente superior y una pendiente posterior, las cuales cambian en un punto de intersección denominado pivote; las partículas de sedimento en la pendiente superior son más gruesas que en la pendiente posterior, y la elevación de la zona de transición entre la pendiente superior y la pendiente posterior (pivote) depende de las reglas de operación del embalse. Más hacia la presa se encuentra la pendiente inferior, la cual resulta de la depositación de los sedimentos de tamaño fino por efecto de corrientes de densidad o turbidez o flujos no estratificados.

IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DE SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES Y DE LA PREDICCIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DEL DEPÓSITO

Predecir la cantidad de sedimentos que ingresarán al embalse en un periodo determinado, y la manera como se distribuirán al interior del mismo, permitirá establecer la vida útil del proyecto con mayor precisión. La mayoría de las presas de embalse en el mundo, con fines de generación hidroeléctrica, han sido diseñadas con un embalse muerto (ver Figura 2), bajo el cual no hay salidas o descargas, y por tanto el agua de esta zona no puede utilizarse para generación. Hacia la mitad del siglo pasado, muchos diseñadores incorrectamente suponían que el sedimento se depositaría en esta zona únicamente; sin embargo, en la mayoría de los casos, una buena porción de sedimentos se depositó en las colas, ocupando el volumen útil de almacenamiento del embalse y reduciendo la vida útil del proyecto.

Investigaciones en esta área desde la década de los años cincuentas, han intentado establecer la tendencia general de la depositación de sedimentos en reservorios, examinando numerosos factores que afectan el proceso; sin embargo, la falta de información disponible, el grado de complejidad de la solución, y el hecho de que para la época los procesadores no eran tan rápidos ni tan disponibles, llevó a proponer métodos empíricos sencillos (Ghomeshi, 1995).

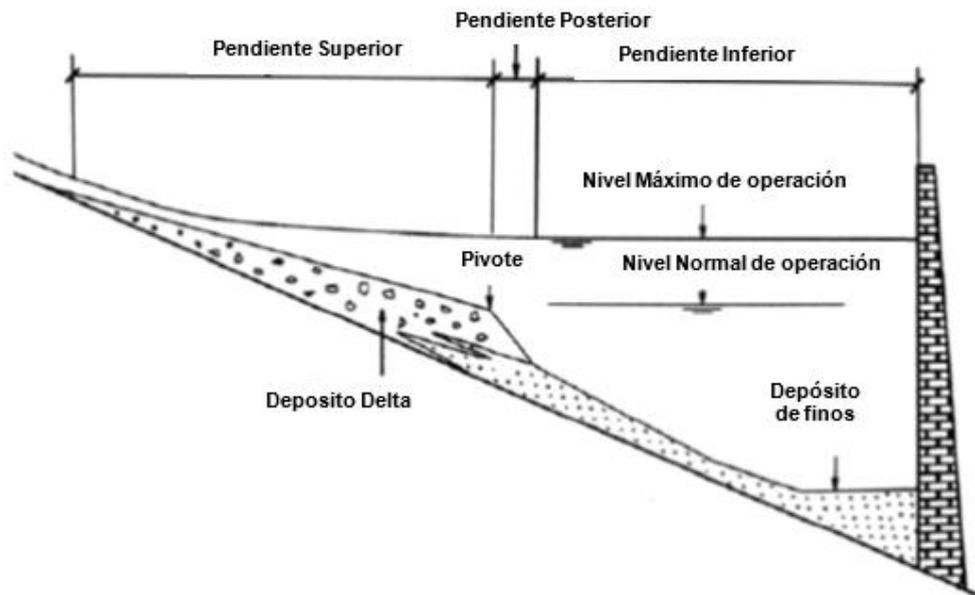


Figura 1.- Zonas de depositación longitudinal en un reservorio.
Fuente: Adaptado de Morris, 2010.

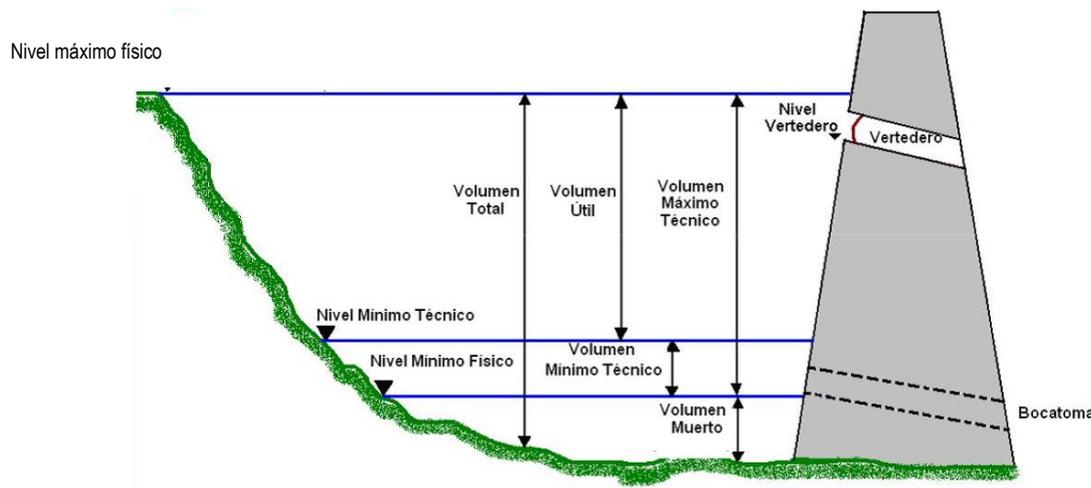


Figura 2.- Características de los embalses según la CREG, 2002.
Fuente: <http://introducciongestionambientalembalses.blogspot.com/>

Estos métodos se basan en observaciones y mediciones de campo realizadas en reservorios existentes. La gran cantidad de métodos disponibles en la bibliografía da fe de la necesidad de predecir la forma del depósito; incluso hoy en día, problemas relacionados con la calibración de modelos determinísticos, y la practicidad que los métodos empíricos ofrecen al ser aplicados, ha preservado la aceptación de algunos de estos métodos, en etapas preliminares de planeación de reservorios (Annandale, 1984). Es importante reconocer que los métodos empíricos, no cubren todos los aspectos ni todas las condiciones, precisamente porque están basados en observaciones. Hacer una generalización de tales métodos sería inapropiado (Ghomeshi, 1995).

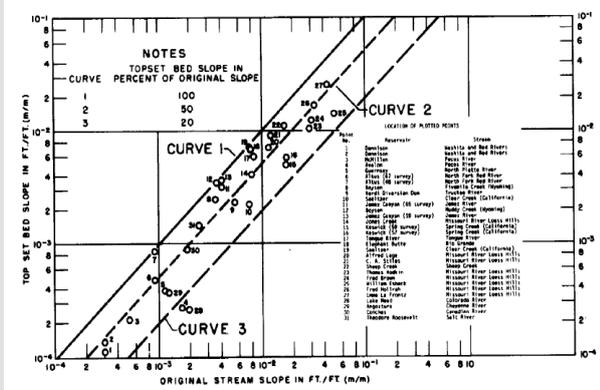
METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA PREDICCIÓN EMPÍRICA DE LA DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE LOS SEDIMENTOS DEPOSITADOS EN EMBALSES

En la Tabla 1 se relacionan las metodologías consultadas: nueve para la pendiente superior y dos para la pendiente posterior del delta.

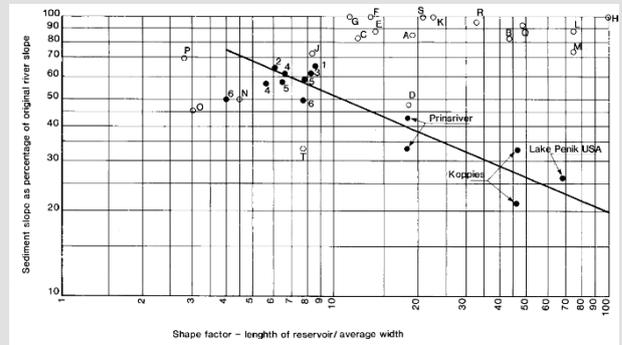
Tabla 1. – Metodologías empíricas para la predicción de la distribución longitudinal de los depósitos de sedimentos en embalses.

Pendiente Superior

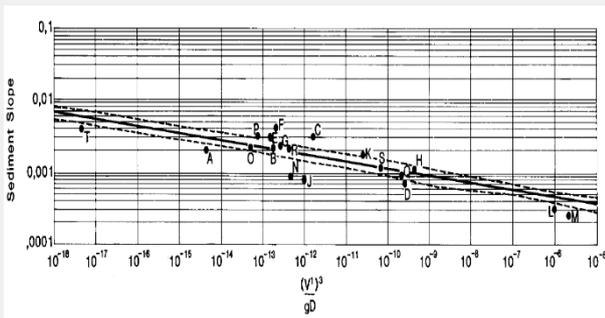
Método de curva de pendientes: Borland (1970)
Método gráfico: Pendiente original vs. Pendiente superior



Menné & Kriel (1959):
Método gráfico: Factor de forma (Longitud del reservorio / Ancho promedio) vs. (Pendiente superior / Pendiente original)



Factor de energía del flujo (Annandale 1985):
Método gráfico: Factor de energía del flujo vs. Pendiente superior



- $\frac{v^3}{gD}$: factor de energía de flujo (m/s)
- $v = Q/A$: velocidad media del flujo (m/s)
- Q : caudal medio anual que ingresa al reservorio (m³/s)
- $A = V/L$: área de la sección transversal promedio del embalse (m²)
- V : volumen total hasta nivel máximo del reservorio (km³)
- L : longitud del reservorio (km)
- $D = V/A_f$: profundidad media del reservorio (m)
- A_f : área inundada (km²)

Fórmula de Meyer – Peter & Müller (1948):

$$S_T = K \frac{Q}{Q_B} \left[\frac{n_s}{(d_{90})^{1/6}} \right]^{3/2} \frac{1}{D}$$

- S_T : pendiente superior
- K : coeficiente equivalente a 0.19
- Q/Q_B : relación entre el caudal total (ft³/s) y el caudal sobre el lecho en (ft³/s). Normalmente es igual a 1.
- d : diámetro promedio (mm) del material del lecho en la pendiente superior del delta.
- d_{90} : diámetro para el cual el 90% del material del lecho es más fino (mm)
- D : profundidad máxima del canal para el caudal dominante (ft)
- n_s : coeficiente de rugosidad de Manning para el lecho del canal

Ecuación de Schoklitsch (1934):

$$S = \left(\frac{0.00021dB}{Q} \right)^{3/4}$$

- S : pendiente superior del delta
- B : ancho del canal (ft)
- d : diámetro promedio del material del lecho en la pendiente superior (mm)
- Q : caudal dominante, es decir el caudal a banca llena o la creciente para el periodo de retorno de 1.5 años (ft³/s).

Método del IWHR (WMO 2003):

$$J = 1.28 \times 10^{-4} \left(\frac{\rho \omega}{q^{0.6}} \right)^{0.305}$$

- J : pendiente superior del delta
- q : caudal descargado en época de creciente (m³/s)
- ρ : concentración media de sedimentos en la temporada de creciente (kg/m³)
- ω : velocidad media de caída para la carga en suspensión (cm/s)

Pendiente Superior

Chien (1982):

$$S_t = A_* \frac{S_*^{5/6} D_{50}^{5/3} d_{50}^{1/3}}{(Q/B)^{1/2}}$$

S_t : pendiente superior del delta

A_* : coeficiente que fluctúa entre 1.21×10^4 y 1.68×10^4 para varios reservorios en China.

S_* : concentración media de sedimentos durante el periodo de crecientes (kg/m^3)

D_{50} : diámetro medio del material del lecho en suspensión (m)

d_{50} : diámetro medio del material del lecho (m)

Q : caudal medio durante la temporada de crecientes (m^3/s)

B : ancho del cauce (m)

Fórmula de Li (WMO 2003):

$$J = 0.00455 \left[\left(\frac{\rho}{Q} \right)^{0.5} D_{50} \right]^{0.59}$$

J : pendiente superior del delta

Q : caudal a banca llena en (m^3/s). Se ha considerado como el caudal medio para el mes más húmedo.

ρ : concentración media de la carga del lecho en el periodo de crecientes (kg/m^3)

D_{50} : diámetro medio del material del lecho (mm)

Relaciones J/Jo (WMO 2003):

J_0 : pendiente original del cauce

J : pendiente superior del delta.

Ecuación dependiente de la granulometría del lecho y del volumen del embalse:

$$J/J_0 = 19.5 \left[\left(\frac{d_{50}}{D_{50}} \right)^{0.1} \left(\frac{1}{HV} \right)^{0.15} \right]$$

d_{50} : diámetro medio de la carga de sedimentos entrante (mm)

D_{50} : diámetro medio del material del lecho original (mm)

H : aumento en el nivel base en (m). Para su aplicación, se ha considerado como la profundidad media del reservorio.

V : capacidad de almacenamiento del reservorio en el nivel H en (m^3)

Ecuación dependiente de la cauda:

$$J/J_0 = 0.79(HQJ_0)^{-0.17}$$

H : aumento en el nivel base (m)

Q : caudal medio anual (m^3/s)

Pendiente posterior

Strand & Pemberton (1987):

6.5 veces la pendiente superior.

Morris (2010):

1.6 veces la pendiente original

En el presente estudio, la selección de los embalses utilizados para su validación, estuvo condicionada principalmente a la disponibilidad de la información topobatimétrica, hidrológica y sedimentológica requerida para aplicar cada metodología. Una vez obtenida, se procedió a realizar la caracterización de los embalses, se compararon numéricamente las pendientes de los perfiles con las predichas mediante las diferentes metodologías aplicadas, identificando el grado de aproximación al comportamiento deducido de las mediciones, según su evolución temporal.

RESULTADOS

A continuación se muestran los resultados de las pendientes calculadas por cada método y los perfiles medidos en cada batimetría realizada en los embales.

La Figura 3 muestra los perfiles longitudinales del río Magdalena, afluente principal del embalse Betania, a partir de la información batimétrica de los años 1996, 2002 y 2009-2010, y de la restitución del año 1974 como representativa del inicio de la operación en el año 1987, y la

Tabla 2 muestra las pendientes calculadas por las diferentes metodologías empíricas aplicadas a las condiciones correspondientes a los años en que se levantaron las batimetrías.

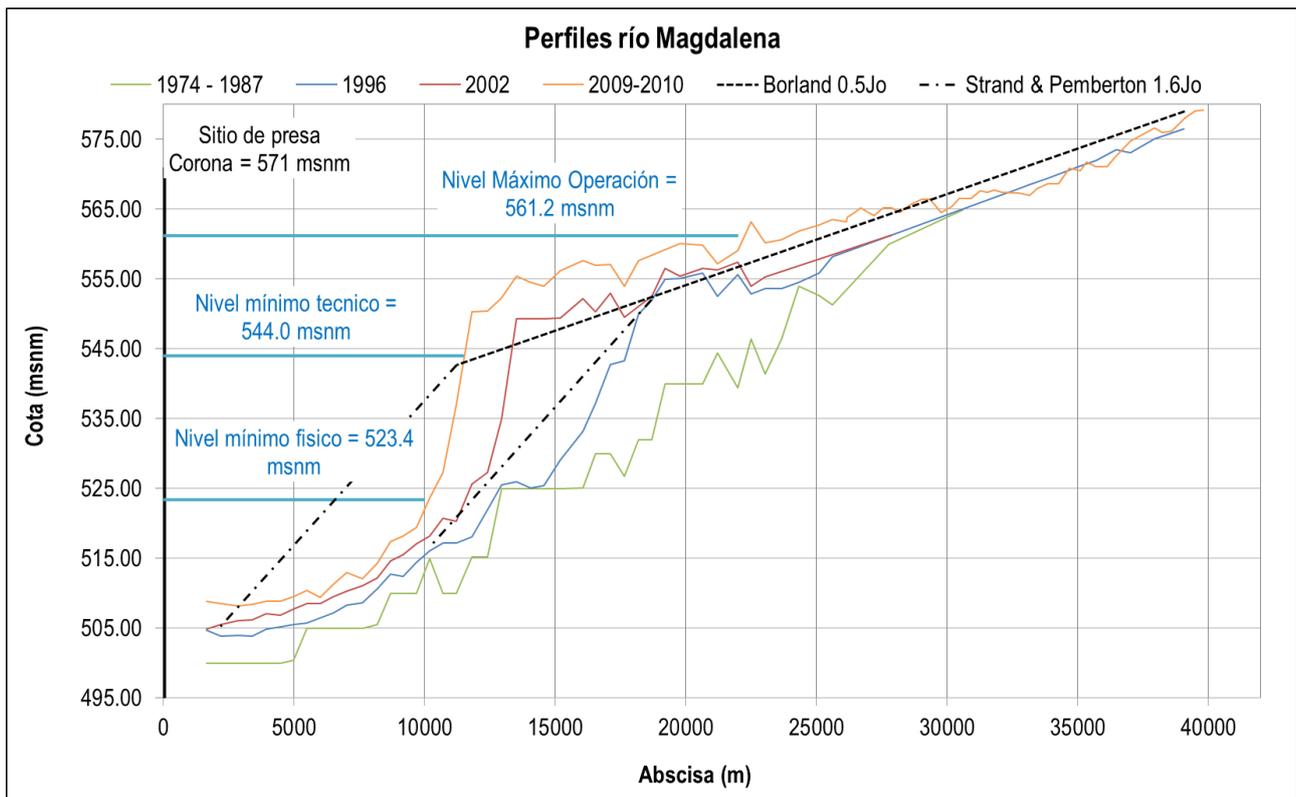


Figura 3.- Perfiles de fondo medidos embalse de Betania río Magdalena (1987-2010).

Tabla 2.- Pendientes calculadas embalse de Betania - río Magdalena (1987-2010).

Método	Unidades	Símbolo	Betania			
			1987	1996	2002	2009-2010
Tiempo desde inicio operación	años		0	9	15	23
Pendiente original del cauce						
Medida	m/m	Jo	2.60E-03			
Pendiente superior						
Medida	m/m	J1	1.20E-03	1.00E-03	9.00E-04	
Curva de pendientes Borland (1970)	m/m	J1	1.30E-03	1.30E-03	1.30E-03	
Menné & Kriel (1959)	m/m	J1	1.39E-01	1.35E-01	1.35E-01	
Factor de energía de flujo Annandale (1985)	m/m	J1	7.21E-04	7.04E-04	6.90E-04	
Fórmula de Meyer – Peter & Muller (1948)	m/m	J1	2.19E-03	2.21E-03	2.31E-03	
Ecuación de Schoklitsch (1934)	m/m	J1	3.29E-01	3.12E-01	3.11E-01	
Método del IWHR	m/m	J1	2.38E-03	2.38E-03	2.38E-03	
Fórmula de Li (1979)	m/m	J1	4.59E-03	4.59E-03	4.59E-03	
Relación J/Jo dependiente de granulometría y volumen del embalse WMO (2003)	m/m	J1	1.33E-03	1.35E-03	1.36E-03	
Relación J/Jo dependiente del caudal WMO (2003)	m/m	J1	1.17E-03	1.18E-03	1.18E-03	
Fórmula de Chien (1982) promedio	m/m	J1	1.29E-03	1.25E-03	1.24E-03	
Pendiente posterior						
Medida	m/m	J2	6.60E-03	1.16E-02	1.69E-02	
Morris (2010)	m/m	J2	4.16E-03	4.16E-03	4.16E-03	
Strand & Pemberton (1987)	m/m	J2	7.80E-03	6.50E-03	5.85E-03	

De manera similar, la Figura 4 muestra los perfiles del río Batá, afluente principal del embalse La Esmeralda (Proyecto Chivor), utilizando la información batimétrica de los años 1975,

1997, 2002, 2004, 2007, 2010 y 2012 y en la **Tabla 3** lo correspondiente a las pendientes calculadas.

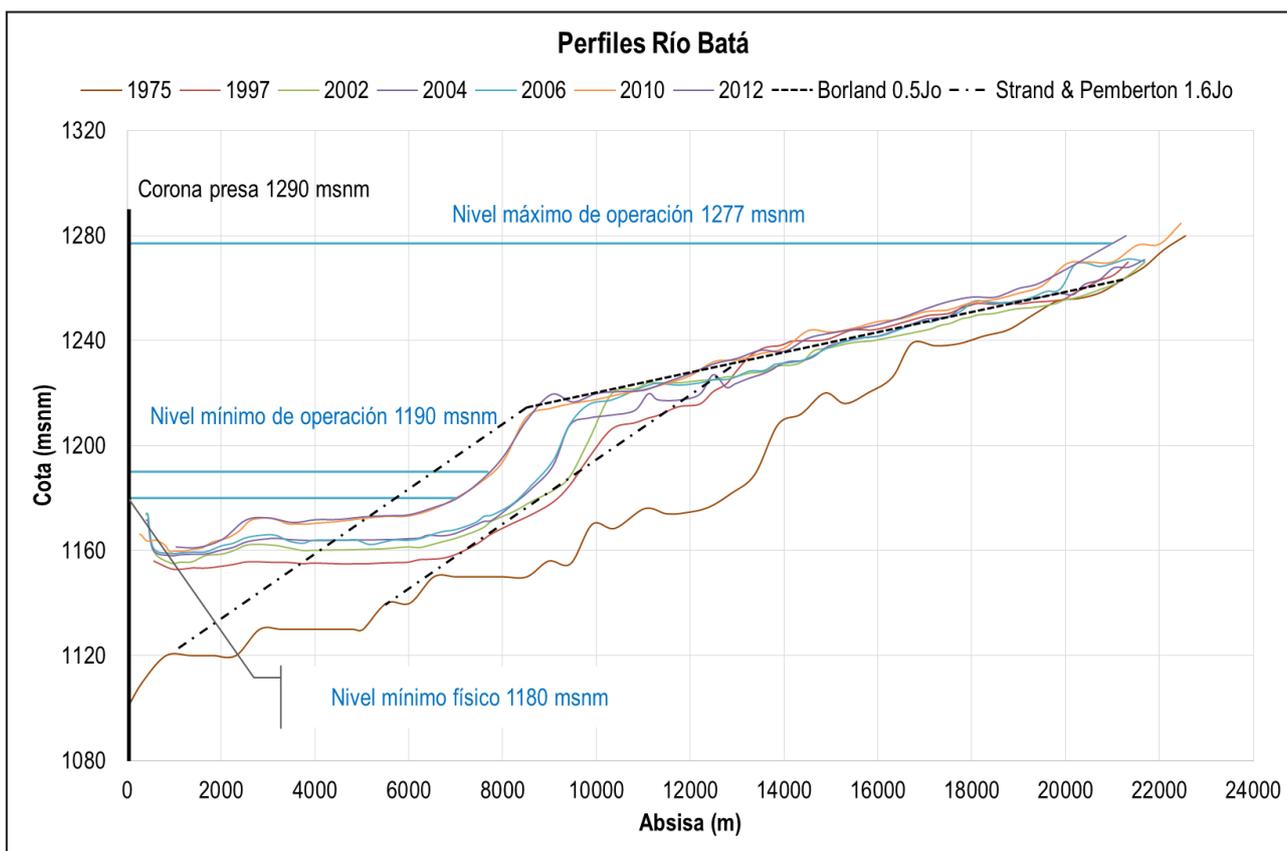


Figura 4.- Perfiles de fondo medidos embalse La Esmeralda Río Batá (1975-2012).
Fuente: Adaptado de INGETEC, 2007 y AES CHIVOR, 2012.

Tabla 3.- Pendientes calculadas embalse La Esmeralda - río Batá (1975-2012).

Método	Unidades	Símbolo	La Esmeralda						
			1975	1997	2002	2004	2007	2010	2012
Tiempo desde inicio operación	años		0	22	27	29	32	35	37
Pendiente original del cauce									
Medida	m/m	Jo	7.70E-03						
Pendiente superior									
Medida	m/m	J1	4.90E-03	4.10E-03	5.00E-03	4.90E-03	4.90E-03	4.90E-03	4.90E-03
Curva de pendientes Borland (1970)	m/m	J1	3.85E-03	3.85E-03	3.85E-03	3.85E-03	3.85E-03	3.85E-03	3.85E-03
Menné & Kriel (1959)	m/m	J1	2.12E-01	2.20E-01	2.15E-01	2.15E-01	2.15E-01	2.17E-01	2.16E-01
Factor de energía de flujo Annandale (1985)	m/m	J1	1.16E-03	1.15E-03	1.15E-03	1.14E-03	1.11E-03	1.11E-03	1.11E-03
Fórmula de Meyer – Peter & Muller (1948)	m/m	J1	1.00E-04	1.11E-04	1.06E-04	1.07E-04	1.19E-04	1.17E-04	1.17E-04
Ecuación de Schoklitsch (1934)	m/m	J1	6.30E-02	6.73E-02	6.48E-02	6.48E-02	6.60E-02	6.52E-02	6.52E-02
Método del IWHR	m/m	J1	1.58E-03	1.58E-03	1.58E-03	1.58E-03	1.58E-03	1.58E-03	1.58E-03
Fórmula de Li (1979)	m/m	J1	1.90E-03	1.90E-03	1.90E-03	1.90E-03	1.90E-03	1.90E-03	1.90E-03
Relación J/Jo dependiente de granulometría y volumen del embalse WMO (2003)	m/m	J1	3.81E-03	3.96E-03	3.94E-03	3.95E-03	4.02E-03	4.05E-03	4.05E-03
Relación J/Jo dependiente del caudal WMO (2003)	m/m	J1	3.48E-03	3.54E-03	3.51E-03	3.52E-03	3.58E-03	3.57E-03	3.57E-03
Fórmula de Chien (1982) promedio	m/m	J1	1.24E-04	1.29E-04	1.26E-04	1.26E-04	1.26E-04	1.26E-04	1.26E-04
Pendiente posterior									
Medida	m/m	J2	1.54E-02	1.80E-02	2.08E-02	2.44E-02	2.00E-02	1.70E-02	1.70E-02
Morris (2010)	m/m	J2	1.23E-02	1.23E-02	1.23E-02	1.23E-02	1.23E-02	1.23E-02	1.23E-02
Strand & Pemberton (1987)	m/m	J2	3.19E-02	2.67E-02	3.25E-02	3.19E-02	3.19E-02	3.19E-02	3.19E-02

Por último, la Figura 5 muestra los perfiles longitudinales establecidos utilizando la información batimétrica de los años 1950, 2005, 2008 y 2014 para el río Cunday, afluente principal

al embalse de Prado y la Tabla 4 muestra las pendientes calculadas por las diferentes metodologías empíricas para los mismos años en los que se levantaron las batimetrías.

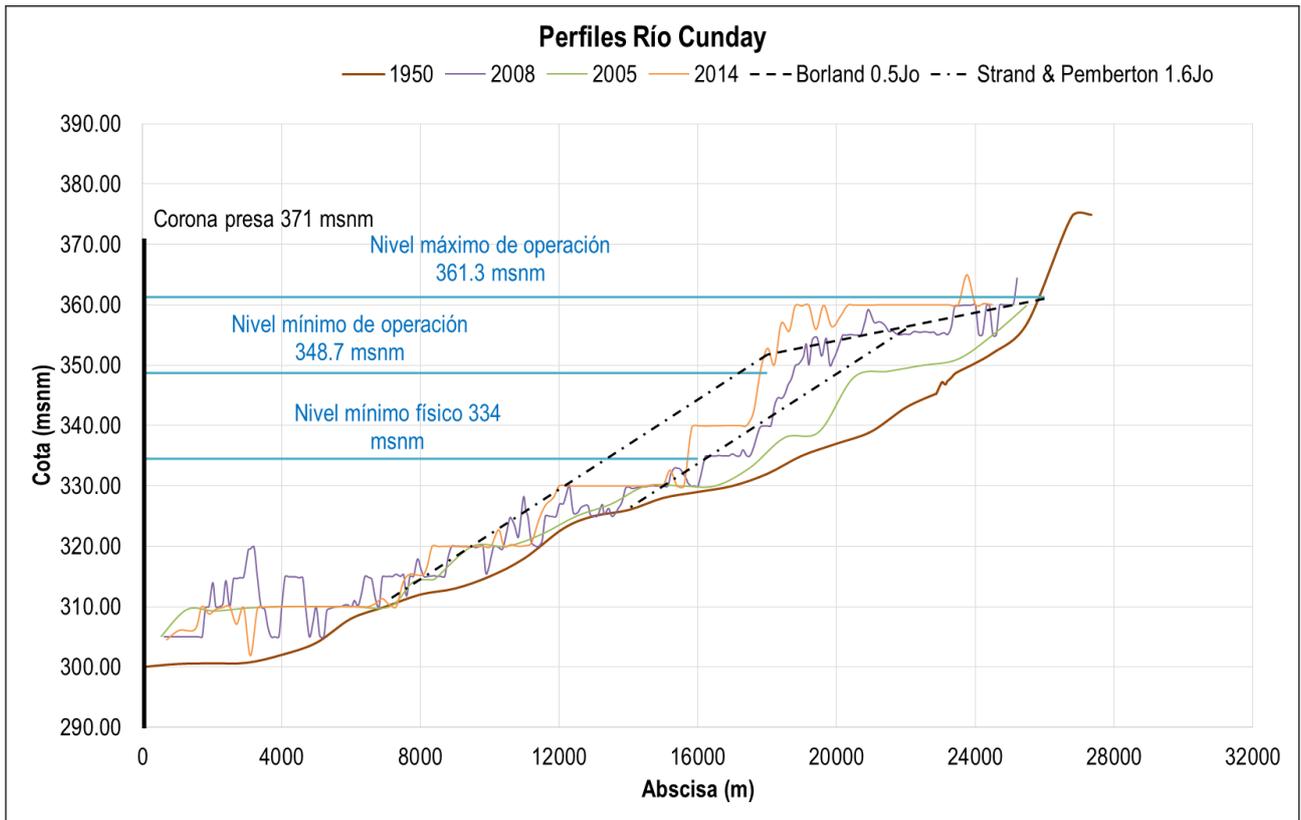


Figura 5.- Perfiles de fondo medidos y calculados embalse de Prado Río Cunday (1950-2014).

Tabla 4.- Pendientes calculadas embalse de Prado - río Cunday (1950-2014).

Método	Unidades	Símbolo	Prado			
			1969	2005	2008	2014
Tiempo desde inicio operación	años		0	36	39	45
Pendiente original del cauce						
<i>Medida</i>	<i>m/m</i>	<i>Jo</i>	<i>2.32E-03</i>			
Pendiente superior						
<i>Medida</i>	<i>m/m</i>	<i>J1</i>	<i>2.20E-03</i>	<i>1.10E-03</i>	<i>5.60E-04</i>	
Curva de pendientes Borland (1970)	m/m	J1	1.16E-03	1.16E-03	1.16E-03	
Menné & Kriel (1959)	m/m	J1	9.88E-02	9.88E-02	9.92E-02	
Factor de energía de flujo Annandale (1985)	m/m	J1	1.28E-03	1.19E-03	1.19E-03	
Fórmula de Meyer – Peter & Muller (1948)	m/m	J1	1.65E-04	1.97E-04	1.98E-04	
Ecuación de Schoklitsch (1934)	m/m	J1	1.73E-01	1.73E-01	1.75E-01	
Método del IWHR	m/m	J1	1.64E-03	1.64E-03	1.64E-03	
Fórmula de Li (1979)	m/m	J1	2.02E-03	2.02E-03	2.02E-03	
Relación J/Jo dependiente de granulometría y volumen del embalse WMO (2003)	m/m	J1	1.42E-03	1.22E-03	1.26E-03	
Relación J/Jo dependiente del caudal WMO (2003)	m/m	J1	1.45E-03	1.49E-03	1.49E-03	
Fórmula de Chien (1982) promedio	m/m	J1	1.93E-05	1.93E-05	1.94E-05	
Pendiente posterior						
<i>Medida</i>	<i>m/m</i>	<i>J2</i>	<i>4.20E-03</i>	<i>6.30E-03</i>	<i>7.20E-03</i>	
Morris (2010)	m/m	J2	3.71E-03	3.71E-03	3.71E-03	
Strand & Pemberton (1987)	m/m	J2	1.43E-02	7.15E-03	3.64E-03	

Para una mejor comprensión de los resultados, la Figura 6 muestra la comparación para cada embalse, método y año. En las abscisas se indica el año correspondiente a cada una de las batimetrías y el tiempo transcurrido desde el inicio de operación de cada embalse; y en las ordenadas, la diferencia porcentual entre las pendientes calculadas con cada metodología empírica, y las pendientes deducidas a partir de las batimetrías. Para una mejor visualización, el rango de las ordenadas se ha limitado entre -100% y +300%. Un valor positivo indica que el estimativo es mayor que el valor medido.

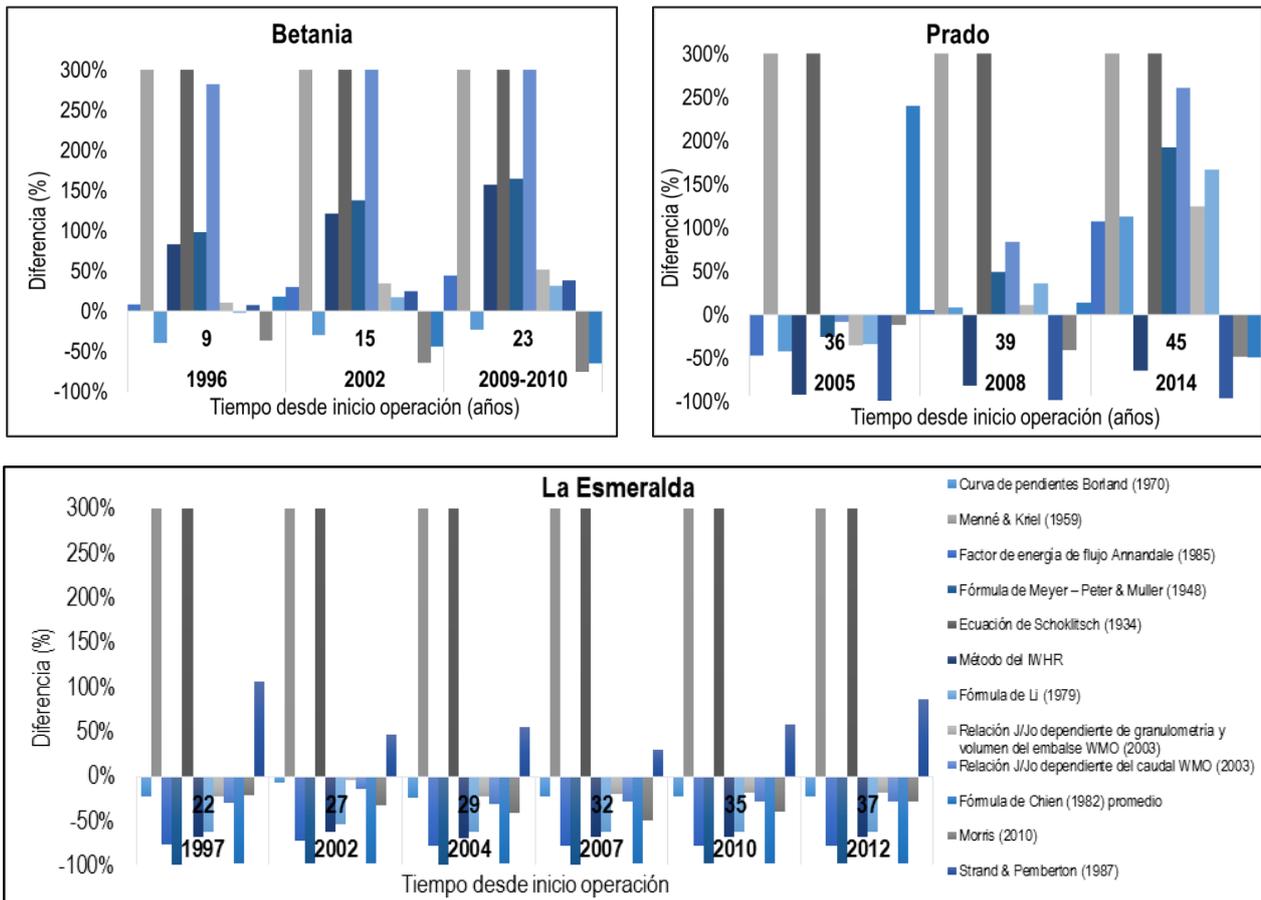


Figura 6.- Diferencias porcentuales entre pendientes calculadas y medidas por año y por embalse.

Tabla 5. – Resumen diferencias porcentuales promedio, máxima y mínima por cada metodología.

Pendiente superior	Promedio	Máximo	Mínimo
Curva de pendientes Borland (1970)	3%	107%	-47%
Menné & Kriel (1959)	8113%	17612%	4201%
Factor de energía de flujo Annandale (1985)	-39%	113%	-77%
Fórmula de Meyer – Peter & Muller (1948)	-39%	157%	-98%
Ecuación de Schoklitsch (1934)	12914%	34447%	1186%
Método del IWHR	18%	193%	-68%
Fórmula de Li (1979)	86%	410%	-62%
Relacion J/Jo dependiente de granulometría y volumen del embalse WMO (2003)	8%	124%	-36%
Relación J/Jo dependiente del caudal WMO (2003)	5%	167%	-34%
Fórmula de Chien (1982) promedio	-67%	38%	-99%

Pendiente Posterior		Promedio	Máximo	Mínimo
Morris (2010)		-40%	-12%	-75%
Strand & Pemberton (1987)		42%	240%	-65%

Código de colores	Diferencia menor a $\pm 50\%$	Subestimación mayor al 50%	Sobreestimación mayor al 50%

La Tabla 5 muestra un resumen de las diferencias porcentuales promedio, máxima y mínima por cada metodología.

Se encontró que el método de la curva de pendientes de Borland (1970) y las dos relaciones J/Jo mostradas en WMO (2003), son los que mejor predicen la pendiente superior en los embalses analizados, mostrando diferencias menores del 50% con respecto a las pendientes medidas. Particularmente en Betania, los métodos de factor de energía de flujo de Annandale (1985) y la fórmula de Chien (1982) también mostraron un buen resultado. Los métodos de Chien (1982) y la fórmula de Meyer – Peter & Müller (1948) subestimaron la pendiente superior en La Esmeralda y en Prado, con diferencias superiores al 50%. Por su parte, los métodos de Menné & Kriel (1959) y Schoklitsch (1934) sobreestimaron los valores en todos los casos y además mostraron las mayores diferencias. Como particularidad, la fórmula de Meyer – Peter & Müller (1948) y los métodos de IWHR y Li (1979), mostraron una predicción opuesta en dos embalses: subestimaron en La Esmeralda y sobreestimaron en Betania.

En cuanto a los criterios para estimar la pendiente posterior, el de Morris (2010) muestra buenos resultados en La Esmeralda y en Prado, y subestima los valores en Betania. Por su parte, el de Strand & Pemberton (1987), en algunas épocas muestra buenos resultados y en otras sobreestima los valores, especialmente en La Esmeralda.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La información extraída de las batimetrías sugiere que las pendientes del delta evolucionan con el tiempo, y ninguno de los métodos utilizados contempla esta variable, lo cual puede constituir una limitante de todas las metodologías consideradas como herramientas predictivas. No obstante que se recomiendan las metodologías de Borland (1970) y las relaciones J/Jo señaladas en WMO (2003) para estimar la pendiente superior de una formación tipo delta, así como el método de Strand & Pemberton (1987) para estimar la pendiente posterior, su uso solo es recomendado en etapas de conceptualización de proyectos que involucren embalses.

Adicionalmente los pocos datos disponibles muestran que la pendiente superior podría estar influenciada por el tamaño de los sedimentos, de forma tal que a mayor diámetro del material que conforma el delta, menor es la pendiente. Es así que por ejemplo, el caso de Betania mostró pendientes menores en comparación con los embalses de Prado y La Esmeralda, lo cual está relacionado con las granulometrías del río Magdalena las cuales exhiben tamaños de partícula mucho más gruesos que en el caso del Río Batá. Parece adecuado entonces, sugerir que para estimar la pendiente superior del delta, estuviese involucrado algún diámetro representativo de las partículas que lo conforman, lo cual corresponde con lo indicado por la analogía de la balanza de Lane en procesos de desequilibrio con tendencia a la sedimentación (Martín, 2003).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Annandale, G. (1985). “Estimating slopes of sediment deposited in storage reservoirs”. *Scientific Basis for Water Resources Management (Proceedings of the Jerusalem Symposium, September 1985)*. IAHS Publ. No. 153. Johannesburg, South Africa,

- Borland, W. M.** (1970) *Reservoir sedimentation en River Mechanics* edited by Shen H. W. Water Resources Publications. Chapter 29.
- Bureau of Reclamation.** (2006). *Erosion and Sedimentation Manual*. U.S. Department of the Interior. Denver, Colorado. Chapter 2: Erosion and reservoir sedimentation.
- CREG,** (2002) *Resolución 074 de 2002 “Por la cual se modifica el Anexo 4 de la Resolución CREG-116 de 1996”*.
- Cubillos, C.** (2012). *Notas de clase de la asignatura Ingeniería de Ríos*, Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, semestre II de 2012.
- Ghomeshi, M.** (1995). “Reservoir sedimentation modeling”, *Doctor of Philosophy Thesis*, Department of Civil and Mining Engineering, University of Wollongong.
- Gottschalk, L.** (1964). *Sedimentation Part I: Reservoir sedimentation*, en *Handbook of applied Hydrology*, Edited by Ven Te Chow, McGrawHill. United States, Chapter 17.
- Martín, J.** (2003) *Ingeniería de Ríos*. Alfaomega, México D.F.
- Morris, G.L. and FAN, J.** (2010). *Reservoir Sedimentation Handbook*, McGraw-Hill Book Co., New York.
- Ordoñez, J.** (1987). *Problemas sedimentológicos asociados con la construcción de presas*. Bogotá.
- WMO - World Meteorological Organization.** (2003). *Manual on Sediment Management and Measurement*, WMO N°. 948. ISBN: 92-63-10948-6. Geneva, Switzerland. Chapter 5: Reservoir sedimentation and impact on river processes.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**INVESTIGACIÓN NUMÉRICA DE POTENCIAL DE EROSIÓN CAUSADO
POR SOCAVACIÓN POR PRESIÓN**

Daniel Vicente Horna Muñoz^{1,2}, George Constantinescu¹

¹ IIHR - Hydrosience and Engineering, University of Iowa, U.S.A.

² Centro de Investigación y Tecnología del Agua, Universidad de Ingeniería y Tecnología, Perú
dhorna@utec.edu.pe, sconstan@engineering.uiowa.edu

RESUMEN:

Esta publicación trata sobre la aplicación de un modelo hidrodinámico completamente tridimensional no-hidrostático RANS que usa el método Volume-of-Fluid para estimar el potencial de erosión durante eventos de sumersión de plataformas de puentes, incorporando así posibles efectos de socavación por presión. El modelo fue aplicado para simular la propagación de un hidrograma sinusoidal con un caudal pico suficientemente grande que garantiza la sumersión total de la plataforma de puente siendo analizada. Dos simulaciones fueron hechas, con y sin plataforma de puente. Se observó que la inclusión de la plataforma de puente hizo que el perfil de velocidad debajo del puente dejara de ser logarítmico, con una mayor gradiente de velocidad cerca del fondo de río, a diferencia del caso sin la plataforma. Los efectos de socavación por presión amplificaron los esfuerzos de corte en aproximadamente 25% con respecto al caso sin la plataforma, y una subestimación de esfuerzos de corte si uno asumiera un perfil logarítmico debajo de la plataforma. Se concluye que los modelos hidrodinámicos tridimensionales son capaces de capturar efectos de socavación por presión sin mayores suposiciones y correcciones, siendo esta la mayor ventaja de los modelos 3-D sobre los modelos 1-D y 2-D.

ABSTRACT:

This paper discusses the application of a fully 3-D non-hydrostatic Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) model using the Volume-of-Fluid (VOF) approach to estimate potential for erosion during the submergence of a bridge deck, thus including possible pressure scour effects. The model was applied to simulate the propagation of a sinusoidal hydrograph with peak flow large enough to guarantee the full submergence of the deck in question. Two simulations were performed, with and without the bridge deck. It was found that the inclusion of the bridge deck made the velocity profile below the deck become not logarithmic, with a higher velocity gradient near the bed, compared to the case without the deck. Pressure scour effects amplified the bed shear stress by about 25% compared to the case without the deck, and it also meant an underestimation of approximately 25% if one were to estimate the bed shear stress assuming a logarithmic velocity profile below the deck. It is concluded that 3-D models are able to capture pressure scour effects without any major assumptions and corrections, being it the biggest advantage over 1-D and 2-D models.

PALABRAS CLAVES: RANS; socavación; VOF

INTRODUCCIÓN

El transporte de sedimentos juega un rol crítico en la gran mayoría de ambientes hidrológicos/hidráulicos. Los procesos sedimentarios afectan, por ejemplo, la agricultura, control contra inundaciones, hábitat acuático y más. Por esta razón el transporte de sedimento ha sido estudiado a través de los años de distintas maneras, siendo estas probabilísticas y determinísticas (Juez et al., 2017).

En particular, la infraestructura ubicada en ambientes fluviales depende altamente de los sedimentos, incrementando la necesidad de considerarlos de manera adecuada en el diseño de estructuras. Una estadística que hace hincapié en la importancia de los sedimentos es la del Inventario Nacional de Puentes de los Estados Unidos de América, donde aproximadamente 84% de los puentes están construidos sobre ríos, los cuales son afectados gravemente durante eventos de inundaciones. Es más, la gran mayoría de puentes experimenta algún tipo de problemas relacionados con erosión durante su vida útil (Mays, 2011).

Los puentes que se ubican por encima de los ríos están sujetos a distintos tipos de socavación. Algunos ejemplos son socavación por contracción, el cual ocurre por la reducción de la sección de río en la cercanía del puente, o socavación por pilares, el cual ocurre por la aceleración local del flujo alrededor de los pilares. Un caso específico de socavación que sólo ocurre durante eventos de inundaciones es el caso de socavación por presión, el cual ocurre cuando la plataforma del puente queda completamente sumergida. Esto causa que el flujo debajo de la plataforma se deje de comportar como flujo en un canal abierto, y se asemeja a flujo en una tubería el cual es presurizado, incrementando el potencial de erosión durante la duración de sumersión de la plataforma (Lyn, 2008). Este tipo de socavación ha sido estudiado tanto experimentalmente como numéricamente con el fin de encontrar fórmulas de corrección de esfuerzos cortantes, aunque estas metodologías han sido, hasta el momento, parcialmente efectivas. Esto se debe a que el perfil de velocidad debajo de la plataforma del puente deja de ser logarítmica, y es altamente dependiente de la configuración del problema.

En este estudio se plantea una evaluación numérica del potencial de erosión incluyendo socavación por presión en un tramo de río del Iowa River en EE.UU., con el fin de confirmar la amplificación de esfuerzos cortantes puramente relacionado con este tipo de socavación y estimar ordenes de magnitud de errores en metodologías actuales. A continuación, se explica a mayor detalle la metodología aplicada y el lugar de estudio.

LUGAR DE ESTUDIO Y METODOLOGÍA

Con el fin de estudiar el potencial de erosión causado por socavación por presión, se decidió estudiar un tramo de río de aproximadamente 2 km de longitud del Iowa River en la cercanía de la ciudad Iowa City, en el estado de Iowa, en los Estados Unidos de América (Figura 1). Dado que se quieren comparar los resultados obtenidos con metodología que por lo general son utilizadas en modelos hidrodinámicos 1-D o 2-D, se requiere una zona donde los efectos tridimensionales no sean significativos (i.e. canal casi recto, cambios ligeros en la batimetría). Tomando esto en cuenta, se dejaron de lado las zonas muy cerca de la entrada del modelo computacional, ya que toma cierta distancia para que el flujo se acomode a las condiciones de batimetría, y lugares donde se observan cambios bruscos en la batimetría, como depresiones, y las zonas de la presa de río y aguas abajo.

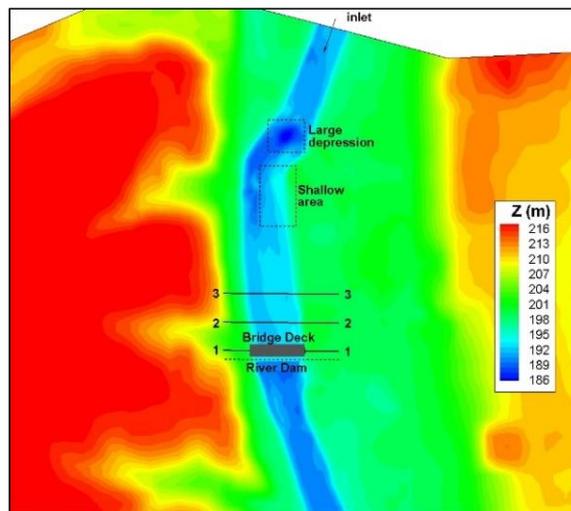


Figura 1.- Información batimétrica de la zona de estudio.

En el tramo de interés también se encuentra 1 puente conocido como *Burlington Bridge*. Este puente se encuentra justo aguas arriba de la presa de río, y se incorporó en el modelo computacional. Ya que se quiere aislar los efectos de socavación por presión, solo se incluyó la plataforma del puente, sin tomar en cuenta los pilares. Un esquema de la inclusión de esta estructura se puede observar en la Figura 2. Se definió una sección para análisis que pasa por el centro de la plataforma del puente (Sección 1), y 2 secciones ubicadas aguas arriba del puente, cada una ubicada a 60 m con respecto a la otra (Secciones 2 y 3).

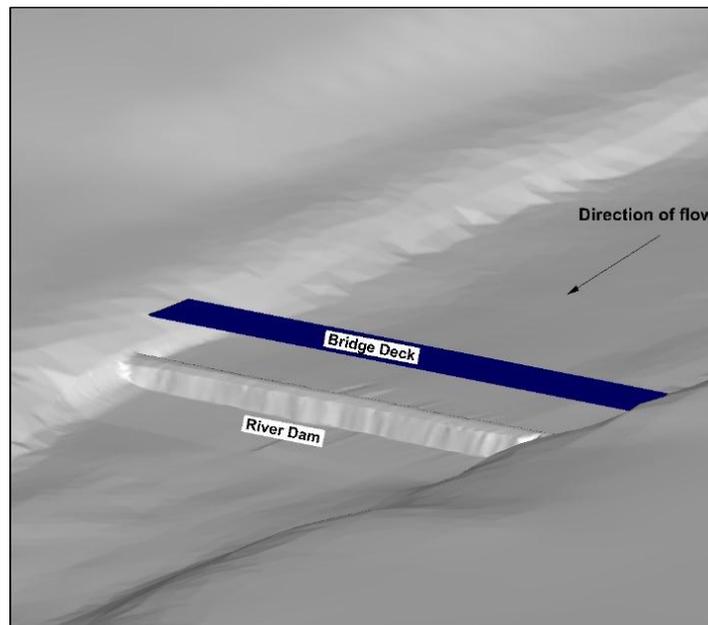


Figura 2.- Visualización de plataforma del puente en el modelo computacional.

Como se explicó anteriormente, el potencial de erosión es estudiado de manera numérica. El modelo empleado es STAR-CCM+, un modelo del estado del arte hidrodinámico tridimensional no-hidrostático. El modelo fue desarrollado resolviendo las ecuaciones URANS con capacidades de seguir la deflexión de la superficie libre via el método Volume-of-Fluid (VOF). El modelo URANS utilizado fue el modelo $k - \varepsilon$, ya que es el modelo RANS recomendado cuando se incluyen diferentes fases en STAR-CCM+. La malla computacional fue desarrollada con un refinamiento cerca de las superficies sólidas de un y^+ igual a 50, el cual concluyó en un número total de celdas de aproximadamente 2 millones. El delta de tiempo fue escogido definiendo un número CFL de aproximadamente 0.2 para garantizar estabilidad numérica y conservación de masa.

Las condiciones de borde que fueron utilizadas fueron de Velocity Inlet, como condición de entrada donde se definieron velocidades y niveles de agua, Pressure Outlet, como condición de salida donde se extrapolaban las variables de nivel de agua y presión, y como condición de borde superior donde se dejó abierto a la atmósfera, y Wall, como condición de borde en superficies sólidas. Adicionalmente, en la condición de borde de entrada se definió un hidrograma de forma sinusoidal para simular una inundación de corta duración (4 hrs). El caudal inicial se escogió en base a un caudal bajo previamente utilizado como caso de validación, mientras que el caudal pico fue lo suficientemente grande como para completamente sumergir la plataforma del puente. El hidrograma puede ser observado en la Figura 3.

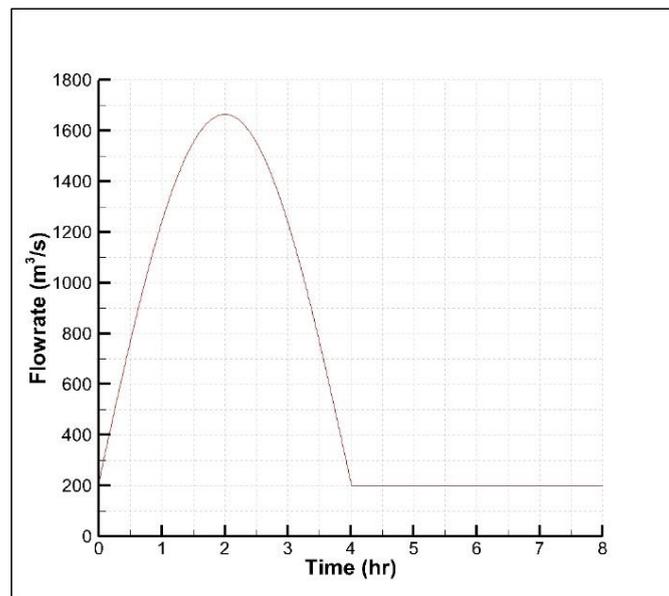


Figura 3.- Hidrograma utilizado como condición de borde de entrada.

Se realizaron 2 simulaciones: 1 simulación incluyendo la plataforma del puente y 1 simulación sin esta. Se hicieron estas 2 simulaciones con el fin de confirmar si las amplificaciones en base a la sumersión de la plataforma del puente se deben solamente a la socavación por presión, y si había otros factores que influyen esta variación como batimetría de la sección.

RESULTADOS

La plataforma del puente se sumergió completamente durante caudales altos, cercanos a la magnitud pico del hidrograma de entrada. Durante los caudales altos, en el caso sin la plataforma del puente, se observó a todo momento que la distribución de velocidades seguía un perfil típico de río con un perfil de velocidad logarítmico. Cuando se incluyó la plataforma del puente, se puede observar que debajo del puente la distribución de la velocidad deja de seguir una distribución típica de río, dado que el perfil de velocidades ya no sigue, al menos visualmente un perfil logarítmico. Esto se debe ya que en las superficies sólidas (fondo de río y plataforma del puente) la condición de borde establece una velocidad de 0. Esto se puede observar en la Figura 4.

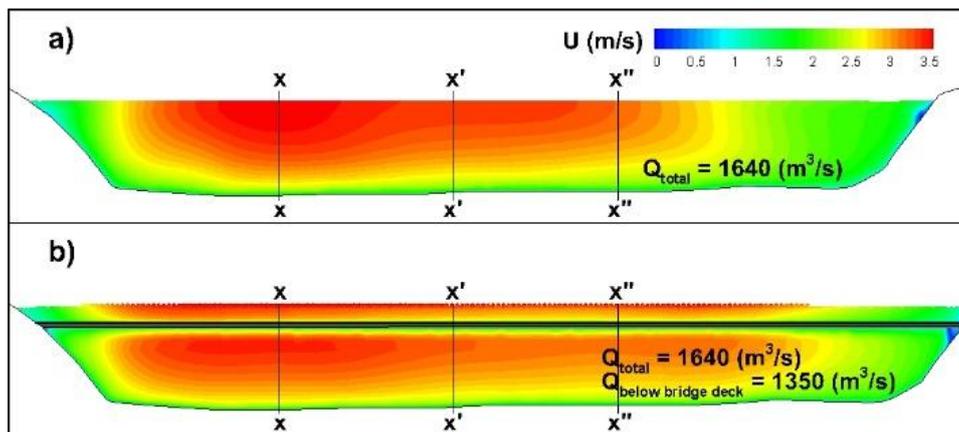


Figura 4.- Distribución de velocidades durante caudal pico para a) caso sin plataforma del puente, y b) caso con plataforma del puente.

Se definieron 3 lugares específicos para comparar perfiles de velocidad a exactamente el mismo caudal entre simulaciones. La Figura 5 muestra la comparación de los perfiles de velocidad en los lugares $x-x$, $x'-x'$, y $x''-x''$. En los 3 lugares definidos, se puede confirmar que el perfil de velocidad cuando la plataforma del puente queda sumergida (línea verde) deja de ser logarítmico mientras que cuando la plataforma no es incluida sigue un perfil logarítmico (línea azul). También se puede observar que, cerca del fondo del río, la gradiente de velocidad es mayor cuando se incluyó la plataforma de puente que cuando no se incluyó. Esto se puede observar más claramente en la sección $x'-x'$.

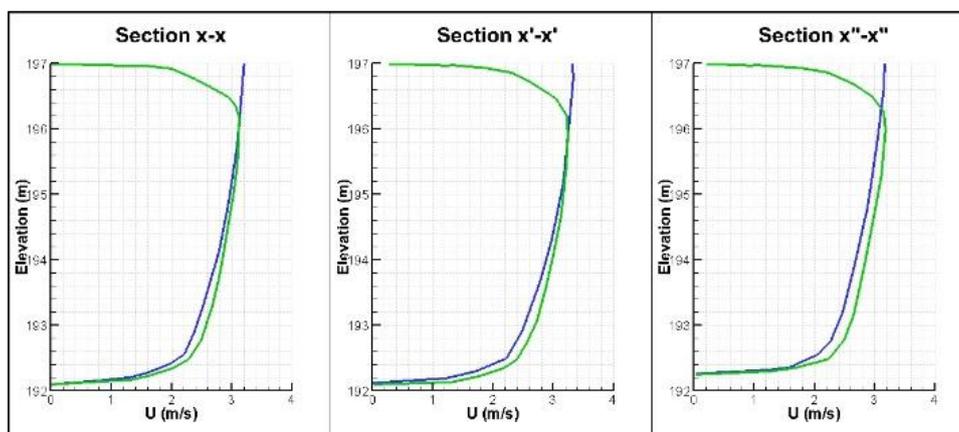


Figura 5.- Comparación de perfil de velocidades en 3 lugares para el caso sin plataforma de puente (línea azul), y con plataforma de puente (verde).

El esfuerzo de corte depende de la gradiente de velocidad cerca de la superficie sólida, así que, a mayor gradiente de velocidad, mayor esfuerzo de corte. El esfuerzo cortante puede ser estimado asumiendo un perfil de velocidad logarítmico, el cual funciona bien siempre y cuando la distribución de velocidades siga un perfil de tal forma. Como se observó en la Figura 5, la inclusión del puente modificó el perfil logarítmico, así que se espera que una estimación asumiendo un perfil logarítmico de velocidad que no sea muy exacta durante eventos de socavación por presión. La Figura 6 muestra una comparación entre esfuerzos de corte estimados por el modelo numérico tridimensional para los casos sin y con plataforma de puente.

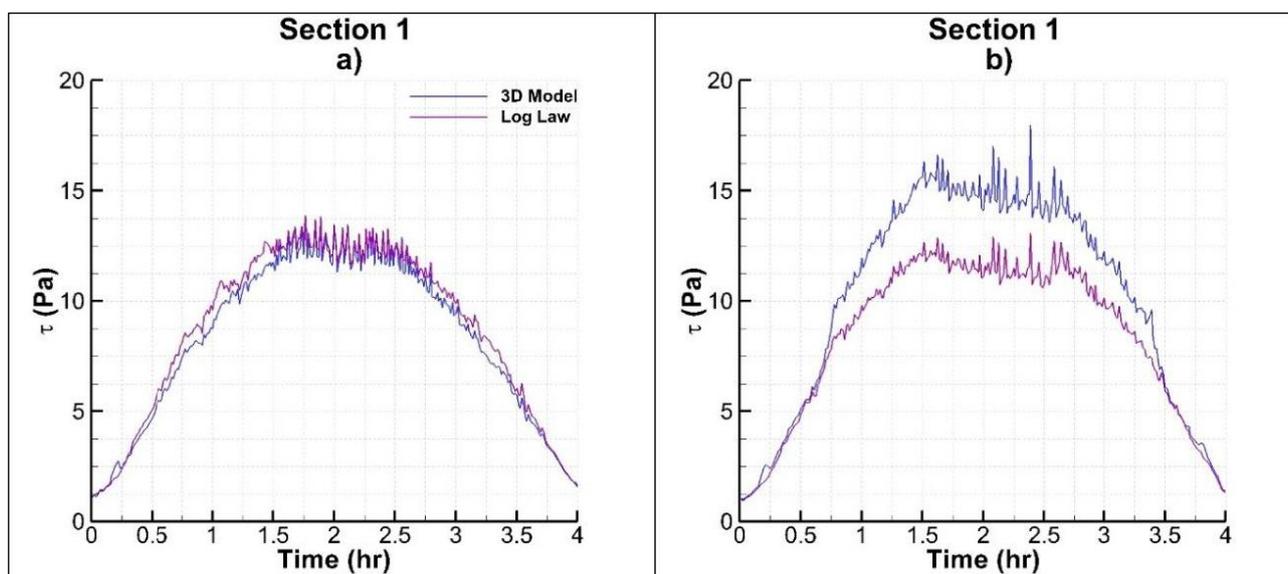


Figura 6.- Variación temporal de esfuerzos de corte estimados por el modelo numérico (línea azul) y por la estimación asumiendo un perfil logarítmico (línea morada). Se muestra para el caso sin la plataforma de puente (a) y para el caso con la plataforma de puente (b).

En primer lugar, se puede confirmar que cuando no se incluye la plataforma del puente (Figura 6 a), una estimación de esfuerzos de corte reproduce casi perfectamente lo que el modelo numérico tridimensional predice. Los errores están en el orden de 1%, que, en términos prácticos, es despreciable. Cuando se incluye la plataforma del puente, se puede observar que la estimación asumiendo un perfil logarítmico subestima el esfuerzo de corte notablemente. Esta subestimación está en el orden de 25%. Si uno compara los casos con y sin puente, se puede concluir que la inclusión de la plataforma del puente llevó a una amplificación de esfuerzos de corte de aproximadamente 25% con respecto al caso sin plataforma del puente.

CONCLUSIONES Y PLANES FUTUROS DE INVESTIGACIÓN

En este artículo se estudió numéricamente el potencial de erosión incluyendo efectos de socavación por presión en un tramo de río de aproximadamente 1.6 km del río Iowa River en el estado de Iowa, Estados Unidos de América. El modelo escogido para desarrollar el modelo numérico fue STAR-CCM+, un modelo hidrodinámico tridimensional URANS con capacidades de seguir la deflexión de la superficie libre via el método VOF. Se propagó un hidrograma sinusoidal de corta duración (4 hrs.) con un caudal pico suficientemente alto para sumergir completamente la plataforma del puente. Se simularon 2 casos: 1 con plataforma del puente y 1 sin la plataforma, con el fin de aislar los efectos de socavación por presión.

Se confirmó durante la simulación no permanente que la sumersión de la plataforma de puente durante eventos extremos de inundación incrementa el potencial de erosión, ya que el perfil deja de ser logarítmico debajo de la plataforma, presentando una mayor gradiente de velocidad cerca del fondo del río. Debajo de la plataforma del puente el perfil de velocidad deja de ser logarítmico por los efectos de superficie sólida de la plataforma y del fondo del río. Si uno estimara el potencial de erosión asumiendo un perfil logarítmico, en la ausencia de la plataforma, la estimación sería buena, dando errores que son despreciables. En el caso de la presencia de la plataforma, los errores pueden estar en el orden de 25% de subestimación. Asimismo, la socavación por presión contribuyó en una amplificación de esfuerzos de corte de aproximadamente 25% con respecto a la ausencia de la plataforma del puente.

Esta investigación concluye que los modelos tridimensionales no hidrostáticos son capaces de capturar fenómenos como socavación por presión, sin necesidad de simplificaciones o mayores suposiciones. Los resultados obtenidos con modelos tridimensionales pueden ser utilizados como

experimentos numéricos para encontrar una metodología de corrección de esfuerzos cortantes en la presencia de efectos de socavación por presión para así mejorar códigos 1-D y 2-D existentes.

Planes futuros de investigación incluyen una serie de experimentos numéricos en geometrías simplificadas con diferentes parámetros, con el fin de desarrollar una metodología que pueda ser extrapolada al campo, sin necesidad de correr simulaciones numéricas específicas. Parámetros que se incluirán en el análisis son número Reynolds, Froude, ratio de espesor de plataforma y profundidad de río, ratio de largo de puente y profundidad de río, curvatura de canal de río y presencia de distintas estructuras hidráulicas en el ambiente. Esta metodología dará pie a formas de corregir estimaciones de esfuerzos de corte de modelos numéricos 1-D y 2-D, reduciendo la necesidad de un modelo hidrodinámico tridimensional que sea aplicado en la industria.

REFERENCIAS

Juez, C., Soares-Fraza, S., Murillo, J. and Garcia-Navarro, P. (2017). “Experimental and numerical simulation of bed load transport over steep slopes.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 155, No. 4, pp. 455-469.

Lyn, D. (2008). “Pressure-Flow Scour. A Reexamination of the HEC-18 Equation.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 7, pp. 1015-1020.

Mays, L. (2001). *Water Resources Engineering*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, USA.

Pilarczyk, K. W. (2001). “Unification of Stability Formulae for Revetments”. *Proceedings of the IAHR XXIX International Congress*, Beijing, China.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO HIDRODINÁMICO BIDIMENSIONAL
TELEMAC-2D EN UN TRAMO DEL RIO PARANÁ INFERIOR**

Florencia Peruzzo^{1,2,4}, Gerardo Riccardi^{1,2,3} y Pedro A. Basile^{1,2}

¹ *Departamento de Hidráulica, Escuela de Ingeniería Civil, FCEIA, UNR*

² *Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, FCEIA, UNR*

³ *Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario*

⁴ *Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas*

Riobamba 245 bis. 2000 Rosario, Argentina. E-mail: fperuzzo@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN:

En este trabajo se presenta la implementación del modelo de simulación hidrodinámica bidimensional TELEMAC-2D en el tramo km 410-452 del río Paraná Inferior, empleando una grilla triangular irregular. Se crearon dos constituciones a partir de relevamientos batimétricos realizados en los años 2004-2006 y 2010-2012 y se efectuaron simulaciones para flujo permanente e impermanente. En flujo permanente se utilizaron caudales aforados comprendidos entre 11640 m³/s y 28600 m³/s, mientras que, en flujo impermanente se empleó la serie de caudales registrada en el período 01/01/2004 al 31/12/2004 y en el período 16/03/2015 al 15/03/2016 para cada constitución del modelo respectivamente. Las variables de ajuste fueron los niveles observados en los hidrómetros de Rosario (ROS-km 416) y Puerto San Martín (PSM-km 448), empleándose como parámetro de calibración el coeficiente de rugosidad de Manning. Además, las particiones de caudales en las cuatro bifurcaciones del tramo se compararon con las mediciones disponibles, junto con las variaciones de las áreas mojadas y las distribuciones de caudales específicos en distintas secciones transversales, observándose una variación en los dos primeros parámetros, mientras que el tercero permanece prácticamente estable.

ABSTRACT:

In this paper the implementation of the two-dimensional hydrodynamic simulation model TELEMAC-2D in the reach km 410-452 of the Lower Paraná River, using an irregular triangular mesh, is presented. Two constitutions were created from bathymetric surveys carried out in 2004-2006 and 2010-2012 years, and steady and unsteady flow simulations were performed. In steady flow, measured discharges between 11640 m³/s and 28600 m³/s were used, whereas in unsteady flow the series of discharges registered in the period 01/01/2004 to 31/12/2004 and in the period 16/03/2015 to 15/03/2016 were considered for each model constitution respectively. The variables of adjustment were the water levels observed at Rosario (ROS-km 416) and Puerto San Martin (PSM-km 448), using the Manning roughness coefficient as a calibration parameter. Moreover, the flow partitions in the four bifurcations of the reach were compared with available measurements, along with the variations of the wetted areas and the distributions of specific discharges in different cross sections, observing a variation in the first two parameters, while the third remains practically stable.

PALABRAS CLAVES: ríos aluviales de llanura; río Paraná; modelación hidrodinámica bidimensional; Telemac-2D.

INTRODUCCIÓN

Los grandes ríos aluviales de llanura representan un recurso natural de inestimable valor ambiental para un territorio, por ello la sustentabilidad de tales ambientes fluviales resulta de vital importancia. El río Paraná, río aluvial que recorre la zona litoral de nuestro país, forma parte de la Cuenca del Plata, junto con los ríos Paraguay y Uruguay, sus afluentes y varios humedales como los Esteros del Iberá, el Bañado la Estrella y la gran planicie aluvial propia del río. Las aguas superficiales de dicha cuenca son recolectadas principalmente por el denominado Corredor Fluvial Paraná - Paraguay, que se destaca por la presencia de grandes extensiones de humedales (SAyDS, 2013). La magnitud de los volúmenes de escurrimiento y la longitud de su recorrido hacen que el mismo se encuentre entre los ríos de llanura más importantes del mundo. El río Paraná tiene usos múltiples entre los que se destacan el aprovechamiento hidroeléctrico, el abastecimiento de agua, el uso como vía de comunicación para navegación comercial y recreacional, entre otros. En este contexto la modelación hidrodinámica se ha convertido en una herramienta esencial para la planificación y gestión de los recursos hídricos como también para cuantificar el impacto de las actividades humanas para la protección de los mismos y del medio ambiente (Singh y Woolhiser, 2002). El tramo del río Paraná que se estudia en este trabajo abarca desde el km 452 hasta el km 410 de la ruta de navegación troncal Santa Fe – Océano. Existen antecedentes de simulaciones con modelos matemáticos aplicados satisfactoriamente en el tramo, tales como, modelos bidimensionales completos (FICH, 2006; Guerrero y Lamberti, 2013; Basile et al., 2015) y modelos cuasi-bidimensionales de baja complejidad (Peruzzo et al., 2016). Asimismo García et al. (2013) ha llevado adelante una modelación cuasi 2D en cauce principal y planicie de inundación en un tramo de 208 km entre la ciudades de Diamante y Ramallo, incluyendo el tramo en estudio.

OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es evaluar, mediante la simulación numérica bidimensional, las modificaciones en la hidrodinámica a partir de la evolución morfológica en un tramo del río Paraná Inferior entre el km 410 y el km 452, en los períodos de 2004-2006 y 2010-2012. Para esto se procedió a comparar partición de caudales en las cuatro bifurcaciones del tramo y distribución transversal de caudales específicos y áreas mojadas en distintas secciones transversales.

TRAMO EN ESTUDIO

El área en estudio, la cual se presenta en la Figura 1, se limitó a un tramo del río Paraná Inferior comprendido entre el km 410 y el km 452 de la ruta de navegación Santa Fe – Océano contando con aproximadamente 42 km de extensión. El cauce principal en este tramo se desarrolla sobre la margen santafesina abarcando distintas localidades como Puerto San Martín, San Lorenzo, Fray Luis Beltrán, Capitán Bermúdez, Granadero Baigorria, Rosario y Villa Gobernador Gálvez, a lo largo de la cual se desarrolla un importante cordón industrial junto con la presencia de numerosas instalaciones portuarias. El tramo comprende la mayor parte de la infraestructura portuaria del Área Metropolitana Gran Rosario, que se desarrolla desde la localidad de Timbúes hasta Arroyo Seco, por donde se despachan entre el 78 % y el 80 % de las exportaciones argentinas de aceites, granos y subproductos (BCR, 2015).

En este tramo, el río fluye en una dirección predominante norte-sur presentando una configuración cauce principal e islas, caracterizándose con un ancho medio para el tramo completo de 1580 m (FICH, 2004). El valle de inundación se desarrolla sobre la margen izquierda del río y el ancho del mismo en esta zona varía entre 40 – 50 km. Esta gran planicie asociada se inunda parcial o totalmente durante las crecidas. El caudal medio anual es de 17500 m³/s según caudales registrados en Puerto San Martín (PSM, km 448) durante el período 1970-2014 (Basile et al., 2015). Durante la crecida extraordinaria de 1983 el mayor caudal de agua fue cerca de 60000 m³/s, casi 30000 m³/s circulaban sobre el cauce principal (García et al., 2013). Para dicho evento, el nivel

máximo de agua en Rosario (ROS, km 416) fue de 9.21 m IGN y el valle estuvo completamente inundado con una profundidad media de 4 m de agua. Mientras que en PSM el menor caudal registrado fue alrededor de 7000 m³/s (Basile et al., 2015). La pendiente hidráulica que se verifica en el tramo es de 1.4x10⁻⁵ m/m para aguas bajas y de 4.3x10⁻⁵ m/m para aguas altas.

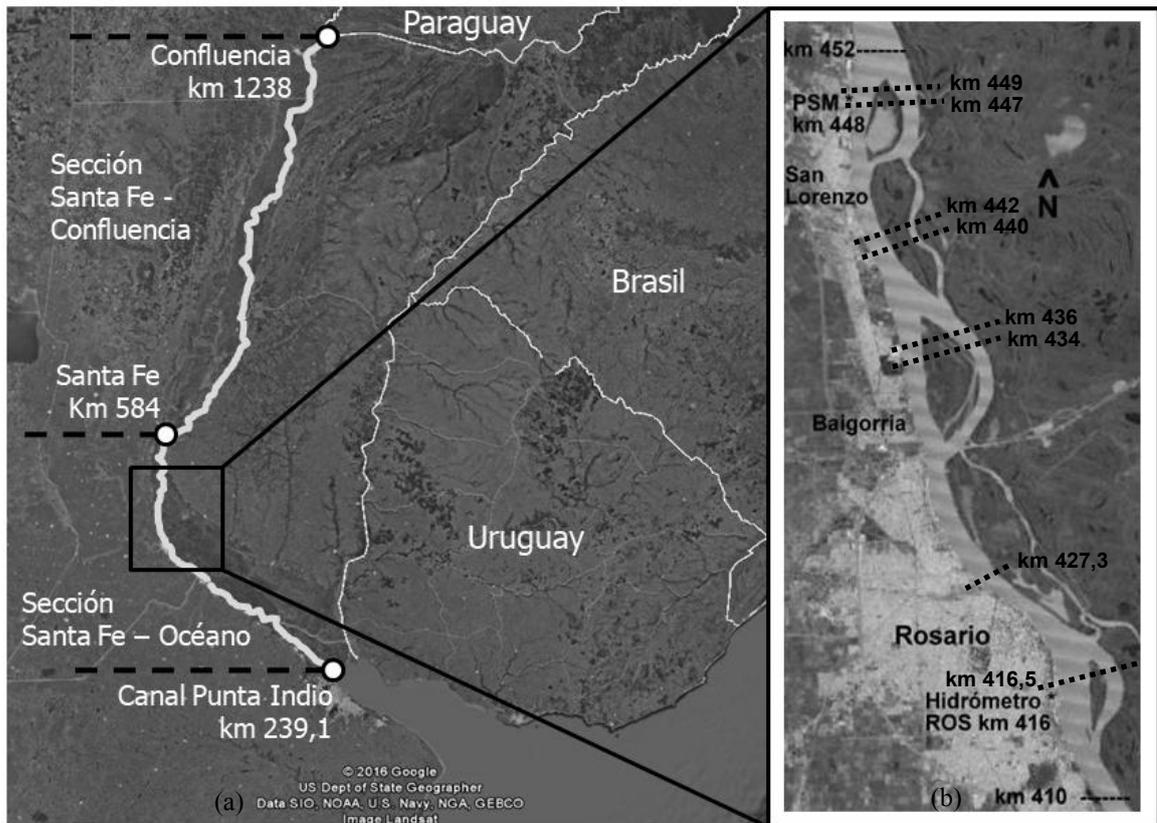


Figura 1.- (a) Vía Navegable Troncal Confluencia – Océano; (b) Ubicación del tramo en estudio comprendido entre el km 410 y el km 452 de la ruta de navegación Santa Fe – Océano. Google Earth©.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE MODELACIÓN

El modelo de simulación implementado es el TELEMAC-2D (Hervouet, 2000) acoplado a la plataforma de pre y postprocesamiento de datos y resultados bajo entorno de ventanas Blue Kenue© (CHC-NRC, 2011). TELEMAC-2D es un modelo bidimensional de uso gratuito, basado en las ecuaciones para aguas poco profundas bidimensionales en horizontal completas, las cuales son resueltas numéricamente mediante el método de elementos finitos (Galland et al., 1991). Las ecuaciones son (Lang et al., 2014):

Continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \cdot \vec{\nabla}(h) + h \operatorname{div}(\vec{u}) = S_h \quad [1]$$

Momentum en dirección x:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h v_t \vec{\nabla} u) \quad [2]$$

Momentum en dirección y:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h v_t \vec{\nabla} v) \quad [3]$$

Donde: h es la profundidad de flujo; g es la aceleración de la gravedad; v_t es el coeficiente de difusión; Z es el nivel de la superficie libre; t es el tiempo; S_h es una fuente o sumidero en la ecuación de continuidad; $\vec{\nabla}$ es el gradiente; div es la divergencia; u y v, S_x y S_y son las velocidades medias en vertical y las fuentes o sumideros en las ecuaciones de cantidad de movimiento en el sentido x e y respectivamente.

IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO TELEMAT-2D

La aplicación del modelo se inició con la definición topobatemétrica del cauce principal, constituyendo el modelo digital del terreno del fondo del río, las márgenes e islas de dos escenarios morfológicos correspondientes a los períodos de años 2004-2006 y 2010-2012 a partir de datos existentes recopilados de relevamientos realizados por Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas - UNL (FICH, 2004 y 2006) y por la Dirección Nacional de Vías Navegables - Delegación Paraná Inferior (DNVN-DPI, 2014) respectivamente. Se digitalizaron las curvas de nivel del fondo georeferenciadas al sistema de coordenadas POSGAR 94 Faja 5 Datum WGS 1984 con cotas referidas al cero IGN. Se ajustó la base espacial del área de modelación mediante un mosaico construido a partir de 4 cartas náuticas provistas por el Servicio de Hidrografía Naval (SHN, 2014) [Figura 2(a)]. Luego, se crearon dos representaciones espaciales del fondo del cauce principal utilizando mallas computacionales. Mediante el software Blue Kenue®, se construyeron dos grillas triangulares irregulares con una distancia máxima entre nodos igual a 50 m, permitiendo capturar toda la información disponible de los relevamientos existentes. La constitución M04-06, obtenida a partir de los relevamientos de la FICH, quedó conformada por 40712 nodos y 79501 elementos. Mientras que la constitución M10-12, elaborada sobre la base de la información relevada por DNVN-DPI, quedó conformada por 67093 nodos y 132124 elementos. En la Figura 2(b) se presenta una imagen de ambas constituciones donde se observan los niveles del lecho expresados en m referidos al cero IGN. Vale aclarar que la constitución M10-12 se extendió hasta el km 405 para incluir la vinculación con el riacho La Brava.

Para cada constitución se realizaron simulaciones en flujo permanente usando un rango de caudales entre 11640 m³/s hasta 28600 m³/s (aguas bajas a altas). Los caudales empleados en las simulaciones corresponden a caudales aforados por FICH (2004 y 2006) y por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación en la estación Paraná-Timbúes. Además, se realizaron simulaciones en flujo impermanente reproduciendo las series de caudales observada en la estación Paraná-Timbúes en el período 01/01/2004 al 31/12/2004 para la constitución M04-06 y en el período 16/03/2015 al 15/03/2016 para las constitución M10-12, abarcando esta última la crecida del río Paraná de los meses de enero y febrero de 2016. El parámetro de calibración considerado fue el coeficiente de rugosidad de Manning η y las variables de ajuste fueron los niveles de agua observados en los hidrómetros de Puerto San Martín (PSM, km 448) y Rosario (ROS, km 416).

Para las simulaciones en flujo permanente, los caudales aforados fueron ingresados como condición de borde aguas arriba y la condición de borde aguas abajo se constituyó con la correspondiente altura de agua asociada al caudal entrante. Esta altura de agua se obtuvo extrapolando niveles desde el Hidrómetro de Rosario empleando la pendiente de la superficie libre calculada entre PSM y ROS para la fecha de aforo. Para las simulaciones en flujo impermanente, la condición de borde aguas arriba fue la serie de caudales diarios registrados en la estación Paraná-Timbúes en el período 01/01/2004 al 31/12/2004 para la constitución M04-06, y para M10-12 la serie registrada en el período 16/03/2015 al 15/03/2016. En lo que respecta a la condición de borde aguas abajo para ambas constituciones se empleó una relación altura-caudal.

Los resultados de las simulaciones en flujo permanente de la constitución M04-06 se contrastaron con mediciones de caudales realizadas por FICH (2004, 2006) en las cuatro bifurcaciones que presenta el tramo en estudio: 1. Isla El Banco-km 449; 2. Isla Rosita-km 440; 3. Isla Carlota-km 436 y 4. Isla Ing. Sabino Corsi-km 416.5. También se compararon con los caudales estimados en el trabajo de Basile et al. (2015) y Peruzzo et al. (2016). Las cuatro bifurcaciones consideradas se muestran en la Figura 1b. Además, los resultados se compararon con distribuciones transversales de caudales específicos determinados a partir de mediciones de campo con ADCP realizadas también por la FICH en el período noviembre-diciembre 2004 y febrero-marzo 2006 (FICH, 2006) en distintas secciones transversales a lo largo del dominio. Estas comparaciones se presentaron en el trabajo de Peruzzo et al. (2017) obteniendo una buena aproximación entre valores observados versus calculados. Por su parte, los resultados de la constitución M10-12 se contrastaron con caudales aforados en las bifurcaciones 1 a 3 y con perfiles transversales de velocidad medidos con

ADCP durante la campaña realizada en conjunto entre la Universidad de Bologna (UNIBO) y la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) los días 29 de junio a 3 de julio de 2009 (Kazimierski, 2014).

Para el análisis de la evolución de la hidrodinámica se estudió, en primer lugar, la partición de caudales en las cuatro bifurcaciones que forman parte del tramo. Para cada uno de los 7 escenarios de flujo permanente simulados en ambas constituciones se estimaron los caudales derivados por el brazo derecho e izquierdo en estas secciones y se compararon entre sí. Conjuntamente se analizó la variación del área mojada en las secciones analizadas comparando las áreas obtenidas a partir de ambas constituciones. En segundo lugar, se calcularon distribuciones de caudales específicos y velocidades en distintas secciones transversales del dominio para ambas constituciones, se compararon entre sí y con las estimadas en campaña.

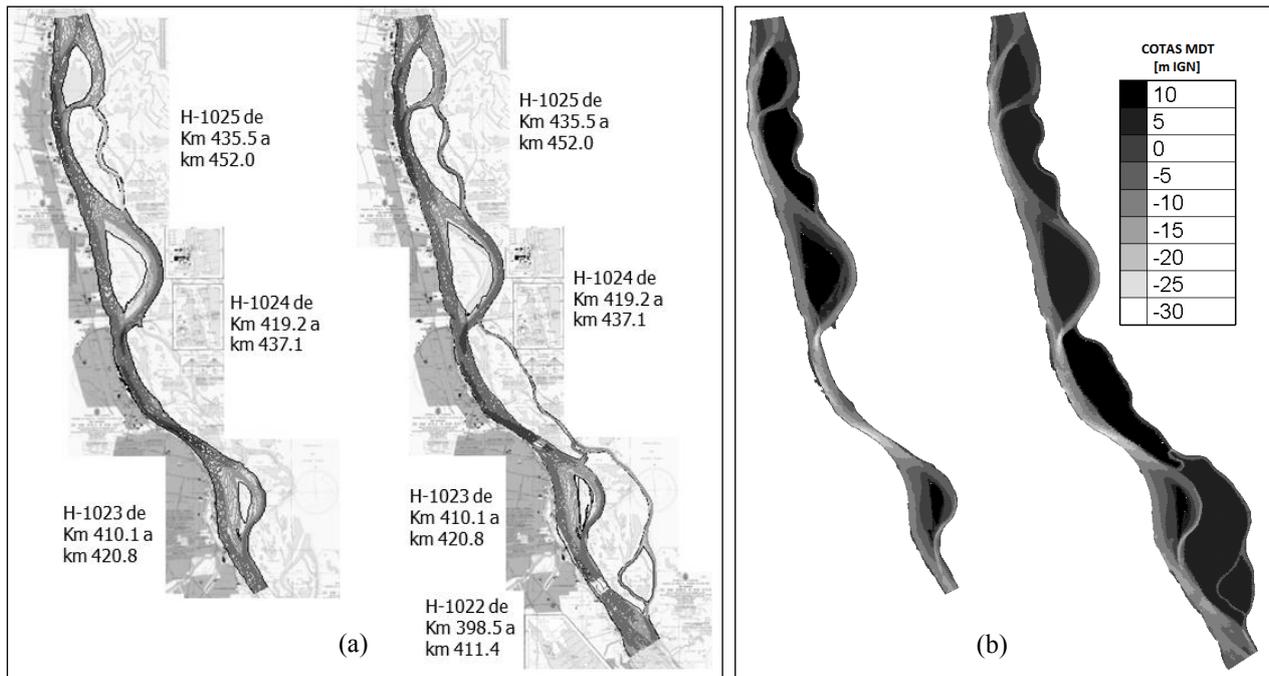


Figura 2.- (a) Curvas de nivel digitalizadas según relevamientos de FICH (2004-2006) y DNVN-DPI (2010-2012) con cartas náuticas del SHN; (b) Constitución del modelo M04-06 y M10-12 y MDT.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Simulaciones en flujo permanente e impermanente

En flujo permanente, el rango de valores del coeficiente de rugosidad de Manning que proporcionó el mejor ajuste en términos de niveles estuvo comprendido entre 0.023 a 0.025. El error relativo porcentual entre niveles observados y simulados se acota en 2.07 % para M04-06, siendo el valor medio 0.59 %. Mientras que para M10-12 resulta 1.22 % y 0.41 % respectivamente. Los niveles calculados se encuentran dentro del entorno de variación obtenido a partir de caudales y niveles aforados por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación en la estación Paraná-Timbúes en el período 2000-2016. En la Tabla 1 se muestra una síntesis de los parámetros observados y calculados para cada simulación para la constitución M04-06 y en la Tabla 2 para la constitución M10-12.

Se realizaron simulaciones en flujo impermanente reproduciendo las series de caudales observada en la estación Paraná-Timbúes en el período 01/01/2004 al 31/12/2004 para la constitución M04-06 y en el período 16/03/2015 al 15/03/2016 para las constitución M10-12, abarcando esta última la crecida del río Paraná de los meses de enero y febrero de 2016. Se realizaron simulaciones con el coeficiente de rugosidad de Manning variando entre $0.022 \leq \eta \leq 0.025 \text{ s/m}^{1/3}$ y empleando un intervalo de integración temporal igual a 10 s. Para cuantificar la comparación de las series de niveles simuladas versus las series observadas se utilizaron los siguientes indicadores: el error típico (ET), la

eficiencia de Nash-Sutcliffe (NS) y el coeficiente de correlación R^2 . En la Tabla 3 se presentan los valores de referencia para evaluar el ajuste según los distintos indicadores.

La simulación que mejor calidad de ajuste ha alcanzado al utilizar los calificadores de errores referidos, correspondió a un coeficiente de rugosidad $\eta=0.025 \text{ s/m}^{1/3}$ para la constitución M04-06 y $\eta=0.023 \text{ s/m}^{1/3}$ para la constitución M10-12. En la Tabla 4 se muestran los valores calculados de los indicadores conjuntamente con la calificación de los errores. En las Figuras 3 y 4 se exponen las variaciones de niveles observadas y simuladas en los dos sitios de comparación para el intervalo de integración temporal para las constituciones M04-06 y M10-12 respectivamente. También, en este estado de flujo, los niveles calculados se encuentran dentro del entorno de variación obtenido a partir de caudales y niveles aforados en la estación Paraná-Timbúes. En régimen impermanente el modelo reproduce adecuadamente las series de niveles observados en PSM y ROS. Para ambas constituciones se clasifica entre buena y muy buena la aproximación para un intervalo de tiempo de cálculo de 10 s.

Tabla 1.- Niveles Observados, Calculados y Errores porcentuales para constitución M04-06.

Fecha	Q [m ³ /s]	z _w [m] IGN observado (z _{wo})		η [s/m ^{1/3}]	z _w [m] IGN calculado (z _{wc})		E _r = 100 (z _{wc} /z _{wo})-1 [%]	
		PSM	ROS		PSM	ROS	PSM	ROS
31/08/2001	11640	5.17	4.46	0.025	5.18	4.47	0.19	0.22
21/02/2006	14310	6.05	5.23	0.025	6.07	5.24	0.33	0.19
09/06/2005	17490	7.12	6.23	0.025	7.18	6.25	0.84	0.32
21/12/2004	19570	7.92	6.93	0.025	7.90	6.93	0.25	0.01
02/04/2003	22740	8.59	7.52	0.025	8.68	7.56	1.05	0.53
16/08/1982	26760	9.16	8.03	0.024	9.35	8.07	2.07	0.50
04/01/1983	28600	9.98	8.85	0.024	10.12	8.88	1.40	0.34

Tabla 2.- Niveles Observados, Calculados y Errores porcentuales para constitución M10-12.

Fecha	Q [m ³ /s]	z _w [m] IGN observado (z _{wo})		η [s/m ^{1/3}]	z _w [m] IGN calculado (z _{wc})		E _r = 100 (z _{wc} /z _{wo})-1 [%]	
		PSM	ROS		PSM	ROS	PSM	ROS
04/10/2010	14460	5.90	5.06	0.023	5.93	5.05	0.43	0.17
12/12/2013	16688	6.80	5.99	0.023	6.88	5.99	1.22	0.02
29/06/2012	17309	7.07	6.16	0.023	7.06	6.14	0.13	0.40
16/10/2014	19096	7.77	6.88	0.023	7.78	6.85	0.13	0.44
18/12/2015	21602	8.43	7.35	0.024	8.44	7.32	0.07	0.41
19/08/2014	22199	8.66	7.74	0.023	8.74	7.72	0.92	0.26
18/02/2010	24628	9.52	8.58	0.023	9.61	8.56	0.95	0.23

Tabla 3.- Valores de referencia para la evaluación de ajuste según distintos indicadores.

Condición	Error Típico ET (m)	Eficiencia de Nash-Sutcliffe NS	Coeficiente de Correlación R ²
Muy Bueno (MB)	≤ 0.05	≥ 0.75	≥ 0.85
Bueno (B)	0.05-0.10	0.74-0.65	0.84-0.65
Satisfactorio (S)	0.10-0.15	0.64-0.50	0.74-0.50
Pobre (P)	>0.15	< 0.50	<0.50

Tabla 4.- Valores de indicadores y calificación de error.

Indicador	Constitución M04-06 - $\eta=0.025$ - $\Delta t = 10$ s		Constitución M10-12 - $\eta=0.023$ - $\Delta t = 10$ s	
	PSM	ROS	PSM	ROS
Error Típico	0.084 / B	0.093 / B	0.049 / MB	0.056 / B
NS	0.955 / MB	0.973 / MB	0.990 / MB	0.996 / MB
R ²	0.988 / MB	0.981 / MB	0.998 / MB	0.996 / MB

Análisis de resultados de las simulaciones en flujo permanente para la Constitución M10-12

Para estudiar la distribución de caudales en las bifurcaciones del dominio se contaba con caudales aforados en las tres primeras durante la campaña realizada por UNIBO – FICH los días 29 de junio a 3 de julio de 2009. En primer lugar, se estimaron los caudales derivados en las distintas secciones para cada uno de los 7 escenarios de flujo permanente simulados. En la Tabla 5 se presentan los porcentajes del caudal total Q derivados en cada bifurcación para el brazo derecho (BD) y para el brazo izquierdo (BI), para cada simulación. Se observa que en las secciones correspondientes a los km 449, 440 y 436 el porcentaje del caudal total derivado por el brazo derecho es superior para aguas

bajas que para aguas altas, mientras que en la sección correspondiente al km 416.5 este porcentaje es similar para ambos estados. En las cuatro secciones analizadas el brazo derecho corresponde al curso principal. Los caudales aforados por UNIBO - FICH (Kazimierski, 2014) en las bifurcaciones corresponden a caudales distintos a los empleados en las simulaciones para la etapa de calibración. Para poder determinar los valores a comparar con los aforos, se procedió a ajustar relaciones lineales entre caudal total Q simulado versus los respectivos valores de porcentaje de caudal derivado por cada brazo en cada bifurcación. Una vez halladas estas relaciones se obtuvieron los porcentajes en función de los caudales aforados para luego calcular los errores relativos de su comparación con los porcentajes observados. En la Tabla 6 se presentan los resultados de las comparaciones realizadas en el brazo derecho para las tres primeras bifurcaciones. El error relativo porcentual entre porcentaje de caudal observado y simulado se acota en 5.83 %, siendo el valor medio 2.51 %. Se concluye que los valores se consideran aceptables.

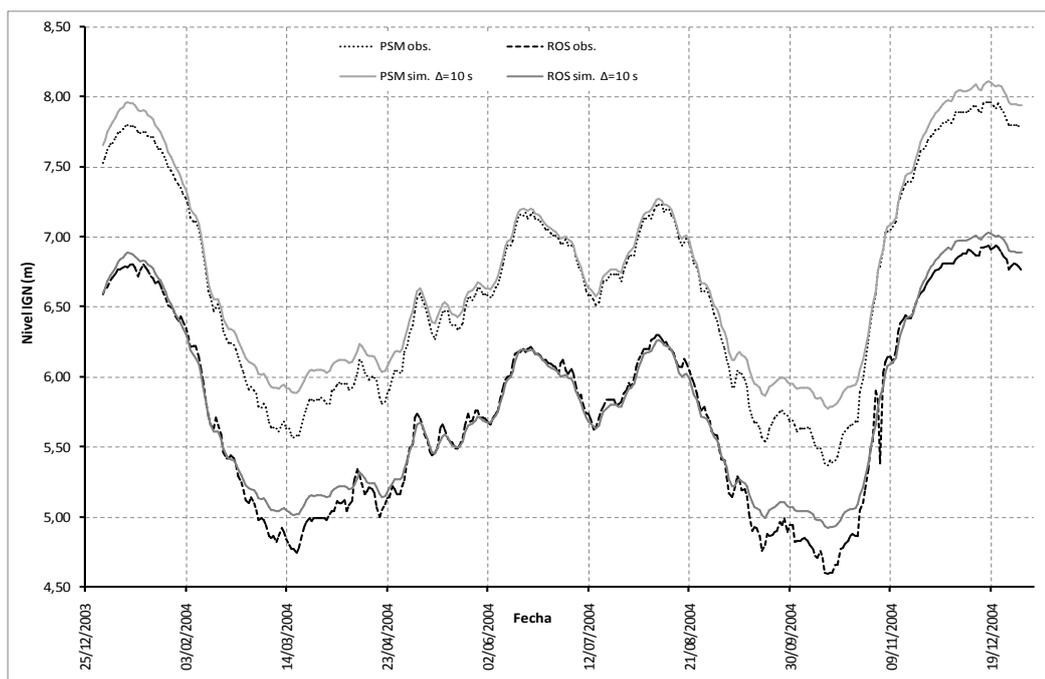


Figura 3.- Perfiles de superficie libre observados y simulados para la serie 01/01/2004 al 31/12/2004 - Constitución M04-06.

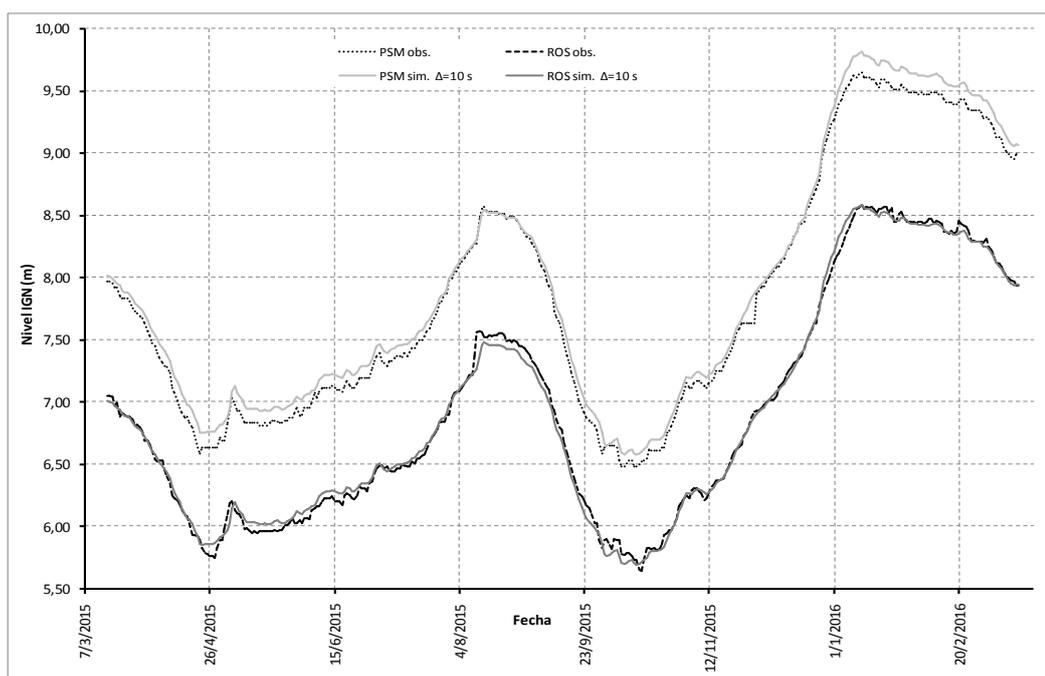


Figura 4.- Perfiles de superficie libre observados y simulados para serie 16/03/2015 al 15/03/2016 - Constitución M10-12.

Tabla 5.- Porcentaje del caudal total Q derivado por BD y BI en las bifurcaciones para cada simulación - Constitución M10-12.

Fecha	Q [m ³ /s]	Bifurcación 1		Bifurcación 2		Bifurcación 3		Bifurcación 4	
		BD (%)	BI (%)						
4/10/2010	14460	83.16	16.84	96.62	3.38	69.78	30.22	75.78	22.30
12/12/2013	16688	80.43	19.57	94.91	5.09	68.18	31.82	75.53	22.36
29/6/2012	17309	79.99	20.01	94.62	5.38	67.97	32.03	75.65	22.30
16/10/2014	19096	78.33	21.67	93.85	6.15	67.28	32.72	75.41	22.53
18/12/2015	21602	76.99	23.01	93.27	6.73	66.80	33.20	75.27	22.64
19/8/2014	22199	76.31	23.69	93.03	6.97	66.54	33.46	75.37	22.52
18/2/2010	24628	74.78	25.22	92.40	7.60	66.00	34.00	75.33	22.61

Tabla 6.- Porcentaje del caudal total Q derivado por BD en las bifurcaciones del tramo en estudio, contrastación con datos observados.

Fecha Aforo	Q (m ³ /s)	Bifurc.	% derivado BD		E _r (%)
			Obs.	Calc.	
29 de junio – 03 de julio, 2009	13224	1	79.28	83.90	5.83
	13910	2	94.87	96.29	1.50
	13408	3	69.38	69.52	0.21

A su vez, se contaba con perfiles transversales de velocidad medidos con ADCP en distintas secciones del dominio durante la misma campaña mencionada anteriormente (Kazimierski, 2014). Se procedió a realizar una simulación representativa de los días de campaña para poder comparar los perfiles observados. Como condición de borde aguas arriba se impuso un caudal de ingreso igual a 13740 m³/s y aguas abajo una altura de agua igual a 4.48 m. Con los resultados obtenidos en la simulación se calcularon los perfiles de velocidad en las distintas secciones transversales donde se contaba con valores observados. En la Figura 5 se presenta la comparación entre perfiles de velocidad aforados en el brazo derecho (BD) y en el brazo izquierdo (BI) con los resultados obtenidos en las simulaciones para caudal Q=13740 m³/s. La calidad del ajuste fue evaluada con el coeficiente de correlación R², la raíz del error cuadrático medio RECM y el sesgo porcentual PBIAS. En la Tabla 7 se presentan los valores de referencia para evaluar el ajuste según los indicadores utilizados mientras que en las Tablas 8 y 9 se muestran los valores calculados para los mismos y las condiciones alcanzadas en las secciones donde se realizó la comparación. Vale aclarar que valores positivos del PBIAS indican una subestimación por parte del modelo mientras que valores negativos indican sobrestimación. El ajuste según los indicadores resultó entre satisfactorio y muy bueno, considerándolo aceptable. En la Figura 1 se muestra la ubicación de las secciones transversales estudiadas que se corresponden a los km 447, 442, y 434.

Tabla 7.- Valores de referencia para la evaluación de ajuste según distintos indicadores.

Condición	Coefficiente de Correlación R ²	Raíz del error cuadrático medio RECM (m/s)	Sesgo porcentual PBIAS
Muy Bueno (MB)	≥ 0.85	≤ 0.10	±10
Bueno (B)	0.84-0.65	0.10-0.20	±10 - ±15
Satisfactorio (S)	0.74-0.50	0.20-0.30	±15 - ±25
Pobre (P)	<0.50	> 0.30	> ±25

Tabla 8.- Valores de indicadores de error – Comparación entre perfiles de velocidad simulados y observados.

Indicador	Sección transversal					
	km 447 BD	km 447 BI	km 442 BD	km 442 BI	km 434 BD	km 434 BI
R ²	0.87	0.71	0.81	0.67	0.82	0.75
RECM	0.17	0.11	0.13	0.24	0.10	0.14
PBIAS	-13.77	10.11	7.32	21.74	0.19	14.87

Tabla 9.- Calificación de los errores – Comparación entre perfiles de velocidad simulados y observados.

Indicador	Sección transversal					
	km 447 BD	km 447 BI	km 442 BD	km 442 BI	km 434 BD	km 434 BI
R ²	MB	B	B	B	B	B
RECM	B	B	B	S	MB	B
PBIAS	B	B	MB	S	MB	B

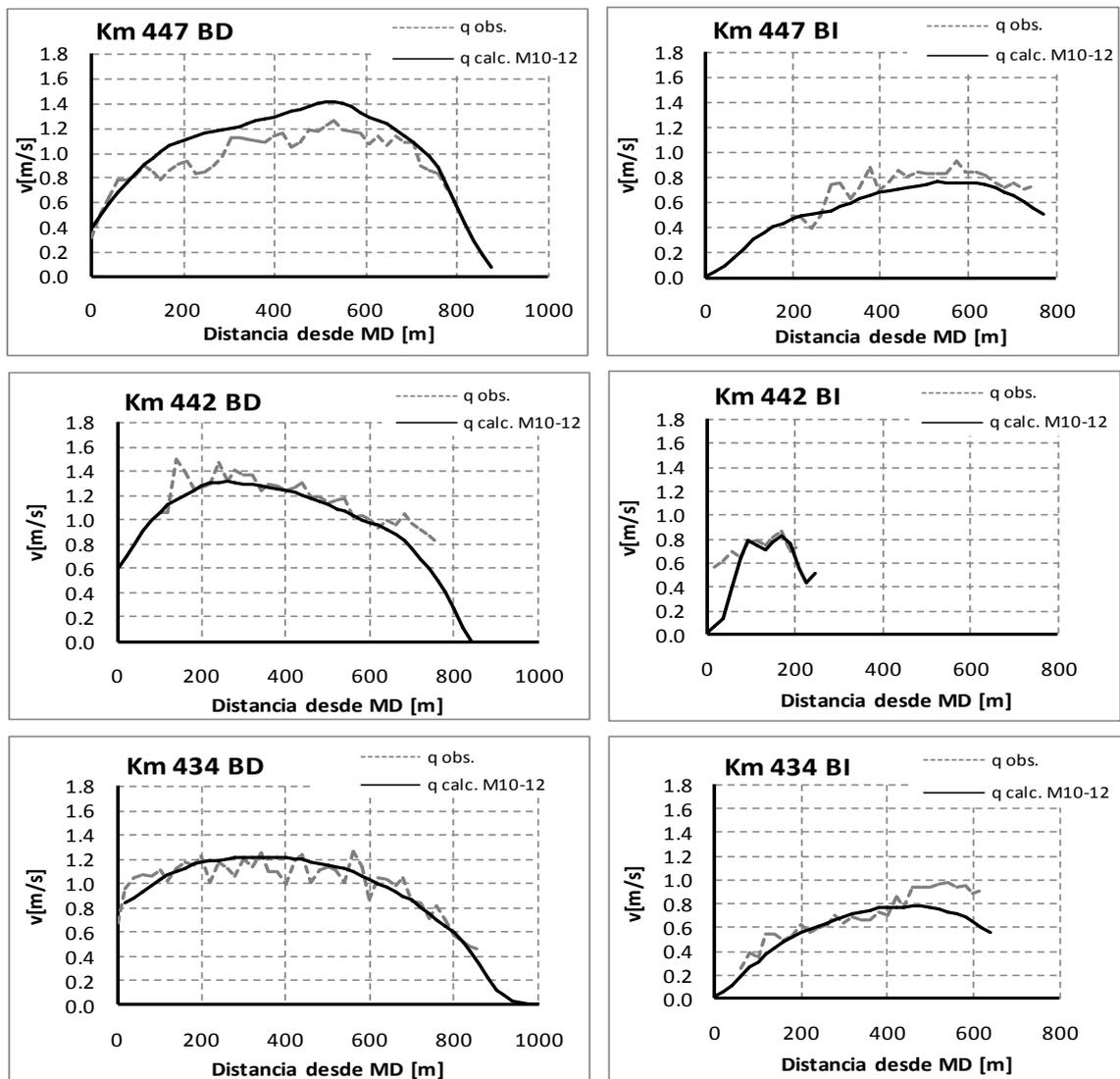


Figura 5.- $Q=13740 \text{ m}^3/\text{s}$. Comparación entre perfiles de velocidad simulados y observados (Kazimierski, 2014).

Evolución temporal de la distribución de caudales en las bifurcaciones

A partir de los resultados presentados en Peruzzo et al. (2017) y en la Tabla 6 se realizó un análisis conjunto que se presenta en la Figura 6. En la misma se muestran los porcentajes del caudal total Q derivados en cada bifurcación para el brazo derecho (BD) y para el brazo izquierdo (BI) para los escenarios de flujo permanente simulados en ambas constituciones. Como puede observarse, los caudales Q empleados en las simulaciones para este estado de flujo fueron distintos para una constitución que para la otra. Para realizar el análisis de la evolución temporal de la partición de caudales en las bifurcaciones se evaluaron relaciones lineales que permiten obtener el porcentaje de caudal total derivado por el brazo derecho en cada bifurcación en función del caudal total. Se analizaron dos estados de agua. Un estado de aguas medias bajas y otro de aguas medias altas, con caudales totales de $14000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $20000 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente. Mediante dichas relaciones se calcularon los porcentajes para ambos estados en cada constitución y se determinaron las diferencias entre los mismos. En la Tabla 10 se presentan los resultados de las comparaciones realizadas, en cuanto a la partición de caudales en las cuatro bifurcaciones del tramo se observa un incremento de los porcentajes del caudal total derivado por el brazo derecho, y una correspondiente disminución por el brazo izquierdo. El caudal derivado por el brazo derecho se incrementa en un rango de un 2.35 % a 3.92 % en aguas bajas a un rango entre 0.55 % a 3.87 % en aguas altas.

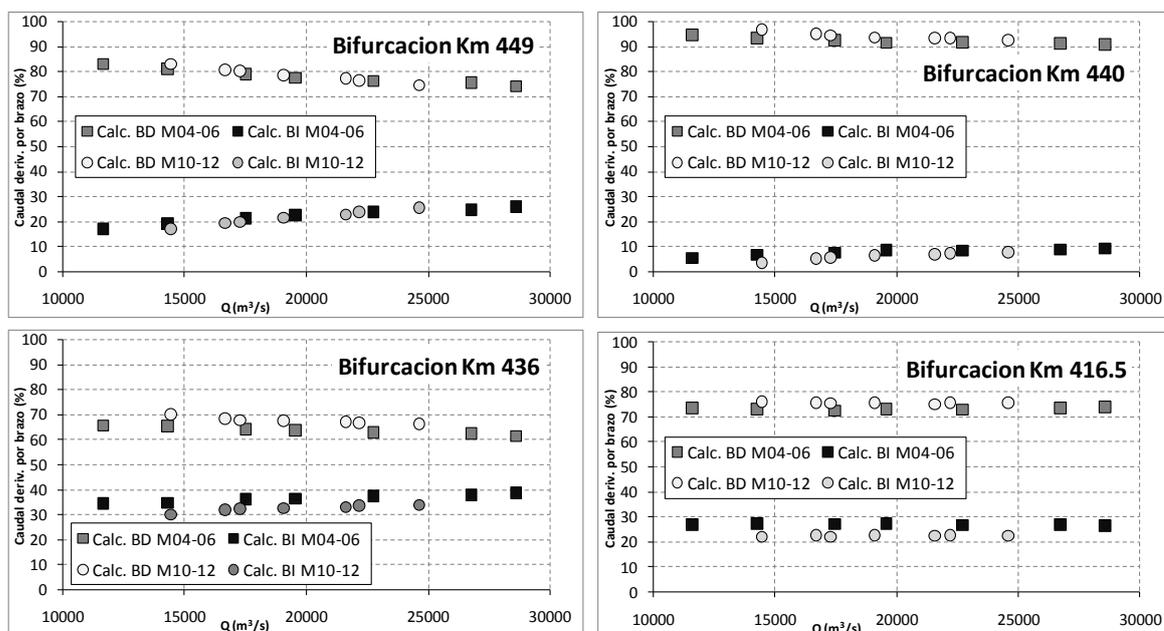


Figura 6.- Comparación de los porcentajes del caudal total Q derivado por el BD y el BI calculados para cada uno de los 7 escenarios de flujo permanente simulados para las constituciones M04-06 y M10-12.

Tabla 10.- Comparación entre porcentajes de caudal total Q derivado por el brazo derecho calculados para dos estados de agua para las constituciones M04-06 y M10-12.

Q (m ³ /s)	Bifurcación	% derivado BD		Dif. % deriv. BD
		M04-06	M10-12	
14000	km 449	80.93	83.28	2.35
20000	km 449	77.93	78.48	0.55
14000	km 440	93.31	96.25	2.94
20000	km 440	92.11	93.95	1.84
14000	km 436	65.62	69.32	3.70
20000	km 436	64.42	67.32	2.90
14000	km 416.6	71.81	75.73	3.92
20000	km 416.6	71.57	75.44	3.87

Para los dos estados de agua analizados se calcularon las respectivas áreas mojadas en las bifurcaciones para las constituciones M04-06 y M10-12. En la Tabla 11 se muestran los valores de áreas mojadas y las variaciones de las mismas en el período de análisis. Se observa que el aumento de caudales erogados por el brazo derecho se corresponde con una disminución del área mojada (aumento de velocidades) comparativamente menor a la del brazo izquierdo o con un aumento de la misma respecto a este último brazo. A modo de síntesis se presenta en la Tabla 12 las tendencias de las variaciones en el período de años estudiado de los parámetros analizados en las bifurcaciones para los dos estados de agua analizados.

Tabla 11.- Valores de áreas mojadas y variaciones para estados de aguas medias bajas y aguas medias altas.

Q (m ³ /s)	Bifurcación	Área mojada BD (m ²)		Dif. Área mojada BD (m ²)	Área mojada BI (m ²)		Dif. Área mojada BI (m ²)
		M04-06	M10-12		M04-06	M10-12	
14000	km 449	12038	9785	-2252	4832	3606	-1225
20000	km 449	14372	12257	-2115	6693	5504	-1189
14000	km 440	14363	12856	-1507	(*)	(*)	-
20000	km 440	16290	14934	-1357	(*)	(*)	-
14000	km 436	9278	9978	700	6499	5997	-502
20000	km 436	11192	11934	742	8799	7844	-955
14000	km 416.6	10464	11182	718	4197	4555	358
20000	km 416.6	12884	13838	954	5547	5914	367

(*) No se cuenta con un relevamiento batimétrico para el período de años 2004-2006.

Además, se calcularon distribuciones de caudales específicos en distintas secciones transversales del dominio en ambas constituciones, se compararon entre sí y con distribuciones

constitución M10-12 se reprodujeron satisfactoriamente perfiles de velocidades en 6 secciones transversales del dominio y derivación de caudales en 3 bifurcaciones del tramo.

Para estudiar la evolución de la hidrodinámica en el período de tiempo analizado se estudió la partición de caudales en las bifurcaciones, distribución de caudales específicos y las áreas mojadas. El análisis concreto de la partición de caudales en las bifurcaciones del tramo evidencia un incremento de los porcentajes del caudal derivado por el brazo derecho, y una correspondiente disminución por el brazo izquierdo, en las cuatro bifurcaciones analizadas en el período de 2004/06 a 2010/12. Las variaciones de caudal derivado por ambos brazos se corresponden con las variaciones de área mojada para el mismo período de años. En lo que respecta a la variación del caudal específico, se observa que permanece prácticamente estable.

Finalmente se concluye que la aplicación del modelo ha permitido reproducir satisfactoriamente el mecanismo del movimiento hidrodinámico en 2D, reproduciendo satisfactoriamente niveles hidrométricos, pendiente hidráulica, perfiles transversales de velocidades y caudales específicos como así también distribución de caudales en bifurcaciones sobre el cauce principal que presenta el río Paraná en el tramo de estudio.

Agradecimiento. Los autores desean expresar su agradecimiento a la UNR por el apoyo brindado en el marco de los PID IING509 Y IING514 y a la DNVN-DPI por los datos topobatimétricos e hidrológicos facilitados.

REFERENCIAS

- Basile, P.A., Riccardi, G., Peruzzo, F. y Trivisonno F.** (2015). "Modelación Hidrodinámica de un tramo del Río Paraná Inferior". *VII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Montevideo, Uruguay.
- BCR** (2015). *Informativo semanal*. Bolsa de Comercio de Rosario. Año XXXIII - N° 1707 - 15 de Mayo de 2015. Rosario, Argentina. 36 p.
- CHC-NRC** (2011). *Blue Kenue, Reference Manual*. Canadian Hydraulics Centre - National Research Council, Canada.
- DNVN-DPI** (2014). Cartografía del río Paraná. Datos topobatimétricos tramo km 232 – 480. Dirección Nacional de Vías Navegables Delegación Paraná Inferior, Rosario.
- FICH** (2004). *Estudios Hidráulicos y Morfológicos Zona Isla de la Invernada, Río Paraná. Informe final*. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, UNL.
- FICH** (2006). *Estudios Complementarios Hidráulicos y Morfológicos de la Zona de la Isla de la Invernada. Informe final*. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, UNL.
- Galland, J.-C., Goutal, N., Hervouet, J.-M.** (1991). "TELEMAC: A new numerical model for solving shallow water equations". *Advances in Water Resources*, Vol. 14, N° 3, pp. 138–148.
- García, M., Basile, P.A., Riccardi, G. y Rodríguez, J.F.** (2013). "Modelling Hydrodynamic and Sedimentation Processes in Large Lowland Rivers: An Application to the Paraná River (Argentina)". *35th IAHR World Congress*, Chengdu, China.
- Guerrero, M. y Lamberti, A.** (2013). "Bed-roughness investigation for a 2-D model calibration: the San Martín case study at Lower Paraná". *International Journal of Sediment Research*, Vol. 28, N° 4, pp. 458–469.
- Hervouet, J.M.** (2000). "TELEMAC modelling system: an overview". *Hydrological Processes*, Vol. 14, N° 13, pp. 2209-2210.
- Kazimierski, L. D.** (2014). *Sedimentación en canales de navegación. Caso de estudio: paso borghi*. Tesis de grado, FI, UBA, Buenos Aires, Argentina. 143 p.
- Lang, P., Desombre, J., Ata, R., Goeury, C., Hervouet, J.M.** (2014). *TELEMAC-2D Software, User Manual*.
- Peruzzo, F., Riccardi, G. y Basile, P.A.** (2016). "Modelación cuasi-bidimensional de escurrimiento superficial en cauce principal del tramo Paraná inferior km 410-452". *IFRH 2016*, Ezeiza, Argentina.
- Peruzzo, F., Riccardi, G., Basile, P.A. y García, M.** (2017). "Evaluación de un modelo hidrodinámico bidimensional en un tramo del cauce principal del río Paraná". *VIII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Córdoba, Argentina.
- SAyDS** (2013). *Inventario de los humedales de Argentina: Sistemas de paisajes de humedales del Corredor Fluvial Paraná-Paraguay*. Secretaria de Ambiente y Desarrollo Sustentable, Proyecto GEF 4206 - PNUD ARG/10/003, 1° Edición, Buenos Aires, Argentina.
- SHN** (2014). Base de Datos Digital de Cartas Náuticas de Río Paraná Inferior, <http://www.hidro.gov.ar/cartas/cartasnauticas.asp>. Servicio de Hidrografía Naval.
- Singh, V.P. y Woolhiser, D.A.** (2002). "Mathematical Modeling of Watershed Hydrology". *Journal of Hydrologic Engineering*, Vol. 7, N° 4, pp. 270–292.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**DRAGADO DEL RÍO GRIJALVA PARA MEJORAMIENTO
HIDRÁULICO Y CONSTRUCCIÓN DE
PLATAFORMAS CONTRA INUNDACIONES**

*Manuel M. Cabrera Delgadillo y Guillermo Leal Báez
INESPROC, S.A. DE C.V., México, inesproc@prodigy.net.mx*

RESUMEN:

El Río Grijalva-Usumacinta es el segundo río más caudaloso de México, el mayor productor de energía hidroeléctrica y el principal de la vertiente del Golfo de México. Es un cauce que sirve de límite estatal entre los estados de Chiapas y Tabasco, adentrándose en este último estado mexicano, para seguir hacia la ciudad de Villahermosa (Tabasco). El historial de inundaciones provocadas por el Grijalva, han impulsado fuertes inversiones en estructuras para el control de inundaciones, en especial por la inundación acaecida el 27 de octubre de 2007. Llevando al estado mexicano desde entonces, al desarrollo de importantes estructuras de control fluvial, como bordos y escotaduras, que permiten desviar el flujo a zonas inundables para la protección de la población.

Como complemento se ha diseñado un canal de dragado del Grijalva con longitud de 4,3 km, con los objetivos de incrementar su capacidad de conducción y con el producto del dragado, construir plataformas de seguridad para el resguardo de la población en caso de inundaciones.

Se describe en el presente artículo los trabajos realizados, criterios y diseño ejecutivo del canal de dragado, además de la ubicación y geometría de las plataformas de seguridad.

ABSTRACT:

The Grijalva-Usumacinta River is the second largest river in Mexico, the higher producer of hydroelectric power and the main slope of the Gulf of Mexico. It's a natural channel that serves as boundary between the states of Chiapas and Tabasco, going into this last Mexican state, to continue towards the city of Villahermosa (Tabasco). The history of floods caused by the Grijalva, have prompted heavy investments in structures for flood control, especially by the flood that occurred on October 27, 2007. Taking the Mexican state since then, to the development of important fluvial control structures, as levees and weirs, which allow diverting the flow to floodplains for the protection of residents.

As a complement, a dredging channel of the Grijalva has been designed with a length of 4,3 km, with the aim of increasing his flow capacity and with the product of dredging, set up safety platforms for the protection of river residents in case of floods.

It is described in the present article the work done, criteria and executive design of the channel of dredging, besides the location and geometry of the platforms of security protection.

PALABRAS CLAVES: Dragado; plataformas; seguridad.

INTRODUCCIÓN

En el sureste mexicano se ubica el estado de Tabasco, rico en gran variedad de recursos naturales, debido a su posición geográfica y una precipitación media anual estatal de 2 550 mm anuales; las lluvias se presentan todo el año, siendo más abundantes en los meses de junio a octubre.

En la parte alta de la cuenca la precipitación media anual alcanza los 4 000 mm, la mayor de México, lo que alimenta al segundo río más caudaloso del país, el mayor productor de energía hidroeléctrica y el principal de la vertiente del Golfo de México, el Grijalva-Usamacinta, con un escurrimiento medio anual superficial de 101 517 hm³/año, un área de cuenca de 83 553 km² y longitud de cauce de 1 521 km. Es un cauce que sirve de límite entre los estados de Chiapas y Tabasco, adentrándose en este último para continuar hacia la ciudad de Villahermosa (Tabasco).

Cuando se combinan un sistema tropical con la entrada de frentes fríos, se ocasionan severas inundaciones debidas al incremento del nivel del mar, antes del amplio delta pantanoso llamado Pantanos de Centla, en la desembocadura del Grijalva al Golfo de México, lo que impide la descarga fluvial con el consecuente incremento del nivel de las aguas en el cauce en dirección aguas arriba, anegando centros poblacionales y núcleos de producción agropecuaria, que provocan grandes pérdidas materiales que frenan el desarrollo y limitan el potencial económico en la planicie baja del territorio tabasqueño, donde se ubica la ciudad de Villahermosa.

El historial de inundaciones provocadas por el Grijalva, han impulsado fuertes inversiones en estructuras para el control de inundaciones, en especial por la inundación acaecida el 27 de octubre de 2007, que es considerada como el evento de desastre natural más grave enfrentado por el estado mexicano de Tabasco en 50 años, al grado de ser comparada con la devastación que causó el Huracán Katrina en 2005 en Nueva Orleans, Estados Unidos. Desde entonces el gobierno mexicano, desarrolla importantes estructuras de control fluvial, como bordos y escotaduras que permiten desviar el flujo a zonas inundables, resaltando la estructura de Control “El Macayo”, ubicada sobre el río Carrizal, que opera desde el año 2013 y tiene como objetivo regular las grandes avenidas de agua para reducir la probabilidad de un desbordamiento e inundación de la zona urbana de Villahermosa (Gonzalez, 2014).

En su seguimiento la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), encomienda a INESPROC, S.A. de C.V., el “Estudio Y Proyecto Ejecutivo Para El Dragado Del Río Bajo Grijalva Y Formación De Plataformas De Seguridad, Tramo III, Municipio De Centro, Estado De Tabasco”, tendiente a conformar un proyecto integral de protección contra inundaciones en la planicie del río Grijalva, a través de ubicar plataformas para el refugio de los habitantes vecinos al cauce, con una altura que garantice no ser alcanzadas por un alto nivel del cauce, mientras dure la afectación a los centros poblacionales. Plataformas construidas con el uso del material del fondo del cauce, producto del dragado del río Grijalva, que mejora la capacidad de conducción hidráulica del tramo encomendado.

OBJETIVO

Los objetivos a continuación listados coinciden en lo general con las metas propuestas por CONAGUA para el Estudio Y Proyecto Ejecutivo Para El Dragado Del Río Bajo Grijalva Y Formación De Plataformas De Seguridad Tramo III, Municipio De Centro, Estado De Tabasco, y en específico para la dirección del presente artículo son:

- Describir las labores realizadas en campo para reconocer las condiciones actuales de la zona de estudio, como fueron los trabajos de levantamiento topográfico y geotecnia.
- Detallar el análisis hidráulico de la zona de estudio y la propuesta del canal de dragado para obtención de material e incremento de la capacidad de conducción hidráulica.
- Exponer los criterios de ubicación y geometría de las plataformas de seguridad como un lugar de resguardo para la población en caso de inundaciones.

- Presentar el proyecto de dragado del Río Bajo Grijalva en el Tramo III, que mejora la capacidad hidráulica en una longitud aproximada de 4 300 m.

ANTECEDENTES

El estado de Tabasco es una de las entidades federativas que cuenta con la mayor variedad de recursos naturales dentro del territorio nacional, debido principalmente a la morfología plana característica de la región, a las abundantes lluvias provocadas por fenómenos meteorológicos, y a los caudales que escurren normalmente de la sierra del estado de Chiapas y de la república de Guatemala.

Las mismas características vuelven vulnerable a la región por el desbordamiento de los ríos debido a eventos extraordinarios, con efecto negativo a centros de población y tierras productivas, provocadas por las fuertes lluvias que normalmente se presentan en la región.

Como parte del plan hidráulico del Estado de Tabasco, que se remonta al año de 1996, la CONAGUA mantiene acciones encaminadas al control de las inundaciones, en común con las posibilidades económicas del país y las políticas sociales propuestas por los gobiernos estatal y federal en alternancia democrática.

En el año 2007, en los meses de octubre y noviembre, gran parte de la ciudad de Villahermosa y las poblaciones circunvecinas, así como la mayoría de las comunidades que integran a los 17 municipios del estado fueron afectados severamente por inundaciones. Con el objetivo de controlar las inundaciones en la planicie tabasqueña, la CONAGUA y la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), desarrollaron el Plan Hídrico Integral para el Estado de Tabasco (PHIT) que contempla obras a inmediato, corto, mediano y largo plazo con las que se protegería a los centros de población y sectores productivos. Como obras de inmediato plazo, en el 2008 se construyeron el cauce de alivio El Tintillo y el cauce de alivio El Censo, sobre la margen derecha de los ríos Grijalva y La Sierra respectivamente. Ese mismo año (2008) la ciudad de Villahermosa nuevamente estuvo en peligro de inundación al presentarse otro evento parecido al de octubre del 2007, sin embargo, la existencia de los cauces de alivio disminuyó los niveles de los ríos Grijalva, Carrizal y La Sierra dirigiendo los escurrimientos hacia zonas naturalmente inundables.

En el año 2010, se presentaron lluvias atípicas en el mes de junio prolongando a 5 meses la temporada de lluvias, siendo este evento el mayor en la historia reciente la región hidrológica Grijalva-Usumacinta, lo que originó que, a pesar de la existencia de los cauces de alivio, otra vez estuviera en riesgo de inundación la ciudad de Villahermosa y parte del municipio de Nacajuca. Para cumplir con los objetivos planteados en el PHIT, las autoridades ejecutaron las principales obras sobre los ríos La Sierra y Grijalva, la interconexión lagunar Zapotes-Don Julián y la conexión de la laguna El Maluco hacia el río Tabasquillo, resaltando la estructura de Control “El Macayo”, ubicada sobre el río Carrizal, que opera desde el año 2013, entre otras.

En marzo de 2014, el Gobierno del Estado de Tabasco y la Conagua, celebraron un convenio para la creación del Proyecto Hidrológico Para Proteger a la Población de Inundaciones y Aprovechar Mejor el Agua (PROHTAB), cuyo objetivo en materia de infraestructura hidroagrícola es realizar obras y acciones para disminuir la vulnerabilidad del estado ante inundaciones. Con el que se planifican también obras y acciones para el aprovechamiento de agua con fines productivos y el mejoramiento de sistemas de drenaje y alcantarillado de zonas urbanas. Para lo anterior el proyecto del PROHTAB, contempla obras de infraestructura como estructuras, construcción de cauces, rectificación de cauces, sobrelevaciones de obras de contención, construcción de obras de contención, desazolves, obras de protección y espigones.

Existen en la actualidad zonas en el Estado de Tabasco con características que dificultan la implementación de acciones estructurales que pudieran desarrollarse para proteger la población de los fenómenos hidrometeorológicos, cuando se presentan lluvias excesivas y derivan en inundaciones fluviales o pluviales. Dichas zonas se caracterizan por ser terrenos bajos, en el orden

de los 3 msnm y menores, ubicadas entre bordos de protección y cercanos a escotaduras, sensibles a niveles altos del río Grijalva.

Las áreas referidas, presentan también dificultad para su ingreso, al encontrarse en lugares rodeados de abundantes cuerpos de agua, accesibles sólo mediante transporte fluvial; es por ello, que deben ubicarse en su cercanía plataformas de seguridad, donde se puedan instalar albergues para resguardo de los habitantes y recibir la debida atención por ser afectados en sus casas, bienes y actividades productivas.

Ante la escasez de materiales pétreos manufacturados, por razones económicas, distancia y calidad, se considera el uso de material sedimentado en el cauce, como base para la construcción de las plataformas de seguridad. Material de construcción obtenido de forma directa del cauce, mediante un dragado que lo mismo sirva para mejorar la capacidad de conducción hidráulica del río Grijalva.

Localización

La región hidrológica del Grijalva se divide en dos subregiones llamadas Alto Grijalva y Bajo Grijalva. El Alto Grijalva comprende la parte del río que va desde su nacimiento en el Valle de Écija en Guatemala, hasta la Presa Angostura en territorio mexicano, atraviesa las montañas de la Sierra Madre del Sur y la depresión central de Chiapas, tramo donde están ubicadas 5 hidroeléctricas que producen el 48% del total de la energía eléctrica del país. Antes de llegar el cauce a la ciudad de Villahermosa, se divide en dos corrientes, una de mayor proporción llamada río Carrizal y otra menor denominada río Viejo Mezcalapa, ambas circundan la ciudad y luego se unen al río Grijalva

La subcuenca del Bajo Grijalva es el recorrido comprendido desde la ciudad de Villahermosa, hasta la desembocadura al Golfo de México,

El Tramo III del Río Bajo Grijalva, se encuentra en el Municipio de Centro al noroeste de la ciudad de Villahermosa, capital del estado, entre las comunidades de Acachapan y Colmena 3ra Sección.

Las vías de comunicación terrestres a la zona de estudio son, la Carretera Estatal a Boca de Guanal ubicada en la margen izquierda y la Carretera Aztlán primera sección ubicada en la margen derecha del río Grijalva, ambas vías de comunicación funcionan como bordos para la contención de los altos niveles del Bajo Grijalva. La carretera a Boca de Guanal esta pavimentada mientras que la carretera Aztlán primera sección está simplemente revestida.

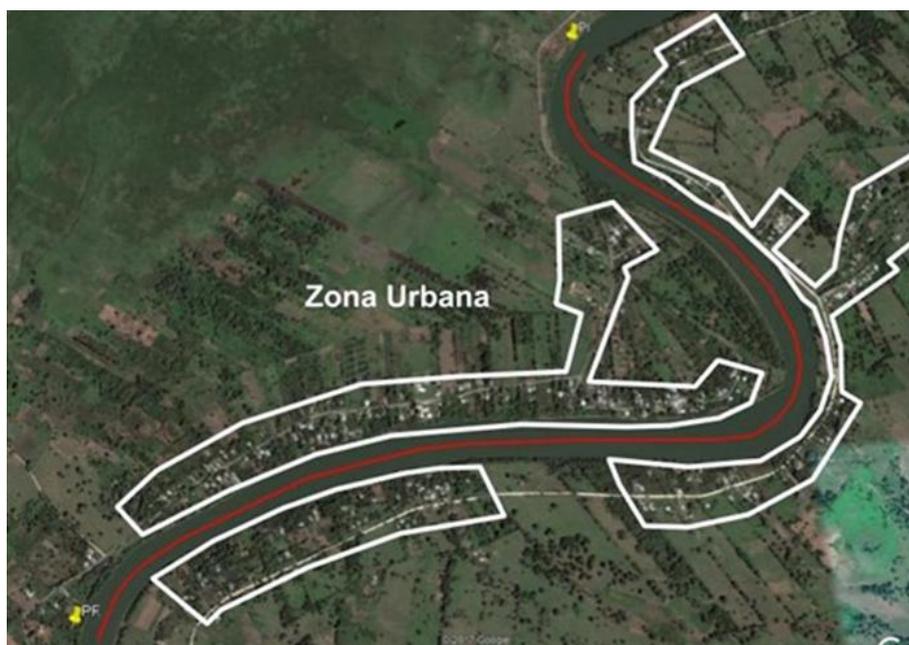


Figura 1.- Zona urbana dentro de los 4,3 km del Tramo III.

Considerando la Figura 1, el lado superior de la fotografía se orienta al norte, el sentido flujo hacia aguas abajo del Bajo Grijalva es con dirección noreste, y se observa en margen izquierda las comunidades Acachapan y Colmena 1ra Sección, en margen derecha la comunidad de Aztlán 1ra Sección, todas las comunidades dentro de la zona lagunera del municipio de Centro y son potencialmente vulnerables a inundación.

Planteamiento de la problemática

El efecto de cambio climático percibido en México, ha provocado que las lluvias sean cada vez más intensas, es decir el volumen de lluvia precipitado se mantiene dentro de las tendencias históricas, no así el tiempo de duración de las tormentas, que se ha observado en descenso, lo que provoca en las cuencas, un incremento de los valores del gasto máximo en los hidrogramas, con su respuesta directa y proporcional en los cauces, esto compromete la capacidad de conducción de cauces como el Grijalva e incrementa el potencial de inundaciones en las comunidades en la rivera y cercanías del cauce.

Se suma el hecho, que los habitantes de estas comunidades han construido sus hogares en las márgenes del río y en algunos casos, utilizan la zona federal (entre el bordo de protección hacia el cauce) para cultivo y ganadería, quedando expuestos y vulnerables ante la elevación de los niveles desbordados de la cárcava natural y bordo de contención del cauce.

Las anteriores condiciones se agravan ante la reducción de la capacidad de conducción del río, debido a la gran cantidad de sedimentos que se depositan en el lecho del cauce mientras son arrastrados hacia aguas abajo, lo que conforma secciones irregulares del cauce, llegando incluso a propiciar el incremento de sinuosidad, en los meandros presentes en el tramo analizado, por el retroceso de la horilla.

Un incremento de la altura de bordos, que proteja a la población externa a la contención de la plataforma de inundación, entre bordo y cauce, no es factible ante la baja capacidad de resistencia a la compresión y la alta deformación del suelo circundante al cauce.

Queda entonces aceptar la inundación repentina, al tiempo que se alberga a la población y sus bienes básicos, mientras baja el nivel del cauce a condiciones originales, en plataformas artificiales elevadas con posibilidad de acceso fluvial o terrestre.

ACTIVIDADES REALIZADAS

Labores de campo

Con toda la información recabada de las actividades ejecutadas dentro de este proyecto, como fueron los trabajos de topografía, consistente en posicionamiento GPS, trazo y nivelación de una poligonal de apoyo de 4 300,79 m, secciones transversales a eje de cauce a cada 20 m, complementadas en lo terrestre, con secciones topo batimétricas y colocación de referencia monumentada o mojoneras, se elaboró una planta topográfica de la zona de estudio, la cual fue plasmada a escala 1:2 000 para la mejor definición de los puntos importantes del sitio. Ésta fue realizada con el programa AutoCAD, la cual contiene, Vértices GPS, Bancos de Nivel con su descripción, así como el Cuadro de Coordenadas de la poligonal, etc.

Se estableció como inicio de referencia 0+000,00 km, la sección aguas abajo del Tramo III del Río Bajo Grijalva, con culminación aguas arriba en el cadenamamiento 4+300,793 km.

Se obtuvieron 216 secciones topobatimétricas transversales al cauce mediante dos métodos, mediciones con estación total para la parte del terreno seco y mediciones con ecosonda hidrográfico y equipo GPS RTK en interior del río.

Los estudios de geotecnia se realizaron con la finalidad de hacer un análisis del sedimento del lecho del río Grijalva Tramo III, que permitió generar la información necesaria para conocer las características físicas del material encontrado y determinar si es apto para la construcción del cuerpo de terraplén de las plataformas de seguridad. Con base en la información de 4 muestras de

sedimento del lecho del cauce del río Grijalva en los km 0+480, 1+800, 2+960 y 3+920 respectivamente. Encontrando de forma predominante material fino (Arcilla y limo) en las muestras obtenidas y sus características físicas son muy variables: Humedad de 55,93 a 98,81 %, Arena de 0 a 48%, finos de 52 a 100%, densidad de sólidos de 2,70 a 2,73, peso volumétrico seco suelto de 800 a 1 000 kg/m³, peso volumétrico seco máximo de 1595 kg/m³ y humedad óptima de compactación de 16% (de acuerdo a la prueba proctor estándar).

Con la finalidad de dar uso al material producto de dragado en la conformación de las plataformas de seguridad, se realizaron las siguientes recomendaciones:

- Almacenar el material extraído de tal forma que se pueda eliminar el exceso de agua, hasta quedar en condiciones óptimas para su uso en la conformación y compactación de capas de terraplén en las plataformas de seguridad.
- Realizar un saneamiento del terreno natural, retirando principalmente, vegetación, troncos y raíces en la superficie en donde se construirán las plataformas de seguridad.
- La conformación del terraplén se debe realizar con capas no mayores a 25 cm y se compacten hasta 90% del peso volumétrico seco máximo de la prueba proctor estándar.
- Llevar un estricto control de calidad apoyado con laboratorio en campo en todas las etapas de la construcción de la plataforma de seguridad.

Con los resultados de granulometría se apoyan los análisis de determinación del gasto sólido del río y determinación de las características estables del río, de los cuales los resultados arrojan que el río Bajo Grijalva arrastra un volumen muy importante y considerable de material arcilloso, que para las condiciones naturales va desde 2,01 a 6,26 millones de m³ por día a lo largo de los 4,3 km que comprende el Tramo III del Río Bajo Grijalva.

Otro aspecto importante realizado en el reconocimiento de campo, consistió en ubicar la estación hidrométrica “El Provenir”, la estación más cercana a la zona de estudio y cuenta con mediciones que fueron utilizadas para realizar los estudios del cauce en condiciones naturales y condiciones de proyecto. Estableciendo, Gasto promedio bajo 500 m³/s, Gasto Formativo 700 m³/s, Gasto de desbordamiento (escotadura) 771 m³/s, Gasto promedio alto 1 200 m³/s.

Análisis hidráulico condiciones naturales

Con el objetivo de conocer el funcionamiento del cauce en condiciones naturales con el tránsito de diferentes gastos, para determinar las características hidráulicas más representativas río Bajo Grijalva Tramo III, y el gasto que puede conducir sin presentar desbordamiento, se construyeron dos modelos con los datos del levantamiento topográfico: un modelo unidimensional, en HEC-RAS; y otro bidimensional, en IBER.

Se emplearon 216 secciones transversales a cada 20 m, de manera que se obtuviera una descripción detallada de un tramo de 4 300 m. El cadenamamiento inicia en el 0+000,00 en el extremo aguas abajo del tramo en estudio y termina en el 4+300,00 en el extremo aguas arriba.

Por otra parte, el coeficiente de rugosidad empleado en la ecuación de Manning, se obtuvo mediante la Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains (Guía para la selección de coeficientes de rugosidad de Manning para cauces naturales y planicies de inundación) del U.S. Geological Survey y la Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation. Esto con el fin de describir de la forma más aproximada posible las rugosidades tanto de la cárcava del cauce, como de sus márgenes, por igual se realizó con el análisis granulométrico, una valoración base del coeficiente empleando los criterios de Raudkivi, Garde y Raju, Subramanya, Meyer-Peter y Müller entre otros aplicables en la hidráulica fluvial.

Del cauce del río Bajo Grijalva se determina un coeficiente de rugosidad n de Manning global para el río Bajo Grijalva de $n=0,040 \text{ s/m}^{1/3}$, aplicado en los análisis de hidráulica fluvial.

Mediante el modelo unidimensional se determinó que la capacidad del cauce en el tramo en estudio es de 1 032 m³/s, mientras que su gasto formativo se determina en 700 m³/s, con una

velocidad media máxima de 0,83 m/s; que se confirman con el modelo 2D y se corrobora el gasto máximo sin desbordar.

Con los resultados obtenidos del estudio geotécnico se realizó un estudio para determinar el gasto sólido del río, las características estables del río, las velocidades permisibles en el cauce del río, la socavación general en el cauce del río y la socavación particular para las condiciones naturales actuales.

Respecto a las características estables del río, se llegó a la conclusión de que el Tramo III del Río Bajo Grijalva, en general supera por mucho las recomendaciones dadas por los métodos de estabilidad, el tirante que se presenta actualmente supera al recomendado debido a la gran socavación que tiene el río, esto hace que el área hidráulica exceda a la que se necesita para la estabilidad.

En particular se observa en las curvas, que el ancho B se reduce drásticamente, en consecuencia, se tienen tirantes de hasta 17 m cuando el recomendado es de 5 metros en promedio.

Dadas las características obtenidas por las pruebas de geotecnia, se concluye que la velocidad media permisible para el Río Bajo Grijalva Tramo III debe ser de 1,3 m/s para el gasto formativo y para gastos mayores al gasto formativo de 1,5 m/s.

Para facilitar el análisis con cuatro diferentes gastos, se divide la longitud del Tramo III, en 9 subtramos con características geométricas similares.

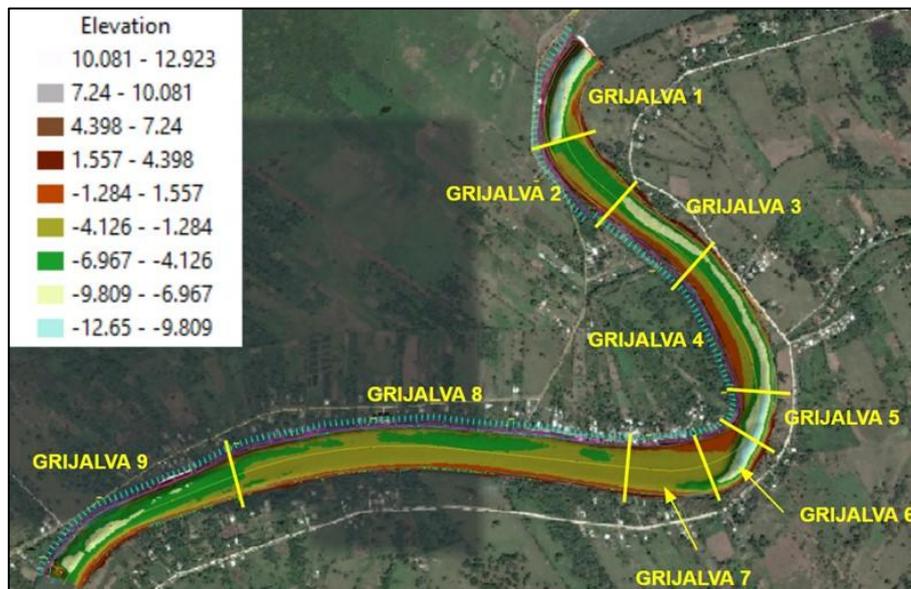


Figura 2.- Subtramos en que se dividen los 4,3 km del Río Grijalva, Tramo III.

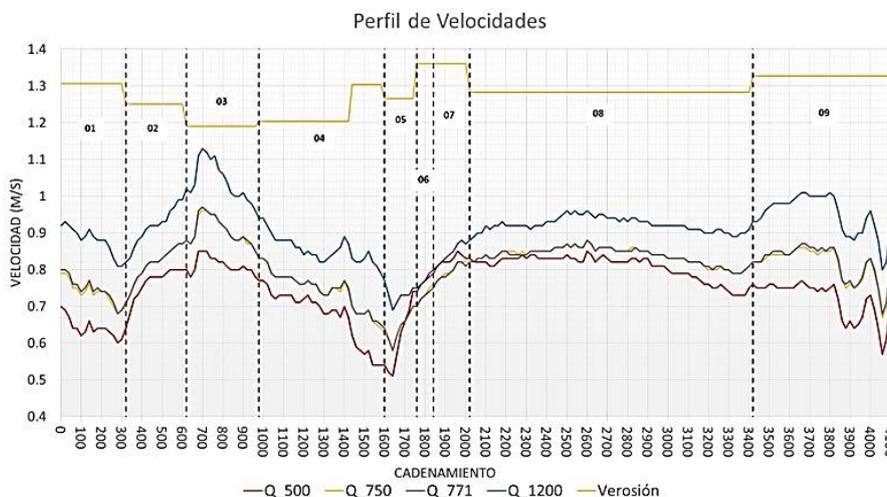


Figura 3.- Perfil de velocidades presente en condiciones naturales.

Los resultados muestran una la velocidad permisible entre 1,2 m/s y 1,4 m/s, mientras que las velocidades medias para distintos gastos son inferiores, debido a una amplia sección hidráulica, que muestran un tramo en proceso de sedimentación principalmente de suelo arcilloso.

Alternativas de solución

Acorde a los objetivos del proyecto, se propusieron alternativas de solución que proporcionaran material suficiente para conformar las plataformas de seguridad necesarias para el resguardo de la población en caso de inundación dentro de los 4,3 km que comprenden el Tramo III del Río Bajo Grijalva, y obtener un mejoramiento hidráulico significativo de alrededor del 20 % del gasto formativo actual.

Apegados a los lineamientos del PROHTAB se propusieron dos plataformas de seguridad, para la localidad de Acachapan y Colmena 3ª Sección en la margen izquierda con una superficie de 33 424 m², y en la margen derecha para la localidad de Aztlán 1ª sección, con una superficie de 17 305 m²; ambas plataformas con una altura de 3,5 m. El volumen requerido para la conformación de ambas plataformas es de 180 000,00 m³.

Se realizaron cuatro alternativas de solución que implicaban un eje de secciones pegado a las márgenes, los volúmenes de dragado se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1.- Descripción de alternativas de solución.

Alternativa	Inicio Rasante	Pendiente	Ancho Canal		Volumen De Dragado
			MI	MD	
			m	m	
	msnm				m ³
1	-2,24	0,000075	20	20	110 623,97
2	-2,24	0,000075	20	20	55 410,00
3	-2,24	0,000075	20	20	142 191,14
4	-2,24	0,000075	20	20	76 891,28

Se observa que ninguna alternativa alcanza el volumen requerido para conformar las plataformas de seguridad.

Para obtener el mejoramiento hidráulico real del corte en cauce y el volumen requerido para las plataformas, se obtuvieron las áreas de flujo para un gasto utilizando la siguiente metodología:

- i. Con el programa HEC RAS se obtuvieron los niveles de superficie libre del agua a lo largo del cauce en condición de gasto formativo ($Q=700\text{m}^3/\text{s}$), posteriormente se dibujaron los niveles en el programa AutoCAD y se obtuvieron las áreas de flujo correspondientes para cada sección obtenida con el eje al centro del cauce; finalmente, se buscó el área de flujo menor para el gasto formativo correspondiente.
- ii. En esa búsqueda de mejoramiento se identifica una sección crítica en el cadenamiento 0+780, que representa la sección con menor área hidráulica en el tramo de estudio, que dicta en consecuencia el posible mejoramiento de todo el cauce.
- iii. En la citada sección se tienen un área hidráulica, de 817,15 m² en condiciones naturales, se distingue por tener una forma típica de una curva a pesar de estar en un tramo recto. En posteriores análisis se identifica un posible deslizamiento del talud de la margen derecha respecto de la dirección del flujo, la Figura 4, muestra la sección crítica, donde es vista desde aguas arriba hacia aguas abajo.
- iv. En la sección crítica se propone un corte como se muestra en la Figura 4, produciendo un incremento al área hidráulica de 911,44 m² para condiciones de proyecto, lo que representa un aumento de la capacidad de conducción de 20,32% en esa zona, que se aplicó como condición mínima para el resto del cauce.

El dragado resultante proporciona un volumen de 325 409,26 m³, lo que duplica aproximadamente el volumen máximo necesario para la formación de plataformas de seguridad, necesarias para el resguardo de la población en caso de inundaciones.

Análisis hidráulico con las condiciones del proyecto

Se realizó un análisis detallado de la alternativa de dragado del Río bajo Grijalva y se comparó con el análisis en condiciones naturales para verificar la ganancia hidráulica obtenida mediante un modelo establecido con el programa HEC-RAS del cual se concluye lo siguiente.

En la sección crítica bajo condiciones naturales, el desbordamiento ocurre con gasto de $Q=700 \text{ m}^3/\text{s}$; después de realizar un dragado significativo a lo largo del cauce, el desbordamiento se presenta cuando el gasto es igual a $Q=835 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 4). Teniendo un mejoramiento hidráulico de alrededor del 20%. Este mejoramiento se da gracias a que se mantiene en lo posible la velocidad natural del cauce que es de alrededor de 0,85 m/s.

Con lo que es posible recomendar la selección del equipo de dragado, profundidad y las operaciones de extracción de material y disposición antes de la construcción de las plataformas de seguridad.

El método y equipo de dragado propuesto tiene un alcance de hasta 12 metros de profundidad, lo que limita la profundidad del dragado; por lo que se optó seguir la opción con una rasante igual a -7 msnm, lo que limita la plantilla de fondo del cauce y permite un mejoramiento hidráulico del 20,32%, para la condición mínima de área hidráulica de 911,44 m² a lo largo del cauce.

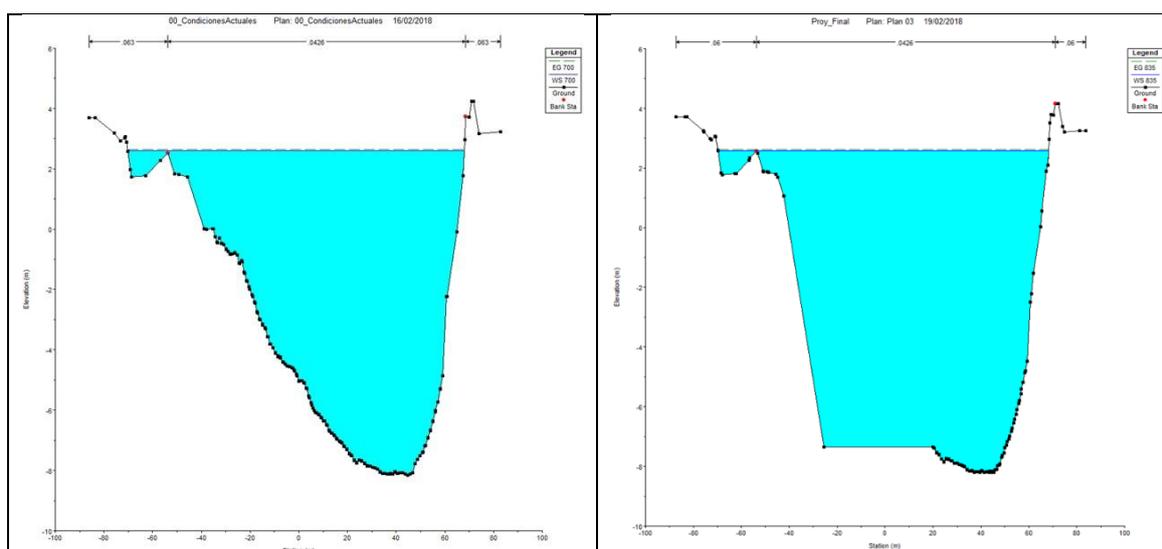


Figura 4.- Sección 0+780 de corte propuesto por dragado.

PROYECTO EJECUTIVO

Proyecto de dragado (eje al centro de cauce)

Se define un canal de dragado con trazo al eje centro del cauce, definido como se muestra en la Tabla 2, con un ancho de 40 m promedio, con 20 m variable hasta 30 m a cada lado del eje propuesto; esto en condición para que cada sección se ajuste a un área hidráulica igual o mayor a 911,44 m², resultando un volumen final de dragado de 325 409,26 m³, que duplica aproximadamente el volumen máximo necesario para las plataformas.

Tabla 2.- Descripción del canal de dragado para el Tramo III del Bajo Grijalva.

Eje de Dragado				
Cadenamiento (Km)		Tramo	Radio (m)	Ángulo
Inicio	Final			
0+000	0+015,21	Recto		
0+015,21	0+223,74	Curva	286,70	41°40'
0+223,74	0+503,27	Curva	294,66	54°21'
0+503,27	0+722,83	Recto		
0+722,83	0+842,72	Curva	2 579,09	02°40'
0+842,72	0+898,85	Recto		
0+898,85	1+146,27	Curva	643,12	22°3'
1+146,27	1+276,67	Recto		
1+276,67	1+434,95	Curva	404,51	22°25'
1+434,95	1+519,04	Recto		
1+519,04	1+755,76	Curva	205,20	66°6'
1+755,76	2+023,39	Curva	408,88	37°30'
2+023,39	2+748,58	Recto		
2+748,58	3+571,71	Curva	1680,03	28°4'
3+571,71	3+918,39	Recto		
3+918,39	4+268,83	Curva	440,13	45°37'

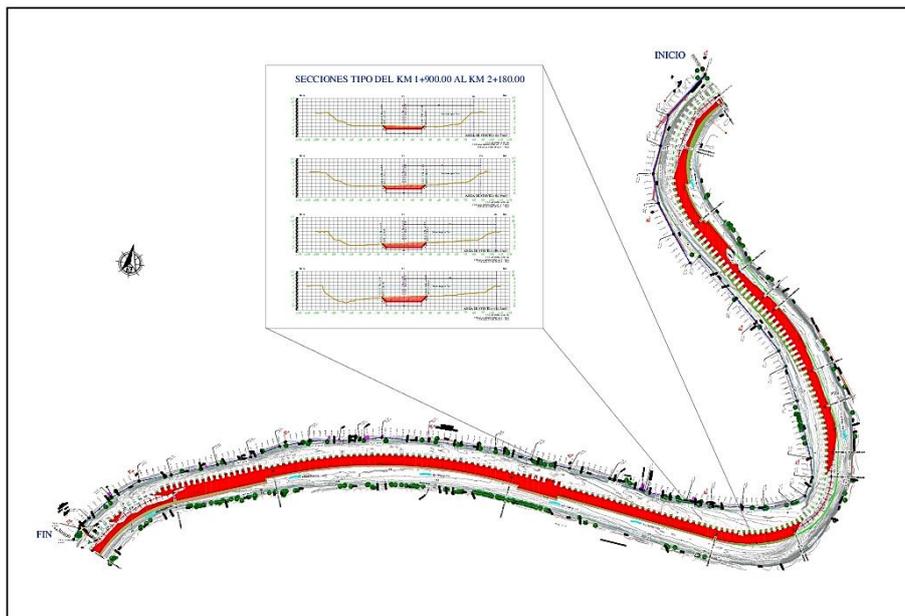


Figura 5.- Planta de dragado y secciones tipo del cadenamiento 1+900,00 al 2+180,00.

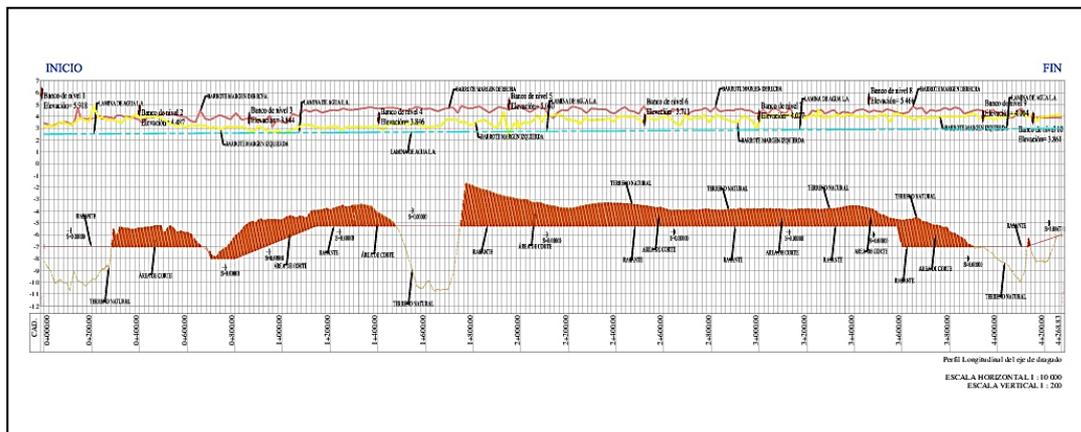


Figura 6.- Perfil de dragado del río Grijalva Tramo III.

Se logra establecer un corte sobre el centro del cauce para el proyecto ejecutivo del dragado del Río Bajo Grijalva y Formación de Plataformas de Seguridad en el Tramo III, sin efecto en lo posible a las márgenes del cauce. El volumen excedente de dragado se utilizará para relleno de terrenos en zonas aledañas al Tramo III del río Bajo Grijalva de acuerdo a solicitud de los pobladores y la creación de caminos de acceso a las plataformas.

Plataformas de seguridad

Se denomina “Plataformas de Seguridad” a una serie de terraplenes de protección, que fungirán como espacios físicos factibles de ser habilitados mediante la instalación de albergues temporales ante las etapas de contingencia que son generadas por los eventos de inundación, los cuales se presentan con una recurrencia variada, en las proximidades del cauce.

De acuerdo al estudio del PROHTAB, el área mínima requerida para que una persona pueda permanecer en el albergue es de 25 m², se adiciona un área estimada para la ubicación de los animales (bovino, ovino, caprino, mular, caballo, asnal, aves de corral y conejos) propiedad de la población directamente afectada por la inundación.

La cuantificación de la población que hará uso de las plataformas de seguridad, se realizó con base en la proyección para el año 2020 por el método geométrico de la población registrada por el INEGI en las comunidades involucradas en el presente estudio

Se realiza un ajuste al número de población considerada en la proyección de cada plataforma. De acuerdo a los censos realizados en el estudio del PROHTAB; el 40% de la población opta por dirigirse con un familiar o a otro lugar durante la etapa de contingencia por inundación (Filtro 1). Mientras que el 35% de la población considera que al menos una persona debe quedarse en la vivienda inundada (Filtro 2), esto, por el temor de ser víctimas de actos de rapiña que son comunes en este tipo de situaciones. Por lo tanto, este porcentaje de la población no es considerada para la proyección de las plataformas de seguridad, porque no hará uso de ellas.

Tabla 3.- Estimación de población beneficiada por plataforma de seguridad.

Plataforma	Comunidad	Población total	Viviendas (proyección)	Filtro 1 (35%)	Filtro 2 (40%)	Total real
1 M.I.	Acachapan y Colmena 3ª Sección	1 610	467	351	644	615
2 M.D.	Aztlán 1ª Sección	760	202	152	304	304
	TOTAL	2 370	669	503	948	919

De acuerdo a lo indicado por CONAGUA por seguridad, se consideró dos veces el área obtenida en los cálculos

El cálculo del volumen de material requerido para construir cada plataforma se realizó considerando diferentes alturas: 2 m, 2,5 m, 3 m, y 3,5 m. Con esto consideró colocar 2 plataformas que estarán distribuidas de la siguiente manera:

- PLATAFORMA 1 (margen izquierda). - En la comunidad de Acachapan y Colmena 3ª sección.
 - PLATAFORMA 2 (margen derecha). - En la comunidad de Aztlán 1ª sección.
- En la Figura 5 se muestra la ubicación de las plataformas de seguridad.

Tabla 4.- Volumen necesario para la construcción de cada plataforma, con diferentes alturas del terraplén.

Plataforma	Comunidad	2 veces el área (m ²)	H= 2,0 m	H= 2,5 m	H= 3,0 m	H= 3,5 m
			Volumen (m ³)			
1 M.I.	Acachapan y Colmena 3ª Sección	33 424	66 848	83 560	100 272	116 984
2 M.D.	Aztlán 1ª Sección	17 305	34 610	43 263	51 915	60 568
	TOTAL	50 729	101 458	126 823	152 187	177 552



Figura 7.- Localización de plataformas de seguridad en el Tramo III del Bajo Grijalva.

CONCLUSIONES

Se logra establecer un corte sobre el centro del cauce para el proyecto ejecutivo del dragado del Río Bajo Grijalva y Formación de Plataformas de Seguridad en el tramo III, sin efecto en lo posible a las márgenes del cauce.

La realización del proyecto implica un mejoramiento hidráulico de alrededor del 20%, debido al incremento del área hidráulica en secciones y se mantiene la velocidad media del cauce estimada en 0,85 m/s.

El volumen de dragado duplica el necesario para la formación de plataformas de seguridad, el volumen adicional puede ser empleado para relleno de terrenos en zonas aledañas al Tramo III del río Bajo Grijalva de acuerdo a solicitud de los pobladores, siempre y cuando se sigan las recomendaciones derivadas de los estudios de geotecnia.

El volumen estimado de movimiento de material de fondo por el dragado propuesto es de 325 mil metros cúbicos aproximadamente y se estimó que el gasto sólido, en función diámetro la partícula de las muestras de suelo, va de los 0,042 m³/s a 0,00027 m³/s. En razón del volumen de dragado y el material sólido arrastrado por el flujo, se estima una vida útil del dragado propuesto de 16 años; ésta puede presentar variaciones debido a la concentración de sólidos que se produzca aguas arriba del tramo.

La realización del dragado del Tramo III del río Bajo Grijalva beneficiará a un total de 2 370 pobladores directos y tendrá efectos positivos para la zona urbana de Villahermosa haciendo más eficiente el drenaje de la cuenca.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

González, V. F. J. (2014). "Estudio Para El Proyecto Hidrológico Para Proteger A La Población De Inundaciones Y Aprovechar Mejor El Agua (PROHTAB)", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Leal, B.G. y Cabrera, D.M. (2017). *Informe "Estudio Y Proyecto Ejecutivo Para El Dragado Del Río Bajo Grijalva Y Formación De Plataformas De Seguridad, Tramo Iii, Municipio De Centro, Estado De Tabasco"*. CONAGUA-INESPROC, México.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

PROPUESTA DE CLASIFICACIÓN DE CUENCAS TORRENCIALES O SEMITORRENCIALES POR MEDIO DE ANÁLISIS ESTADÍSTICOS Y GEOMORFOLÓGICOS

Jeannette del Carmen Zambrano Nájera, Jairo Guillermo Luna Caiza

Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales, Colombia. jdzambranona@unal.edu.co, jglunac@unal.edu.co

RESUMEN:

Las avenidas torrenciales son un tipo de movimientos en masa que se desplaza generalmente por los cauces de las quebradas, llegando a transportar grandes volúmenes de sedimentos y escombros con altas velocidades (Caballero, 2011) y representan un alto riesgo para las poblaciones e infraestructura aledaña. Estos eventos con frecuencia no son medidos de manera adecuada por las redes de monitoreo existentes, hipótesis que ha sido comprobada aplicando como herramienta la modelación en donde sus resultados al observar la no correspondencia de los datos observados con los simulados en los eventos extremos y que evidencian la submedición de los sedimentos (IDEAM, 2015). Este trabajo tiene como principal objetivo proponer en su primera etapa tendencias o criterios que permitan distinguir subzonas con características torrenciales e implementar un monitoreo especial, derivados del análisis estadístico y geomorfológico de las series de tasas de sedimentos y variables involucradas. Dicho trabajo se realizará sobre subzonas del área hidrográfica Magdalena Cauca, en donde se ha evidenciado este suceso de submedición en los valores de transporte de sedimentos (IDEAM, 2015) y los criterios propuestos se validarán en una etapa posterior aplicando la modelación hidrosedimentológica usando el modelo distribuido TETIS - SED.

ABSTRACT:

Torrential floods are a type of mass movement that generally moves through the channels of the streams coming to transport large volumes of sludge and debris with high speeds (Knight, 2011) and represent a high-risk populations and surrounding infrastructure. These events are often not adequately measured by the existing monitoring networks, a hypothesis that has been proven by applying as a tool the modeling where their results by observing the non-correspondence of the observed data with the simulated in the extreme events and evidencing the submetering of sediments (IDEAM, 2015). The main objective of this work is to propose in its first stage trends or criteria that allow distinguishing subzones with torrential characteristics and implementing a special monitoring, derived from the statistical and geomorphological analysis of the series of sediment rates and variables involved. This work will be carried out on subzones of the Magdalena - Cauca hydrographic area, where this submetering event has been evidenced in the values of sediment transport (IDEAM, 2015) and the proposed criteria will be validated in a later stage applying hydrosedimentological modeling using the distributed model TETIS - SED.

PALABRAS CLAVES: Dinámica fluvial; Medición de sedimentos; Modelación hidrosedimentológica; Ríos torrenciales.

INTRODUCCIÓN

La descripción del fenómeno de las avenidas torrenciales es un tema el cual conlleva una gran complejidad, debido al gran número de variables y procesos involucrados en él (hidráulicos, hidrológicos, geográficos, ambientales, geológicos entre otros) y su alta variabilidad espacio temporal (Cataño, 2015). Para la correcta descripción del fenómeno es necesario elaborar una base de datos sólida que permita detectar tendencias

Colombia se ha visto afectada por varios desastres causados por avenidas torrenciales, sucesos que han dejado a su paso una cantidad considerable de damnificados (Daniels, 2017). La actual red de monitoreo de Colombia, a cargo del IDEAM mide las variables hidrometeorológicas, entre las cuales se tiene el caudal líquido y la concentración de sedimentos en suspensión (No se mide la carga de fondo) de forma diaria. Esta resolución temporal de monitoreo sumado a las riesgosas condiciones que implica la medición de sedimentos en condiciones torrenciales dificultan el adecuado estudio de las avenidas torrenciales, presentándose así la subestimación de su magnitud real.

El IDEAM ha implementado la modelación a través del modelo TETIS en varias subzonas del área hidrográfica Magdalena Cauca y los resultados en algunas de estas evidencian la submedición de las tasas de sedimentos en eventos extremos, algunas de estas subzonas son las de los ríos Chicamocha, Fonce, Nare y Saldaña (IDEAM, 2015).

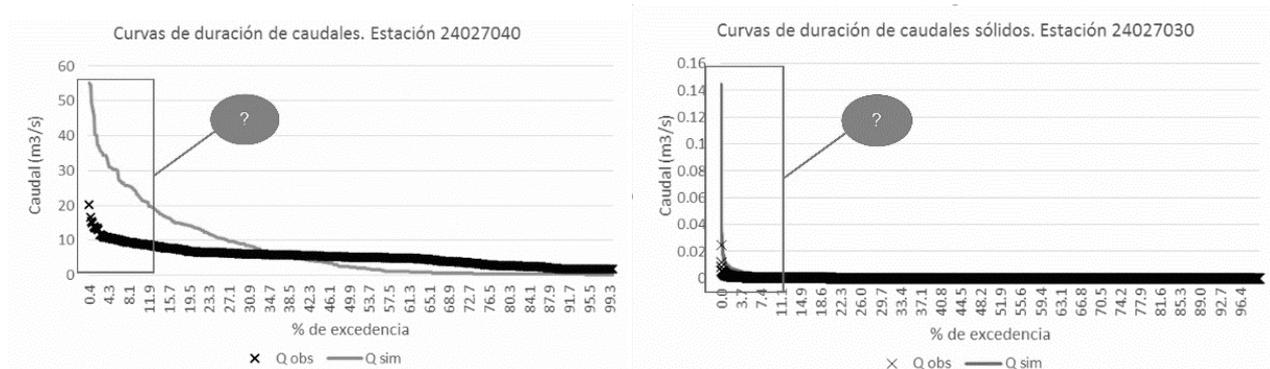


Figura 1. Subestimaciones en la subzona del río Fonce en la curva de duración – caudal en la estación Puente Cabra (Izquierda) y caudal sólido en la estación Nemizaque (Derecha). Fuente: IDEAM, 2015

En el trabajo se trabaja sobre las series de datos de las subzonas en donde se evidencia submedición, fenómeno que se ve reflejado con mayor frecuencia en subzonas con áreas medias o pequeñas. Las series a tratar corresponden a la precipitación, temperatura, caudal líquido, concentración de sedimentos en suspensión

AREA DE ESTUDIO

El área de estudio se está localizada en Colombia en el área hidrográfica Magdalena – Cauca (Figura 2), la cual se encuentra muy bien monitoreada e instrumentada por el IDEAM, está delimitada al occidente por el lado oriental de la cordillera occidental y al oriente por el lado occidental de la cordillera oriental. Cuenta con dos principales ríos del país los cuales drenan sus aguas a la mega cuenca del mar Caribe, que son el Magdalena y el Cauca de los cuales se deriva su nombre los cuales tienen su nacimiento en el macizo colombiano. El río Cauca se encarga de drenar un área aproximada de 66750 Km² y desemboca en el río Magdalena cerca de la población de Pinillos, Bolívar; mientras que el río Magdalena drena un área de aproximadamente 250000 Km² y desemboca sus aguas en el mar Caribe.

La zona hidrográfica Magdalena Cauca (Colombia) presenta una gran diversidad morfológica y climatológica con grandes llanuras de inundación, altas montañas en donde se evidencia una diversidad de influencias antropogénicas que incluyen deforestación, baja conservación del suelo, prácticas mineras y aumento de tasas de urbanización que influye en el aumento del rendimiento de los sedimentos (Kettner, Restrepo, & Syvitski, 2010).

Teniendo en cuenta que el área hidrográfica Magdalena Cauca de Colombia, está altamente instrumentada y cuenta con series de sedimentos de cerca de 40 años, se seleccionó dicha área como zona de estudio la cual presenta uno de los mayores rendimientos de sedimentos en Suramérica (560 ton/Km²/año) (Restrepo et al. 2006) y con valores máximos por encima de los 2000 ton/Km²/año (Restrepo & Restrepo, 2005). En dicha área se seleccionarán (3) subzonas pequeñas, en donde se presenten problemas de simulación.

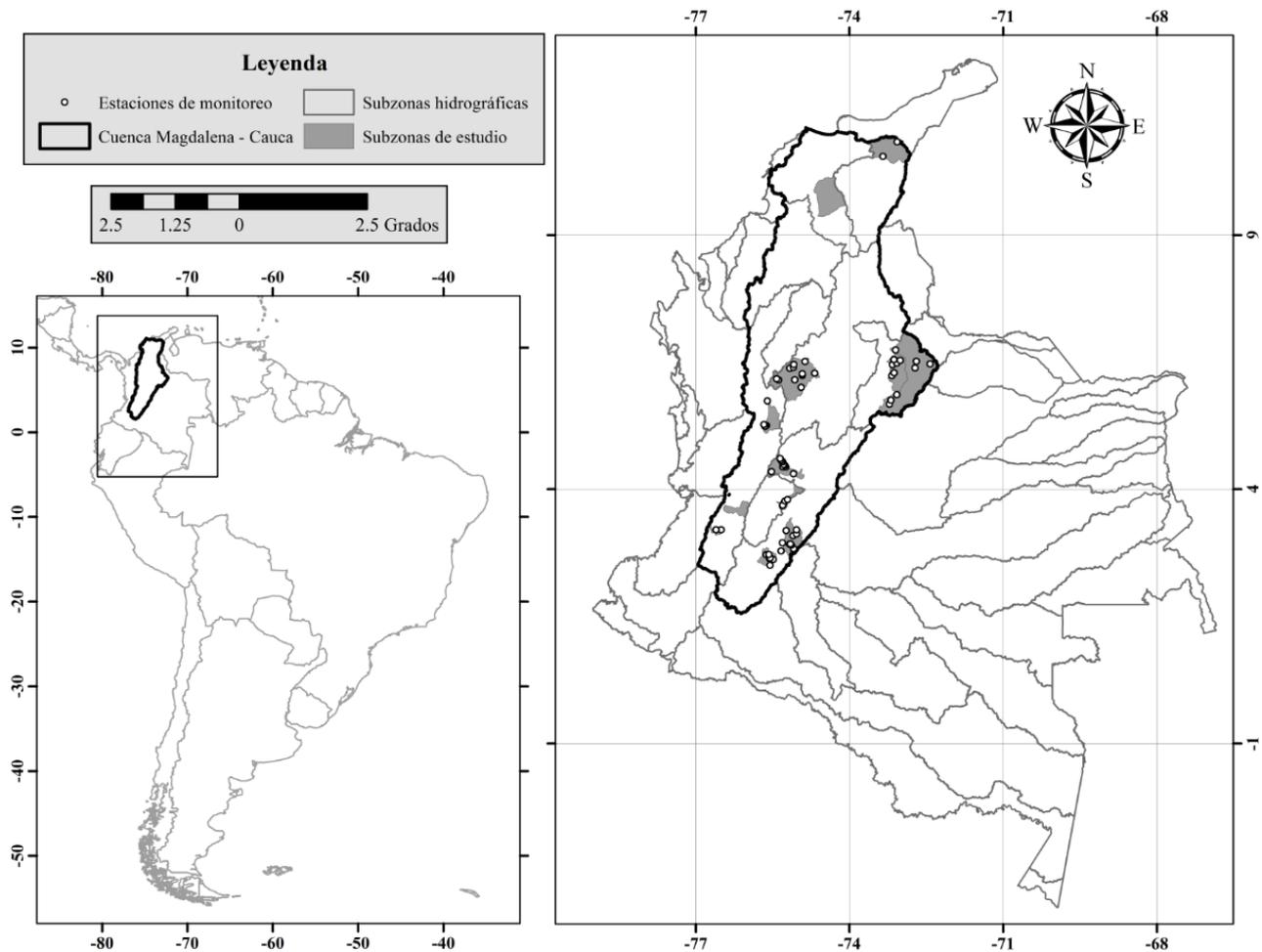


Figura 2. Localización del área de estudio Magdalena Cauca y las subzonas a analizar

Dentro del área hidrográfica Magdalena – Cauca se seleccionó parcialmente 8 subzonas (

Tabla 1) para realizar los primeros análisis del comportamiento de sus series de datos de sedimentos y posterior modelación. Esta clasificación de subzonas es realizada por el IDEAM la cual es realizada en sistemas morfogénicos uniformes, ofreciendo así una zonificación en función de los diferentes relieves y procesos que los han modelado (IDEAM, 2010).

Tabla 1. Subzonas hidrográficas para realización del estudio

Código Subzona IDEAM	Subzona
22	Saldaña
2108	Yaguará
2111	Fortalecillas
2308	Nare
2402	Fonce
2403	Chicamocha
2616	Tapias
2801	Alto Cesar

INFORMACION Y METODOS

Se identifican las subzonas en donde se evidencia este suceso de la submedición de sedimentos en el área hidrográfica, las cuales corresponden a las subzonas de los ríos Chicamocha, Fonce, Nare y Saldaña, fenómeno evidenciado más específicamente en estaciones de monitoreo con áreas de influencia pequeñas. La primera etapa de este trabajo consiste en el tratamiento de las series de datos tanto de las subzonas mencionadas con otras subzonas del área hidrográfica con el propósito de establecer relaciones y comparaciones con respecto a su comportamiento.

Dentro de este tratamiento preliminar de las series se tiene:

- Una exploración gráfica de las series la cual permite tener un conocimiento preliminar intuitivo del comportamiento de las series, a partir del cual podemos observar la variación estacional, aleatoriedad, tendencias, datos sospechosos, frecuencias de eventos o identificar puntos de cambio entre otros aspectos.
- La estadística descriptiva de las series de datos que permite tener un resumen numérico del comportamiento de las series e identificar posibles anomalías en su comportamiento y variabilidad, extrayendo información esencial en un conjunto de números más compacto de sus características y aleatoriedad. Los valores calculados corresponden a medidas de tendencia central, variabilidad, forma y dispersión de los datos de sedimentos.
- Evaluación de indicadores geomorfológicos que permiten describir las características hidráulicas, hidrológicas y litológicas de las subzonas y sus corrientes. Entre estos indicadores se tienen la pendiente del cauce, pendiente media de la cuenca, densidad de drenaje, altura media de la cuenca, cambios en la litología a lo largo del cauce, los cuales deben analizarse junto con los análisis estadísticos.

En el desarrollo de la investigación se ha avanzado en la programación del análisis estadístico y exploratorio gráfico de los datos gracias a su automatización mediante programación en el software R-Statistics, producto de proyectos anteriores de estudios de modelación de sedimentos realizados por el IDEAM en otras zonas hidrográficas del país (IDEAM, 2017).

Posteriormente se revisará los resultados de estos análisis con el objetivo de proponer metodologías de estudio y monitoreo de medición de sedimentos en subzonas que presentan estas condiciones torrenciales con el objetivo de empezar a identificar estas subzonas y estudiarlas de manera particular y evaluar la implementación de un monitoreo intradiario que permita medir

correctamente los efectos de la ocurrencia de eventos extremos en la producción y transporte de sedimentos.

En una posterior etapa del trabajo se implementará la modelación como herramienta para validar las metodologías propuestas. El modelo a utilizar será el modelo TETIS-SED con el cual se evaluará la respuesta hidrosedimentológica de las subzonas seleccionadas. TETIS-SED es un modelo conceptual distribuido el cual permite simular eventos hidrológicos y los procesos sedimentológicos asociados a ellos (producción, transporte y depósito de sedimentos) en cuencas naturales, desarrollado en la Universidad Politécnica de Valencia (Francés, Vélez, Múnera, Medici, & Bussi, 2014). El modelo efectúa un balance hidrológico para cada celda del Modelo de Elevación Digital DEM en cada intervalo de tiempo que se realiza la simulación, siguiendo un esquema de tanques interconectados los cuales representan los procesos hidrológicos.

RESULTADOS

Los resultados parciales que se tienen de estos análisis preliminares son extensos, en el presente texto se muestran algunos ejemplos de ellos. A continuación se muestran resultados del análisis exploratorio visual y de los estadísticos descriptivos. Los análisis se aplicaron a las variables de caudal sólido como el caudal líquido el cual es el principal agente transportador de sedimentos en las corrientes.

Utilizando el análisis exploratorio visual con el análisis de diagrama de caja (boxplot) se pueden identificar datos extremos que se deben evaluar si corresponden datos medidos de eventos extremos reales o que pueden estar relacionados con problemas en las mediciones o de funcionamiento de las estaciones de la red de monitoreo (Figura 3 y Figura 4). La identificación de estos picos de caudal sólido a partir del análisis permite relacionarlo a distintos factores como la ocurrencia de lluvias de alta intensidad o un factor antrópico y relacionando con los resultados de la modelación evaluar si la medición de dichos datos ha sido correcta y se han registrado los efectos de los eventos extremos en los datos de transporte de sedimentos.

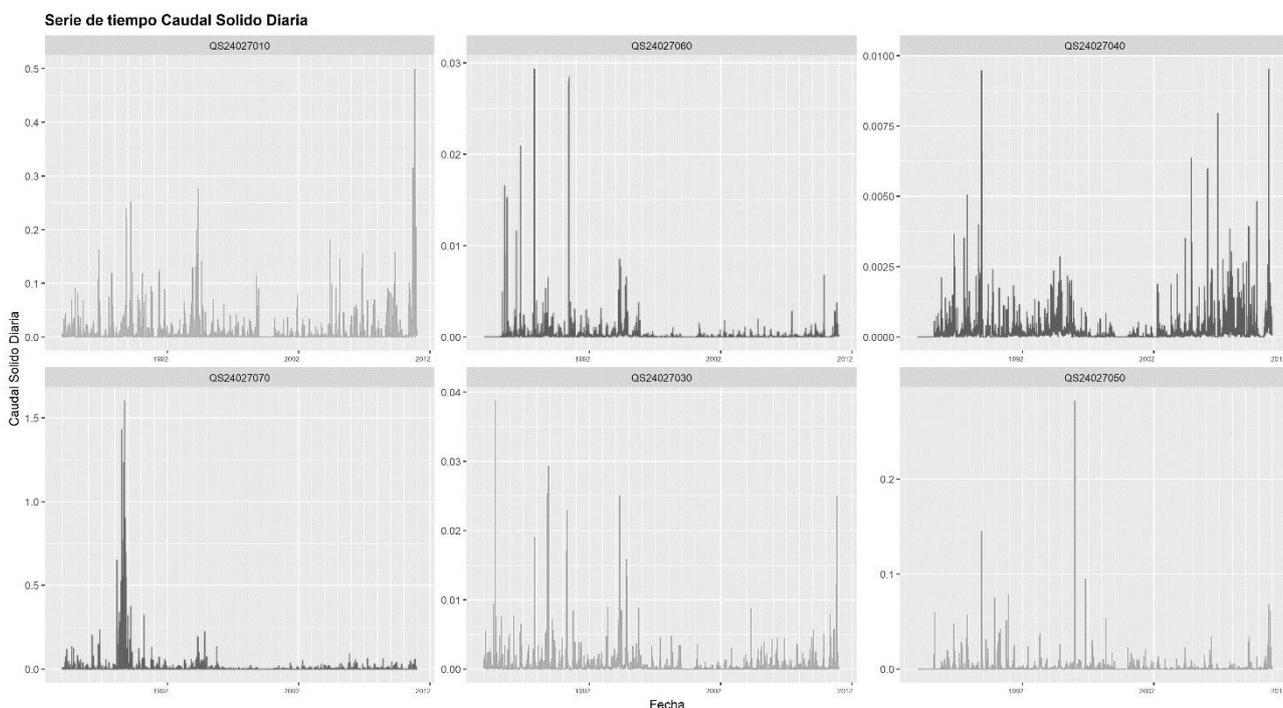


Figura 3. Series de datos de Caudal Sólido en las estaciones del Río Fonce comprendidas entre los años 1984 y 2010.

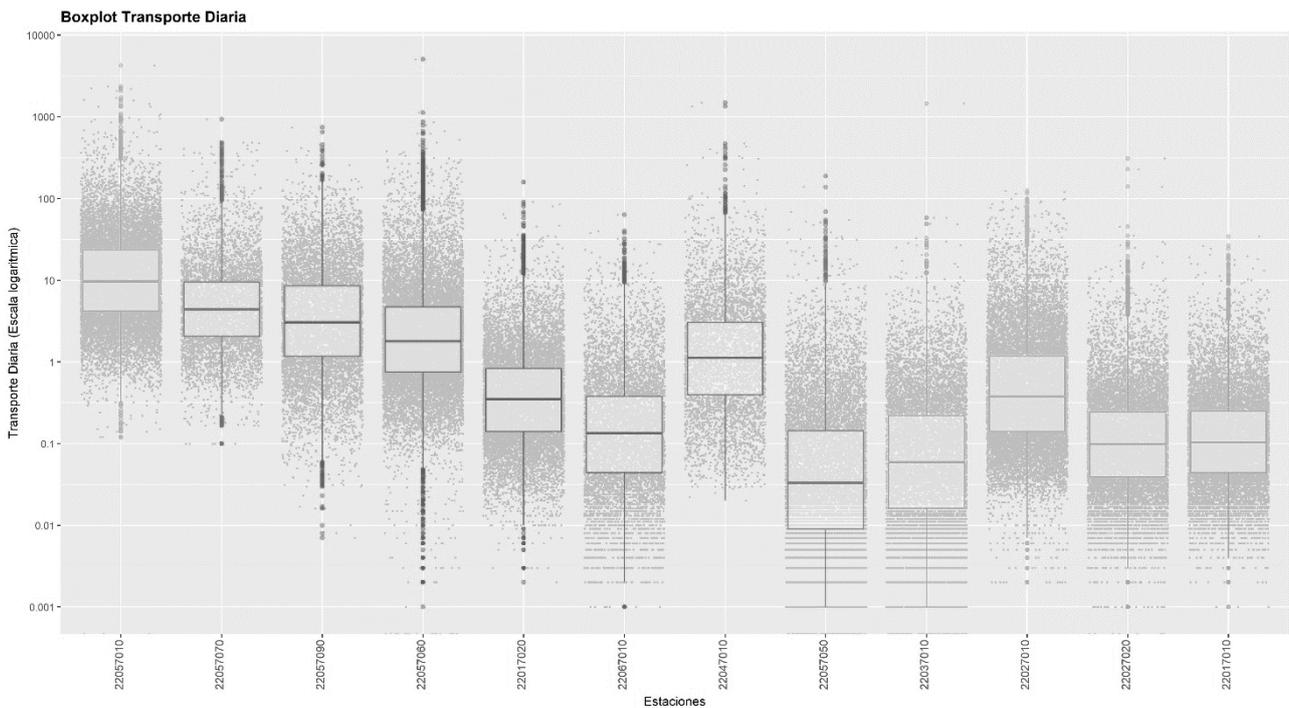


Figura 4. Evaluación de datos atípicos mediante diagrama de caja (boxplot) en los datos de Caudal sólido en las estaciones de la subzona de Saldaña entre los años 1973 y 2013.

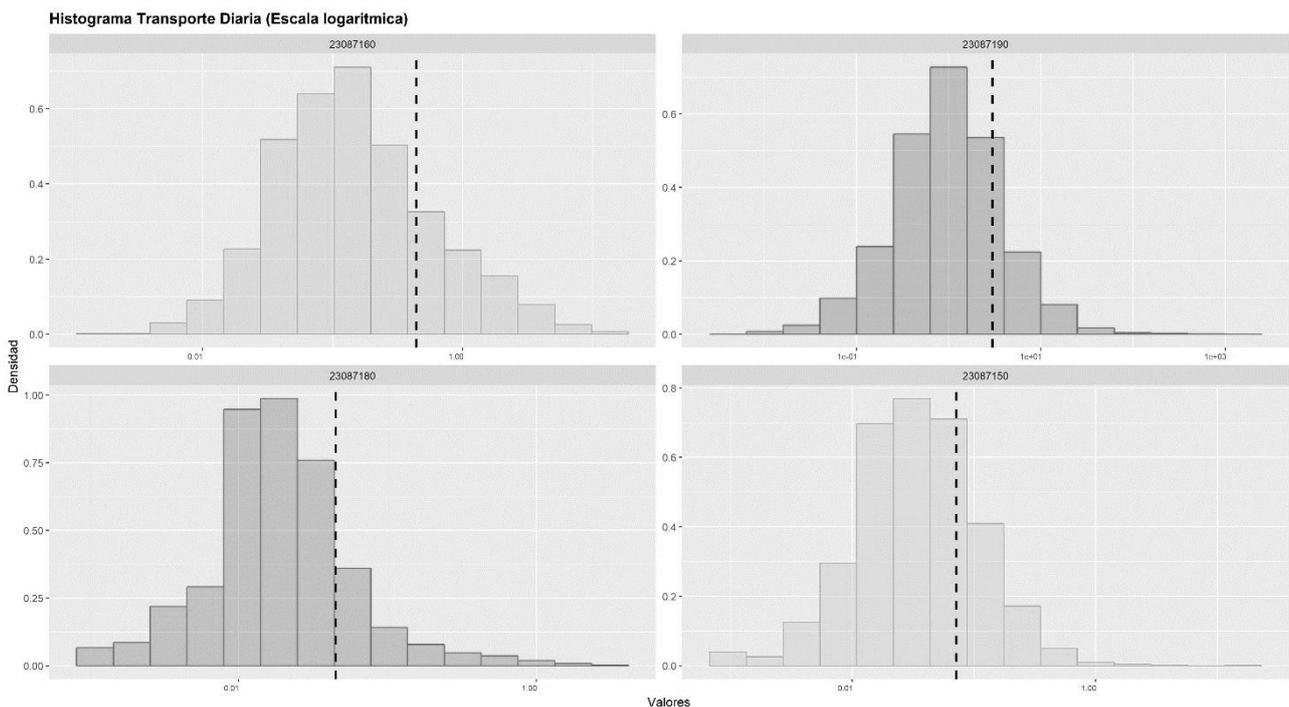


Figura 5. Histogramas de Frecuencia (Escala logarítmica) de Caudal Sólido en las estaciones de la subzona de Río Nare en el periodo comprendido entre 1983 y 2013.

Los histogramas de frecuencia permiten identificar la frecuencia con que ocurren los eventos extremos registrados dentro del periodo evaluado de cada subzona y su magnitud. Mediante los histogramas podremos identificar las subzonas más susceptibles a la ocurrencia de estas avenidas torrenciales y asociarlas con la ubicación de sus estaciones y el área de influencia que abarca cada una.

En las tablas Tabla 2 y Tabla 3 se muestran los valores de la estadística descriptiva tanto para el caudal sólido como para el caudal líquido, los cuales posteriormente deben ser relacionados con los indicadores geomorfológicos mencionados para establecer una relación entre factores influyentes en las características torrenciales de las subzonas. Las subzonas resaltadas en gris corresponden a aquellas donde se ha evidenciado este suceso de la submedición.

Tabla 2. Resumen comparativo estadístico de la variable Caudal líquido de en las estaciones de las subzonas analizadas

Subzona	Estación	Varianza	Desv Est	CV	IQR	Asimetría	Curtosis	Mínimo	1er Cuartil	Mediana	Media	3er Cuartil	Max
Alto Cesar	28017080	41.74	6.46	231.29	1.5	8.78	136.8	0.1	0.6	1	2.79	2.1	178
	28017050	383.87	19.59	107	13.5	3.21	15.14	2.9	6.9	12.45	18.31	20.4	238.6
Chicamocha	24037390	3989.78	63.16	81.85	67.54	2.72	13.83	0.8	33.36	64.48	77.17	100.9	698.5
	24037030	9.82	3.13	119.74	2.1	3.34	18.54	0	0.84	1.71	2.62	2.94	42.1
	24037040	20.67	4.55	97.7	3.1	3.94	21.19	0.15	2.22	3.48	4.65	5.32	52.1
	24037130	27.21	5.22	94.64	4.3	3.22	18.56	0.26	2.48	3.72	5.51	6.78	66.99
Fonce	24027060	18.53	4.31	50.55	6.14	1.21	6.55	1.02	5.04	8.32	8.52	11.18	64.01
	24027040	12.65	3.56	55.42	3.93	2.27	10.91	1.2	3.95	5.79	6.42	7.88	43.94
	24027030	421.57	20.53	78.2	24.78	1.81	5.53	0	11.1	20.6	26.25	35.88	205.68
	24027050	276.42	16.63	64.66	19.61	1.88	5.91	3.99	13.8	21.08	25.71	33.4	158.88
	24027070	1787.7	42.28	66.07	51	1.74	5.56	7.2	33.1	53.8	64	84.1	499.28
	24027010	2894.12	53.8	60.88	63.69	1.82	6.03	17.4	49.2	76.2	88.37	112.89	562.08
Fortalecillas	21117120	1.26	1.12	78.65	0.83	4.25	25.95	0.55	0.78	1.18	1.43	1.61	12.66
	21117140	0.38	0.62	128.44	0.41	3.11	14.05	0.02	0.13	0.24	0.48	0.54	6.81
	21117080	9.57	3.09	62.79	2.52	4.83	47.14	0.8	3.24	4.29	4.93	5.76	55.88
	21117100	1.93	1.39	52.86	1.66	2.81	22.58	0.55	1.62	2.36	2.63	3.29	25.53
	21117110	2.62	1.62	157.96	0.36	4.9	41.85	0.21	0.45	0.56	1.02	0.81	34.38
	21117090	40.46	6.36	120.61	9.36	2.29	8.49	0.1	0.5	2	5.27	9.86	46.7
Nare	23087150	52.33	7.23	95.4	7.13	3.05	18.21	0.24	2.8	5.38	7.58	9.93	95.89
	23087180	15.7	3.96	53.89	4.42	1.86	5.77	1.88	4.6	6.24	7.35	9.02	43.96
	23087190	6419.92	80.12	42.32	112.47	0.58	0.23	26	128.22	182	189.34	240.7	585
	23087160	134.03	11.58	65.37	10.83	2.09	5.78	4	10.3	14.01	17.71	21.13	114.3
Saldaña	22027020	213.09	14.6	51.53	17.39	1.71	6.22	5.27	17.93	25.4	28.33	35.32	168
	22057090	20376.69	142.75	57.07	157.35	2.06	7.89	21.7	153	220	250.15	310.35	1401
	22017010	587.8	24.24	82.08	18.62	2.49	7.74	3.1	15	22.2	29.54	33.62	288
	22057050	82.93	9.11	110.91	7.05	4.82	48.91	0.42	3.07	5.43	8.21	10.12	183.1
	22057060	9839.43	99.19	55.39	111.6	1.85	6.19	20	110.8	157.4	179.08	222.4	979.5
	22027010	946.78	30.77	54.27	34.02	1.83	4.84	14.3	35.18	48.4	56.7	69.2	300.6
	22057010	34160.24	184.82	55.43	198.97	2.11	8.03	64	209.03	290.7	333.41	408	2015
	22017020	2020.98	44.96	61.97	48.25	2.2	8.8	8.7	41.05	62.8	72.54	89.3	489.5
	22057070	20167.13	142.01	51.64	174	1.5	4.03	55.5	171.6	246.45	274.98	345.6	1548
	22037010	86.19	9.28	125.58	6.37	3.27	15.34	0.15	2.28	4.24	7.39	8.65	132.1
	22047010	763.14	27.62	55.38	30.1	2.37	13.56	8	31.2	44.5	49.88	61.3	463
22067010	197.17	14.04	118.46	10.66	7.33	132.62	0.54	4.4	7.93	11.85	15.06	458	
Tapias	26167060	50.68	7.12	119.75	3.77	5.88	74.72	1	2.5	3.73	5.94	6.27	156.5
Yaguará	21087070	241.29	15.53	162.56	8.17	6.54	101.47	0.1	2.08	4.32	9.56	10.25	465.4
	21087080	906.88	30.11	164.97	14.4	5.36	50.97	0.4	4.2	7.95	18.25	18.6	637.8
	21087050	7.03	2.65	79.14	1.87	3.01	11.18	0.54	1.89	2.53	3.35	3.76	28.6

	21087040	15.56	3.94	101.22	3.7	2.43	9.69	0.15	1.31	2.51	3.9	5.01	45.63
--	----------	-------	------	--------	-----	------	------	------	------	------	-----	------	-------

Tabla 3. Resumen comparativo estadístico de la variable Caudal sólido de en las estaciones de las subzonas analizadas

Subzona	Estación	Varianza	Desv Est	CV	IQR	Asimetría	Curtosis	Mínimo	1er Cuartil	Mediana	Media	3er Cuartil	Max
Alto Cesar	28017080	0	0.06	547.78	0	17.03	391.66	0	0	0	0.01	0	2.26
	28017050	0.72	0.85	849.27	0.05	52.93	3112.85	0	0.01	0.02	0.1	0.06	50.64
Chicamocha	24037390	10664.19	103.27	580.25	6.22	41.04	2673.65	0	0.53	1.72	17.8	6.75	7376
	24037040	3.88	1.97	816.01	0.02	15.06	286.93	0	0	0.01	0.24	0.02	54.06
	24037030	0.25	0.5	3025.27	0.01	94.47	8998.88	0	0	0	0.02	0.01	48.1
	24037130	1.14	1.07	1738.15	0.02	50.55	2912.06	0	0.01	0.01	0.06	0.03	70.1
Fonce	24027010	0	0.02	303.95	0	10.17	177.54	0	0	0	0.01	0	0.5
	24027060	0	0	428.72	0	24.01	781.56	0	0	0	0	0	0.03
	24027040	0	0	243.53	0	9.89	159.78	0	0	0	0	0	0.01
	24027070	0	0.05	673.69	0	19.51	475.45	0	0	0	0.01	0	1.6
	24027030	0	0	323.87	0	16.28	411.22	0	0	0	0	0	0.04
	24027050	0	0.01	462.26	0	25.62	1115.53	0	0	0	0	0	0.28
Fortalecillas	21117120	0.22	0.46	748.64	0.01	14	228.46	0	0	0	0.06	0.01	9.95
	21117080	7.8	2.79	957.43	0.04	22.39	618.25	0	0.01	0.02	0.29	0.05	105.8
	21117140	0	0.04	560.59	0	14.87	299.95	0	0	0	0.01	0	0.92
	21117100	3.3	1.82	1417.34	0.02	30.12	1081.12	0	0	0.01	0.13	0.02	80.31
	21117110	2.03	1.43	696.47	0	20.49	650.27	0	0	0	0.2	0.01	60.74
	21117090	3.4	1.84	457.42	0.14	12.14	190.21	0	0.02	0.06	0.4	0.16	31.63
Nare	23087150	0.09	0.3	415.53	0.06	39.38	1983.81	0	0.02	0.03	0.07	0.07	16.91
	23087190	610.01	24.7	830.44	1.87	56.58	3985.78	0	0.41	0.98	2.97	2.28	1926
	23087180	0.02	0.14	315.51	0.02	10.81	152.66	0	0.01	0.02	0.04	0.03	2.87
	23087160	1.12	1.06	240.74	0.29	7.04	74.46	0	0.05	0.13	0.44	0.34	17.97
Saldaña	22027020	14.75	3.84	1037.16	0.2	63.36	4538.85	0	0.04	0.1	0.37	0.24	309.3
	22027010	28.78	5.37	323.33	1.02	10.12	142.67	0	0.14	0.38	1.66	1.16	124.8
	22017010	0.9	0.95	307.81	0.2	14.37	324.5	0	0.04	0.1	0.31	0.25	34.29
	22057050	8.11	2.85	829.38	0.13	40.36	2231.04	0	0.01	0.03	0.34	0.14	188.1
	22057060	2492.29	49.92	685.04	3.93	74.88	7349.62	0	0.75	1.79	7.29	4.68	5057
	22057010	6050.84	77.79	315.97	19.3	23.1	874.51	0	4.2	9.68	24.62	23.5	4241
	22057090	553.41	23.52	250.58	7.37	11.67	242.9	0.01	1.17	3.03	9.39	8.54	741.8
	22017020	10.09	3.18	326.35	0.69	20.49	716.04	0	0.14	0.35	0.97	0.83	158.8
	22037010	195.84	13.99	3095.06	0.2	103.55	10845.73	0	0.02	0.06	0.45	0.22	1466
	22067010	3.58	1.89	331.08	0.33	12.09	247.74	0	0.04	0.13	0.57	0.38	63.23
	22057070	976.66	31.25	282.02	7.42	11.8	212.65	0.1	2.07	4.4	11.08	9.49	934.2
22047010	1054.47	32.47	676.51	2.64	33.7	1399.21	0.02	0.4	1.12	4.8	3.04	1498	
Tapias	26167060	0.88	0.94	548.91	0.05	14.12	266.19	0	0	0.01	0.17	0.05	23.82
Yaguará	21087070	4.67	2.16	536.09	0.07	12.69	219.48	0	0	0.02	0.4	0.08	56.53
	21087080	130.01	11.4	660.68	0.21	20.06	691.75	0	0.01	0.04	1.73	0.22	569.6
	21087050	0.07	0.27	627.7	0.02	25.53	884	0	0	0.01	0.04	0.02	13.1
	21087040	0.75	0.87	813.23	0.03	40.73	2273.75	0	0	0.01	0.11	0.04	53.74

CONCLUSIONES

La identificación y estudio de este suceso de submedición de tasas de transporte de sedimentos durante la ocurrencia de eventos torrenciales permite establecer metodologías que contribuyan al mejoramiento de las actuales redes de monitoreo con el objetivo de conformar una base de datos cada vez más sólida y confiable lo cual permite aportar en los estudios de caracterización el comportamiento hidrológico – sedimentológico de nuestras cuencas y corrientes.

Tener una base de datos que permita evidenciar de forma correcta los efectos de los eventos torrenciales en el transporte de sedimentos es de vital importancia en la prevención de riesgos, hay que caracterizar las cuencas con mayor ocurrencia de avenidas torrenciales con el fin de proponer metodologías de estudio particular.

La modelación se ha convertido en una herramienta fundamental en la descripción de la respuesta hidrosedimentológica de las cuencas y lo será en este trabajo de igual forma para validar las metodologías propuestas a partir de los estudios y resultados obtenidos del análisis estadístico y los indicadores geomorfológicos.

REFERENCIAS

- Caballero J. H. (2011).** “Las avenidas torrenciales: una amenaza potencial en el valle de Aburrá”. *Gestión y Ambiente*. 14(3), 45 – 30.
- Cataño, S. (2015).** Modelo conceptual Agregado de transporte de sedimentos para cuencas de montaña. Tesis de Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia. Medellín.
- Daniels, J. P. (2017).** “Preparedness for natural disasters in Colombia”. *The Lancet*, 389(10087), 2363–2364. [https://doi.org/10.1016/S0140-6736\(17\)31664-1](https://doi.org/10.1016/S0140-6736(17)31664-1).
- Francés, F., Vélez, J., Múnera, J., Medici, C., & Bussi, G. (2014).** *Descripción del modelo conceptual distribuido de simulación hidrológica TETIS v.8*. Valencia, España: Grupo de Investigación de Modelación Hidrológica y Ambiental.
- IDEAM. (2010).** *Sistemas morfogénicos del territorio colombiano*. Bogotá.
- IDEAM. (2015).** *Evaluación de la dinámica de los procesos de sedimentación (erosión, transporte y depósito de sedimentos) en diez subzonas de la cuenca Magdalena - Cauca*.
- IDEAM. (2017).** Modelación hidrosedimentológica en 3 subzonas hidrográficas de las áreas Caribe, Pacífico y Amazonía.
- Kettner, A. J., Restrepo, J. D., & Syvitski, J. P. M. (2010).** “A Spatial Simulation Experiment to Replicate Fluvial Sediment Fluxes within the Magdalena River Basin, Colombia”. *The Journal of Geology*, 118(4), 363–379. <https://doi.org/10.1086/652659>.
- Restrepo, J. C., & Restrepo, J. D. (2005).** Efectos naturales y antrópicos en la producción de sedimentos de la Cuenca del río Magdalena. *Rev. Acad. Colomb. Cienc.*, 29(August), 239–254
- Restrepo, J. D.; Zapata, P.; Díaz, M. J.; Garzón-Ferreira, J.; and García, C. B. (2006).** “Fluvial fluxes into the Caribbean Sea and their impact on coastal ecosystems: the Magdalena River, Colombia”. *Glob. Planet. Change* 50:33–49.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**LA MINERÍA AURÍFERA SOSTENIBLE: ANÁLISIS PRELIMINAR DEL
SISTEMA FLUVIAL DEL RÍO NECHÍ, COLOMBIA**

Juan Daniel Ríos^a y Erik Mosselman^b

*^a Universidad Nacional de Colombia y Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid, Colombia,
judriosar@unal.edu.co*

^b Deltares y Delft University of Technology, Países Bajos, erik.mosselman@deltares.nl

RESUMEN:

El presente trabajo se enfoca en el análisis preliminar del sistema fluvial del río Nechí para la identificación y análisis de forzadores, como paso previo al desarrollo de investigación y herramientas que permitan una evaluación sistemática del proceso de extracción de oro aluvial y su relación con la dinámica fluvial, con énfasis en la sostenibilidad y el uso eficiente de los recursos agua y suelo. Se identificaron las tendencias en los patrones de erosión y sedimentación a lo largo del río Nechí como resultado de los posibles forzadores de la dinámica fluvial mediante un análisis de la relación entre los caudales y los niveles de agua en las secciones transversales donde se localizan las estaciones hidrométricas (“curva nivel-caudal”) y se presentan gráficas del desarrollo en el tiempo de los niveles de agua para ciertos caudales seleccionados, obteniendo para la estación San Juan (N1) ubicada sobre el río Nechí que para los periodos 1985-1989 a 2000-2004 se presentan niveles de flujo bajos para caudales menores, asociable a un posible proceso continuo de degradación del canal principal. El análisis específico de la estación El Retiro (N2) ubicada sobre el río Tigui exhibe más o menos un equilibrio dinámico en los niveles de flujo para la gran mayoría de los caudales seleccionados a partir del periodo 1996-2000.

ABSTRACT:

The present work focuses on a preliminary analysis of the fluvial system of the río Nechí in order to identify and analyze the external forcing factors, as a first step towards developing research and tools that allow systematic analysis of the process of alluvial gold extraction and its relation with fluvial dynamics, with an emphasis on sustainability and efficient use of water and soil resources. We identified trends in patterns of erosion and sedimentation along the río Nechí as a result of possible forcing factors of fluvial dynamics by means of an analysis of the stage-discharge relations in cross-sections at hydrometric stations (“discharge rating curves”). We present graphs of the development in time of water levels for selected discharges. We thus obtained for the San Juan station (N1) on the río Nechí that in the periods 1985-1989 to 2000-2004 low flow levels are presented for lower discharges, associated to a possible continuous process of degradation of the main channel. The specific gauge analysis of the El Retiro station (N2) located on the Tigui river exhibits more or less a dynamic equilibrium in the flow levels for the great majority of the flows selected from the 1996-2000 period.

PALABRAS CLAVES: Río Nechí; minería aurífera; dinámica fluvial

INTRODUCCIÓN

El reciente auge de la explotación de oro de aluvión en el territorio colombiano posiblemente asociado al aumento en los precios del mineral ha traído consigo la proliferación de la minería informal, la pérdida de coberturas vegetales (Figura 1 izquierda), la afectación de ecosistemas estratégicos para el país y la degradación de extensas áreas del territorio colombiano como lo reportan el Gobierno de Colombia y UNODC (2016).

Por otro lado, según la información publicada por la Unidad de Planeación Minero Energética de Colombia (UPME), la participación de la explotación de minas y canteras en el producto interno bruto de la nación es innegable, presentando un crecimiento promedio del sector de 9.3% para el periodo comprendido entre el año 2009 y 2013 (UPME, 2014), que en comparación con otros sectores de la economía es el mayor.

Este panorama permite identificar que las compañías mineras (Figura 1 derecha) requieren el desarrollo de programas y herramientas que permitan la planeación y la operación de la explotación bajo un modelo de sostenibilidad en línea con los objetivos de desarrollo sostenible puestos en marcha en enero de 2016 y que orientarán las políticas y la financiación del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) durante los próximos 15 años (PNUD, 2018).

El presente trabajo se enfoca en el análisis preliminar del sistema fluvial del río Nechí para la definición y análisis de forzadores como paso previo al desarrollo de investigación y herramientas que permitan una evaluación sistemática del proceso de extracción de oro aluvial y su relación con la dinámica fluvial, con énfasis en la sostenibilidad y el uso eficiente de los recursos agua y suelo.

ZONA DE ESTUDIO Y CONJUNTO DE DATOS

Para el desarrollo de esta investigación nosotros seleccionamos como caso de estudio el sistema fluvial del río Nechí que se encuentra localizado en el noroccidente de Colombia (Figura 2 izquierda) y tributa sus aguas y sedimentos al río Cauca, uno de los dos principales drenajes colombianos en la cuenca Caribe. El paisaje típico del amplio valle aluvial del río Nechí incluye canales, ciénagas y terrazas con un régimen de inundación natural asociado con las temporadas húmedas (Díaz, 2013). En esta zona conocida como el Bajo Cauca Antioqueño históricamente se ha realizado explotación o minería aurífera (Figura 1 derecha) como reportan Herrera et al. (2009), en especial, en los depósitos aluviales de oro (o placer gold deposits como se conocen en inglés).



Figura 1.- Zonas mineras abandonadas y minería aurífera aluvial en cercanía de El Bagre (Antioquia), fotografías de Erik Mosselman.

De los yacimientos existentes en Colombia que se han explotado desde principios del siglo XX, el depósito aluvial localizado en el valle del río Nechí (Figura 2 derecha) es el más importante

(Grupo Mineros S.A., 2014), por tanto, por varias décadas se han localizado allí dos grandes compañías mineras legales The Pato Gold Mines y Mineros de Antioquia S.A. ahora Mineros S.A.

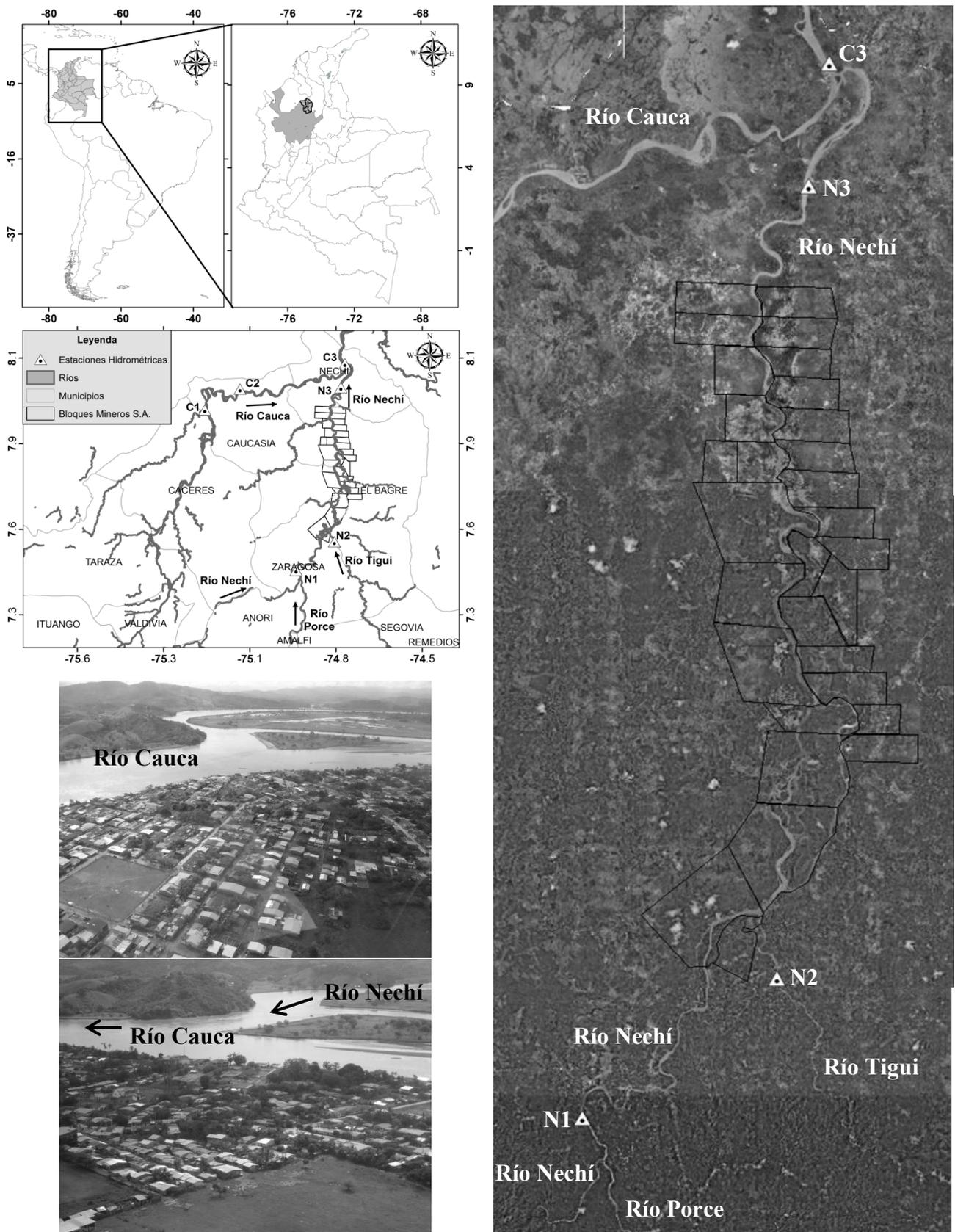


Figura 2.- Localización de la zona de estudio.

Dentro del tramo de interés en el sistema fluvial del río Nechí existen tres estaciones hidrométricas operadas por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia (IDEAM), donde se recolectan datos de caudal, nivel, variaciones de la sección transversal entre otros (Tabla 1).

Tabla 1.- Estaciones hidrométricas disponibles

CÓDIGO	NOMBRE	CORRIENTE	LATITUD [°]	LONGITUD [°]	ELEVACION [m]
27037030	San Juan-N1	Nechí	7.475	-74.920	180
27037020	El Retiro-N2	Tigui	7.561	-74.805	105
27037010	La Esperanza-N3	Nechí	8.031	-74.785	33

En la zona de estudio opera la compañía Mineros de Antioquia S.A. ahora Mineros S.A. cuyo expediente ambiental obrante en la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales de Colombia (ANLA) es el correspondiente al LAM0806 - Plan de Manejo Ambiental para el desarrollo del proyecto denominado "Explotación Aurífera en la Cuenca del Río Nechí" en jurisdicción de los municipios de El Bagre, Zaragoza, Cauca y Nechí.

Mineros S.A. realiza el proceso de dragado en dos fases: La primera es a través de dragas de succión (Figura 3 izquierda) que remueven los limos, arcillas y arenas que no contienen oro y se encuentran hasta los 18 metros de profundidad aproximadamente, siendo depositadas en zonas para su acondicionamiento y control formando así los rellenos hidráulicos. La segunda fase es realizada por dragas de cucharas (Figura 3 derecha) cuya función es extraer gravas, arenas y arcillas en profundidad de hasta 30 metros aproximadamente, posteriormente, el material extraído es separado al interior de la draga por medio de procesos gravimétricos de peso y tamaño sin la utilización de mercurio o algún agente químico.

Como resultado del proceso se generan montículos de limos, arcillas, arenas y gravas que se denominan cargueros (Figura 4) que ayudan al confinamiento de los rellenos hidráulicos generados con las dragas de succión. Una vez termina el proceso de intervención la unidad de producción se traslada a una nueva área de operación dejando los cargueros, rellenos hidráulicos y cuerpos de agua sobre los cuales se da inicio al restablecimiento de nuevos ecosistemas mediante la siembra de árboles de diferentes especies como bosques protector productor y la implementación de parcelas agroforestales (plátano, yuca, hortalizas, maíz y arroz), además de árboles frutales entre otros (Grupo Mineros S.A., 2014).



Figura 3.- Draga de succión y draga de cucharas en la zona de estudio. Recuperado de <http://www.latinomineria.com/2017/01/19/mineros-sa-hay-que-tener-leyes-claras-para-inversionistas/> y de https://www.flickr.com/photos/mineros_sa/5884445963.



Figura 4.- Aspecto de los cargueros. Recuperado de <http://www.mineros.com.co/es/operaciones/operacion-aluvial> y de <http://elbagre-antioquia.blogspot.com/2006/10/presentacinmi-nombre-es-ana-celina.html>.

METODOLOGÍA

En primer lugar se realizó una identificación y análisis exhaustivo de los posibles forzadores de la dinámica fluvial, encontrándose que la dinámica del sistema fluvial del río Nechí está influenciada por la regulación de diferentes proyectos hidroeléctricos ubicados aguas arriba (Figura 5), entre ellos: 1) la cadena hidráulica del río Porce que incluye los proyectos Porce II (construido entre 1994 y 2001) y Porce III (construido entre 2006 y 2010) y 2) la cadena hidráulica del río Guadalupe que incluye los proyectos Guadalupe I (operando desde 1932), Guadalupe II (operando desde 1949), Troneras (construido entre 1960 y 1962), Miraflores (construido entre 1962 y 1965), Guadalupe III (terminado en 1962) y Guadalupe IV (terminado en 1985), además de múltiples trasvases entre subcuencas de la cuenca del río Nechí. Todos estos proyectos son operados por el Grupo EPM, el cual es considerado el mayor generador de energía eléctrica del país.

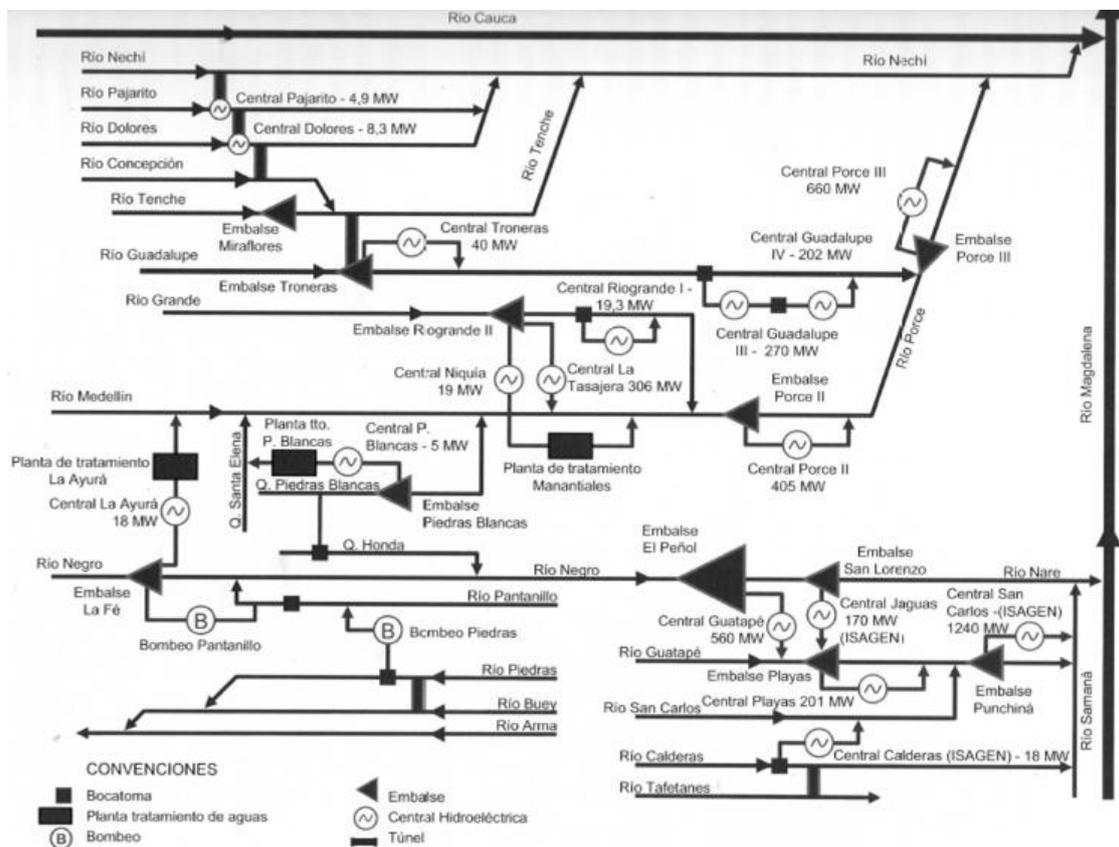


Figura 5.- Cadenas hidráulicas de generación de energía eléctrica en Antioquia (EPM, 2008).

En segundo lugar se identificaron las tendencias en los patrones de erosión y sedimentación a lo largo del río Nechí como resultado de los posibles forzadores de la dinámica fluvial mediante un análisis de la relación entre los caudales y los niveles de agua en las secciones transversales donde se localizan las estaciones hidrométricas (“curva nivel-caudal”) y se presentan gráficas del desarrollo en el tiempo de los niveles de agua para ciertos caudales seleccionados, obteniendo el denominado “análisis específico de la estación” el cual es bastante útil en ausencia de estudios batimétricos detallados como sugieren Mosselman et al. (2012) y puede indicar tendencias en la etapa de aumento o disminución del lecho para un caudal específico pero no proporciona directamente relaciones causa-efecto para las tendencias observadas como sugiere Watson (2010). Posteriormente, se realizó un análisis hidrogeomorfológico de las secciones transversales donde se localizan las estaciones hidrométricas operadas por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia (IDEAM) dentro de la zona de estudio (Figura 2).

Adicionalmente, se revisó y analizó la información pública del expediente ambiental LAM0806 correspondiente al Plan de Manejo Ambiental para el desarrollo del proyecto denominado "Explotación Aurífera en la Cuenca del Río Nechí" en jurisdicción de los municipios de El Bagre, Zaragoza, Caucasia y Nechí, obrante en la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales de Colombia (ANLA).

Por último, del sitio web <http://www.kitco.com/> se verificó la variación histórica del precio medio anual del oro para el período 1975-2013, de lo que se identifica un aumento en el precio anual del oro desde el año 2002 hasta el año 2013 (Figura 6).

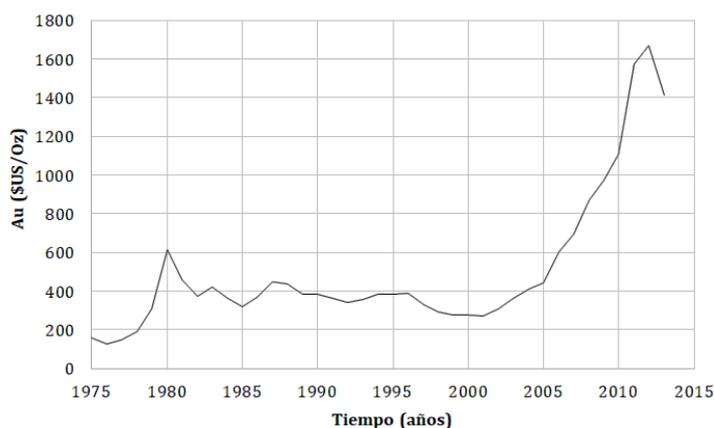


Figura 6.- Variación anual del precio de la onza troy de oro.

RESULTADOS

De los resultados obtenidos en la estación San Juan (N1) ubicada sobre el río Nechí se observa que entre los periodos 1985-1989 a 2000-2004 se presentan niveles de flujo bajos para caudales menores (Figura 7 izquierda), asociable a un posible proceso continuo de degradación del canal principal que a partir del año 2001 pudo ser retroalimentado por el atrapamiento de sedimentos en el embalse del proyecto Porce II (construido entre 1994 y 2001), sin embargo, análisis más detallados deben ser realizados.

Por otro lado, en los niveles de flujo para caudales altos o niveles de inundación (Figura 7 izquierda), se observa un marcado incremento entre los periodos 1995-1999 a 2000-2004, consistente en parte para el periodo 1995-1999 con la sedimentación de la llanura de inundación producto de los aportes de las cuencas erosionadas en el Altiplano de Carolina del Príncipe y entregadas al río Porce por el río Guadalupe después de atravesar la cadena hidráulica del río Guadalupe donde el embalse de Troneras ha presentado problemas importantes de sedimentación (Figura 8). Durante el periodo 2000-2004 el aumento en los niveles de flujo para caudales altos o niveles de inundación al parecer podría estar relacionado con la entrada en operación del proyecto Porce II y la descarga del caudal turbinado, situación que hasta el momento requiere de mayores

análisis. Sin embargo, es debido resaltar que las tendencias en los niveles de flujo para caudales altos (de inundación) y para caudales bajos se revirtieron después de 2004.

Del análisis de la sección de aforo (Figura 7 derecha) y el aumento en los precios del oro (Figura 6), se observa que entre los años 2010 y 2013 se ha producido un proceso importante de agradación o sedimentación del canal principal posiblemente atribuible a la minera informal dado que el aporte natural de gran parte de la cuenca fue regulado por los proyectos hidroeléctricos Porce II hacia el año 2001 y Porce III hacia el año 2010 cuando entró en operación cada uno respectivamente. Sin embargo, consideramos que estos hallazgos son preliminares y requieren de mayores análisis.

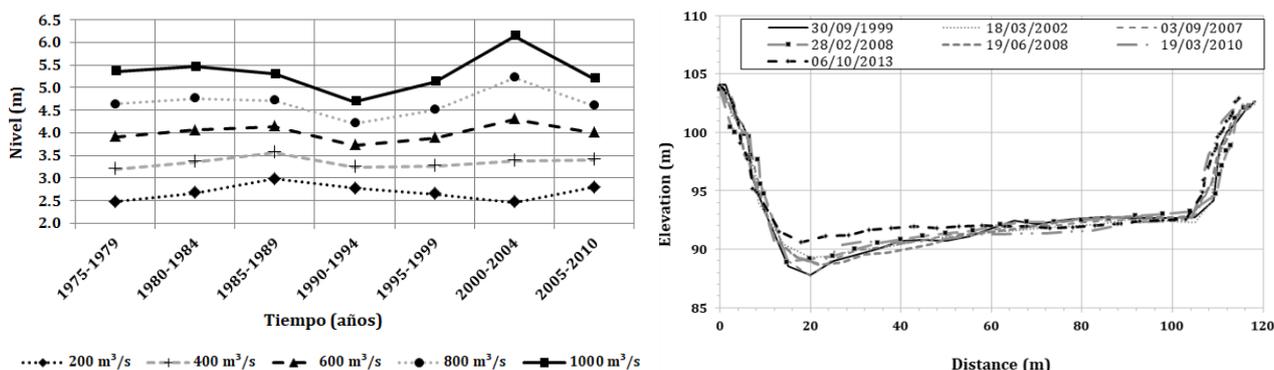


Figura 7.- Análisis específico de la estación San Juan (N1) y variaciones en la sección transversal.



Figura 8.- Problemas de sedimentación en el embalse de Troneras. Fuente:

http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/flujocanales/mantenimiento_embalses/mantenimiento_embalses.html

De los resultados obtenidos en la estación El Retiro (N2) ubicada sobre el río Tigui se observa que hasta los años noventa se presentó un marcado proceso erosivo o de degradación del cauce, sin embargo, para los años siguientes se alcanzó más o menos un equilibrio dinámico en los niveles de flujo para la gran mayoría de los caudales seleccionados (Figura 9 izquierda), consistente con la pequeña variación de la morfología de la sección de aforo (Figura 9 derecha).

Por otro lado, para el periodo 1981-1985 no se presentan los niveles de flujo altos (Figura 9 izquierda) debido a que para esa época (Figura 10) en Colombia se presentó una muy fuerte fase caliente (El Niño) del fenómeno El Niño-Oscilación del Sur (ENSO), por lo cual los caudales del río Tigui registrados en la estación El Retiro (N2) se vieron disminuidos considerablemente y la respectiva curva de calibración de dicha estación para ese periodo solo es válida para caudales bajos.

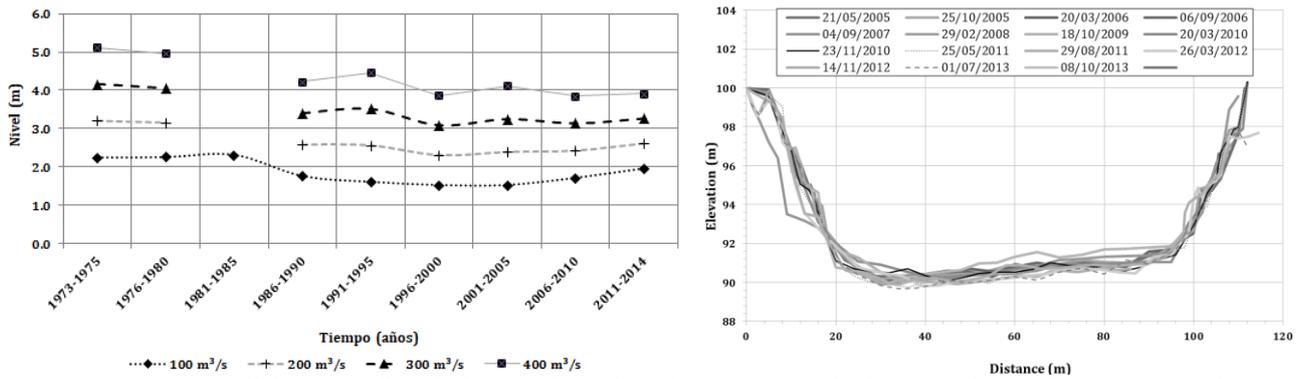


Figura 9.- Análisis específico de la estación El Retiro (N2) y variaciones en la sección transversal.

El Niño				La Niña		
Weak - 10	Moderate - 7	Strong - 5	Very Strong - 3	Weak - 10	Moderate - 4	Strong - 7
1952-53	1951-52	1957-58	1982-83	1954-55	1955-56	1973-74
1953-54	1963-64	1965-66	1997-98	1964-65	1970-71	1975-76
1958-59	1968-69	1972-73	2015-16	1971-72	1995-96	1988-89
1969-70	1986-87	1987-88		1974-75	2011-12	1998-99
1976-77	1994-95	1991-92		1983-84		1999-00
1977-78	2002-03			1984-85		2007-08
1979-80	2009-10			2000-01		2010-11
2004-05				2005-06		
2006-07				2008-09		
2014-15				2016-17		
				2017-18		

Figura 10.- Años El Niño y La Niña y sus intensidades.

Fuente: <http://ggweather.com/enso/oni.htm>

A la fecha, los análisis de la estación La Esperanza (N3) ubicada sobre el río Nechí aguas abajo del distrito minero del Bajo Cauca Antioqueño se encuentran en ejecución, por tanto, solo se presenta la variación de la morfología de la sección de aforo (Figura 11).

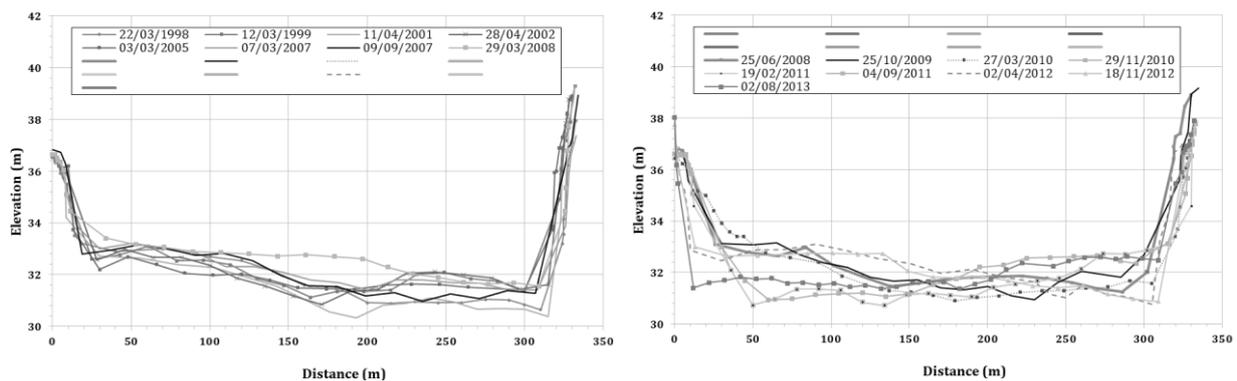


Figura 11.- Variaciones en la sección transversal de la estación La Esperanza (N3).

CONCLUSIONES

Se observa del análisis específico de la estación San Juan (N1) ubicada sobre el río Nechí que para los periodos 1985-1989 a 2000-2004 se presentan niveles de flujo bajos para caudales menores, asociable a un posible proceso continuo de degradación del canal principal. Por otro lado, en los niveles de flujo para caudales altos o niveles de inundación se observa un marcado

incremento entre los periodos 1995-1999 a 2000-2004 consistente en parte para el periodo 1995-1999 con la sedimentación de la llanura de inundación producto de los aportes de las cuencas erosionadas en el Altiplano de Carolina del Príncipe.

Durante el periodo 2000-2004 el aumento en los niveles de flujo para caudales altos o niveles de inundación al parecer podría estar relacionado con la entrada en operación del proyecto Porce II y la descarga del caudal turbinado, situación que hasta el momento requiere de mayores análisis. Sin embargo, es debido resaltar que las tendencias en los niveles de flujo para caudales altos (de inundación) y para caudales bajos se revirtieron después de 2004.

El análisis específico de la estación El Retiro (N2) ubicada sobre el río Tigui exhibe más o menos un equilibrio dinámico en los niveles de flujo para la gran mayoría de los caudales seleccionados a partir del periodo 1996-2000.

Finalmente, es necesario indicar que actualmente el trabajo está en proceso y se trabaja en pro de incluir más análisis con base a los datos disponibles y a la adquisición de información primaria que está limitada por los recursos del proyecto y el orden público en la zona de estudio, por tanto, se espera presentar durante el congreso en Buenos Aires más adelantos acerca de la investigación como posiblemente la implementación de un modelo numérico que depende exclusivamente de las adquisiciones batimétricas.

REFERENCIAS

Díaz, J. (2013). Modelo sostenible de explotación minera a partir de la evaluación del comportamiento hidrogeomorfológico de una poza de dragado y su recuperación ambiental como futura ciénaga. Universidad Nacional de Colombia.

EPM. (2008). Ingeniería de presas en Empresas Públicas de Medellín.

Gobierno de Colombia, & UNODC. (2016). “Explotación de oro de aluvión. Evidencias a partir de percepción remota.” Retrieved from https://www.unodc.org/documents/colombia/2016/junio/Explotacion_de_Oro_de_Aluvion.pdf

Grupo Mineros S.A. (2014). Operación Aluvial. Retrieved from <http://www.mineros.com.co/es/operaciones/operacion-aluvial>

Herrera, C., Montoya, J., Ordóñez, O., & Restrepo, J. J. (2009). “Características de las mineralizaciones vetiformes en el distrito minero Bagre-Nechí, Antioquia.” Boletín de Ciencias de La Tierra, 26, 29–38.

Mosselman, E., Kok, M., Leenen, H., & Van, M. (2012). Flood risk management for La Mojana. Proceedings NCR Days 2012, Netherlands Centre of River Studies, pp.43-44.

PNUD. (2018). Objetivos de desarrollo sostenible. Retrieved from <http://www.undp.org/content/undp/es/home/sustainable-development-goals.html>

UPME. (2014). Indicadores de la minería en Colombia, versión preliminar. Retrieved from http://www1.upme.gov.co/simco/Cifras-Sectoriales/EstudiosPublicaciones/Indicadores_de_la_mineria_en_Colombia.pdf

Watson, C. (2010). Specific gage analyses of stage trends on the middle Mississippi river. In 2nd Joint Federal Interagency Conference, Las Vegas, NV, June 27 - July 1 (p. 12).

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**PROCESOS DE AGRADACIÓN-DEGRADACIÓN ASOCIADOS A LA
OPERACIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Edward Julián Sánchez^a, Luis Alfredo Berrio^a, Juan José Ramírez^a, Jorge Andrés Alzate^b, Lilian Posada^c, Juan Fernando Palacio^d.

*Posgrado en aprovechamiento de recursos hidráulicos Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Profesor asociado universidad Nacional de Colombia sede Medellín, ISAGEN
edsanchezt@unal.edu.co, laberriom@unal.edu.co, jjramirezga@unal.edu.co,
jaalzateh@unal.edu.co, lposada@unal.edu.co, jfpalacio@isagen.com.co*

RESUMEN.

La entrada en operación de una central hidroeléctrica altera las tasas de transporte de una corriente natural aguas abajo del sitio de presa, debido al cambio en su régimen de caudales líquidos y sólidos. Con el fin de determinar las alteraciones inducidas por la operación del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso, se analizó un tramo del río Sogamoso de 80 km donde se identificaron tres sectores geomorfológicamente diferentes (recto, anastomosado y sinuoso). Se simularon procesos de agradación y degradación a partir de un modelo de transporte de sedimentos (Meyer-Peter and Müller, Toffaletti), previamente seleccionado de acuerdo al material del lecho de cada sector del río.

Los resultados obtenidos en la modelación fueron validados con datos de campo del período 2015-2017, sugiriendo un buen ajuste del modelo al comportamiento del río, lo que permitió la realización de un pronóstico a 50 años de los procesos de agradación y degradación del río bajo las condiciones de operación esperadas de la central.

ABSTRACT.

Entry into operation of a hydroelectric power plant alters the transport rates of a natural stream downstream of the dam site, due to the change in its liquid and solid flow regime. In order to determine these alterations induced by the operation of the Sogamoso Hydroelectric Project, a section of the Sogamoso River of 80 km was analyzed where three geomorphologically different sectors were identified (straight, anastomosed and sinuous).

Aggradation and degradation processes were simulated from a previously selected sediment transport model (Meyer-Peter and Müller, Toffaletti), according to the material of the bed of each sector of the river. The results obtained in the modeling were validated with field data for the period 2015-2017, suggesting a good fit of the model to the river behavior; which allowed the realization to 50-year forecast of the processes of aggradation and degradation of the river under the expected operating conditions of the plant.

PALABRAS CLAVES: Modelación hidráulica, transporte de sedimento, central hidroeléctrica, régimen de caudales, morfodinámica, agradación, degradación.

INTRODUCCIÓN

El proyecto hidroeléctrico Sogamoso está ubicado en el departamento de Santander, (Colombia) propiedad de la empresa privada generadora de energía ISAGEN. El proyecto está localizado sobre el río Sogamoso, donde este forma un cañón que conecta a la cadena montañosa conocida como Serranía de la Paz. La presa tiene 190 m de alto y 345 m de ancho en la parte más alta, con un vertedero de 72 m de ancho y un área embalsada de unas 7.000 ha (el más grande del país). Tiene una capacidad de almacenamiento de 4.800 millones de m³ de agua y tres unidades de generación que le brindan una capacidad instalada de 820 MW.

Debido a los cambios que se han dado sobre el río Sogamoso aguas abajo del sitio de presa (incremento de caudales y problemas de erosión, pérdida de productividad pesquera) se pretende analizar el comportamiento hidrodinámico de los caudales que transitan por el río Sogamoso bajo condiciones de generación en la central y operación del vertedero. Mediante una simulación hidrodinámica en la zona de influencia del proyecto bajo diferentes escenarios de caudales (generados y vertidos) fue posible desarrollar un pronóstico de la evolución vertical del canal a 5, 10, 20, 30, 40 y 50 años.

Para realizar la modelación hidrodinámica se utilizó el software de uso libre HEC-RAS 4.1 (de la US Army Corps of Engineers) donde se simuló en 1D el tramo de interés, comprendido entre el sitio de presa y la desembocadura en el río Magdalena (Figura 1); dicho tramo presenta una longitud aproximada de 80 km, a lo largo de los cuales se generaron secciones transversales cada 350 m aproximadamente (Figura 1).



Figura 1. Tramo analizado en la simulación hidrodinámica.

Para la modelación se consideraron los caudales de operación rutinaria de la central y los caudales asociados a vertimientos (INGETEC, 2016). Para alimentar el modelo hidrodinámico se realizaron levantamientos topo batimétricos, aforos líquidos y sólidos en diferentes puntos del río Sogamoso, donde se generó la información de insumo para la calibración y simulación del modelo. Para cada caudal simulado se determinaron las respectivas variables hidráulicas (profundidad, velocidad, esfuerzo, pendiente, radio hidráulico, entre otras) que permiten aproximar el comportamiento del canal bajo diferentes escenarios hidrológicos.

CARACTERIZACIÓN GEOMORFOLÓGICA DEL RÍO SOGAMOSO

Sobre el río Sogamoso en la zona de estudio se evidencian características que definen su comportamiento en diferentes tramos, se utilizó como principal factor el patrón de alineamiento que presenta el canal en toda la longitud estudiada, este patrón de alineamiento se analizó a partir de ortofotos (2008, 2014 y 2016), complementadas con imágenes satelitales del USGS (1977, 1987 y 1998). Con base a este análisis se definieron tres tramos principales (Figura 2):

- a) Tramo recto. Presenta un grado de confinamiento alto que no permite la divagación del río lateralmente, posee barras.
- b) Tramo anastomosado. Con múltiples canales de flujo de ancho reducido con respecto a las dimensiones de las barras; estas poseen vegetación que indica la permanencia cuasi-permanente de dichas acumulaciones de sedimentos. Este tramo se dividió en dos sub-tramos (anastomosado 1 y anastomosado 2) de acuerdo a la amplitud de su planicie de inundación.
- c) Tramo sinuoso. Conformado por tramos rectos interconectados por curvas, donde la más pronunciada se localiza en el sector de La Hortensia y desde la cual se han presentado derrames hacia la ciénaga El Llanito. En su margen derecha se localiza una terraza alta y en su margen izquierda una amplia llanura de inundación, regida en su parte final por la dinámica del río Magdalena.

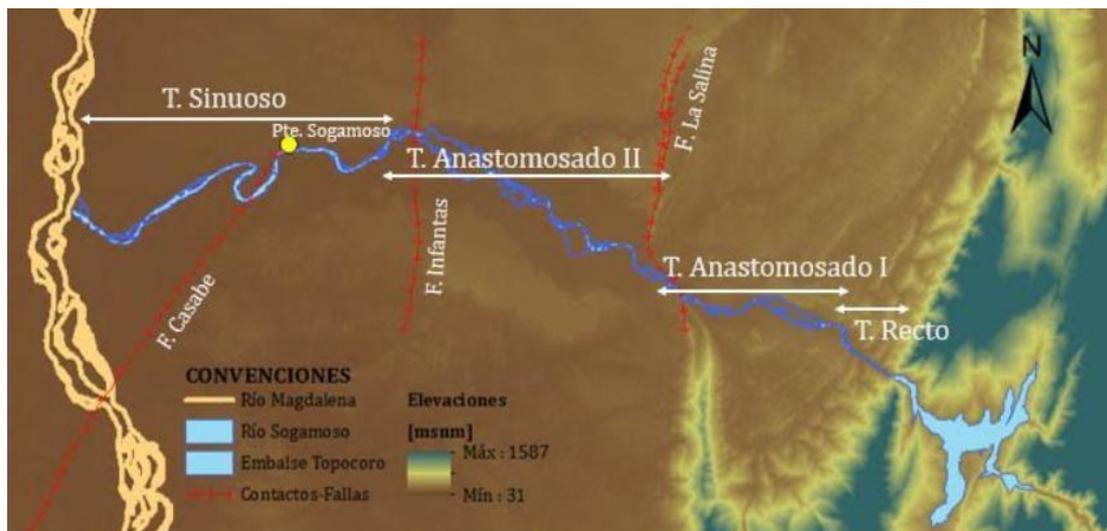


Figura 2. Clasificación geomorfológica del río en la zona de estudio.

En su tramo inicial el río está controlado litológicamente por material rocoso y estructuralmente por un sinclinal que le imprime un alineamiento recto. Hacia aguas abajo el material del lecho cambia su litología por una menos resistente (gravas matriz soportadas), lo cual le permite dividirse en múltiples canales (sector anastomosado); en este trayecto las unidades geomorfológicas dominantes son las terrazas altas que limitan su planicie de inundación en un ancho aproximado de un kilómetro hasta llegar al sector de La Cascajera, donde la influencia de la falla La Salina hace que estas terrazas desaparezcan y la planicie de inundación se extienda hasta cuatro kilómetros. Después del sector de La Esterlina (Figura 1), el río cambia su patrón de alineamiento anastomosado debido al control estructural que ejerce la Falla Infantas uniendo los canales de flujo y otorgándole un solo canal hasta su confluencia con el río Magdalena.

Complementario al desarrollo del pronóstico de evolución vertical del lecho, se realizó un análisis geomorfológico multitemporal del río Sogamoso (UNAL, 2017a), donde se observó la dinámica del canal en el río Sogamoso, identificando el incremento de las tasas-de divagación del canal debido al recorte en el suministro de sedimentos del río debido a la operación de la central.

RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Levantamientos batimétricos

Para conocer la geometría actual del río (2017), se levantaron datos batimétricos en 79.85 km del río Sogamoso, empleando una ecosonda Humminbird 535, la cual proporciona información de profundidad de la lámina de agua y su localización en el sistema de coordenadas geográficas WGS 1984. Se realizaron tres campañas de campo donde se recolectó la información del canal (tramos recto y meándrico) y en los canales de los tramos anastomosados, obteniendo una malla de puntos con coordenadas y valores de profundidad para el canal del río en todo el tramo de estudio,

los puntos de la malla fueron interpolados para obtener un ráster con valores de profundidad de la lámina de agua a lo largo y ancho del río (Figura 3). Con estos datos se realizó la comparación con 47 secciones transversales levantadas en el 2015. Esta comparación permitió hacer un análisis inicial de la evolución del canal en un periodo de 2.5 años, evidenciando procesos de agradación y degradación del lecho y bancas que pueden estar asociados a la operación de la central (Figura 4 y Figura 7).

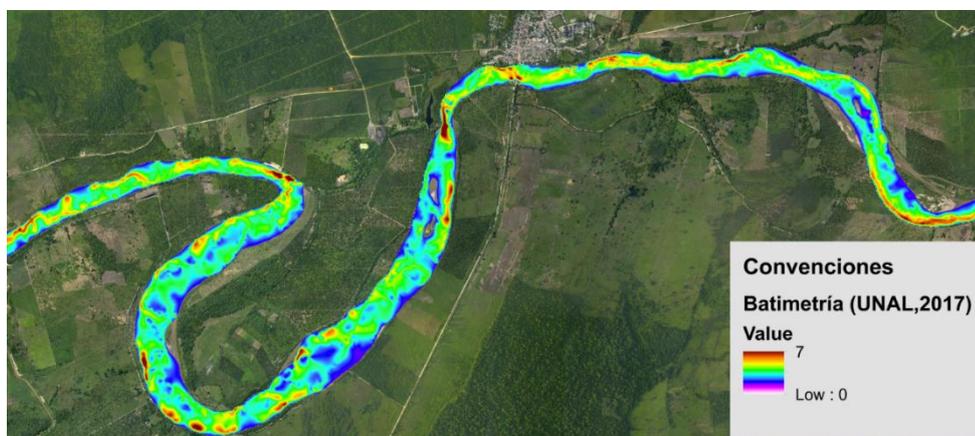


Figura 3. Batimetría del río Sogamoso, tramo meándrico.

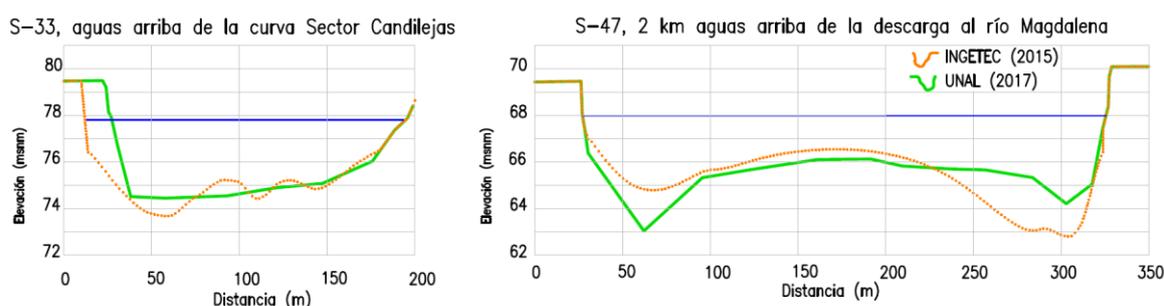


Figura 4. Comparación de secciones transversales 2015-2017, tramo meándrico.

Campañas de Aforo líquido y sólido

Se realizaron cuatro campañas de aforos, donde se recolectó información base para la calibración de los modelos hidráulicos y de sedimento. Para el aforo líquido se utilizó un ADCP (Acoustic Doppler current profiler) lo que permitió conocer la distribución de velocidades y parámetros hidráulicos como lo son el caudal, área mojada de la sección de aforo y batimetría de la sección transversal (profundidades). Con esta información fue posible calcular los parámetros para la calibración del modelo hidráulico (Tabla 2).

De forma simultánea al aforo líquido se hizo el aforo sólido; cada aforo sólido está compuesto por las siguientes actividades: caracterización del material del lecho, muestreo de carga de sedimentos en suspensión y en las cercanías del lecho (carga de fondo). La composición del lecho y las paredes del canal es un factor importante para la caracterización y el estudio del flujo, el transporte de sedimentos, las tasas de erosión y las formas del lecho. Para la caracterización del lecho dependiendo del tamaño del material presente en el canal se hicieron conteos de Wolman (tamaños mayores a 2 mm) y se tomaron muestras de material fino presente en las barras del río, los cuales a partir de ensayos de laboratorio permitieron conocer la distribución de los tamaños que componen el canal (Tabla 1).

Tabla 1 Diámetros característicos presentes en cada tramo del río Sogamoso

Tramo	Diámetros característicos (mm)								
	D10	D16	D35	D50	D65	D75	D84	D85	D90
Recto	0.86	1.19	63.35	115.97	158.39	195.5	260.67	267.91	304.11

Anastomosado	0.48	0.68	12.97	18.79	26.23	31.56	36.76	37.34	42.86
Meándrico	0.25	0.30	0.38	0.46	0.54	0.64	0.73	0.74	0.81

La carga de fondo se midió utilizando el muestreador Helley-Smith (1971), el cual se suspende en el fondo del canal durante un tiempo determinado. El material recolectado en la bolsa se pesó para calcular la carga (masa por unidad de tiempo). Para el aforo de sedimento que viaja en suspensión se empleó un muestreador integrador en profundidad, USDH-48. Además, es necesario tomar una muestra de la cual se obtiene la concentración de sedimentos mediante ensayos de laboratorio; en la Tabla 2 se observan las cargas obtenidas en el muestreo.

Tabla 2 Parámetros y variables calculadas a partir de las campañas de aforo líquido y sólido a lo largo del río Sogamoso.

Sector	Caudal (m ³ /s)	Velocidad media (m/s)	Coef. de Rugosidad de Manning, n	Carga en Suspensión (Ton/día)	Carga de fondo (Ton/día)	Carga Total (Ton/día)
Barra El Cuarentón	467.682	1.332	0.018	-	-	-
Torre de energía	456.895	1.218	0.027	2336.96	2651.5	4988.51
Puerto Cayumba	513.786	1.086	0.021	2632.39	7310.3	9942.69
Aguas debajo de Puerto Cayumba	504.271	1.126	0.0285	2929.95	874.27	3804.22
Candilejas	547.295	0.972	0.02	2931.75	34840.39	37772.14
Remolinos	232.91	0.567	0.013	-	-	-
Puente Sogamoso	648.02	1.14	0.03	5526.11	10906.1	16432.21
Aguas abajo Pte Sogamoso	181.76	0.434	0.023	-	-	-
La Hortensia	200.6	0.729	0.021	1156.03	10804.4	11960.44
El Pedral	563.5	0.865	0.023	2789.73	4508.45	7298.18
Aguas arriba de Caño San Silvestre	549.31	0.784	0.033	2719.48	18009.5	20728.98
Caño San Silvestre	55.505	0.314	0.056	-	-	-
Bocas del Sogamoso	588.905	0.912	0.018	-	-	-

SIMULACIÓN HIDRÁULICA Y DE SEDIMENTOS

Datos de entrada y calibración del modelo

Las secciones levantadas (geometría del canal) en las campañas de campo se utilizaron como insumo para la simulación del río Sogamoso. Adicionalmente se extrajeron secciones intermedias de un modelo de elevación digital acoplado con la batimetría del río, teniendo en total 171 secciones transversales para la zona de estudio (Figura 5).

Para la calibración del modelo hidráulico se usaron las rugosidades obtenidas en las campañas de aforo en diferentes escenarios de caudal (Tabla 3); los caudales transitados en el tramo de análisis corresponden a los caudales que se han presentado durante la operación de la central y el vertedero (diciembre de 2014–junio de 2017), considerando los caudales que pueden generar la mayor degradación en el canal del río Sogamoso en el tramo de análisis, para lo cual se utilizaron el caudal máximo de generación (630 m³/s) y dos vertimientos observados en diciembre del 2016 y mayo del 2017 (1720 y 1480 m³/s respectivamente).

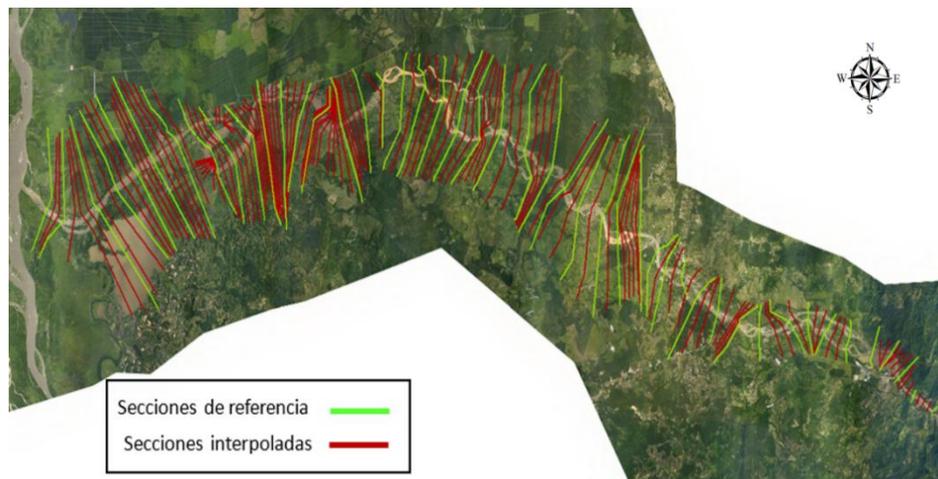


Figura 5. Secciones transversales ingresadas al modelo.

Para el modelo de agradación-degradación es necesario establecer la frecuencia y duración de los caudales a transitar, dado que se quiere proyectar la degradación del lecho para los primeros cinco años de operación de la central (para lo cual faltan 2.5 años aún), se reprodujeron los caudales observados en los primeros 2.5 años. Para simular los periodos restantes (10 años en adelante) se consideró una repetición del ciclo de caudales observados cada 2.5 años, obteniendo así los caudales de simulación para los 50 años de vida útil del proyecto (Tabla 3)

Tabla 3 Caudales ingresadas al modelo para el pronóstico de evolución vertical del canal.

Horas	Caudal [m ³ /s]	Periodo [años]
21648	630	5
168	1720	
96	1480	
42480	630	10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50
840	1720	
480	1480	

En la simulación se trabajó con la premisa de que las fluctuaciones de nivel de la lámina de agua del río Magdalena ejercen un control hidráulico sobre el flujo del río Sogamoso en cercanías a la confluencia de éstos. Cabe resaltar que se consideró una lámina con profundidad constante en el río Magdalena, situándola en la cota 66 msnm evidenciado durante las campañas de campo.

Se utilizaron los diámetros característicos obtenidos en diferentes sectores muestreados en las campañas de campo, asignando así para cada tramo del río Sogamoso una granulometría en particular que presenta el río en cada sector. La temperatura del agua medida en campo fue del orden de los 21.5°C en todos los muestreos (necesaria para diferentes modelos de transporte). Teniendo el modelo hidráulico calibrado, para el pronóstico de evolución vertical del canal se seleccionaron diferentes modelos de transporte de acuerdo a las características que presenta canal del río Sogamoso (ancho, profundidad media, velocidad del flujo) en el tramo de estudio, que en conjunto con la ecuación de continuidad de sedimento de Exner permiten cuantificar magnitudes de agradación-degradación a lo largo del tramo del canal estudiado.

Dado que no se contaba con información batimétrica suficiente ni series históricas de caudales sólidos en la zona de estudio, el modelo de transporte de sedimentos fue seleccionado y calibrado de acuerdo a las carga sólida observada en las campañas de campo (Tabla 2), donde se comparó las carga sólida observadas vs la simulada (Tabla 4) para diferentes condiciones de caudal. De acuerdo con lo anterior se seleccionaron los modelos que presentan mayor similitud en las cargas sólidas seleccionado los modelos de Meyer-Peter & Müller (1948) en los tramos recto y anastomosado y Toffaletti (1968) para el tramo sinuoso.

Modelo de Meyer Peter & Müller (1948)

Fue una de las ecuaciones inicialmente desarrolladas y es aún una de las más usadas. Es estrictamente una ecuación de carga de fondo desarrollada utilizando una relación de esfuerzos a partir de experimentos en canales de arena y grava en condiciones de lecho plano. La mayor parte de los datos se desarrollaron para substratos de grava relativamente uniformes, este modelo es aplicado con mayor éxito en el rango de las gravas (similares a las condiciones del río Sogamoso en el tramo recto y anastomosado) ya que tiende a subestimar el transporte de materiales más finos, se puede representar por la siguiente relación:

$$\frac{q_b}{\sqrt{(G-1)gd_s^3}} = 8(\tau_0 - 0.047)^{3/2} \quad [1]$$

Donde q_b es la carga volumétrica unitaria de sedimento que pasa por una sección transversal, τ_0 es el esfuerzo que actúa bajo condiciones de caudal específicas, d_s es el diámetro del sedimento, g es la aceleración de la gravedad y G es la gravedad específica del sedimento.

Tabla 4 Porcentajes de error para diferentes modelos de transporte simulados.

Sección de aforo	Tramo de canal	Engelund & Hansen (1967)	Meyer-Peter & Müller (1948)	Ackers & White (1972)	Yang (1979)	Toffaletti (1968)
25 (Torre energía)	Anastomosado 2	767%	16%	48237%	617%	12%
28 (Puerto-Cayumba)	Anastomosado 2	1024%	44%	65412%	398%	106%
30 (Sector La esterlina).	Anastomosado 2	569%	8%	24683%	605%	27%
33 (Candlejas)	Sinuoso	60%	94%	6388%	77%	71%
37 (Puente Sogamoso)	Sinuoso	11%	85%	54469%	260%	50%
38 (La Hortensia)	Sinuoso	85%	94%	59%	68%	40%
41 (El Pedral)	Sinuoso	38%	56%	35791%	157%	10%
44 (Bocas)	Sinuoso	143%	85%	13270%	47%	18%

Modelo de Toffaletti (1968)

Toffaletti, 1968 basado en la teoría de Einstein (teoría del intercambio), desarrolló un método bastante laborioso para estimar la descarga total de sedimentos. Utilizó un conjunto muy completo de datos de 7 ríos (339 muestras) y 6 canales de laboratorio (282 muestras) con rangos de caudal total de sedimentos entre 0.1 ton/día y 1×10^6 ton/día. El rango de las demás variables no es conocido con precisión, pero se asume confiable ya que incluye datos de campo y de laboratorio. Toffaletti dividió la profundidad del flujo en cuatro zonas. A cada zona le asignó funciones experimentales para definir la distribución de velocidades y de concentración de sedimentos, esta última en función de la concentración de sedimentos de la capa del lecho. La distribución de velocidades es:

$$V_x = (1 + \eta_v) V (y / h)^{\eta_v} \quad [2]$$

Donde $\eta_v = 0.1198 + 0.00048 T$

T es la temperatura del agua expresada en grados Fahrenheit.

Para la zona del lecho obtuvo la concentración a partir de los valores medidos de carga del lecho y luego relacionó la concentración en cada zona con la concentración medida en el lecho, asegurándose que la concentración disminuye a medida que la distancia y desde el lecho aumenta. Para cada tamaño D_i se obtiene la concentración de sedimentos en cada zona; el caudal sólido en cada zona se obtiene al integrar el producto de la concentración por la velocidad en la distancia vertical. La carga total es la suma de los valores parciales obtenidos para cada zona.

$$Q_t = Q_B + Q_{su} + Q_{sm} + Q_{SL} \quad [3]$$

Donde Q_t es la carga total de sedimentos, Q_B , Q_{su} , Q_{sm} , Q_{sl} son las cargas que viajan en las zonas del lecho, superior, media e inferior respectivamente. De esta forma, se obtiene la carga de sedimentos en el lecho y en suspensión. El método utiliza dos figuras obtenidas experimentalmente para evaluar los distintos coeficientes del método (Julien, 1994); por esta razón se debe usar el mismo sistema de unidades utilizado en su desarrollo, así: longitud (pies), velocidad (pies/s), esfuerzos (lb/ pie^2), concentración (lb/pie^3), temperatura en grados Fahrenheit y la carga de sedimentos en toneladas inglesas por día.

Relación de continuidad de sedimento (ecuación de Exner)

Esta ecuación describe la conservación de masa entre el sedimento en el lecho del canal y el sedimento que es transportado. Indicando una elevación del lecho (agradación) proporcional a la cantidad de sedimento que se deposita en el proceso de transporte, en caso contrario el lecho se profundiza (degrada) si la cantidad de sedimento presente en el lecho es arrastrada por el flujo.

$$(1 - \lambda_p)B \frac{\partial y}{\partial t} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} \quad [4]$$

Donde B es el ancho de la sección transversal y es la elevación del canal λ_p la porosidad de la capa activa del lecho (estrato superficial) t es el tiempo, x la distancia y Q_s la descarga total de sedimentos que pasa por la sección. Esta ecuación implica que el cambio del volumen de sedimentos en un volumen de control (dos secciones transversales) es igual al cambio en el caudal entre la descarga de sedimentos en una distancia x .

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se tomó como línea base los niveles tomados en la batimetría realizada en 2017 (Figura 6), observando los cambios que se pueden presentar en el río debido a la operación de la central en los próximos cincuenta años. Con el modelo de transporte de sedimentos calibrado y complementado con la ecuación de continuidad, se proyectó la evolución del canal para los escenarios de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40,45 y 50 años de operación de la central hidroeléctrica.

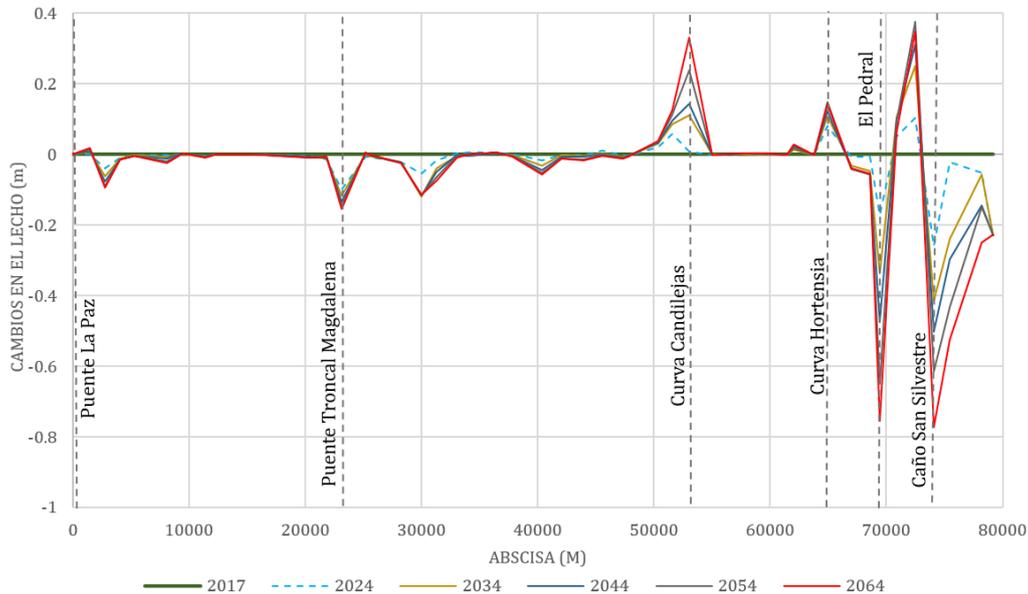


Figura 6. Evolución vertical del lecho proyectada para el tramo de estudio.

Teniendo en cuenta la información utilizada en el desarrollo de este trabajo, se cuenta inicialmente con una proyección de la evolución vertical del canal del río Sogamoso realizado en 1996 donde desconociendo los caudales de generación y de vertimiento de la central, realizaron la proyección de la degradación del lecho utilizando un caudal constante de 1300 m³/s durante todo el periodo de operación del proyecto hidroeléctrico (Figura 8).

Si se compara este pronóstico con las batimetrías hechas en 2015-2017 y la simulación actual, la mayor degradación del lecho originada por la operación de la central se ha presentado en los primeros años de operación de la central (en el caso del presente trabajo a partir de los 2.5 primeros años de operación).

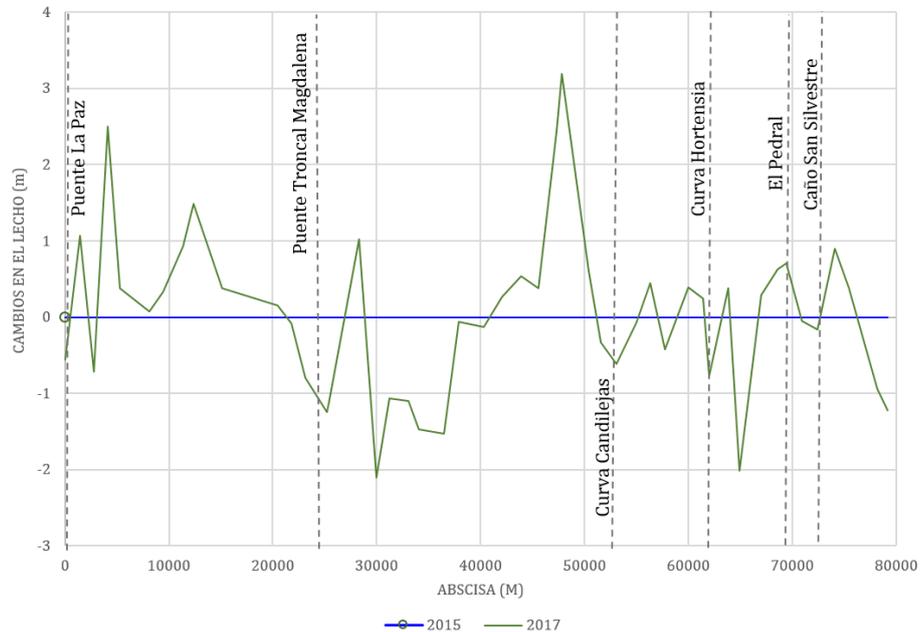


Figura 7. Cambios en el lecho para los años 2015-2017.

Tramo recto.

Con base al análisis geomorfológico realizado, los materiales de mayor tamaño (Tabla 1) y con mayor resistencia a la erosión se encuentran en este tramo. Para este primer segmento del río tramo no se proyectan mayores cambios en profundidad en los próximos años ya que durante el periodo 2015-2017 fue el periodo donde se presentaron procesos de degradación del lecho (figura 7), En puente La Paz y aguas arriba de la bocatoma de las Pozas de La Flor (Figura 1 y figura 8), se evidenciaron procesos de erosión lateral y socavación de fondo debido a intervenciones de antrópicas que se han hecho para alimentar dichas estructuras, en general este tramo del río bajo condiciones de operación actuales no presentará cambios significativos en el lecho (Figura 9).

Tramos anastomosados

Dado que este tramo se encuentra limitado por el Sinclinal Nuevo Mundo y la traza de la falla La Salinas a la altura de Puente Troncal Magdalena, este presenta una litología de materiales resistentes, donde la presencia de rocas de alta resistencia predomina. Entonces, para la zona comprendida entre las pozas de La Flor y el puente Troncal Magdalena (anastomosado 1) no se evidencian mayores cambios en el lecho. Se proyecta que a partir de la sección 13 (abscisa K21+425) se proyecta la degradación en el lecho del orden de 0.20 m (Figura 10).

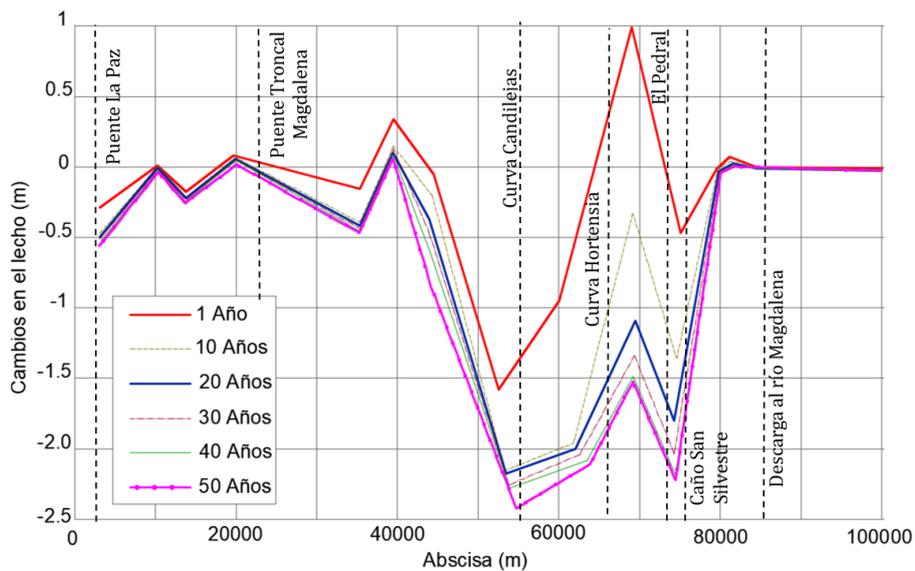


Figura 8. Evolución vertical del lecho proyectada para el tramo estudiado (INGETEC, 1996).

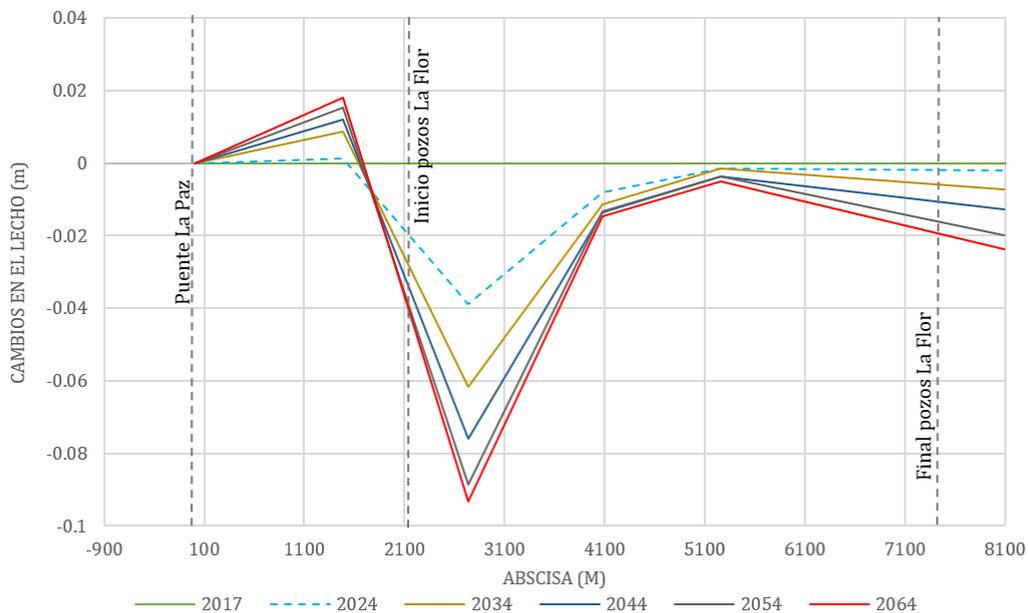


Figura 9. Resultados simulación para el tramo Puente La Paz-Pozas La flor.

El tramo anastomosado 2 comprendido entre Puente troncal y La Esterlina, se encuentra limitado estructuralmente hacia aguas arriba por la falla La Salinas y la falla Infantas (aguas abajo barra la esterlina). Para este tramo no se proyectan mayores cambios en el lecho del canal, debido a que el material presente en esta zona se encuentra compuesto por gravas (material resistente a los condiciones actuales de operación de la central), cuyo orden de magnitud no llegarán al orden de los 0.10 m para los próximos 50 años (Figura 10).

Tramo sinuoso

Este tramo comprendido entre La esterlina y Bocas del Sogamoso es donde, en base a la simulación se proyectan las mayores dinámicas en los procesos de agradación y degradación del canal, donde se observa que en las abscisas K52+800 y K64+900 localizadas en la curva de Candilejas y la Hortensia respectivamente (ambas aguas arriba de una contracción en el canal) se presentarán procesos de agradación del lecho en un orden de magnitud 0.2 m y 0.30 m respectivamente en 50 años (Figura 11). Esto se evidencio en las campañas de campo donde se observó la formación de barras en el sector de candilejas provenientes del tramo anastomosado localizado aguas arriba.

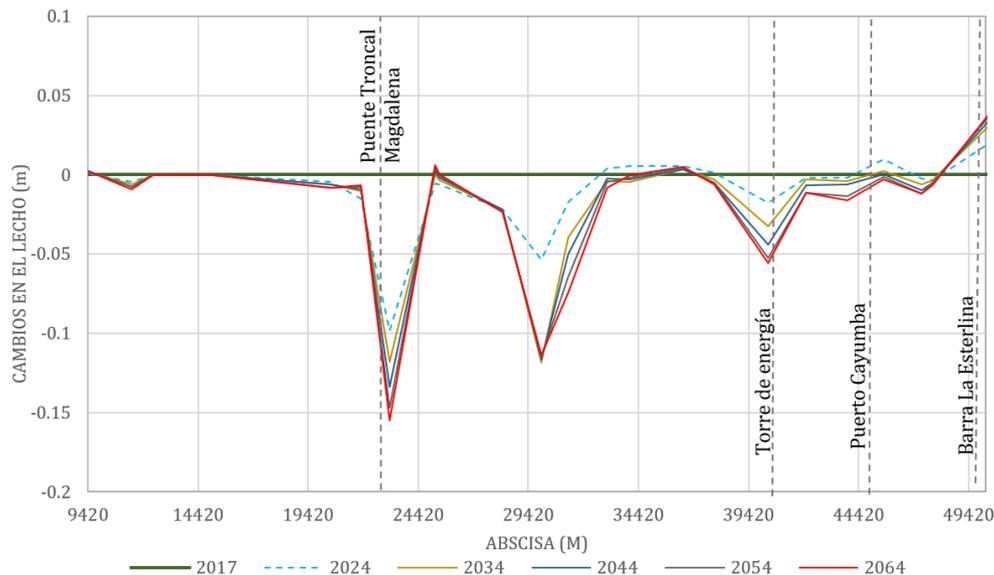


Figura 10. Resultados simulación para el tramo Pozas La flor- Puente Troncal Magdalena.

El tramo comprendido por los sectores de El Pedral y Bocas del Sogamoso, la dinámica del flujo en el canal es dominada por su nivel base (río Magdalena), por lo que en este tramo se proyectan mayores cambios al nivel del lecho (menores de un metro). De forma similar la zona comprendida entre El Pedral y Bocas del Sogamoso se presentan procesos de agradación y degradación del lecho en de un orden de 0.40 m y 0.80 m respectivamente lo cual no es significativo con respecto al ancho del río en este sector (300-450 m de ancho).

Aguas arriba del caño San Silvestre, se proyecta la agradación del orden de 0.50 m con respecto a la batimetría del 2017, aguas debajo esta confluencia se tienen proyectados procesos de degradación del orden de un metro en 50 años bajo condiciones actuales de operación de la central incluyendo vertimientos. (Figura 11). Esto puede presentarse ya que el control hidráulico que genera el río Magdalena hasta el sector El Pedral puede ocasionar que el río adopte un comportamiento anastomosado a partir de este punto (caudales superiores al medio sujetos a un control hidráulico), por lo que los mayores cambios que el río puede presentar serán en su patrón de alineamiento pasando de sinuoso a anastomosado (UNAL, 2017a).

CONCLUSIONES

Con base al Pronóstico de la Evolución Vertical del canal y las batimetrías tomadas durante las campañas de campo, se evidencia que el periodo de operación 2015-2017 es el tiempo donde la variación del régimen de caudales por operación de la central y el vertedero se han generado los mayores cambios en el lecho del río Sogamoso. Con base a un pronóstico de evolución vertical generado a partir de una simulación y un análisis geomorfológico a detalle de la zona de estudio, se obtiene que para los siguientes años de operación de la central, el río Sogamoso presentara cambios de orden mayor a un metro en toda su longitud bajo condiciones de operación de la central, de acuerdo con un análisis multi-temporal del río realizado, los mayores cambios que ocurrirán) serán en su patrón de alineamiento (tramos anastomosados y meándrico), siempre y cuando las condiciones geomorfológicas lo permitan.

Si bien es importante hacer seguimiento al comportamiento de una corriente natural cuando se encuentra sometida a cambios en su régimen de caudales, juega un papel preponderante contar con una línea base previa a la construcción de una central que permita conocer la dinámica fluvial de la corriente a intervenir, donde se deben identificar cambios que se pueden presentar asociados a la operación una central hidroeléctrica, salvaguardando en un futuro afectaciones en asentamientos humanos y diferentes actividades productivas.

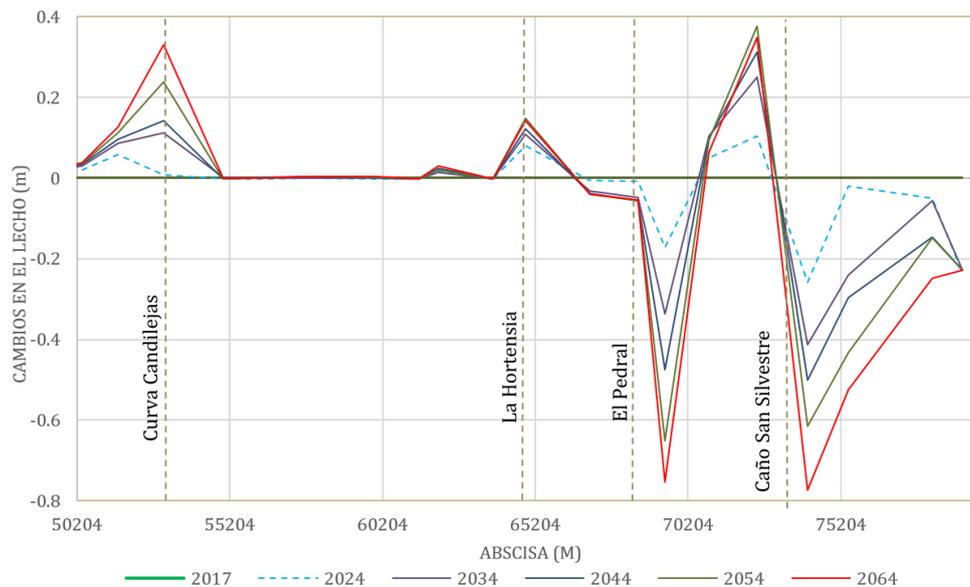


Figura 11 Resultados simulación para el tramo Barra La Esterlina- Bocas del Sogamoso.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Helley, E.J. and Smith, W.** 1971. Development and Calibration of a Pressure-Difference Bed Load Sampler. U.S. Geological Survey Open File Report, Washington, USA
- INGETEC.** (2016). Plan de Acción Durante Emergencias y Contingencias, *Central Hidroeléctrica Sogamoso*. PADEC. Medellín.
- INGETEC S.A.** (2008). INFORME HIDROLÓGICO DE REFERENCIA. Medellín.
- INGETEC S.A.** (2015). Anexo 1. Secciones Transversales y Perfil Longitudinal. *Informe Levantamientos Topo Batimétricos*. Medellín.
- Julien, P.** (1994). Erosion and Sedimentation (2nd ed.). Cambridge.
- Leopold, L., Wolman, M. ., & Miller, J. .** (1964). Fluvial Processes in Geomorphology. San Francisco, freeman.
- Posada García, L.** (1994). TRANSPORTE DE SEDIMENTOS (1st ed.). Medellín: *Facultad de Minas*, Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos.
- Posada García, L.** (1996). Modelo para el cálculo del Transporte de Sedimentos en Suspensión y de Fondo en Cauces Naturales. (S. M. UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, Ed.) (1st ed.). Medellín: *Facultad de Minas*, POSGRADO EN APROVECHAMIENTO DE RECURSOS HIDRÁULICOS.
- Toffaletti, F. B.** (1968). Procedure for Computation of of the Total River Sand Discharge and Detailed Distribution, Bed to Surface. Vicksburg, Mississippi.
- WMO.** (2003). WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION OPERATIONAL HYDROLOGY REPORT No . 47 MANUAL ON SEDIMENT MANAGEMENT AND MEASUREMENT.
- Wolman, M.** (1954). A method of sampling coarse river-bed material. *Transactions of the American Geophysical Union (EOS)*, 35, 951–956.
- Universidad Nacional de Colombia sede Medellín.** (2017a). ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA OPERACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO SOBRE LA DINÁMICA FLUVIAL DEL RÍO SOGAMOSO AGUAS ABAJO DE LA PRESA Y HASTA SU DESEMBOCADURA EN EL RÍO MAGDALENA, *TOMO III. Análisis Geomorfológico del río Sogamoso*. Medellín.
- Universidad Nacional de Colombia sede Medellín.** (2017b). ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA OPERACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO SOBRE LA DINÁMICA FLUVIAL DEL RÍO SOGAMOSO AGUAS ABAJO DE LA PRESA Y HASTA SU DESEMBOCADURA EN EL RÍO MAGDALENA, *TOMO IV. Modelación Hidrodinámica del río Sogamoso*. Medellín.
- US Army Corps of Engineers.** (2010). HEC-RAS River Analysis System, User's Manual.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**EVALUACIÓN DE DEPOSICIONES MEDIANTE MODELO HIDRO-
SEDIMENTOLÓGICO EN GRAN TRAMO DEL RÍO PARANÁ INFERIOR**

Marina L. Garcia⁽¹⁾, Pedro A. Basile⁽¹⁾ y Gerardo A. Riccardi^{(1)y(2)}

(1) Dto. Hidráulica (EIC) y Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, (2) Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario – Fac. Cs. Exactas, Ingeniería y Agrimensura – Universidad Nacional de Rosario, Argentina. mgarcia@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN:

En este trabajo se presenta la aplicación de un modelo hidro-sedimentológico en el río Paraná Inferior, tramo de Diamante a Ramallo, cubriendo un área de 8100 km², comprendiendo el cauce principal y la planicie de inundación. Se realiza una evaluación comparativa de las deposiciones que tienen lugar durante un período de caudales mayoritariamente encauzados, Sept.2010-Ago.2015, frente al año subsiguiente Sept.2015-Ago.2016, que presenta una crecida moderada, con flujo de desborde desde el cauce hacia el valle. Los hidrogramas de entrada al dominio se realizaron a partir de registros en estaciones aguas arriba, y para los sólidos ingresantes se generaron sedimentogramas desde las principales fuentes de aporte de la carga de lavado, que se propagó hasta el contorno aguas arriba del tramo modelado. Para la cuantificación de procesos de deposición, se aplicó el modelo hidro-sedimentológico CTSS8-FLUSED. Los resultados de la modelación hidrodinámica son satisfactorios, lográndose una buena reproducción de caudales y niveles hidrométricos en los puntos de control. Los resultados sedimentológicos indican que las deposiciones en la planicie para el año de la crecida 2015-2016, donde coinciden los mayores caudales líquidos y sólidos, siendo presente el flujo de desborde, llegan a ser de más de tres veces ($12,4$ a $14,4 \times 10^6$ t/año) las que se generan en el período de caudales medios encauzados y similar aporte sólido ($3,4$ a $4,4 \times 10^6$ t/año).

ABSTRACT:

This paper presents the application of a hydro-sedimentological model in the lower Paraná river, from Diamante to Ramallo, covering an area of 8100 km², including the main channel and floodplain. A comparative evaluation is made of the sediment depositions that take place during a period of mostly channeled flows, September 2010-August 2015, compared to the subsequent year September 2015-August 2016, which presents a moderate flood, with overflow from the channel to the floodplain. The input hydrographs to the model domain were developed from records available in upstream stations, and the incoming sedigraphs were generated from the main sources of contribution of the wash load, which were propagated up to the upstream boundary of the model. For the quantification of sediment deposition processes, the hydro-sedimentological model CTSS8-FLUSED was applied. The results of the hydrodynamic modeling are satisfactory, achieving good reproduction of discharges and water levels at the control points. The sedimentological results indicate that floodplain depositions, for the year 2015-2016, become more than three times ($12,4$ to $14,4 \times 10^6$ t/year) those generated in the period 2010-2015 of average channeled discharges and similar suspended sediment inputs ($3,4$ to $4,4 \times 10^6$ t/year).

PALABRAS CLAVES: río Paraná; modelación hidro-sedimentológica; deposiciones sistema cauce-planicie

INTRODUCCIÓN

La importancia del río Paraná dentro de nuestro país, desde diversos aspectos, hace que su estudio sea fundamental para contribuir al conocimiento de los procesos que en éste se suceden. En particular, la hidrodinámica que tiene lugar en él es debido a la formación geológica que ha tenido y a las geoformas allí presentes, donde en su conformación actual cauce-planicie son considerables los procesos de deposición de la carga de lavado. Los ecosistemas presentes en estos grandes ríos de llanura, tienen anegamientos periódicos durante las crecidas, las cuales son cruciales para mantener la biodiversidad e integridad ecológica de estas áreas. Además, éstas producen la atenuación de las crecidas al conducir flujo de desborde desde el cauce principal. Las partículas sólidas que ingresan con éste al sistema, son las principales determinantes de las deposiciones en la planicie de inundación.

La complejidad que presenta el sistema de humedales del Paraná Inferior, hace que el río sea altamente valorado, el cual posee características singulares: una red hidrográfica interna de múltiples cauces, con diferentes órdenes de tamaño, conectividad y actividad hidrosedimentológica (Iriando, 1972; Drago, 2007; Ramonell et al., 2011, citados en Alberdi y Ramonell, 2013). La distribución interna de la carga sólida que llega a la planicie de inundación, es un tema poco explorado, y de difícil determinación; incluso la evaluación de las diferentes maneras de ingreso, ya que el agua presente en la misma puede ser proveniente de flujo encauzado (a través de los cursos internos o por ingreso en las depresiones de los albardones costeros del cauce principal) o por desborde sobre dichos albardones al presentarse crecidas con volúmenes significativos.

La modelación matemática permite cuantificar fenómenos hidrodinámicos y sedimentológicos, evaluando el comportamiento integral del sistema. Éstas son herramientas muy valiosas, que tienen distintas simplificaciones, de acuerdo al grado de representación del fenómeno y del área involucrada. La implementación de los modelos cuasi-2D es una de las mejores opciones para las simulaciones en estos ambientes. Éstos logran un buen compromiso entre el bajo costo computacional y la adecuada representación de los procesos físicos involucrados, donde la dinámica hídrica es a gran escala espacial y de largo plazo. Sobre el área de estudio se han implementado y aplicado el modelo cuasi-2D CTSS8 (Riccardi, 2001) y módulo FLUSED (Basile et al., 2007), físicamente basados y espacialmente distribuidos, que simulan numéricamente los procesos de inundación en el sistema cauce-planicie, y el transporte y deposición de sedimentos finos, respectivamente. Las aplicaciones anteriores del modelo en la zona de estudio (García, 2013; García et al., 2012; 2013a y b; 2015; 2017), tuvieron resultados muy satisfactorios. El modelo también fue aplicado exitosamente en otro tramo del río Paraná (Werter et al., 2018), específicamente en el Delta del mismo, cubriendo un área de 2500 km². En este trabajo se presenta la aplicación del modelo hidro-sedimentológico cuasi-2D indicado anteriormente, sobre un gran tramo del Paraná Inferior, para la evaluación global de las deposiciones en el sistema, vislumbrando sobre las diferencias frente a una situación de flujo mayoritariamente encauzado y otra donde se presenta importante ingreso sólido a través de flujo de desborde.

OBJETIVOS

El objetivo del trabajo es la evaluación, mediante modelación hidro-sedimentológica, del comportamiento del sistema cauce-planicie en un tramo de 208 km del río Paraná, entre las ciudades de Diamante y Ramallo (Argentina), cuantificando las deposiciones de sedimentos y retención de sólidos que tuvieron lugar entre los años 2010 y 2016, a través del análisis integral del área de aproximadamente 8100 km² del río Paraná Inferior. En particular, se compara los resultados sedimentológicos para la crecida 2015-2016, con los del período anterior de 5 años, donde los caudales fueron inferiores.

MATERIALES Y MÉTODOS

El modelo hidrodinámico utilizado es el CTSS8 (Riccardi, 2001), que simula el flujo de agua, basado en un esquema de celdas amorfas interconectadas, que representan

planialtimétricamente al cauce principal, cursos secundarios, relieve del valle, bajos y lagunas, albardones. La propagación cuasi-2D de caudales se realiza mediante leyes de descarga entre celdas, las cuales han sido derivadas a partir de la ecuación de Saint Venant (aproximación de onda difusiva). La distribución espacial de los parámetros del modelo y de las variables hidrodinámicas se realiza a través de la subdivisión del dominio del modelo de celdas irregulares, que se adaptan a la configuración planimétrica del área a representar.

El modelo se aplicó desde Diamante (provincia de Entre Ríos, Argentina) a Ramallo (provincia de Buenos Aires, Argentina), y comprende al cauce principal y llanura de inundación (Figura 1a). El ancho del valle aluvial varía entre 30 y 60 km, y el del canal principal varía de 0,5 a 3 km. El caudal medio anual en Rosario (km 416 de la vía navegable) es 17000 m³/s. La relación entre caudales líquidos máximos y mínimos es de 9, valor bajo, característico de los grandes ríos. La llanura de inundación es morfológicamente compleja, donde se presenta una red de canales bien desarrollados, de distintas jerarquías, espejos de agua en espiras de meandros, lagunas, bajos permanentes y temporarios, y se presentan diferentes tipos de vegetación. En el tramo en estudio, el agua que ingresa a la planicie, lo hace a través de cursos de agua menores originarios en el cruce del cauce principal, presentándose dos principales escurrimientos: encauzado sobre la margen derecha (cauce principal) y sobre el valle aluvial (a través de cursos, bajos y lagunas interconectados).

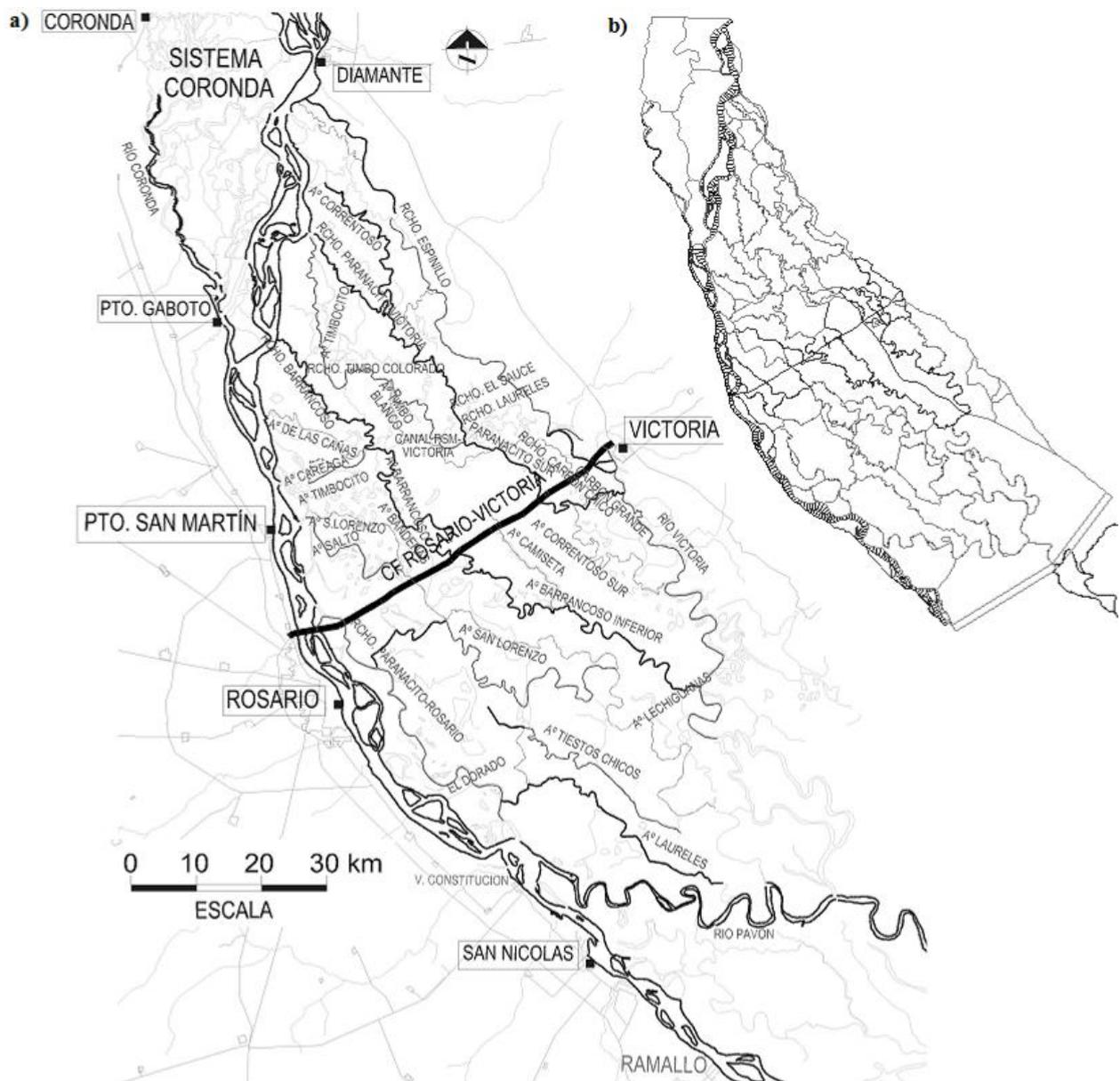


Figura 1.- a) Área en estudio, b) Visualización de la constitución del modelo matemático

El régimen del Paraná es principalmente gobernado por los aportes provenientes de aguas arriba, los afluentes laterales incrementan en poco porcentaje el caudal total. La principal entrada de volumen de agua y sedimentos a en la zona en estudio, es a través del cauce principal del río, en Diamante. El otro aporte significativo viene dado por el río Coronda, conformado aguas arriba del dominio por un sistema de depresiones lagunares, que culminan en un flujo encauzado.

La fuente dominante del material fino que predomina en el río Paraná Inferior es la cuenca alta del río Bermejo. El transporte de sedimentos promedio que ingresa al sistema es de 150×10^6 t/año, de los cuales el 83 % son limos y arcillas transportadas en suspensión como carga de lavado (Amsler y Drago, 1999).

La discretización topológica se realizó mediante la definición de celdas Río, celdas Valle y distintas vinculaciones entre ellas, donde se representan características topográficas especiales (albardones naturales, terraplenes de caminos, puentes, etc.). El modelo constituido (el cual incluye la conexión física -CF- Rosario-Victoria) tiene 1443 celdas Río y 152 celdas Valle, con 4366 vinculaciones entre ellas (Figura 1b). El mismo fue calibrado para aguas bajas, medias y altas, con eventos hidrológicos registrados, y posteriormente validado para tres décadas (García et al., 2012).

A partir de los resultados hidrodinámicos (alturas y caudales) del modelo CTSS8, se aplica el módulo sedimentológico cuasi-2D FLUSED (Basile et al., 2007), físicamente basado y espacialmente distribuido, que simula los procesos de transporte y deposición del material fino de la carga de lavado, para obtener tasas de deposición sobre las planicies. Las simulaciones se realizan mediante la resolución de la ecuación de continuidad sólida cuasi-2D de sedimentos suspendidos. El flujo vertical de sedimentos, asociado a la deposición, es proporcional a la probabilidad de deposición P_d , a la velocidad de caída de las partículas w_s y a la concentración de sedimentos suspendidos C_s . La P_d viene dada por el criterio de Krone (1962), en función de la velocidad media de flujo U y de la crítica para el comienzo de la deposición U_{cd} . Los parámetros sedimentológicos ($U_{cd} = 0,15$ m/s, la w_s se trabaja con el rango: 1×10^{-5} - 1×10^{-4} - 4×10^{-4} m/s, porosidad: 0,42) fueron definidos en base a un análisis de sensibilidad de los mismos, y desde rangos plausibles obtenidos de mediciones (García, 2013). Se calculan en cada celda las deposiciones medias y totales acumuladas, así como también los incrementos en las cotas de fondo de las celdas.

Las condiciones iniciales utilizadas son alturas de agua en las celdas, obtenidas de corridas preliminares. Las condiciones de borde aguas arriba son hidrogramas de entrada, obtenidos a partir de los registros de caudales en el tramo inmediato aguas arriba, en el Paraná Medio (García et al., 2017). Se consideran diferenciadamente los ingresos a través del cauce principal, sobre Diamante (Entre Ríos) y a través del sistema lagunar Coronda (Santa Fe). La forma de computar los caudales en ambos ingresos es la siguiente: cuando la suma de los registros sobre una transecta Santa Fe-Paraná (suma de caudales en las estaciones de Túnel Subfluvial, más Colastiné, más Setúbal) es hasta los 22000 m³/s: por el cauce principal ingresa la suma de los registros de (Túnel S. + Colastiné + 4/5 Setúbal), y por Coronda ingresa la suma de lo que se registra en la estación sobre el río Salado + 1/5 Setúbal; y conforme los caudales de la suma en la transecta van aumentando, se varía proporcionalmente hasta la distribución siguiente: por el cauce principal sólo ingresa lo registrado en la estación del Túnel Subfluvial, y por el sistema Coronda: (Colastiné + Setúbal + Salado). En la Figura 2 se presentan los hidrogramas obtenidos para ambos ingresos, en el período de estudio. En el contorno aguas abajo se imponen leyes altura-caudal en las celdas de salida.

En el período 2010-2015 no hubo crecidas importantes, los máximos caudales registrados en el cauce principal (Puerto San Martín, PSM, km 448 de la vía navegable) fueron menores a 25000 m³/s, lo cual no produce desbordes significativos sobre los albardones hacia el valle de inundación. A su vez, en todo el período los caudales superaron los 13000 m³/s, lo cual indica que estos cinco años fueron de caudales medios. Por lo tanto, el ingreso de flujo al valle fue principalmente por los cursos secundarios, flujo encauzado, alimentando a las depresiones interiores de la planicie, y en menor medida se presentó flujo por desborde, o hubo ausencia del mismo. Esto se traduce en un volumen de agua en el valle de escaso a moderado. Para la crecida sucedida entre 2015 y 2016, el caudal máximo registrado fue de 26431 m³/s (estadísticamente en caudales máximos registrados,

este valor es inferior a 7 años de recurrencia), superando someramente el valor de 25000 m³/s, donde se considera que se presenta el flujo por desborde sobre la planicie, pero se produce por un período continuo de 2 meses aproximadamente, y luego de un intervalo de algo más de un mes, se vuelve a superar dicho valor, por aproximadamente un mes más. En la escala limnimétrica de Rosario (km 416 de la vía navegable) se registraron 58 días por encima del nivel de alerta y 60 días por encima del nivel de evacuación. Por lo cual, durante este año, hubo flujo por desborde por un período total de aproximadamente de 3 meses, dando mayor presencia y volumen de agua en el valle, que favorece las condiciones para generar mayor deposición de los sólidos finos contenidos en el flujo.

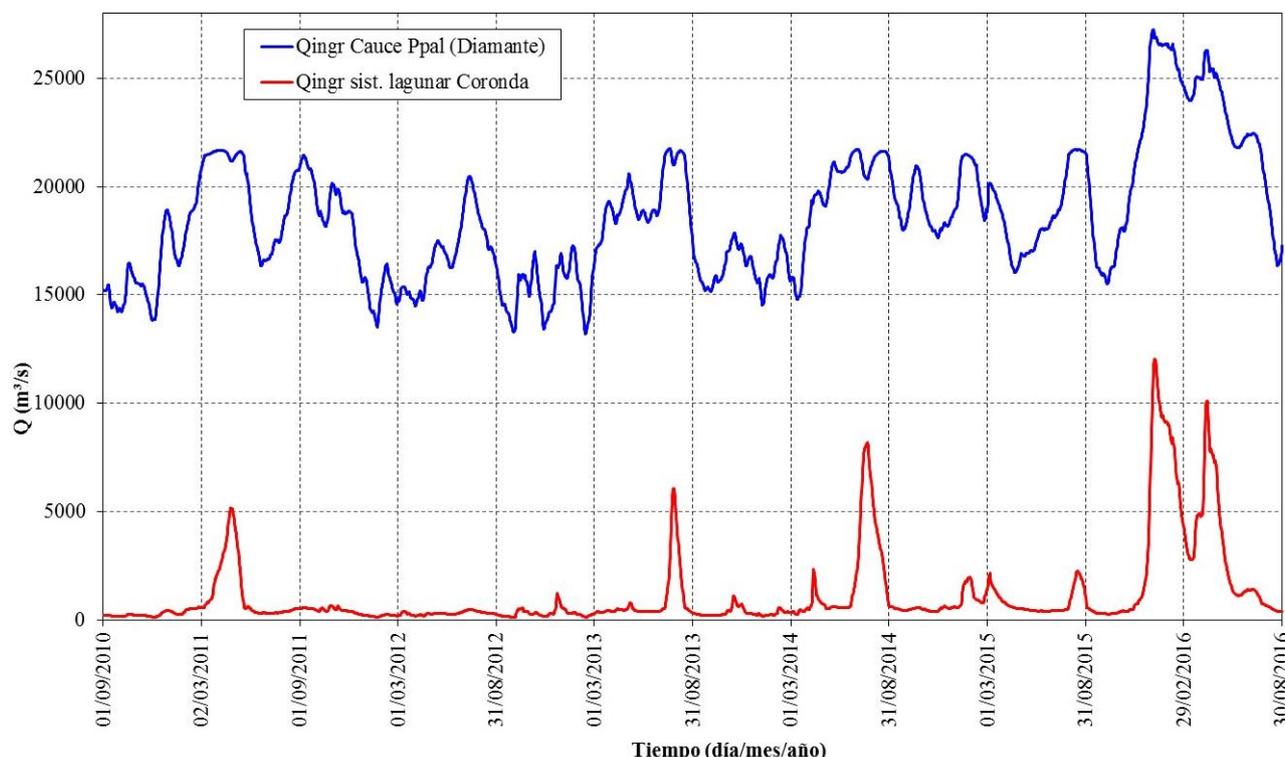


Figura 2.- Hidrogramas de ingreso de caudales en el cauce principal (Diamante) y en sistema Coronda

Las condiciones iniciales para el funcionamiento del módulo sedimentológico son los niveles de agua y caudales (de las simulaciones hidrodinámicas), las concentraciones iniciales de sedimentos suspendidos en cada celda, y la condición de borde en el extremo aguas arriba es el sedimentograma entrante, que se obtiene a partir de los registros de sólidos finos de las principales fuentes de aporte, y propagado hasta el extremo del dominio modelado.

Para elaborar un concentrograma de ingreso al modelo sobre el cauce principal, se analizan los sólidos que llegan desde aguas arriba. En la zona de Confluencia, sobre el km 1240 de la vía navegable del río Paraná, descarga sus aguas el río Paraguay, sobre el cual, 90 km aguas arriba, tiene su descarga el río Bermejo (fuente principal de los sólidos en suspensión). Se contabilizan los sólidos provenientes de las tres fuentes de aporte: del río Paraguay aguas arriba de la afluencia del Bermejo, los de éste río, y los del Alto Paraná. El aporte sólido del río Bermejo se obtiene a través de la relación entre caudales sólidos y líquidos de la estación El Colorado (Formosa, Argentina), dada originalmente por Re et al. (2009) y actualizada en Garcia et al. (2017):

$$Q_s = \begin{cases} 0,00911 Q_l^{2,430106}; & Q_l < 200 m^3 / s \\ 0,043956 Q_l^{1,725781}; & Q_l \geq 200 m^3 / s \end{cases} \quad [1]$$

donde Q_s son los caudales sólidos (kg/s) y Q_l son los caudales líquidos (m³/s), para dicha estación de registro. Los caudales líquidos considerados del río Bermejo tuvieron en cuenta un

desfasaje temporal de 10 días (traslado aproximado hasta el borde aguas arriba del modelo en Diamante). Los aportes desde el Alto Paraná y desde el río Paraguay fueron estimados a partir de los registros de aforos sólidos publicados por la SSRH en ambos cursos de agua, en Garcia et al. (2017) se efectúa una valoración ajustada de cada carga sólida anual (Gw). Para cada aporte se consideraron valores genéricos globales ($4,01 \times 10^6$ t/año desde el Alto Paraná, y $2,06 \times 10^6$ t/año desde el río Paraguay) que se distribuyeron uniformemente en el año.

Así, se sumaron temporalmente los tres aportes de sólidos finos (desde el río Bermejo, el río Paraguay y el Alto Paraná). Se utilizan los caudales medios diarios informados por la SSRH para la estación de Corrientes (que es una sección donde pasa todo el flujo de agua que llega a la confluencia aguas arriba), y con la carga sólida calculada, se determinan las concentraciones Cw al inicio del Paraná Medio. Sobre esta carga sólida generada en la zona de confluencia, se considera una pérdida del 17 % por el atrape de sólidos que se produciría en la planicie del Paraná Medio. Así, se calculan los caudales sólidos que llegan al borde aguas arriba del modelo en Diamante, y a través de los caudales líquidos ingresantes considerados, se elabora el concentrograma de la carga de lavado. Éste se contrasta con las concentraciones de sólidos finos que surgen de los registros de la sección del Túnel Subfluvial (sección de registro más cercana aguas arriba del dominio), y se ajustan los valores mínimos del sedimentograma a valores plausibles. En Garcia et al. (2017) se evidencia el logro de una buena concordancia entre los valores desde los aforos y los obtenidos de la metodología de generación del concentrograma, donde se reproducen bien las características generales de la variación de Cw: forma, tiempo al pico, concentración promedio, rama de ascenso/descenso y magnitud total anual del aporte sólido.

Para el período Septiembre 2010-Agosto 2015, el concentrograma resultante sobre el cauce principal tiene un promedio diario de 133,9 mg/l, el máximo es de 729,2 mg/l y el mínimo de 57,5 mg/l; la carga sólida promedio diaria es de 2378 kg/s. La carga sólida media es de 75×10^6 t/año. En distintos trabajos se encuentran valores de transporte anual de cargas de lavado de 67 a 145×10^6 t/año para este tramo (Alarcón et al., 2003; Amsler et al., 2007; Sarubbi, 2007), y siendo el calculado de 75×10^6 t/año, se concluye que la carga sólida en este período es relativamente baja.

Para el período Septiembre 2015-Agosto 2016, el concentrograma resultante sobre el cauce principal tiene un promedio diario de 97,1 mg/l, el máximo es de 357,8 mg/l y se conserva el mínimo anterior; la carga sólida promedio diaria es de 2250 kg/s. La carga sólida media es de 71×10^6 t/año, con lo cual para esta crecida también la carga sólida es relativamente baja, incluso algo menor que el promedio del período anterior.

Para la entrada de sedimentos en el sistema Coronda, al no contar con aforos sistemáticos específicos en el lugar o cercanías, y al ser escasas las mediciones, se elaboró un concentrograma a partir del generado para Diamante. Se considera la misma forma y valor mínimo, se tiene en cuenta registros máximos para dicha zona (Amsler et al., 2007), y se confecciona el concentrograma proporcional al elaborado en Diamante. Para el período Sept. 2010-Ago. 2015, la concentración promedio resulta de 73,1 mg/l, y el transporte de sedimentos medio anual es de $1,7 \times 10^6$ t/año. En Amsler et al. (2007) se estipula que el Gw se encuentra dentro del rango de 4,7 a $8,6 \times 10^6$ t/año, el valor obtenido indicaría muy bajos aportes sólidos al sistema en dicho período. Para el período Septiembre 2015-Agosto 2016, la concentración promedio resulta de 65,6 mg/l, que combinados con los caudales de la crecida, resulta en un transporte de sedimentos medio anual de $6,95 \times 10^6$ t, por lo que esta crecida tendría significativos aportes sólidos desde el sistema lagunar Coronda.

Los concentrogramas de la Figura 3 son los ingresos sólidos al sistema, al cauce principal y al sistema lagunar Coronda, para realizar las simulaciones sedimentológicas.

Con las condiciones indicadas, se realiza la aplicación del modelo CTSS8-FLUSED para dos períodos: Septiembre 2010 – Agosto 2015 y Septiembre 2015 – Agosto 2016. Se trata separadamente esta última crecida importante del río para poder realizar comparaciones de resultados deposicionales.

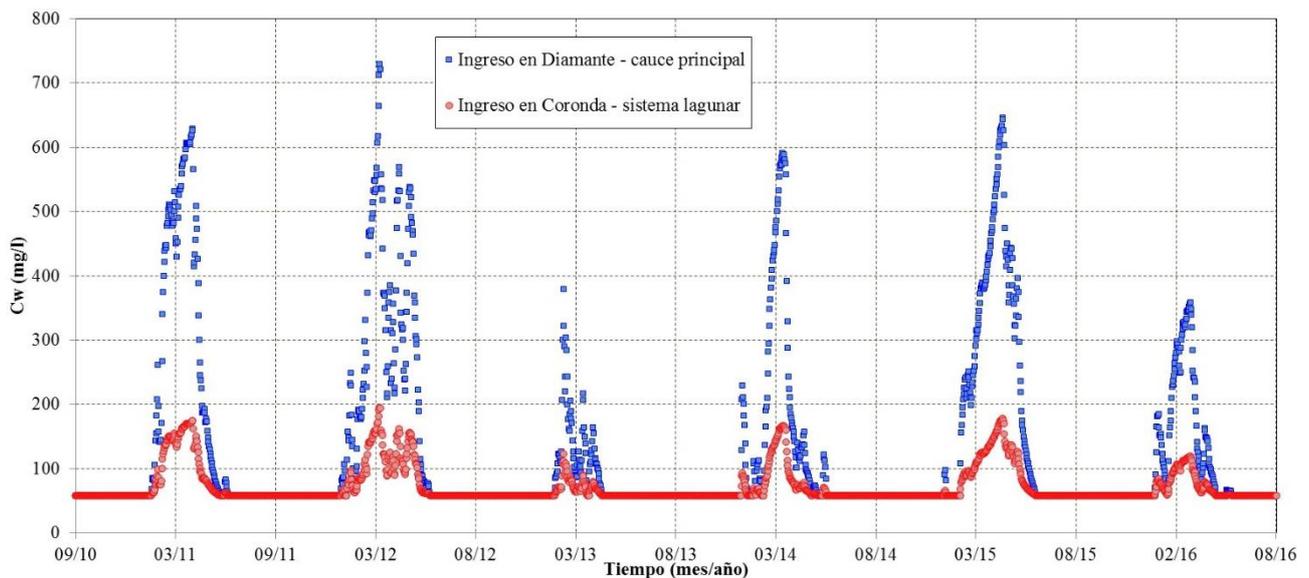


Figura 3.- Concentrogramas de ingreso sólido al modelo, del cauce principal y del sistema Coronda

RESULTADOS

En la Tabla 1 se presentan los coeficientes NS resultantes de las simulaciones hidrodinámicas, para ambos períodos evaluados. Para mostrar el buen desempeño del modelo, se comparan niveles limnimétricos, determinando el coeficientes de Nash-Sutcliffe (NS), en Diamante, Victoria, Coronda, Puerto Gaboto, PSM, Rosario y San Nicolás, y de caudales en PSM. En ambos períodos los resultados de caudales en PSM dan muy buen ajuste, valores superiores a 0,89. En cuanto a las alturas de agua, los ajustes alcanzados son satisfactorios, las estaciones de Diamante, Victoria, Coronda y Puerto Gaboto tienen un desempeño aceptable, con NS superiores a 0,55, y en PSM, Rosario y SN los ajustes son muy buenos con coeficientes superiores a 0,75. Los coeficientes NS logrados reflejan la alta correlación entre las observaciones y las modelaciones. Los errores porcentuales promedio entre limnigramas calculados y observados son menores del 6,3 %, y entre el hidrograma en PSM calculado y observado es del 3,92 %. En la Figura 4 se presentan las comparaciones entre limnigramas calculados y observados, de las estaciones presentes en el dominio del modelo.

Tabla 1.- Coeficientes de Nash-Sutcliffe (NS), para los resultados de las simulaciones hidrodinámicas

Estación hidrométrica	Período Sept. 2010 – Ago.2015	Período Sept. 2015 – Ago.2016
Diamante	0,59	0,63
Puerto San Martín (PSM)	0,92	0,93
Rosario	0,90	0,76
San Nicolás (SN)	0,86	0,81
Victoria	0,56	0,80
Coronda	0,56	0,63
Puerto Gaboto	0,75	0,97
QPSM	0,89	0,94

Los resultados de las simulaciones sedimentológicas se presentan en la Tabla 2 (se informan rangos de valores, donde se considera el rango de w_s factibles). Para el período Septiembre 2010-Agosto 2015, los sólidos anuales promedio depositados van desde 10 a 16×10^6 t, representando del 13 al 21 % de los sólidos ingresantes que se depositan sobre todo el dominio (acordes a porcentajes usuales en estos sistemas cauce-planicie de grandes ríos de llanura, Garcia, 2013). En el valle se depositó de 3,4 a $4,4 \times 10^6$ t anuales, lo que representa entre el 21 % a 43 % de los sedimentos que retiene el tramo, evidenciando su rol preponderante de almacenador, que generan incrementos en las cotas de fondo que varían de 0,32 a 0,41 mm/año. Sobre el cauce principal no se contabilizan

deposiciones. En la Figura 5a se presenta la distribución espacial de las deposiciones, producto de flujo mayoritariamente encauzado sobre el valle de inundación. Los mayores depósitos se observan en las celdas de las principales lagunas (Grande y Coronda), donde las velocidades disminuyen considerablemente, y donde se ensancha la planicie.

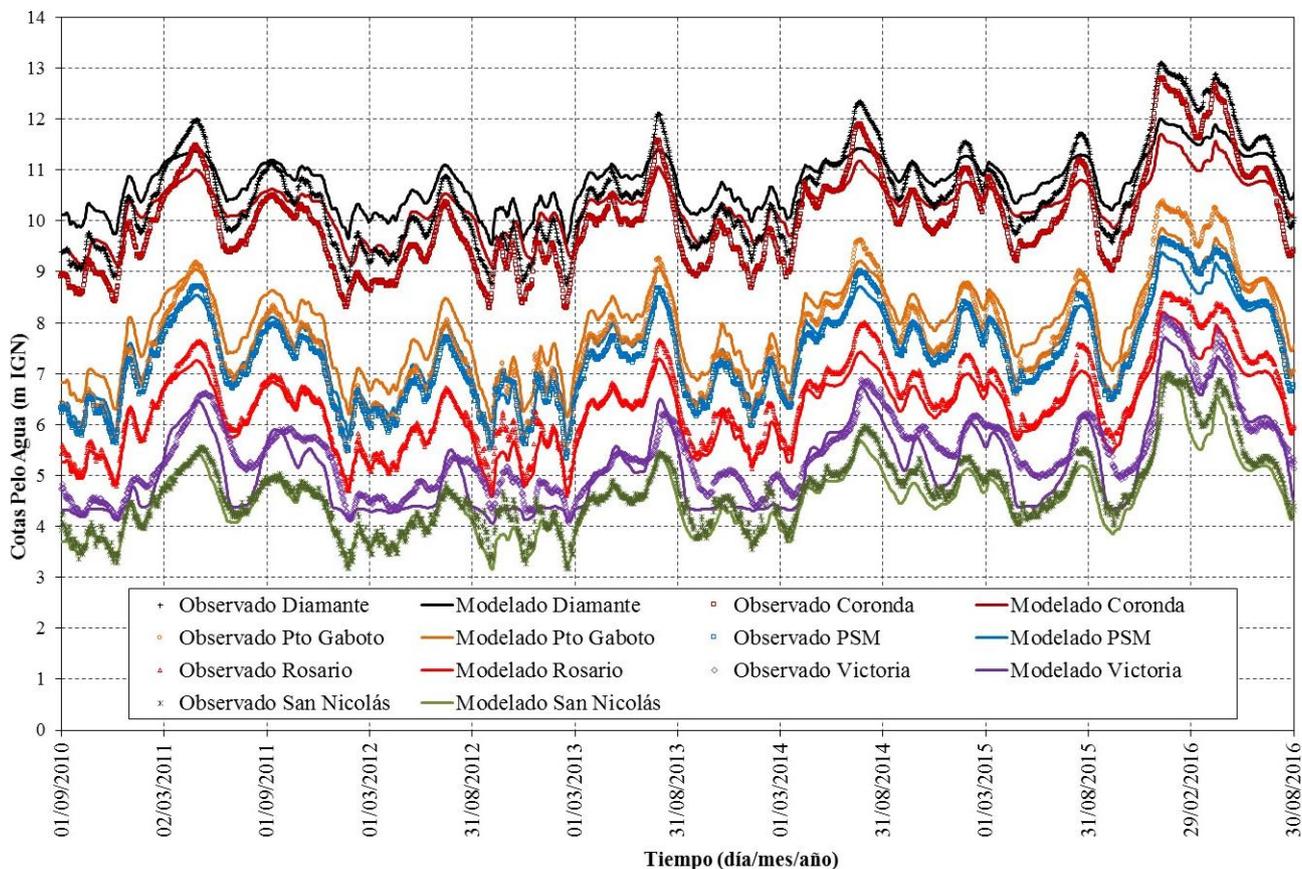


Figura 4.- Comparación de limnigramas calculados (modelados) y observados en los puntos de control, para el período Septiembre 2010 – Agosto 2016

Tabla 2.- Resultados de las simulaciones sedimentológicas

Resultados	Sept. 2010– Ago. 2015	Promedio anual Sept. 2010-Ago. 2015	Sept. 2015– Ago. 2016
Sólidos suspendidos ingresantes [$\times 10^6$ t]	383,7	76,7	78,1
Depósitos anuales en el dominio [$\times 10^6$ t]	51,0 – 80,4	10,2 – 16,1	18,7 – 32,2
Retención sólidos en dominio [%]	13,3 – 20,9		24,0 – 41,2
Depósitos anuales en la Planicie [$\times 10^6$ t]	17,1 – 21,9	3,4 – 4,4	12,4 – 14,4
Retención sólidos en Planicie [%]	4,5 – 5,7		15,8 – 18,4
Aumento cotas de fondo en Planicie [mm]	1,6 – 2,0	0,32 – 0,41	1,15 – 1,34

Para la crecida sucedida entre Septiembre de 2015 y Agosto de 2016, el caudal máximo registrado fue de 26431 m³/s, superando someramente el valor de 25000 m³/s, donde se considera que se presenta el flujo por desborde sobre la planicie. En dicho período, el ingreso sólido estimado es de 78,1 $\times 10^6$ t, siendo un valor habitual a bajo de los ingresos de sedimentos en el sistema. Luego de las simulaciones hidro-sedimentológicas para esta crecida, se contabilizan deposiciones que van desde 19 a 32 $\times 10^6$ t en todo el dominio (del 24 % al 41 % de los sólidos ingresantes), y dentro de la planicie de inundación de 12,4 a 14,4 $\times 10^6$ t (entre 38 % a 72 % de lo depositado en el sistema). El incremento promedio en las cotas de fondo de la planicie que generó este año con crecida significativa es de 1,1 a 1,3 mm/año, un incremento del orden de 3,5 veces lo que produjeron los 5 años anteriores en promedio. En cuanto a la distribución espacial de sólidos, se puede visualizar las deposiciones para este período en la Figura 5b. En la misma se evidencia mayor presencia de los

sedimentos en la planicie de inundación, donde si bien en las áreas más deprimidas se presentan las mayores deposiciones, no resultan tan concentradas en estas zonas, sino más distribuidas. Esto es concordante con el flujo de desborde que provoca el ingreso del sedimento en el valle de inundación.

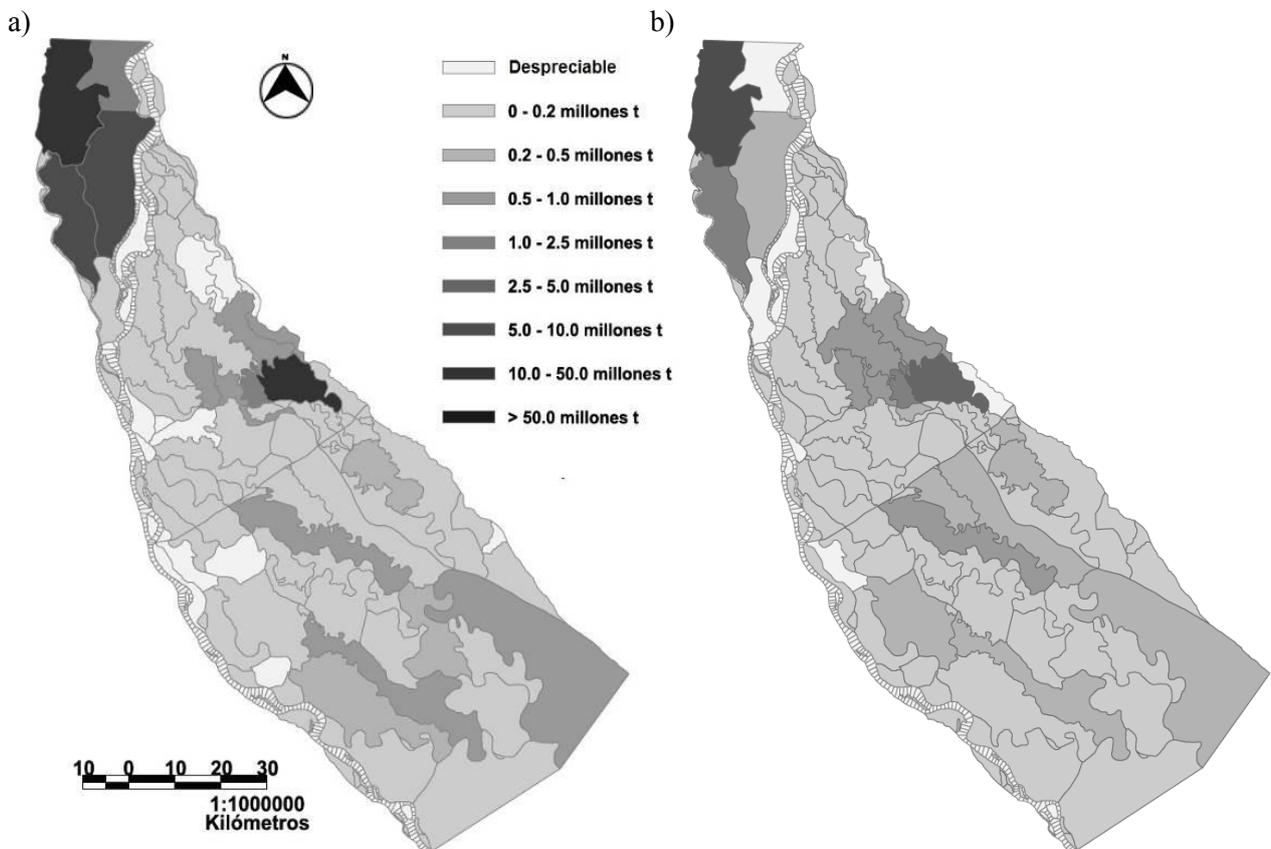


Figura 5.- Distribución espacial de deposiciones en las celdas del dominio, para $w_s = 0.0001$ m/s: a) período Septiembre 2010 – Agosto 2015; b) período Septiembre 2015 – Agosto 2016

CONCLUSIONES

A partir del modelo matemático constituido sobre el Paraná Inferior, se evaluó el comportamiento hidro-sedimentológico del sistema cauce-planicie para el período Septiembre de 2010 a Agosto de 2016. Los resultados hidrodinámicos indican un desempeño bueno del modelo, con coeficientes NS elevados para las estaciones de registro sobre el cauce principal, y aceptables para el resto.

De los resultados de las simulaciones sedimentológicas, se concluye que para el período Septiembre 2010 – Agosto 2015 de caudales medios, con escaso ingreso de sólidos al sistema, y presencia moderada a baja de agua en el valle, le corresponden deposiciones considerablemente bajas. El año subsiguiente Septiembre 2015 – Agosto 2016 presenta una crecida significativa, que según los caudales registrados, fue de carácter moderada, con generación de flujo de desborde sobre los albardones costeros. Si bien en este período se presentan concentraciones de la carga de lavado que no son extremas (máximo 360 mg/l), sino dentro de los rangos habituales (de 50 o 60 mg/l hasta 500 o 600 mg/l en los picos de caudales sólidos; Bertoldi de Pomar, 1984; DH-FCEIA, 1997; Serman y asociados S. A., 1999; Sarubbi, 2007), ni la carga sólida anual es elevada (más bien baja), sí se presentan caudales que producen flujo de desborde, donde ingresa masivamente volumen de agua al valle de inundación, por un período (en suma) de tres meses, que coincide con los picos del sedimentograma.

Los resultados sedimentológicos indican que al presentarse crecidas que generen flujo de desborde, en coincidencia con los mayores aportes sólidos, pueden generar depósitos en el valle del

orden de algo más de tres veces las cantidades anuales, y el valle llegar a retener del 62 % al 72 % de los sedimentos que se acumularían en 5 años de aguas medias (con flujo predominantemente encauzado), con escaso a moderado ingreso sólido total.

REFERENCIAS

- Alarcón, J.J.; Szupiany, R.; Montagnini, M.D.; Gaudin, H.; Prendes, H.H.; y Amsler, M.** (2003). "Evaluación del transporte de sedimentos en el tramo medio del río Paraná", *I Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*. Ezeiza, Argentina.
- Alberdi, R. y Ramonell, C.G.** (2013). "Evaluación de cambios morfométricos recientes en cauces menores del río Paraná Medio", *VI Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*. Santa Fe, Argentina.
- Amsler, M.L. y Drago, E.** (1999). "A review of the suspended sediment budget at the confluence of the Paraná and Paraguay rivers", *Symposium on hydrological and geochemical processes in large scale rivers*. Manaus, Brazil.
- Amsler, M.L.; Drago, E.C. y Paira, A.R.** (2007). "Fluvial sediments: Main channel and floodplain interrelationships", Capítulo 5, en: *The Middle Paraná River: Limnology of a Subtropical Wetland*, de Iriondo, M.H.; Paggi, J.C. y Parma, M.J. (Eds.). Heidelberg, N. York. Vol. I, pp. 123-14.
- Basile, P.A.; Riccardi, G.A.; Garcia, M.L. y Stenta, H.R.** (2007). "Quasi-2D modeling of hydro-sedimentological processes in large lowland river-floodplain systems", *Workshop on Morphodynamics Processes in Large Lowland Rivers*. Santa Fe, Argentina.
- Bertoldi de Pomar, H.** (1984). "Estudios limnológicos en una sección transversal del tramo medio del río Paraná. III: Componentes sólidos transportados en suspensión". *Revista de la Asociación de Ciencias Naturales del Litoral*, Vol. 15, Fascículo 1, pp. 25-46.
- DH-FCEIA.** (1997). "Estudio y Proyecto de la Obra de Dragado de Acceso al Puerto de PASA S.A.". Informe Final Convenio PASA S.A.- Departamento de Hidráulica, FCEIyA, UNR, Rosario, Argentina.
- García, M.L.** (2013). *Modelación de Procesos Hidrodinámicos y Sedimentológicos en Planicies de Inundación de Grandes Ríos de Llanura*. Tesis Doctoral, FCEIyA, UNR, Rosario, Argentina. 424 p.
- García, M.L.; Basile, P.A. y Riccardi, G.A.** (2017). "Estudio de aforos y modelación hidro-sedimentológica del cauce y planicie aluvial del Río Paraná". *VIII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Córdoba, Argentina.
- García, M.L.; Basile, P.A.; Riccardi, G.A. y Rodríguez, J.F.** (2015). "Modelling extraordinary floods and sedimentological processes in a large channel-floodplain system of the Lower Paraná River (Argentina)". *International Journal of Sediment Research*, ISSN 1001-6279, Vol. 30 (2015), pp. 150-159.
- García, M.L.; Basile, P.A. y Riccardi, G.A.** (2013a). "Modelación Hidrodinámica de Crecidas Extraordinarias en Sistema Cauce-Planicie del Río Paraná Inferior". *Sexto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*. Santa Fe, Argentina. E-Book ISBN 978-987-657-900-1. 1ª Ed. FICH-UNL.
- García, M.L.; Basile, P.A. y Riccardi, G.A.** (2013b). "Modelación Sedimentológica en Sistema Cauce-Planicie del Río Paraná Inferior". *Sexto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*. Santa Fe, Argentina. E-Book ISBN 978-987-657-900-1. 1ª Ed. FICH-UNL.
- García, M.L.; Basile, P.A. y Riccardi, G.A.** (2012). "Modelación hidrodinámica de sistema cauce-planicie con celdas amorfas, de tramo del río Paraná Inferior", I Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos, IFRH, INA, Ezeiza, Argentina, 15 p.
- Iriondo, M.H.** (1972). "Mapa geomorfológico de la llanura aluvial del Río Paraná desde Helvecia hasta San Nicolás, República Argentina". *Revista Asociación Geológica Argentina*, tomo XXVII (2), pp. 155-160.
- Krone, R.B.** (1962). "Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes". Final Rep., Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California, Berkeley, EEUU.
- Re, M.; Menéndez, A.N. y Amsler, M.L.** (2009). "Metodología para la generación de series temporales de descarga sólida de los ríos Paraná de las Palmas y Paraná Guazú", *Cuarto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Salta, Argentina.
- Riccardi, G.A.** (2001). *Un Sistema de Simulación Hidrológica-Hidráulica cuasi-2D multicapa para ambientes rurales y urbanos*. Tesis Doctoral, FCEfYN, UNC, Córdoba, Argentina.
- Sarubbi, A.** (2007). "Análisis del Avance del frente del Delta del Río Paraná". Tesis de grado en Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires. 136 p.
- Serman y asociados S.A.** (1999). "Análisis de condiciones sedimentológicas en el entorno de la Conexión vial". Informe de Puentes del Litoral S.A., Convenio Gobierno Nacional – Provincias de Santa Fe y Entre Ríos para la obra Conexión Física Rosario-Victoria. Argentina.

SSRH. Subsecretaría de Recursos Hídricos, del Sistema Nacional de Información Hídrica. Base de Datos Hidrológica Integrada: <http://www.hidricosargentina.gov.ar/AccesoBDHI.html>.

Werter, S.J.; Grimson, R.; Minotti, P.G.; Booij, M.J. y Brugnach, M. (2018). “Hydrodynamic modelling of a tidal delta wetland using an enhanced quasi-2D model”. *Journal of Hydrology*, Vol. 559, pp. 315–326.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PARAMETRIZACIONES DE LA CURVA DE SHIELDS PARA
DIFERENTES APLICACIONES DEL CRITERIO DE
MOVIMIENTO INCIPIENTE

Pedro A. Basile^{(1),(2)}, **Gerardo Riccardi**^{(1),(2),(3)} y **Marina Garcia**^{(1),(2)}

⁽¹⁾ Departamento de Hidráulica – Escuela de Ingeniería Civil (FCEIA – UNR)

⁽²⁾ Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales (FCEIA – UNR)

⁽³⁾ Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario (CIUNR)

Riobamba 245 bis. (2000) Rosario. Argentina

E-mail: pbasile@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN:

Las relaciones funcionales que vinculan la tensión de corte adimensional crítica (o parámetro de Shields crítico) con características del material sedimentario que constituye el cauce, y sus correspondientes aplicaciones, dependen del abordaje utilizado para definir la condición de “movimiento incipiente” del sedimento. En este trabajo se presenta la recopilación de una importante cantidad de datos experimentales, que incluyen los distintos criterios utilizados para definir el movimiento incipiente de sedimentos incoherentes. A partir de los mismos se desarrollaron dos expresiones parametrizadas para la tensión de corte adimensional crítica τ_{*c} en función del diámetro adimensional D^* . Una de ellas es de utilidad práctica para el dimensionamiento de protecciones de lecho y/o márgenes en cauces fluviales. La otra expresión es apropiada para evaluar el transporte de sedimentos, mediante ecuaciones de transporte basadas en el exceso de tensión de corte.

ABSTRACT:

The functional relationships that link dimensionless critical shear stress (or critical Shields parameter) with characteristics of sedimentary material constituting the riverbed, and their applications, depend on the approach used to define the status of "incipient movement". In this work a significant amount of experimental data, including the different criteria used to define the condition of incipient movement of incoherent sediments, were collected. From these data two parametrized expressions for the dimensionless critical shear stress τ_{*c} as a function of dimensionless diameter D^* were developed. One of them is useful for the design of riverbed and riverbank protection measures. The other expression is appropriated to assess sediment transport rates by transport equations based on excess shear stress.

PALABRAS CLAVES: transporte de sedimentos; movimiento incipiente; curva de Shields.

INTRODUCCIÓN

La condición de flujo en el instante que se produce el “movimiento incipiente” del sedimento del lecho recibe el nombre de condición hidrodinámica crítica, la cual puede representarse generalmente a través de un valor crítico de la tensión de corte sobre el fondo. Para determinarla se han desarrollado diversas relaciones funcionales, que vinculan la tensión de corte crítica con características del material sedimentario que constituye el cauce.

El conocimiento de dichas relaciones son de utilidad práctica para: i) el diseño de canales estables, ii) el dimensionamiento de protecciones del lecho y/o de márgenes de ríos, iii) la evaluación del exceso de tensión de corte en ecuaciones de transporte, iv) la evolución del proceso erosivo en brechas en presas de materiales sueltos, vi) la evacuación hidráulica de sedimentos depositados en embalses, etc. Todas estas relaciones funcionales y sus correspondientes aplicaciones, sin embargo, dependen del abordaje utilizado para definir justamente la condición de “movimiento incipiente”.

En este trabajo se realizó la recopilación de una importante cantidad de datos experimentales, que incluyen los distintos criterios utilizados para definir el movimiento incipiente de sedimentos incoherentes. A partir de los mismos se desarrollaron dos expresiones parametrizadas para la tensión de corte adimensional crítica en función del diámetro adimensional. Una de ellas es de utilidad práctica para el diseño en ingeniería fluvial (protecciones de lecho y/o márgenes) y otra utilizable en las ecuaciones de transporte basadas en el exceso de tensión de corte o eventualmente en aquellas que utilizan una tensión de corte de referencia.

CRITERIOS UTILIZADOS PARA DEFINIR EL MOVIMIENTO INCIPIENTE

Los cuatro criterios utilizados para definir la condición de movimiento incipiente de sedimentos incoherentes son: i) referencial, ii) visual, iii) competente y iv) teórico.

Los valores de tensión de corte crítica determinados con el criterio referencial se obtienen extrapolando mediciones simultáneas de transporte de fondo y de tensión de corte, a un transporte de referencia igual a cero o suficientemente bajo (Shields, 1936; Parker y Klingeman, 1982; Parker, 1990; Bridge y Dominic, 1993). Los valores determinados a partir de este enfoque son sensibles al método utilizado para realizar la extrapolación (Parker y Klingeman, 1982; Diplas, 1987; Ashworth y Ferguson, 1989; Ashworth et al., 1992) y al valor particular de transporte de referencia adoptado (Wilcock, 1988).

Con respecto al criterio visual, Kramer (1935) propuso cuatro niveles para definir el movimiento incipiente a partir de la observación visual: i) *Ninguno*: todas las partículas permanecen en el lecho en su posición original, ii) *Débil*: varias partículas pequeñas, que pueden ser contabilizadas, se encuentran en movimiento en lugares aislados, iii) *Mediano*: partículas de diámetro medio están en movimiento en un número demasiado grande como para ser contabilizadas, el movimiento ya no es de carácter local, aunque no es lo suficientemente fuerte como para afectar la configuración del lecho y producir el transporte de una cantidad apreciable de material y iv) *General*: todas las partículas de sedimento están en movimiento, el mismo es lo suficientemente fuerte como para cambiar la configuración del lecho y producir el transporte de una cantidad apreciable de material.

Por lo tanto, el criterio basado en la observación visual del lecho permite relacionar directamente la tensión de corte que produce el movimiento incipiente (Gilbert, 1914; Kramer, 1935; Yalin y Karahan, 1979). Este criterio posee un cierto grado de subjetividad ya que, de acuerdo a Kramer, depende de la definición del nivel que constituye el movimiento incipiente (Gilbert, 1914; Kramer, 1935; Neill y Yalin, 1969; Wilcock, 1988). Se han realizado diversos intentos por reducir tal subjetividad, introduciendo expresiones que tienen en cuenta el número de granos desplazados por unidad de área del lecho, la duración de la observación y las tensiones de corte aplicadas (Neill y Yalin, 1969; Wilcock, 1988), sin embargo, estas expresiones no han sido ampliamente adoptadas.

El criterio competente se refiere a la utilización de funciones de competencia que relacionan la tensión de corte con el tamaño más grande de sedimento presente en el lecho, a partir de las cuales se puede establecer la tensión de corte crítica para un tamaño determinado (Andrews, 1983; Carling, 1983; Komar, 1987). Las funciones de competencia son sensibles al tamaño máximo de las partículas, a la eficiencia de las trampas de sedimentos utilizadas para medir el transporte, al tamaño de la muestra, a la estrategia de muestreo, a la disponibilidad de tamaños de grano grueso y a la técnica de ajuste de las curvas de tensiones de corte versus diámetros (Wilcock, 1992; Wathen et al., 1995).

El cuarto criterio consiste en el cálculo teórico de la tensión de corte crítica. En este criterio se utilizan conceptos de equilibrio de fuerzas para predecir los umbrales correspondientes al movimiento incipiente (White, 1940; Wiberg y Smith, 1987; Jiang y Haff, 1993). Este abordaje es sensible a los valores que se asignan a las distintas variables intervinientes en el proceso, como por ejemplo, la forma de las partículas, el empaquetamiento, la imbricación y el coeficiente de fricción estática de Coulomb del sedimento del lecho.

TENSIÓN DE CORTE ADIMENSIONAL CRÍTICA

La tensión de corte adimensional crítica sobre el fondo (o parámetro de Shields crítico) es función del número de Reynolds crítico de la partícula asociado a la velocidad de corte y se expresa como:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{bc}}{(\rho_s - \rho)gd} = f\left(\frac{u_{*c}d}{\nu}\right) \quad [1]$$

donde $\tau_{bc} = \rho u_{*c}^2$ es la tensión de corte crítica (N/m^2), siendo ρ : densidad del agua (kg/m^3) y u_{*c} : velocidad de corte crítica (m/s); ρ_s es la densidad del sedimento (kg/m^3), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), d es el diámetro (m), y ν es la viscosidad cinemática (m^2/s).

Shields (1936) fue el primero en arribar a la expresión (1) a través de análisis dimensional y, mediante una serie de experimentos en un canal de laboratorio, logró corroborar la validez de la misma para una vasta gama de partículas angulares de barita, granito, ámbar y carbón (Buffington, 1999).

Shields definió la tensión de corte crítica como aquella para la cual el transporte de fondo tiende a cero, es decir, utilizó el criterio referencial con transporte igual a cero. Sin embargo, algunos investigadores argumentan que Shields pudo haber incluso utilizado, en algunos casos, el nivel de movimiento *general* de Kramer (Buffington, 1999).

CONTRIBUCIÓN DE INVESTIGACIONES POSTERIORES A SHIELDS

Posteriormente a la investigación de Shields (1936), se han realizado numerosas contribuciones, consistentes en la adición de nuevos datos, revisiones y propuestas de modificaciones. Por ejemplo, Grass (1970), Gessler (1971) y Paintal (1971), reconocieron que el movimiento incipiente de un tamaño de grano en particular es inherentemente un problema estadístico, dependiendo de las funciones de distribución de probabilidad de la tensión de corte turbulento sobre el fondo y de la geometría intergranular del material del lecho, siendo esta última controlada por la forma del grano, la distribución granulométrica y la imbricación (Li y Komar, 1986; Kirchner et al., 1990; Buffington et al., 1992).

En consecuencia, existe una distribución de frecuencias de tensiones de corte críticas adimensionales para cualquier tamaño de grano. Gessler (1971) revisó los datos de Shields y después de corregirlos por efectos de pared lateral y resistencia de forma, determinó un valor de $\tau_{*c50} = 0.046$ para un 50 % de probabilidad de movimiento en flujo turbulento completamente desarrollado (Montgomery y Buffington, 1997).

DATOS EXPERIMENTALES SELECCIONADOS

Se realizó una recopilación exhaustiva de datos experimentales obtenidos por diversos autores. El total de datos experimentales recopilados asciende a 250, discriminados en: 60 (referencial), 181 (visual) y 9 (competente). Parte de los datos fueron obtenidos a partir del trabajo de Montgomery y Buffington (1997).

Para ser consistentes con los datos de Shields, los mismos han sido seleccionados considerando: i) flujo turbulento; ii) sumergencia relativa $h/d > 5$, siendo h la profundidad de flujo y d el diámetro, iii) sedimento cuasi-uniforme en el sentido de Folk y Ward (1957) con desvío estándar $\sigma_1 < 0.5$; iv) pendiente de fondo baja ($S_b < 1\%$). Los datos de Pilotti y Menduni (2001) fueron seleccionados siguiendo el mismo criterio.

Los datos recopilados se resumen en las Tablas 1, 2 y 3. En dichas Tablas se consignan los datos discriminados según el criterio de inicio de movimiento utilizado en las experimentaciones, es decir, referencial, visual y competente respectivamente (Basile, 2018).

Tabla 1.- Resumen de datos seleccionados para el criterio *referencial* de movimiento incipiente.

Autor	N° de datos	Rango de valores			
		τ_c (-)	Re_p (-)	d (mm)	ρ_s (kg/m ³)
Gilbert (1914)	2	0.051 - 0.059	227 - 489	4.94 - 7.01	2690
Casey (1935)	8	0.035 - 0.067	1.9 - 80	0.17 - 2.46	2650
Kramer (1935)	3	0.033 - 0.039	6.6 - 7.8	0.51 - 0.55	2700
USWES (1935)	6	0.035 - 0.051	2.2 - 7.8	0.21 - 0.52	2650
Shields (1936)	15	0.030 - 0.049	6.3 - 219	0.36 - 3.44	1060 - 4300
Guy et al. (1966)	1	0.040	2.1	0.19	2650
Williams (1970)	1	0.040	41	1.35	2650
Paintal (1971)	2	0.050 - 0.050	112 - 638	2.50 - 7.95	2650
Mizuyama (1977)	3	0.038 - 0.051	437 - 2841	6.40 - 22.5	2507 - 2656
Parker y Klingeman (1982)	1	0.035	6744	54.0	2850
Bathurst et al. (1987)	3	0.043 - 0.053	944 - 3231	11.5 - 22.2	2570 - 2650
Wilcock (1987)	2	0.023 - 0.037	12 - 332	0.67 - 5.28	2650
Asworth y Ferguson (1987)	2	0.054 - 0.072	7773 - 8463	50.0 - 57.5	2540 - 2600
Diplas (1987)	2	0.027 - 0.034	5923 - 6647	54.0	2850
Parker (1990)	1	0.034	6731	54.0	2850
Asworth et al. (1992)	1	0.061	2463	24.0	2650
Kuhnle (1992)	1	0.065	869	11.73	2650
Li y Komar (1992)	1	0.048	3.3	0.24	2650
Wilcock y McArdell (1993)	1	0.028	88	2.60	2610
Kuhnle (1993)	1	0.039	404	5.58	2650
Bridge y Dominic (1993)	3	0.040 - 0.052	4.2 - 286	0.30 - 4.94	2690

Tabla 2.- Resumen de datos seleccionados para el criterio *visual* de movimiento incipiente.

Autor	N° de datos	Rango de valores			
		τ_c (-)	Re_p (-)	d (mm)	ρ_s (kg/m ³)
Gilbert (1914)	13	0.032 - 0.069	52 - 587	1.71 - 7.01	2690
USWES (1935)	2	0.048 - 0.074	2.4 - 5.5	0.18 - 0.34	2650
Mavis et al. (1937)	16	0.022 - 0.037	37 - 235	1.40 - 4.30	2660
Ho (1939)	1	0.025	225	5.710	2660
Meyer-Peter y Müller (1948)	21	0.025 - 0.050	59 - 686	1.86 - 8.50	2680
Wolman y Brush (1961)	10	0.020 - 0.052	9.0 - 94	0.67 - 2.00	2650
Raudkivi (1963)	1	0.036	6	0.400	2600
Vanoni (1964)	4	0.097 - 0.226	0.43 - 1.50	0.037 - 0.102	2490 - 2650
Neill (1967)	20	0.023 - 0.056	221 - 2099	5.0 - 20.0	2490 - 2540
White (1970)	13	0.034 - 0.132	0.32 - 53	0.044 - 2.2	1050 - 2600
Everts (1973)	37	0.017 - 0.081	1.3 - 162	0.09 - 3.57	2650 - 4700
Mantz (1975)	15	0.062 - 0.165	0.27 - 0.81	0.03 - 0.076	2650 - 2740
Luque y Van Beek (1976)	5	0.038 - 0.047	16 - 127	0.9 - 3.3	1340 - 4580
Yalin y Karahan (1979)	6	0.03 - 0.113	1.5 - 25	0.1 - 1.0	2650
Ikeda (1982)	2	0.020 - 0.047	8.7 - 72	0.42 - 1.3	2650
Prager et al. (1996)	4	0.021 - 0.025	6.2 - 7.3	0.500	2500 - 2770
Pilotti y Menduni (2001)	11	0.022 - 0.047	18.6 - 168.2	0.8 - 3.0	2460 - 2570

Tabla 3.- Resumen de datos seleccionados para el criterio *competente* de movimiento incipiente.

Autor	N° de datos	Rango de valores			
		τ_c (-)	Re_p (-)	d (mm)	ρ_s (kg/m ³)
Andrews y Erman (1983)	1	0.050	8377	58.0	2650
Carling (1983)	1	0.027	911	15.5	2650
Hammond et al. (1984)	1	0.025	877	15.5	2650
Komar (1987)	1	0.027	7277	63.0	2850
Ferguson et al. (1989)	1	0.047	37880	73.0	2800
Komar y Carling (1991)	1	0.039	9182	62.0	2710
Ashworth et al. (1992)	1	0.049	1807	21.0	2650
Ferguson (1994)	1	0.047	11943	75.0	2650
Wethen et al. (1995)	1	0.059	2025	21.3	2650

En la Figura 1 se representan los pares de datos experimentales (Re_{*pc}, τ_{*c}) correspondientes a las investigaciones reportadas en las Tablas 1, 2 y 3 para los distintos tipos de criterios utilizados en la definición del movimiento incipiente. En la misma Figura se representa también la curva parametrizada de Van Rijn (1984).

En dicha Figura se observa que los datos correspondientes al criterio referencial (círculos negros) se ubican preferentemente en la parte superior de la banda configurada por los datos correspondientes al criterio visual (rombos grises). En este sentido, cabe aclarar que el criterio referencial, asociado a un transporte relativamente bajo (no nulo), ha tenido origen en el estudio del transporte de sedimentos y la calibración de distintas ecuaciones de cálculo.

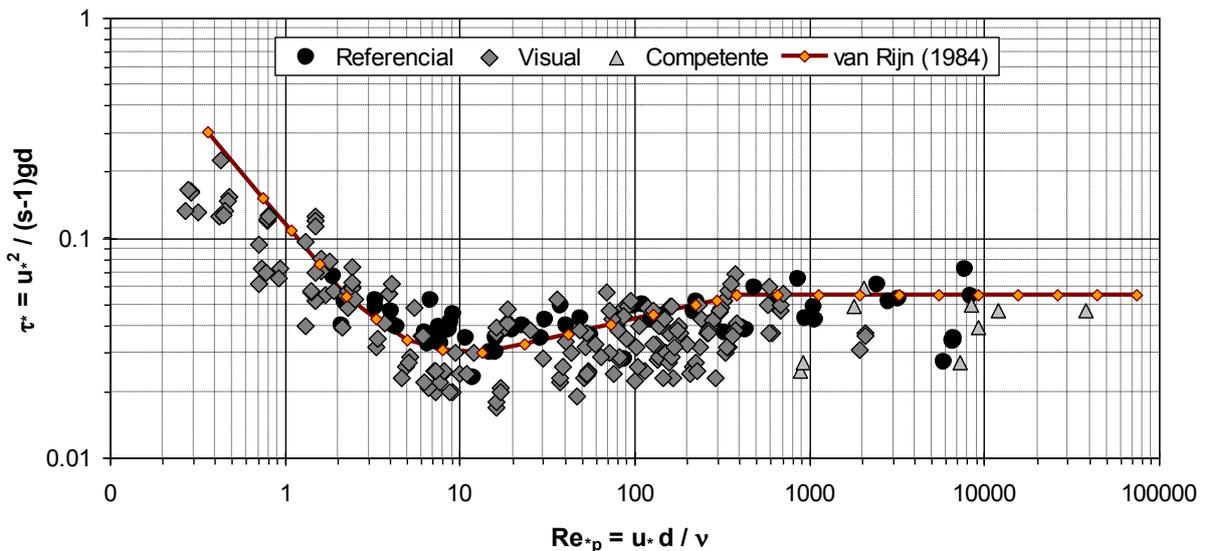


Figura 1.- Valores de tensión de corte adimensional crítica en función de Re_{*p} para los distintos criterios de movimiento incipiente y ecuación parametrizada de van Rijn (1984).

Los valores más bajos de τ_{*c} determinados a partir del criterio competente (triángulos grises) pueden estar reflejando un sesgo asociado con el uso del grano móvil de tamaño más grande presente en la superficie del lecho. En efecto, los clastos superficiales de mayor tamaño del lecho pueden tener umbrales de movilidad más bajos, debido a la mayor protuberancia y a al ángulo de fricción intergranular más pequeño (Buffington et al., 1992). Komar y Carling (1991) propusieron una variante del criterio competente, reemplazando el tamaño máximo por el tamaño de grano medio del transporte de fondo, con lo cual se obtienen valores de τ_{*c} similares a los determinados mediante el criterio referencial.

DIFERENCIA ENTRE τ_{*c} VISUAL Y REFERENCIAL

La tensión de corte adimensional crítica (o parámetro de Shields crítico) determinada a partir del criterio visual o mediante el criterio referencial asociado a un transporte suficientemente bajo, presentan algunas diferencias. En el primer caso (criterio visual), τ_{*c} , es el valor de τ_* para el cual comienza a producirse el arrastre de granos (según los distintos niveles de Kramer). Si se observan granos móviles: $\tau_* > \tau_{*c}$ y si no hay granos que se están moviendo: $\tau_* < \tau_{*c}$. Pero, con el fin de determinar si los granos se están moviendo o no, eso plantea la cuestión de cuánto tiempo uno debe observar el lecho y que extensión de la superficie del lecho se debe observar. Cuando el flujo es turbulento, la tensión de corte sobre el fondo τ_b es fluctuante en el tiempo, por lo tanto, las respuestas a estas preguntas no son fáciles de responder.

Por otra parte, si el objetivo es predecir la tasa de transporte de sedimentos, la alternativa práctica es utilizar una tensión de corte crítica de referencia, que es el valor de τ_b asociado con una muy pequeña tasa predeterminada de transporte. Por lo tanto, por definición, la tensión de corte de referencia se asocia con una pequeña cantidad de transporte, y consecuentemente debe ser ligeramente más grande que la tensión de corte crítica derivada con el criterio visual, en particular, si este último se corresponde con los niveles *Ninguno*, *Débil* y *Mediano* de Kramer.

Sin embargo, si no se considera el efecto de resistencia de forma se puede sobreestimar el valor de τ_{*c} . Comúnmente se da por sentado que, en los estudios en canales de laboratorio, el lecho es inicialmente plano y libre de la influencia de resistencia de forma causada por formas de fondo (Miller et al., 1977). Esto es cierto para los estudios de movimiento incipiente basados en el criterio visual, pero no es así para la mayoría de los estudios basados en el criterio referencial.

En los estudios basados en el criterio visual, el flujo se incrementa gradualmente hasta que se observan granos que comienzan a moverse sobre la superficie plana del lecho. Por el contrario, en la mayoría de los estudios basados en el criterio referencial, los datos de transporte de fondo son muestreados después de alcanzar condiciones de equilibrio, las cuales en muchos casos se caracterizan por la presencia de formas de fondo (Gilbert, 1914; Shields, 1936; De Guy et al., 1966; Wilcock y Southard, 1988). Esto se traduce en una diferencia significativa entre la tensión de corte asociada a la resistencia de grano (superficial) y la tensión de corte total determinada, por ejemplo, en función de la profundidad de flujo y la pendiente. Por lo tanto, el valor τ_{*c} calculado sin considerar el efecto de las formas de fondo, conduce a una sobrestimación del mismo.

Aunque la resistencia de forma no es un problema en los estudios basados en el criterio visual, una sumergencia relativa pequeña puede proporcionar una fuente igualmente importante de resistencia de forma y conducir a una sobreestimación del valor de τ_{*c} . No obstante, los datos reportados en la Figura 1 han sido seleccionados para sumergencia relativa $h/d > 5$, que permite eliminar los efectos de sobrestimación del valor de τ_{*c} (Basile, 2018).

DIFERENTES APLICACIONES DEL CONCEPTO DE MOVIMIENTO INCIPIENTE

Las aplicaciones del concepto de movimiento incipiente del sedimento pueden asociarse a dos objetivos. El primero se refiere a la utilización de la tensión de corte crítica, derivada a partir del criterio referencial o visual, como umbral en una fórmula de transporte de sedimentos basada en el exceso de tensión de corte. En ese caso, el objetivo no es controlar el arrastre de cualquier grano en particular; sino saber el flujo para el cual comienza el transporte de sedimentos. Este es el propósito por el cual se desarrolló la tensión de corte crítica basada en el criterio referencial, a menudo denominada, tensión de corte de referencia. Un valor pequeño del transporte, en el inicio del proceso, no modifica sustancialmente los valores de transporte para tensiones de corte elevadas, como por ejemplo, durante crecidas excepcionales en los ríos. En este caso, para caracterizar la condición de movimiento incipiente, es recomendable utilizar una curva media ajustada a los datos experimentales.

El segundo objetivo se centra en el arrastre de granos individuales. Es decir, en aquellos casos en que la estabilidad del cauce depende de que el material no se mueva en absoluto. Nos podríamos preguntar: ¿Dado un caudal de diseño, para qué tamaños de clastos, la protección del lecho del canal (o de las márgenes), no evidencia ningún tipo de falla (100 % de los clastos no se mueven)? En este caso es recomendable utilizar una curva de inicio de movimiento “envolvente”, es decir, una curva tal que represente el límite inferior del conjunto de las observaciones experimentales.

PROCEDIMIENTO DE PARAMETRIZACIÓN Y RESULTADOS OBTENIDOS

La curva de Shields en el sistema de ejes coordenados de la Figura 1 (Re_{*p}, τ_{*}) no es muy útil porque u_{*c} (o τ_{bc}) debe determinarse por tanteos ya que aparece en los dos ejes. Una forma más apropiada de representar la curva de Shields es en el sistema de ejes (D_{*}, τ_{*}), donde D_{*} es el diámetro adimensional, el cual se define como:

$$D_{*} = \left(\frac{Re_{*p}^2}{\tau_{*}} \right)^{1/3} = d \left[\frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{1/3} \quad [2]$$

Una manera de reducir la dispersión que exhiben los pares de datos experimentales (D_{*}, τ_{*c}) es utilizando el parámetro $\chi_{*c} = f(D_{*})$, donde $\chi_{*c} = u_{*c}/w_s$, siendo w_s la velocidad de caída de la partícula (Cheng, 1997). Es decir, representando el conjunto de mediciones en el sistema de ejes (D_{*}, χ_{*}), como se observa en la Figura 2.

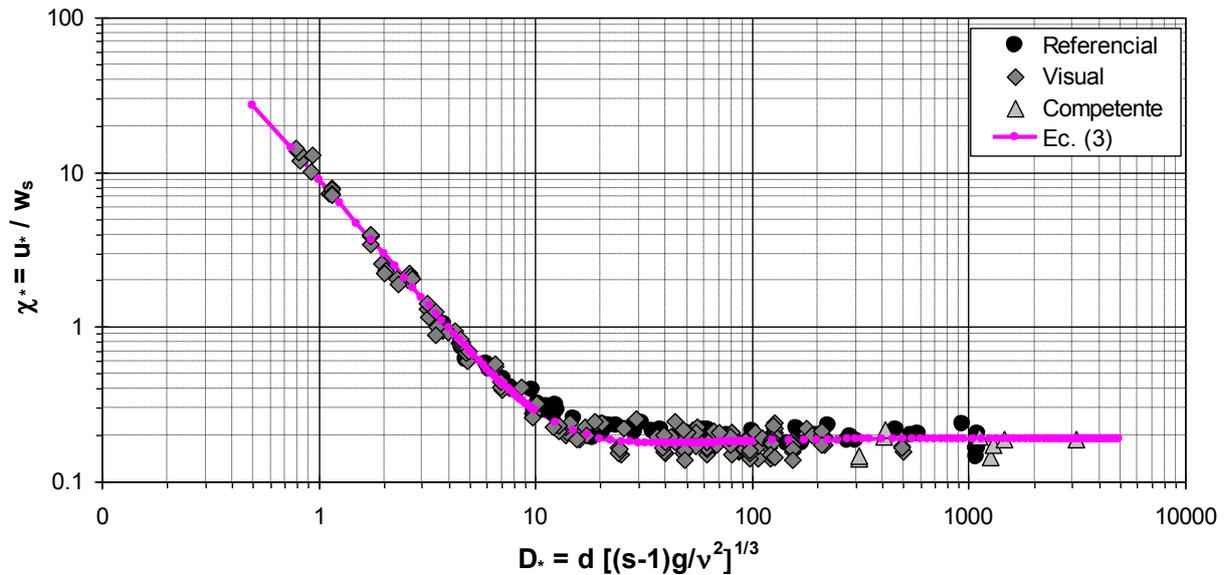


Figura 2.- Curva de inicio de movimiento de sedimentos en el sistema de ejes (D_* , χ_*).

La curva media ajustada a los pares de datos experimentales (D_* , χ_{*c}), representados en la Figura 2, se obtuvo minimizando el error cuadrático medio entre valores calculados y observados. La ecuación que representa el mejor ajuste se expresa mediante:

$$\chi_{*c} = \frac{u_{*c}}{w_s} = 9 D_*^{-1.6} + 0.19 \text{EXP}(-16 D_*^{-1.16}) \quad [3]$$

A los fines prácticos, el valor de la velocidad de corte crítica se puede obtener a través de la multiplicación entre χ_{*c} dado por la expresión (3) y la ecuación de velocidad de caída de Cheng (1997). Por otra parte, dividiendo el parámetro de Shields crítico (1) por w_s^2 se obtiene:

$$\frac{\tau_{*c}}{w_s^2} = \frac{\chi_{*c}^2}{(s-1)gd} \quad [4]$$

Expresando w_s mediante la ecuación de Cheng (1997) y despejando τ_{*c} de (4) se obtiene la ecuación parametrizada de la curva media, en términos de tensión de corte adimensional crítica:

$$\tau_{*c} = \left[9 D_*^{-1.6} + 0.19 \text{EXP}(-16 D_*^{-1.16}) \right]^2 \left(\sqrt{25 + 1.2 D_*^2} - 5 \right)^3 D_*^{-3} \quad [5]$$

Para visualizar la curva parametrizada dada por (5) en el sistema de ejes (D_* , τ_*), la misma se representa en la Figura 3. Se observa que la expresión (5) describe una curva media que se ajusta a la serie de observaciones experimentales.

Tal ecuación puede ser de utilidad para determinar τ_{*c} a los efectos del cálculo del transporte de sedimentos con ecuaciones basadas en el exceso de tensión de corte.

En particular, se observa que para $D_* \geq 400$ ($d \geq 16$ mm) la tensión de corte adimensional crítica es $\tau_{*c} = 0.045$ aproximadamente y tiende asintóticamente a $\tau_{*c} = 0.047$ para valores elevados de D_* . Estos valores son consistentes con los obtenidos previamente por diversos autores, como por ejemplo, Meyer-Peter y Müller, 1948; Gessler, 1971; Yalin y Kaharan, 1979.

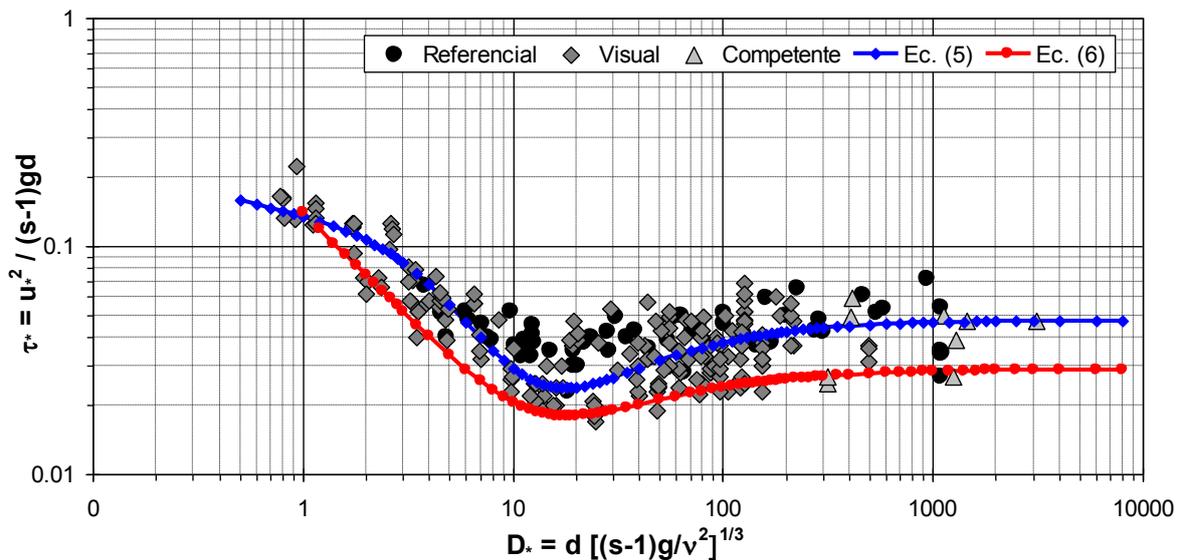


Figura 3.- Valores de tensión de corte adimensional crítica en función de D_* para distintos criterios de inicio de movimiento, conjuntamente con curvas parametrizadas.

La parametrización de la curva envolvente a los pares de datos (D_*, τ_{*c}) , se obtuvo a partir de la modificación de la expresión de Brownlie (1981). Cabe señalar que, un ajuste de la expresión de Brownlie (1981), ha sido propuesta en trabajos precedentes (García, 2008; Parker, 2008), los cuales recomiendan multiplicar por 0.5 los valores de τ_{*c} dados por la curva analítica de Brownlie (1981). En el presente trabajo, la ecuación obtenida se expresa como:

$$\tau_{*c} = 0.14 D_*^{-0.9} + 0.029 \text{EXP}(-18 D_*^{-0.9}) \quad , \quad D_* \geq 1 \quad [6]$$

Para visualizar la relación (6) en el sistema de ejes (D_*, τ_*) , la misma se representa en la Figura 3. Se observa que dicha curva representa el límite inferior de los datos de τ_{*c} para todo el rango de $D_* \geq 1$, es decir, por encima de la misma se encuentra el 98 % de los datos experimentales. En particular, se observa que para $D_* \geq 150$ ($d \geq 6$ mm) la tensión de corte adimensional crítica es $\tau_{*c} = 0.027$ aproximadamente y la curva tiende a $\tau_{*c} = 0.029$ para valores elevados de D_* .

CONCLUSIONES

A partir de la recopilación de una importante cantidad de datos experimentales, reportados por diversos investigadores, se parametrizaron dos curvas $\tau_{*c} = f(D_*)$, las cuales son de utilidad para el diseño de protecciones contra erosión fluvial y para el cálculo del transporte de sedimentos con ecuaciones basadas en el exceso de tensión de corte.

En particular, para el cálculo de protecciones de lecho (o márgenes) con enrocados, etc.; se recomienda utilizar la ec. (6), con las eventuales correcciones de τ_{*c} debido a sumergencia relativa, pendiente del canal (pendiente de márgenes), elevada turbulencia local, etc. Asimismo, para el cálculo del transporte por clases granulométricas, el valor de τ_{*c} dado por la ec. (5) debe ser corregido con oportunos coeficientes de protección-exposición.

AGRADECIMIENTOS. Los autores agradecen a la UNR por el apoyo brindado en el marco de los proyectos PID ING514 e ING509.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrews, E.D.** (1983). "Entrainment of Gravel from Naturally Sorted River-Bed Material". *Geological Society of America Bulletin*, 94(10), 1225-1231.
- Ashworth, P.J. and Ferguson, R.I.** (1989). "Size-Selected Entrainment of Bed Load in Gravel Bed Streams". *Water Resources Research*, 25(4), 627-634.
- Ashworth, P.J., Ferguson, R.I., Ashmore, P.E., Paola, C., Powell, D.M., and Prestegard, K.L.** (1992). "Measurements in a braided river chute and lobe, 2, Sorting of bed load during entrainment, transport, and deposition". *Water Resources Research*, 28, 1887-1896.
- Basile, P.A.** (2018). *Transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Aluviales*. UNR Editora, 455 p., ISBN 978-987-702-257-5, <http://hdl.handle.net/2133/10738>.
- Bridge, J.S. and Dominic, D.F.** (1984). "Bed load grain velocities and sediment transport rates". *Water Resources Research*, 20, 476-490.
- Brownlie, W.R.** (1981). *Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels*. Report N. KH-R-43A, W. M. Keck Lab. of Hydr. and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, California, USA, 232 p.
- Buffington, J.M., Dietrich, W.E. and Kirchner, J.W.** (1992). "Friction angle measurements on a naturally formed gravel streambed: Implications for critical boundary shear stress". *Water Resources Research*, 28, 411-425.
- Buffington, J.M.** (1999). "The Legend of A.F. Shields". *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(4), 376-387.
- Carling, P.A.** (1983). "Threshold of coarse sediment transport in broad and narrow natural streams". *Earth Surface Processes and Landforms*, 8, 1-18.
- Cheng, N.S.** (1997). "Simplified settling velocity formula for sediment particle". *J. of Hyd. Engrg.*, 123(2), 149-152.
- Diplas, P.** (1987). "Bed Load Transport in Gravel Bed Streams". *J. of Hyd. Engrg.*, ASCE, 113(3), 277-292.
- Folk, R.L. and Ward, W.C.** (1957). "Brazos River bar, a study in the significance of grain-size parameters". *Journal of Sedimentary Petrology*, 27, 3-27.
- García, M.H.** (2008). *Sediment Transport and Morphodynamics*. Chapter 2, 21-163. Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling and Practice. ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 110. Marcelo H. García (Ed.).
- Gessler, J.** (1971). *Beginning and ceasing of sediment motion*. In River Mechanics, edited by H. W. Shen, pp. 7:1-7:22, H.W. Shen, Fort Collins, Colorado.
- Gilbert, G.K.** (1914). "The transportation of debris by running water". *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 86, 263 p.
- Grass, A.J.** (1970). "Initial instability of fine bed sand". *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 96, 619-632.
- Guy, H.P., Simons, D.B. and Richardson, E.V.** (1966). "Summary of alluvial channel data from flume experiments". 1956-61, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 462-I, 96 p.
- Jiang, Z. and Haff, P.K.** (1993). "Multiparticle simulation methods applied to the micromechanics of bed load transport". *Water Resources Research*, 29, 399-412.
- Kirchner, J.W., Dietrich, W.E., Iseya, F. and Ikeda, H.** (1990). "The variability of critical shear stress, friction angle, and grain protrusion in water worked sediments". *Sedimentology*, 37, 647-672.
- Komar, P.D. and Carling, P.A.** (1991). "Grain sorting in gravel-bed streams and the choice of particle sizes for flow-competence evaluations". *Sedimentology*, 38, 489-502.
- Komar, P.D.** (1987). "Selective gravel entrainment and the empirical evaluation of flow competence". *Sedimentology*, 34, 1165-1176.
- Kramer, H.** (1935). "Sand mixtures and sand movement in fluvial models". *Trans. ASCE*, 100(1909), 798-838.
- Li, M.Z. and Komar, P.D.** (1986). "Laboratory measurements of pivoting angles for applications to selective entrainment of gravel in a current". *Sedimentology*, 33, 413-423.
- Meyer-Peter, E. and Müller, R.** (1948). "Formulas for bed-load transport". *Proc. 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research*, pp. 39-64, Inter. Assoc. for Hydraul. Res., Delft, Netherlands.
- Miller, M.C., McCave, I.N. and Komar, P.D.** (1977). "Threshold of sediment motion under unidirectional currents". *Sedimentology*. 24, 507-527.

- Montgomery, D.R. and Buffington, J.M.** (1997). "A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers". *Water Resources Research*, 33(8), 1993-2029.
- Neill, C.R. and Yalin, M.S.** (1969). "Quantitative definition of beginning of bed movement". *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, 95, 585-588.
- Paintal, A.S.** (1971). "Concept of Critical Shear Stress in Loose Boundary Open Channels". *J. Hydr. Res.*, 9(1), 91-113.
- Parker, G.** (2008). *Transport of Gravel and Sediment Mixtures*. Chapter 3, 165-251. Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling and Practice. ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 110. Marcelo H. García (Ed.).
- Parker, G. and Klingeman, P.C.** (1982). "On why gravel bed streams are paved". *Water Res. Research*, 18, 1409-1423.
- Parker, G.** (1990). "Surface-based bedload transport relation for gravel rivers". *J. of Hydraulic Research*, 28, 417-436.
- Pilotti, M. and Menduni, G.** (2001). "Beginning of sediment transport of incoherent grains in shallow shear flows". *Journal of Hydraulic Research*, 39(2), 115-124.
- Shields, A.** (1936). *Application of Similitude Mechanics and the Research on Turbulence to Bed Form Movement*. (en Alemán), Mitt. Preuss. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 26, Berlín.
- Van Rijn, L.C.** (1984). "Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport". *J. of Hydr. Engrg*, 110 (10), 1431-1456.
- Wathen, S.J., Ferguson, R.I., Hoey, T.B. and Werritty, A.** (1995). "Unequal mobility of gravel and sand in weakly bimodal river sediments". *Water Resources Research*, 31, 2087-2096.
- White, C.M.** (1940). "The equilibrium of grains on the bed of a stream". *Proc. R. Soc. London A*, 174, 322-338.
- Wiberg, P.L. and Smith, J.D.** (1987). "Calculations of the critical shear stress for motion of uniform and heterogeneous sediments". *Water Resources Research*, 23, 1471-1480.
- Wilcock, P.R.** (1992). "Flow competence: A criticism of a classic concept". *Earth Surf. Proc. Landforms*, 17, 289-298.
- Yalin, M.S. and Karahan, E.** (1979). "Inception of sediment transport". *J. of Hydr. Division*, ASCE, 105, 1433-1443.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EROSIÓN AGUAS ABAJO DE TRAVIESAS EN TRAMOS CURVOS: RESULTADOS PRELIMINARES

Mishel V. Reyes^{1,2}, Julio M. Kuroiwa^{3,4} y Luis F. Castro^{5,6}

1. Tesista. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Email: mreyesc@uni.pe
2. Investigadora Junior. Laboratorio Nacional de Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
3. Director. Laboratorio Nacional de Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Email: jkuroiwa@uni.edu.pe
4. Docente Principal. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
5. Investigador. Laboratorio Nacional de Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Email: lfcastro@uni.edu.pe
6. Jefe de Prácticas. Departamento Académico de Hidráulica e Hidrología. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

RESUMEN:

Este documento resume parte de una investigación experimental en la que uno de los objetivos específicos fue estudiar el efecto que tiene el tramo curvo de un río en la formación de fosas de erosión aguas abajo de traviesas. Estudios realizados por Bormann y Julien (1991) proponen una expresión para estimar la profundidad máxima de erosión aguas abajo de este tipo de estructuras. Sin embargo, no se llegó a analizar la influencia que tienen los tramos curvos en la estimación de la máxima socavación. Por este motivo, se realizaron ensayos con diferentes caudales para estimar la profundidad erosiva en un modelo físico de lecho vivo en el que se instalaron traviesas en un tramo curvo. Las mediciones de velocidades tomadas con un perfilador ADV indican que se forman varias corrientes secundarias que inducen la formación de un patrón de erosión asimétrico. Al compararse los resultados con los obtenidos por Bormann y Julien se concluyó que, al emplearse un factor de 4 en la ecuación original, se genera una envolvente que podría ser usada para fines de diseño.

ABSTRACT:

This document summarizes part of an experimental research project in which a specific objective was to study the effect of a curved section of a river on the formation of scour holes downstream of grade control structures. Studies carried out by Bormann and Julien (1991) propose formulas to estimate maximum scour depth downstream of grade control structures. However, the influence of the curvature of the river on scour depth was not analyzed. Consequently, tests were conducted in a live bed model in which grade control structures were built in a curved reach. Different flow rates were tested. Velocities measured with an ADV profiler show that several secondary currents form in the cross section downstream of grade control structures. This induces the formation of a non-symmetrical scour pattern. When comparing the results with those obtained by Bormann and Julien, it was concluded that, when a factor of 4 is applied to the original equation, an envelope that may be used for design purposes is generated.

PALABRAS CLAVES: erosión, traviesas, hidráulica fluvial.

INTRODUCCIÓN

Las traviesas han sido empleadas como obras de control de socavación para evitar la profundización del cauce en tramos donde este efecto hubiera desestabilizado estructuras de importancia, como obras de cruce, viaductos, etc. Martín-Vide (2013) indica que, en particular, este tipo de medida se aplica con éxito para controlar la incisión en ríos efímeros y torrenciales. El Suplemento Técnico 14G del USDA (2007) incluye una serie de técnicas empleadas en los Estados Unidos de América para estabilizar los cauces, entre ellas, las traviesas conformadas con roca suelta. Martín-Vide (2001) estudió el río Besòs, en Barcelona, en el cual se ejecutaron trabajos de rehabilitación del cauce, logrando la estabilización mediante un sistema que incluía traviesas. En los caudales máximos ensayados el flujo seguía la dirección de los muros u obras de encauzamiento. Bormann y Julien (1991) desarrollaron un método para predecir la máxima profundidad de erosión que ocurre aguas abajo de traviesas basándose en un modelo teórico que tomaba en cuenta la difusión del chorro y la estabilidad de la partícula. Martín-Vide, J.P. (2013) observó que la pendiente final del lecho entre traviesas es mucho menor que la pendiente de equilibrio cuando no hay traviesas. Esto genera una especie de “caída” entre la traviesa ubicada aguas arriba y el lecho, por lo que varios autores han considerado que la erosión local aguas abajo de traviesas y la que ocurre aguas abajo de una caída son similares. Por ejemplo, Lenzi et al. (2003) cita el trabajo de Bormann y Julien (1991) y analiza los datos de 73 sitios en Italia donde se midió la erosión que ocurre aguas abajo de las caídas. En los casos citados no se analizó la influencia de la curvatura del cauce en los patrones de erosión local, en particular en la profundidad máxima. El segundo y tercer autor de este documento ejecutaron una serie de pruebas en un modelo físico de un tramo del Río Rímac con la finalidad de probar la eficacia de traviesas para proteger la cimentación del viaducto del tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Lima. El tramo representado tiene tramos curvos en los cuales se observó patrones de socavación asimétricos el cual fue reportado en LNH (2013). Por lo tanto, se continuó la investigación con la finalidad de mejorar la predicción de la socavación que ocurre inmediatamente aguas abajo de traviesas, tomando en cuenta la curvatura del cauce.

MATERIALES Y MÉTODOS

Los experimentos se llevaron a cabo en un modelo físico a escala 1/40 que representaba una longitud de 1397 m del tramo urbano del Río Rímac. Por lo tanto, la longitud en el modelo fue aproximadamente 35 m. Véase la **Figura 1**. Debido a que las partículas del cauce eran gruesas, al reducirlas a escala se encontraban en el rango de las gravas y arenas. El diámetro medio del material del lecho, d_{50} , y los valores de d_{16} , d_{84} y d_{90} , son 1.34, 0.21, 3.73 y 4.33 mm, respectivamente. Las pruebas se ejecutaron mediante un sistema de recirculación compuesto por una cisterna subterránea cuya capacidad total es 120 m³. Una de las cuatro bombas disponibles cuya capacidad es 150 L/s fue usada para bombear el agua a un reservorio rectangular elevado de 5 m³, ubicado aproximadamente a 5 m por encima del nivel del área de los modelos hidráulicos. Una tubería de 356 mm (14”) transportó el agua hacia un tanque metálico donde un vertedero triangular de 53° equipado con un limnómetro Neyrpic permitía la medición de caudales. Se empleó un puente metálico para montar los limnómetros de punta con los que se determinaba las cotas de fondo y del nivel del agua, así como los correntómetros. Los instrumentos mencionados permitían medir los tirantes y las velocidades durante las pruebas. En una primera etapa se empleó un correntómetro electromagnético marca Sensa, modelo RC-2, para medir las velocidades en el modelo. Al finalizar las pruebas se bloqueó la salida lentamente mediante una compuerta para impedir cualquier erosión adicional a la obtenida durante los ensayos. El rango de caudales fue entre 2.96 y 57.7 L/s. Se incorporó sedimentos entre 0 y 14 Kg/min. En la segunda etapa se realizaron ensayos con caudales de 57.7 L/s y 75 L/s y se realizaron las mediciones de velocidades y tirantes con el equipo Velocímetro Acústico Doppler (ADV) marca Nortek, modelo Vectrino, instalado en el puente metálico ya que nos genera perfiles de velocidad cada 4 cm a partir de 3.5 cm de la superficie.

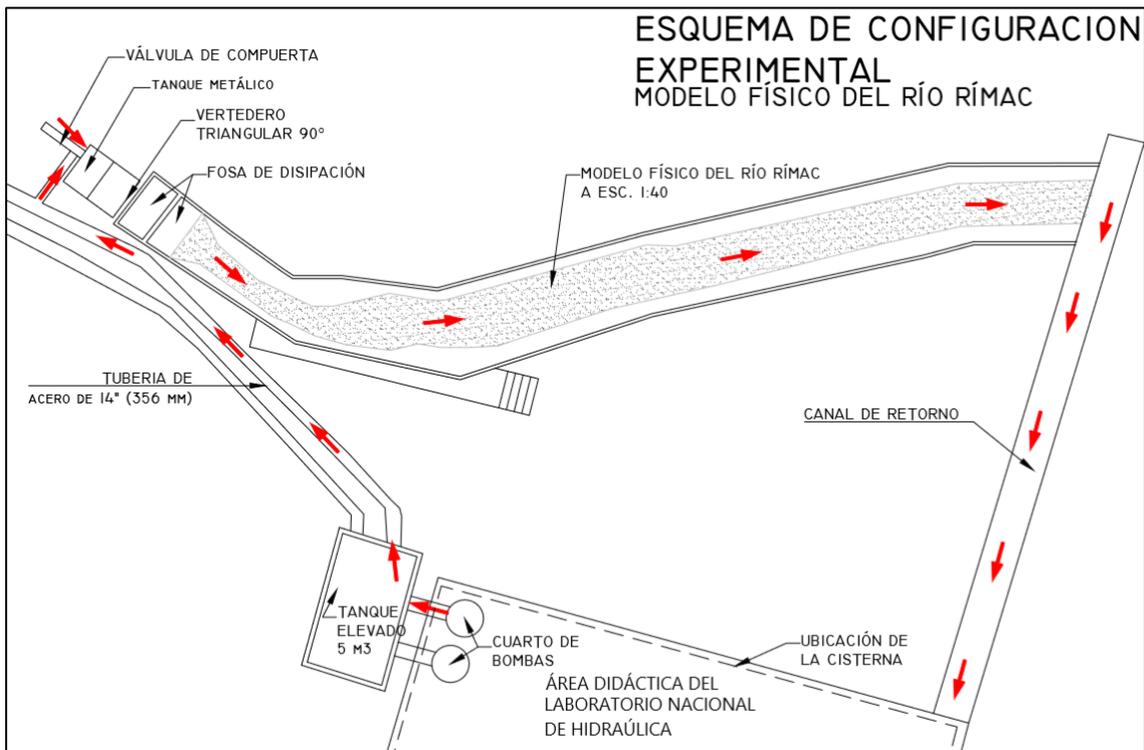


Figura 1. Esquema de estructuras en planta del modelo físico del río Rímac.

PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

En la fase experimental inicialmente se realizó el replanteo del lecho con información entregada por el LNH. Se extrajo material y se realizó un ensayo granulométrico para comprobar su similitud con los datos iniciales. Para obtener la batimetría del lecho se realizó un escaneo láser 3D para obtener mejor precisión en el modelo numérico que se implementará en una fase posterior de la investigación. Una vez realizado el ensayo se continuó con la construcción de un puente metálico que sirvió como base para la instalación del equipo Velocímetro Acústico Doppler (ADV, siglas en inglés) el cual fue usado para la toma de datos de velocidades y tirantes. Se usó un vertedero triangular de 90° el cual fue calibrado en campo.

El primer ensayo se realizó con un caudal de 57.7 L/s. Inicialmente se determinó el caudal con el limnómetro para una altura determinada y se esperó la estabilización del flujo. Se realizaron mediciones en secciones de traviesas y entre traviesas con el ADV donde se obtuvieron velocidades y tirantes. Este equipo se usó debido a que genera perfiles de velocidad cada 4 cm, a partir de 3.5 cm de la superficie. Esta información es necesaria para poder evaluar el modelo numérico tridimensional. El segundo ensayo se realizó de forma similar a la inicial para un caudal de 75 L/s; en este último ensayo se agregó trazadores de color rojo para visualizar los patrones de flujo (véase **Figura 2 y 3**).

Al final de cada ensayo se delimitó las áreas de erosión con ocre de color rojo y se realizaron las mediciones de erosión máxima y de geometría aguas abajo de cada traviesa. Cabe mencionar que la investigación se centra en el primer tramo del modelo ubicando aguas arriba del Puente Huáscar.

Los resultados medidos por el ADV (velocidades y tirantes) fueron directamente obtenidos en campo mediante un cable conectado del equipo a una computadora personal (HP). Durante cada ensayo se obtenía información gráfica de las velocidades, las que se guardaban en un archivo que

fue exportado para ser analizado en Matlab para posteriormente obtener las velocidades y tirantes en el paquete de Office Excel.



Figura 2. Trazador color rojo colocado de la margen derecha para visualizar los patrones de flujo para un caudal de 75 l/s. Fuente: Kuroiwa (2018)



Figura 3. Trazador color rojo colocado de la margen izquierda para visualizar los patrones de flujo para un caudal de 75 l/s. Fuente: Kuroiwa (2018)

ECUACIONES

Se usó las ecuaciones de Bormann y Julien (1991) para predecir la socavación máxima aguas abajo de cada traviesa. Se empleó el esquema que se muestra la **Figura 4**. En la siguiente página se incluye la ecuación que predice la máxima profundidad de erosión y se describen las variables que se muestran en el gráfico.

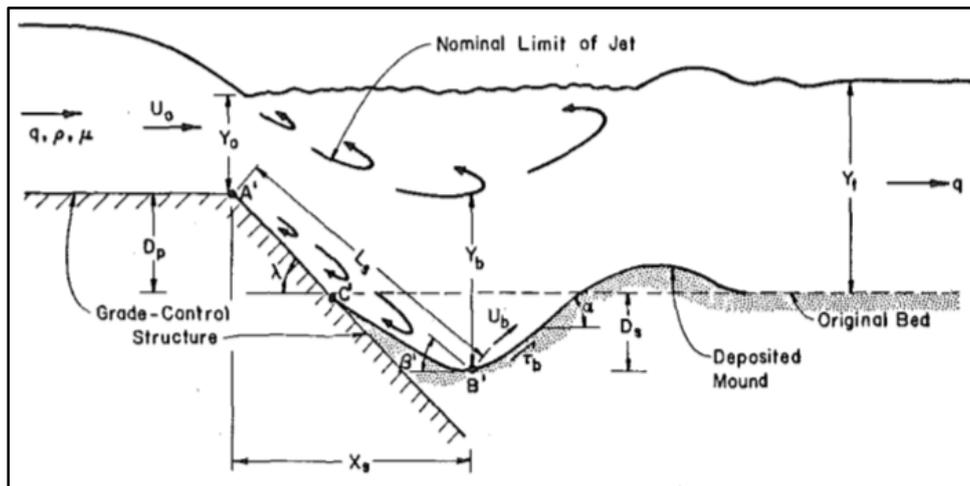


Figura 4. Esquema de socavación aguas abajo de la traviesa. Fuente: Bormann y Julien (1991).

$$q = U_0 Y_0 \quad [1]$$

$$K = C_d^2 \left[\frac{\gamma \sin \phi}{\sin(\phi + \alpha) B (\gamma_s - \gamma)} \right]^{0.8} \quad [2]$$

$$D_p + D_s = K q^{0.8} \frac{U_0}{g^{0.8} d_s^{0.4}} \sin \beta' \quad [3]$$

Donde: U_0 es la velocidad media, Y_0 el tirante en la traviesa, C_d coeficiente de difusión del chorro, γ peso específico del agua, γ_s peso específico del sedimento, ϕ ángulo de reposo, α ángulo de terraplén, d_s diámetro de sedimento equivalente a d_{90} , D_s máxima socavación y D_p altura de caída. El valor de B es un parámetro que define el coeficiente de fricción local.

RESULTADOS

PRIMERA FASE

En la primera fase se detectaron los patrones asimétricos de fosas de erosión para diferentes caudales en el modelo físico que representa un tramo curvo del modelo físico del río Rímac. La forma de las fosas de erosión se presentan en planos en planta en la **Figura 5**, a continuación.

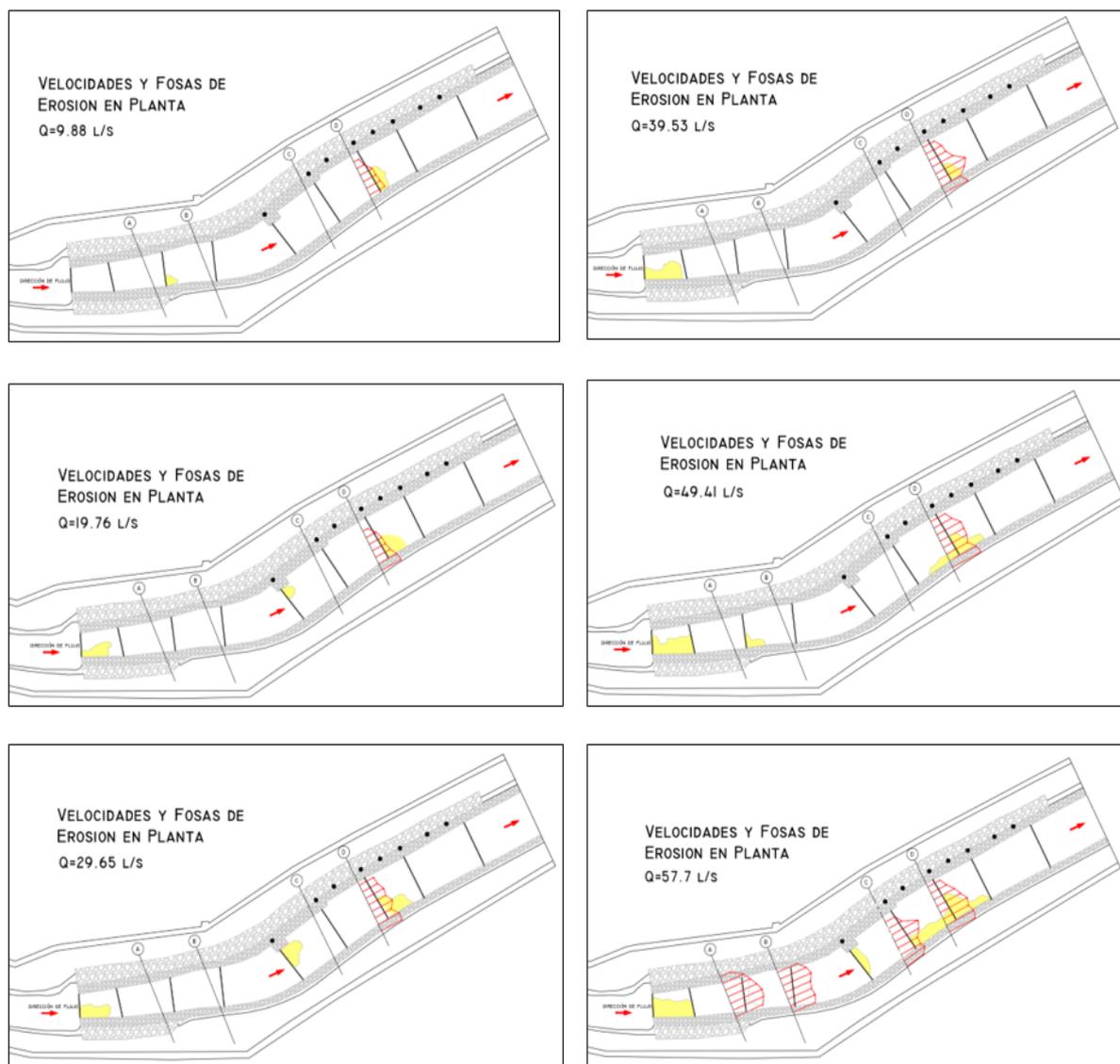


Figura 5. Velocidades y fosas de erosión en planta para diferentes caudales.

Se observa que se generan mayores profundidades de erosión aguas abajo de las traviesas cuando el caudal aumenta. Sin embargo, las fosas de erosión no son simétricas. Para los caudales como 39.53 l/s, 49.41 l/s y 57.7 l/s se observa que, en la Sección D, las mayores velocidades generarán mayores erosiones cerca al enrocado de la margen derecha.

SEGUNDA FASE

Con las mediciones obtenidas en campo de las fosas de erosión se generó planos donde se observa la asimetría de la ubicación de estas. Además, se realizó el cálculo de la velocidad media y se superpuso con el plano de fosas de erosión para observar la influencia de la curvatura en la redistribución de velocidades. Las fosas de erosión y las velocidades en planta para los caudales de 57.7 L/s y 75 L/s se muestran en las **Figura 6** y **7**, respectivamente.

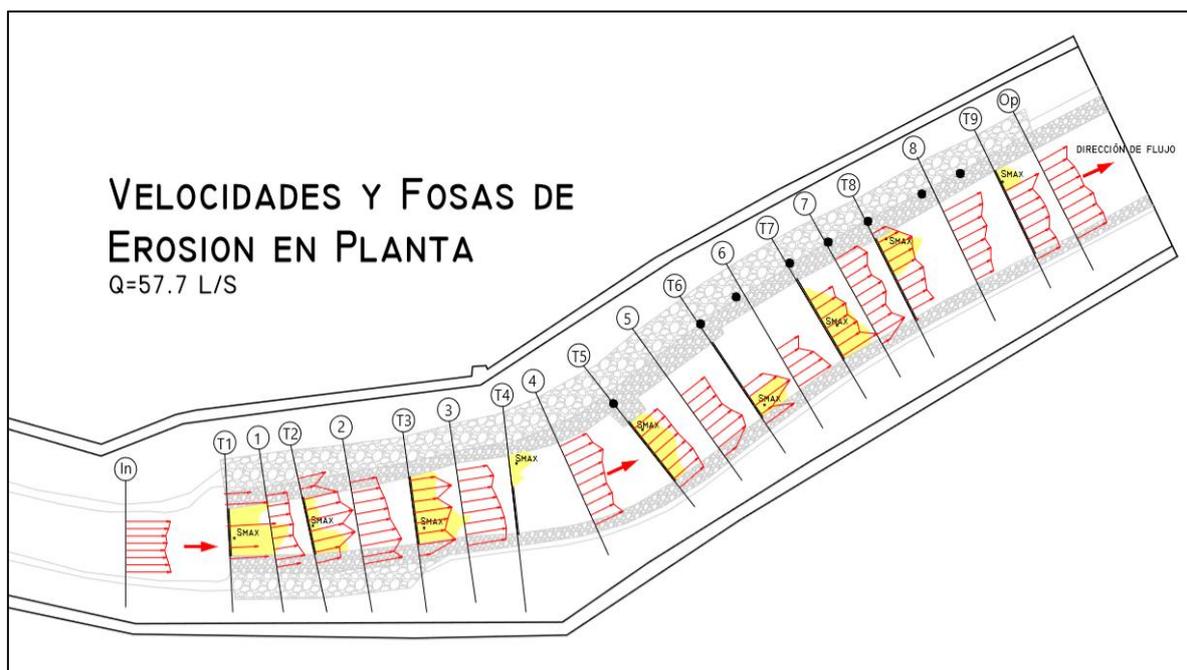


Figura 6. Plano en Planta de velocidades y fosas de erosión para caudal 57.7 l/s.

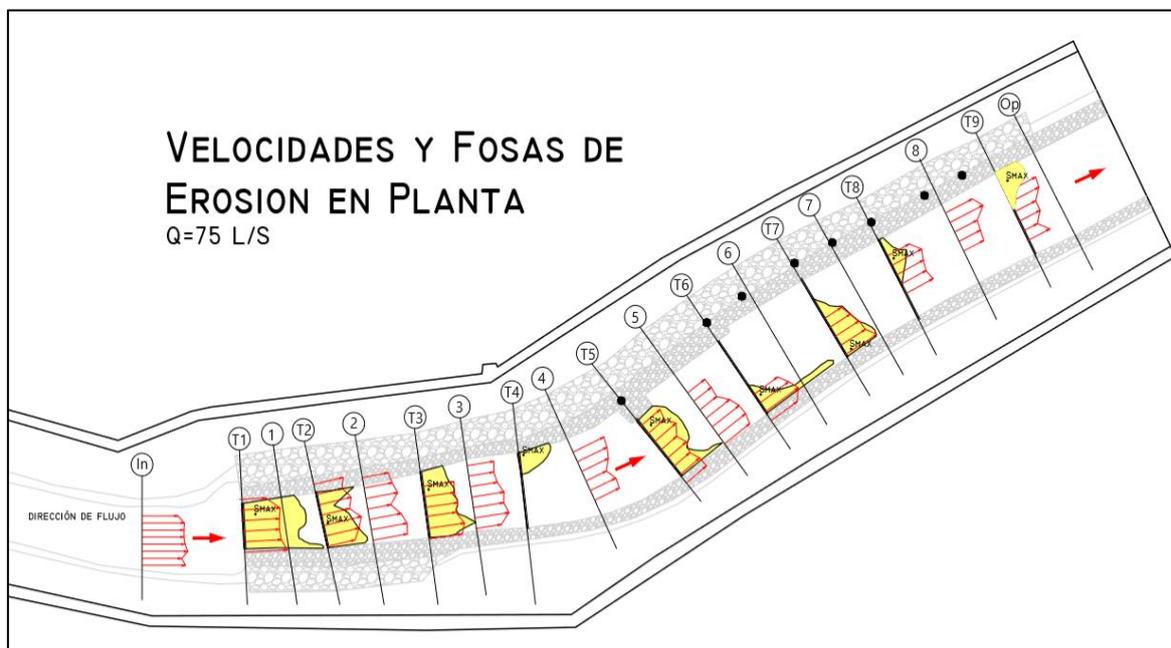


Figura 7. Plano en Planta de velocidades y fosas de erosión para caudal 75 l/s.

Al analizar la asimetría de las fosas de erosión se parte inicialmente del tramo en el que la relación radio de curvatura sobre ancho superficial es $R/W = 3.01$ ($R=5$ m, $W=1.66$ m) en el tramo entre los ejes 4 y 5. Aguas abajo se forma una contra curva tangente a la primera con un valor $R/W = 8.82$ ($R=15$ m, $W=1.7$ m) entre los ejes 5 y 8 (véase la **Figura 8**). La curvatura genera mayores velocidades en la margen derecha entre los ejes 5 y 7 y luego tiendan a volverse uniformes aguas abajo. Además, se observa el desplazamiento de la erosión máxima hacia la margen izquierda entre las traviesas 6, 7, 8 y 9.

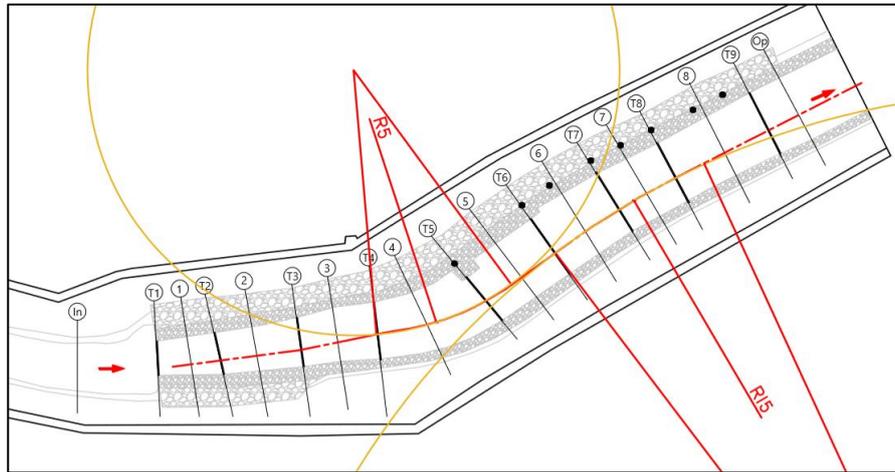


Figura 8. Geometría del modelo físico.

En el curso de la investigación se halló velocidades en las 3 direcciones empleando el ADV perfilador previamente descrito que permitió obtener los patrones de flujo en secciones seleccionadas. La **Figura 9**, a continuación, muestra los patrones de velocidad en los ejes YZ, en un plano perpendicular al flujo principal. Se muestran los patrones de velocidad aguas abajo de las traviesas 3 y 5, donde se puede observar que aguas abajo de las traviesas no se genera una corriente secundaria única. En la sección de la traviesa 3 (T3) se generarían 3 vórtices como corrientes secundarias y en la sección de la traviesa 5 (T5) se generarían 2. Esta redistribución de velocidades afectaría la formación de las fosas de erosión aguas abajo de las traviesas en tramos curvos generando patrones asimétricos. Esto puede ser consecuencia que las traviesas no permiten que el cauce descienda. Si esto ocurriera se formaría un patrón de erosión en el que la margen externa de la curva se profundiza a lo largo del tramo curvo, lo que no ocurre en este caso. Asimismo, en las pozas se disipa energía con una turbulencia muy alta.

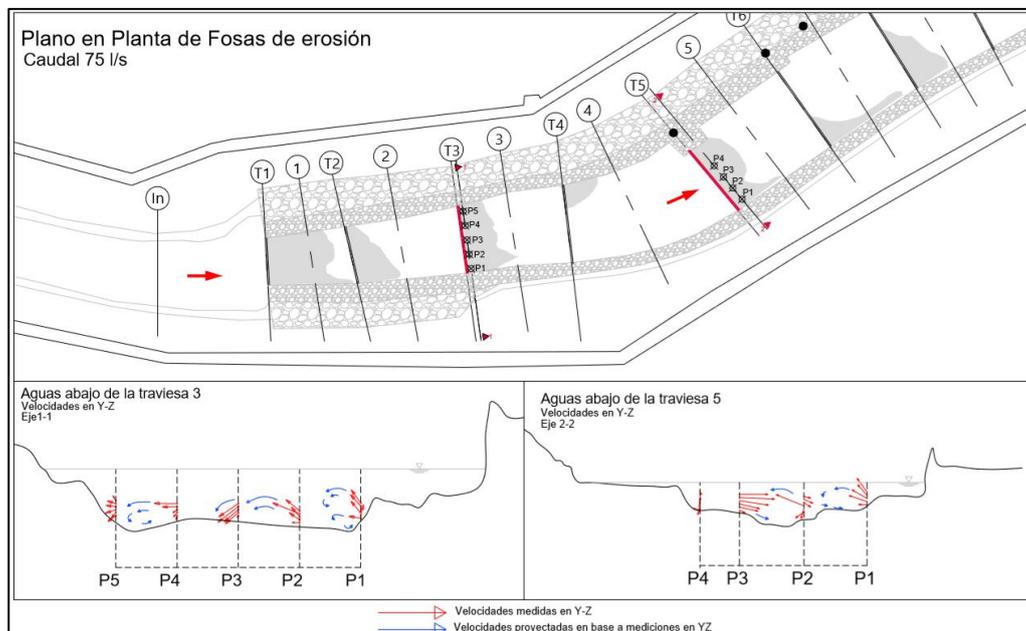


Figura 9. Velocidades medidas en Y-Z en las fosas de erosión de las traviesas 3 y 5.

OBSERVACIONES

En las **Figura 6 y 7** se observa la ubicación de la erosión máxima en cada traviesa. En la **Tabla 1** se muestra un resumen del cálculo de erosión.

Tabla 1. Resumen de erosión máxima en traviesas.

Sección	Erosión máxima (m)	
	Caudal 57.7 l/s	Caudal 75 l/s
Traviesa 1	0.120	0.120
Traviesa 2	0.035	0.049
Traviesa 3	0.080	0.088
Traviesa 4	0.040	0.048
Traviesa 5	0.065	0.107
Traviesa 6	0.044	0.050
Traviesa 7	0.070	0.060
Traviesa 8	0.040	0.020
Traviesa 9	0.025	0.030

Para el cálculo de la erosión máxima se aplicó las fórmulas de Bormann y Julien (1991) donde se resolvió las ecuaciones considerando los valores de $C_d = 2.4$, (depende de las condiciones de entrada, este valor se encuentra en un rango de 2 a 2.4) $\phi = 31^\circ$ (ángulo de reposo calculado de la gráfica de Simons en base a la granulometría (d_{50}) y la forma del material (redondeado)), $\gamma_s = 2.6\gamma$ (peso específico del material de lecho), $B = 2.0$ (coeficiente de local de fricción obtenido de Neil (1968)) y $d_s = d_{90} = 4.33 \text{ mm}$ (extraído de la granulometría).

Tabla 2. Comparación entre los resultados obtenidos en campo y las ecuaciones de Bormann y Julien

Caudal	Sección	Y_0 (m)	U_0 (m)	q (m^2/s)	K	D_s (calculado) (m)	D_s (medido) (m)
57.7 l/s	TRAVIESA 1	0.070	0.714	0.050	1.925	0.077	0.120
	TRAVIESA 2	0.066	0.681	0.045	1.519	0.047	0.035
	TRAVIESA 3	0.066	0.481	0.032	1.978	0.035	0.080
	TRAVIESA 4	0.066	0.454	0.030	1.932	0.028	0.040
	TRAVIESA 5	0.050	0.466	0.023	1.510	0.021	0.065
	TRAVIESA 6	0.060	0.640	0.038	1.904	0.044	0.044
	TRAVIESA 7	0.055	0.449	0.025	1.846	0.024	0.070
	TRAVIESA 8	0.050	0.497	0.025	1.776	0.025	0.040
	TRAVIESA 9	0.050	0.560	0.028	1.963	0.045	0.025
75 l/s	TRAVIESA 1	0.074	0.583	0.043	1.984	0.085	0.120
	TRAVIESA 2	0.086	0.589	0.051	1.932	0.068	0.049
	TRAVIESA 3	0.072	0.473	0.034	1.856	0.052	0.088
	TRAVIESA 4	0.065	0.398	0.026	1.944	0.034	0.048
	TRAVIESA 5	0.052	0.364	0.019	1.704	0.028	0.107
	TRAVIESA 6	0.065	0.528	0.034	1.530	0.040	0.050
	TRAVIESA 7	0.063	0.547	0.034	1.828	0.050	0.060
	TRAVIESA 8	0.063	0.483	0.030	2.007	0.037	0.020
	TRAVIESA 9	0.066	0.506	0.033	1.973	0.052	0.030

Empleando la expresión y los datos de Bormann y Julien (1991) y los de la presente investigación, se graficó la erosión observada versus la erosión calculada. La **Figura 10** muestra que los datos de esta investigación estarían subestimados por lo general (excepto uno) y esto se debería a una mayor concentración de flujo sobre los lados externos de la curva. Además, el gráfico sugiere que un factor de corrección de 4 permite generar una envolvente que produce valores mayores a todos los datos de erosión máxima de los tramos del módulo experimental que se implementó en esta

investigación. Esto permitiría obtener un valor conservador de la máxima profundidad de erosión aguas abajo de una traviesa, en tramo curvo, para fines de diseño.

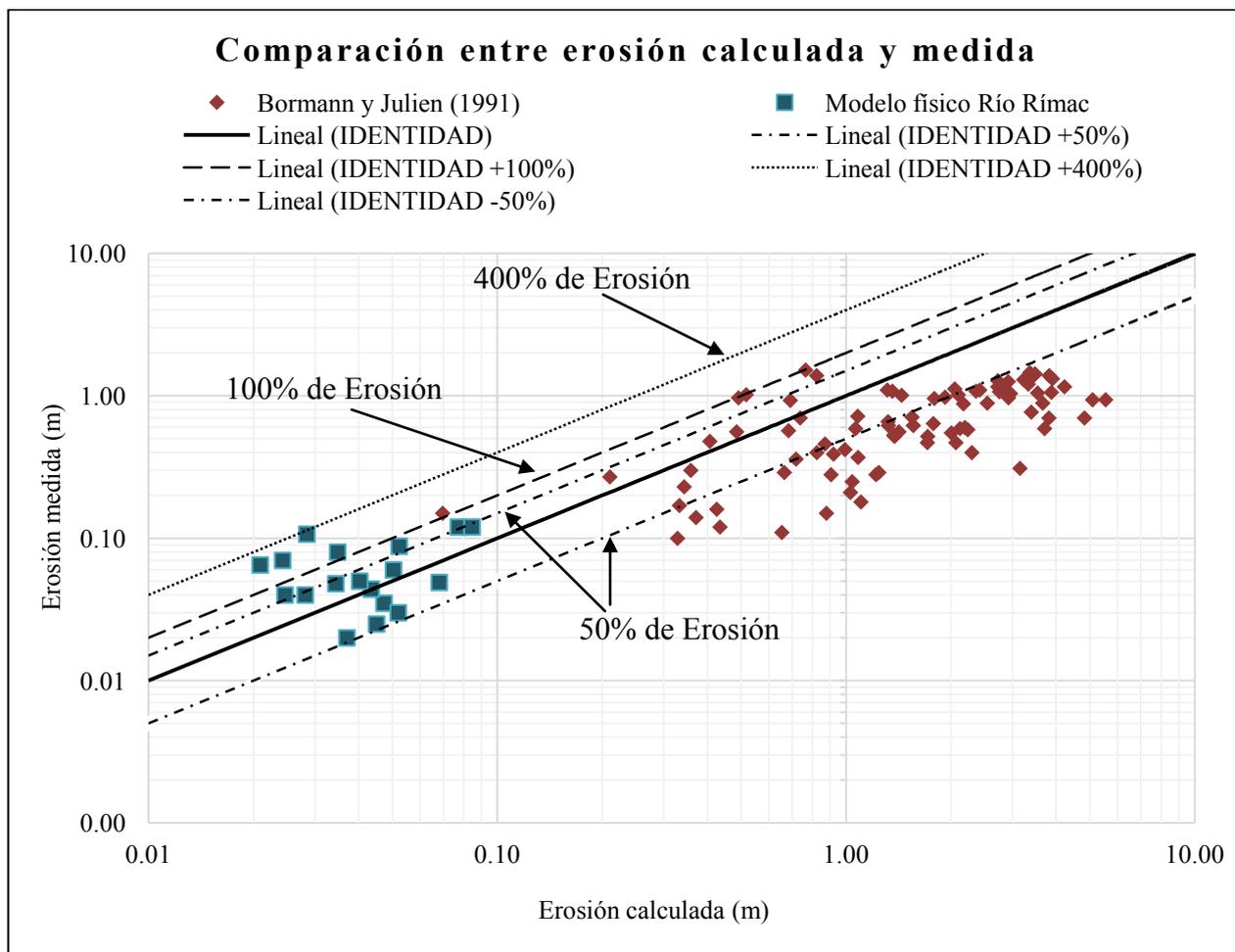


Figura 10. Erosión local observada versus erosión local estimada empleando la expresión de Bormann y Julien (1991).

CONCLUSIONES

Los resultados de esta investigación experimental sugieren que, en tramos curvos de ríos aluviales de fuerte pendiente, y que han sido protegidos con traviesas, se generan erosiones locales más profundas que en tramos rectos. Para propósitos de comparación, se empleó la ecuación de Bormann y Julien (1991) y se verificó que las erosiones observadas en esta investigación eran subestimadas. Sin embargo, un factor de 4 genera una envolvente que podría usarse para fines de diseño. Los efectos de diferentes grados de curvatura en las dimensiones de la fosa de erosión deben ser estudiados en investigaciones posteriores. Cabe mencionar que en este modelo se cuenta con protección de enrocados en los márgenes izquierda y derecha lo cual controla la erosión en los márgenes del cauce en algunos tramos. Se recomienda, asimismo, estudiar con mayor detalle los patrones de velocidades en los flujos secundarios, particularmente aguas abajo de las traviesas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bormann, N. E., y Julien, P. Y. (1991). "Scour downstream of grade control structures." *J. Hydraul. Eng.*, 117(5), 579–594.

Laboratorio Nacional de Hidráulica- LNH. (2013). Estudio De Un Modelo Físico A Escala Reducida Del Proyecto De Las Obras Complementarias Que Se Realizarán Sobre El Río Rímac. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

- Lenzi, M.A.; Marion, A y Comiti, F.** (2003). Local scouring at grade-control structures in alluvial mountain rivers. *Water Resour. Res.*, 39(7), 1176.
- Martín-Vide, J.P.** (2001). Restoration of an Urban River in Barcelona, Spain. *Environ Engg and Policy* 2. 113-119.
- Martín-Vide, J.P.** (2013). Erosión, Sedimentación y Restauración de Ríos. Ejemplos de Ingeniería e Investigación. *Tecnología y Ciencias del Agua*, Vol IV (5), 5-18.
- United States Department of Agriculture- USDA.** (2007). Technical Supplement 14G. Grade Stabilization Techniques. *National Engineering Handbook*. United States Department of Agriculture. Washington D.C., Estados Unidos de América.

AGRADECIMIENTOS Y RECONOCIMIENTOS

La fase experimental del estudio se ejecutó en el modelo físico que se construyó para el Estudio Mediante un Modelo Físico de las Obras Complementarias que se Ejecutarán en el Río Rímac, encargado por el Consorcio Tren Eléctrico al LNH.

La participación de la primera autora en la presente investigación fue auspiciada por el Proyecto de Investigación Formativa FIC-F-9-2016, del Instituto General de Investigación (IGI), que depende del Vicerrectorado de Investigación de la Universidad Nacional de Ingeniería.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**AVANCES PARA LA ESTIMACIÓN DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
POR FONDO EN CAUCES DE URUGUAY**

Federico Vilaseca, Christian Chreties y Luis Teixeira

*Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República,
Uruguay.*

fvilaseca@fing.edu.uy ; chreties@fing.edu.uy ; luistei@fing.edu.uy

RESUMEN:

Este trabajo tiene por objetivo avanzar en la comprensión de los procesos de transporte de sedimentos en los cursos fluviales de Uruguay mediante el monitoreo en campo del caudal sólido en una cuenca piloto. La cuenca seleccionada fue la del río Santa Lucía, ya que el mismo transporta anualmente gran cantidad de arena por fondo, que es extraída de sus márgenes con fines comerciales. Se utilizaron dos metodologías de monitoreo: la excavación de trampas de arena en el fondo del río y la medición mediante muestreador de transporte por fondo US-BL 84. Los resultados de las mediciones con muestreador fueron comparados con la formulación de Engelund & Hansen (1967) para transporte total, dando resultados del mismo orden de magnitud.

ABSTRACT:

This work's objective is to advance in the understanding of the sediment transport processes that take place in Uruguayan rivers through the field monitoring of sediment discharge in a pilot watershed. The selected watershed for the study was Santa Lucía basin, due to its considerable annual bedload sand transport, which is extracted from its margins with commercial purpose. Two monitoring methodologies were used: excavation of sediment traps in the bottom of the river and sampling with a US-BL 84 bedload sampler. The results obtained with the bedload sampler were compared with the Engelund & Hansen (1967) methodology for total bed material transport giving both the same order of magnitude.

PALABRAS CLAVES: Transporte de sedimentos, transporte por fondo, mediciones de campo, hidráulica fluvial.

INTRODUCCIÓN

En Uruguay la mayoría de los ríos son aluviales y gran cantidad de los problemas que surgen en torno a los mismos están directamente relacionados al transporte de sedimentos. Como ejemplo de estos problemas se pueden citar: erosión de márgenes y migración de meandros; pérdida de sedimentos en playas fluviales o playas marítimas próximas a desembocaduras de ríos; sedimentación o erosión excesiva en cursos como consecuencia de políticas de extracción de áridos inadecuadas.

Para poder hacer frente a estos problemas resulta necesario efectuar estimaciones de transporte de sedimento, asociándolo a las características del sedimento y a la hidrodinámica de los cursos. Sin embargo actualmente no existen en Uruguay mediciones sistemáticas de caudal sólido en ríos y arroyos. Se cuenta con algunos antecedentes de estudios puntuales en los cuales se utilizaron modelos matemáticos para estimar el transporte anual de sedimentos en cauces del país; pero en casi ningún caso se contó con mediciones de campo.

El objetivo de este trabajo es avanzar en la comprensión de los procesos de transporte de sedimentos en los cursos fluviales de Uruguay mediante el monitoreo en campo del caudal sólido en una cuenca piloto.

METODOLOGÍAS DE MONITOREO

Para el monitoreo del caudal sólido en la cuenca se aplicaron diferentes metodologías, complementarias entre sí, con el fin de encontrar la más adecuada para las condiciones de los cauces aluviales del país. En primer lugar se recurrió a la excavación de trincheras en el lecho del río y posterior monitoreo de su batimetría. De este modo, comparando relevamientos batimétricos sucesivos, se puede estimar el volumen de sedimento que se depositó en el fondo de la trinchera durante el período de tiempo comprendido entre ellos. Este método tiene la ventaja de que logra captar cerca del 100% del material que pasa sobre la sección excavada (García et al. 2011). Entre sus desventajas se encuentra su alto costo; la dificultad de estimar con antelación dimensiones adecuadas para las trampas y la imposibilidad de continuar midiendo una vez que se llena de sedimento la trinchera.

El segundo método fue la utilización de un muestreador de transporte por fondo US - BL84. El mismo consta de una boquilla metálica de 3 in x 3 in acoplada a una malla de poliéster con apertura de 0.25 mm (Figura 1). Se utiliza colocando el dispositivo apoyado el lecho del río en dirección paralela al flujo para que el material que se mueve sobre el fondo ingrese por la boquilla y quede retenido en la malla. Este método tiene la ventaja de ser barato, pero la desventaja de requerir la recolección de gran cantidad de muestras para obtener una sola medición confiable (Edwards & Glysson, 1999). A su vez es un método que resulta muy difícil de aplicar durante crecidas.



Figura 1.- Muestreador de transporte por fondo F.I.S.P. US-BL 84.

CUENCA PILOTO UTILIZADA PARA EL ESTUDIO

Como cuenca piloto se seleccionó la del río Santa Lucía (Figura 2), que tiene en su totalidad una superficie próxima a los 13.000 Km². Es una cuenca de gran importancia ya que abastece de agua potable a casi la mitad de la población del país y sobre las márgenes de sus cauces se encuentran importantes centros poblados. En su desembocadura sobre el Río de la Plata tiene un caudal medio de 145 m³/s, llegando a máximos históricos en el entorno de los 6000 m³/s.



Figura 2.- Ubicación de la cuenca del río Santa Lucía en Uruguay.

En la mayoría de sus tramos, el lecho del río es formado por arena media (d_{50} entre 0.5 mm y 2 mm), la cual es transportada por el mismo en volúmenes considerables. Es por esto que la Dirección Nacional de Hidrografía ha concedido autorización a varios permisarios para extraer arena de las márgenes del río con fines comerciales. Debido al tamaño de los sedimentos, la mayor parte del transporte se da en forma de transporte por fondo, es por esto que se intentó monitorear exclusivamente este tipo de transporte, excluyéndose el transporte en suspensión del estudio.

MEDICIÓN MEDIANTE TRAMPAS DE SEDIMENTO

En primera instancia se construyeron dos trincheras, orientadas en sentido longitudinal del río, utilizando una retroexcavadora (Figura 3). Esto fue posible ya que las tareas se llevaron a cabo durante el estiaje del río (3 y 4 de julio de 2017), momento en el cual es posible acceder con maquinaria sin grandes riesgos. Ambas se ubicaron próximas al centro del cauce, con dimensiones de 5 m de ancho, 15 m de largo y 1.5 m de profundidad. Fueron excavadas cercanas a la zona de trabajo de dos permisarios, que extraen arena de las márgenes del río pocos kilómetros aguas arriba del cruce de la Ruta 5 sobre el río (Figura 4). La zona se denomina Paso Pache. Las ubicaciones fueron elegidas por su accesibilidad, ya que existen caminos previamente construidos para el ingreso con maquinaria de excavación.



Figura 3.- Excavación de las trampas de sedimento mediante retroexcavadora.

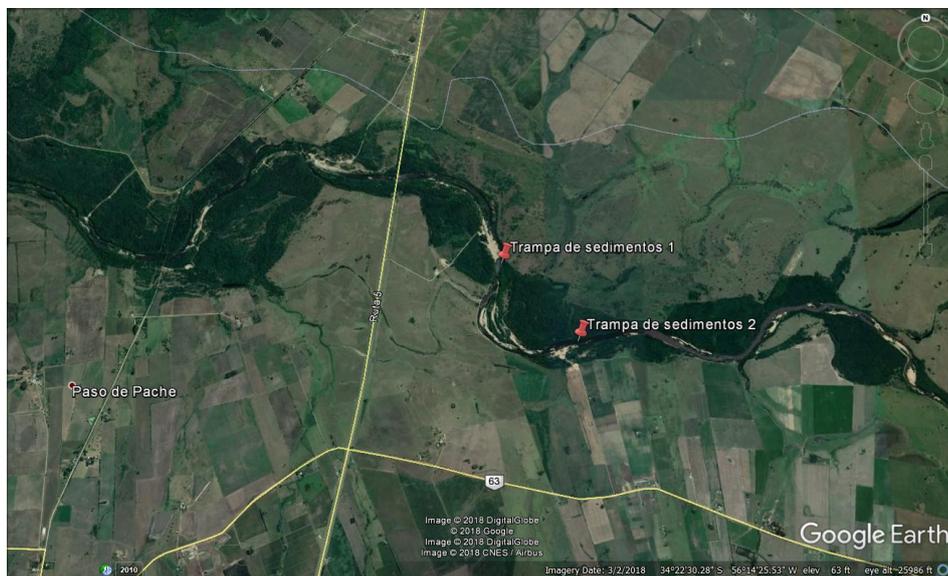


Figura 4.- Ubicación de las trampas de sedimento. Imagen extraída de Google Earth.

Para decidir las dimensiones que se darían a las trincheras se realizaron estimaciones previas del tiempo de llenado de las mismas. Se pretendía darles dimensiones razonables en cuanto a su costo, pero con la mayor durabilidad posible. Se utilizó el modelo presentado por Parker (2004) que permite estimar la evolución temporal de la batimetría de una trinchera excavada longitudinalmente en un cauce. El mismo resuelve numéricamente la hidrodinámica del tramo del río, a caudal constante, mediante la ecuación de flujo gradualmente variado. La evolución temporal de la batimetría se resuelve mediante la ecuación de Exner, utilizando: la fórmula de Ashida & Michiue (1972) para estimar el transporte por fondo en base a la hidrodinámica; la fórmula para re-suspensión del sedimento de Wright & Parker (2004) y la fórmula de Wright & Parker (2004) para estimar la resistencia que el fondo ejerce sobre el flujo. Los datos de ingreso que el modelo requiere son: caudal (constante); largo y profundidad de la trinchera; ancho y pendiente de fondo del cauce; diámetro y porosidad del sedimento y permanencia del caudal.

Se contó con disponibilidad de datos limnimétricos en una estación ubicada cerca de la sección de medición, que también cuenta con curva de aforo (estación 59.1 de la Dirección Nacional de Aguas). En base a esto se pudo estimar el caudal de 1.5 años de período de retorno, que fue el seleccionado para realizar la estimación. Su valor es de $890 \text{ m}^3/\text{s}$, y el mismo se ve superado el 1% del tiempo en la serie de datos.

Se ingresó al modelo este caudal con distintas profundidades y largos de la trinchera, evaluando su tiempo de llenado. En base a los resultados se definió que las trincheras, tuvieran como mínimo: 1.5 m de profundidad, 10 m de largo y 5 m de ancho. De este modo demorarían aproximadamente 6 meses en llenarse. En la Figura 5 se presenta el gráfico resultante del modelo.

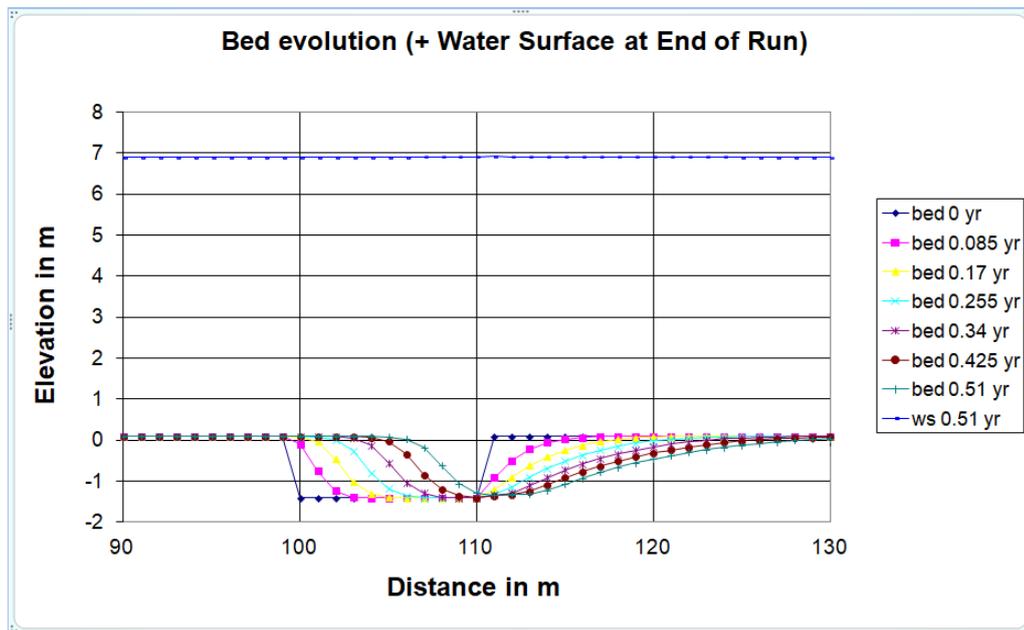


Figura 5.- Resultado del modelo numérico de evolución temporal de la morfología de las trincheras.

Luego de excavadas las trincheras se realizó un relevamiento batimétrico, que mostró que su volumen aproximado es de 100 m^3 . La semana siguiente a la excavación ocurrió un evento de crecida importante, que hizo que el caudal del río aumentara de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ a $515 \text{ m}^3/\text{s}$ en pocos días. A su vez el nivel aumentó en casi 5 m (Figura 6). Luego de la crecida, se realizó un nuevo relevamiento, que indicó que se había producido el llenado total de las trincheras.

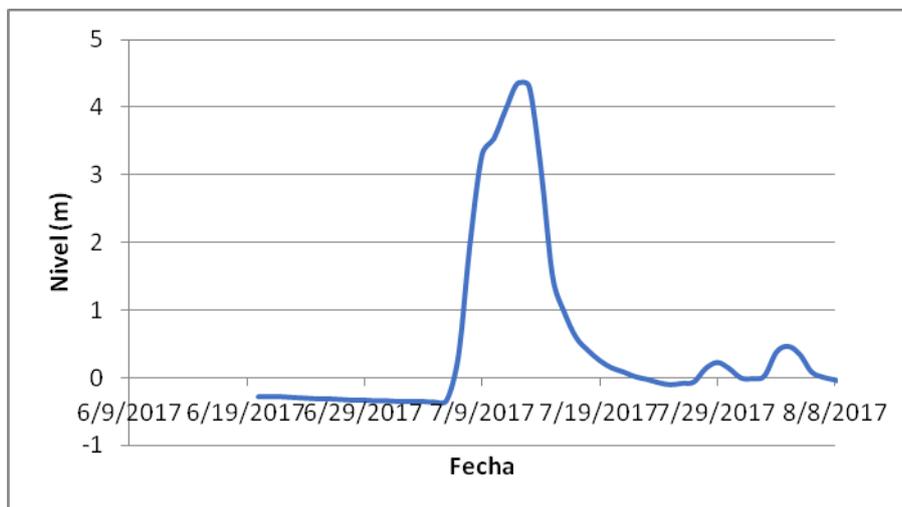


Figura 6.- Evolución temporal del nivel en Paso Pache durante la crecida de julio de 2017.

El dato recabado no permite estimar el volumen de transporte total que generó la crecida pero sí un valor mínimo de ese transporte. Considerando que el evento tuvo una duración aproximada de 10 días, se estima un ingreso de arena promedio en la trampa de $10 \text{ m}^3/\text{día}$. El cauce tiene aproximadamente 80 m de ancho en esa sección. Suponiendo que sólo la mitad del ancho está activo durante una crecida (40 m), se estimó un transporte mínimo de $80 \text{ m}^3/\text{día}$ en toda la sección, o su equivalente: 2.45 Kg/s .

MEDICIÓN CON MUESTREADOR

Previo a la realización de salidas de campo se llevo a cabo una prueba del muestreador US - BL 84 en el canal sedimentológico del IMFIA (Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental, Facultad de Ingeniería), para tener un mejor conocimiento de su funcionamiento. El ensayo fue de carácter cualitativo, para evaluar las condiciones de funcionamiento del muestreador. Se ingresó un caudal constante de $0.12 \text{ m}^3/\text{s}$ con tirante de 0.15 m . Esto determinó una velocidad media de 0.53 m/s , la cual fue suficiente para generar transporte por fondo en el canal. El diámetro medio del sedimento del mismo es de 0.6 mm . Bajo las condiciones mencionadas, el instrumento fue capaz de retener un volumen considerable de arena en cuestión de minutos (aproximadamente la mitad del volumen de la malla), pero luego de un tiempo se generó una pérdida de carga en la boquilla, debida a la obstrucción de la malla, que impedía la entrada de arena.

Posteriormente se realizaron mediciones en campo en una sección 25 km aguas abajo del sitio donde se excavaron las trampas. Se eligió esta sección, próxima a la ciudad de Santa Lucía (ver Figura 7), porque la misma es atravesada por una pasarela de poca altura, construida por OSE (organismo encargado de la potabilización de aguas en Uruguay) para tender cañerías a través del río (ver Figura 8). Desde esta pasarela, que tiene una altura aproximada de 3 m sobre el punto más bajo del lecho en esa sección, es posible operar el muestreador con seguridad durante caudales bajos y crecidas de poca magnitud. No obstante, las posibilidades de medir en este punto están limitadas por la altura de la pasarela, ya que la misma se inunda ante eventos de gran caudal.

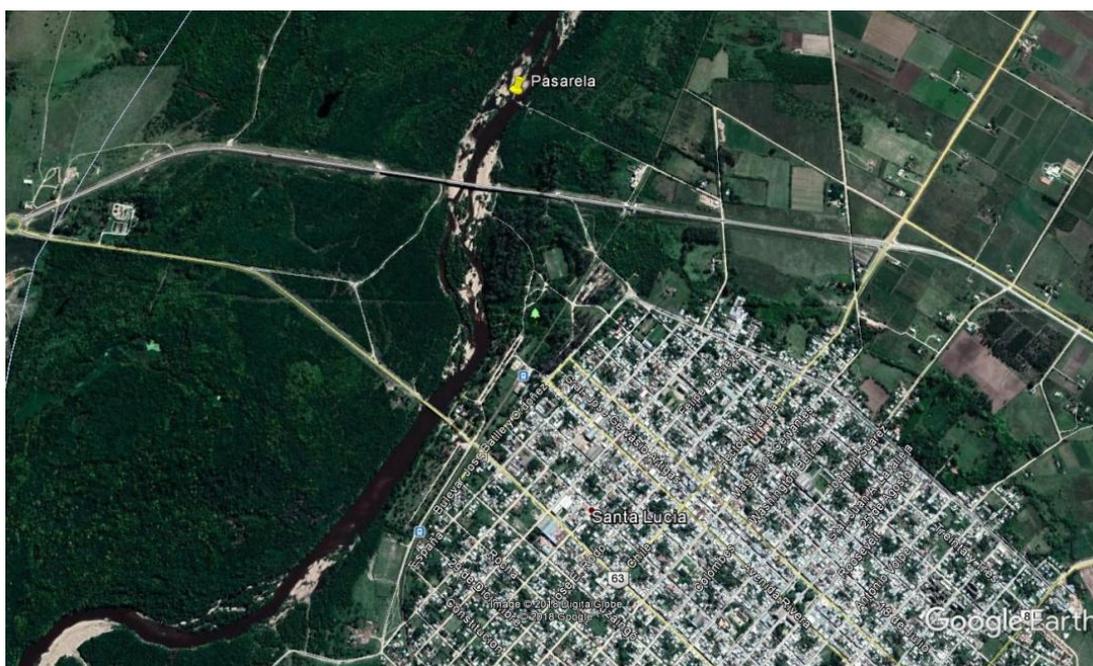


Figura 7.- Ubicación del punto de medición. Imagen extraída de Google Earth.



Figura 8.- Foto de la pasarela desde donde se realizaron las mediciones.

Se realizaron hasta el momento 6 salidas de campo a este sitio, entre marzo y junio de 2018. Solo en dos de las ocasiones se obtuvieron caudales sólidos no nulos. En las restantes se dieron dos escenarios adversos: o bien el caudal del río no era lo suficientemente alto como para movilizar el sedimento del fondo; o bien era tan alto que el nivel de agua superaba el de la pasarela, volviendo la operativa demasiado riesgosa.

Durante las salidas se observó que las velocidades del cauce se concentran sobre el centro del mismo, ya que en la sección se produce una contracción del ancho del cauce. Es por esto que se decidió no medir en puntos equi-espaciados, sino que se relevó mayor cantidad de puntos sobre el centro del cauce que sobre las márgenes. Esta operativa de muestreo se denomina como método UWI ("unequal width increment") en la guía para mediciones de campo del USGS (Edwards & Glysson, 1999). Posteriormente el procesamiento del muestreo se realizó utilizando el método de la sección media ("midsection method"), también detallado en la publicación citada anteriormente. En la Tabla 1 que se presenta a continuación se muestran los resultados obtenidos hasta el momento.

Tabla 1.- Resultados de mediciones en campo con muestreador US-BL 84.

Fecha	Nivel DINAGUA S. Lucía (m)	Caudal DINAGUA (m ³ /s)	Caudal ADCP (m ³ /s)	Caudal sólido (Kg/s)	Caudal sólido (m ³ /s)
14/3/2018	1.15	4	7	0	0
24/4/2018	1.25	7	-	0	0
5/6/2018	2.76	94	-	-	-
7/6/2018	2.34	66	-	-	-
11/6/2018	1.78	30	-	16	0.006
25/6/2018	1.55	18	22.6	23.9	0.009

Como se puede ver en la Tabla 1, en dos de las ocasiones fue posible realizar mediciones de caudal y batimetría en la sección con ADCP. En las restantes el caudal medio fue estimado mediante la curva de aforo instalada en un puente ubicado 2 km aguas abajo (ciudad de Santa Lucía, ver Figura 7). También se tomaron en cuenta los niveles medidos en ese puente.

ESTIMACIÓN MEDIANTE ENGELUND & HANSEN

La información adquirida en campo hasta el momento en la sección de la pasarela fue suficiente para aplicar el método de Engelund & Hansen (1967) y compara sus resultados con los de las mediciones con muestreador. El método fue desarrollado en base a ensayos de laboratorio para estimar el transporte total del material de fondo. A pesar de haber sido calibrado en laboratorio, se ha comprobado su buen funcionamiento también pasa casos de campo, en ríos de lecho arenoso con granulometría relativamente uniforme (García et. al., 2011). Se tomó la decisión de utilizar esta metodología para la comparación porque ya había sido aplicada con éxito en otros cauces uruguayos de similares características. La estimación de transporte total por este método puede resumirse en la siguiente ecuación:

$$C_w = 0.05 \left(\frac{G}{G-1} \right) \frac{v S_f}{\sqrt{(G-1) g d_{50}}} \sqrt{\frac{R_h S_f}{(G-1) d_{50}}}$$

Siendo:

- C_w la concentración en peso del sedimento transportado.
- G el peso específico relativo del sedimento. Considerando una densidad de 2650 kg/m³ para el sedimento, adquiere un valor de 2.65.
- v la velocidad media en la sección.
- S_f la pendiente de la línea de energía.
- d_{50} el diámetro medio del sedimento.
- R_h el radio hidráulico.

La información adquirida permitió aplicar la ecuación sin problemas en la sección de a pasarela. La batimetría fue relevada en la primer salida de campo (14/3/2018) cuando el nivel en la sección de aforo ubicada aguas abajo era de 1.15 m (ver Tabla 1). Para las fechas restantes se consideró que la sección no se modificó significativamente y que las variaciones de nivel en la sección de la pasarela se corresponden con las variaciones en la sección de aforo aguas abajo. De ese modo es posible determinar el radio hidráulico y área de flujo en cada ocasión. El caudal y la velocidad media fueron medidos con el ADCP o, en su defecto, estimados mediante la curva de aforo, suponiendo que el caudal que circula en ambas secciones es igual. Se contó con la curva granulométrica del material de fondo, estimándose su diámetro medio en 1.7 mm. Por último, ante falta de datos, se asumió que la pendiente de energía adquiere un valor similar al de la pendiente de fondo, que en el tramo de estudio es de 5×10^{-4} . La Tabla 2 muestra los resultados obtenidos mediante el método de Engelund & Hansen en comparación con las mediciones de campo (solo se muestran los días con mediciones no nulas).

Tabla 2.- Comparación de formulación de Engelund & Hansen (1967) con mediciones de campo.

Fecha	Caudal líquido (m ³ /s)	Nivel DINAGUA (m)	Velocidad media (m/s)	Radio hidráulico (m)	Caudal sólido E&H (Kg/s)	Caudal sólido medido (Kg/s)
11/6/2018	30	1.78	0.47	1.3	7.1	16
25/6/2015	22.6	1.55	0.58	1.2	3.1	23.9

Se observa que los resultados se asemejan en cuanto al orden de magnitud.

CONCLUSIONES

El método de medición mediante trampas de sedimento resultó poco eficiente, ya que requiere grandes costos de construcción y monitoreo, pero tiene gran incertidumbre respecto a su tiempo de funcionamiento. En este caso puntual, la misma se llenó ante la primer crecida luego de su excavación, siendo incapaz de registrar el transporte correspondiente a un evento de crecida en su totalidad. Debido a esto, no parece ser el método más adecuado para realizar mediciones en cauces de Uruguay. Su principal ventaja es que permite realizar mediciones ante eventos de crecida importantes.

Se considera que las mediciones realizadas hasta la fecha con el muestreador US-BL 84 han dado resultados satisfactorios sin implicar grandes gastos ni dificultades técnicas. Su principal desventaja es la limitante que se tiene para medir en condiciones de crecida. Los dos datos no nulos relevados hasta el momento se extrajeron en condiciones similares del cauce. En ambos casos los niveles no presentaron gran diferencia (1.55 m y 1.78 m) y además en ambas ocasiones se realizaron cuando el nivel del río se encontraba descendiendo, luego del pico de la crecida. Se considera necesario realizar mediciones complementarias con los mayores niveles posibles (el coronamiento de la pasarela se ubica a cota 2.15 m) y en momentos en que el nivel se encuentre creciendo, ya que es esperable que en esas condiciones la velocidad del río sea mayor y por tanto aumente el caudal sólido transportado.

La aplicación del método de Engelund & Hansen mostró resultados similares a los valores medidos en cuanto al orden de magnitud. Este resultado, junto con los antecedentes de su aplicación en otros casos de estudio locales, parecen indicar que se trata de una herramienta adecuada para predecir el transporte sólido. No obstante se cree que la metodología admite ajustes para extraer conclusiones definitivas. Junto con la realización de mediciones en un mayor rango de condiciones se planea realizar mediciones de la pendiente de la línea de energía en el río, ya que la metodología es muy sensible a este parámetro y actualmente se está aproximando a la pendiente de fondo del cauce, lo cual puede ser una fuente de error.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ashida, K. & Michiue M. (1972). “*Study on hydraulic resistance and bedload transport rate in alluvial streams*”. Transactions, Japan Society of Civil Engineering, 206: 59-69.

Edwards, T. K. & Glysson, G. D. (1999). “*Field Methods for Measurement of Fluvial Sediment*”. Techniques of Water-Resources Investigations of the U.S. Geological Service. Book 3, Applications of Hydraulics.

Engelund, F. & Hansen, E. (1967). “*A Monograph in Sediment Transport in Alluvial Streams.*” Teknisk Vorlag, Copenhagen, Denmark, 1967.

García, M. H. (2008). “*Sedimentation Engineering. Processes, Measurements, Modeling and Practice*”. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice N° 110.

Parker, G. (2004). “*1D Sediment transport morphodynamics with application to rivers and turbidity currents*”. E-book.

Wright, S. & Parker, G. (2004). “*Flow resistance and suspended load in sand-bed rivers: simplified stratification model*”, Journal of Hydraulic Engineering, 130(8), 796-805.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ESTUDIO NUMÉRICO MEDIANTE SIMULACIONES DE GRANDES
VÓRTICES (LES) DE LA TURBULENCIA EN CANALES CON LECHO DE
GRAVA**

Gustavo Estay Abiuso⁽¹⁾, Yarko Niño Campos⁽²⁾, Fabian Bombardelli⁽³⁾

(1) Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Chile. Santiago, Chile.

gustavo.estay@gmail.com

(2) Departamento de Ingeniería Civil & Advanced Mining Technology Center, Universidad de Chile. Santiago, Chile.

ynino@ing.uchile.cl

(3) Profesor Gerald T. and Lilian P. Orlob, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de California, Davis

fabianbombardelli2@gmail.com

RESUMEN:

En este trabajo se utilizan simulaciones de grandes vórtices para estudiar las características de la turbulencia en un canal con lecho de grava. Para ello se utiliza el software OpenFOAM. De forma similar a trabajos anteriores, la rugosidad se representa mediante semi esferas gruesas en el fondo. A diferencia de esos estudios, este trabajo incluye la fuerza gravitacional en las ecuaciones. Esto permite resolver el perfil vertical de presiones e incorporar directamente la pendiente del canal como parámetro de simulación. Se analizan perfiles de velocidad e intensidad de turbulencia en el marco de las ecuaciones de flujo doblemente promediadas, los cuales son comparados con resultados experimentales. Finalmente se utiliza el criterio Q para visualizar estructuras turbulentas en el flujo.

ABSTRACT:

In this work, large eddy simulations are used for studying turbulence characteristics in an open channel with a gravel bed. The software used in the simulations is OpenFOAM. Like previous works, the bed is roughened by coarse hemispheres. Unlike those studies, this work includes gravitational force in the equations. This allows solving the vertical pressure profile and directly use the channel slope as a parameter in the simulations. Double averaged velocity and turbulence intensity profiles are calculated and compared with experimental data. Finally, the Q criterion is used for vortex visualization.

PALABRAS CLAVES: Simulación de grandes vórtices, lechos rugosos, visualización de vórtices.

INTRODUCCIÓN

Los ríos se caracterizan por la disminución de la pendiente, de la capacidad de arrastre y el tamaño de los sedimentos hacia aguas abajo. Debido a las características geográficas de Chile, es común encontrar ríos de altas pendientes y sedimentos de gran tamaño. Por ejemplo, en el estudio de Niño (2002), se puede apreciar que en ríos chilenos el diámetro medio del sedimento puede llegar incluso a valores de 30 cm. De este modo, el tamaño de la rugosidad provocada por el lecho es importante al ser comparada con la altura de escurrimiento. Por ello, no son aplicables los resultados teóricos que se obtienen para canales de bajas rugosidades. Para estos casos se ha propuesto una base teórica a partir del doble promedio de las ecuaciones de flujo (Nikora et al., 2013, 2001, 2004). Esto es, complementar las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas temporalmente, realizando promedios espaciales en planos paralelos al lecho del canal.

Validar experimentalmente este enfoque presenta dificultades técnicas relacionadas con la obtención de un número adecuado de mediciones para realizar promedios espaciales significativos. Por ello conviene utilizar simulaciones numéricas para abordar este problema. Los enfoques numéricos del tipo RANS, comunes en el ámbito de la ingeniería, no son adecuados para enfrentar este problema. Esto se debe a que en estos casos dominan los efectos de turbulencia de gran escala (McSherry et al., 2016). Se han realizado estudios aplicando la técnica Large Eddy Simulation (LES), la cual permite resolver los efectos turbulentos de gran escala (Bomminayuni and Stoesser, 2011; McSherry et al., 2016). En estos trabajos se ha representando la rugosidad del lecho mediante una capa de esferas o de semiesferas. Sin embargo, los estudios mencionados no incorporan el efecto de la fuerza de gravedad en las ecuaciones. Consideran que el flujo se mueve a partir de un gradiente horizontal de presiones. El problema de esta metodología es que el campo de presiones obtenido conlleva a problemas de interpretación física. Además de lo anterior, no es posible introducir directamente la pendiente del canal como parámetro del problema.

En este trabajo se realizarán simulaciones numéricas del tipo LES para el estudio de un canal con lecho de grava. La rugosidad se representará mediante una capa de semiesferas en el fondo. En este caso se resolverán las ecuaciones de flujo incluyendo directamente el término asociado a la fuerza de gravedad. Para esto se utilizará el software libre y de código abierto OpenFOAM. Éste tiene componentes que permiten realizar las distintas etapas de un proceso de simulación numérica, a saber, generación de la malla, resolución de las ecuaciones de flujo y post proceso de resultados. Esto permite obtener perfiles verticales doblemente promediados de las propiedades del flujo. Los resultados numéricos son comparados con los resultados experimentales obtenidos por Nakagawa and Nezu (1993), Nikora et al. (2001) y Aceituno (2017). Además de lo anterior se visualizan las estructuras coherentes del flujo mediante el criterio Q (Kolář 2007).

MARCO TEÓRICO

Ecuaciones de Flujo Superficial

Ecuaciones de Navier-Stokes

El flujo está representado por las ecuaciones de Navier-Stokes, para fluido newtoniano incompresible (Pope, 2000):

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} + g_i \# [1]$$

Se utiliza un sistema de referencia tal que el eje x_1 es paralelo al fondo del canal, positivo en la dirección del flujo y x_3 es perpendicular al fondo del canal, positivo hacia arriba. La ventaja de este sistema de referencia es que las variaciones de la pendiente de canal no modifican la geometría del problema, pues solo afectan el término g_i de las ecuaciones.

u_i es la velocidad del flujo, g_i es la aceleración de gravedad, ν la viscosidad cinemática y P corresponde a la presión dividida por la densidad del agua ρ . Por comodidad se utilizará la notación u, v, w para referirse a las componentes u_1, u_2 y u_3 , respectivamente.

Por otra parte, para un fluido incompresible y homogéneo, se tiene la siguiente forma de la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad \# [2]$$

Ecuaciones promediadas de Reynolds

La descomposición de Reynolds se basa en expresar las variables de la siguiente forma: $V = \bar{V} + V'$. \bar{V} representa el valor medio y V' la fluctuación temporal. Al aplicar esta descomposición a las ecuaciones de Navier-Stokes y a la ecuación de continuidad se obtiene (Pope, 2000):

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial x_j} + g_i \quad \# [3]$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad \# [4]$$

Ecuaciones promediadas espacialmente

Sean $A_0(z)$ y $A_f(z)$ el área total y el área de fluido respectivamente, en un plano con normal en el eje z , se define el siguiente operador:

$$\langle V \rangle(z, t) = \frac{1}{A_f} \iint_{A_f} V(\alpha, \beta, z, t) \, d\alpha d\beta \quad \# [5]$$

Aplicando el operador a las ecuaciones de Reynolds, se obtiene (Nikora et al., 2001):

- Flujo sobre el lecho $z > z_c$:

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial t} + \langle \bar{u}_j \rangle \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{\partial \langle \bar{P} \rangle}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial \langle \overline{u'_i u'_j} \rangle}{\partial x_j} - \frac{\partial \langle \tilde{u}_i \tilde{u}_j \rangle}{\partial x_j} + g_i \quad \# [6]$$

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} = 0 \quad \# [7]$$

- Flujo bajo el lecho $z < z_c$:

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial t} + \langle \bar{u}_j \rangle \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{\partial \langle \bar{P} \rangle}{\partial x_i} - \left\langle \frac{\partial \tilde{P}}{\partial x_i} \right\rangle + \nu \frac{\partial^2 \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j \partial x_j} - \nu \left\langle \frac{\partial^2 \tilde{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} \right\rangle - \frac{1}{A} \frac{\partial \langle A \overline{u'_i u'_j} \rangle}{\partial x_j} - \frac{1}{A} \frac{\partial \langle A \tilde{u}_i \tilde{u}_j \rangle}{\partial x_j} + g_i \quad \# [8]$$

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} = 0 \quad \# [9]$$

donde $A = A_f/A_0$. En analogía a las ecuaciones de Reynolds, se considera la descomposición $V = \langle \bar{V} \rangle + \tilde{V}$.

Al realizar los promedios espaciales aparecen nuevos términos, denominados de la siguiente forma (Nikora et al., 2001):

- Esfuerzo inducido por forma:

$$\langle \tilde{u}_i \tilde{u}_j \rangle \quad \# [10]$$

- Arrastre de forma:

$$\left\langle \frac{\partial \tilde{P}}{\partial x_i} \right\rangle \quad \# [11]$$

- Arrastre viscoso

$$\nu \left\langle \frac{\partial^2 \tilde{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} \right\rangle \quad \# [12]$$

Large Eddy Simulation

El objetivo de LES es resolver los efectos de la turbulencia de gran escala, los cuales no son universales y dependen de las condiciones de borde del problema. Por otro lado, se supone que la turbulencia de pequeña escala es de un carácter más universal y es modelada.

Para esto se sigue un procedimiento similar a las ecuaciones RANS, con la diferencia que se aplica un filtro en lugar de promediar temporalmente las ecuaciones (Pope, 2000):

$$\frac{\partial \hat{u}_i}{\partial t} + \hat{u}_j \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial \hat{P}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \hat{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial \widehat{u_i u_j}}{\partial x_j} + g_i \quad \# [13]$$

Se define el tensor de esfuerzo residual de la siguiente forma:

$$\tau_{ij}^R = \rho (\widehat{u_i u_j} - \hat{u}_i \hat{u}_j) \quad \# [14]$$

Para dar un cierre a estas ecuaciones es necesario utilizar un modelo de turbulencia para τ_{ij}^R . Uno de los más simples es el propuesto por Smagorinsky (1963).

Números Adimensionales y Otros Parámetros del Flujo

Número de Reynolds

Expresa la relación entre las fuerzas inerciales y las viscosas. Se considera un indicador de la turbulencia del flujo:

$$Re = \frac{Uh}{\nu} \quad \# [15]$$

donde U corresponde a \bar{u} promediada en todo el canal, h corresponde a la altura de escurrimiento medida desde el fondo del canal.

Número de Froude

Expresa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitacionales:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad \# [16]$$

donde g es la magnitud de la aceleración de gravedad.

Velocidad de corte

Escala de velocidad que representa la magnitud del esfuerzo de corte en el fondo. Se define como:

$$u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} \quad \# [17]$$

donde τ_0 es el esfuerzo de corte medio en el fondo del canal y ρ es la densidad del fluido. Cuando se tiene altura normal es posible estimar u_* mediante un equilibrio entre las fuerzas viscosas y gravitacionales. Para un canal muy ancho se tiene:

$$u_* = \sqrt{Sgh} \quad \# [18]$$

donde S es la pendiente del canal.

Identificación de Vórtices

Para identificar estructuras turbulentas en un fluido incompresible, se utiliza el criterio Q (Kolář 2007), el cual define un vórtice como región conexas de fluido con valor positivo del segundo invariante del gradiente del campo de velocidades:

$$Q = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_i} \right)^2 - \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] = -\frac{1}{2} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \frac{\partial u_j}{\partial x_i} > 0 \quad \# [19]$$

Además de la condición anterior, se requiere que la presión en el vórtice sea menor que la presión ambiente.

METODOLOGÍA

Modelo Numérico

Para resolver las ecuaciones de LES (13) se utiliza la versión 4.1 de OpenFOAM. En particular, se utiliza la aplicación pimpleFoam que está diseñada para flujo impermanente, turbulento e incompresible. Si bien pimpleFoam no incorpora directamente la aceleración de gravedad en las ecuaciones, esta se incluye mediante un término fuente. Para evitar posibles problemas de estabilidad se utiliza una discretización temporal variable de modo que el número de Courant máximo sea igual a la unidad.

Para el cierre de la turbulencia se utiliza un modelo de turbulencia del tipo WALE (Nicoud and Ducros, 1999).

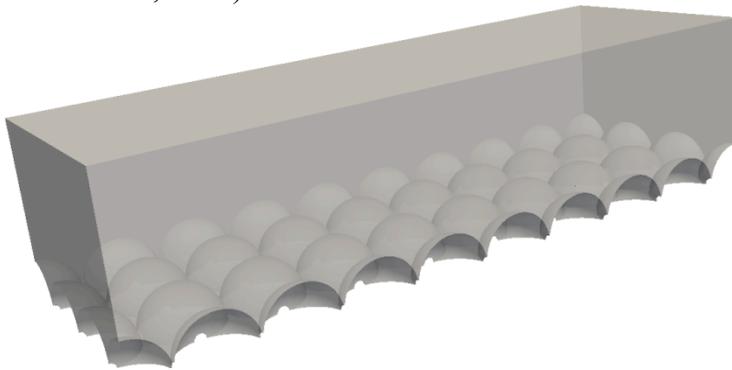


Figura 1.- Esquema geometría.

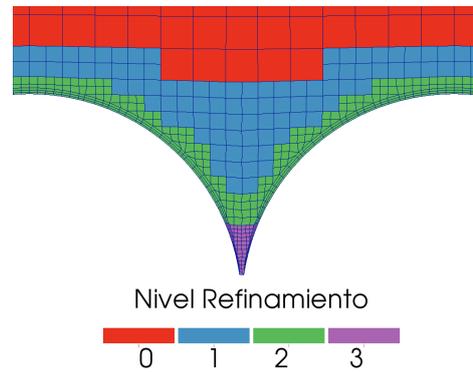


Figura 2.- Corte transversal malla en torno al lecho.

Geometría y condiciones de borde

La geometría corresponde a un canal rectangular de largo l , ancho b y altura de escurrimiento h medida desde el fondo. El lecho de grava se representa mediante una capa de semiesferas de diámetro d apoyadas en el fondo. Las semiesferas se distribuyen mediante un empaquetamiento cúbico simple con n_i correspondiente al número de semiesferas en el eje i .

Los valores de los distintos parámetros de la geometría se muestran en la Tabla 1 y un esquema de ella se muestra en la Figura 1.

Para las condiciones de borde se utiliza la misma configuración que Bomminayuni and Stoesser (2011). Las caras frontal, trasera y las laterales utilizan condiciones de borde del tipo cíclicas. Esto significa que el flujo que sale por la cara frontal ingresa por la trasera y viceversa. Lo mismo ocurre con las caras laterales. Esto permite evitar efectos de borde de forma análoga a un canal muy largo y muy ancho. Tanto el fondo del lecho como las semiesferas tienen una condición de no deslizamiento y no penetración. Finalmente, la cara superior que representa la superficie libre tiene una condición de borde del tipo plano de simetría.

Tabla 1.- Parámetros de la geometría.

Parámetro	Valor	Unidad
l	40.5	cm
b	13.5	cm
h	10.25	cm
d	4.5	cm
n_x	9	-
n_y	3	-

Generación de la Malla

El proceso de generación de la malla se puede resumir en las siguientes etapas. En primer lugar se realiza una malla base hexahédrica para representar el interior del canal, sin incluir las semiesferas. Para esto se utiliza la aplicación blockMesh, perteneciente a OpenFOAM. Posteriormente se utiliza la aplicación snappyHexMesh perteneciente a OpenFOAM para incorporar las semiesferas en la malla. La malla se realiza en base a la geometría entregada por el usuario y a distintos parámetros de configuración. Este es un proceso complejo que se genera de forma automática, pero se pueden distinguir tres etapas principales:

- Se genera un refinamiento de las celdas de la malla base que intersectan la superficie a representar, en este caso las semiesferas. También es posible definir regiones especiales de refinamiento. En cada nivel de refinamiento las celdas son divididas en 8, reduciendo a la mitad su tamaño.
- Se realiza el proceso de snapping. Este consiste en el desplazamiento de los vértices de las celdas cercanas a la superficie para que esta sea representada de mejor forma.
- Se agregan capas de celdas más finas contiguas a la superficie a representar y alineadas con ella. Estas celdas disminuyen su longitud en la dirección normal a la superficie. Esto permite resolver de mejor manera el flujo en la capa límite. En este caso, se han utilizado tres capas para las semiesferas. También se utilizan tres capas en la superficie libre, con el objetivo de minimizar posibles inestabilidades en esa condición de borde.

Con esta metodología se obtiene una malla de 1292951 celdas. En la Figura 2 se muestra un corte transversal de la malla en torno a las esferas en la que se aprecian los distintos niveles de refinamiento y las capas superficiales agregadas. El nivel de refinamiento 0 corresponde a la malla base. En la Tabla 2 se muestra la longitud aproximada para cada nivel de refinamiento y el espesor aproximado de las capas superficiales agregadas.

Tabla 2.- Tamaño aproximado de celdas y capas superficiales para distintos niveles de refinamiento.

Nivel Refinamiento	Longitud (mm)	Espesor capa superficial (mm)		
		Capa 1	Capa 2	Capa 3
0	3.5	-	-	-
1	1.75	-	-	-
2	0.875	0.263	0.210	0.168
3	0.44	0.131	0.105	0.084

Simulaciones Numéricas

Se realizan tres simulaciones numéricas utilizando la misma malla, pero variando la pendiente del canal. Se utilizan pendientes de $S = 0.1\%$, $S = 0.175\%$ y $S = 0.25\%$. Para cada una de las pendientes se realizan dos etapas. En primer lugar se realiza una simulación lo suficientemente larga como para llegar a una solución independiente de las condiciones iniciales. Tomando como condición inicial el resultado de esta simulación se realiza una nueva simulación. Los datos obtenidos de la última simulación son los utilizados para el análisis de resultados que se realiza en este trabajo.

RESULTADOS

Velocidad media y condiciones hidráulicas

Para mostrar la estabilidad de las simulaciones numéricas realizadas, en la Figura 3 se presentan las series de tiempo de las variables u y \bar{u} promediadas espacialmente en todo el canal.

En base a la velocidad media obtenida se calculan los distintos parámetros del flujo, los cuales se muestran en la Tabla 3.

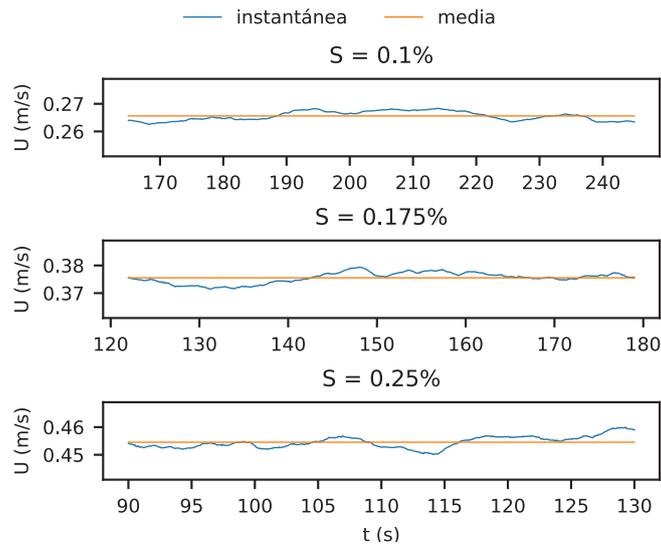


Figura 3.- Series de tiempo de la velocidad longitudinal promediada espacialmente en el canal.

Tabla 3.- Parámetros y condiciones hidráulicas.

S (%)	U (m/s)	Re	Fr	u_* (cm/s)
0.1	0.27	27224	0.26	3.17
0.175	0.38	38491	0.37	4.19
0.25	0.45	46589	0.45	5.01

Distribución de Velocidad

Para ilustrar la distribución espacial de la velocidad obtenida en las simulaciones, se muestra \bar{u} en un plano normal al eje x . También se muestra la distribución de la velocidad instantánea u , para apreciar el efecto de las fluctuaciones turbulentas.

En la Figura 4 se compara u en un instante cualquiera con \bar{u} para las distintas simulaciones en un plano ubicado en $x = 22.5$ cm, de modo que corta por el centro a las semiesferas del lecho.

Refinamiento de la malla en torno a las paredes

Para cuantificar el refinamiento de la malla cerca de las paredes se utiliza la escala adimensional λ^+ definida para las celdas adyacentes a las paredes:

$$\lambda^+ = \frac{\lambda u_*}{\nu} \quad \#[20]$$

donde λ es la distancia entre la pared y el centroide de una celda adyacente a ella.

Los valores promedio de λ^+ para las semiesferas y el fondo del canal de las simulaciones se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4.- Valores promedio de λ^+ .

S (%)	λ^+ Semi Esferas	λ^+ Fondo
0.1	1.20	7.23
0.175	1.41	7.22
0.25	1.52	7.42

Perfil vertical de presiones

Para comparar los perfiles de presión de las simulaciones, se utiliza la variable $\langle \bar{P} \rangle / g_z$. Para validar los resultados, en la Figura 5 se comparan los perfiles de presiones con el perfil hidrostático:

$$\langle \bar{P} \rangle = g_z (h - z) \quad \#[21]$$

Perfil Vertical de Velocidades

Para validar el perfil de velocidades obtenido en las simulaciones, se compara con la regresión realizada por Nikora et al. (2001) en base a datos experimentales. También se compara con los datos experimentales de Aceituno (2017).

Para comparar los datos se adimensionalizará la velocidad $\langle \bar{u} \rangle$ por la velocidad de corte u_* . Para el caso de las simulaciones numéricas se estimará u_* mediante la ecuación (18).

El eje z se adimensionalizará mediante una escala de la grava δ . Tanto las simulaciones numéricas como los experimentos realizados por Nikora et al. (2001) se realizan utilizando segmentos esféricos. Por lo tanto, en ambos casos se utilizará δ igual a la altura de los segmentos. En el caso de Aceituno (2017), los experimentos son realizados con un lecho de grava de dos capas. En este caso se considerará δ igual a la mitad del diámetro medio de la grava.

La comparación entre los resultados de las simulaciones y los datos experimentales se muestra en la Figura 6.

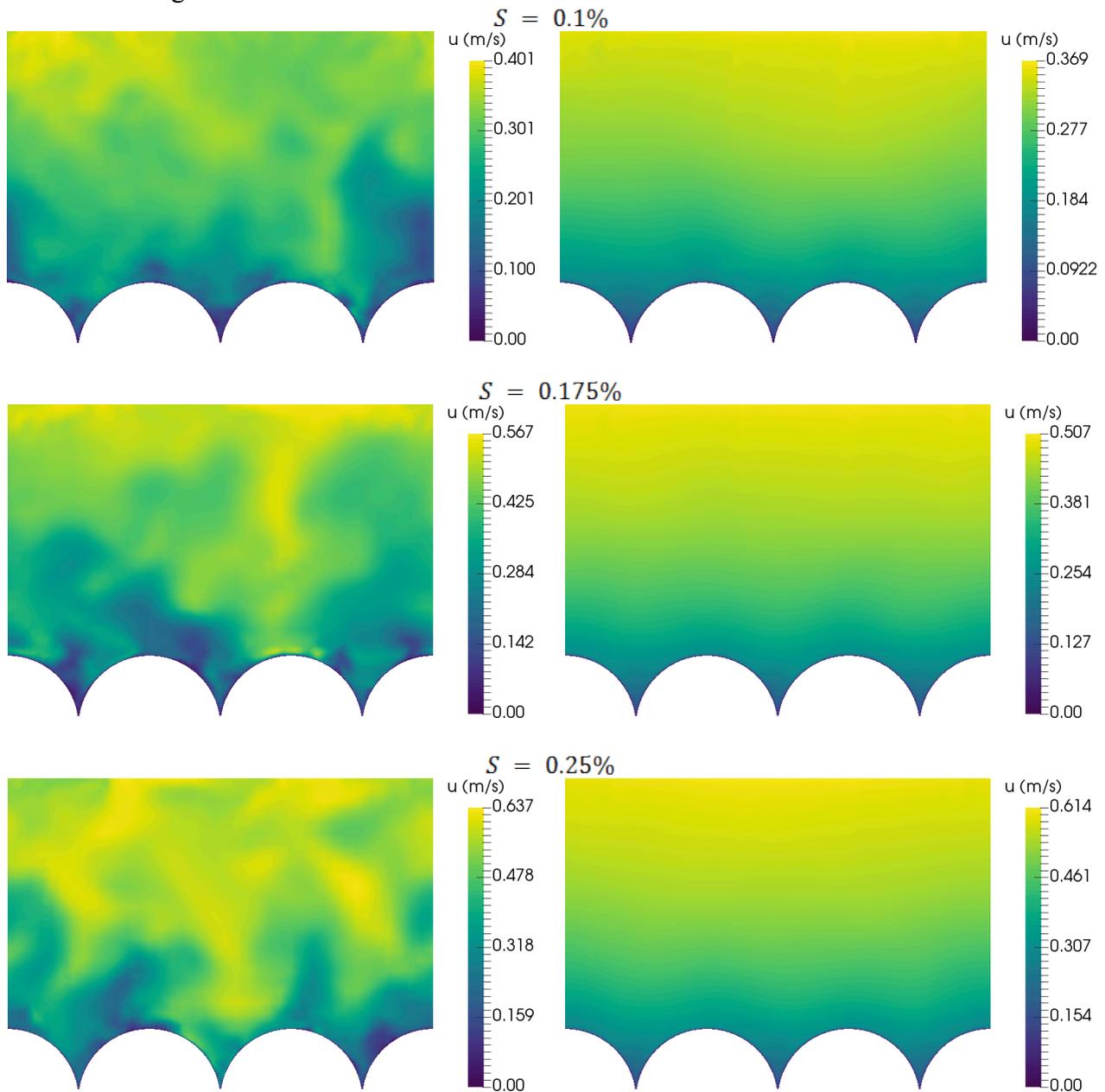


Figura 4.- Velocidad longitudinal u en un instante cualquiera (izquierda) y velocidad longitudinal media \bar{u} (derecha) para las distintas simulaciones en el plano $x = 22.5$ cm.

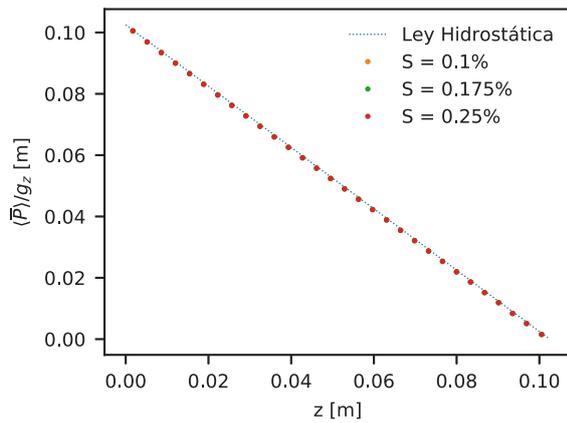


Figura 5.- Distribución vertical de presión para las distintas simulaciones.

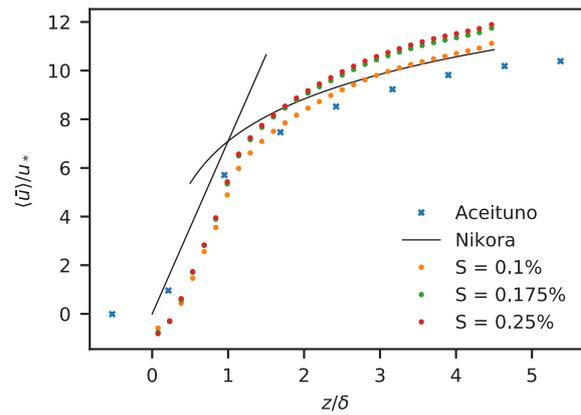


Figura 6.- Perfiles de velocidad longitudinal adimensional.

Perfiles Verticales de Intensidad de la Turbulencia

Para apreciar el efecto que tiene el lecho de grava en el comportamiento turbulento del flujo, se calculan los perfiles verticales de turbulencia $\langle u_i'^2 \rangle$.

Para validar estos resultados, se compararán con los ajustes realizados por Nikora et al. (2001) en base a sus datos experimentales. También se comparan con las relaciones semiteóricas propuestas por Nakagawa and Nezu (1993), las cuales son válidas lejos del lecho de grava.

Los perfiles se presentan en la Figura 7, los cuales se han adimensionalizado por la velocidad de corte al cuadrado, para efectos de comparación.

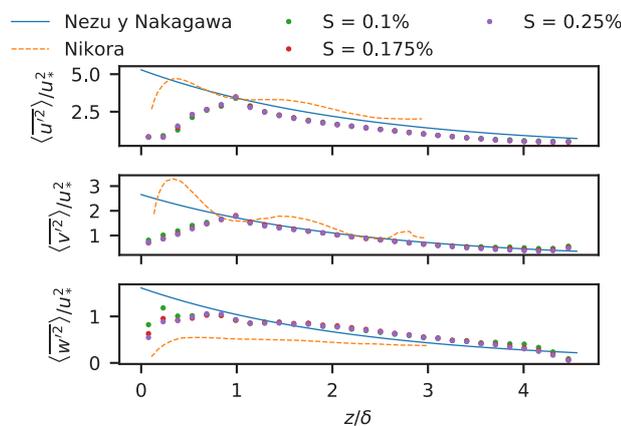


Figura 7.- Intensidades de turbulencia adimensional para las simulaciones y comparación con resultados de Nikora et al. (2001) y Nakagawa and Nezu (1993).

Visualización de vórtices

En la Figura 8 se presentan gráficos del criterio Q con las superficies de nivel correspondientes a $Q = \{100, 300, 500\}$ para la simulación de pendiente $S = 0.25\%$. Con el fin de identificar la rotación del flujo en los vórtices, se ha utilizado una escala de colores para visualizar la componente x de la vorticidad. Los colores azules corresponden a valores positivos de la vorticidad y los rojos a valores negativos.

En el caso $Q = 500$ se observan estructuras ubicadas cerca del lecho, cuyo tamaño escala con el de la grava. En unidades de pared, el diámetro de la grava está dado por $d^+ = du_*/\nu = 2254.5$. En particular, se aprecian potenciales vórtices del tipo herradura. En la Figura 9 se muestra en detalle un potencial vórtice tipo herradura correspondiente al caso $Q = 500$,

comparado con un esquema conceptual de este tipo de estructuras adaptado de Nakagawa and Nezu (1993). Vale destacar que los vórtices de herradura observados en lechos planos tienen anchos del orden de 50 unidades de pared (Wallace 1985). Este valor es dos órdenes de magnitud inferior a la escala de las estructuras mostradas en el caso $Q = 500$.

En el caso $Q = 100$ se observan estructuras de mayor tamaño, separadas del lecho, de forma alargada y orientadas de forma oblicua. El caso $Q = 300$ es similar al caso $Q = 500$, con estructuras ubicadas cerca del lecho. Sin embargo, se observan algunos vórtices similares al caso $Q = 100$ aunque más cercanos al lecho y de menor tamaño.

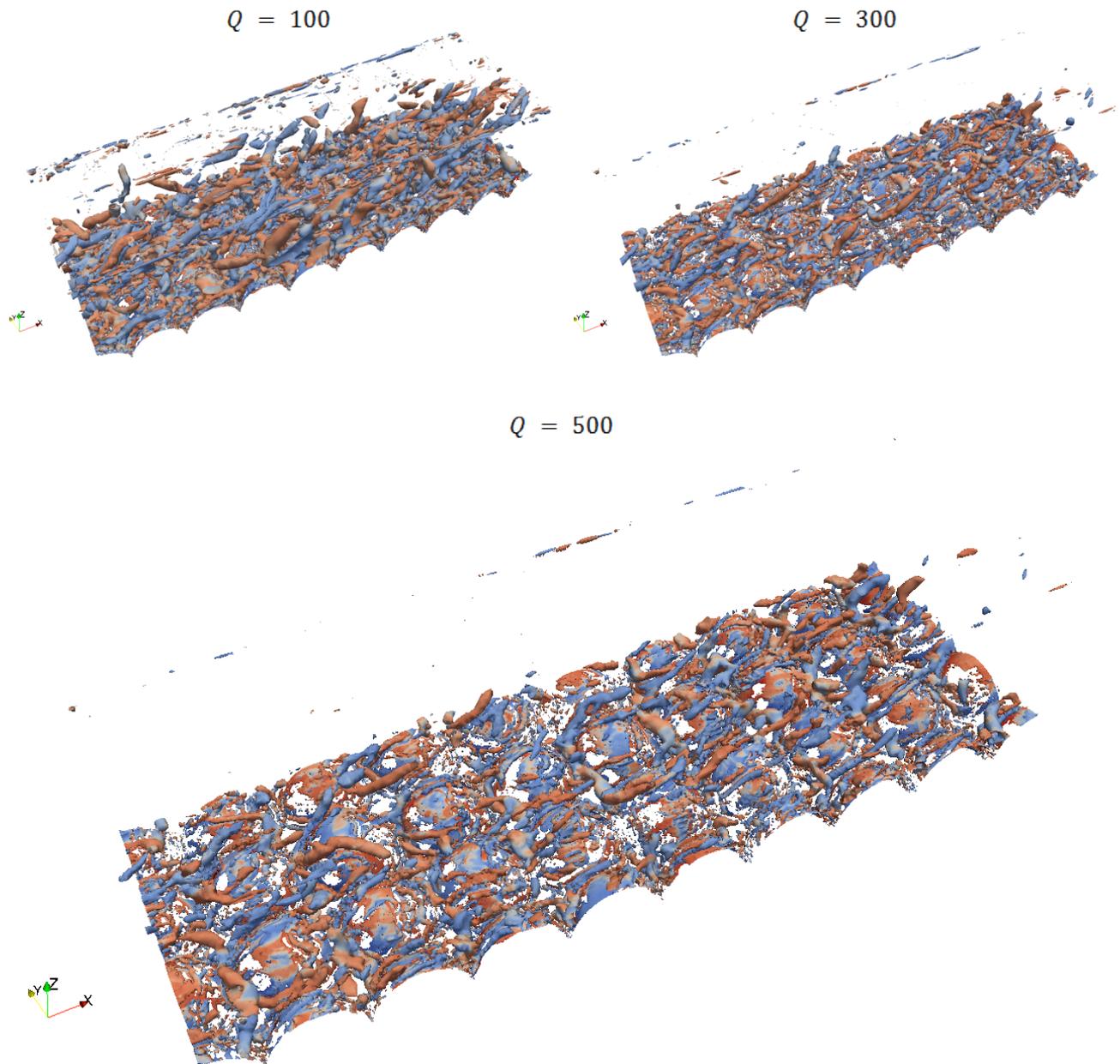


Figura 8.- Iso superficies de Q para la simulación de pendiente $S = 0.25\%$.

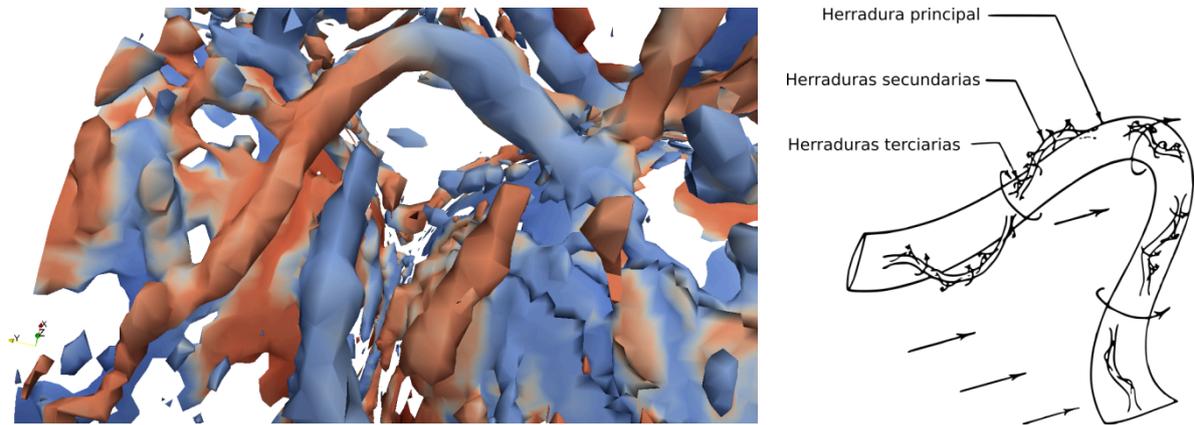


Figura 9.- Potencial vórtice tipo herradura para el caso $Q = 500$, comparado con esquema conceptual adaptado de Nakagawa and Nezu (1993).

CONCLUSIONES

- El perfil vertical de presiones obtenido de las simulaciones se ajusta muy bien al perfil hidrostático teórico.
- Los perfiles de velocidad obtenidos de las simulaciones se ajustan bastante bien a los obtenidos por Nikora et al. (2001). Por otro lado, podemos decir que los perfiles obtenidos por Aceituno (2017) tienen valores menores a las simulaciones. Esto puede deberse a que el lecho utilizado por Aceituno (2017) se asemeja de mayor manera al de un cauce natural, es decir, existen variaciones en la forma, tamaño y distribución de sus elementos. Por lo tanto, la comparación con la geometría de semiesferas utilizada en las simulaciones no es directa. Llama la atención que los perfiles numéricos muestran una velocidad negativa en torno al fondo del canal, la cual no es observada en los perfiles experimentales.
- Los perfiles de intensidad de turbulencia obtenidos de las simulaciones son consistentes con los datos de Nakagawa and Nezu (1993). Al comparar con los resultados de Nikora et al. (2001), se observa un comportamiento similar en las componentes x e y , con la diferencia que el valor máximo ocurre más lejos del lecho en las simulaciones numéricas. En la componente z es donde existen mayores diferencias, pues los perfiles de Nikora et al. (2001) son sistemáticamente menores que las simulaciones numéricas y los perfiles de Nakagawa and Nezu (1993).
- La iso-superficie de Q de mayor valor mostrada en este trabajo permite identificar estructuras que se ubican cerca del lecho y se ven influenciadas por las gravas. Dentro de ellas, se observaron potenciales vórtices del tipo herradura, con una estructura similar a los que ocurren en lechos planos, pero de mayor tamaño debido a la influencia de las gravas. La componente x de la vorticidad resultó ser un parámetro útil para visualizar el giro de los vórtices.
- La iso-superficie de Q de menor valor permite identificar estructuras que se ubican por sobre el lecho. Su orientación espacial es oblicua, con una componente horizontal en la dirección del flujo y una componente vertical que podría asociarse a una eyección del lecho.
- Existen dos grandes ventajas en cuanto al estudio de flujo en canales con lecho de grava mediante simulaciones numéricas en comparación con estudios experimentales. La primera corresponde a que se obtiene información del campo de presiones y de velocidades en todo el canal. Esto permite obtener promedios temporales y espaciales con mucha facilidad. Otra de las ventajas es la facilidad para cambiar distintos parámetros, por ejemplo, pendiente del canal, altura de escurrimiento, tamaño de la grava, etc. Esto sería mucho más costoso de realizar en estudios de laboratorio.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el financiamiento otorgado por FONDECYT a través del proyecto de investigación número 1140767. Se agradece a la Universidad de Chile por el apoyo económico brindado mediante el programa “Ayudas para estadías cortas de investigación destinadas a tesis de doctorado y magister de la Universidad de Chile, 2016-2017, Departamento de Postgrado y Postítulo”. Powered@NLHPC: Esta investigación fue parcialmente apoyada por la infraestructura de supercómputo del NLHPC (ECM-02).

REFERENCIAS

- Aceituno, N.** (2017). *Estudio experimental del transporte de relaves mineros debido a accidentes en un flujo con lecho de grava*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Bomminayuni, S. and Stoesser, T.** (2011). “Turbulence statistics in an open-channel flow over a rough bed”. *J. Hyd. Eng.*, vol. 137, no 11, p. 1347-1358.
- Kolář, V.** (2007). “Vortex identification: New requirements and limitations”. *International journal of heat and fluid flow*, vol. 28, no 4, p. 638-652.
- McSherry, R., Chua, K., Stoesser, T., and Falconer, R.** (2016). “Large eddy simulations of rough bed open channel flow with low submergence and free surface tracking”. *River Flow 2016: Iowa City, ASCE*, USA, July 11-14, 2016, p 85.
- Nakagawa, H. and Nezu, I.** (1993). *Turbulence in Open Channel Flows*. IAHR Monographs, Taylor & Francis.
- Nicoud, F. and Ducros, F.** (1999). “Subgrid-scale stress modelling based on the square of the velocity gradient tensor”. *Flow, Turbulence and Combustion*, vol. 62, no 3, p. 183-200.
- Nikora, V., Ballio, F., Coleman, S., and Pokrajac, D.** (2013). “Spatially averaged flows over mobile rough beds: Definitions, averaging theorems, and conservation equations”. *J. Hyd. Eng.* vol. 139, no 8, p. 803-811.
- Nikora, V., Goring, D., McEwan, I., and Griffiths, G.** (2001). “Spatially averaged open-channel flow over rough bed”. *J. Hyd. Eng.* vol. 127, no 2, p. 123-133.
- Nikora, V., Koll, K., McEwan, I., McLean, S., and Dittrich, A.** (2004). “Velocity distribution in the roughness layer of rough-bed flows”. *J. Hyd. Eng.* vol. 130, no 10, p. 1036-1042. .
- Niño, Y.** (2002). “Simple model for downstream variation of median sediment size in Chilean rivers”. *J. Hyd. Eng.* vol. 128, no 10, p. 934-941
- Pope, S.** (2000). *Turbulent Flows*. Cambridge University Press.
- Smagorinsky, J.** (1963). “General circulation experiments with the primitive equations: I. the basic experiment.” *Monthly weather review*, vol. 91, no 3, p. 99-164.
- Wallace, J. M.** (1985). “The vortical structure of bounded turbulent shear flow”. *Flow of Real Fluids*. Springer, Berlin, Heidelberg. p. 253-268.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVALUACIÓN HIDRODINÁMICA DEL MEANDRO PASTORA CON
ESPIGONES

Mishel Melendez¹, Henry Valverde¹, Jorge Abad¹, Juan Cabrera², Leo Guerrero¹, Daniel Horna¹

¹Centro de Investigación y Tecnología del Agua, Universidad de Ingeniería y Tecnología, Lima, Perú

²Grupo de Investigación en Hidroclimatología y Riesgos Asociados, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú
mmelendez@utec.edu.pe, hvalverde@utec.edu.pe, jabadc@utec.edu.pe, juancabrera@uni.edu.pe, lguerrero@utec.edu.pe, dhorna@utec.edu.pe

RESUMEN:

Esta publicación habla sobre la hidrodinámica de una curva de río de un río meándrico, ubicado en la amazonía peruana. Esta curva cuenta con una serie de espigones, tanto impermeables como semipermeables que fueron instalados para detener la erosión de la margen externa de la curva. La hidrodinámica es estudiada en base a mediciones en campo, las cuales incluyen levantamientos batimétricos, mediciones de velocidades utilizando dispositivos ADCP, y recolección de muestras de sedimentos de banco y fondo, y en suspensión. Se encontró que la instalación de las estructuras, de hecho, han detenido el avance de la erosión, ya que las zonas de mayor profundidad y de mayor velocidad se trasladaron de la margen externa de la curva hacia el límite interno de las estructuras, más cerca al centro del canal. También se observaron efectos tridimensionales de importancia en el flujo, como corrientes secundarias, en base a las mediciones ADCP. Estas tienen repercusiones importantes en la distribución de sedimentos, encontrando los sedimentos más finos en la margen interna (menor profundidad), y los sedimentos más grandes en las zonas más profundas de la curva. Este estudio es complementado por simulaciones hidrodinámicas tridimensionales DES. Se proponen 2 simulaciones principalmente, con y sin estructuras con el fin de entender a mayor detalle el funcionamiento de los espigones.

ABSTRACT:

This paper discusses the hydrodynamic behavior of a river bend of a meandering river in the Peruvian Amazon. A series of bendway weirs, both impermeable and semi-permeable can be found throughout the bend, with the goal of stopping the erosion of the outer bank of the bend. The hydrodynamic behavior of the bend was studied with field measurements, which included bathymetry measurements, velocity measurements using ADCP devices, and bed and bank sediment samples as well as suspended sediment samples. It was found that the installation of the structures, indeed, stopped the erosion of the outer bank, since the deepest areas and the regions of high streamwise velocity moved from the outer bank to the inner limit of the structures, closer to the center of the channel. Important 3-D effects were also observed in the bend, such as secondary currents, based on ADCP measurements. These had important implications in the sediment distribution, making the finer sediments move to the inner bend and making the bigger sediments move to the deepest areas of the channel. This study is also complemented by CFD 3-D DES simulations. Two simulations are proposed, one with and one without structures, as to have a better understanding of the effect of the structure in the flow and sediment transport.

PALABRAS CLAVES: meandro; amazonía; ADCP; espigones; DES

INTRODUCCIÓN

El transporte de sedimentos y su balance con el sistema hidráulico juega un rol crucial en la geomorfología de ríos que varía a través del tiempo. En el caso particular de los ríos amazónicos, estos se caracterizan por ser principalmente meándricos o anastomosados, y a su vez, altamente dinámicos. Este dinamismo fluvial hace que la trayectoria de estos cambie constantemente, que en los ríos meándricos significa erosión y deposición en las márgenes del río. Ciertas obras de infraestructura e incluso ciudades se ven afectadas directamente por el constante cambio del cauce del río, como es el caso de la interacción entre el río Madre de Dios y la ciudad de Puerto Maldonado ubicados en la amazonía peruana.

La carretera Interoceánica, la cual conecta los territorios peruanos y brasileros, pasa por la ciudad de Madre de Dios. El constante cambio del río Madre de Dios ha erosionado la margen externa de una curva de río conocido como La Pastora, acercándose aún más a dicha carretera. Con el fin de detener el avance del río, se instalaron una serie de espigones a lo largo de la curva: 2 espigones impermeables ubicados al inicio y final de la curva de río, 1 espigón permeable y 8 espigones semipermeables en la zona intermedia de la curva. Los semipermeables/permeable están conformados por una serie de cilindros de 60 cm de diámetro separados entre sí 64 cm. Estas estructuras se instalaron a fines del 2015 siendo su funcionamiento y eficiencia monitoreado en función a las velocidades obtenidas del ADCP *RiverRav*, muestras de sedimentos en suspensión y fondo durante avenida y estiaje, y levantamiento batimétrico. Adicionalmente se está desarrollando un modelo computacional tridimensional para el estudio hidrodinámico a detalle de la curva de río con y sin espigones.

LUGAR DE ESTUDIO Y OBJETIVOS:

Como se detalló previamente, el lugar de estudio es la curva de río llamada La Pastora (Figura 1), ubicada en el río Madre de Dios, en la cercanía de la ciudad Puerto Maldonado, ciudad capital del departamento de Madre de Dios, ubicado en la Amazonía peruana.



Figura 1.- Curva La Pastora – Río Madre de Dios. *Izquierda:* Ubicación; *Derecha:* Disposición de espigones

En esta curva de río se instalaron una serie de espigones impermeables (E1 y E12), permeable (E5) y semipermeables (los restantes), de acuerdo a la disposición mostrada en la Figura 1. La Figura 2 muestra una vista aguas arriba de los espigones semipermeables, donde se pueden apreciar los distintos tubos cilíndricos que forman parte de dichas estructuras.



Figura 2.- Vista aguas arriba de espigones semipermeables

En base a las mediciones en campo y la problemática del lugar específico de estudio, se detallan los siguientes objetivos de la investigación:

- Comparar el cambio de la morfología del cauce anterior y posterior a la implementación de la defensa ribereña.
- Describir la corriente de flujo generada en la curva de un meandro por la presencia de los espigones (aguas arriba, entre y aguas debajo de los espigones).
- Caracterizar los sedimentos transportados por el río.
- Desarrollar y validar un modelo hidrodinámico tridimensional para estudiar la curva del río.
- Investigar numéricamente la hidrodinámica del funcionamiento de los espigones.

RESULTADOS DE INVESTIGACIÓN EN CAMPO

Con el fin de analizar el comportamiento actual del flujo en la curva La Pastora, se realizaron mediciones de batimetría en el 2017. En dicha figura también se pueden observar la ubicación de los espigones ubicados en el área de interés. Asimismo, se contaba con datos batimétricos del año 2011. Estos datos se pueden observar en la Figura 3.

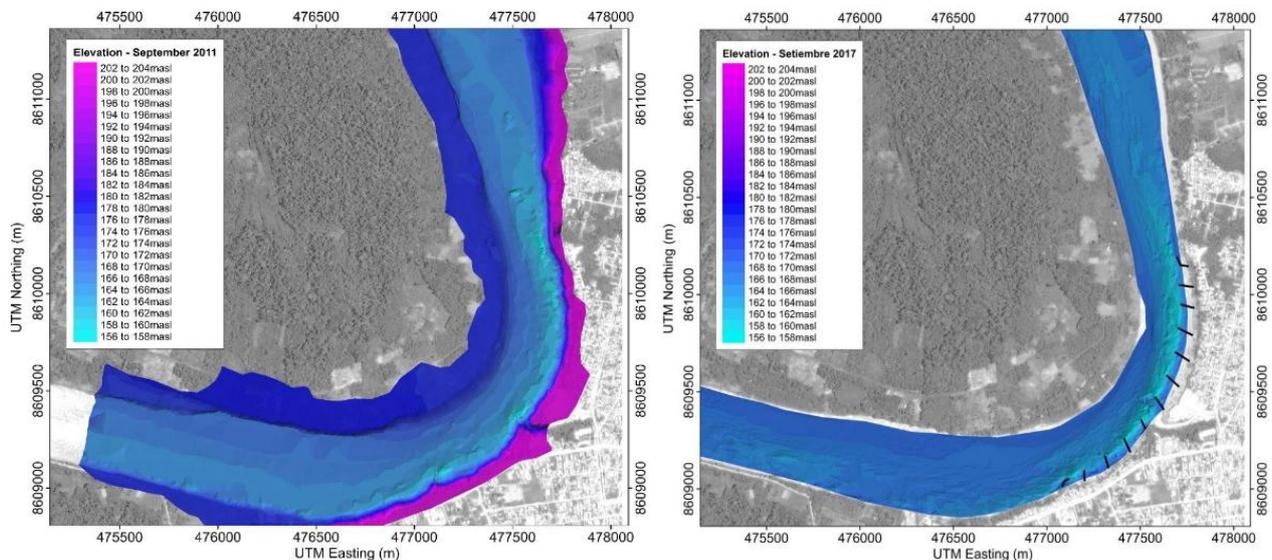


Figura 3.- Información batimétrica de la curva La Pastora. *Izquierda:* Año 2011; *Derecha:* Año 2017

Se puede observar que las zonas más profundas de la curva de río, en el año 2011, se ubican cerca de la margen externa de la curva. Este comportamiento cambia para el año 2017, en el cual se puede observar que las zonas más profundas ahora se ubican en la cercanía del extremo interior de los espigones. Esto confirma que los espigones instalados en la curva La Pastora están deteniendo el avance de la curva La Pastora hacia Puerto Maldonado.

Asimismo, se tomaron mediciones de velocidades utilizando un dispositivo ADCP *RiverRav* (Figura 4) con el objetivo de entender mucho mejor el funcionamiento de las estructuras.



Figura 4.- Dispositivo ADCP empleado en las mediciones en campo

Los dispositivos ADCP pueden proporcionar perfiles de velocidad, magnitud indispensable cuando se esperan efectos tridimensionales de significancia. Efectos tridimensionales en el flujo se esperan en distintas situaciones, siendo algunos ejemplos en la cercanía de estructuras hidráulicas, en curvas de río con alto grado de curvatura, en la transición entre canal principal y planicie de inundación, y cuando la presión no puede ser aproximada como hidrostática. Un ejemplo de un perfil de velocidad medido con nuestro dispositivo ADCP se muestra en la Figura 5, el cual se ubica en la cercanía de estructuras hidráulicas en una curva de río con alto grado de curvatura.

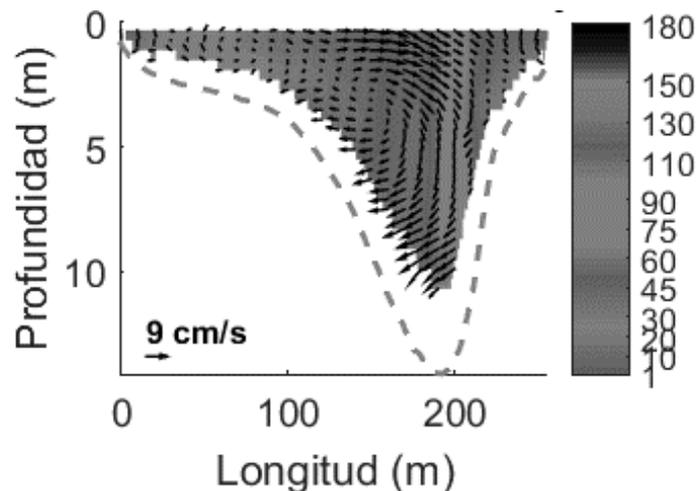


Figura 5.- Distribución y vectores de velocidades en la sección 6, ubicada en el centro de la curva

Las velocidades medidas con el dispositivo ADCP fueron promediadas a través de la profundidad para analizar el comportamiento del flujo a lo largo de la curva de río. La Figura 6 muestra dicha distribución.

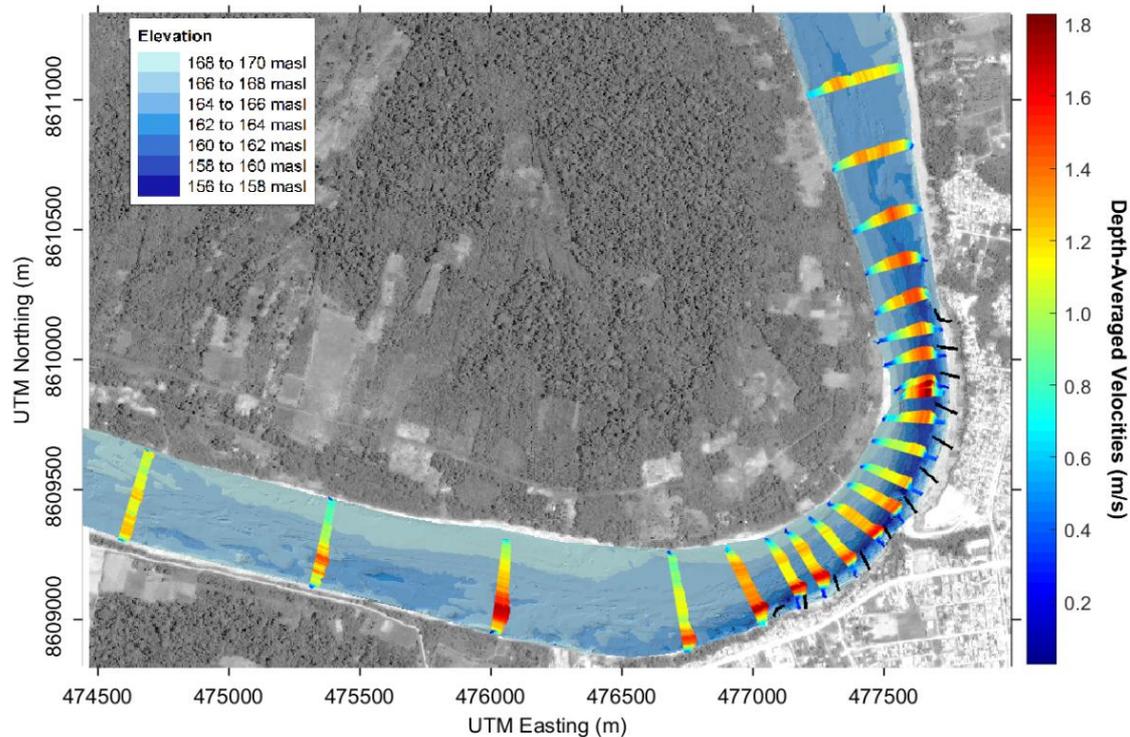


Figura 6.- Distribución de las velocidades promediadas a través de la profundidad en la curva La Pastora

En la Figura 6 se puede apreciar que, al inicio de la curva, las velocidades son más altas, lo cual corresponde con el lugar de mayor potencial de erosión y que se ubica pegado al margen externo de la curva. Esto es confirmado por la presencia de las zonas más profundas ubicadas en el borde externo de la curva. Una vez que el flujo entra en la zona influenciada por los espigones, las velocidades altas se mueven del margen externo de la curva hacia el límite interior (pie) de los espigones, trasladando el potencial de erosión de la margen externa de la curva unos metros (hasta 50m) hacia el centro del canal. Esto ha creado una depresión que está alineada con el límite interno de los espigones. Asimismo, se puede apreciar una intensificación de las velocidades alineada con esta depresión. Las velocidades más altas en la curva se ubican entre los espigones E9 y E10. Esto se debe por el efecto combinado de los espigones y una reducción del área seccional en dicha zona. Al final de la curva, se puede observar que el efecto de los espigones se pierde después de aproximadamente 800 m y el flujo recupera una distribución típica de flujo en un canal abierto.

Finalmente, se tomaron muestras de sedimento de fondo (incluyendo márgenes) y suspendidos, mostradas en la Figura 7. Se puede apreciar que el rango de tamaño representativo de sedimentos de fondo y banco varía entre 0.5 mm a 3.5 mm, lo cual indica que el fondo del río es primordialmente arenoso. En base a la distribución espacial de los sedimentos, se puede observar que los sedimentos más grandes se encuentran o en los bancos o cerca del centro del canal (zonas más profundas del río). Estos resultados físicamente tienen sentido, ya que, en una curva de río con un grado de curvatura alta, se encuentran flujos secundarios. Estos flujos secundarios llevan los sedimentos más pequeños hacia la margen interna de la curva, mientras que los sedimentos más pesados (grandes) o se quedan cerca de su propio lugar, o caen por efecto de gravedad hacia las zonas más profundas. En términos de sedimentos suspendidos, el tamaño representativo varía entre 4 y 8 μm . La distribución espacial de los sedimentos en suspensión muestra que los sedimentos más grandes se encuentran en la margen interna de la curva, y generalmente, el tamaño de los sedimentos en suspensión cae progresivamente hasta la margen externa de la curva. Esta distribución es inversa a la cual se encontró en los sedimentos de fondo y de banco, pero esta es explicada por la misma razón que se detalló para los sedimentos de fondo y de banco.

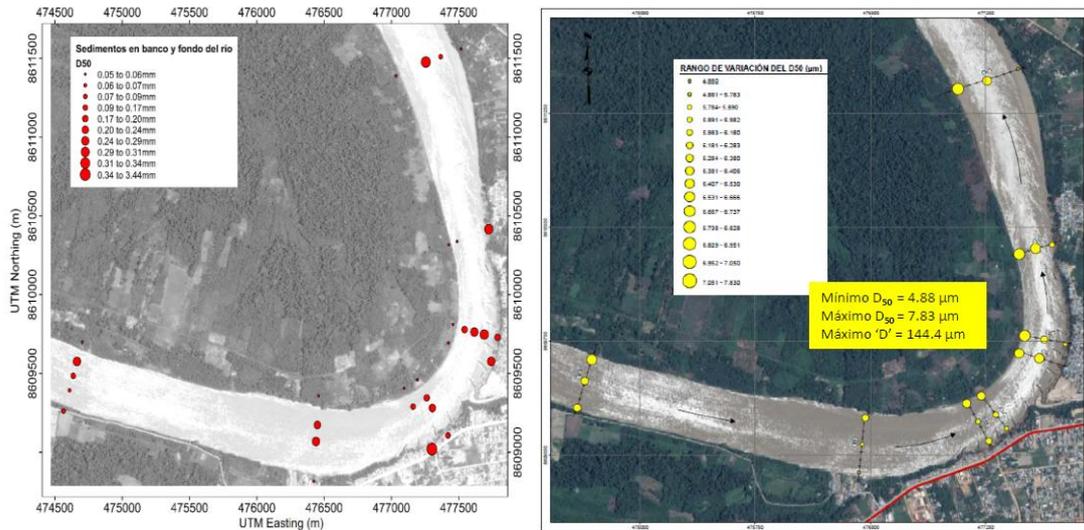


Figura 7.- Información de sedimentos. *Izquierda:* Sedimentos de banco y de fondo; *Derecha:* Sedimentos en suspensión.

Actualmente, nuevas campañas de mediciones siguen siendo programadas y llevadas a cabo para seguir monitoreando el funcionamiento de estas estructuras. Adicionalmente, este estudio será complementado por un modelamiento numérico, el cual se detalla a continuación.

MODELAMIENTO NUMÉRICO

Se está desarrollando un modelo numérico tridimensional no-hidrostático para el estudio de la hidrodinámica de la curva de río, así como el estudio a detalle de la hidrodinámica de los espigones semipermeables. El modelo en desarrollo es un modelo DES (Detached Eddy Simulation), el cual es un modelo híbrido entre un modelo RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes) y un modelo LES (Large Eddy Simulation). Las ventajas de un modelo DES es que pueden resolver los remolinos más energéticos del sistema, igual que un modelo LES, pero solo lejos de superficies sólidas. En la cercanía de las superficies sólidas, el modelamiento se convierte en un modelamiento RANS, reduciendo las limitaciones en tamaño de celdas y número de Reynolds. El modelo DES será en base al modelo Spallart-Almaras (S-A) para el tratamiento RANS, y el modelo dinámico Smagorinsky para el tratamiento LES. La Figura 8 muestra la malla computacional desde una vista aérea y el refinamiento de malla cerca de superficies sólidas. El refinamiento es equivalente a un y^+ igual a 1, obteniendo un total de aproximadamente 10 millones de celdas.

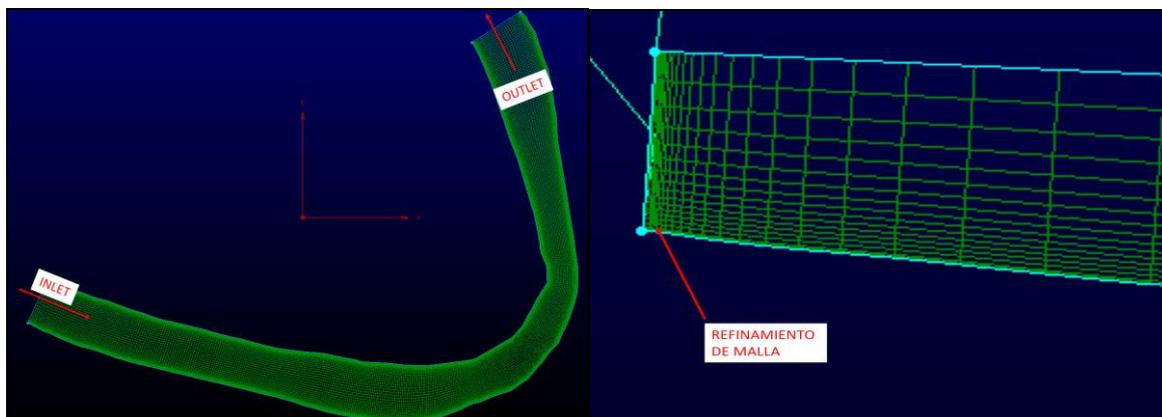


Figura 8.- Vistas de malla computacional del modelo hidrodinámico tridimensional. *Izquierda:* Vista aérea; *Derecha:* Refinamiento de malla cerca de superficies sólidas.

PLANES FUTUROS DE INVESTIGACIÓN

En base a los resultados, se proponen los siguientes planes futuros de investigación, tanto en campo como en modelamiento numérico:

- Realizar estudios de transporte de sedimentos de fondo en base a cambios en batimetría.
- Realizar nuevas campañas de mediciones de batimetría, velocidades, y sedimentos de fondo y banco, y en suspensión.
- Validar el modelo numérico hidrodinámico tridimensional no-hidrostático para la curva la Pastora.
- Usar el modelo numérico hidrodinámico para estudiar la curva de río ante la ausencia de los espigones, con el fin de complementar el entendimiento del funcionamiento de estos.
- Realizar una serie de simulaciones con diferentes niveles de sumersión de los espigones para estudiar cómo el comportamiento de estos varía en diferentes condiciones de flujo.

CONCLUSIONES

El artículo detalla la problemática de erosión de una curva de río conocida como La Pastora, ubicada en el río Madre de Dios, en la ciudad de Puerto Maldonado, en la Amazonía peruana. Con el fin de detener la erosión de la margen externa de la curva se instalaron una serie de espigones, tanto impermeables como semipermeables. Se llevaron a cabo mediciones en campo en base a levantamientos batimétricos, perfiles de velocidad, y muestras de sedimentos de fondo y banco, y en suspensión. En base a las mediciones en campo, se confirmó que la serie de espigones han detenido el avance de la margen externa de la curva. Esto se comprobó ya que las zonas de mayor profundidad cambiaron de ubicación, migrando de la margen externa de la curva hacia al límite interior de los espigones, hacia el centro del canal. Asimismo, las velocidades más altas se encuentran en las zonas más profundas del canal, siendo estas en el límite interior de los espigones, y no en el margen externo de la curva. Las muestras de sedimento complementan este estudio demostrando que la distribución de sedimentos corresponde a lo esperado en una curva con un grado de curvatura alta. Estos resultados serán complementados con un modelamiento numérico tridimensional no-hidrostático con y sin espigones para tener un entendimiento a detalle del funcionamiento de estas estructuras. Finalmente, a futuro, se espera realizar más campañas de mediciones en campo, y una serie de simulaciones hidrodinámicas para entender el funcionamiento de estos espigones con diferentes condiciones de flujo.

REFERENCIAS

- Abad, J. D., Rhoads, B. L., Güneralp, I., García, M. H.** (2008). "Flow Structure at Different Stages in a Meander-Bend with Bendway Weirs", *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE, U.S.A.
- García, M. H.** (2008). "Sediment Transport and Morphodynamics". *Sedimentation Engineering*, ASCE Manual and Reports on Engineering Practice No. 110, Ed. García, M. H.
- Szupiany, R. N., Amsler M.L., Hernandez. J., Parsons, D.R., Best, J.L., Fornari, E., Trento, A.** (2012). "Flow Fields, bed shear stresses and suspended bed sediment dynamics in bifurcations of a large river", *Water Resources Research*, American Geophysical Union, Vol. 48, W11515

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ESTIMACIÓN DE ZONAS DE ALTO RIESGO EROSIVO EN RÍOS
PEQUEÑOS, UTILIZANDO UN MODELO HIDRÁULICO BIDIMENSIONAL**

¹Salinas-Tapia H., ²Alvarez-Mejía A. L., ²Becerril-Lara J. M. ¹García-Aragón J. A.

¹Profesor-Investigador, Centro Interamericano de Recursos del Agua, UAEM, Toluca, Estado de México, México

²Facultad de Ingeniería, UAEM, Toluca, Estado de México, México

e-mail: hsalinast@uaemex.mx, knylha@hotmail.com, jone1512e@gmail.com

RESUMEN

Los modelos de simulación numérica tienen distintas aplicaciones en diversas áreas de la ingeniería. En la hidráulica fluvial, estos modelos han cobrado importancia ya que son capaces de analizar fenómenos hidrodinámicos tanto en 1D, 2D como en 3D, incluso incorporando los procesos del transporte de sedimentos y los fenómenos de erosión y deposición que ocurren en los cauces, de igual forma son utilizados para simular el proceso lluvia-escurrimiento en cuencas obteniendo resultados ampliamente aceptables. El modelo de simulación numérica bidimensional Iber resultó ser de gran utilidad en el estudio de pequeñas cuencas ya que aportan una distribución del escurrimiento considerando intensidades de lluvia. También los resultados de la simulación hidrodinámica permitieron mostrar la variación de los tirantes y velocidades en cada zona, donde se observa que las zonas con mayores velocidades coinciden con lugares donde existe mayor erosión tanto en las márgenes como en el fondo del cauce.

ABSTRACT

The numerical simulation models have different applications in diverse areas of engineering. In fluvial hydraulics, these models have gained importance, as they are capable of analyzing hydrodynamic phenomena in 1D, 2D and 3D, even incorporating the processes of sediment transport and the erosion and deposition phenomena that occur in the channels. They used to simulate the rain-runoff process in basins, obtaining widely acceptable results. The Iber two-dimensional numerical simulation model proved very useful in the study of small basins since provide a distribution of runoff considering rainfall intensities. In addition, the results of the hydrodynamic simulation allowed showing the variation of the straps and speeds in each zone, where is observed that the zones with higher speeds coincide with places where there is greater erosion both in the margins and in the bottom of the channel.

PALABRAS CLAVES: *Ríos pequeños, Hidrodinámica, Erosión, Modelación Hidráulica, Iber*

INTRODUCCIÓN

La superficie de la tierra está en continuo cambio, valles que crecen y se hacen más profundos, montañas que se elevan, son ejemplo de cómo la naturaleza modifica el entorno con el paso del tiempo, sin embargo, estos cambios pocas veces son apreciables en el corto plazo. Uno de los responsables de este continuo cambio es la erosión hídrica, esta se ha encargado de modelar y desgastar la superficie de la tierra dándole forma al paisaje y relieve de manera natural. Proceso que ha de seguir ocurriendo en el futuro.

Para la elaboración de proyectos de ingeniería hidráulica es importante determinar los gastos de diseño; y una de las maneras tradicionales es con la medición directa de eventos, sin embargo, la dificultad de recolectar esta información aunado la falta de equipo tecnológico y/o de alto costo ha llevado a la ingeniería a utilizar medios indirectos, como la modelación numérica o física. Cuya finalidad es identificar una variable ligada al escurrimiento que sea fácil de medir. La variable que resulta adecuada es la lluvia; de aquí nace la necesidad de utilizar los métodos llamados lluvia-escurrimiento.

A lo largo del tiempo se han dado avances en la recopilación de datos y modelación hidráulica; utilizados para resolver problemas como: estimación de gastos de diseño, descargas en las salidas de las cuencas, transporte de sedimentos, definición de zonas susceptibles a inundación. Sin embargo para conocer la hidrodinámica del cauce, el principal problema es la falta de datos confiables, de ahí que, el aporte de este trabajo es demostrar que el uso de la simulación numérica utilizando un modelo hidráulico bidimensional permite determinar el hidrógrama de una microcuenca, así como realizar el análisis hidrodinámico del cauce.

Existe una gran variedad de software para la modelación numérica de flujo en superficie libre tanto en 1D como 2D, tales como Iber 2D, HEC-RAS 1D y 2D, RIVER2D, BRISTARS, RMA-2, FESWMS, SSIM, etc. Cada uno implementa metodologías distintas y escenarios de aplicación, con ventajas y desventajas en comparación de los otros. Sin embargo, la mayoría no son de uso libre y acceder a ellos requiere un costo elevado, motivo por lo que en esta investigación se optó por el uso del modelo Iber.

Iber es un modelo numérico bidimensional de simulación de flujo turbulento de lámina libre en régimen no-permanente, el cual brinda la posibilidad de simular una gran cantidad de escenarios con aplicación a la hidráulica y morfología fluvial. El cálculo de flujo en ríos, definición de zonas inundables, evaluación de zonas de riesgo, delimitación de vías de intenso desagüe y simulación de transporte de sedimentos son algunas aplicaciones que el modelo permite trabajar (Bladé et al., 2014).

Trabajos realizados en diferentes países respaldan su aplicación, en Costa Rica evaluaron el riesgo de inundación del río Pejibaye (Gonzalo, 2011). En España a raíz de las inundaciones que se presentaron en Sarria, se realizó el diseño de soluciones de protecciones frente avenidas mediante modelización numérica. En México, se realizó una modelación hidrometeorológica en la cuenca del río de la Sierra, en los estados de Chiapas y Tabasco, para evaluar el riesgo de inundación, pretendiendo disminuir las inundaciones en un 90% (Roblero, 2013).

PROBLEMÁTICA

En los últimos años los municipios de Metepec y Mexicaltzingo, pertenecientes al Estado de México, México, se ha incrementado el proceso erosivo del cauce “Agua Bendita”, ocasionando pérdidas importantes de terreno, y modificación drástica de las secciones transversales del cauce. En el año 2015 en el mes de julio se presentó la mayor afección en la zona, los grandes volúmenes de agua provocaron el desgajamiento de taludes en diferentes tramos del cauce y un importante arrastre de sedimentos, propiciando su desbordamiento, trayendo consigo inundaciones y bloqueo de importantes vialidades.

El alcance de este trabajo se centra en conocer la hidrodinámica del cauce, determinando las

condiciones que generan un comportamiento erosivo en el río. Las principales limitaciones radican en la certidumbre de los datos disponibles del sitio y en el carácter empírico que tienen la mayoría de ecuaciones para definir la hidrodinámica de los cauces. Por lo tanto, la simulación con el modelo Iber implica demostrar su potencial y alcance, comparando los resultados simulados con los obtenidos en campo.

Zona de estudio

Los escurrimientos del cauce “Agua Bendita” pertenecen a la Región Hidrográfica 12 Lerma-Santiago, es una de las cuencas más grandes de México, la cual incluye parte de los estados de Guanajuato, Michoacán, Jalisco, Querétaro y Estado de México. Debido a su extensión la cuenca RH12 tiene una subdivisión en 12 regiones, el río de interés pertenece a la Subcuenca RH12Aa nombrada Almoloya del Río-Otzolotepec (figura 1). El tramo en estudio fue seleccionado considerando las zonas más afectadas por erosión, con longitud de 1.5 km a lo largo del río principal, sección transversal inicial 8 km aguas arriba del exutorio del cauce.

El cauce “Agua Bendita” tiene como origen los puntos más altos del volcán El Nevado de Toluca ubicado en el Estado de México, se encuentra a unos 3860 msnm, escurre en dirección noroeste, cruza por las afueras de la localidad de San Juan Tilapa perteneciente al municipio de Toluca, aguas abajo a una altura de 2680 msnm rodea el Fraccionamiento Bonanza y cruza San Bartolomé Tlaltelulco, ambas localidades pertenecientes al municipio de Metepec, el cual desemboca en el Río Lerma.

Cuenca Hidrológica del cauce “Agua Bendita”

La cuenca tributaria a dicho tramo tiene una extensión de 27.73 kilómetros cuadrados y un perímetro de 43.88 kilómetros, la pendiente promedio en la cuenca tributaria al tramo es de 20.5%, respecto al río principal cuenta con una longitud de 18.10 kilómetros y una pendiente promedio de 6.4%, escurre hacia el noroeste y el tiempo de concentración es de 1.78 horas. Dicha cuenca se muestra en la (figura 1). El tipo de clima según la clasificación de Köepen es templado subhúmedo C (w2). La temperatura media anual fluctúa entre los 16 y los 18°C, mientras que la temperatura promedio mínima anual se encuentra entre los 5 y 6 °C, por otra parte, la temperatura promedio máxima anual se encuentra entre 26 a 28°C.

Los eventos climatológicos de la zona son registrados en 7 estaciones meteorológicas cercanas al sitio, según la base de datos del Centro Meteorológico Nacional. La precipitación anual se encuentran entre 1000 y 1200 mm siendo los meses más lluviosos los comprendidos en el periodo de mayo-octubre por el contrario los meses con menor precipitación se encuentran comprendidos en el periodo Febrero-Abril.

Las elevaciones de terreno de la zona son importantes en este tipo de estudios ya que rigen en gran medida la dirección y cantidad del flujo que emerge en forma de gotas de lluvia hasta llegar al río principal, la topografía de la cuenca se caracteriza por presentar fuertes pendientes lo cual aumenta en gran medida la capacidad de transporte de sedimentos, la pendiente promedio en la cuenca es de 16%, debido a la zona montañosa donde se ubica. La información topográfica donde se encuentra el Arroyo Agua Bendita y sus principales ramales está disponible en dos cartas topográficas del INEGI, siendo estas la E14A47 y la E14A48. Así mismo existe un modelo digital de elevaciones de la zona con una resolución de 15 m por 15 m representado en la figura 2, las elevaciones en la zona van desde los 3876 msnm en las zonas más claras y hasta los 2560 msnm en las zonas más oscuras. Es importante mencionar que para la simulación de lluvia fue utilizado el modelo digital de elevaciones.

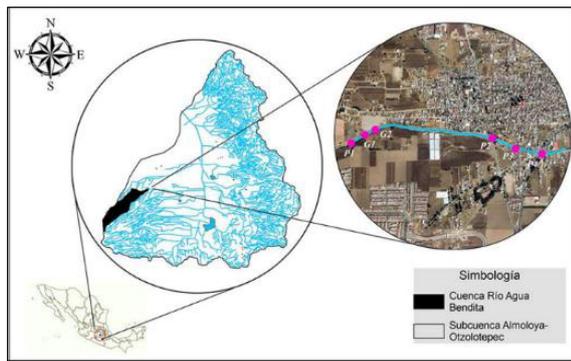


Figura 1. Localización de la zona de estudio.



Figura 2 Modelo digital de elevaciones de la zona

METODOLOGÍA

Se utilizó un MDE (Modelo Digital de Elevaciones) tanto para la cuenca como para el tramo de río en estudio, con resolución de 15 x15 m. La resolución se consideró suficiente para la simulación hidrológica, no así para el cauce, donde se realizó un levantamiento batimétrico del cauce para mejorar la resolución de MDE en el cauce. En este proceso se utilizó software ArcGIS, donde se acotó la zona, y se prepararon los formatos compatibles para su exportación a Iber.

Para alimentar el modelo simulación hidráulica durante el proceso lluvia-escorrentía, fue necesario determinar el hidrógrama de salida, para ello se obtuvo la precipitación máxima a 24 hrs asociada a diversos periodos de retorno. Se consideraron 3 estaciones que tienen influencia en la cuenca siendo estas la Estación Nevado, Zacango y Mexicaltzingo, donde se aplicó el método de los polígonos de Thiessen.

Con los datos de los eventos identificados como lluvia máxima en 24 h, se aplicó la distribución de probabilidad para datos máximos Gumbel, obteniendo las láminas de precipitación en 24 h asociadas a los periodos de retorno de 2, 5, 10, es decir, $P_{24}^2, P_{24}^5, P_{24}^{10}$. El análisis se realizó utilizando la herramienta computacional HIDESTAD VER 3.0 (Bâ et al., 2015). En la tabla 1 se presenta la precipitación máxima diaria anual.

Para la rugosidad del cauce y de la cuenca, se consideran los grupos: taludes sin vegetación (TSV), taludes con vegetación media (TVM), taludes con vegetación alta (TVA), zona urbana, zona de enrocado, concreto, lecho del río.

Tabla 1. Láminas de precipitación asociadas a periodos de retorno.

Probabilidad	Tr	Precipitación	Límite Inferior	Límite superior
0.5	2	31.926	28.120	36.732
0.8	5	43.286	36.876	49.695
0.9	10	50.807	42.149	59.464
0.95	20	58.021	47.085	68.957
0.98	50	67.359	53.392	81.326
0.99	100	74.357	58.086	90.628

Para una mejor simulación del comportamiento del flujo es necesaria una distribución temporal de la lluvia. La distribución de la lluvia a lo largo de la duración de cada uno de los eventos para cada periodo, se llevó a cabo mediante el uso de un hietograma simétrico.

Para obtener el hietograma el intervalo entre los tiempos de lluvia considerado fue de 10 minutos, la intensidad y precipitación fueron calculadas con las lecturas de las curvas IDT. De este modo se obtiene el hietograma de altura de precipitación de tipo simétrico. Los hietogramas de intensidad de lluvia son uno de los principales parámetros de alimentación en la simulación del proceso de lluvia-escorrentía dentro del Modelo Iber.

Determinación del caudal base

Debido a que el cauce presenta un constante escurrimiento, fue necesario calcular el caudal base para completar el hidrograma, y contemplarlo durante la simulación. Para el cálculo del caudal base se realizó un aforo identificando una sección de control de forma rectangular presente en el cauce y con ayuda de un molinete se realizaron mediciones en la sección de control y se aplicó la fórmula de Manning

$$Q = v * A_h = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} s^{1/2} \quad [1]$$

Donde: A_h , Es el área de la sección igual a 0.16 m^2 ; V , Es la velocidad igual $0.82 \frac{\text{m}}{\text{s}}$; R_h , radio hidráulico igual a 0.1013 metros ; s , Es la pendiente igual a $0.01 \frac{\text{m}}{\text{m}}$; Q_b , es el caudal base igual a $0.13 \text{ m}^3/\text{s}$

Simulación con el Modelo Iber

El modelo Iber se seleccionó debido a la diversidad de herramientas incorporadas al modelo destacando que su uso es libre. Se plantearon escenarios de simulación que se engloban en 2 etapas: Simulaciones del Proceso Hidrológico y Simulación del Proceso Hidrodinámico. Ambas se realizaron para periodos de retorno de 2, 5 y 10 años.

El modelo consta de tres etapas, pre-proceso, proceso y post-proceso. La etapa de Pre-Proceso tiene como principal objetivo la conceptualización de la problemática a modelar, de esta dependen en gran medida los resultados por esto requiere un análisis riguroso de 3 rubros; modelo geométrico, proceso de mallado y datos de entrada.

La geometría es la representación idealizada del problema en esta ocasión se optó por delimitar el área de estudio, para ello se apoyó del software AutoCAD, lo anterior permite la generación de secciones a través de superficies por contorno, con las características que esta requiera, todo esto con la incorporación de imágenes georreferenciadas para brindar mayor precisión. Para el caso de las simulaciones de la Etapa I la superficie generada corresponde al parteaguas de la cuenca, mientras que para la etapa II, corresponde a la sección del cauce por zonas dado que las características del mallado y asignación de parámetros es muy variable en cada una, por lo que se dividió generando secciones que contenían los taludes del cauce, fondo y obras presentes a lo largo del tramo.

La generación de la malla es un punto importante, debido a la topografía del terreno se optó por utilizar una malla no estructurada ya que es la que mejor representa terrenos irregulares. Tamaño, tipo de malla, elevaciones del terreno para el cálculo. La elevación se asignó mediante la importación del MDE antes generado. La figura 3 muestra las elevaciones de la cuenca importada al modelo gracias al MDE. Mientras que en la figura 4 se observa la malla de cálculo generada y adaptada al MDE en el lecho del río con las elevaciones obtenidas en el levantamiento topográfico.

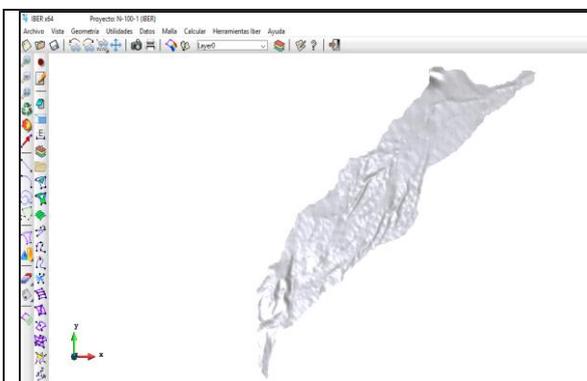


Figura 4. Asignación de las elevaciones en la cuenca.

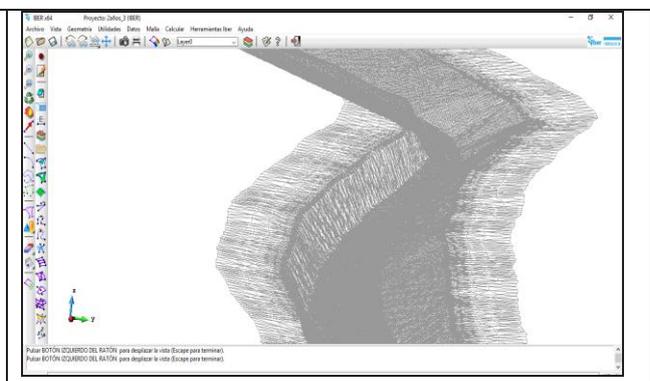


Figura 5. Malla de cálculo del tramo del río.

Para el proceso hidrológico, se llevaron a cabo 3 simulaciones de tipo hidrológico en la cuenca, donde se obtuvieron los hidrogramas de salida en la cuenca, los cuales sirvieron como hidrogramas de entrada para la simulación hidrodinámica de tramo. Para realizar la simulación, se delimitó la cuenca en el MDE utilizando ArcGIS, definiendo las secciones del cauce por zonas dado que las características del mallado y asignación de parámetros fue muy variable.

Se definieron las condiciones de contorno, para el caso hidrológico, la condición de salida 2D en los elementos de la malla que componen el exutorio de la cuenca, se obtuvo el hidrograma de salida. Y como condición de entrada se consideró los hietogramas de intensidad de lluvia en cada periodo de retorno (figura 2), también se asignó el sistema de pérdidas bajo el criterio SCS. Los usos de suelos se generaron en ArcGIS, y se importaron directo a Iber

Para la simulación hidrodinámica, las condiciones de contorno son dos, la Entrada 2D que corresponde al hidrograma generado por el módulo hidrológico y de Salida 2D los elementos que limitan el tramo de estudio por donde está la salida de flujo.

RESULTADOS

Los resultados, han permitido demostrar que el modelo Iber es una herramienta eficiente para la realización de análisis hidrológicos. En la figura 6 se presentan los hietogramas para $Tr = 2$ años, y $Tr = 5$ años de la cuenca tributaria obtenidos con la metodología del hietograma simétrico, distribuyendo la duración de cada tormenta en intervalos de 10 min.

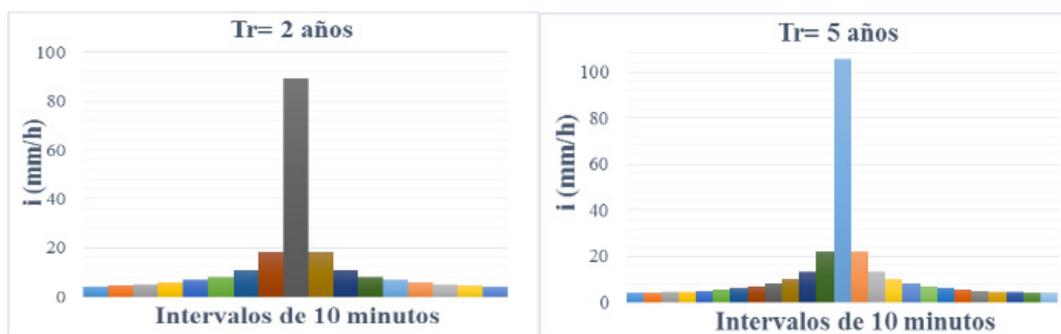


Figura 6. Hietogramas para distintos periodos de retorno

En la figura 7, se observa la formación de las corrientes a medida que transcurre la simulación del proceso lluvia-escorrimento, dicha formación de las corrientes depende directamente del hietograma de intensidad de lluvia asociado a cada periodo de retorno. Con esta información, se generó el hidrograma de salida en la cuenca tributaria para diferentes periodos de retorno en el tramo del cauce en estudio incorporando el caudal base aforado (figura 8), el cual fue comparado con dos de las metodologías de hidrogramas Sintéticos más usados, el hidrograma sintético triangular SCS y el hidrograma sintético de Snyder.

En la figura 5 se muestra el comportamiento de la altura del agua, y se observa que los valores del tirante oscila entre 0.15 a 1.32 m, considerando como gasto máximo en este periodo de retorno de 7.4 m³/s. La figura 6 muestra la variación de las velocidades. Es importante observar que los valores oscilan entre 0.6 y 4.8 m/s, sin embargo, el campo de velocidades en la zona A al interior de la curva alcanza los 4.2 m/s poniendo en peligro la estabilidad de las márgenes, por incremento de la erosión al pie del talud. Por otra parte, la zona D alcanza valores de hasta 4.8 m/, resultado de la reducción de sección lo cual ha provocado una fuerte erosión, modificando el fondo del cauce y poniendo en riesgo los taludes.

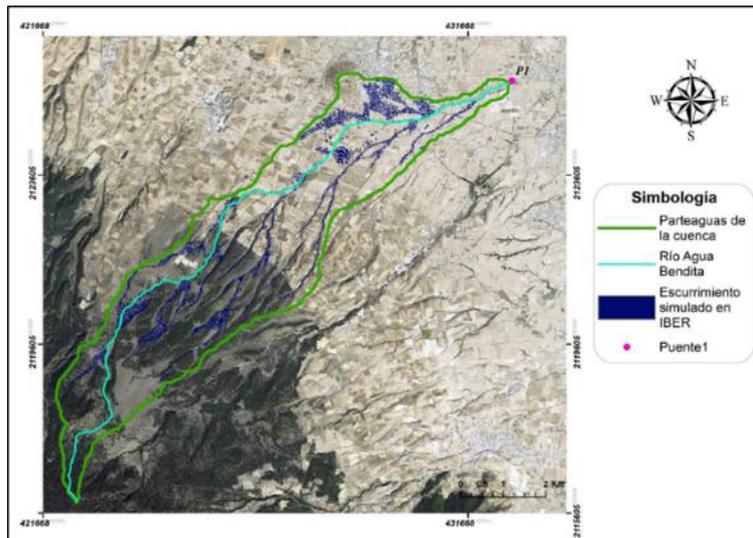


Figura 7. Corrientes generadas en la simulación del proceso hidrológico.

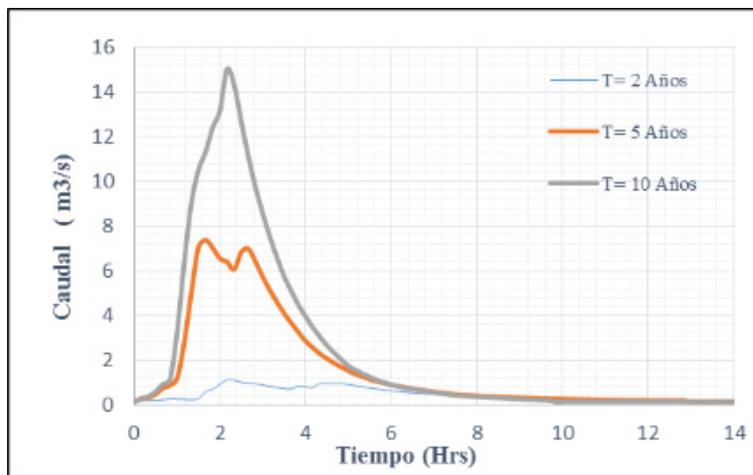


Figura 8. Hidrógramas de salida en la cuenca tributaria.



Figura 5. Tirantes máximos para $T_r = 5$ años. En 4 zonas



Figura 6. Velocidades máximas para $T_r = 5$ años. En 4 zonas

CONCLUSIONES

Los hidrogramas obtenidos mediante el modelo de simulación Iber, resulto ser de gran utilidad ya que aportan una distribución del escurrimiento considerando intensidades de lluvia en toda la cuenca.

Los resultados de la simulación hidrodinámica han permitido mostrar la variación de los tirantes y velocidades en cada zona, donde se observa que las zonas con mayores velocidades coinciden con lugares donde se observa mayor erosión.

La simulación demostró que las altas velocidades del flujo, son factores predominantes que condicionan los niveles de erosión.

REFERENCIAS

Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M. E., Dolz, J., and Coll, A. (2014). "Iber - Herramienta de simulación numérica del flujo en ríos." Rev. int. Métodos Numér. Cál. Diseño Ing. 30(1) pp.1–10.

Gonzalo, C. A. (2011). Propuesta metodológica de modelización hidrometeorológica e hidrodinámica enfocada a la ordenación del riesgo de inundación: Aplicación a la cuenca del río Pejibaye (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Madrid.

Roblero, R. H. (2013). Modelación hidrometeorológica de áreas con riesgos de inundación en la cuenca del río La Sierra, en los estados Chiapas y Tabasco, México (Tesis de maestría). Colegio de Postgrados. México.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MODELO BIDIMENSIONAL DE INUNDACIÓN URBANA DE LA CIUDAD
DE AZUL (ARGENTINA) CON HERRAMIENTAS DE USO LIBRE**

Guillermo Collazos¹, Ignacio Villanueva², Ninoska Briceño¹, Georgina Cazenave¹, Cristian Guevara¹, Martín Blanco¹

¹*Instituto de Hidrología de Llanuras (IHLLA) – C.I.C., Argentina. Email: gcollazos.ihlla@gmail.com*

²*Consultor independiente en Recursos Hídricos, España.*

RESUMEN:

En la actualidad, la simulación de inundaciones con modelos matemáticos para las ecuaciones de Saint Venant (o de aguas poco profundas) tanto en 1D como en 2D cuenta con un gran número de códigos para su ejecución, pero no son tantos los códigos robustos y de uso libre.

Se ha empleado uno de ellos: el software IBER y se ha validado el modelo mediante la reproducción de la inundación de mayo de 2012 en la ciudad de Azul (Argentina).

Se describen los procedimientos empleados para la construcción del MDT en el cauce y el valle de inundación en el entorno urbano; la obtención del mallado eficiente en el dominio; la ejecución del IBER con las distintas configuraciones y parámetros; la inclusión de puentes, los tiempos de ejecución, etc. Se ha puesto a punto la metodología de trabajo, se han detectado las principales precauciones a tomar para abordar con éxito este tipo de estudios y se ha verificado la aplicabilidad del software en zonas llanas. Los valores preliminares de calados y velocidades del flujo obtenidos para la ciudad de Azul, son datos útiles para la gestión del riesgo de inundación.

ABSTRACT:

Currently, the simulation of floods with mathematical models for the Saint Venant equations (or shallow water) in both 1D and 2D has a large number of codes for its execution, but there are not so many robust and free use codes available.

IBER free-use software has been used and the model has been validated by reproducing the flood extent of May 2012 in the city of Azul (Argentina).

The procedures used for the construction of the DTM in the channel and the flood plain including an urban environment are described; an efficient meshing for the representative domain; the execution of the IBER with different configurations and parameters; the inclusion of bridges, execution times, etc. The work methodology has been prepared, the main precautions to be taken to successfully address this type of studies have been detected and the applicability of the software in flat areas has been verified. The simulated values of depth and flow velocities obtained for the city of Azul are useful data for flood risk management.

PALABRAS CLAVES: modelo hidrodinámico bidimensional; inundaciones; IBER; arroyo Azul; software libre

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Azul se ubica en el centro de la provincia de Buenos Aires, Argentina, en la llanura pampeana (Figura 1), a 136 m de altitud. En esta zona la llanura tiene una pendiente muy baja, del orden del 0,001 al 0,003. El arroyo homónimo atraviesa la ciudad con dirección general SO-NE (Figura 2), y sus desbordes han afectado hasta un 20 % de la trama urbana, situada principalmente sobre la margen derecha.



Figura 1.- Ubicación de la ciudad de Azul.

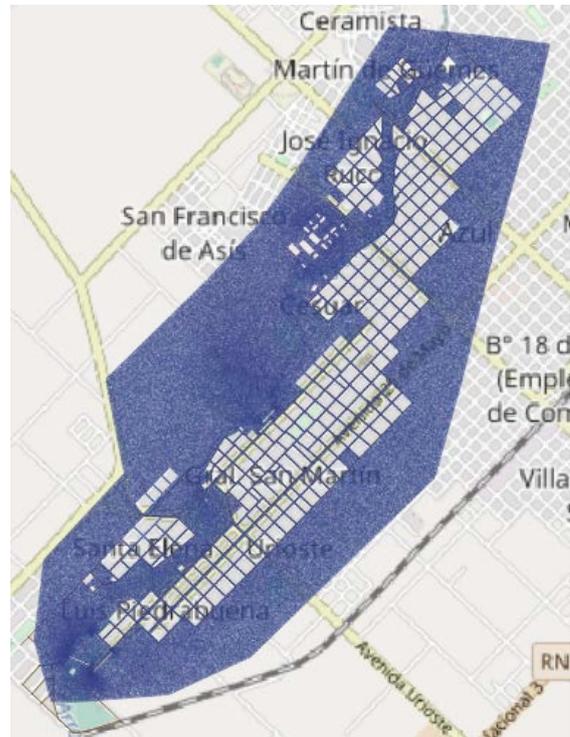


Figura 2.- Trama urbana, arroyo y área modelada.

El dominio del modelo bidimensional construido está indicado por el área sombreada en la Figura 2. El tramo de arroyo modelado comprende una longitud de 7300 m, con una pendiente media de 0.0014, desde el sector periurbano sur al sector periurbano norte.

La estación de aforo principal de la cuenca es Seminario, ubicada 2,5 km aguas arriba de la zona modelada, que cierra una cuenca de aproximadamente 1050 km². Los datos de ésta estación se han empleado para reproducir la crecida del año 2012.

El caudal medio del arroyo del Azul es de 5,3 m³/s, presentando los valores más altos de mayo a setiembre (otoño, invierno y primavera del hemisferio sur). La precipitación media anual en la cuenca de aporte es del orden de los 1000 mm, y el uso del suelo es fundamentalmente agrícola extensivo en secano, con cultivos anuales como soja, maíz, trigo, etc.

En este trabajo se emplearon exclusivamente herramientas de uso libre para tratar la información espacial y para modelar el tránsito del agua que trae el arroyo y ocupa la trama urbana. No se ha considerado el aporte que pudiera existir en forma simultánea por una precipitación en la ciudad, y que conducida por los desagües pluviales aporte un volumen adicional al arroyo.

MÉTODOS Y MATERIALES

Ecuaciones modelizadas

En la formulación conservativa en dos dimensiones, las ecuaciones en derivadas parciales acopladas, no lineales, en aproximación de aguas poco profundas son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = Q_t \quad [1]$$

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu^2}{\partial x} + \frac{\partial huv}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial x} = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad [2]$$

$$\frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial hv^2}{\partial y} + \frac{\partial huv}{\partial x} + gh \frac{\partial h}{\partial y} = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad [3]$$

Siendo h el calado o tirante, (u, v) las componentes de la velocidad en el plano (X, Y) , S_0 la pendiente del lecho, S_f la fricción siguiendo la ley de Manning, y Q_t el aporte puntual de caudal en los puntos fuente o detracción en los sumideros.

La ecuación [1] representa la conservación de masa de fluido en cada celda de la malla, mientras que la [2] y [3] son las de momento lineal.

La resolución numérica de las ecuaciones anteriores exige métodos numéricos sofisticados, capaces de capturar frentes o discontinuidades viajeras (saltos hidráulicos y ondas de avenida o ruptura de presa) sobre cauces inicialmente secos o de topografía muy irregular. IBER (2018) y RiverFlow2D (2018) usan resolvedores aproximados explícitos para el problema de discontinuidad de Riemann (Toro, 2001) en mallados estructurados y no estructurados de volúmenes finitos triangulares, mientras que HEC-RAS (2018) usa un método implícito en mallas estructuradas cuadrangulares o cartesianas que incluye celdas irregulares de hasta ocho lados en los límites del dominio o break-lines, o en las proximidades de polígonos con mallado más fino. Esta última versión de HEC-RAS también permite un paso de tiempo variable o adaptado al criterio explícito de CFL <1, lo que permite su comparación directa con Iber y RiverFlow2D, en el dominio temporal, aunque en el dominio espacial no es posible crear un mallado único o común para los tres. No obstante, IBER puede importar un mallado regular de HEC-RAS y triangularizarlo (RTIN), y también importar un mallado no estructurado (o TIN) con varias densidades de triangulación, generado por Gmsh, mallador de Delaunay disponible en el plugin QGIS de RiverFlow2D.

Modelo Digital del Terreno

La obtención de un MDT completo y representativo es una tarea de capital importancia en una zona tan plana como ésta, donde pequeños errores topográficos —que en otros lugares serían irrelevantes— aquí pueden cambiar el sentido de escurrimiento superficial.

Los datos topográficos se trabajaron en 3 grupos, aplicando distintos procedimientos y herramientas a cada uno:

- el cauce propiamente dicho del arroyo: donde se relevaron 27 secciones transversales representativas del cauce del arroyo. Seguidamente se interpolaron secciones intermedias con una equidistancia de 20 m, y luego se realizó una conversión a mapa 2D de todo el cauce con el editor de Ras-Mapper, para obtener un MDT con un pixel de 1x1 m.

- la zona urbana: donde se relevaron mediante GPS diferencial de simple frecuencia más de 1600 puntos, de los cuales finalmente se emplearon finalmente 550 que presentaban menor error y una distribución no redundante en el espacio. Obtenidos los puntos acotados en los cruces de calles y en los puntos donde la vía cambia de pendiente, éstos se emplearon para interpolar linealmente la cota a lo largo del eje de las calles. Mientras que en el sentido perpendicular a la calle se adoptó un perfil transversal tipo para determinar la cota con una separación de 2 m. Por ejemplo, en el caso de calles comunes se consideró un ancho entre líneas de edificación de 12 m y veredas de 2 m de ancho. Esto se realizó programando subrutinas *ad-hoc*, y permitió obtener un MDT con un pixel de 1x1 m en todas las calles del dominio a modelar.
- el terreno natural: donde se utilizaron las cartas topográficas del IGN para estimar algunos puntos complementarios, en la zona no urbanizada hacia los bordes del dominio, para realizar una interpolación del terreno con el método TIN de QGIS, y con una resolución de pixel de 1x1 m.

Finalmente, estos tres MDT parciales se combinaron en un único MDT también de 1x1 m para todo el dominio a modelar usando la herramienta RAS-Mapper de HEC-RAS 5.0.4

Por otro lado, también se relevaron los puentes existentes en la ciudad; aunque finalmente se decidió incluir de forma simplificada y a modo de ejemplo solamente un puente: el existente sobre la Av. Pellegrini, por ser el primero en que el agua toca el tablero durante una crecida.

Generando la malla TIN para IBER

Se destacan dos aspectos relevantes:

- Mallador Gmsh: se utilizó el mallado de Delauny entre bloques de edificios. Éste mallador Gmsh disponible para QGIS (versiones 2.x), permite establecer un dominio y considerar bloques de edificios en su interior donde no se genera malla y por tanto esos bloques no están sujetos a inundación en ningún momento del cálculo, y además se evita acumular celdas no operativas en la distribución de memoria. Este tipo de mallado pertenece al grupo de los denominados TIN (triangulated irregular network), y se muestra en la Figura 3.



Figura 3.- Malla de TIN en una parte del dominio, con huecos para las manzanas de la ciudad, realizada con el mallador Gmsh para QGIS.

- Se decidió trabajar con una malla uniforme por simplicidad. En cuanto a la resolución de malla, inicialmente se pensó que un mallado 5 m de lado mínimo de triángulo sería óptimo (Collazos, 2015, Gil et al., 2011), pero se ha comprobado que con un lado mínimo 10 m el modelo fue más manejable y permite también el mallado entre las calles con un número total de celdas de 186.000, sin afectar significativamente la mancha de inundación.

Una vez generada la malla de cálculo o dominio se le deben asignar cotas a los nodos a través del cruzamiento con el MDT elaborado en la primera fase.

Estructuras singulares: puentes

Es bien sabido que introducir estructuras hidráulicas tipo puente en un dominio bidimensional, supone, además de los efectos realistas de sobrelevación o recirculación de la lámina, una limitación en el paso temporal máximo permitido que afecta sobre todo a los esquemas implícitos tipo HEC-RAS, que pueden llegar a ver limitado su CFL al valor explícito de 1, y por tanto perder sus ventajas de aceleración del cálculo. Por ello muchas veces se prescinde de incluir en el modelo estas estructuras. También hay que mencionar que los modelos 2D no tienen una caracterización tan sofisticada de los regímenes hidráulicos posibles ante una barrera transversal como la tienen los tradicionales unidimensionales. Así, la capacidad de capturar las transiciones de régimen causadas por las barreras es menor en los 2D que en los 1D, y además pueden forzar a limitar el paso de tiempo empleado, lo cual es un efecto no deseado por el modelador.

IBER presenta dos formas de simular un puente: como combinación de culvert y vertedero para casos simples de vanos y tablero, o como una pérdida localizada de carga si el puente tiene una estructura compleja y por ello difícil de simplificar.

En este modelo de Azul se ha decidido incluir —a modo de ejemplo— un único puente que se considera relevante: el de la avenida Pellegrini (Figura 4); que se ha simulado como un culvert rectangular de 30 metros de ancho por 3.75 de alto, con la cota del tablero a 137 metros. No se han incluido en el modelo los otros puentes existentes en el dominio.

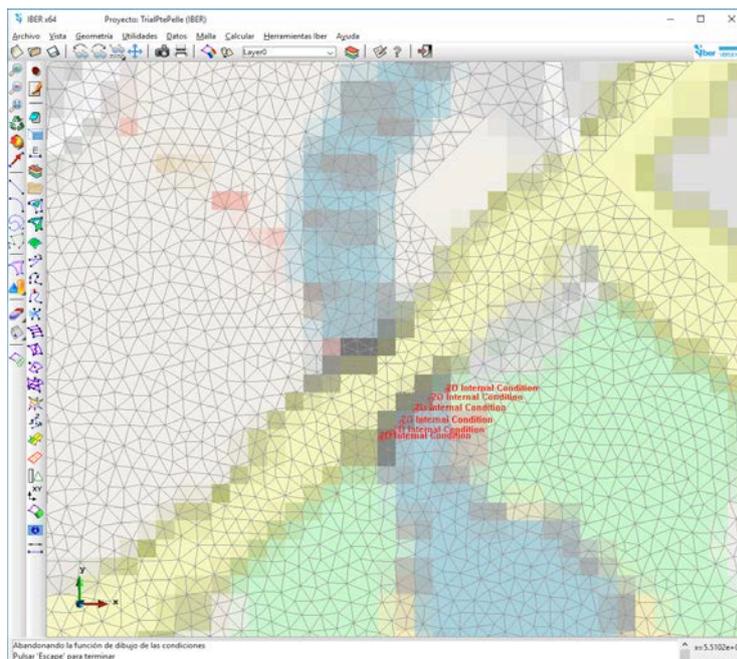


Figura 4.- Estructura hidráulica (puente de Av. Pellegrini) como condición interna del dominio 2D en IBER.

Rugosidad

Inicialmente, en la simulación 1 (S1) se consideró una rugosidad uniforme en todo el dominio. Se probaron tres valores de coeficiente de rugosidad de Manning (η): 0.024, 0.032 y 0.040 para adoptar el más adecuado en la validación, que resultó ser $\eta = 0.024$.

Estas pruebas también permiten tener idea de la sensibilidad del área mojada a éste parámetro (Figura 5), que no resultó ser tan grande como se suponía inicialmente.

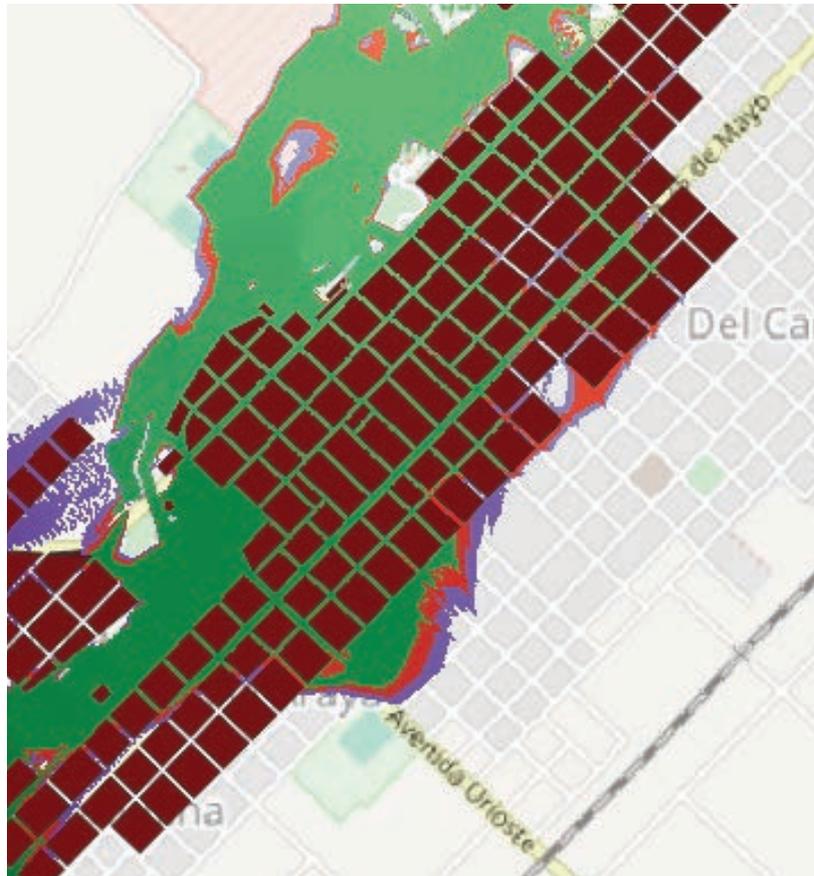


Figura 5.- Efecto del coeficiente de rugosidad en el área mojada en un sector de la ciudad; ejecución con única valor de Manning en todo el dominio: 0.040 (violeta); 0.032 (rojizo) y 0.024 (verde).

En una segunda simulación más realista (S2), se incorporó una zonificación de rugosidades en el dominio. Se consideraron 6 valores diferentes del coeficiente de rugosidad de Manning:

- pavimento o asfalto (en el centro de la ciudad)
- entoscado o tierra (en la periferia)
- cauce del arroyo propiamente dicho
- plazas (zonas parqueadas de esparcimiento)
- pradera o pastos cortos
- arboledas

La distribución espacial de estas zonas se presenta en la Figura 6.

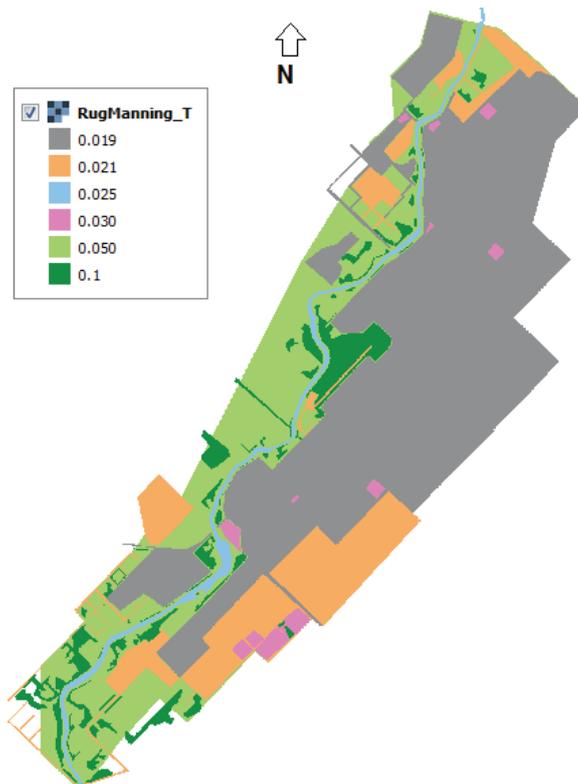


Figura 6.- Distribución espacial del coeficiente de rugosidad de Manning.

Ésta simulación S2 dio como resultado calados algo superiores a los de S1: la Figura 7 muestra la resta entre los respectivos calados máximos. Las principales diferencias se concentran en las inmediaciones del arroyo (por ejemplo en el Parque el η se aumentó aproximadamente 4 veces) y en la parte Norte del dominio; mientras que en gran parte de la zona inundable más alejada del arroyo las diferencias son pequeñas, inferiores a 0,10 m.

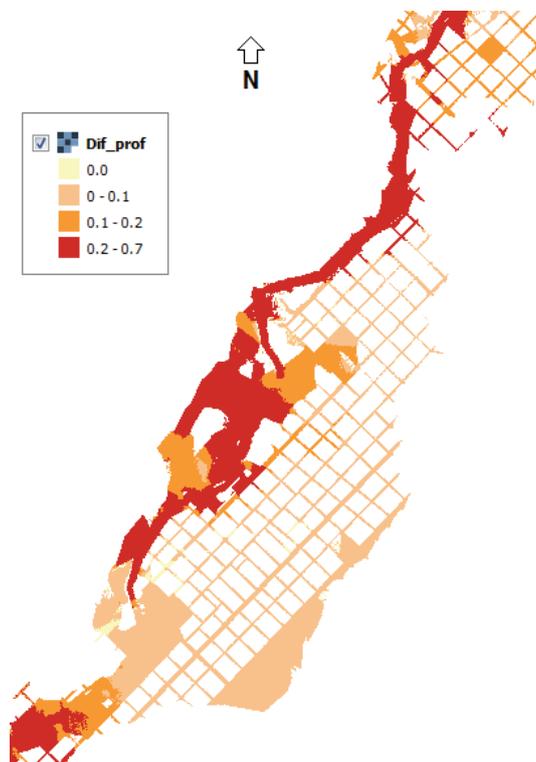


Figura 7.- Diferencias en el calado máximo (S2-S1).

Validación del modelo

La validación se realizó ejecutando el modelo con el hidrograma de la crecida de mayo de 2012 (Figura 8), registrado en la estación de Seminario, a 2,8 km aguas arriba del inicio de la zona modelada. La atenuación del hidrograma en esa distancia es despreciable a los efectos prácticos.

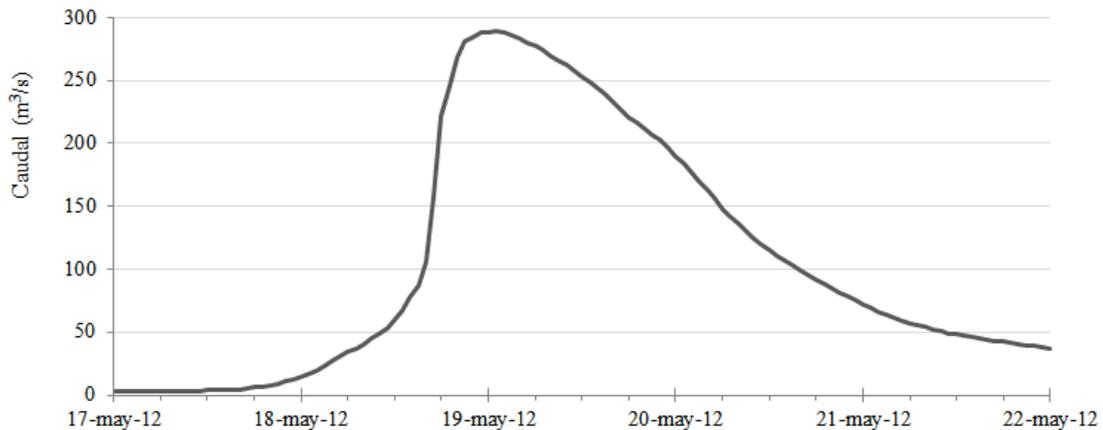


Figura 8.- Hidrograma registrado en la estación de Seminario en la crecida de 2012.

El área inundada (o mojada) resultante de la simulación (S2) con IBER se comparó con la impronta registrada durante la inundación (o posteriormente con las marcas dejadas por el agua), entendiéndose que esa impronta observada es aproximada por las dificultades de desplazamiento y acceso, especialmente en la margen izquierda donde hay un cuartel del Ejército Argentino. La comparación, que se observa en la Figura 9 resulta muy buena, especialmente de la zona urbana.

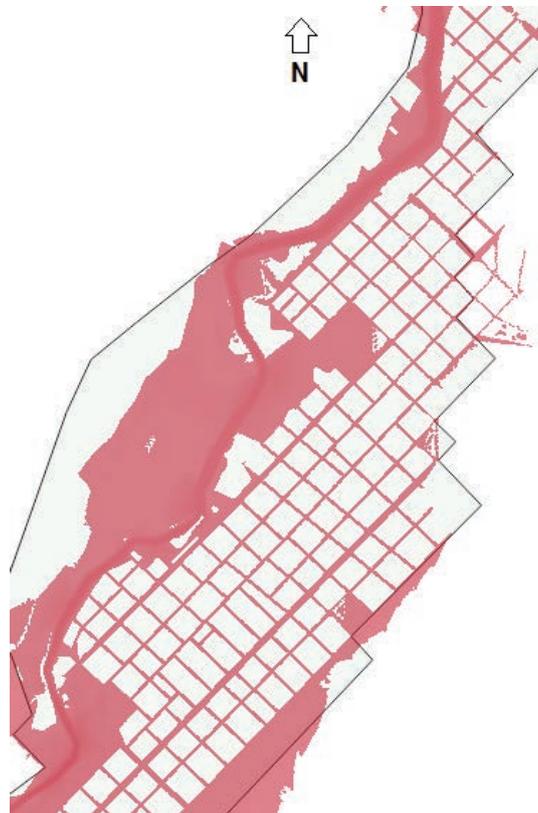


Figura 9.- Comparación de la impronta observada en may-2012 (gris) con el resultado del modelo (rojizo) en la zona sur y central de la ciudad.

Parámetros computacionales:

Se optó por limitar el paso de tiempo con la condición $CFL = 0.9$ (condición de Courant-Friedrichs-Levy para conseguir un esquema numérico estable), y en efecto resultó estable en todo momento para el esquema de primer orden de IBER.

La condición de contorno aguas arriba es un hidrograma estimado para el evento de mayo de 2012 (Figura 8) y la condición de contorno de aguas abajo es un vertido libre o calado crítico, lo suficientemente aguas abajo de la zona de estudio para que esta no se vea afectada.

RESULTADOS:

Con la configuración explicada previamente, el tiempo de simulación de 14 horas reales del hidrograma para el evento, que incluye la punta y recesión, en un ordenador sobremesa de cuatro procesadores AMD A10-7800 Radeon R7, de 64 bits, a 3.5 GHz, y 16 Gb de RAM, es de aproximadamente 4 horas.

Se ha realizado una comparación en la topografía entre dos fuentes distintas: el MDE de SRTM disponible gratuitamente en internet, y el MDT proveniente del relevamiento realizado con GPS (24 salidas de campo y el correspondiente procesamiento y corrección), que se presenta en la Figura 10.

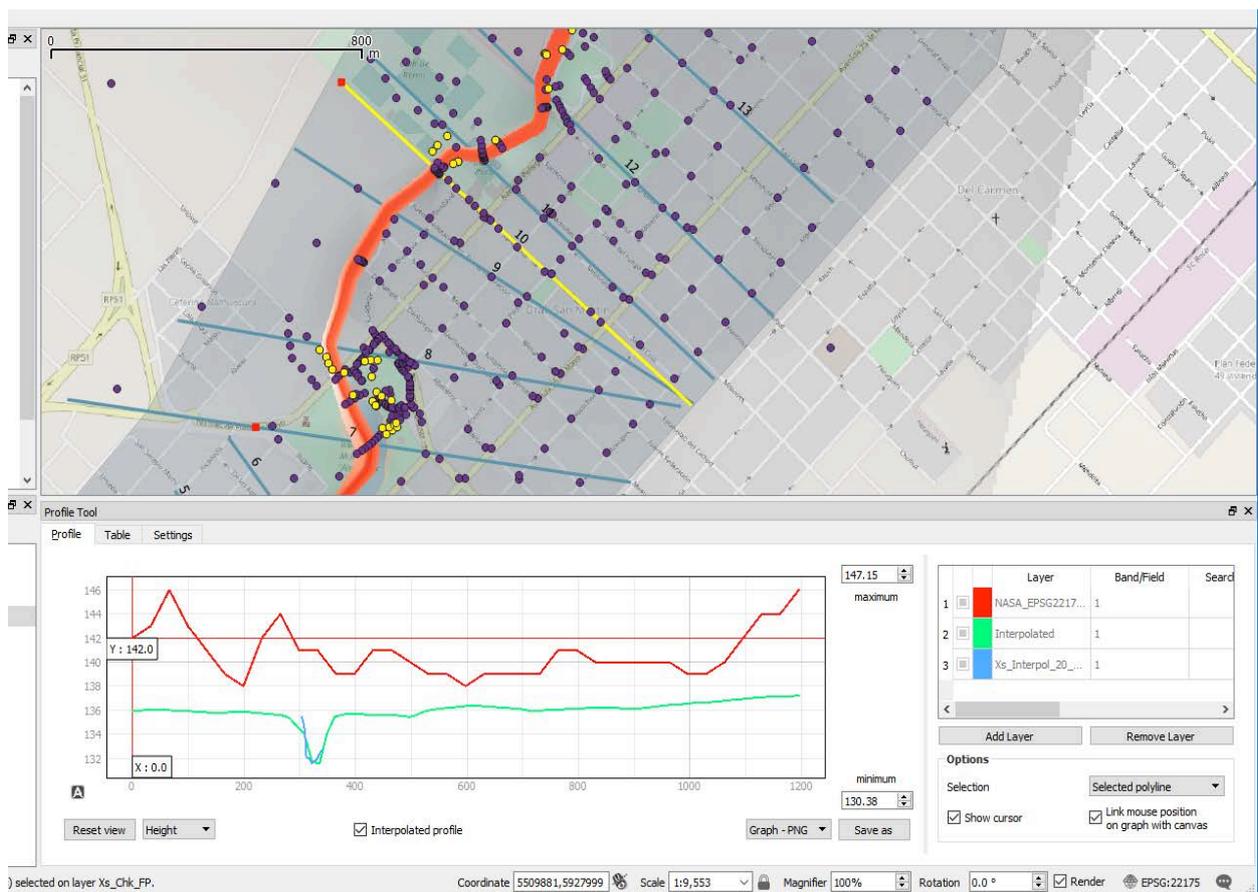


Figura 10.- Comparación de perfiles transversales, entre SRTM (línea superior roja) y el MDT construido (línea inferior verde) con el plugin de “Terrain Profile” en QGIS.

Si bien es necesario aclarar que el SRTM de la NASA es un MDE (modelo de elevación), y que como tal en una zona urbana da la altitud de las edificaciones, árboles, etc.; se puede apreciar lo impreciso que resultaría utilizar dicho modelo gratuito: 3 a 4 m de diferencia y grandes variaciones de cota; resultando entonces inadecuado como input de un modelo hidrodinámico 2D en zonas urbanas y/o de llanura. Evidentemente, la obtención de un MDT preciso implica un considerable esfuerzo y tiempo (y por ende costo), pero resulta imprescindible para realizar estos estudios en zonas planas o de muy baja pendiente.

También se realizó la comparación del efecto de incluir puentes en el modelo (en concreto el puente sobre la Av. Pellegrini). Como puede apreciarse en la Figura 11 para un sector de la ciudad cercano al Balneario, la consideración de la resistencia de las estructuras transversales al cauce resulta en una mayor área inundada.

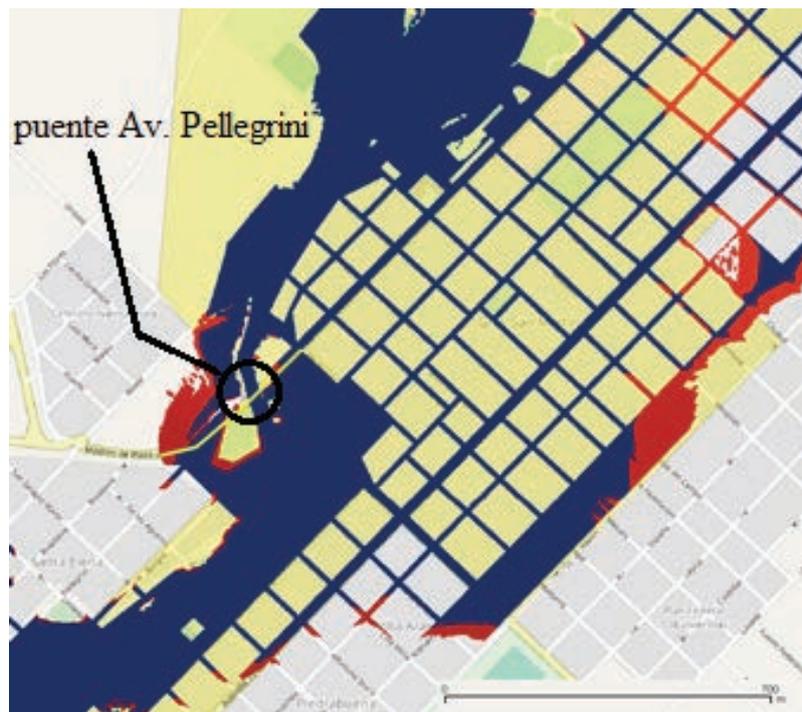


Figura 11.- Efecto de sobre-elevación de la lámina (rojo) al incluir el puente de la Av. Pellegrini, respecto a la simulación sin considerar el puente (azul).

Por último, de los muchos resultados disponibles del flujo simulado se ha seleccionado la velocidad máxima del flujo (en S2) en el sector cercano al Balneario (Figura 12), que es el sector con mayor riesgo. En dicha figura se indica con una flecha la Av. Pellegrini, la cual (principalmente desde el Balneario hasta el Parque) funciona como una suerte de “vía paralela” de flujo o *by-pass*, alcanzando el agua velocidades elevadas (mayores a 1,5 m/s). Otras calles y avenidas paralelas a ésta tienen un funcionamiento similar.

El mapa de calados máximos está disponible en internet en un archivo *.kmz que puede descargarse https://drive.google.com/file/d/1h4F1alJH_lAWAefcvyFhx0dz8WEqzAIJ/view y abrirse con Google Earth.

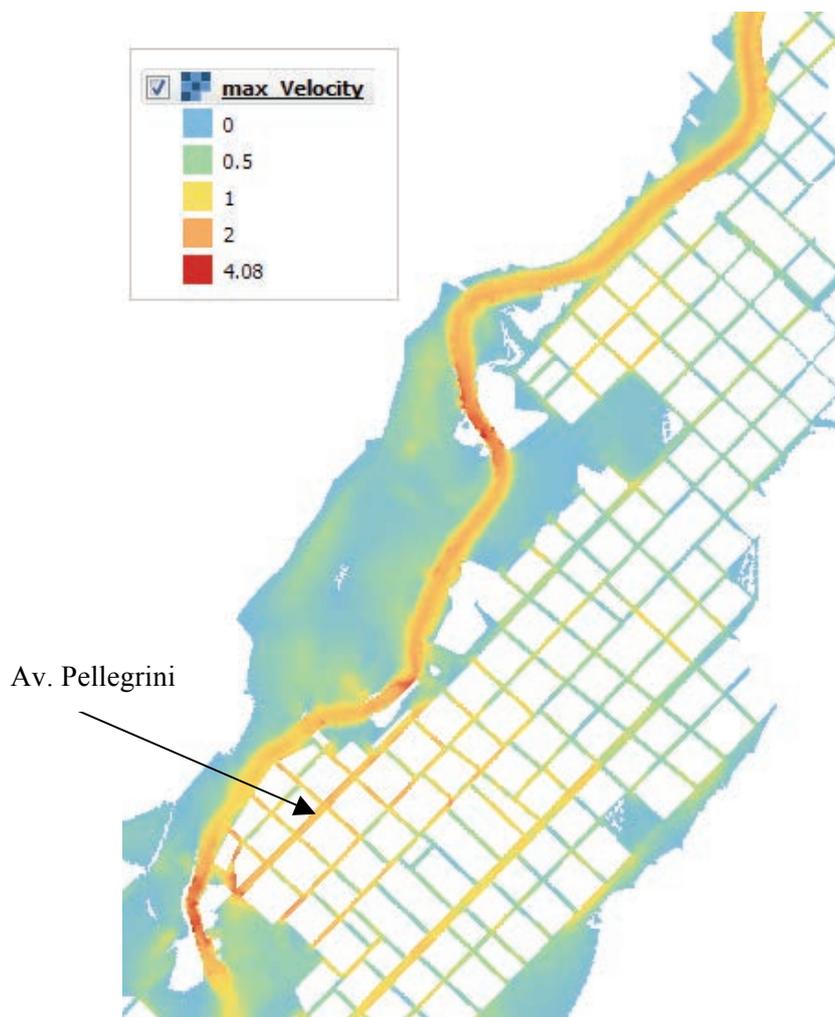


Figura 12.- Velocidades máximas dadas por el modelo en la parte sur de la ciudad.

COMENTARIOS FINALES

Toda modelación es una tarea artesanal, cuidadosa e iterativa para conseguir que el modelo represente aceptablemente algunos aspectos de la realidad, y poder usar sus resultados con confianza. El conocimiento detallado de la zona de estudio y sus particularidades son importantes para conseguir un buen modelo; en este sentido el hecho de que nuestro Instituto de Hidrología de Llanuras esté ubicado justamente en la ciudad de Azul es una ventaja considerable.

Se han considerado los aspectos más relevantes en esta clase de modelos: la importancia de la información topográfica precisa —especialmente en zonas tan planas como ésta—, el tamaño del mallado (adecuado para una buena representación y al mismo tiempo operativo en tiempos de cálculo), las condiciones de contorno, etc.; y se ha explorado el efecto y la sensibilidad de la rugosidad superficial y de las estructuras en los calados y velocidades resultantes.

Se ha elegido usar software libre por razones filosóficas y prácticas: es la única forma de realizar trabajos sofisticados en países pobres. Tanto QGIS como HEC-RAS son softwares muy probados y potentes. También el modelo IBER es una buena herramienta, ya utilizada anteriormente, y aunque no es la única opción existente, resulta muy recomendable.

Los resultados del modelo obtenidos para la zona urbana de la ciudad de Azul son útiles para el diseño de planes de evacuación y de mitigación de daños (Defensa Civil), así como para la planificación territorial del crecimiento urbano, minimizando este riesgo natural.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración del Ejército Argentino, Regimiento de Caballería de Tanques Nro. 10 “Húsares de Pueyrredón” y el Club de Remo de Azul que amablemente nos permitieron el acceso para realizar el relevamiento topográfico.

También agradecemos: especialmente a nuestra compañera del IHLLA la Ing. Topógrafa Luisa Fajardo por las enseñanzas y consejos para el procesamiento de los datos del GPS, y a nuestra excompañera Tamara Ginestar que relevó batimetrías que se utilizaron en este trabajo.

REFERENCIAS

- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., Coll, A., 2014.** IBER: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Volume 30, Issue 1, 2014, Pages 1-10, ISSN 0213-1315, DOI: 10.1016/j.rimni.2012.07.004
- Collazos, G.** (2015) “Uso del modelo IBER en un problema de flujo bidimensional”, XXV Congreso Nacional del Agua (Paraná, Argentina).
- Gil, C., Villanueva, I. and Godiksen, P.** (2011) “Efectos de la cartografía sobre la modelización hidráulica bidimensional de crecidas” II Jornadas Ingeniería del Agua, Barcelona, Octubre, 2011.
- Eleuterio F. Toro,** (2001). “Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows”. Wiley; 1st edition (2001-03-23).
- Gmsh software:** <http://gmsh.info/doc/texinfo/gmsh.html> (Accedida Mayo 2018)
- HEC-RAS software:** <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/> (Accedida Mayo 2018)
- IBER software:** <http://www.iberaula.es> (Accedida Mayo 2018)
- QGIS software:** <https://qgis.org> (Accedida Mayo 2018)
- RiverFlow2D software:** <http://www.hydronia.com/> & <http://ghc.unizar.es/> (Accedidas Mayo 2018).

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PERCOLACIÓN DEL CONCENTRADO DE COBRE EN UN MEDIO
POROSO

N. Bustamante¹ y Y. Niño²

¹ *Estudiante de Doctorado en Fluidodinámica, Universidad de Chile, Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, PH (56) 945114011; email: nataliabustamante@ug.uchile.cl*

² *Profesor titular, División de Recursos y Medio Ambiente Hídrico, Departamento de Ingeniería Civil, Advanced Mining Technology Center, Universidad de Chile, Blanco Encalada 2002, Santiago, Chile, PH (562) 29784400; email: ynino@ing.uchile.cl*

RESUMEN:

Este trabajo presenta avances de la investigación experimental sobre la percolación del concentrado de cobre en lechos granulares de ríos. Los objetivos de esta investigación es evaluar el efecto del flujo subsuperficial en las percolaciones de concentrado de cobre con flujo superficial y subsuperficial, y la validez de los umbrales de percolación en función de los diámetros característicos del concentrado de cobre y los sedimentos del lecho. Se presenta una comparación entre dos estados de percolación máxima para: $Q_{sup} > Q_{subsup}$ y $Q_{sup} < Q_{subsup}$, donde Q es caudal y los subíndices son "superficial" y "subsuperficial", y las relaciones adimensionales para la profundidad de percolación.

ABSTRACT:

This paper presents the advances of an experimental research on the percolation of copper concentrate in granular river beds. The objectives of this research is to evaluate the effect of subsurface flow in percolations of copper concentrate, with surface and subsurface flow, and the validity of percolation thresholds based on the characteristic diameters of copper concentrate and bed sediments. A comparison between two states of maximum percolation: $Q_{sup} > Q_{subsup}$ and $Q_{sup} < Q_{subsup}$, where Q is discharge and the subscripts are "superficial" and "subsurface", and the dimensional relations for the percolation depth are presented.

PALABRAS CLAVES: Percolación sin obstáculos; Formación de Puentes; Concentrado de cobre;

INTRODUCCIÓN

Chile está entre los principales productores y exportadores de cobre a nivel mundial. Sin embargo, el país actualmente está afrontando una crisis hídrica en las regiones centro y norte, donde están localizados los grandes yacimientos mineros. Vale la pena mencionar que la actividad minera requiere un alto consumo de agua dulce.

El transporte de los productos mineros, concentrados de mineral o relaves, se realiza en la forma de concentraciones con agua, mediante tuberías o canales, los cuales deben recorrer grandes distancias con altas concentraciones de materiales que cruzan cauces aluviales, generando así un alto riesgo ambiental, dada la toxicidad del material transportado.

La cordillera de Los Andes controla la geomorfología del país. Niño (2002) reportó, mediante trabajo de campo, ríos de altas pendientes y material de granulometrías gruesa y extendida para corrientes aluviales en las zonas norte y centro de Chile. Por lo tanto, el riesgo ambiental ante un derrame de productos mineros se incrementa, dado que el sustrato en ríos de gravas puede ser una zona de almacenamiento de materiales contaminantes o tóxicos. De esta forma los peces, invertebrados, microorganismos y plantas están expuestos a dicha contaminación (Thoms, 1987). Por lo tanto un derrame de productos mineros en estas corrientes tienen un efecto en el corto y largo plazo, debido a los altos tiempos de residencia de los metales pesados en los suelos y la posible remoción de contaminantes ante eventuales crecidas (Byrne et al., 2015).

El fenómeno de percolación ha tenido dos enfoques de estudio: dinámico y estático. El enfoque dinámico se refiere a la percolación cuando existe transporte de fondo y el enfoque estático cuando el lecho es inmóvil. Einstein en 1968, fue el primero en estudiar experimentalmente la percolación estática con lecho de grava inmóvil y sílice en polvo como material fino. Encontró que el sedimento fino llenaba los poros de las gravas de abajo hacia arriba. Beschta & Jackson (1979) y Diplas & Parker (1985), corroboraron el trabajo realizado por Einstein (1968), en el cual los finos llenaban los poros entre las gravas por gravedad. Además reportaron la formación de capas puente o sello, las cuales tenían una profundidad entre 2.5 a 5 d_{90} del sedimento fino. Las capas puente son estructuras que obstruyen los poros entre las gravas controlando de esta forma las profundidades de percolación. Beschta & Jackson (1979) y Carling (1984) encontraron una baja correlación entre los parámetros hidráulicos del lecho con la profundidad de percolación. Con datos de terreno, Iseya & Ikeda (1987) hallaron disminuciones en la rugosidad del grano asociados al depósito de material fino en los espacios intersticiales del material grueso. Lisle (1989) en tres corrientes aluviales, encontró que la infiltración de finos decrece con el incremento de la carga de fondo, lo cual sugiere la presencia de estructuras tipo capa puente o sellos que controlan la percolación de finos.

Investigadores como Gibson et al. (2009), Huston & Fox (2015), Dudill et al. (2016), entre otros, han encontrado relaciones adimensionales que permiten caracterizar los tipos de percolación y las profundidades máximas de percolación en función de diámetros del sedimentos. Bustamante et al. (2017) encontraron que los umbrales propuestos por Gibson et al. (2009), Huston & Fox (2015) y Dudill et al. (2016), no son válidos para el concentrado de cobre y las arenas. Sin embargo, propusieron umbrales para caracterizar el tipo de percolación para el concentrado de cobre. Vale la pena resaltar que en el estudio de Bustamante et al. (2017) se reportaron “fingers” como estructuras de percolación del concentrado de cobre entre las gravas y arenas. Los “fingers” son estructuras esbeltas, en los cuales domina la dimensión vertical sobre la horizontal. En el estudio de Bustamante et al. (2017) las profundidades de máxima percolación estaban restringidas por la capa de sedimento del lecho y el fondo del canal; es decir, la máxima percolación era de 30 mm. Esto motivó el estudio experimental de la percolación del concentrado de cobre de este artículo, en una estructura de medio poroso, la cual permite evaluar percolaciones de hasta 480 mm.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

Instalación experimental

El montaje experimental se realizó en el Laboratorio de Hidráulica Francisco Javier Domínguez de la Universidad de Chile. Consta de un estanque de 0.58 m de longitud, 0.03 m de ancho, pendiente variable y caudales entre 0.0113 l/s a 0.08 l/s. La instalación permite evaluar percolaciones de hasta 0.48 m y medir de forma independiente el flujo subsuperficial y el flujo superficial (ver Figura 1).

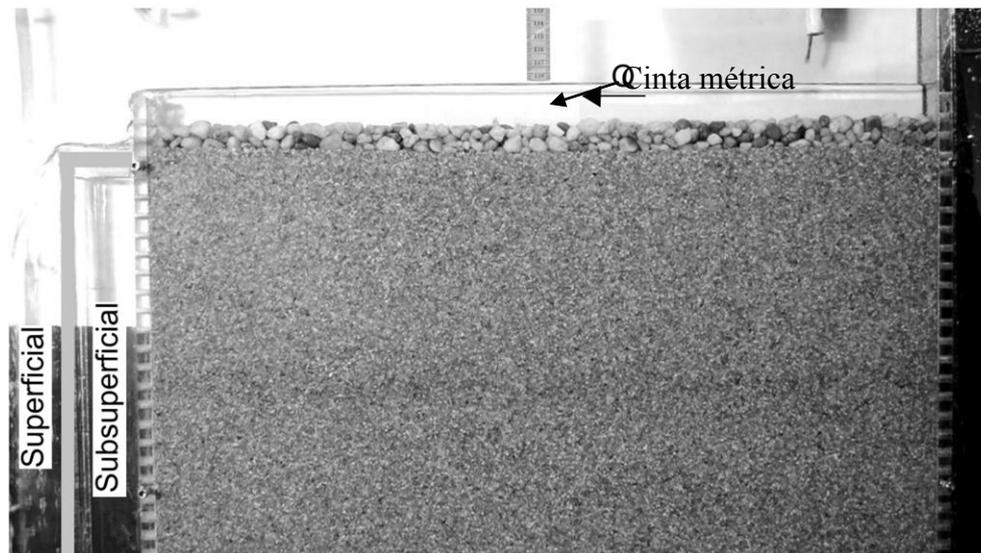


Figura 1.-Montaje experimental y configuración del lecho utilizado para la medición de percolaciones mayores a 0.03 m, flujo subsuperficial y flujo superficial.

La instrumentación del estanque consta con una válvula de entrada y dos válvulas de salida, para cuantificar el flujo de entrada al sistema y los caudales de salida superficial y subsuperficial. Además, una cámara Nikon D3200, de 1280 x 720 pixeles, para el análisis de transporte del concentrado de cobre. Para cada experimento se aforaron los caudales volumétricamente y, por otra parte, la lámina de agua y la altura de percolación se midió por medio del procesamiento de imágenes con base en la cinta métrica gris (ver Figura 1) que sirve como sistema de referencia. El análisis granulométrico del concentrado de cobre se realiza en el Laboratorio de Sedimentología de la Universidad de Chile con el equipo Malvern Mastersizer 2000.

La configuración del experimento es pequeña con el objetivo de evitar el vertimiento de concentrado de cobre al sistema de alcantarillado.

Configuración del sedimento

Con el objetivo de evaluar la percolación estática se configuraron dos capas de sedimento en serie con arenas y gravas. La capa superficial tiene una profundidad aproximada de 20 mm de grava y diámetro medio de $D_g = 10\text{mm}$ (Figura 2). La capa subsuperficial tiene una profundidad aproximada de 380 mm de arenas y diámetro entre 0.7 y 1.9 mm, en las distintas experiencias (Figura 2). De esta forma se caracteriza la percolación del concentrado de cobre con materiales granulares.

El concentrado de cobre utilizado en esta investigación tiene un diámetro $d_c = 40\ \mu\text{m}$ (ver Figura 2) y una densidad de $4.2\ \text{gr/cm}^3$. Adicionalmente, se trabaja con una concentración en peso del 70% para evitar el encapsulamiento (Bustamante et al., 2017). El vertimiento del concentrado de cobre se realiza mediante un embudo con un diámetro de salida de 10 mm durante 6 s, aproximadamente.

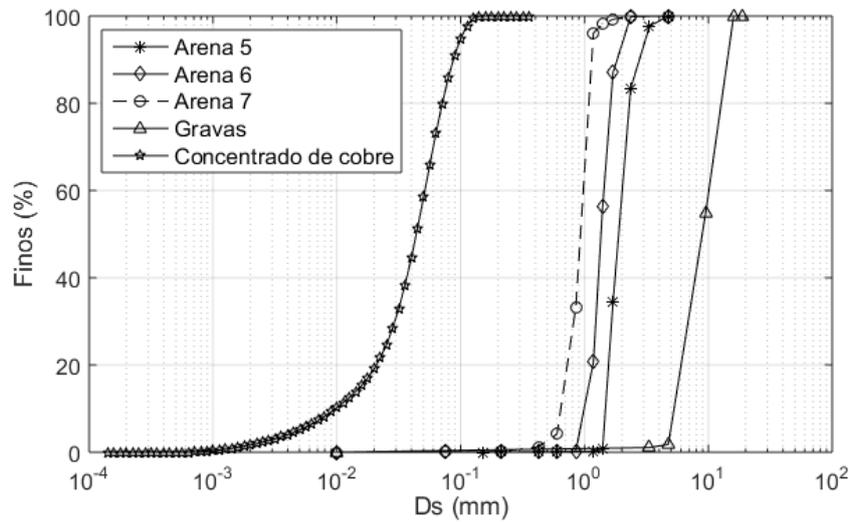
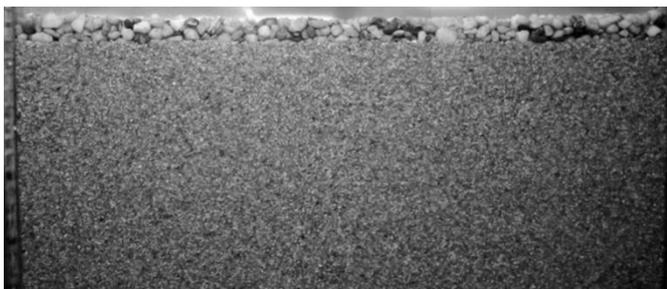


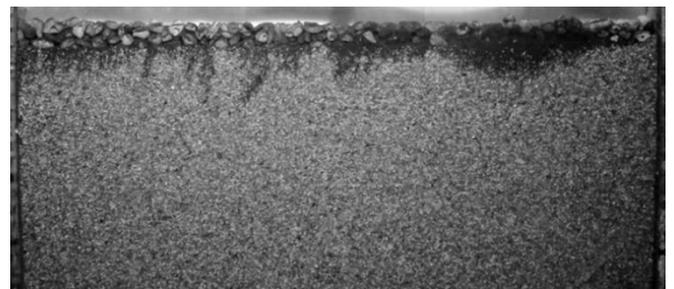
Figura 2.- Curvas granulométricas de las gravas y arenas utilizadas en la configuración lecho.

Percolación

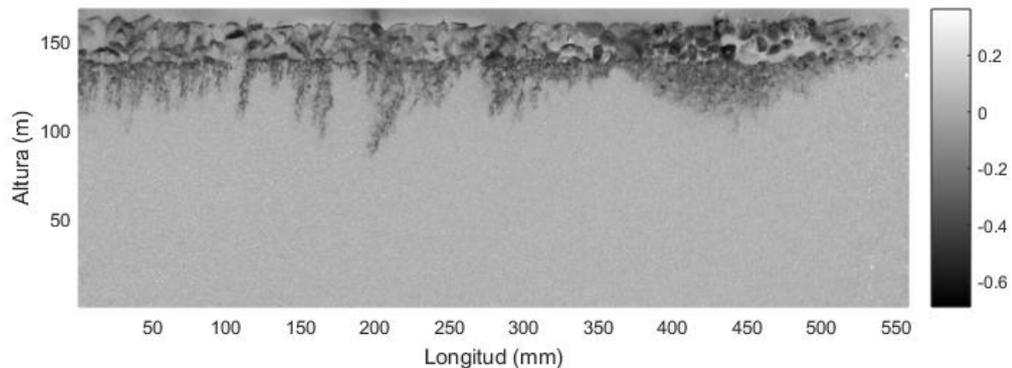
Mediante el procesamiento de imágenes se obtiene la variación temporal de la percolación, con base en el estado inicial. Al ser la estructura pequeña se logra registrar la evolución temporal del concentrado de cobre desde su vertimiento hasta el estado de máxima percolación en todo en todo el dominio experimental. La adquisición de datos se realiza con la cámara Nikon D3200 y, posteriormente, los videos son analizados mediante fotogramas. La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra el perfil de percolación del concentrado de cobre obtenido mediante el procesamiento de imágenes, la Figura 3 c. corresponde la diferencia entre las fotos Figura 3 a. y Figura 3 b. obteniendo de esta manera perfil de percolación del concentrado de cobre para cada tiempo, en particular para el estado final, en el cual las tonalidades oscuras de la barra de colores implica la presencia de concentra de cobre. La barra de colores está asociada a la presencia de concentrado de cobre en el lecho, es decir, a mayor oscuridad (grises) mayor cantidad de concentrado de cobre en el lecho.



a. Estado inicial del lecho, $t=0$ s



b. Estado final, $t=15$ min



c. Estado final - Estado inicial

Figura 3.- Perfil de percolación Procesamiento de imagen, experimento 3mp.

Luego de obtener un estado invariante de la percolación se procede a perturbar el sistema cortando el ingreso de agua. De esta forma se convierte el estado invariante de percolación en un estado base para analizar la evolución temporal de la percolación asociada a efecto neto del flujo subsuperficial. La Figura 4 muestra el perfil de percolación final asociado al efecto del flujo subsuperficial mediante el procesamiento de imágenes, las tonalidades oscuras en la barra de colores implican los incrementos de la percolación de concentrado de cobre en el lecho por el flujo subsuperficial.

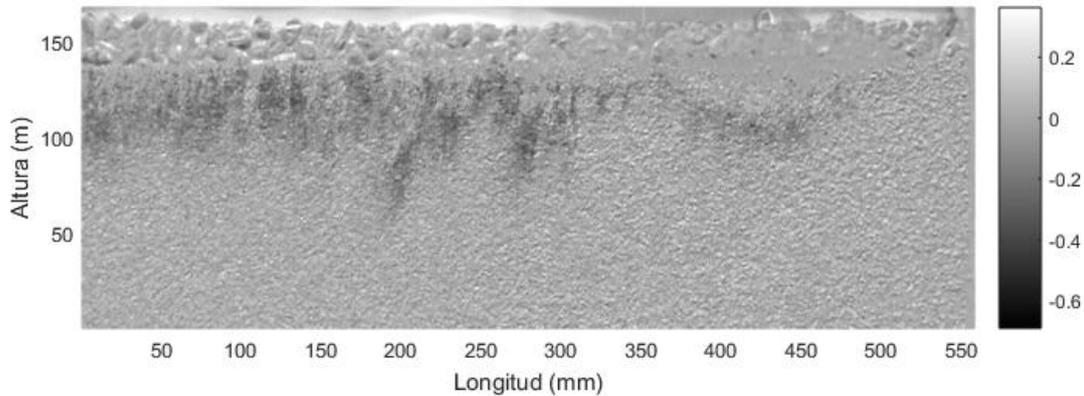


Figura 4.-Percolación del concentrado de cobre para el experimento 3mp después de la perturbación con corte de agua al sistema.

RESULTADOS

El análisis de percolación de concentrado de cobre se ha estudiado en un canal abierto por Bustamante et al., (2017) y ahora, en este artículo, en un estanque tipo medio poroso. En el estanque del medio poroso, se ha analizado la percolación para escenarios de velocidad cero, $V = 0 \text{ m/s}$, para el flujo superficial y subsuperficial, es decir, percolación en un medio estático (1mp), y escenarios con velocidad para el flujo superficial y subsuperficial. La

Tabla 1 resume los parámetros hidráulicos del flujo tanto superficial como subsuperficial. Los experimentos terminados en c, son los experimentos del canal y los terminados en mp son los experimentos en el medio poroso. Los parámetros reportados en la

Tabla 1 son: caudal superficial, $Q_{\text{superficial}}$, caudal subsuperficial, $Q_{\text{subsuperficial}}$, ancho del canal, b , altura de la lámina de agua, h , área mojada, A , velocidad, V , radio hidráulico, R_h , pendiente, S , velocidad friccional, $u_* = \sqrt{\tau_* / \rho}$, número de Reynolds, Re , y número de Froude, Fr .

Tabla 1.- Resumen parámetros hidráulicos.

Exp #	$Q_{\text{superficial}}$ [l/s]	$Q_{\text{subsuperficial}}$ [l/s]	b [m]	h [m]	A [m ²]	V [m/s]	R_h [m]	S [-]	u_* [m/s]	Re [-]	Fr [-]
1c	0.61	0	0.11	0.025	0.0028	0.222	0.017	0.047	0.089	5507	0.45
2c	0.61	0		0.026	0.0028	0.215	0.018	0.047	0.090	5507	0.43
3c	0.61	0		0.025	0.0028	0.222	0.017	0.047	0.089	5507	0.45
4c	1.95	0		0.025	0.0028	0.709	0.017	0.047	0.089	17604	1.43
5c	1.95	0		0.040	0.0044	0.443	0.023	0.047	0.103	17604	0.71
6c	1.82	0		0.052	0.0057	0.321	0.027	0.007	0.043	16458	0.45
7c	1.82	0		0.052	0.0057	0.321	0.027	0.007	0.043	16458	0.45
8c	2.45	0		0.062	0.0068	0.360	0.029	0.007	0.044	22158	0.46
9c	2.30	0		0.058	0.0064	0.361	0.028	0.007	0.044	20764	0.48

Exp	$Q_{superficial}$	$Q_{subperficial}$	b	h	A	V	R_h	S	u_*	Re	Fr
#	[l/s]	[l/s]	[m]	[m]	[m ²]	[m/s]	[m]	[-]	[m/s]	[-]	[-]
10c	2.50	0		0.048	0.0053	0.482	0.026	0.016	0.064	22973	0.70
		0									
1mp	0	0	0.03	0.019	0.00057	0.0	0.0084	0	0	0	0
2mp	0.060	0.004		0.010	0.00030	0.200	0.006	0.028	0.041	2000	0.639
3mp	0.033	0.013		0.028	0.00083	0.040	0.010	0.002	0.013	1091	0.076

La Figura 5a. muestra la máxima percolación estática del concentrado de cobre en el lecho para el experimento $2mp$, en el instante antes de perturbar el sistema con el corte de la entrada de agua al sistema. En esta figura se observan los “fingers” de percolación con inclinación asociada a la dirección de las líneas del flujo subsuperficial. La barra de colores está asociada a la presencia de concentrado de cobre en el lecho, es decir, a mayor oscuridad (grises) mayor cantidad de concentrado de cobre en el lecho.

La Figura 5b. muestra el estado final de la percolación después del corte del suministro de agua, para el experimento $2mp$, observándose un incremento de la percolación del concentrado de cobre en la dirección de las líneas de corriente del flujo subsuperficial. Las tonalidades oscuras (grises) en esta figura indican los incrementos de la percolación asociados al flujo subsuperficial, después del corte en el suministro de agua al sistema. Vale la pena resaltar que, el corte de agua se realiza aproximadamente 15 min después del vertimiento del concentrado de cobre

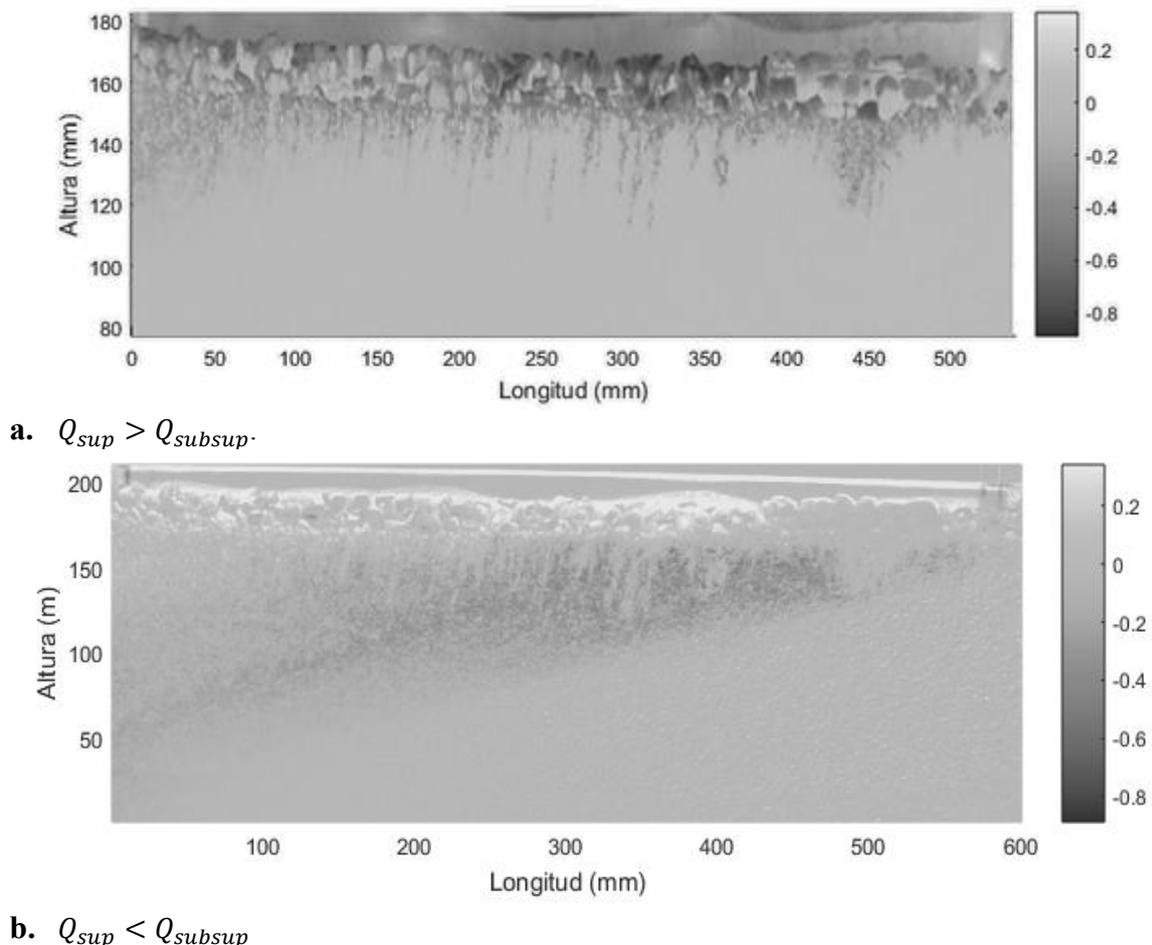


Figura 5.- Percolación del concentrado de cobre para el experimento $2mp$, antes y después de la perturbación al sistema con corte de agua al sistema.

Los diámetros característicos de los sedimentos, los pesos del concentrado depositado en el lecho y las profundidades de máximas de percolación, H_{perc} , están reportados en la Tabla 2. Con el objetivo de clasificar la percolación se considera, percolación estática sin obstáculos si, $H_{perc} > 30 \text{ mm}$ y formación de puentes si $H_{perc} < 30 \text{ mm}$. En esta instalación experimental no se obtuvieron percolaciones menores a $H_{perc} < 30 \text{ mm}$, es decir, predominó la percolación sin obstáculos, dado que las granulometrías con las cuales se ha trabajado son arenas de tamaño cuasi uniforme.

Las masas de concentrado de cobre en el medio poroso han sido de 70 g, esta masa se eligió con base a las dimensiones geométricas del canal de Bustamante et al. (2017) y el medio poroso aquí utilizado, de tal forma que la masa vertida al medio poroso fuera del 60% de la masa por centímetro cuadrado vertido en el canal, con el objetivo de evaluar el efecto que tiene la percolación de concentrado de cobre considerando diferentes masas de material vertido, estas se incrementarán gradualmente hasta alcanzar el 100% en próximos experimentos.

Tabla 2.- Profundidades de percolación

Wvert [gr]	Fondo		Hperc [mm]	Arenas	
	d_{50} [μm]	W_{perc} [gr]		d_{50}	d_{90}
2800	42.6	739.1	14.6	1.36	1.85
	43.8	810.91	30.0*	2.12	3.20
	61.8	1748.1	5.7	0.94	1.15
	45.4	1611.0	30.0*	1.36	1.85
	62.3	1174.7	5.7	0.94	1.15
	61.6	667.1	16.1	0.94	1.15
	55.2	501.6	30*	1.36	1.85
	70.4	739.1	8.1	1.08	1.66
	57.2	810.91	30.0*	1.19	1.69
70	28.4	36.2	43.88	1.29	1.68
	28.4	12.6	142.9	1.59	2.18
	57.0	36.6	34.72	1.89	2.81
	16.7	47.7	45.28	1.91	2.82

* Representa las percolaciones sin obstáculos de los experimentos en el canal de Bustamante et al. (2017), las cuales estuvieron limitadas por la condición fondo del canal.

La Figura 6 muestra relaciones adimensionales entre la profundidad de percolación y los diámetros característicos del concentrado de cobre y las arenas. Estos gráficos contienen los datos reportados en un canal abierto por Bustamante et al. (2017) y también los datos medidos aquí para la estructura del medio poroso, en la leyenda MP. Se observa que los umbrales propuestos representan bien los resultados de percolación de concentrado de cobre obtenidos hasta la fecha, tanto para canales abiertos como la estructura de medio poroso, por lo tanto estos resultados son aceptables para caracterizar la percolación estática sin obstáculos. Sin embargo, se requiere realizar experimentos con arena fina con el objetivo de caracterizar la formación de capas puente.

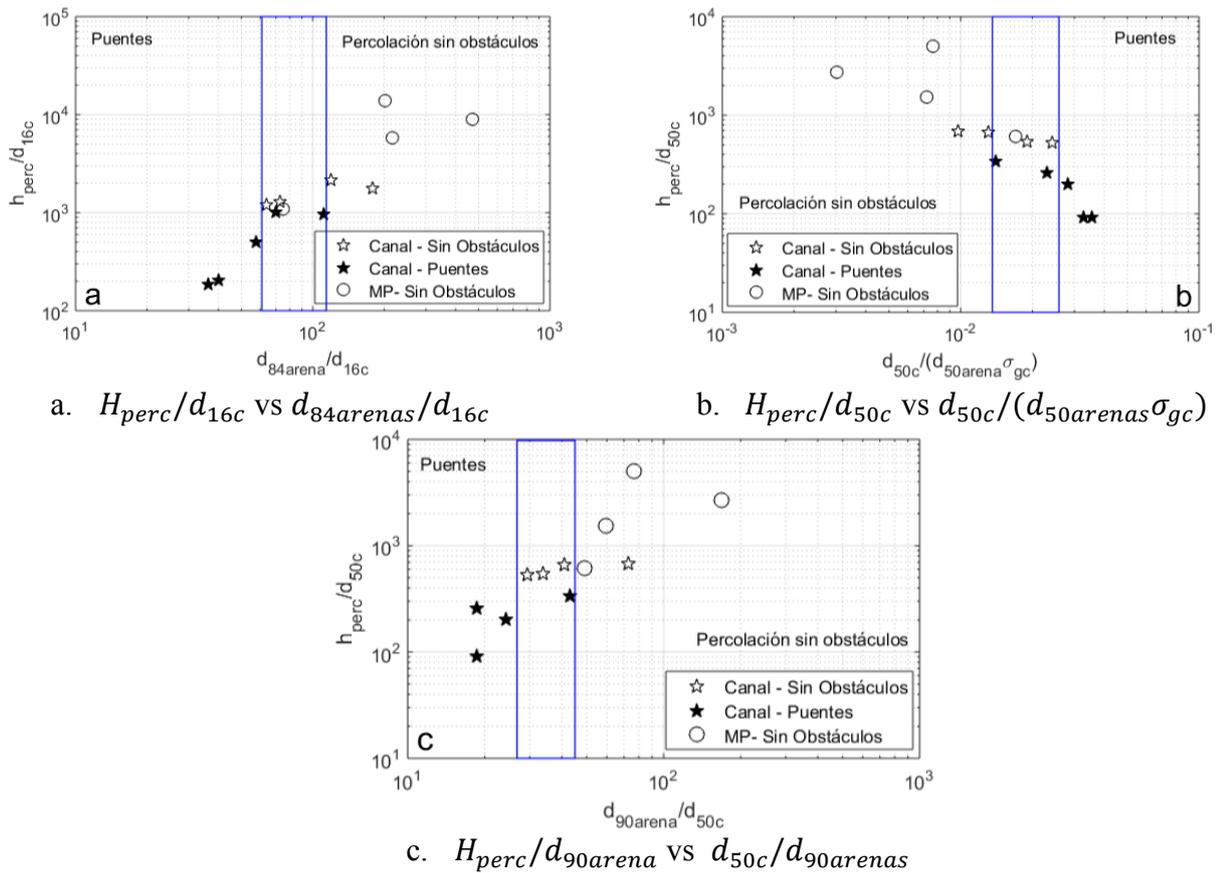


Figura 6.-Relaciones adimensionales para la profundidad de percolación y distintos diámetros característicos, tanto de la arena como del concentrado de cobre.

CONCLUSIONES

El concentrado de cobre percolado entre las arenas alcanza rápidamente un estado de equilibrio. Es decir, en tiempos cortos, del orden de los 15min, la profundidad de percolación es constante en el tiempo y solo se incrementa al inducir perturbaciones en el sistema como cortar el ingreso de la entrada de agua al sistema. Al cortar el suministro de agua al sistema los caudales superficiales van disminuyendo de forma gradual, hasta un punto en el cual caudales superficiales son menores a los subsuperficiales, incrementándose las profundidades de percolación en la dirección de las líneas de corriente del flujo debido a los incrementos en las velocidades subsuperficiales. Este comportamiento en los caudales equivale en hidráulica fluvial a ríos efímeros, los cuales solo tienen agua justo después de precipitaciones en la cuenca.

Las expresiones para caracterizar la percolación sin obstáculos presentadas Bustamante et al., (2017) tales como: $d_{84arena}/d_{16c} > 115$, $d_{50c}/(d_{50arena}\sigma_{gc}) < 0.02$ y $d_{90arena}/d_{50c} > 47$ representan bien el fenómeno de percolación en el medio poroso. Sin embargo, las relaciones que caracterizan la formación de capas puente no pudo ser representada ni evaluada con los experimentos realizados hasta ahora.

La investigación aún está en curso. Se continúa evaluando la profundidad de percolación del concentrado de cobre entre arenas finas, mayores a 100 μm , gravas finas y granulometría extendida.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este trabajo agradecen al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, al Proyecto Fondecyt 1140767 y a Conicyt beca doctorado nacional N°21181620.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Beschta, R., & Jackson, W.** (1979). The Intrusion of Fine Sediments into a Stable Gravel Bed. *Journal of the Fisheries Research Board of Canada*, 36, 204–210.
- Bustamante, N., Tapia, C., & Niño, Y.** (2017). Estudio Experimental de Derrame de Concentrado de Cobre en Lechos de Gravas. In *XXIII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica* (p. 14).
- Byrne, P., Hudson-edwards, K., Macklin, M., Brewer, P., & Bird, G.** (2015). The long-term environmental impacts of the Mount Polley mine tailings spill , British Columbia , Canada. *Geophysical Research Abstracts*, 17(1), 6241.
- Carling, P. A.** (1984). Deposition of Fine and Coarse Sand in an Open-Work Gravel Bed. *Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences*, 41(2), 263–270. <https://doi.org/10.1139/f84-030>
- Diplas, P., & Parker, G.** (1985). *Pollution of Gravel Spawning Grounds due to Fine Sediment*. <https://doi.org/EPA/R-808683-01-1>
- Dudill, A., Frey, P., & Church, M.** (2016). Infiltration of fine sediment into a coarse mobile bed : a phenomenological study. *Earth Surf. Process. Landforms*, 42(December 2016), 1171–1185. <https://doi.org/10.1002/esp.4080>
- Gibson, S., Abraham, D., Heath, R., & Schoellhamer, D.** (2009). Vertical gradational variability of fines deposited in a gravel framework. *Sedimentology*, 56(3), 661–676. <https://doi.org/10.1111/j.1365-3091.2008.00991.x>
- Huston, D. L., & Fox, J. F.** (2015). Clogging of Fine Sediment within Gravel Substrates: Dimensional Analysis and Macroanalysis of Experiments in Hydraulic Flumes. *J. Hydraul. Eng.*, 141(8), 1–14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001015](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001015).
- Iseya, F., & Ikeda, H.** (1987). Pulsations in bedload transport rates induced by a longitudinal sediment sorting: A flume study using sand and gravel mixtures. *Geografiska Annaler. Series A. Physical Geography*, 69(1), 15–27. <https://doi.org/10.2307/521363>
- Lisle, E.** (1989). Correction to " Sediment Transport and Resulting Deposition in Spawning Gravels , North Coastal California " by Thomas E . Lisle. *Water Resources Research*, 25(10), 1303–1319.
- Niño, Y.** (2002). Simple Model for Downstream Variation of Median Sediment Size in Chilean Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(October), 934–941. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2002\)128:10\(934\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:10(934))

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

**MODELO BIDIMENSIONAL DE ALTO RENDIMIENTO BASADO EN
PLATAFORMA GPU PARA SIMULACIÓN DE PROCESOS DE EROSIÓN Y
DEPOSICIÓN EN RÍOS**

Reinaldo Garcia¹, Mario Morales², Pilar Garcia-Navarro² e Ignacio Villanueva³

¹Hydronia e Hydronia Europe, USA. regarcia@hydronia.com

²Grupo de Hidráulica Computacional, Universidad de Zaragoza, España. pigar@unizar.es

³Consultor independiente Recursos Hidricos, España, Email: ivillamadrid@gmail.com

RESUMEN:

RiverFlow2D es el modelo hidráulico bidimensional cuya principal característica es que utiliza para el cálculo mallas flexibles formadas por triángulos, lo que permite que la malla se adapte a contornos irregulares y pueda refinarse en zonas donde se requiere mayor detalle. En el presente trabajo se presentan aplicaciones del modelo en la confluencia de los ríos Irpavi y Ayumanide la ciudad de La Paz, Bolivia para evaluar obras de control de erosión y deposición y así mitigar problemas de inundación que ocurren en el sector. Para la evaluación de la capacidad de transporte y los cambios en las cotas de fondo por erosión o sedimentación, se utilizó el módulo de transporte de sedimentos del modelo RiverFlow2D (ST). Este módulo se acopla con el modelo hidrodinámico de manera que en cada paso de tiempo se calculan las variables hidráulicas: profundidad y componentes de la velocidad, las cuales se utilizan a su vez para determinar la capacidad de arrastre de sedimentos y la evolución del fondo. Luego se resuelve numéricamente en la malla de triángulos la ecuación de Exner para determinar los cambios de elevación del fondo. La resolución se basa en un método de volúmenes finitos específicamente desarrollado para garantizar estabilidad y buenas propiedades numéricas bajo cualquier régimen de flujo. Este trabajo muestra los resultados que el modelo ofrece y los tiempos de cálculo esperables en un caso con un alto número de celdas de cálculo.

ABSTRACT:

RiverFlow2D is a two-dimensional hydraulic model that uses flexible meshes formed by triangles, which allows adapting to irregular contours and can be refined in areas where more detail is required. In this paper, applications of the model are presented to the confluence of the Irpavi and Ayumani rivers in the city of La Paz, Bolivia, to evaluate erosion and deposition control works and thus mitigate flood problems that occur in the sector. For the evaluation of transport capacity and changes in the bottom levels by erosion and sedimentation, the sediment transport module of the RiverFlow2D (ST) model was used. This module is coupled with the hydrodynamic model so that at each time step the hydraulic variables are calculated: depth and velocity components, which are used in turn to determine the bed evolution. The Exner equation is solved numerically in the mesh of triangles to determine bed changes. The resolution is based on a finite volume method developed specifically to ensure stability and good numerical properties under any flow rate. This paper shows the model results, runtimes and calculating in a real cases with a high number of computational cells.

PALABRAS CLAVES: Modelo bidimensional, Modelo de fondo móvil, GPU, Rio Irpavi, Rio Ayumani, Control de Erosión

INTRODUCCIÓN

La aplicación de modelos bidimensionales para simular procesos de erosión y deposición en grandes tramos de ríos y a alta resolución ha sido hasta hace poco difícil debido a los prohibitivos tiempos de cálculo que pueden ser con frecuencia de días e incluso semanas. Esto se debe principalmente a la utilización de modelos que realizan los cálculos de manera secuencial y que no explotan el potencial de paralelización que ofrecen plataformas de hardware modernas. En el presente trabajo se presentan aplicaciones del modelo bidimensional de malla flexible RiverFlow2D en la confluencia de los ríos Irpavi y Ayumani de la ciudad de La Paz, Bolivia. El modelo, desarrollado mediante una colaboración entre la Universidad de Zaragoza (España) y la empresa Hydronia (USA) (Hydronia, 2018), resuelve las ecuaciones de aguas someras en dos dimensiones en las que se obtienen las dos componentes del vector velocidad y la profundidad en cada una de las celdas triangulares de la malla de cálculo. Igualmente el modelo resuelve la ecuación de Exner para múltiples fracciones de sedimentos permitiendo obtener las variaciones temporales y espaciales de la cota de fondo que ocurren en la malla. El código numérico se ha desarrollado de manera que los cálculos se distribuyen en miles de procesadores de tarjetas GPU (GraphicProcessingUnits) de manera que los tiempos de cálculo se ven disminuidos hasta dos órdenes de magnitud con respecto a corridas con cálculos secuenciales que se hagan utilizando un solo procesador (Lacasta et al. 2014). Las aplicaciones presentadas demuestran que el modelo es capaz de simular procesos erosivos en ríos de alta pendiente con mallas bidimensionales que constan de elementos que van desde 0.5 m hasta casi 3 m. Los tiempos de cálculo obtenidos indican que la utilización del código paralelizado en GPU puede ser hasta 40 veces más rápido que si se usa un solo procesador. En términos prácticos esto indica que corridas que requerirían hasta dos semanas pueden realizarse en pocas horas.

MODELO BIDIMENSIONAL RIVERFLOW2D

El programa de cálculo resuelve las ecuaciones de la hidráulica con superficie libre promediadas en la vertical:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}(\mathbf{U})}{\partial y} = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \quad (1)$$

Donde

$$\mathbf{U} = (h, hu, hv)^T \quad (2)$$

son las variables conservadas con h representando la profundidad del agua, hu , hv , los caudales unitarios en la dirección x e y , siendo u , v las componentes de velocidad promedio vertical. Los flujos son dados por

$$\begin{aligned} \mathbf{F} &= \left(hu, hu^2 + \frac{1}{2}gh^2, huv \right)^T \\ \mathbf{G} &= \left(hv, huv, hv^2 + \frac{1}{2}gh^2 \right)^T \end{aligned} \quad (3)$$

donde g es la aceleración de la gravedad. Los términos fuente, se dividen en dos:

$$\mathbf{S} = \left(0, ghS_{ox} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho_w}, ghS_{oy} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho_w}, 0 \right)^T \quad (4)$$

Con S_{ox} , S_{oy} las pendientes de fondo en dirección x e y y $\tau_{b,x}$, $\tau_{b,y}$ las componentes del esfuerzo tangencial en dichas direcciones. Los términos de esfuerzo tangencial se escriben a través de una ley tipo Manning (parámetro n)

$$\frac{\tau_{b,x}}{\rho_w} = gh \left(\frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \right) \frac{\tau_{b,y}}{\rho_w} = gh \left(\frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \right) \quad (5)$$

Por otra parte, la evolución del lecho se formula mediante la ecuación de Exner que representa una ecuación de continuidad para el material sólido cuyas variaciones responden flujos sólidos netos:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \xi \frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \xi \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} = 0 \quad (6)$$

Con $\xi = 1/(1-p)$, p la porosidad del material y q_{sx} , q_{sy} los caudales sólidos. Estos se formulan mediante leyes empíricas de equilibrio basadas en el modelo de Grass. Debido a su amplia aceptación y validación en condiciones de transporte de sedimentos relativamente gruesos como los que existen en los Ríos Irpavi y Achumani, se seleccionó la fórmula de Mayer-Peter & Muller (1948) para el cálculo de la capacidad de arrastre:

$$\frac{|q_s|}{\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}} = 8 (\theta - \theta_c)^{3/2} \quad (7)$$

donde d_{50} es el diámetro medio del sedimento, s es la densidad relativa del material θ es el parámetro de Shields y θ_c es el parámetro de Shields crítico o umbral.

El modelo ofrece dos aproximaciones distintas para la resolución numérica del sistema formado por las ecuaciones (1) y (6) que hemos denominado método desacoplado (UM) y método débilmente acoplado (WCM). En el UM se adopta la hipótesis de que el flujo líquido es quasi-estacionario y las variaciones de fondo tienen un leve efecto en él. En ese caso, las variables del flujo (h , h_u , h_v) se resuelven por separado de la variable del fondo sólido y se actualizan con menos frecuencia temporal. Esta opción puede ser adecuada en casos en los que la escala temporal de variación del lecho es mayor que la escala temporal del movimiento fluido. En otros casos se utiliza el WCM que resuelve todas las variables de manera sincrónica en todos los pasos de tiempo.

Las propiedades matemáticas del sistema hiperbólico (1) incluyen la existencia de una matriz jacobiana, del flujo normal a una dirección definido como

$$J_n = \frac{\partial(\mathbf{E} \cdot \mathbf{n})}{\partial \mathbf{U}} = \frac{\partial(\mathbf{F})}{\partial \mathbf{U}} n_x + \frac{\partial(\mathbf{G})}{\partial \mathbf{U}} n_y \quad (8)$$

haciendo posible la generación de una matriz aproximada cuyos valores y vectores propios pueden ser usados para modificar las variables. La discretización en volúmenes finitos con la formulación del esquema upwind de primer orden, que se ilustra en la Fig. 1, es como sigue (Murillo y col. 2005a):

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \sum_{k=1}^{NE} \sum_m ((\tilde{\lambda}^{m-} \alpha^m - \beta^m) \tilde{\mathbf{e}}^m)_k^n \frac{l_k}{A_i} \Delta t \quad (9)$$

Las variables definidas en cada celda se actualizan conforme a contribuciones evaluadas en las paredes de las celdas y teniendo en cuenta el signo de los valores propios del Jacobiano del flujo normal. Esta metodología permite tratar flujos en régimen super-crítico y sub-crítico. El modelo puede representar zonas inicialmente secas y mantiene la conservación del volumen y estabilidad

numérica durante la ejecución. Para ello el paso de tiempo se escoge de forma dinámica sujeto a la condición de estabilidad de Courant-Friedrichs-Lewy (Juez et al. 2013, 2014, 2016).

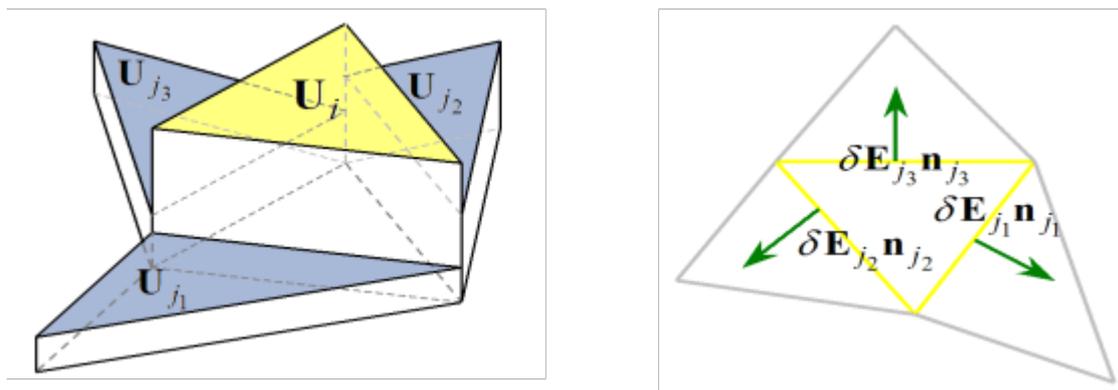


Figura 1.-Esquema de discretización en volúmenes finitos triangulares

APLICACIÓN A LA CONFLUENCIA DE LOS RÍOS IRPAVI Y AYUMANI

Desde hace algunos años, existe una problemática en la confluencia del río Irpavi con el río Achumani donde en prácticamente cada época de lluvias, la zona se pone en riesgo por desbordes del río que frecuentemente afectan las vías vehiculares, a las personas y también a las viviendas y edificaciones del sector (SMGIR, 2016). Los desbordes parecen agravarse debido a la reducida capacidad de conducción de los cauces que a su vez se ve limitada por la alta sedimentación de material aluvial proveniente de las partes altas de las cuencas. De esta manera los sedimentos del río Achumani se depositan en la confluencia generando desbordamientos. Para solventar tal situación la Alcaldía de La Paz realizó el diseño hidráulico de unos canales y otras obras hidráulicas de control mediante los cuales se espera aumentar la capacidad de conducción y transporte de sedimentos de los dos ríos y así mitigar la amenaza de inundaciones.



Figura 2.- Confluencia de los Ríos Irpavi y Achumani. El polígono indica la extensión de la zona simulada mediante el modelo 2D.

Las simulaciones incluyeron escenarios correspondientes a la situación actual y a la situación con las obras propuestas (ver Figura 2.) para 25, 50 y 100 años de período de retorno (T_r). Estas simulaciones permitieron verificar que en las condiciones actuales efectivamente se producen inundaciones y acumulación excesiva de sedimentos en la confluencia, mientras que con las obras propuestas se logra eliminar los desbordamientos del cauce y reducir la sedimentación (BID, 2016)

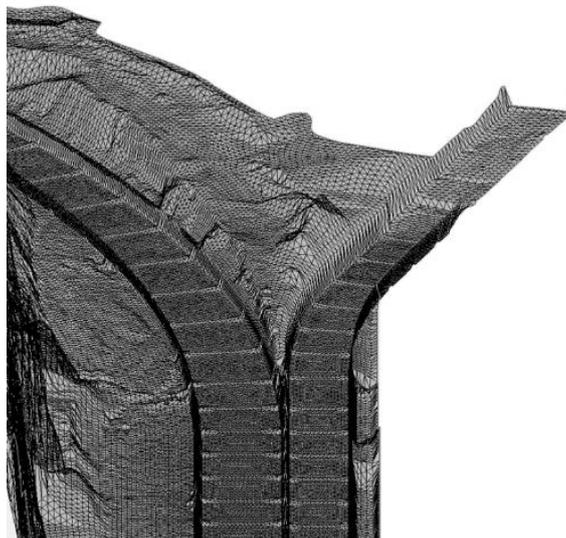


Figura 3.- Malla de cálculo del modelo 2D en la zona de la confluencia para la situación con las obras propuestas.

Las características de la malla de cálculo utilizada para las condiciones actuales se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Características de la malla de cálculo

Parámetro	Valor
Número de celdas (triángulos)	83.266
Número de nodos	42.573

Parámetro	Valor
Área de la malla	0.143 km ²
Tamaño promedio de los elementos	1.85 m.
Elemento más pequeño	0.518 m.
Elemento más grande	2.56 m.
Mínima elevación	3.228 m.
Máxima elevación	3.321 m.

ACELERACIÓN DE TIEMPOS DE CÁLCULO CON PARALELIZACIÓN GPU

La Tabla 2 muestra los tiempos de cálculo utilizando la versión del modelo RiverFlow2D CPU utilizando un solo procesador y las versiones de GPU correspondientes a las ejecuciones de un hidrograma de $T_r = 100$ años utilizando la malla de 450.857 celdas. Las ejecuciones con 1 procesador se realizaron con el modelo RiverFlow2D no paralelizado en un procesador Intel I7 3.83 GHz que utilizaba solo un núcleo. Las ejecuciones de la GPU se realizaron con la GPU RiverFlow2D utilizando el mismo CPU, pero esta vez equipado con una tarjeta de GPU NVIDIA GTX 1080 Ti con 3.584 procesadores.

Tabla 2.- Comparación de tiempos de cálculo entre la versión del modelo 2D GPU y el CPU con un solo procesador.

Número de celdas	CPU 1 procesador	GPU NVIDIA 1080 Ti	Aceleración
450.857	6.9 horas	15.9 min	26X

CONCLUSIONES

En las simulaciones efectuadas para los hidrogramas de caudales extremos correspondientes a los períodos de retorno de 25, 50 y 100 años se aprecia la ocurrencia de flujo supercrítico con altas velocidades lo cual tiene como consecuencia un gran arrastre de sedimentos y movimientos de fondo marcados tanto en el río Irpavi como en el río Achumani.

Para la situación post-obras, los diseños de muros propuestos son capaces de contener el caudal correspondiente al $T_r = 100$ años.

Los resultados de las simulaciones realizadas indican que la configuración de canales correspondiente al caso post-obras conduce a una mayor capacidad de arrastre de sedimentos en gran parte del canal del río Irpavi lo cual debiera contribuir a su auto limpieza y en consecuencia ayudaría a reducir las posibilidades de inundaciones al verse mermada la sedimentación en la confluencia. En los canales propuestos se aprecia que existirá bastante estabilidad del fondo con una leve tendencia a la erosión, lo cual contribuirá al mantenimiento de los cauces debido a que la capacidad de los canales diseñados es suficiente para movilizar los sedimentos hacia el tramo aguas abajo del puente de Calacoto.

Las simulaciones del modelo RiverFlow2D utilizando paralelización GPU resultan ser hasta 26 veces más rápidas que con la versión no paralelizada del modelo para las corridas realizadas con una malla de 450.857 celdas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BID (Banco Interamericano de Desarrollo). (2016). *Estudio Hidrodinámico del Río Irpavi en su Confluencia con el Río Achumani, La Paz, Bolivia. Informe Técnico No. 1: Análisis de la Situación Existente y Obras Propuestas. Cooperación Técnica BO1235.*

Hydronia LLC (2018). *Manual de Referencia del modelo RiverFlow2D.* España y USA.

Meyer-Peter, E. and Muller, R. (1948) *Formulas for Bed-load Transport. Proc. of the Seconds Meeting. IAHR, Stockholm, Sweden, pp. 39–64.*

SMGIR, Gobierno Autónomo Municipal De La Paz, DPAR, UPEZ(2016).*Estudio Técnico, Económico, Social y Ambiental de Cuenca del río Irpavi, entre Calle 1 de Irpavi y Puente de Ingreso a Calacoto.* La Paz, Bolivia.

Juez C., Murillo J., & García-Navarro P. (2013).*Numerical assessment of bed-load discharge formulations for transient flow in 1D and 2D situations. Journal of Hydroinformatics, 15(4), 1234–1257.*

Juez C., Murillo J., &García-Navarro P.(2014).*A 2D weakly coupled and efficient numerical model for transient shallow flow and movable bed. Advances in Water Resources, 71, 93–109.*

Juez, C. A. Lacasta, J. Murillo and P. García-Navarro.(2016) *An efficient GPU implementation for a faster simulation of unsteady bed-load transport. Journal of Hydraulic Research, 1–14, 2016.*

Lacasta A., Morales-Hernández M, Murillo J, García-Navarro P. (2014)*An optimized GPU implementation of a 2D free surface simulation model on unstructured meshes. AdvEng Software; 78: 1–15.*

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**CORRELACIÓN ENTRE LA CARGA SEDIMENTOLÓGICA DEL RÍO
CAUCA (COLOMBIA) Y PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DE SU CUENCA**

Otoniel Niño P. - I. C., M. Sc., Carlos Eduardo Cubillos P. - I. C., M. Sc.

*Egresado Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos, Docente Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola
Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá, Colombia
oninop@unal.edu.co, cecubillosp@unal.edu.co.*

RESUMEN:

En el presente documento se muestran los resultados de un estudio realizado para evaluar la posible correlación entre la producción de sedimentos cuantificada a partir de mediciones sedimentológicas realizadas en estaciones de aforo localizadas en el río Cauca (Colombia) y en algunos de sus tributarios, y variables descriptivas de los rasgos fisiográficos, morfológicos, de cobertura y uso del suelo, geológicos e hidrológicas correspondientes a sus respectivas cuencas de drenaje. Las cargas sedimentológicas han sido cuantificadas a partir de información del periodo 1972 – 2011.

Con el análisis de correlación realizado descartando sucesivamente las variables descriptivas de las cuencas no significativas, hasta identificar aquellas que mostraron una mayor correlación con la producción de sedimentos, se obtuvieron cuatro ecuaciones convenientemente validadas para el área de estudio, con las cuales es posible hacer estimativos confiables de producción de sedimentos (carga de lavado) en términos de promedios anuales multianuales.

ABSTRACT:

This document shows the results of the study realized to evaluate the possible correlation of sediment production quantified from the sedimentological measurements made in gauging stations located in the Cauca river (Colombia) and in some of its tributaries, with variables that describe the physiography, morphology, coverage and land use, geological and hydrological aspects their respective drainage basins. The sedimentological loads have been quantified with information of the period 1972 - 2011.

With the analysis of correlations performed, discarding successively non-significant variables to describes the watersheds, until identifying those that showed a greater correlation with the production of sediments, four equations have been obtained conveniently validated for the study area, with which it is possible to make reliable estimates of sediment production (wash load) in annual multi-year average terms.

PALABRAS CLAVES: Producción de sedimentos, Correlaciones, ecuaciones paramétricas, río Cauca.

INTRODUCCIÓN

La erosión superficial es un proceso natural permanente y continuo que forma parte del ciclo geomorfológico, y por tanto es responsable de la modelación del paisaje superficial. Por su parte, las actividades antrópicas han exacerbado la dinámica propia de dicho proceso generando la disminución de productividad de los suelos cultivables debido a la pérdida de fertilidad y partículas de suelo, con el consecuente aumento de sedimentos en suspensión en los cursos de agua, todo lo cual afecta el desarrollo sustentable de las comunidades y, por tanto, resulta pertinente tener indicios de la magnitud de los procesos erosivos que tienen lugar en una zona determinada.

Actualmente existen metodologías que permiten estimar la cantidad de material erosionado en una cuenca de drenaje, obteniéndose los mejores resultados con la aplicación de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo -USLE- formulada por Wischmeier & Smith. La principal limitación que resulta al momento de implementar esta metodología, es la necesidad de abundante y costosa información de terreno, para la cual se debe contar con una adecuada instrumentación. Algunos modelos más simples han sido desarrollados para condiciones climáticas, geológicas y morfológicas particulares, hecho que dificulta su aplicación en regiones geográficas de características diferentes.

Como es bien sabido, los procesos de erosión, transporte y depositación en una cuenca hidrográfica, explican en gran medida los rasgos morfológicos del paisaje, así que, ha de ser posible establecer relaciones entre las características morfológicas del paisaje en la cuenca con la correspondiente producción de erosión, la cual es resultado de las características hidrológicas, geológicas, topográficas y de cobertura vegetal de la cuenca.

Considerando, por otra parte, que la magnitud promedio anual de los sedimentos transportados en suspensión por un cauce en una sección determinada (carga sedimentológica de lavado, principalmente), debe corresponder con el estimativo de la erosión hídrica agregada a lo largo y ancho de la cuenca, también a nivel promedio anual, afectado por un coeficiente de entrega; habrá de ser posible, entonces, encontrar correlaciones entre las características citadas de la cuenca y la producción de sedimentos estimada a partir de las mediciones sedimentológicas detalladas en el cauce, en la sección situada en el punto de concentración de la correspondiente cuenca.

Teniendo en cuenta que la determinación de las tasa de erosión en una cuenca extensa es un proceso costoso y de alto consumo de tiempo, y que las mediciones sedimentológicas detalladas en los cauces sólo se realizan en cuencas de gran tamaño e importancia, y por tanto, su disponibilidad es escasa, resulta de interés poder estimar la producción de sedimentos en sitios no instrumentados, a partir de los rasgos morfológicos del paisaje, las características de los suelos y de la cobertura vegetal de la cuenca, información ésta de más fácil acceso y consecución.

En consecuencia, para poder establecer herramientas que permitan estimar la producción de sedimentos a partir de la información extensiva de la cuenca, se realizaron análisis simultáneos de registros sedimentológicos en cauces instrumentados, y de las características morfométricas, edafológicas, topográficas, de cobertura vegetal e hidrológicas en las cuencas correspondientes (con suficiente información), para establecer así la posibilidad de identificar correlaciones útiles al propósito de estimar dicha producción de sedimentos a partir de información secundaria de la cuenca de relativa facilidad de consecución, para su aplicación en cuencas definidas a partir de secciones de cauces no instrumentados, cuya estimación sea necesaria para la toma de decisiones en proyectos ambientales y de control fluvial.

ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio correspondió a la cuenca del río Cauca, principal afluente del río Magdalena en Colombia (ver Figura 1 y Figura 2), la cual cuenta con un área de drenaje de aproximadamente 41.000 km² y una longitud de cauce principal de 915 km, cauce que discurre entre las cordilleras central y occidental en sentido sur – norte. Esta cuenca hidrográfica reviste gran importancia en el contexto nacional, puesto que en ella se desarrolla la industria azucarera, gran parte de la zona cafetera, zonas de desarrollo minero y agropecuario, y un sector significativo de la

industria manufacturera del occidente colombiano, además de tener una gran parte de la población del país.

Para el desarrollo del estudio, se seleccionaron y caracterizaron 16 cuencas definidas según la localización de las estaciones hidrométricas, nueve de ellas localizadas en el propio cauce del río Cauca, y las siete restantes en cauces tributarios como se muestra en la Figura 2.

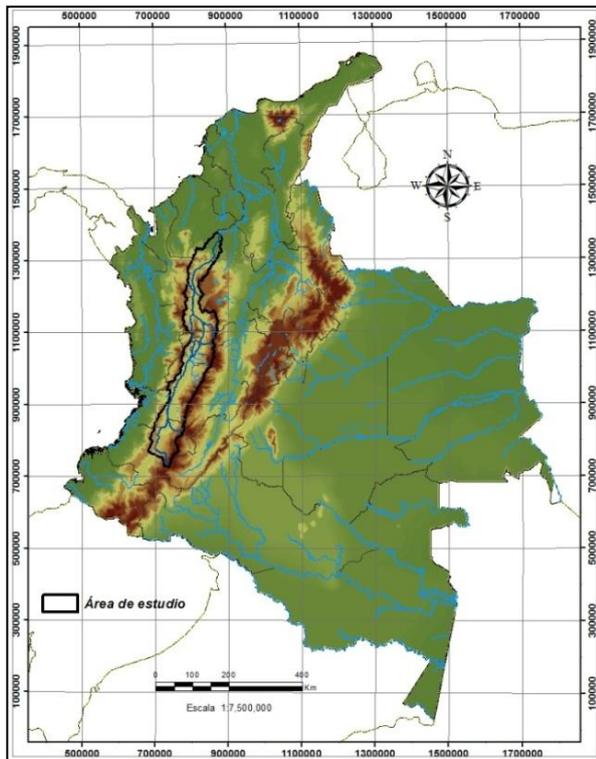


Figura 1.- Localización general área de estudio

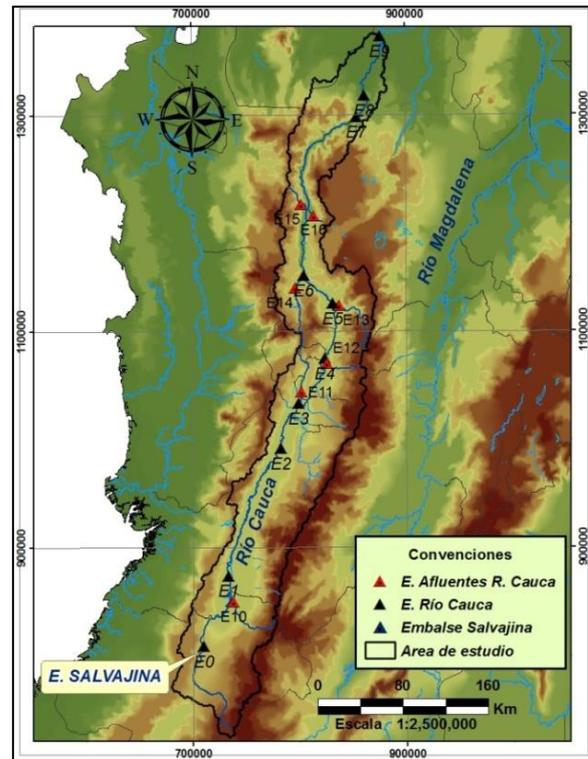


Figura 2.- Detalle área de estudio

La configuración topográfica de la zona de análisis presenta una elevación máxima ($Z_{MÁX}$) de 5.266 msnm, una elevación mínima ($Z_{MÍN}$) de 39 msnm, contando así con una diferencia de elevación (ΔH) de 5.238 m, indicador claro de la variabilidad de climas y de ecosistemas en el área de estudio. El valor medio de la pendiente de ladera es de 30,1%, permitiendo catalogar la cuenca como una zona de topografía escarpada, lo que a su vez indica un potencial importante para la erosión y el transporte. Al analizar la distribución espacial de esta variable a lo largo de la zona de estudio, se identifica un claro predominio de pendientes pronunciadas en la cuenca, con valores que fluctúan entre 13 y 50%, exceptuando el tramo intermedio correspondiente al Valle del Cauca, una zona de topografía plana con pendientes entre el 0 y 3%, y el extremo norte de la cuenca con inclinaciones de ladera que varían entre el 3 y 7%, sectores susceptibles a experimentar fenómenos de depositación.

Por su parte, el río Cauca discurre de la cota 3.065 a la 39 msnm como eje de la cuenca, y presenta una pendiente promedio de 0,34%. La red de drenaje está conformada por un número importante de cauces transversales al eje, que por su alta pendiente tienen un carácter torrencial. Se resalta la mayor cantidad de cauces que drenan el costado derecho de la cuenca, provenientes de la cordillera central, en comparación con los que drenan hacia la margen izquierda del río Cauca.

El régimen de caudales del río Cauca y sus más importantes tributarios, se encuentra directamente ligado al régimen pluvial, el cual, presenta dos períodos húmedos entre los meses de marzo a mayo y octubre a diciembre, y un período seco entre los meses de julio a septiembre. Sin embargo, y a diferencia del régimen de precipitación que registra los valores más altos de pluviosidad para los meses de abril y octubre, los mayores valores de caudal se reportan en los meses de mayo y noviembre.

VARIABLES ANALIZADAS

Para el desarrollo del presente estudio, a cada una de las cuencas seleccionadas se les cuantificó un total de cuarenta parámetros y variables que, de acuerdo con la literatura, pueden estar relacionados con los procesos de producción de erosión (quince parámetros morfométricos, nueve parámetros morfológicos, cinco parámetros representativos de la cobertura y uso del suelo, dos parámetros geológicos, y nueve variables hidrológicas), agrupados de la siguiente manera:

Parámetros morfométricos: Área de la cuenca $-A-$ (km^2); Perímetro de la cuenca $-P-$ (km), Elevación media de la cuenca $-E_m-$ (msnm); Desnivel altitudinal $-\Delta H-$ (m); Longitud del cauce principal $-L_R-$ (km); Longitud de la cuenca $-L_C-$ (km); Ancho promedio de la cuenca $-B-$ (km); Coeficiente de Compacidad $-C_C-$ (adimensional); Factor de Forma $-F_F-$ (adimensional); Relación de Elongación $-R_{Elong}-$ (adimensional); Índice de Alargamiento $-I_A-$ (adimensional); Coeficiente de Torrencialidad $-C_T-$ (adimensional); Longitud promedio del flujo superficial $-L_{FS}-$ (km); y Longitud total de la red hídrica $-L_T-$ (km).

Parámetros morfológicos: Pendiente promedio de cuenca (ladera) $-S_L-$ (%); Orden de la red hídrica $-O_{RH}-$ (adimensional); Integral de la curva hipsométrica $-\int_{Hip}-$ (adimensional), Densidad de Drenaje $-D_d-$ (km^{-1}); Relación de bifurcación $-R_b-$ (adimensional); Relación de longitud $-R_L-$ (adimensional); Relación de relieve $-R_{Re}-$ (adimensional); Coeficiente de masividad $-K_{ma}-$ (adimensional); e Índice topográfico $-I_T-$ (adimensional).

Parámetros de cobertura y uso de suelo: Número de curva del Soil Conservation Service $-CN-$ (adimensional), Porcentaje de área de bosques y parcialmente intervenida $-\%A_{Bosq.P.I.}-$ (fracción de uno), Porcentaje de área agrícola $-\%A_{Agr.}-$ (fracción de uno), Factor de cobertura $-X_a-$ (valores adimensionales según metodología de Gavrilovic); Factor de cobertura $-F_c-$ (valores adimensionales según metodología de Miraki).

Parámetros Geológicos: Factor de erodabilidad promedio $-Z-$ (valores adimensionales según metodología de Gavrilovic); Índice Geológico Promedio $-I_{GP}-$ (valores adimensionales adoptados).

Variables hidrológicas: Precipitación media anual multianual en la cuenca de drenaje $-P_{MAM}-$ (mm/año); Caudal medio anual multianual $-Q_{MAM}-$ (m^3/s); Caudales para periodos de retorno 2.33 años $-Q_{TR2.33}-$, 5 años Q_{TR5} , 10 años Q_{TR10} y 75 años Q_{TR75} (m^3/s); Rendimiento hídrico $-Rh-$ ($\text{l/s}/\text{km}^2$); Relación de caudales $Q_{Tr2.33}/Q_{MAM}$; Relaciones de caudales $Q_{Tr5}/Q_{Tr2.33}$, $Q_{Tr10}/Q_{Tr2.33}$, $Q_{Tr75}/Q_{Tr2.33}$, y Coeficiente de Entrega $-K_{SDR}-$ (adimensionales).

MORFOMETRÍA Y MORFOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

Para la caracterización morfométrica y morfológica de cada una de las cuencas seleccionadas en el área de estudio se utilizaron Modelos Digitales de Elevación $-MDE-$ SRTM con tamaños de celda $90\text{m} \times 90\text{m}$ del portal Cgiar (2008), información que se contrastó con cartografía digital con curvas de nivel cada 50 m y redes de drenaje a escala 1:100.000 suministrada por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi $-IGAC-$. Para el trazado de la divisoria de las cuencas, medición y cálculo de los parámetros e índices morfométricos y morfológicos, se emplearon las herramientas de los módulos ArcHydro y Spatial analyst de Arcgis. En la Tabla 1 se presentan los resultados de la cuantificación de las diversas variables morfométricas de las dieciséis cuencas estudiadas.

CARACTERIZACIÓN DE LA GEOLOGÍA, COBERTURA Y USO DEL SUELO DEL ÁREA DE ESTUDIO

Las variables descriptivas de la cobertura y uso del suelo consideradas, corresponden al Número de Curva (SCS) CN para las tres condiciones de humedad antecedente (I, II y III), el Factor de cobertura X_a (Gavrilovic), el Factor de cobertura F_c (Miraki), el porcentaje de área de bosques naturales y parcialmente intervenidas y el porcentaje de área agrícola.

Tabla 1.- Caracterización morfométrica y de cobertura y uso del suelo de las cuencas consideradas

Var.	Cuencas río Cauca									Cuencas afluentes del río Cauca						
	E-1	E-2	E-3	E-4	E-5	E-6	E-7	E-8	E-9	E-10	E-11	E-12	E-13	E-14	E-15	E-16
Parámetros Morfométricos																
A (km²)	8.578,3	16.287,6	20.520,8	24.537,4	26.412,1	30.925,4	37.353,6	37.970,6	40.930,9	1.543,8	840,6	184,6	1.031,5	1.108,6	316,7	192,9
P(km)	519,4	938,7	1.040,2	1.182,2	1.210,5	1.410,6	1.826,2	1.883,5	2.012,1	221,4	177,2	106,9	234,9	218,5	80,6	58,8
Z _{máx} (m)	4.631,0	4.631,6	4.744,7	5.266,0	5.266,0	5.266,0	5.278,8	5.278,0	5.278,2	4.273,7	3.219,5	3.804,0	3.713,0	3.990,5	3.444,3	3.054,3
Z _{mín} (m)	948	912	912	745	727	527	136,654	108	40	964,0	919,0	823,0	730,0	730,0	635,1	545,0
E _m (m)	2.609,6	2.711,1	2.774,9	2.938,3	2.946,2	2.928,4	2.818,5	2.798,7	2.684,5	2.553,1	2.023,2	2.200,8	2.483,2	2.422,4	2.207,9	2.020,1
ΔH (m)	3.683,0	3.719,6	3.832,7	4.521,0	4.539,0	4.739,0	5.142,1	5.170,0	5.238,2	3.309,7	2.300,5	2.981,0	2.983,0	3.260,5	2.809,2	2.509,3
L _R (km)	229,41	381,94	440,75	512,04	573,17	615,12	813,47	839,35	914,16	82,06	89,98	40,82	78,96	50,92	29,59	27,38
S _L (%)	24,104	24,71	24,74	25,47	26,20	27,41	30,18	30,21	30,13	32,34	25,28	34,28	34,46	40,79	45,56	28,97
L _C (Km)	149,41	271,45	314,31	360,24	411,37	429,80	584,04	605,43	661,9	63,78	63,40	31,72	49,32	42,60	21,62	18,14
B (Km)	66,2	65,6	67,2	68,4	65,1	68,7	61,4	61,3	57,3	18,13	12,09	5,97	16,48	23,75	15,36	10,26
Cc	1,58	2,07	2,05	2,13	2,10	2,26	2,67	2,73	2,81	1,59	1,72	2,22	2,06	1,85	1,28	1,19
F _F	0,384	0,221	0,208	0,189	0,156	0,167	0,110	0,104	0,093	0,380	0,209	0,183	0,424	0,611	0,678	0,586
R _{Elong.}	0,699	0,531	0,514	0,491	0,446	0,462	0,373	0,363	0,345	0,695	0,516	0,483	0,735	0,882	0,929	0,864
I _A	2,258	4,135	4,674	5,263	6,317	6,258	9,515	9,874	11,550	3,518	5,245	5,316	2,994	1,794	1,407	1,768
CT	0,546	0,550	0,540	0,542	0,545	0,552	0,556	0,556	0,560	0,525	0,572	0,601	0,626	0,602	0,590	0,560
L _{FS} (km)	0,236	0,234	0,236	0,237	0,238	0,240	0,243	0,244	0,243	0,252	0,240	0,252	0,250	0,258	0,263	0,233
L _T (km)	9.094,5	17.400,7	21.758,1	25.926,9	27.748,2	32.252,2	38.373,2	38.955,6	42.134,6	1.532,98	875,98	183,01	1.031,62	1.075,96	300,77	207,20
Parámetros Morfológicos																
S _L (%)	24,104	24,71	24,74	25,47	26,20	27,41	30,18	30,21	30,13	32,34	25,28	34,28	34,46	40,79	45,56	28,97
O _{RH}	7	7	8	8	8	8	8	8	8	6	5	5	5	6	5	5
J _{Hip}	0,285	0,260	0,239	0,248	0,248	0,250	0,330	0,331	0,331	0,375	0,372	0,365	0,520	0,391	0,513	0,569
D _d Km/Km²	1,060	1,068	1,060	1,057	1,051	1,043	1,027	1,026	1,029	0,993	1,042	0,992	1,0	0,971	0,950	1,074
R _b	3,899	4,207	3,846	3,954	4,010	4,111	4,256	4,279	4,325	3,981	4,955	3,273	5,0	3,784	3,680	3,220
R _L	0,530	0,538	0,422	0,507	0,524	0,522	0,538	0,540	0,540	0,360	0,582	0,470	0,536	0,346	0,551	0,427
R _{Re}	0,025	0,014	0,012	0,013	0,011	0,011	0,009	0,009	0,008	0,052	0,036	0,094	0,060	0,077	0,130	0,138
K _{ma}	0,304	0,166	0,135	0,120	0,112	0,095	0,075	0,074	0,066	1,654	2,407	11,925	2,407	2,185	6,971	10,473
I _T	7,873	8,089	8,161	8,040	7,971	7,829	7,722	7,714	7,752	7,616	7,460	7,088	7,112	6,843	6,649	7,411

La información de cobertura y usos del suelo en la zona de estudio a partir de la cual se estimaron los factores de cobertura (CN , Xa y Fc), así como los porcentajes de área boscosa y agrícolas respectivamente, se obtuvo del “Mapa de Coberturas de la Tierra de la Cuenca Magdalena-Cauca a escala 1:100.000” (IDEAM et al, 2010), desarrollado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales -IDEAM- y el -IGAC- entre los años 2004 y 2007. Este mapa fue elaborado utilizando la metodología Corine Land Cover (1990) adaptada para Colombia a partir de imágenes satelitales ortorrectificadas. También se recurrió a cartografía de los informes geomorfológicos departamentales para obtener la clasificación hidrológica de los suelos y con ello estimar los Números de Curva CN conforme al SCS.

Tabla 2.- Caracterización de cobertura y uso del suelo y geológica de las cuencas analizadas

Var.	Parámetros para cuencas del río Cauca									Parámetros para afluentes del río Cauca						
	E-1	E-2	E-3	E-4	E-5	E-6	E-7	E-8	E-9	E-10	E-11	E-12	E-13	E-14	E-15	E-16
Parámetros de cobertura y uso del suelo																
CN* (II)	65,98	67,05	65,30	64,04	63,73	64,12	64,58	64,68	65,20	65,20	57,94	53,29	59,46	68,85	70,84	68,27
CN* (I)	44,89	46,08	44,15	42,78	42,46	42,88	43,37	43,48	44,04	44,03	36,65	32,40	38,12	48,15	50,50	47,47
CN* (III)	81,69	82,40	81,23	80,37	80,16	80,43	80,75	80,82	81,16	81,16	76,01	72,41	77,13	83,57	84,82	83,19
%A _{Bos.P.I}	0,224	0,241	0,232	0,248	0,243	0,245	0,256	0,256	0,264	0,234	0,280	0,290	0,320	0,352	0,442	0,194
%A _{Agric}	0,756	0,737	0,747	0,731	0,737	0,737	0,727	0,727	0,717	0,762	0,711	0,705	0,672	0,643	0,558	0,786
Xa	0,366	0,367	0,371	0,365	0,364	0,358	0,356	0,355	0,349	0,166	0,132	0,158	0,157	0,104	0,203	0,214
Fc	0,665	0,645	0,647	0,639	0,643	0,645	0,644	0,644	0,639	0,649	0,633	0,608	0,617	0,588	0,580	0,700
Parámetros Geológicos																
Z	0,244	0,264	0,274	0,266	0,272	0,280	0,311	0,310	0,307	0,216	0,217	0,261	0,378	0,198	0,493	0,378
IGeol	3,333	3,186	3,178	3,146	3,136	3,023	2,815	2,793	2,808	2,062	2,928	2,665	1,273	2,803	2,000	2,216

Por su parte, las condiciones geológicas del área de estudio se representaron mediante la cuantificación de un Índice Geológico Promedio $-I_{Geol}-$ para cada una de las cuencas seleccionadas y caracterizadas; mientras que el grado de susceptibilidad del horizonte superior del suelo a ser erosionado así como la intensidad de los procesos erosivos que se desarrollan en la superficie de la cuenca, se representaron con el Factor de erodabilidad promedio $-Z-$. Para el cálculo de estas variables, se utilizó la información contenida en el “Mapa de Erosión para Colombia” elaborado por el IDEAM (2006) a escala 1:100.000. En la Tabla 2 se presentan los resultados de la cuantificación de las diversas variables que representan la geología y la cobertura y uso del suelo de las 16 cuencas estudiadas.

CARACTERIZACIÓN HIDROSEDIMENTOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

Con el propósito de comparar el estimativo de erosión hídrica para las cuencas (afectado por un coeficiente de entrega) con la carga sedimentológica transportada por el cauce en la sección transversal que las define, se procedió a calcular la carga anual de sedimentos en suspensión (Ton/año) a partir de mediciones sistemáticas detalladas (aforos sólidos) en las dieciséis estaciones hidrométricas consideradas, nueve de ellas localizadas en el propio cauce del río Cauca, y siete en cauces tributarios, como se muestra en la Figura 2.

Para este cálculo en cada una de las estaciones, se partió de las curvas de duración de caudales líquidos $-CDQl-$ y de las curvas de calibración de caudales sólidos medidos $-CCalQsm-$ (curvas que relacionan los caudales líquidos con las cargas de sedimentos en suspensión medidas en cada una de las estaciones), para construir las curvas de duración de caudales sólidos $-CDQsm-$. Todas estas curvas se elaboraron para un periodo homogéneo de 40 años (1972 - 2011), siguiendo un riguroso proceso de depuración de las series de modo que se pudiese garantizar el uso de información lo más confiable posible. Integrando el área bajo la curva de las CDQl y CDQsm correspondientes a cada estación, se obtuvieron los valores de caudal líquido medio anual multianual $-Q_{MAM}-$ (m^3/s) y de transporte sólido medio anual multianual $-Q_{sMAM}-$ (Ton/año), cuyos resultados se presentan en la

Tabla 3. Los caudales de creciente para cada una de las estaciones se estimaron mediante análisis de frecuencias de eventos extremos a partir de registros de caudales máximos instantáneos anuales, utilizando en todos los casos la distribución Log Pearson tipo III. En la Tabla 3 también se consignan los valores de caudal para los diferentes periodos de retorno considerados en cada una de las estaciones hidrométricas.

Por su parte, los valores de precipitación $-P_{MAM}-$ de cada cuenca se obtuvieron con la ayuda del software Hidro-SIG V4.0 a partir de mapas de la distribución espacial de la precipitación promedio anual de Colombia (Vélez & Poveda et al, 2008), con una resolución espacial de 2' arco (3,7 km aproximadamente).

Tabla 3.- Resultados de la caracterización hidrosedimentológica de las cuencas seleccionadas

Estación	Cauce	Área drenaje km ²	P_{MAM} (mm/año)	Q_{MAM} (m^3/s)	R. H. ($L/s/km^2$)	$Q_{2.33}$ (m^3/s)	Q_5 (m^3/s)	Q_{10} (m^3/s)	Q_{75} (m^3/s)	K_{SDR} (-)	Q_{sMAM} ($10^3 \times$ Ton/año)	R. Sol. ($10^3 \times$ Ton/año/km ²)	
E-1	Juanchito	Cauca	8.578,3	2.195,3	300,14	34,99	838,87	972,80	1.051,1	1.182,5	0,0275	3.177,3	370,4
E-2	La Victoria	Cauca	16.287,6	1.845,4	395,77	24,30	962,35	1.107,4	1.213,1	1.466,7	0,0210	6.332,0	388,8
E-3	La Virginia	Cauca	20.520,8	1.843,8	543,07	26,46	1.461,9	1.733,8	1.927,3	2.372,2	0,0193	11.016,2	536,8
E-4	Irrá	Cauca	24.537,5	1.875,7	666,32	27,16	1.853,3	2.169,8	2.421,8	3.110,8	0,0177	13.443,2	547,9
E-5	La Pintada	Cauca	26.412,1	1.892,1	697,69	26,42	2.001,5	2.437,8	2.793,4	3.795,3	0,0171	15.440,9	584,6
E-6	Bolombolo	Cauca	30.925,4	1.993,0	878,84	28,42	2.465,8	2.866,9	3.140,7	3.734,8	0,0158	20.047,9	648,3
E-7	Puerto Valdivia	Cauca	37.353,6	2.015,4	1.098,95	29,39	2.700,0	3.185,7	3.567,1	4.586,6	0,0144	40.443,2	1.082,7
E-8	Apavi	Cauca	37.970,6	2.052,2	1.183,81	31,18	2.993,5	3.524,6	3.925,3	4.935,8	0,0141	50.747,2	1.336,5
E-9	La Coquera	Cauca	40.930,9	2.146,4	1.403,31	34,28	3.007,7	3.458,0	3.790,6	4.606,1	0,0136	43.163,8	1.054,6
E-10	Puerto Tejada	Palo	1.543,78	1.693,7	37,73	24,44	234,02	277,47	311,52	402,28	0,0330	1.109,1	718,4
E-11	Buenos Aires	Risaralda	465,9	2.009,7	29,44	35,02	174,43	214,93	244,49	314,37	0,0670	371,4	441,8
E-12	La Paila	Tapias	184,6	2.033,7	5,81	31,48	67,78	133,71	214,13	621,36	0,0700	149,3	809,0
E-13	Quitassueño	Arma	1.031,5	2.527,7	44,01	42,67	312,39	418,59	519,31	876,72	0,0400	443,4	429,9
E-14	Remolino	San Juan	1.108,6	2.933,7	56,43	50,90	414,35	523,88	606,15	808,03	0,0600	614,5	554,3
E-15	Galera	Tonusco	316,7	2.024,0	7,27	22,95	44,17	63,90	82,30	144,73	0,0900	364,2	1.149,8
E-16	Penalta	Aurrá	192,9	1.804,6	3,94	20,43	37,63	60,22	79,58	133,03	0,0700	17,6	91,1

Q_{sMAM} : Caudal sólido medio anual multianual ($10^3 \times$ Ton/año) -equivalente a V_{PS} ; R.Sol.: Rendimiento sólido ($10^3 \times$ Ton/año/km²).

Finalmente, el Factor de Entrega $-K_{SDR}$ (denotado en la literatura anglosajona como Sediment Delivery Ratio), aplicado para estimar la producción de sedimentos de una cuenca a partir de la producción de erosión, se obtuvo con base en lo sugerido por la ASCE (1975).

IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE CORRELACIONES

A partir de la caracterización morfológica, morfométrica, de cobertura y uso del suelo, geológica e hidrosedimentológica del área de estudio, y mediante el uso de regresiones múltiples y pruebas de hipótesis, se han identificado aquellos parámetros y variables presentados previamente, que, se supone, intervienen de manera significativa en la Carga Sedimentológica de Lavado, para finalmente, determinar ecuaciones que permitan cuantificarla, aplicables éstas para el área de estudio. En el análisis de regresión múltiple se utilizó la metodología de regresiones sucesivas, en la cual, inicialmente se considera la totalidad de variables para luego ir descartando una a una, aquellas variables cuyos estadísticos de referencia no cumplen con los criterios de aceptación dentro de los intervalos de confianza definidos; es decir, caigan en la región de rechazo de acuerdo con la aplicación de las pruebas de hipótesis establecidas. De acuerdo con las recomendaciones de Knighton (1984) y Milliman y Syvitsky (1992) en el sentido de que la relación entre la producción de sedimentos y determinados parámetros físicos se describe mejor en término de funciones logarítmicas, y que la mayoría de propuestas metodológicas para la estimación de producción de sedimentos son de tipo potencial, los análisis de regresión desarrollados en el presente estudio han conservado dicha estructura. Previo al desarrollo de estas regresiones, se realizó un análisis preliminar con el fin de determinar y descartar la presencia de colinealidad entre pares de variables independientes; para descartar la utilización de variables explicativas estrechamente relacionadas y así evitar resultados indeseables. Para evaluar la colinealidad entre variables se utilizó la Matriz de Correlación, identificando en ésta, las variables cuyos coeficientes de correlación R^2 fueran superiores a 0.80 o inferiores a -0.80, para posteriormente, corroborar en la Matriz de Diagramas de Dispersión si en realidad dicho par de variables, presenta una tendencia lineal que sugiera la colinealidad entre las mismas. En la Tabla 4 se presenta la matriz de coeficientes de correlación entre parámetros y variables morfométricas consideradas.

Tabla 4.- Matriz de correlaciones para variables y parámetros morfométricos

	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15
X1	1,00														
X2	0,99	1,00													
X3	0,91	0,93	1,00												
X4	0,91	0,90	0,90	1,00											
X5	-0,74	-0,75	-0,65	0,99	1,00										
X6	0,99	0,99	0,91	0,87	-0,78	1,00									
X7	0,99	0,99	0,92	0,87	-0,79	1,00	1,00								
X8	0,96	0,91	0,84	0,90	-0,66	0,90	0,90	1,00							
X9	0,71	0,80	0,78	0,66	-0,60	0,78	0,79	0,52	1,00						
X10	-0,73	-0,80	-0,74	-0,57	0,78	-0,83	-0,84	-0,52	-0,87	1,00					
X11	-0,73	-0,80	-0,74	-0,57	0,78	-0,83	-0,84	-0,52	-0,87	1,00	1,00				
X12	0,70	0,77	0,72	0,55	-0,70	0,80	0,81	0,47	0,88	-0,99	-0,99	1,00			
X13	-0,59	-0,51	-0,46	-0,51	0,55	-0,56	-0,56	-0,60	-0,05	0,36	0,36	-0,33	1,00		
X14	-0,49	-0,44	-0,26	-0,31	0,52	-0,52	-0,49	-0,50	-0,13	0,38	0,38	-0,32	0,60	1,00	
X15	1,00	0,99	0,91	0,91	-0,74	0,99	0,99	0,96	0,71	-0,73	-0,73	0,70	-0,59	-0,50	1,00

X1: Área; X2: Perímetro; X3: Desnivel altitudinal; X4: Elevación media; X5: Elevación mediana; X6: longitud cauce principal; X7: Longitud de Cuenca; X8: Ancho promedio; X9: Coeficiente de Compacidad; X10: Factor de Forma; X11: Relación de Elongación; X12: Índice de alargamiento; X13: Coeficiente de Torrencialidad X14: Longitud promedio de flujo superficial; X15: longitud total de la red hídrica.

En este análisis de verificación se determinó que las variables: perímetro, longitud del cauce principal, longitud de la cuenca, y longitud total de la red hídrica, mostraron una marcada relación de colinealidad con la variable área de cuenca. Igualmente, la variable Relación de Elongación mostró colinealidad con la variable Factor de forma, situación que propició su exclusión de los análisis de regresión subsiguientes. En el caso de las variables de cobertura y uso de suelo y geológicas, se encontró que el número de curva CN para condiciones de humedad I y III presentan correlación perfecta con la variable CN para condición de humedad antecedente II, originando la eliminación de las primeras. Una situación similar aconteció con los caudales para diferentes periodos de retorno, los cuales resultaron colineales con el Caudal medio anual multianual.

La evaluación de las correlaciones (convenientemente validadas), condujo a un conjunto de cuatro ecuaciones para realizar estimativos de la producción de sedimentos (carga de lavado) en cuencas no medidas localizadas dentro del área de estudio; dos de ellas establecidas en términos de tasa de transporte $-Ps-$ y las otras dos en términos de rendimiento sólido $-Rs-$, obteniendo valores del coeficiente de determinación corregido superiores a 0.82, lo cual se considera adecuado para el ámbito sedimentológico, dada la complejidad de los fenómenos involucrados. Como resultado del análisis se concluyó que las variables que mostraron mayor grado de correlación con la carga sedimentológica de lavado anual para las subcuencas estudiadas, fueron las siguientes: Área de drenaje, Factor de forma, Coeficiente de torrencialidad, Longitud promedio de flujo superficial, Pendiente promedio de la cuenca, Relación de relieve, Porcentaje de área de bosques naturales y parcialmente intervenidos, Porcentaje de área con uso agrícola, Factor de cobertura vegetal; Precipitación media anual multianual, Rendimiento hídrico, Relación de caudales medio anual multianual y Creciente promedio anual; y un coeficiente de entrega de sedimentos en el punto de concentración de la cuenca, variables éstas que incluyen una amplia gama de características locales hidrológicas y del territorio.

La primera ecuación obtenida para cuantificar la producción de sedimentos (en términos del rendimiento sólido $-Rs-$ en miles de Ton/año/km²), se muestra en la Ecuación [1], en función de la Pendiente promedio de ladera $-S_L-$ (%), el porcentaje de área agrícola $-\%A_{Agr}-$ (fracción), la Precipitación media anual multianual $-P_{MAM}-$ (mm/año), el rendimiento hídrico $-Rh-$ (L/s/km²) y el coeficiente de entrega $-K_{SDR}-$ (adimensional):

$$R_S = 1,746 \times 10^{14} \cdot S_L^{1,966} \cdot \%A_{Agr}^{-6,419} \cdot P_{MAM}^{2,824} \cdot R_H^{2,466} \cdot K_{SDR}^{-0,734} \quad [1]$$

$r^2_{ajustado} = 0,841; \varepsilon_{medio} = 0,01098$

La segunda ecuación se ha establecido en función de términos adimensionales descriptivos de las subcuencas, incorpora el coeficiente de torrencialidad $-C_T-$, el porcentaje de área de Bosques $-\%A_{Bosq.P.T}-$ (fracción), el factor de cobertura cuantificado con los coeficientes de la metodología de Gavrilovic $-X_a-$, la relación entre el Caudal de cinco años de periodo de retorno y la creciente media (caudal de periodo de retorno 2.33 años) $-Q_{Tr5}/Q_{Tr2.33}-$, y el coeficiente de entrega $-K_{SDR}-$. El valor del Rendimiento Sólido cuantificado con esta ecuación se obtiene en miles de Ton/Año/Km², así:

$$R_S = 6,183 \times 10^{-4} \cdot C_T^{-10,456} \cdot \%A_{Bosq}^{4,195} \cdot X_a^{-0,743} \cdot \left(\frac{Q_{Tr5}}{Q_{2.33}}\right)^{2,88} \cdot K_{SDR}^{-1,332} \quad [2]$$

$r^2_{ajustado} = 0,812; \varepsilon_{medio} = 0,01196$

Una tercera ecuación alternativa (Ecuación [3]), se obtuvo para la producción de sedimentos $-Ps-$ (miles de Ton/Año) como función de la Pendiente promedio de ladera $-S_L-$ (%), el porcentaje de área agrícola $-\%A_{Agr}-$ (fracción), la Precipitación media anual multianual $-P_{MAM}-$ (mm/año), el rendimiento hídrico $-R_H-$ (adimensional), y el coeficiente de entrega $-K_{SDR}-$ (adimensional), así:

$$P_S = 2,3174 \times 10^{13} \cdot A_C^{1,336} \cdot F_F^{-0,538} \cdot L_{FS}^{17,994} \cdot P_{MAM}^{-0,963} \cdot K_{SDR}^{0,614} \quad [3]$$

$r^2_{ajustado} = 0,944; \varepsilon_{medio} = 0,0619$

En una cuarta y última alternativa, se determinó una expresión para cuantificar la producción de sedimentos en las cuencas $-Ps-$, en función de las siguientes variables adimensionales: Pendiente promedio de ladera $-S_L-$, Relación de relieve $-R_{Re}-$, la relación entre la creciente media y el caudal medio anual multianual $-Q_{Tr2.33}/Q_{MAM}-$, y el coeficiente de entrega $-K_{SDR}-$, así:

$$P_S = 10^{-5,647} \cdot S_L^{4,091} \cdot R_{Re}^{-1,624} \cdot \left(\frac{Q_{Tr5}}{Q_{2.33}}\right)^{-1,052} \cdot K_{SDR}^{-0,736} \quad [4]$$

$r^2_{ajustado} = 0,975 \quad \varepsilon_{medio} = 0,162$

Para el caso de este conjunto de cuatro ecuaciones paramétricas definidas (Ecuación 1 a Ecuación 4), se ha utilizado el Coeficiente de determinación R^2 ajustado como parámetro para evaluar la bondad de ajuste de los modelos; lo anterior considerando las recomendaciones de Helsel y Hirsch (2002) en el sentido de que con este parámetro estadístico (el cual considera para su cuantificación el error total, el número de grados de libertad del modelo y el número de datos), se descuenta el incremento en el valor de R^2 generado por la inclusión de múltiples variables explicativas utilizadas para el análisis. Otro parámetro de referencia utilizado para verificar la bondad de ajuste de las ecuaciones formuladas, es el parámetro estadístico Error Medio ($\varepsilon_{\text{medio}}$), el cual para el presente análisis reportó valores bajos para cada una de las ecuaciones propuestas.

Análisis de las Correlaciones

Con estos modelos (Ecuaciones 1 a 4) se realizaron estimaciones que fueron contrastadas con los valores observados u obtenidos en la caracterización sedimentológica (Ver Tabla 3). Dichas comparaciones son presentadas en las Figura 3 a Figura 7, donde se grafica los valores pronosticados (eje X) y los valores calculados (CDCs, eje Y). En estas figuras se puede apreciar el ajuste de los pares de puntos graficados con respecto a una línea de armonía a 45° , los respectivos coeficientes de determinación (R^2) respecto de dichas rectas, y el grado de dispersión de los datos cuantificados con las expresiones.

Ecuación 1: Como se muestra en la Figura 3, se ha obtenido un coeficiente de determinación (R^2) de 0,826, indicador de la validez del modelo propuesto; adicionalmente, si bien se identifica cierto grado de dispersión en los valores graficados, la mayoría de los datos se encuentran ubicados dentro del intervalo de confianza del 95%, corroborando así la confiabilidad del modelo.

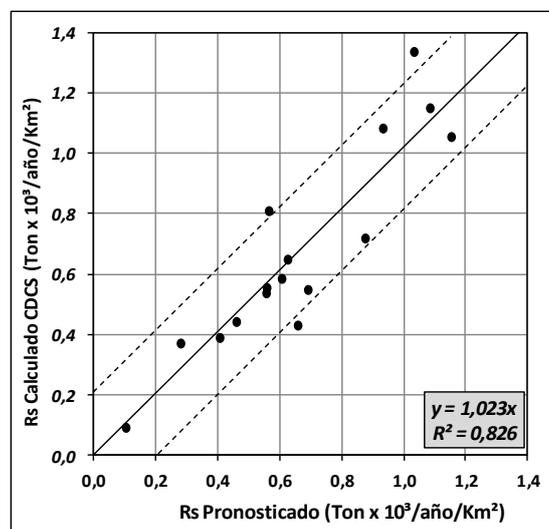


Figura 3.- Comparacion de los valores de rendimiento sólido observados y los estimados con la Ecuación 1

Ecuación 2: Como se muestra en la Figura 4, se ha obtenido un coeficiente de determinación (R^2) de 0,797, valor que sugiere una adecuada validez del modelo propuesto; adicionalmente, los valores graficados también se encuentran ubicados dentro del intervalo de confianza del 95%, condición que corrobora la bondad del ajuste del modelo.

Ecuación 3: En este caso, y dadas las marcadas diferencias de magnitud entre los valores del transporte de sedimentos (carga de lavado) que se presentan en el río Cauca y en sus afluentes, el ajuste de la Ecuación 3 se muestra por separado (Figura y Figura). En dichas gráficas se corrobora la bondad del ajuste del modelo obtenido pues los coeficientes de determinación contrastados con la línea de armonía, son muy cercanos al valor ideal de 1,0.

Ecuación 4: Al igual que en el caso anterior, el ajuste de esta Ecuación 4 se muestra por separado para el río Cauca y sus afluentes (Figura y Figura) donde se evidencia una adecuada bondad del ajuste del modelo obtenido, si se tiene en cuenta que los coeficientes de determinación contrastados con la línea de armonía, son cercanos 0,85.

En síntesis, el análisis de los resultados obtenidos tomando como criterio el valor de los coeficientes de determinación y el grado de dispersión de los puntos, muestra la jerarquización que se indica en la Tabla 5.

Tabla 5.- Ecuaciones paramétricas obtenidas y ordenadas de acuerdo con su confiabilidad en los resultados

Ordenamiento	Ecuación propuesta	Número ecuación
1	$P_S = 2,317 \times 10^{13} \cdot A_C^{1,336} \cdot F_F^{-0,538} \cdot L_{FS}^{17,994} \cdot P_{MAM}^{-0,963} \cdot K_{SDR}^{0,614}$	3
2	$P_S = 10^{-5,647} \cdot S_L^{4,091} \cdot R_{Re}^{-1,624} \cdot \left(\frac{Q_{Tr5}}{Q_{2,33}}\right)^{-1,052} \cdot K_{SDR}^{-0,736}$	4
3	$R_S = 1,746 \times 10^{14} \cdot S_L^{1,966} \cdot \%A_{Agr.}^{-6,419} \cdot P_{MAM}^{2,824} \cdot R_H^{2,466} \cdot K_{SDR}^{-0,734}$	1
4	$R_S = 6,183 \times 10^{-4} \cdot C_T^{-10,456} \cdot \%A_{Bosq.}^{4,195} \cdot X_a^{-0,743} \cdot \left(\frac{Q_{Tr5}}{Q_{2,33}}\right)^{2,88} \cdot K_{SDR}^{-1,332}$	2

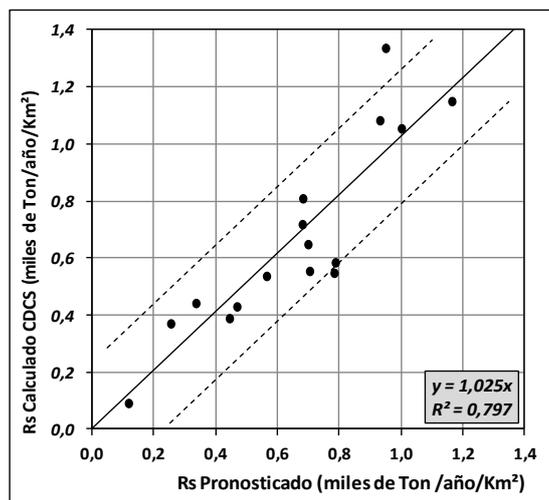


Figura 4.- Comparación entre valores de rendimiento sólido observados y los estimados con la ecuación 2

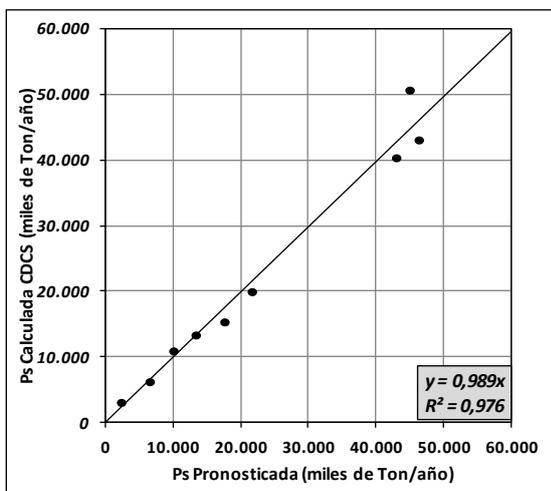


Figura 5.- Comparación entre los valores de transporte sólido observado y los estimados con la ecuación 3 para el río Cauca

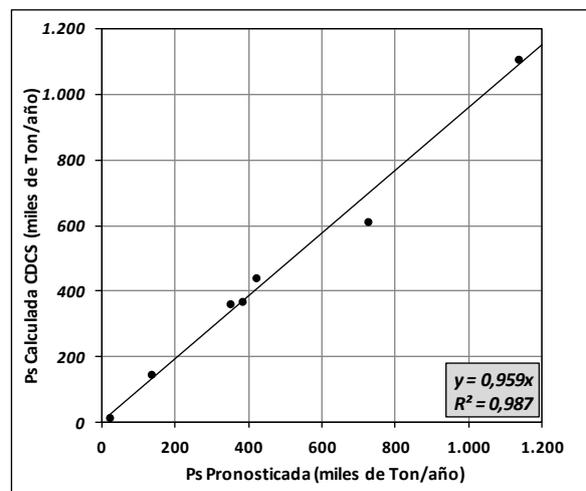


Figura 6.- Comparación entre los valores de transporte sólido observados y los estimados con la ecuación 3 para los afluentes al río Cauca

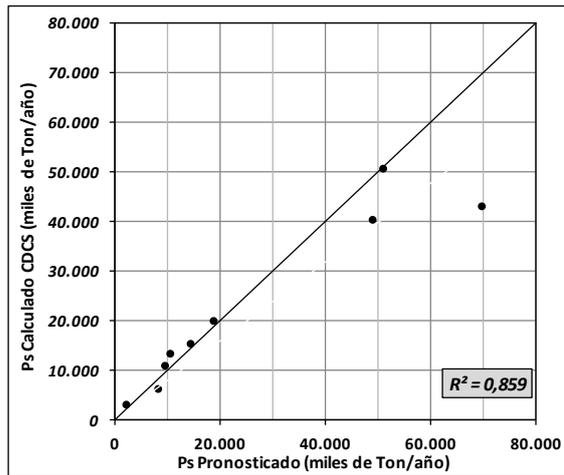


Figura 5.- Comparación entre los valores de transporte sólido observado y los estimados con la Ecuación 4 en el río Cauca

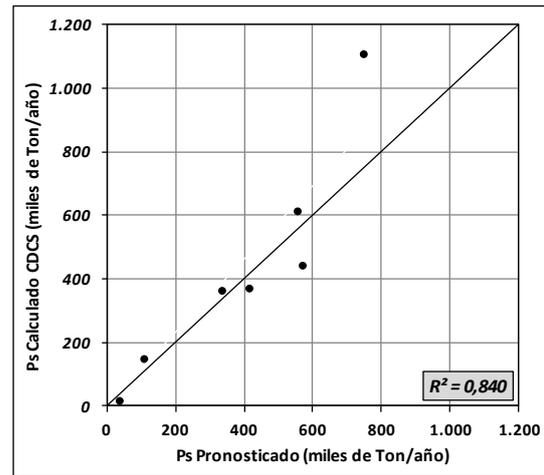


Figura 6.- Comparación entre los valores de transporte sólido observado y los estimados con la Ecuación 4 en los cauces afluentes al río Cauca

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten corroborar la premisa básica que sugiere la existencia de correlación entre la producción de sedimentos medida en estaciones hidrométricas (en el cauce) y las características morfométricas, morfológicas, de cobertura y uso del suelo de la cuenca correspondiente, al menos en el estudio de caso de la cuenca del río Cauca en Colombia, ya que la producción de sedimentos es el resultado de la erosión producida en la cuenca por eventos de lluvia, y por tanto, resulta lógico que la expresión actual de las formas del paisaje de la superficie, sea el resultado de la acción de los procesos del ciclo geomorfológico (meteorización, erosión, transporte y depositación).

En efecto, para alcanzar el objetivo planteado, y dadas las limitaciones en cuanto a disponibilidad de información sedimentológica en Colombia, se seleccionó la cuenca del río Cauca como área de estudio por ser una de las mejor instrumentadas; encontrando que es posible identificar relaciones entre la carga sedimentológica de lavado anual generada en las cuencas estudiadas y sus rasgos fisiográficos: *Área de drenaje*, *Factor de forma*, *Coefficiente de torrencialidad* y *Longitud promedio de flujo superficial*; sus variables morfológicas: *Pendiente promedio de la cuenca* y *Relación de relieve*; sus condiciones de cobertura y uso del suelo: *Porcentaje de área de bosques naturales y parcialmente intervenidos*, *Porcentaje de área con uso agrícola* y *Factor de cobertura vegetal*; y sus características hidrológicas: *Precipitación media anual multianual*, *Rendimiento hídrico*, *Relación de caudales medio anual multianual* y *Creciente promedia anual*, *Relación entre el caudal con cinco años de periodo de retorno* y *la Creciente media anual*; y un *coeficiente de entrega de sedimentos* en el punto de concentración de la cuenca.

Como resultado del desarrollo del presente análisis, se ha precisado para el área de estudio un conjunto de cuatro ecuaciones que permiten realizar estimaciones de la producción de sedimentos en las cuencas; dos de ellas cuantificada en términos del rendimiento sólido *-Rs-* (ecuaciones 1 y 2) y las otras dos en términos de la tasa de transporte *-Ps-* (ecuaciones 3 y 4), obteniendo valores de coeficiente de determinación corregido superiores a 0.82, lo cual se considera muy adecuada en el ámbito sedimentológico, dada la complejidad de los fenómenos involucrados.

Si bien, todas las ecuaciones son recomendables para su uso, el concepto de los autores considera que las ecuaciones que determinan el rendimiento son más estratégicas para hacer estimativos, puesto que normalizan los valores de transporte de sedimentos descontando el efecto del área, especialmente si se trata de procesos de regionalización de estimaciones. Por otra parte vale la pena anotar que en análisis preliminares (no incluidos en el presente documento), la

introducción del Coeficiente de entrega como variable explicativa tuvo el efecto de reducir la dispersión de los datos y aumentar el grado de correlación. Este hecho resulta afortunado por cuanto le da a las expresiones una similitud con la forma funcional del cálculo de la producción de sedimentos a partir de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE por sus siglas en inglés), multiplicando su resultado por dicho factor de entrega de sedimentos.

Examinando las variables seleccionadas como significativas, la Ecuación 1 se asemeja a la USLE por cuanto tiene entre sus variables independientes términos relacionados con la pendiente del terreno, la cobertura del suelo y la precipitación, que guardan alguna similitud con los factores LS, C, R de la USLE, haciendo falta algún término que tuviese en cuenta las características del suelo similar al factor K. En un intento por lograr una mayor similitud, se incorporaron en el análisis, variables del suelo y de la geología (Factor de erodabilidad promedio y Factor geológico), lo cual redujo, lamentablemente, la bondad del ajuste. No obstante, dado que dicha ecuación posee tal similitud con la forma funcional de la Ecuación Universal se recomienda su uso, además de la ecuación 3, la de mejor ajuste. Por último, el uso de las cuatro ecuaciones estará relacionado finalmente con la disponibilidad de información en cada caso específico.

Si bien, para algunos autores, la estimación de la producción de sedimentos en cuencas debe incluir aspectos geológicos, la variable denominada factor geológico aquí considerada no mostró ser significativa en el proceso estadístico de selección de variables, al menos en el caso del presente estudio. Por todo lo anterior, se plantea la necesidad de realizar este tipo de ejercicios en otras cuencas para comprobar la hipótesis de trabajo en otras condiciones geográficas y climatológicas del país y buscar la posibilidad de encontrar algún modelo de más amplia validez y representatividad a escala regional.

Referencias Bibliográficas

- Cubillos, C. E., & Ordoñez, J. I.** (1990). Una Interpretación de las Mediciones Sedimentológicas Colombianas *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, IAHR. Montevideo, Uruguay.
- Díaz-Granados, M., Ordoñez, J. I., & Deeb, A.** (1986). "Determinación de coeficientes de producción de sedimentos en cuencas extensas". *Paper presented at the XII Congreso latinoamericano de hidráulica* IAHR, Sao Paulo, Brasil.
- Garde R., Ranga-Raju k.** (1985). *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*. (2nd edition) Wiley Eastern Ltd.
- Gavrilovic, Z.** (1998). *The use of an empirical method (Erosion Potential Method) for calculating sediment production and transportation in unstudied or torrential streams* (pp. 411 - 422). Wallingford, England: *International Conference of River Regime*.
- Helsel D., Hirsch R.** (2002), *Statistical Methods in Water Resources*. Book 4, Hydrologic Analysis and Interpretation. U.S. Geological Survey. Washington, D.C., U.S.
- IDEAM.** (2010). "*Leyenda Nacional de Coberturas de la Tierra. Metodología CORINE Land Cover adaptada para Colombia Escala 1:100.000*". Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, Bogotá D.C.
- Jarvis, A., Reuter, H. I., Nelson, A., & Guevara, E.** (2008). Hole-filled SRTM for the globe Version 4. Retrieved from <http://srtm.csi.cgiar.org>.
- Milliman, J., Syvitski, J.** (1992) "*Geomorphic/Tectonic Control of Sediment Discharge to the Ocean: The Importance of Small Mountainous Rivers*". *The Journal of Geology*, 100.
- Stefanovic M., Gavrilovic Z. and Milojevic M.** (2004). "*Erosion potential method and erosion risk zoning in mountainous regions*", *International Symposium Interpraevent*.
- Strahler, A. N.** (1952). "*Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography*". *Geological Society of America Bulletin*, 63(11), 1117-1142.
- Soil Conservation Service.** (2004). *National Engineering Handbook*. U.S. Department of Agriculture. Washington, DC: U.S. Department of Agriculture.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CUANTIFICACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO
CON ADCP EN EL RÍO CTALAMOCHITA, CÓRDOBA-ARGENTINA

Ana I. Heredia Ligorria^{1,2}, José Manuel Díaz Lozada^{1,2}, C. Marcelo García^{1,2}, Ricardo N. Szupiany³, Francisco G. Latosinski³

1 Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

2 Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

*3 Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina.
Mail de contacto: aheredil@hotmail.com*

RESUMEN:

El estudio del transporte de los sedimentos en los cursos fluviales es importante porque permite cuantificar los procesos de erosión, deposición, etc., que afectan a la capacidad de conducción del cauce en sistemas fluviales, lo que puede provocar consecuencias negativas a la población de las ciudades aledañas (Heredia, 2017). A pesar de la citada importancia, en Argentina el estudio del transporte de sedimentos está limitado solo a grandes ríos. Considerando que en las últimas décadas se ha producido un importante desarrollo en la tecnología hidro-acústica Doppler para obtener información sobre el transporte de sedimentos y del movimiento de las partículas en los cursos fluviales (Latosinski, 2014), y las dificultades en el uso de muestreadores convencionales, en este trabajo se cuantifica el transporte de fondo en un curso fluvial poco profundo (profundidades habituales <2m) con un Perfilador de Corriente Acústico Doppler (ADCP, por sus siglas en inglés) en el Río Ctalamochita (Tercero), Córdoba-Argentina. Para esto se realizaron tres metodologías diferentes de medición con ADCP: método del lazo (Loop Method), mediciones estacionarias y mediciones dinámicas para condiciones hidráulicas distintas destacando las ventajas y desventajas en la implementación de cada metodología.

ABSTRACT:

The study of the sediment transport in rivers is important because it allows to quantify the processes of erosion, deposition, etc., that affect the conduction capacity of the main channel of these fluvial systems, which can cause negative consequences to the population surrounding rivers (Heredia, 2017). Despite the aforementioned importance, in Argentina the study of sediment transport is limited only to large rivers. Considering that in the last decades there has been an important development in hydro-acoustic Doppler technology to obtain information about sediment transport and particle movement in rivers (Latosinski, 2014), and difficulties in the use of conventional samplers, in this work the sediment bed transport in a shallow river course (usual depths <2m) is quantified with an Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) in the Ctalamochita River (Tercero), Córdoba- Argentina. For this goal, three different ADCP measurement methodologies were used: loop method, stationary measurements and dynamic measurements for different hydraulic conditions highlighting the advantages and disadvantages in the implementation of each methodology.

PALABRAS CLAVES: ADCP, Dunas, Río Ctalamochita (Tercero).

INTRODUCCIÓN

El estudio del movimiento de los sedimentos en los cursos fluviales es importante porque permite entender cómo se llevan a cabo procesos de erosión, deposición, etc., que afectan a la capacidad del cauce, lo que puede provocar graves inconvenientes a la población de las ciudades aledañas (Heredia, 2017). Aun así, en Argentina el estudio del transporte de sedimentos está limitado a grandes ríos, como por ejemplo el Río Paraná, o bien a casos puntuales por la construcción de alguna obra civil (por ejemplo, los puentes).

Considerando que en las últimas décadas se ha producido un importante desarrollo en la tecnología hidro-acústica Doppler (utilizada comúnmente para la medición de caudales en sistemas fluviales) para obtener información cuantitativa sobre el transporte de sedimentos y el movimiento de las partículas en los cursos fluviales (Latosinski, 2014), y las dificultades en el uso de muestreadores convencionales para cuantificar el transporte de sedimentos, se propone en este trabajo estimar el transporte de sedimento de fondo con un Perfilador de Corriente Acústico Doppler (ADCP, por sus siglas en inglés) en el Río Ctalamochita, Córdoba-Argentina, un río cuyo escurrimiento se genera en la zona montañosa de la provincia de Córdoba, Argentina.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es la cuantificación del transporte de sedimento de fondo en un curso fluvial poco profundo (profundidades habituales < 2 m) como es el río Ctalamochita, también conocido como río Tercero, utilizando diferentes metodologías experimentales con un Perfilador de Corriente Acústico Doppler YSI/SonTek RiverSurveyor S5 diseñado para aguas poco profundas.

LUGAR DE ESTUDIO

El estudio del transporte de sedimentos que se detalla en este trabajo se realiza en un tramo del río Ctalamochita (Tercero), uno de los principales tributarios del río Carcarañá. El río Ctalamochita posee un módulo de $27 \text{ m}^3/\text{s}$ y su cuenca es la más regulada de la Provincia de Córdoba con un total de seis embalses con una capacidad de almacenamiento total de 1000 Hm^3 (Herrero et al., 2018). Además de ser aprovechado hidroeléctricamente y de ser una importante fuente para el suministro de agua potable en la zona sur y este de la Provincia de Córdoba (por ej. a través de las tomas que realiza la Cooperativa del Sudeste), es utilizado como cuerpo receptor para disposición final de las aguas residuales industriales y de estaciones depuradoras de efluentes cloacales (Cossavella et al., 2003).

El tramo estudiado en este trabajo forma parte de la cuenca media del Río Ctalamochita, donde el lecho adquiere características de un río de llanura, las barrancas del río disminuyen su altura y lo mismo sucede con las pendientes. Así se favorece el trazado de una gran cantidad de meandros, alcanzando en el tramo Río Tercero-Villa María el máximo ancho (Miatello, 1978). En la Figura 1 se presenta un perfil longitudinal del río en el tramo comprendido entre la localidad de Río Tercero y Cruz Alta, mientras que en la

Tabla 1 se resumen las características morfológicas principales.

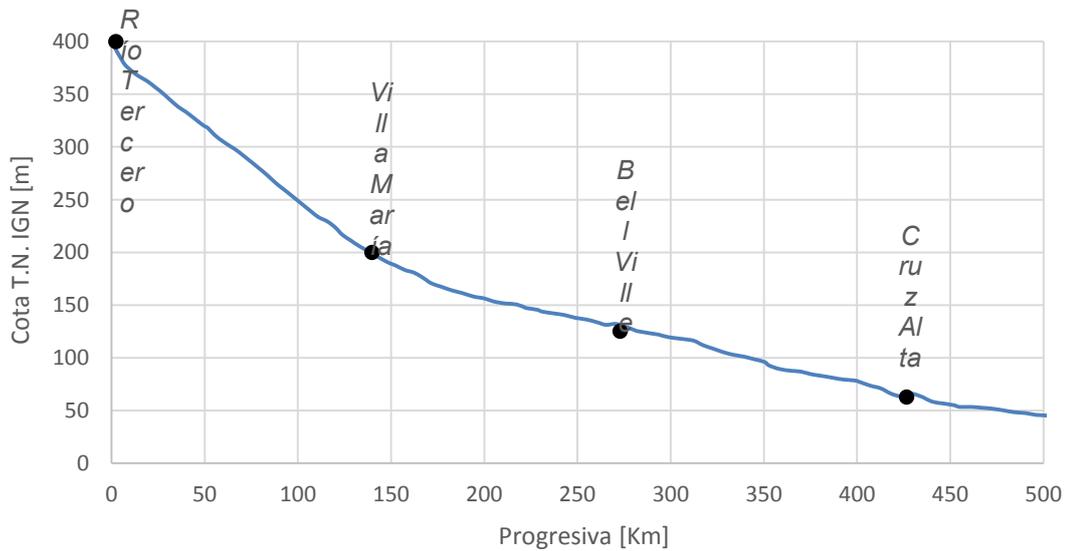


Figura 1.- Perfil longitudinal del Río Tercero (Ctalamochita) – Carcarañá (Basile et al., 2013)

Tabla 1.- Características principales del cauce actual del río por tramos (Saldaño, 2010)

Tramo	Prog. Abajo [Km]	Prog. Arriba [Km]	Long. [Km]	Cota T.N. Abajo IGN [m]	Cota T.N. Arriba IGN [m]	Desnivel [m]	So media [‰]	Ancho medio [m]
RT – VM	2,3	139,7	137,4	410,0	200,1	209,9	1,53	42,1
VM – BV	139,7	272,8	133,1	200,1	125,4	74,7	0,56	33,8
BV - CA	272,8	426,5	153,7	125,4	63,0	62,4	0,41	29,5

La sección donde se realizó el estudio experimental se ubica en las inmediaciones de la ciudad de Villa María, a la altura del puente Alberdi (Figura 1). La misma fue seleccionada por: a) los procesos de erosión y deposición que ocurren principalmente en ese tramo durante eventos de crecidas, b) la accesibilidad al lugar y c) la presencia de un puente que permita realizar las mediciones con el instrumental en forma segura.

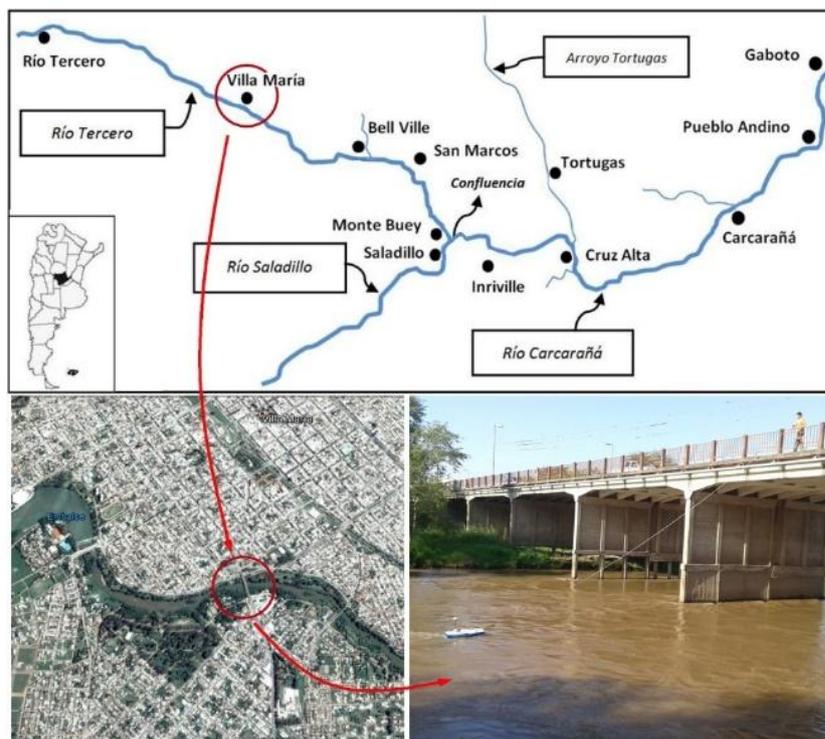


Figura 2.- Sección de estudio seleccionada en este estudio. Río Ctalamochita (Tercero): Puente Alberdi, Villa María, Córdoba, Argentina.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para cuantificar el caudal, así como también los principales parámetros hidráulicos del flujo se utilizó un ADCP YSI/SonTek RiverSurveyor S5 diseñado para para aguas poco profundas, el cual tiene un haz vertical de 1Mhz para la batimetría y cuatro haces inclinados de 3Mhz de frecuencia acústica para medir la velocidad del agua.

Para caracterizar el transporte de fondo se utilizaron tres metodologías experimentales diferentes con el ADCP: método del lazo (Loop Method), mediciones estacionarias y mediciones dinámicas. En la Tabla 2 se puede ver una comparación de estas técnicas y las condiciones de aplicación de cada una. Luego se describe cada una de las técnicas.

Tabla 2.- Comparación de técnicas de ADPC para evaluar el transporte de sedimento de fondo

Método	Espacio	Tiempo	Condición para aplicación
Lazo (Loop)	Promedio	Varias dunas	$h < 2m$
Estacionario	Local	Una duna	$h \approx 10m$
Dinámico	Local	Varias dunas (relación entre distancia recorrida y longitud de duna)	$h \approx 10m$

Método del lazo (Loop Method)

La aplicación de este método consiste en recorrer la sección midiendo con el ADCP desde una margen a la otra del río y retornar nuevamente al punto de inicio. Al existir movimiento del fondo, el punto inicial y final utilizando de referencia el seguimiento de fondo (Bottom Track) serán diferentes, y a partir de esta diferencia se calcula la velocidad de fondo móvil V_{mb} (ecuación 1).

$$V_{mb} = \frac{D_{up}}{t} \quad [1]$$

Para obtener el transporte de fondo se aplicó la ecuación 2 (Van Rijn, 1984). Donde se asume $u_b = V_{mb}$.

$$q_b = u_b \delta_b c_b \quad [2]$$

El espesor de la capa activa (δ_b) se calculó utilizando dos expresiones presentes en la literatura: Dietrich y Whiting (1989) ecuación 3, y Van Rijn (1984a) ecuación 4.

$$\delta_b = \frac{1,2D(1-\cos\phi)\left[\frac{\tau_b}{\tau_c}\right]}{1+0,2\left[\frac{\tau_b}{\tau_c}\right]} \quad [3]$$

Con:

δ_b : espesor de la capa activa

D : diámetro característico del sedimento

ϕ : ángulo de fricción de los granos

τ_b : tensión de corte de fondo

τ_c : tensión de corte crítica de fondo

$$\delta_b = 0,3 D_*^{0,7} T^{0,5} D \quad [4]$$

Con:

D_* : diámetro de la partícula adimensional (ecuación 5)

$$D_* = D \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad [5]$$

T : parámetro de transporte (ecuación 6)

$$T = \frac{(u'_{*})^2 - (u_{*cr})^2}{(u_{*cr})^2} \quad [6]$$

s : densidad específica

g : aceleración de la gravedad

ν : viscosidad cinemática

u'_{*} : velocidad de corte de fondo

u_{*cr} : velocidad de corte crítica de Shields

Mediciones Estacionarias - Estimación de Transporte de Fondo por Desplazamiento de una duna

Las mediciones estacionarias consistieron en dejar el instrumento en una posición fija midiendo durante el tiempo suficiente para monitorear el desplazamiento de una duna completa, registrando el campo de velocidades y la batimetría de manera simultánea. El transporte de fondo se calcula con la ecuación 7, donde q_b es la tasa de transporte de fondo por unidad de ancho en Kg/m s, ρ : densidad del sedimento, P la porosidad del sedimento (considerada igual a 0,4, valor típico para las arenas), Vol_d volumen de la duna y t : tiempo de paso de la duna.

$$q_b = \rho \frac{(1-P) \times Vol_d}{t} \quad [7]$$

Mediciones Dinámicas - Estimación de Transporte de Fondo por Seguimiento de dunas

Las mediciones dinámicas realizadas con el ADCP se utilizaron para aplicar la técnica de seguimiento de duna, que consiste en comparar el desplazamiento de un conjunto de formas de fondo a través del relevamiento de dos perfiles longitudinales del lecho relevados durante sucesivos períodos de tiempo (ecuación 8), donde α : factor de forma (0,5 para dunas regulares y 0,6 para dunas irregulares), H_d : altura de la duna y u_d : velocidad de desplazamiento de la duna

$$q_b = \rho \alpha (1 - P) H_d u_d \quad [8]$$

RESULTADOS

Resultados de la Estimación del Transporte de Fondo con el Método del lazo (Loop Method)

En la Tabla 3 se pueden ver los resultados del transporte de fondo calculados con el método del lazo para las siete campañas realizadas.

Tabla 3.- Transporte de fondo Estimado con el método del lazo (Loop Method)

Campaña	Q [m ³ /s]	V _{mb} [m/s]	Espesor de capa activa Según Van Rijn 1984		Espesor de capa activa Según Dietrich et al. 1989	
			δb [m]	$q_b^{(a)}$ [Kg/m.s]	δb [m]	$q_b^{(b)}$ [Kg/m.s]
1) 16/03/2016	113,9	0,16	0,012	2,00	0,01	1,68
2) 08/04/2016	65,8	0,06	0,011	0,71	0,01	0,63
3) 05/09/2016	24,9	0,05	0,006	0,33	0,01	0,52
4) 07/11/2016	18,9	0,06	0,005	0,30	0,01	0,63
5) 30/06/2017	12,9	0,05	0,005	0,27	0,01	0,52
6) 26/07/2017	12,9	0,06	0,005	0,31	0,01	0,60
7) 27/11/2017	12,0	0,04	0,004	0,21	0,01	0,47

Resultados de la Estimación de Transporte de Fondo por Desplazamiento de una duna

Con los datos de las mediciones estacionarias se calcularon las características geométricas de las dunas (H_d , L_d , α), junto con el transporte de fondo por unidad de ancho (q_b) para cada

condición de caudal, que se pueden observar en la Tabla 4. Para esto se utilizó la batimetría medida por el rayo vertical (“Vertical Beam” por su nombre en inglés) que tiene una frecuencia acústica de 1 MHz.

Tabla 4.-Características de las dunas medidas con el método estacionario en el río Tercero, (Ctalamochita)

Fecha	Q [m ³ /s]	H _d [m]	L _d [m]	u _d [m/h]	Empinamiento	α	q _b ^(c) [Kg/m.s]
16/03/2016	113,9	0,40	4,5	4,3	0,09	0,64	0,49
08/04/2016	65,8	0,48	5,6	3,4	0,09	0,47	0,33
05/09/2016	24,9	0,16	1,9	1,2	0,08	0,54	0,05
07/11/2016	18,9	0,24	2,1	1,5	0,11	0,75	0,12
30/06/2017	12,9	0,18	2,9	3,6	0,06	0,78	0,25
26/07/2017	12,9	0,18	3,35	4,1	0,05	0,68	0,22
27/11/2017	12,0	0,18	2,72	1,8	0,07	0,50	0,07

Debido a la configuración de los sensores del ADCP en forma divergente (forman un ángulo de 25° respecto a la vertical) en beam 1 queda alineado con el sentido de flujo hacia adelante mientras que el beam 3 en sentido opuesto, separados por una distancia en función de la profundidad (por ejemplo considerando h= 1 m estarían separados aproximadamente 0,90 m). Por esta razón es posible analizar el desplazamiento de las formas de fondo según la batimetría relevada por cada beam. Esto se puede observar en la Tabla 5.

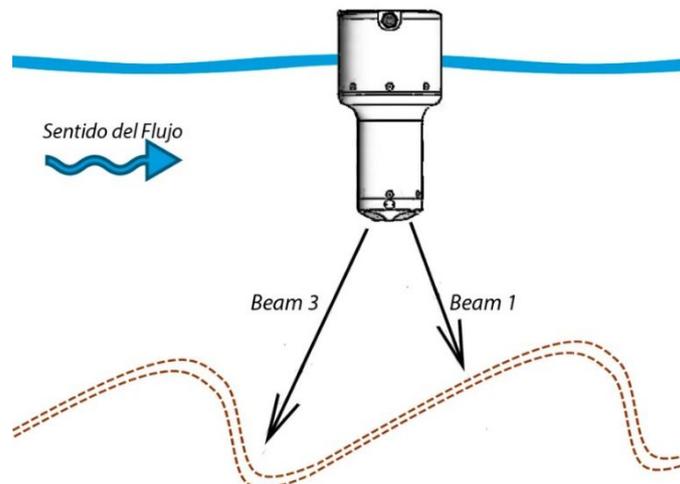


Figura 3.- Configuración de los sensores del ADCP

Tabla 5.- Estimación del transporte de fondo con diferentes beams.

Fecha	Q [m ³ /s]	Sensor	H _d [m]	L _d [m]	u _d [m/h]	Empinamiento	α	q _b ^(c) [Kg/m.s]
1) 16/03/2016	113,9	1	0,37	5,22	4,7	0,07	0,48	0,36
		3	0,32	4,97	4,3	0,06	0,57	0,35
		Vertical	0,40	4,49	4,3	0,09	0,64	0,49
2) 08/04/2016	65,8	1	0,66	3,76	3,4	0,17	-	0,49
		3	0,37	3,89	3,4	0,10	-	0,28
		Vertical	0,48	5,63	3,4	0,08	0,47	0,33
3) 05/09/2016	24,9	1	0,18	1,46	1,2	0,12	0,52	0,05
		3	0,18	2,10	1,2	0,09	0,42	0,04
		Vertical	0,16	1,85	1,2	0,09	0,54	0,05
4) 07/11/2016	18,9	1	0,25	1,93	1,3	0,13	0,48	0,07
		3	0,24	2,02	1,5	0,12	0,58	0,09
		Vertical	0,24	2,07	1,5	0,12	0,75	0,12
5) 30/06/2017	12,9	1	0,16	-	3,6	-	-	0,18
		3	0,19	4,37	3,6	0,04	0,54	0,16
		Vertical	0,23	5,54	3,6	0,04	0,51	0,18
6) 26/07/2017	12,9	1	0,26	3,58	4,1	0,07	0,60	0,28
		3	0,15	-	4,1	-	0,62	0,17
		Vertical	0,18	3,35	4,1	0,05	0,68	0,22

En la Figura 4 se pueden observar las diferencias encontradas al estimar el transporte de fondo utilizando los distintos sensores del ADCP. Para bajos caudales líquido (del orden de $12\text{m}^3/\text{s}$) las diferencias en el caudal sólido son menores, mientras que a medida que aumenta el caudal ocurre lo contrario. De manera similar, en las Figura 5 y Figura 6 se puede ver la altura y longitud de las formas de fondo según los tres sensores.

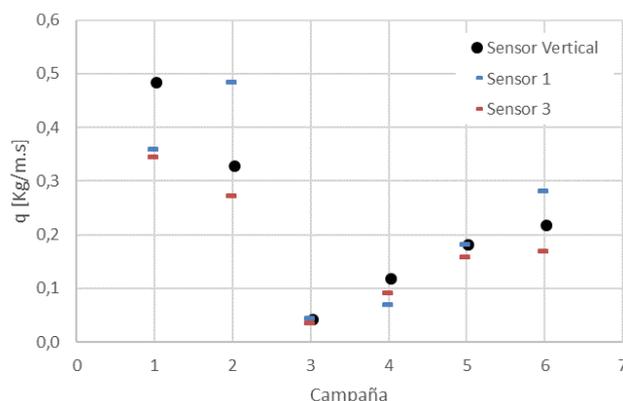


Figura 4.- Transporte de fondo estimado con los sensores 1, 3 y vertical

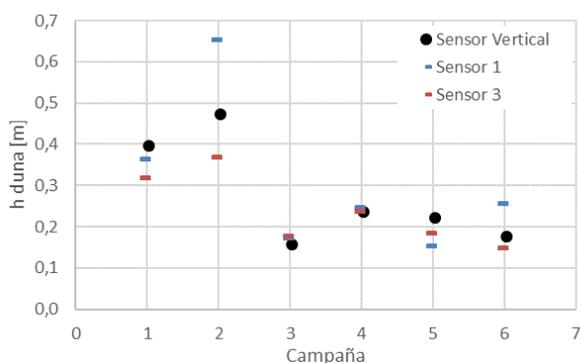


Figura 5.- Altura de duna estimado con los sensores 1, 3 y vertical

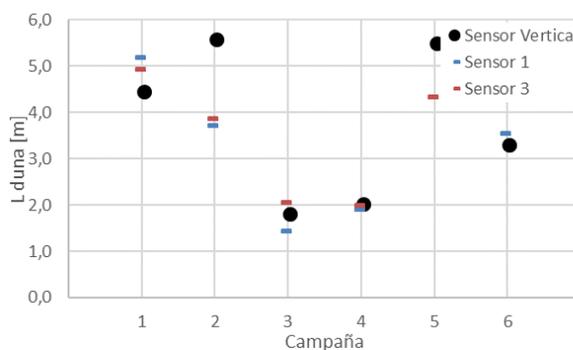


Figura 6.- Longitud de duna estimado con los sensores 1, 3 y vertical

Resultados de la Estimación de Transporte de Fondo por Seguimiento de dunas

Por la escala del río fue posible realizar varias mediciones dinámicas un mismo día, pudiendo comparar el desplazamiento de numerosas dunas. Los dinámicos fueron repetidos entre 14 y 35 minutos, dependiendo del caudal líquido. En la Tabla 6 se muestran los resultados de la aplicación del método de seguimiento de duna para calcular el transporte de fondo. En las últimas campañas, por razones logísticas, no fue posible realizar este tipo de mediciones.

Tabla 6.- Resultado de las mediciones dinámicas en el río Tercero, Ctalamochita)

Fecha	Q [m^3/s]	$q_b^{(d)}$ [$\text{Kg}/\text{m.s}$]
16/03/2016	13,2	0,44
05/09/2016	65,8	0,06
07/11/2016	18,9	0,11

Comparación de las estimaciones de transporte de sedimentos con diferentes metodologías

Finalmente se compararon los resultados del transporte de fondo estimados con diferentes tipos mediciones de ADCP. En la Tabla 7 se pueden ver las diferencias porcentuales considerando como referencia el calculado con las mediciones estacionarias (por desplazamiento de una duna).

Tabla 7.- Comparación del transporte de fondo estimado con diferentes metodologías

Campaña	q_b (c)/(a)	q_b (c)/(b)	q_b (c)/(d)
1) 16/03/2016	307%	242%	-10%
2) 08/04/2016	116%	91%	-
3) 05/09/2016	556%	948%	20%
4) 07/11/2016	147%	424%	-8%
5) 30/06/2017	9%	108%	-
6) 26/07/2017	41%	174%	-
7) 27/11/2017	203%	-100%	-

CONCLUSIONES

El uso perfilador de Corriente Acústico Doppler para estimar el transporte de sedimentos resulta ser más sencillo, rápido y seguro (para el operario sobre todo en condiciones de crecida donde se da el mayor transporte) en comparación a los muestreadores convencionales, mientras que la precisión dependió de la metodología empleada y el tipo de medición utilizada.

El método del lazo demostró ser efectivo para reconocer el transporte de fondo, y obtener una velocidad promedio del sedimento en la sección. Sin embargo, para el cálculo de transporte aumenta la incertidumbre al considerar el espesor de la capa activa, resultando en grandes diferencias, del orden del 200% respecto al valor de referencia. En cuanto a este punto se planea para el próximo trabajo evaluar la velocidad de fondo por tramos, de manera de poder identificar las zonas de mayor y menor velocidad del sedimento de fondo, y no promediar toda la sección.

Las mediciones estacionarias sobre formas de fondo utilizando el sensor vertical permitieron estimar el transporte de sedimentos en forma precisa, fácil y segura, con la ventaja de medir en forma simultánea las velocidades del flujo sobre la forma de fondo. sobre esta perturbación del fondo y cómo afecta al flujo medio. También se pudieron evaluar las características geométricas según cada sensor (1, 3 y vertical), coincidiendo en algunos casos con el vertical, principalmente para bajos caudales y mostrando mayores diferencias para caudales altos. Estas diferencias dan una idea de la tridimensionalidad del fenómeno de desplazamiento de dunas estudiado en el tramo analizado del Río Ctalamochita (Tercero).

Respecto a las mediciones dinámicas, por razones logísticas no se pudieron implementar en todas las campañas. Aun así se obtuvieron buenos resultados, con diferencias menores al 35% con parado con los resultados de los estacionarios, que lo convierte en una metodología alternativa cuando no se puedan realizar mediciones estacionarias. Este tipo de mediciones

REFERENCIAS

- Basile P.A., Riccardi, G., Zimmerman E., Stenta E., Mangiamelli P. y Bussi P. (2013).** “Aprovechamiento del Río Carcarañá-Tercero como Vía Fluvial Navegable Parte I: Diseño Del Sistema De Transporte y de la Vía Fluvial”. *Cuadernos del CURIHAM, Vol. 19, UNR Editora (en prensa).*
- Cossavella, A. M.; Carranza, P.; Monarde, F.; Larrosa, N.; Roqué, M.; Nuño, C.; Hunziker, M. L.; Ferreyra, M.; Melián, J. et al. (2003).** “Gestión de efluentes líquidos en la cuenca del Río Tercero (Ctalamochita)”. *XXIV Congreso Nacional del Agua 2013, San Juan, Argentina.*
- Dietrich, W. E.; Whiting, P. J. (1989).** “Boundary shear stress and sediment transport in river meanders of sand and gravel”. *Ed. Ikeda S. y Parker G. American Geophysical Union.*
- Heredia L., A. I. (2017)** “Caracterización del Transporte de Sedimentos en un Tramo del Río Tercero (Ctalamochita) utilizando Tecnología Acústica Doppler”. *Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.*
- Herrero, H., Díaz Lozada, J. M., García, C. M., Szupiany, R., Best, J., & Pagot, M. (2018).** “The influence of tributary flow density differences on the hydrodynamic behavior of a confluent meander bend and implications for flow mixing”. *Geomorphology.*
- Latosinski, F. G., Szupiany, R. N., García, C. M., Guerrero, M., & Amsler, M. L. (2014).** Estimation of concentration and load of suspended bed sediment in a large river by means of acoustic Doppler technology. *Journal of Hydraulic Engineering, 140(7), 04014023.*

- Miatello R. (1978).** “Geografía Física de la Provincia de Córdoba”. *Directorio del Banco de la Provincia de Córdoba. Editorial Boldt. p 164-454.*
- Saldaño, V. (2010).** “Modelación hidrológica y calidad de agua del Río Tercero (Ctalaomchita)”. *Práctica Supervisada de la carrera Ingeniería Civil de la FCEFyN, UNC. Córdoba, Argentina.*
- Van Rijn, L. C. (1984a).** “Sediment transport, part I: bedload transport”. *Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, Issue 12 (December 1984).*
- Van Rijn, L. C. (1984).** “Sediment transport, part III: bed forms and alluvial roughness”. *Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110.*

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**DETERMINACIÓN DE DIMENSIONES CARACTERÍSTICAS,
DESPLAZAMIENTOS Y EVOLUCIÓN TEMPORAL DE DUNAS EN EL RÍO
URUGUAY**

A. R. S. Nardin⁽¹⁾, C. López Weibel⁽²⁾⁽³⁾, R. N. Szupiany⁽²⁾⁽³⁾ y C. A. Arcelus⁽¹⁾

⁽¹⁾ Comisión Administradora del Río Uruguay - República Oriental del Uruguay

⁽²⁾ Facultad de Ingeniería y Ciencias Hidricas – Universidad Nacional del Litoral - Argentina

⁽³⁾ Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas (CONICET) - Argentina

e-mail: anardin@caru.org.uy

RESUMEN:

La cuenca del río Uruguay es el segundo sistema fluvial en importancia dentro de la cuenca del Plata. No obstante y a pesar de su actual aprovechamiento, aún se tiene un bajo nivel de conocimiento respecto a su funcionamiento hidrosedimentológico. Con el comienzo de las actividades de dragado en el río, se hizo necesaria la disponibilidad de herramientas prácticas para el procesamiento de información batimétrica. En este contexto se aplicaron distintos algoritmos automáticos para la determinación de dimensiones características y desplazamiento de formas de fondo en el río, sobre la base de mediciones batimétricas de perfiles longitudinales. Los resultados de dichos algoritmos se contrastaron con la medición manual de dimensiones características y el método tradicional de seguimiento de dunas. Asimismo, fue evaluada la evolución temporal de las formas de fondo en el período de los relevamientos. Para la detección de dimensiones características, se observó en comparación con el método manual, que el algoritmo automatizado produce resultados con un error aceptable cuando los perfiles longitudinales presentan formas de fondo claramente identificables y bien definidas. Esto mismo se observó en la determinación automática de desplazamiento de dunas, respecto del método de seguimiento de dunas tradicional. Además, se obtuvieron las mejores correspondencias para la determinación de desplazamiento entre el método tradicional y el automático, cuando el método automático se ejecutó sobre un perfil simplificado de formas de fondo.

ABSTRACT:

Uruguay River basin is the second fluvial system within the La Plata river basin. Nonetheless and in spite of its actual use it has been understudied regarding its hydro-sedimentological behavior. Currently there is an undergoing dredging work, and with it, the need for practical processing tools for the increasing upcoming bathymetric information was risen. For this reason, different methods based on automated algorithms for bedform characteristic dimensions and displacement, from bathymetric longitudinal profiles, were applied. Results from those algorithms were compared with manual bedform characteristic dimensions measurements and with the traditional dune tracking method. Temporal evolution of bedform characteristic dimensions was assessed as well in the time between the first and the last survey. For characteristic dimensions determination a reasonable agreement was found between the automated and the manual method. This result was better when bedforms were well defined. The same was found for displacement determination, but results were improved using a simplified bedform profile.

PALABRAS CLAVES: dunas; río Uruguay; desplazamiento de dunas

INTRODUCCIÓN

La cuenca del río Uruguay es el segundo sistema fluvial en importancia dentro de la cuenca del Plata (Paoli et al., 2000). No obstante y a pesar de su actual aprovechamiento en materia de navegación, extracción de áridos, pesca, hidroenergía y otros, aún se tiene un bajo nivel de conocimiento respecto a su funcionamiento hidrosedimentológico. A la fecha, y relativo al tamaño de las formas de fondo presentes en el lecho del río, solo existen estudios de ingeniería encargados por la Comisión Técnica Mixta de Salto Grande (2004) y la Comisión Administradora del Río Uruguay (CARU, 2010) para el desarrollo de la vía navegable. No obstante, los enfoques utilizados son puramente ingenieriles y los estudios carecen de mediciones suficientes para extraer características del cauce y su evolución temporal.

En el marco del proyecto de dragado ejecutándose entre Nueva Palmira (Km 0) y Paysandú (Km 206.8), y de los esfuerzos de la CARU por desarrollar la vía navegable, se comenzaron a generar herramientas para el procesamiento de la creciente cantidad de información batimétrica que será relevada en este contexto.

Teniendo en cuenta el escenario actual, se requerirá en los próximos años de un procesamiento rápido y sistemático de la información obtenida, a los efectos de poder gestionar eficientemente la vía navegable y las tareas de dragado sobre la base de un mayor conocimiento de la dinámica hidrosedimentológica.

OBJETIVO

Se pretende realizar una aplicación práctica de una metodología rápida para el análisis de información batimétrica, y evaluar sus resultados para la determinación de tamaño y forma de dunas, así como también su desplazamiento. Estos resultados serán densificados en una etapa posterior para la obtención de valores de transporte de sedimento de fondo, y variabilidad de las formas de fondo presentes respecto de los distintos escenarios hidrométricos.

METODOLOGÍA

Trabajo de campo

Como una respuesta al objetivo se implementaron distintos algoritmos de procesamiento de perfiles longitudinales batimétricos con presencia de formas de fondo, particularmente dunas. Dichos perfiles se relevaron a partir de la realizaron nueve mediciones batimétricas entre junio y diciembre de 2017, para 4 líneas preestablecidas en el paso de navegación San Francisco, frente a la ciudad de Colón, Entre Ríos, Argentina (Figura 1). Particularmente, se analizan en el presente las mediciones que se realizaron los días 29 de junio, 30 de junio y 6 de julio de 2017, para determinar los desplazamientos de dunas, y los 6 relevamientos restantes sirvieron como base para evaluar la evolución de las formas de fondo en el área relevada.

El equipo utilizado para el relevamiento fue un ADCP Sontek M9®, administrado por el Software HydroSurveyor®. Esto permitió contar con la información de profundidades y velocidades simultáneamente. No obstante la capacidad del sistema HydroSurveyor de captar 5 profundidades por segundo, una por cada haz, se decidió optar por el haz vertical, que morigerara el impacto del ángulo de emisión del haz en la medición de la profundidad.

El equipo se montó sobre una embarcación (Figura 2), y la posición en planta se obtuvo a través del GPS propio del sistema HydroSurveyor que opera con corrección satelital, y cuyo error es menor al metro para condiciones favorables.

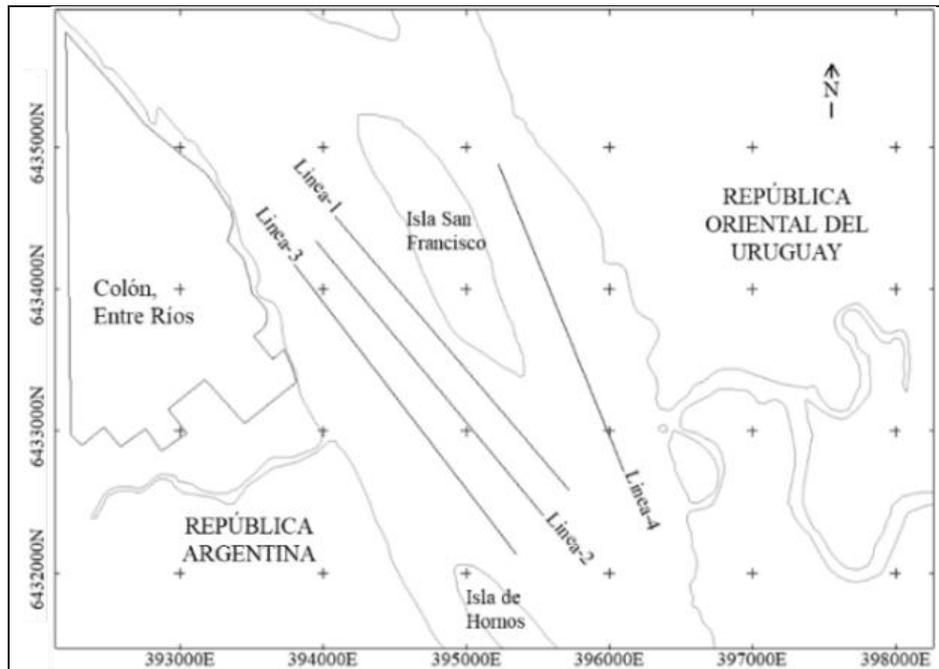


Figura 1.- Ubicación y líneas de relevamiento.



Figura 2.- Embarcación de relevamiento.

Procesamiento de la información

Van der Mark y Blom (2007) propusieron un algoritmo que consiste en la determinación automática de los tamaños de dunas presentes en un perfil longitudinal, a través de la aplicación de diferentes tipos de filtros de señales, y análisis del espectro de potencia de los perfiles longitudinales.

Sobre la base de los perfiles obtenidos, se aplicó además la función de correlación cruzada entre dos mediciones consecutivas, para la determinación del desplazamiento promedio de las dunas (Δx) como se describe en Nordin (1971). Esta determinación se realizó sobre la base del perfil longitudinal original (PLO), de dicho perfil una vez que se removió la tendencia del fondo (PLD), de los perfiles PLO luego de ser filtrados para la eliminación de las señales de alta frecuencia - rizados y errores de medición - (PLF), y por último sobre el perfil simplificado (PLS) que fue construido solo con los valles y picos de las dunas (ver Figura 3).

Los resultados obtenidos por estos métodos fueron contrastados con los obtenidos por el método tradicional de seguimiento de dunas con perfiles batimétricos (observación y medición manual de dimensiones características y desplazamientos), y evaluados en el contexto del transcurso temporal entre mediciones.

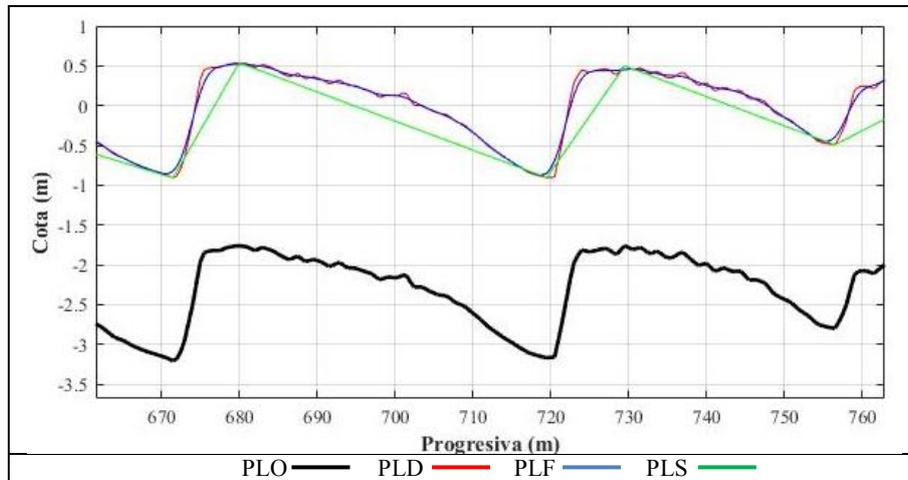


Figura 3.- Ejemplo de perfiles utilizados.

RESULTADOS

Determinación de dimensiones características y desplazamiento de dunas por el método tradicional

Este método para la determinación de dimensiones características y desplazamiento de dunas se usó durante mucho tiempo a falta de capacidad computacional para el procesamiento. No obstante, aún se utiliza como método de calibración de los algoritmos automatizados (e.g. Zorndt et al., 2010).

En este caso, el método fue aplicado a 3 relevamientos durante el año 2017 a saber: 1) 29 de junio, 2) 30 de junio y 3) 6 de julio. Se determinaron las dimensiones características medias de dunas (altura H y longitud λ) para el período entre los relevamientos 1 y 2, y el período entre los relevamientos 1 y 3. En la Tabla 1 se observa lo obtenido.

Para dichos periodos inter-relevamientos se midieron los desplazamientos totales de dunas observados (Δx) los cuales se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1.- Resultados del método manual.

Entre relevamientos 1 y 2				Entre relevamientos 1 y 3			
Línea	H [m]	λ [m]	Δx [m]	Línea	H [m]	λ [m]	Δx [m]
1	0.87	57.96		1	0.88	58.52	2.75
2	1.15	51.18	1.79	2	1.17	51.73	7.07
3	0.45	74.02		3	0.48	74.77	5.85
4	1.03	42.19	1.09	4	1.03	42.17	2.41

Determinación automática de dimensiones características

Se aplicó un programa basado en el algoritmo de van der Mark y Blom (2007), y se obtuvieron los resultados de la Tabla 2. De la información expuesta en las tablas 1 y 2, se infiere que existió una diferencia importante en la determinación de las características de las dunas en el perfil 1, y errores de entre el 5% y el 25% en los demás valores. Esto se debe particularmente, a que sobre la línea 1 no se observaron formas de fondo bien definidas como en los otros perfiles.

Tabla 2.- Resultados del método automático para la determinación de longitudes características.

Relevamientos 1 y 2			Relevamientos 1 y 3		
Línea	H [m]	λ [m]	Línea	H [m]	λ [m]
1	1.20	97.73	1	1.17	94.95
2	1.10	49.74	2	1.11	48.28
3	0.50	73.68	3	0.56	77.45
4	1.28	53.50	4	1.28	53.46

Determinación automática del desplazamiento de dunas

A continuación se exhiben los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología descrita.

Tabla 3.- Resultados del método automático para la determinación de desplazamiento de dunas.

Relevamientos 1 y 2 - 1 día transcurrido					Relevamientos 1 y 3 - 7 días transcurridos				
Línea	Δx [m]				Línea	Δx [m]			
	PLO	PLD	PLF	PLS		PLO	PLD	PLF	PLS
1	0.00	-0.08*	-0.10*	-1.85*	1	0.00	0.00	0.00	-1.46*
2	0.00	0.11	0.34	1.08	2	3.79	5.98	5.85	6.93
3	0.00	0.00	0.00	0.00	3	0.00	5.36	4.56	3.42
4	0.00	0.00	0.00	0.16	4	0.33	1.24	1.30	1.90

Para los valores señalados con asterisco (*) en la Tabla 3 se verificó que los desplazamientos observados no fueron hacia aguas arriba, sino que estos valores fueron errores propios del procesamiento de las señales al no identificarse ningún patrón concreto del desplazamiento.

Se observó además, que los mejores resultados respecto a los dados en la Tabla 1 se obtuvieron con la versión simplificada PLS, salvo en el caso de la línea 3. Sobre esto se infiere que es causado por la poca definición de las formas de fondo en la línea 3, mientras que en las líneas 2 y 4, el tren de dunas se identificó claramente con formas más típicas y fácilmente individualizables.

Evolución temporal

A modo de ejemplo, se muestra a continuación, en las Figuras 2 y 3, las longitudes características de un conjunto de nueve mediciones realizadas sobre la línea 2 (Figura 1), en el período junio-diciembre de 2017. En las figuras 2 y 3 se exhibe como variable de referencia la altura en el puerto de la ciudad de Colón. Allí, si bien aún no se ha indagado en las relaciones causa-efecto, se aprecia la potencialidad de la herramienta para evaluar cambios morfológicos a mediano plazo originados por eventos hidrológicos.

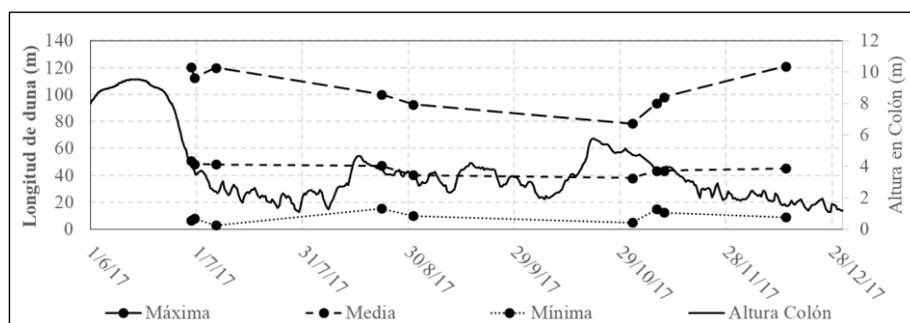


Figura 2.- Evolución temporal de la longitud de duna.

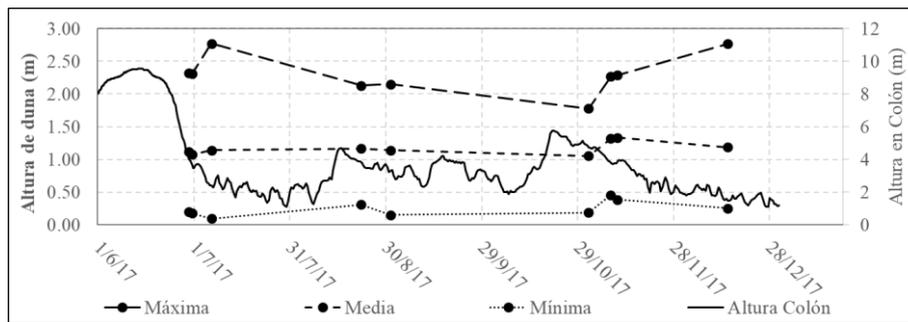


Figura 3.- Evolución temporal de la altura de duna.

CONCLUSIONES

Se logró aplicar exitosamente el algoritmo de van der Mark y Blom (2007) y la metodología propuesta por Nordin (1971), para mediciones realizadas en el río Uruguay. Con esto se desarrolló una potente herramienta para la determinación automática de dimensiones características de las dunas presentes. Asimismo, se observó que comparativamente con el método manual, el algoritmo automatizado produce resultados con un error aceptable cuando los perfiles longitudinales presentan formas de fondo claramente identificables y bien definidas.

Con respecto al desplazamiento de dunas, se logró obtener por el método de correlación cruzada (Nordin, 1971) los desplazamientos del tren de dunas. Se observaron menores errores, relativos al cálculo manual, para los perfiles longitudinales simplificados (PLS), con las mismas consideraciones que el párrafo anterior.

En cuanto a la evolución temporal, si bien esta porción del trabajo es incipiente, se demostró la potencialidad de la metodología aplicada para la evaluación a futuro de la respuesta morfológica de los distintos escenarios hidrometeorológicos.

BIBLIOGRAFÍA

- Comisión Administradora del Río Uruguay** (2013). Proyecto De Dragado Y Balizamiento Del Río Uruguay Desde El Km 0 Al Km 187,1, Incluyendo El Canal De Acceso Al Puerto De Concepción Del Uruguay Y Los Canales Entre El Km 187,1 Y El Km 206,8 Puerto De Paysandú.
- Comisión Técnica Mixta de Salto Grande** (2004). Estudios Complementarios de Navegación – Diseño de una Hidrovía Fluvial Desde Punta Gorda (Km 0) Hasta Paso De Los Libres (Km 573) - Desarrollo Regional y Mejora de la Navegabilidad del Río Uruguay.
- Nordin C.F.** (1971). “Statistical Properties of Dune Profiles” Sediment Transport In Alluvial Channels. Geological Survey Professional Paper 562-F. United States Government Printing Office, Washington, 1971.
- Paoli C., Iriondo, M. y García N.** (2000). “Capítulo 1: Características de las cuencas de aporte” en C. Paoli y M. Schreider (eds.): El río Paraná en su tramo medio. Tomo I: 27-68. Colección Ciencia y Técnica, Santa Fe, Universidad Nacional del Litoral.
- van der Mark, C. F., and A. Blom** (2007). “A new and widely applicable tool for determining the geometric properties of bedforms”. CE&M Research Report 2007R-003/WEM-002 ISSN 1568-4652, University of Twente, Enschede, Netherlands.
- Zorndt A., Wurpts A., Schlurmann, T., Ohle N. and Strotmann T.** (2010). “Dune Migration and Sand Transport Rates in Tidal Estuaries: The Example of the River Elbe”. Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China, 2010.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Comisión Administradora del Río Uruguay por el apoyo logístico y económico para el desarrollo de 2 campañas que fueron realizadas en el marco de la beca CARU de la autora Cecilia López Weibel. Asimismo, se agradece al Departamento de Navegación, Navegabilidad y Obras de la CARU por la realización de varios de los relevamientos batimétricos correspondientes al presente trabajo.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

MORFOLOGÍA AGUAS ABAJO DE UNA PRESA

Aguilar Martínez Germán Adrián¹, Fuentes Mariles Óscar Arturo¹, Aragón Hernández José Luis², De Luna Cruz Faustino¹, y Hernández Aguilar Darío Alfredo¹

¹ Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería UNAM, México

² Departamento de Hidráulica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería, UNAM, México

GAguilarM@iingen.unam.mx; OFuentesM@iingen.unam.mx; jaragonh@unam.mx, DLunaC@iingen.unam.mx, DHernandezA@iingen.unam.mx

RESUMEN:

Cuando en los ríos fluye la cantidad de agua habitual, el transporte de sedimentos no tiene variaciones importantes. Los ríos tienen cambios en su pendiente y ancho de manera natural o como consecuencia de obras que interfieren con los flujos de agua que conducen.

Las presas, una de las obras de ingeniería de mayor provecho para el hombre, son causa de notables cambios y modificaciones en los ríos donde son construidas. En general, puede decirse que en el embalse y en el tramo de río aguas arriba, ocurren diferentes procesos de sedimentación, mientras que aguas abajo de una cortina tienen lugar procesos erosivos, además de cambios morfológicos a lo largo del cauce principal.

En este trabajo sólo se tratarán los fenómenos que ocurren, aguas abajo del embalse, empleando las ecuaciones de flujo a superficie libre en 1D y la de continuidad de masa de los sedimentos, enseguida, el modelo flujo-sedimentos se somete a mediciones experimentales para verificar su aproximación de estimar la evolución del fondo; finalmente, el modelo se aplica a un caso de estudio.

ABSTRACT:

When the amount of usual water flows in the rivers, the transport of sediments does not vary significantly. The rivers have changes in their slope and width in a natural way or as a consequence of works that interfere with the water flows that they lead.

The dams, one of the most useful engineering works for man, are cause of notable changes and modifications in the rivers where they are built. In general, it can be said that in the reservoir and in the river stretch upstream of different processes of sedimentation, while downstream of a dam take place erosive processes, in addition to morphological changes along the main channel.

In this paper only the process that occur in a river downstream of a reservoir, using the free-surface flow equations in 1D and the continuity of the mass of the sediments, next, the flow-sediment model is tested to experimental measurements to verify its approximation of estimating the evolution of the bed; finally, the model is applied to a case study.

PALABRAS CLAVES: *morfología, presa, sedimentos, erosión, sedimentación*

INTRODUCCIÓN

Se entiende por sedimento a todas las partículas de suelo y roca que son desprendidas, arrastradas y transportadas por la energía que genera una corriente de agua. Según su comportamiento, al ser transportado por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grupos: de fondo y de lavado. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material que forma el fondo o álveo y orillas del cauce, principalmente constituido por arenas y gravas, el segundo es el que no se encuentra dentro de ese material y está formado por partículas muy finas llamadas limos y arcillas que el flujo transporta en suspensión; comúnmente distinguidos los dos grupos por el diámetro límite 0.062 mm.

Mecanismos de transporte

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado, consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y físicas del material; por lo tanto, si en dos ríos se tienen tramos semejantes y con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes; lo anterior no ocurre con el material de lavado.

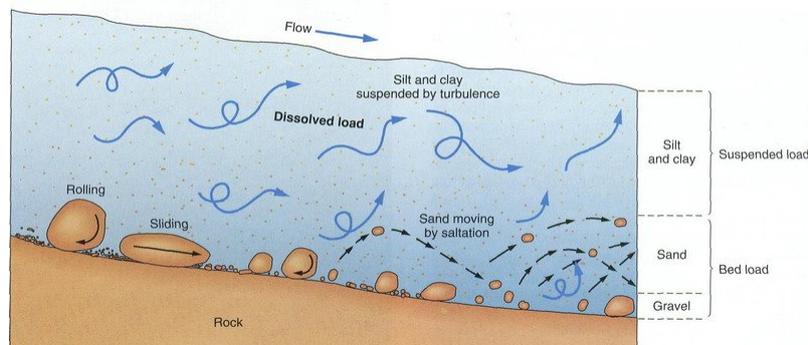


Figura 1.- Mecanismos de transporte de los sedimentos.

(Fuente: <http://www.colegiovascodagama.pt/ciencias3c/onze/geologia2.1sed.html>)

Las partículas gruesas tienen un movimiento en forma individual: se deslizan, ruedan o saltan; mientras que los finos tienen un movimiento en grupos, debido a las propiedades electroquímicas y se desplazan debido a los remolinos ascendentes que genera la turbulencia del flujo (Figura 1).

Inicio de movimiento

Todos los tipos de movimiento que tienen las partículas se inician estableciendo un balance entre fuerzas de arrastre y de peso del grano. La fuerza que tiende a mover o arrastrar los sedimentos son: la presión hidrodinámica, la sustentación y las fuerzas de viscosidad del flujo. Para mantener un estado de reposo de las partículas es necesario de dos fuerzas: el peso propio de la partícula y una fuerza horizontal; esta última llamada movimiento incipiente, se refiere a la condición donde una fuerza horizontal pondrá a una partícula en movimiento generada por el flujo alrededor del grano. Por otro lado, la resistencia al movimiento de las partículas no cohesivas es su propio peso.

Un parámetro adecuado para establecer las condiciones de inicio de movimiento debe medir la relación entre la fuerza de arrastre al que están sujetas los sedimentos, contra su peso. El parámetro de Shields es el más utilizado para responder al inicio de movimiento, tiene como regla de escalamiento: balance entre esfuerzos de corte, y peso del sedimento (Ecu. 1)

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho_s)gD} \quad [1]$$

Donde ρ_s es la densidad del sedimento, ρ_0 la densidad del agua, g constante de gravedad, D diámetro característico de las partículas del sedimento y τ_b esfuerzo cortante actuando en las partículas de fondo.

En 1936, Shields llevó a cabo una serie de experimentos para determinar las condiciones en las cuales los sedimentos se encuentran en un umbral del movimiento. Utilizó el análisis dimensional, y determinó como parámetros el número de Reynolds (R_e) (Ecu. 2) y el que lleva su nombre (τ^*) (Ecu 1).

$$R_e = \frac{U_* D}{\nu} \quad [2]$$

Donde R_e es el número de Reynolds, D diámetro característico de las partículas del sedimento y ν viscosidad del agua.

Los años posteriores surgieron aportaciones al estudio del umbral de movimiento, construyendo una gráfica donde se determinan tres condiciones: reposo, transporte en el fondo y transporte en suspensión, además de una corrección a Reynolds menores a 3: “Diagrama de Shields-Parker” (Figura 2).

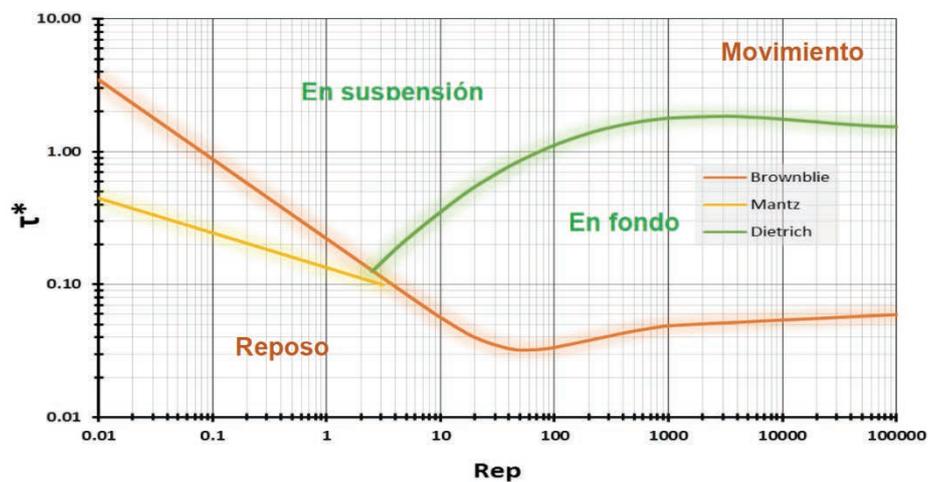


Figura 2.- Diagrama de Shields-Parker.

MORFOLOGÍA DE RÍOS

Desde el punto de vista de la hidráulica fluvial, todos los ríos están sujetos en mayor o menor grado a procesos físicos de erosión (degradación), equilibrio dinámico y sedimentación (agradación).

Un río se considera en estado de equilibrio dinámico cuando no varía el perfil del fondo y las márgenes del cauce y por lo tanto, existe compensación entre los sedimentos que son transportados hacia el sitio y desde el sitio. La degradación se manifiesta cuando el nivel del lecho baja o si las márgenes se desplazan hacia dentro; lo que se presenta cuando la carga de sedimentos es inferior a la capacidad de transporte del flujo de agua. La agradación ocurre si el nivel del lecho sube o si las márgenes se desplazan hacia afuera; lo que se presenta cuando la carga de sedimentos es superior a la capacidad de transporte del flujo de agua.

Estos procesos se aceleran e intensifican durante crecientes, que además originan el problema de las inundaciones sobre todo en las zonas planas de los ríos. Los cambios morfológicos en los ríos pueden deberse a causas naturales (migración lateral y longitudinal del cauce, corte de meandros, erosión de orillas, incisión de cauces, formaciones de lecho como barras e islas) o antrópicas (construcción de obras hidráulicas como presas, diques, espolones, puentes, corte artificial de meandros, revestimientos del cauce; actividades de minería, cambios en la aptitud de uso del suelo, entre otros.); algunos casos pueden llegar a ser irreversibles.

Las presas, una de las obras de ingeniería de mayor provecho para el hombre, son causa de notables cambios y modificaciones en los ríos donde son construidas. En general, puede decirse que en el embalse y en el tramo del río aguas arriba, ocurren diferentes procesos de sedimentación, mientras que aguas abajo de una cortina tienen lugar procesos erosivos (Figura 3).

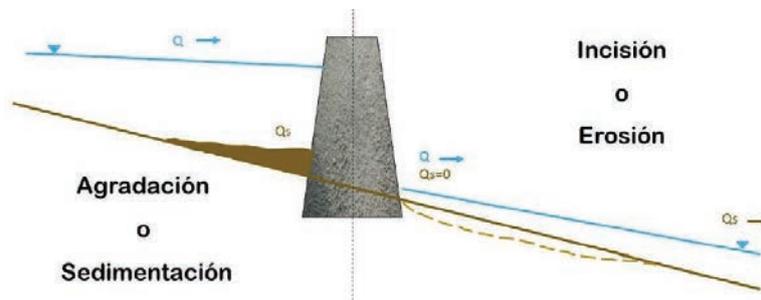


Figura 3.- Morfología de un río a consecuencia de la construcción de una presa

En este trabajo sólo se tratarán los fenómenos que ocurren, aguas abajo del embalse (Figura 4); entre ellos, los más importantes son: erosión local al pie de la descarga de la obra de toma y, principalmente, de la obra de excedencias; descenso del fondo del río a lo largo del tramo inmediato aguas abajo de la cortina y cambios morfológicos del cauce principal debido a la variabilidad y permanencia del flujo que modifica al “gasto formativo” (valor hipotético que de transitar de manera permanente mantiene las características geométricas del cauce estables: profundidad, ancho, pendiente).

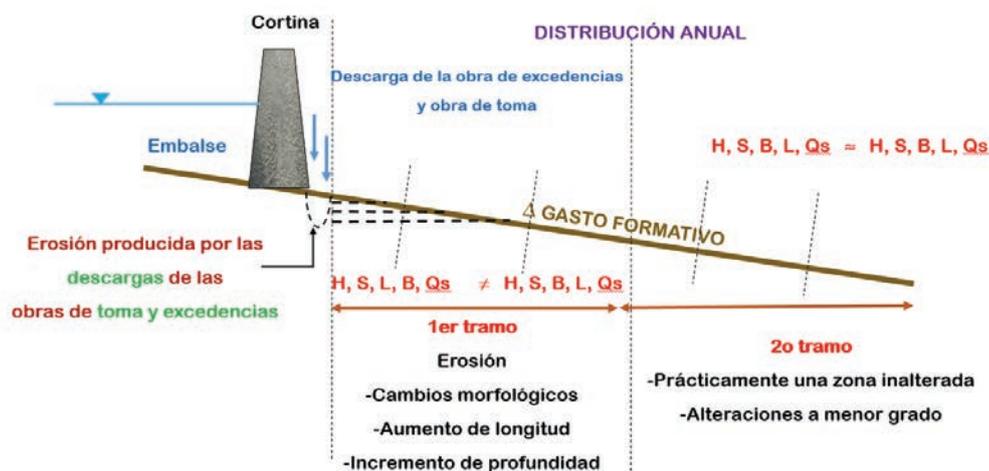


Figura 4.- Morfología de un río aguas abajo de una presa.

MODELO MATEMÁTICO FLUJO-SEDIMENTO

Para calcular el cambio de pendiente de un río es necesario resolver las ecuaciones de Saint-Venant en 1D, que se obtienen a partir de las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento. Según la versión de las ecuaciones que se emplee es posible resolver distintos problemas. El avance actual en la capacidad de cómputo, permite resolver problemas que antes parecían inabordables, como el del flujo transcrito (un flujo con tramos en régimen subcrítico y otros en supercrítico, con la presencia de saltos hidráulicos móviles). Si se incluyen ecuaciones adicionales es posible estudiar problemas de calidad de agua, de fondo móvil, etc. Para cuantificar el caudal sólido del transporte de fondo de una corriente existen numerosos métodos planteados en términos de expresiones matemáticas y gráficas en función de determinadas variables de tipo hidráulico y algunas características relevantes de tipo geométrico y granulométrico del lecho de los ríos. Con el avance tecnológico en cuestión de instrumentación, se ha permitido medir con mayor detalle las variables que se consideran de mayor importancia, teniendo mejores resultados en la modelación de sedimento-flujo.

Cálculo de flujo líquido

Maza (1988) señala que una manera de predecir el comportamiento de los escurrimientos naturales es mediante el modelado del flujo, ya sea permanente o transitorio, incluyendo el transporte de sedimentos. Este aspecto ha recibido un importante impulso sobre todo a partir de la década de los setentas con el desarrollo de una gran cantidad de modelos matemáticos, muchos de los cuales son presentados y discutidos por Cunge, et al, 1980. Las técnicas “shock capturing” o captura de choque tiene la característica de evitar la separación de los flujos aguas arriba y abajo de la discontinuidad, y no existe un límite para el número o dirección de las discontinuidades dentro del dominio del cálculo. No obstante, requiere del uso de las ecuaciones de Saint-Venant en su forma conservativa (Ecu. 5), pueden ser escritas de forma matricial de la siguiente manera:

$$\text{Donde:} \quad U_t + F_x + S = 0 \quad [5]$$

$$U = \begin{bmatrix} A \\ VA \end{bmatrix} \quad [6]$$

$$F = \begin{bmatrix} VA \\ V^2A + gI \end{bmatrix} \quad [7]$$

$$S = \begin{bmatrix} 0 \\ -gA(S_o - S_f) \end{bmatrix} \quad [8]$$

$$I = \int_0^{y(x)} [y(x) - \eta] \sigma(\eta) d\eta \quad [9]$$

Algunos de los esquemas de captura de choque son los propuestos por Lax, MacCormack, Preissman, Vasseliev, Abbot-Ionescu, Gudunov, Glaister, Mesh, entre otros. En este trabajo se presenta la implementación del esquema explícito de Lax-Wendroff (Ecu. 10), con aproximaciones a diferencias finitas de primer orden, hacia adelante en el tiempo y centrales en el espacio.

$$U_i^{t+1} = \frac{1}{2} (U_{i+1}^t + U_{i-1}^t) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1}^t - F_{i-1}^t) - S^* \Delta t \quad [10]$$

Para estimar el factor de fricción para flujo totalmente rugoso se utilizó la expresión de Keulegan law, 1938 (Ecu. 11).

$$C_f = \left[\frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{11.5h}{K_s} \right) \right]^{-2} \quad [11]$$

Donde K_s es la altura de rugosidad del fondo, proporcional $n_k D_{90}$, n_k ha sido estimada en un rango de 2 a 3.5 (Kamphuis, 1974). La constante de Von Karma (κ) adopta el valor de 0.41. En condiciones normales de flujo se cumple que:

$$\gamma R_h S_f = \rho C_f U |U| \quad [12]$$

Cálculo del transporte de fondo

Debido a que el cálculo del transporte del material de fondo se basa en mediciones experimentales en laboratorio y campo se han propuesto una importante cantidad de métodos para cuantificarlo, en este trabajo, se presentan dos, uno muy utilizado en la práctica de la ingeniería fluvial desde sus inicios y otro relativamente actual: Meyer-Peter-Müller (Ec. 13), 1958 y Wu (Ec. 19), 2000, respectivamente.

Meyer-Peter-Müller, propone para estimar el arrastre de capa de fondo la expresión siguiente:

$$Q_B = \epsilon B(NhS - \tau_c^*)^{1.5} \quad [13]$$

$$\epsilon = 6.4(g\Delta D_m^3)^{0.5} \quad [14]$$

$$N = \left(\frac{n'}{n}\right)^{1.5} \frac{1}{\Delta D_m} \quad [15]$$

$$n' = \frac{D_m^{\frac{1}{6}}}{26} \quad [16]$$

$$n = \frac{h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{U} \quad [17]$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad [18]$$

Donde Q_B (m^3/s) es el arrastre de la capa de fondo, h (m) la profundidad, B (m) ancho medio de la superficie libre, S la pendiente de fondo, D_m (m) diámetro medio del material de fondo, n' la rugosidad asociada a la partícula, n coeficiente de rugosidad según Manning y τ_c^* valor del umbral de movimiento.

La formulación de Wu se ha extendido para calcular el transporte de sedimentos de varios tamaños bajo condiciones actuales y también para aplicaciones costeras. Puede calcular las cargas de transporte terrestre y marítimo.

$$q^* = 0.0053 \left(\frac{\tau_b'}{\tau_c^*} - 1\right)^{2.2} \quad [19]$$

$$\tau_b' = \frac{1}{2} \rho f_c' U^2 \quad [20]$$

$$f_c' = 2 \left(\frac{n'}{n}\right)^{1.5} \frac{gn^2}{h^{\frac{1}{3}}} \quad [21]$$

$$n = \frac{h^{\frac{1}{6}}}{18 \log\left(12 \frac{h}{k_s}\right)} \quad [22]$$

$$n' = \frac{D_m^{\frac{1}{6}}}{20} \quad [23]$$

$$q^* = \frac{q_s}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_m^3}} \quad [24]$$

Donde τ_b' es el esfuerzo total de corte, q^* el número de Einstein para obtener el gasto sólido referido a un ancho unitario (m^2/s)

Como el cambio de la elevación del fondo durante un intervalo de cálculo es pequeño, su efecto sobre las del área hidráulica y el caudal, se desprecia; por tanto, las ecuaciones de flujo (Ecu. 5) y la ecuación de conservación de masas de los sedimentos es de Exner (Ecu. 25) se resolvieron de manera desacoplada.

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\epsilon)} \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad [25]$$

Donde ϵ es la porosidad del material de fondo.

VALIDACIÓN

Con el objetivo de representar de forma adecuadamente los procesos de agradación y degradación del fondo de un río aguas abajo de una presa, se compararon valores calculados del modelo flujo-sedimento con datos observados generados en laboratorio y casos hipotéticos.

Así, el modelo se valida con datos experimentales (Tabla 1) del proceso de degradación de fondo en un canal abierto. La duración del experimento es de 27 horas con mediciones intermedias de la elevación del fondo de inicio a fin. Antes de iniciar las mediciones se introduce una tasa de sedimento y flujo constante, una vez que se logra establecer la condición de equilibrio flujo-fondo, se corta la alimentación de sedimento iniciando el proceso degradativo como condiciones de frontera aguas arriba, se mantiene un gasto constante durante toda la simulación; aguas abajo, la salida está controlada por un vertedor de cresta delgada manteniendo la superficie libre del agua constante de inicio a fin. (Newton, 1951).

Para estudiar el proceso de agradación con el modelo flujo-sedimento, se utilizaron los datos del test de degradación (Newton, 1951); conociendo la condición de equilibrio dinámico flujo-sedimento, se planteó el objetivo de lograr el perfil que mantiene el fondo estático a partir de una alteración suave del perfil e iniciar los cálculos con las respectivas condiciones de frontera teniendo como incógnita el tiempo empleado para lograr dicha condición.

Tabla 1.- Datos del experimento de degradación del fondo.

Geometría del canal	
Longitud (L)	9.14 [m]
Ancho (B)	0.3048 [m]
Altura (H)	0.61 [m]
Características sedimento	
Densidad (ρ)	2650 [kg/m ³]
Porosidad (ρ)	0.396
Diámetro medio (D_{50})	0.69 [mm]
Condiciones iniciales	
Gasto líquido (Q_{cte})	0.00566 [m ³ /s]
Profundidad (Y_{ni})	0.03805 [m]
Pendiente (S_{ni})	0.0061

Para medir la capacidad de estimar la evolución del fondo sobre la longitud total del canal, se emplea el error absoluto y el puntaje de habilidad de Brier (Brier Skill Score, BSS) expresada por la siguiente fórmula.

$$BSS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (z_b(x_i, t)_{medido} - z_b(x_i, t)_{calculado})^2}{\sum_{i=1}^N (z_b(x_i, t)_{medido} - z_b(x_i, 0)_{calculado})^2} \quad [26]$$

El BSS, determina la habilidad de un modelo a partir de valores entre lo medido y calculado en un instante determinado a medida que se aleja de la condición inicial (Ecu. 26). El BSS ha sido identificado como el criterio más apropiado para determinar el rendimiento de un modelo numérico morfodinámico (Davies et al., 2002). Van Rijn y Walstra, 2003, proporcionan una caracterización de calidad general (Tabla 2).

Tabla 2.- Caracterización del BSS.

Calificación	BSS
Excelente	1.0-0.8
Bueno	0.8-0.6
Regular	0.6-0.3
Pobre	0.3-0.00
Malo	<0.00

Degradación

El espacio de cálculo, se discretizó con 20 intervalos distribuidos en los 9.14 m, obteniendo secciones a cada 0.457 m. Se estableció un paso de tiempo constante durante toda la simulación de 0.05 segundos. Se calibró el término de resistencia al flujo para la condición inicial, enseguida, se interrumpió la tasa de sedimento planteando la hipótesis que la primera sección mantiene el transporte de carga de fondo como cero. Los resultados fueron los siguientes.

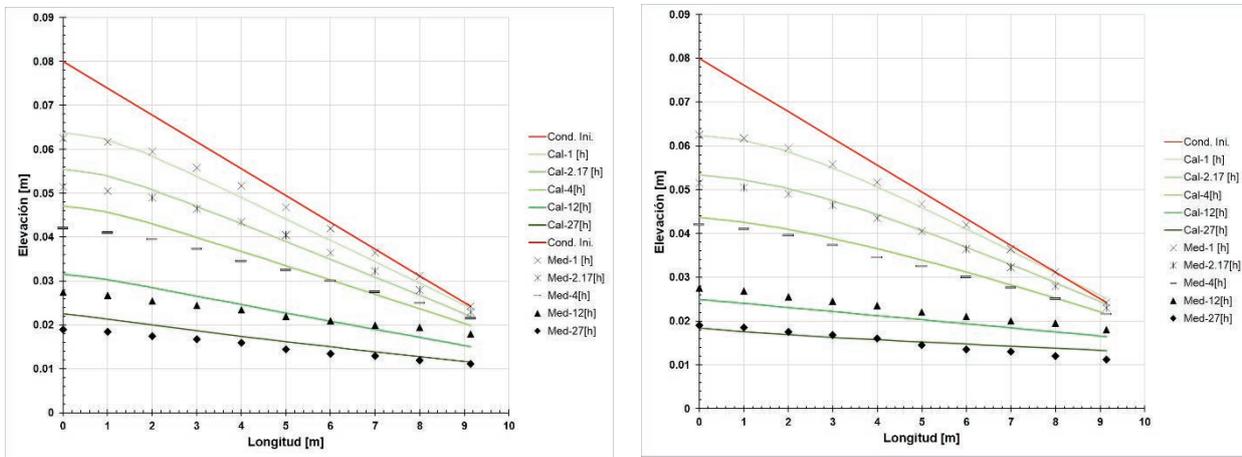


Figura 5.- Evolución del fondo con las expresiones de Wu (izquierda) y MPM (derecha). Valores observados contra calculados.

Posteriormente se obtiene el puntaje de habilidad de Brier para los perfiles desarrollados, consiguiendo los valores mostrados en la Tabla 3. Se calificó al modelo flujo-sedimento de manera cualitativa en el rango de excelencia. Se obtuvieron errores absolutos menores de 2 mm.

Tabla 3.- Puntaje de habilidad de Brier.

Tiempo [h]	WU		MPM	
	ε [m]	BSS	ε [m]	BSS
1	0.0018	0.9200	0.0007	0.9880
2.17	0.0017	0.9810	0.0009	0.9950
4	0.0022	0.9840	0.0012	0.9960
12	0.0020	0.9950	0.0020	0.9960
27	0.0017	0.9970	0.0014	0.9990

Así mismo, el programa tiene la capacidad de calcular el sedimentograma a la salida para ser comparados con los valores observados (Figura 6).

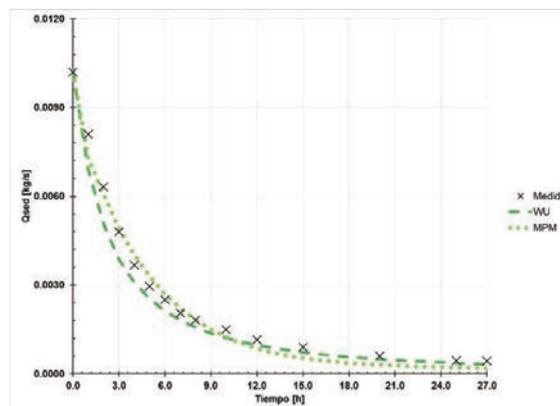


Figura 6.- Sedimentogramas estimados con Wu y MPM. Valores observados contra calculados.

La expresión de Wu, representa de manera aproximada la evolución de fondo con errores de valor absoluto aceptables y altos puntajes del BSS. Por otro lado, MPM requirió ser afectada por un coeficiente $K=0.8$ ya que mayoriza los resultados. Los sedimentogramas obtenidos en la última sección alcanzan a desarrollarse de manera muy aproximada a los valores observados (Figura 6), decreciendo de 0.0102 kg/s a 0.0004 kg/s ; de igual manera, se relaciona con la pendiente del perfil longitudinal que se ve reducida de 0.0061 a 0.0008 .

Agradación

Enseguida se presentan los resultados del proceso hipotético de agradación. Se modificó la primera mitad del perfil inicial con una pendiente de 0.0012 y la segunda mitad dejándola inalterada 0.0061 , se corrió el modelo flujo-sedimento manteniendo un gasto líquido de $0.00566 \text{ m}^3/\text{s}$ y tasa de sedimentos de $0.0105 \text{ m}^3/\text{s}$ constantes hasta establecer una condición de equilibrio dinámico donde el fondo prácticamente se encuentre inalterado. Los resultados son presentados utilizando la expresión de Wu (Figura 7) por representar de manera aproximada el transporte del fondo en el test de degradación.

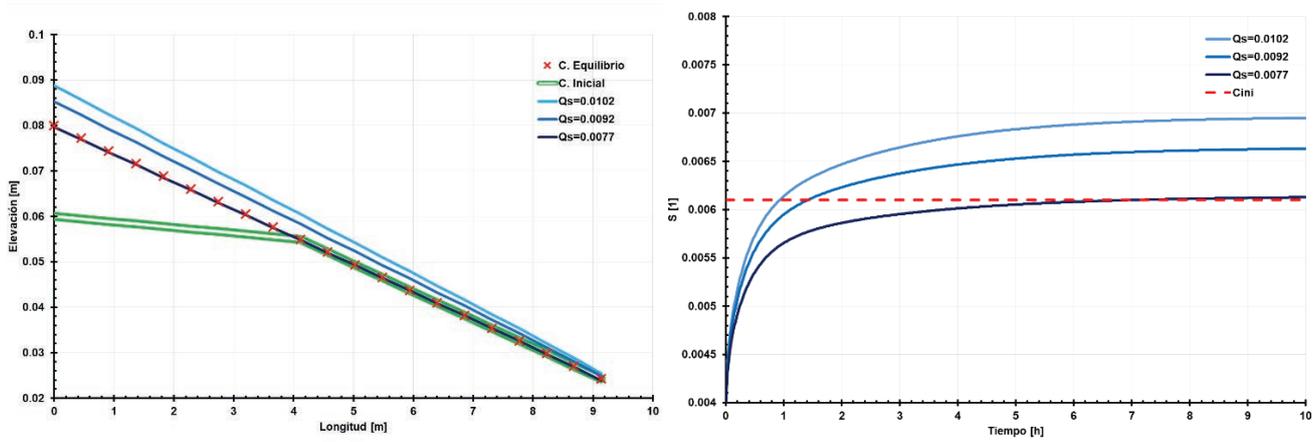


Figura 7.- Equilibrio dinámico, evolución del fondo, Wu (izquierda), pendientes (derecha).

Se presentan tres perfiles, cada uno desarrollado hasta el equilibrio dinámico con diferentes tasas de sedimento aportada. Con la tasa conocida de $0.0102 \text{ m}^3/\text{s}$ se logra un perfil arriba de la condición de equilibrio medida; disminuyendo la tasa de sedimento al 75% ($0.0077 \text{ m}^3/\text{s}$) se logra el perfil de la condición de equilibrio inicial del test de degradación. El equilibrio dinámico se consigue en aproximadamente en 10 horas (Figura 7). Teniendo en cuenta que la expresión de Wu consigue perfiles en el orden de valores observados, la tasa de sedimento probable para desarrollar el perfil medido sería de $0.0077 \text{ m}^3/\text{s}$ y gasto líquido $0.00566 \text{ m}^3/\text{s}$, para mantener una pendiente de 0.0061 en 9.14 metros, con una profundidad de flujo de 0.0383 m .

CASO DE APLICACIÓN: RÍO SAN PEDRO, NAYARIT, MÉXICO

Se presenta la estimación del transporte sedimento grueso y la evolución del fondo que se desarrolla a lo largo de 71 km del río San Pedro en el estado de Nayarit, México; aguas abajo del sitio de la PH Las Cruces, una vez que se ha cerrado el cauce e inicia su operación.

El análisis de la corriente del río San Pedro tiene una longitud de $71,547 \text{ m}$, teniendo una elevación máxima de 78.57 m.s.n.m. y mínima en la cota 1.37 m.s.n.m. , conformando una pendiente media de 0.0006 m/m . El perfil longitudinal a utilizar cuenta con 29 secciones, desde la cercanía del vaso de la presa hidroeléctrica hasta la localidad de Tuxpan (Figura 8), colindando en la salida con el sistema lagunar de Mexcaltitán.

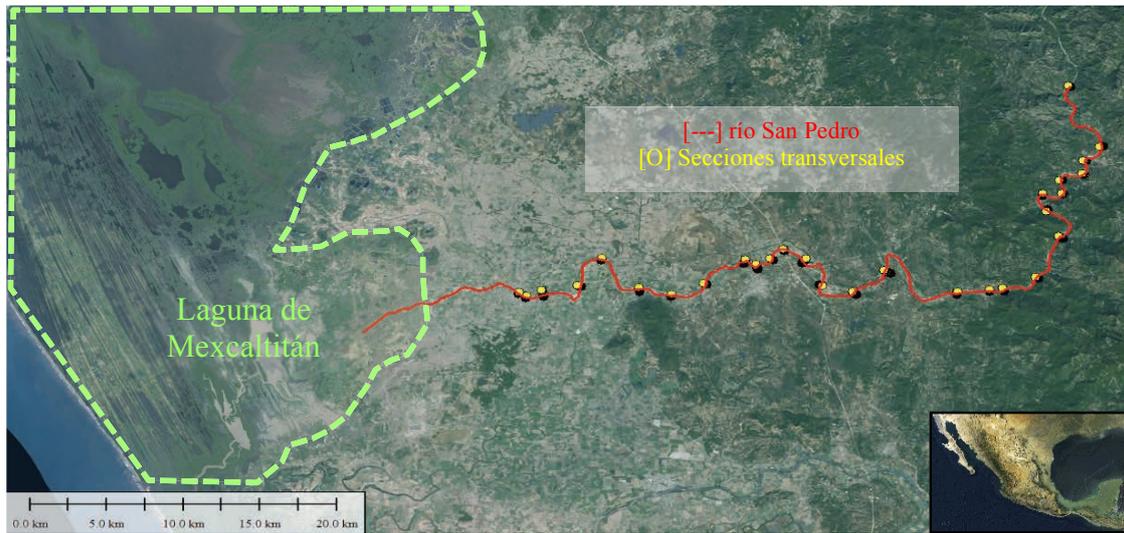


Figura 8.- Ubicación del sitio en estudio, río San Pedro, Nayarit, México.

El objetivo del estudio es determinar el aporte real del gasto de sedimento grueso, que llega al final del tramo del río con base en la evolución morfológica aguas abajo del embalse. Se presentan dos casos: en un estado natural (sin presa) y con influencia de la construcción del embalse (con presa). Para el primer caso, se construyó un hidrograma anual en base de promedios mensuales históricos. El segundo, derivado de cuestiones ambientales se analizaron alternativas de operación de demanda mensual variable, resultando un caudal mínimo aceptable para la sobrevivencia de los organismos acuáticos del río de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figura 9).

Se efectuaron modelaciones numéricas de 10 años de duración, los cuales se repetían cíclicamente cada año.

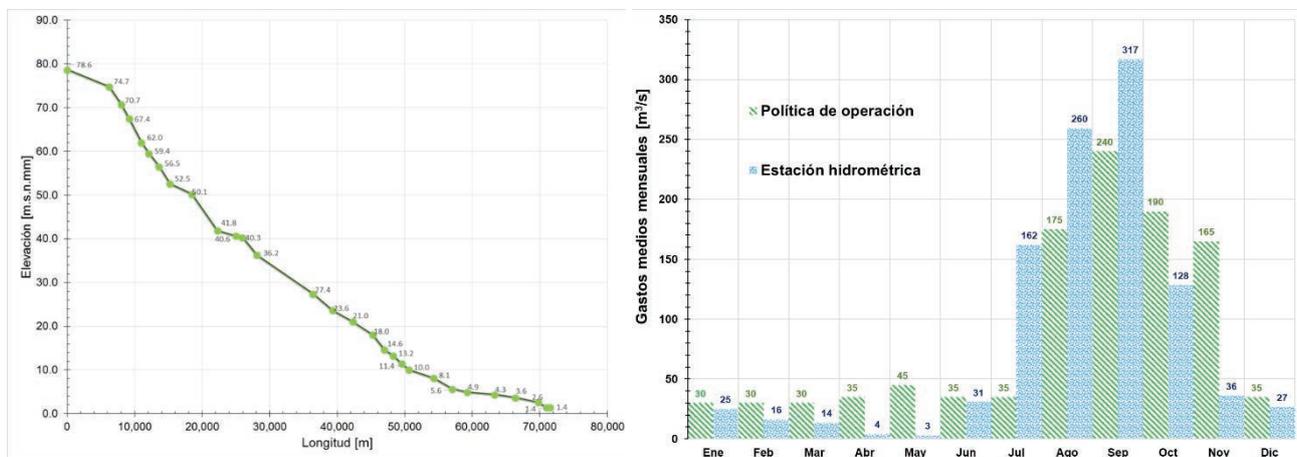


Figura 9.- Perfil longitudinal del río San Pedro (izquierda). Hidrogramas medios mensuales (derecha).

A partir del análisis granulométrico realizado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), en el año 2014 en diferentes sitios aguas abajo de la presa hidroeléctrica, se obtuvo una densidad relativa media de 2.6 y un D_{50} de 13 mm; en la laguna de Mexcalitán se encuentran arcillas de alta plasticidad con diámetros menores de 0.01 mm.

Las secciones utilizadas para la modelación, son aquellas generadas en campo por CFE en el año 2012 (Figura 10). Se tuvo la iniciativa de interpolar las secciones, haciendo una transición de forma y área, con un espaciamiento uniforme en promedio de 800 metros, pasando de 29 secciones a 88 secciones en su totalidad.

Para estimar el rango de aproximación que el modelo puede representar el transporte de sedimentos, se compararon los datos medidos por la única estación hidrométrica ubicada sobre el río San Pedro. Se procesaron los gastos de sedimento medios diarios asociados a su gasto líquido, se

graficó para obtener una función que nos permita visualizar si los gastos sólidos calculados están en el orden de los medidos (Figura 10). El cálculo se presenta entre dos secciones por lo que se comparó con el promedio de sus gastos sólidos estimados (Figura 11).

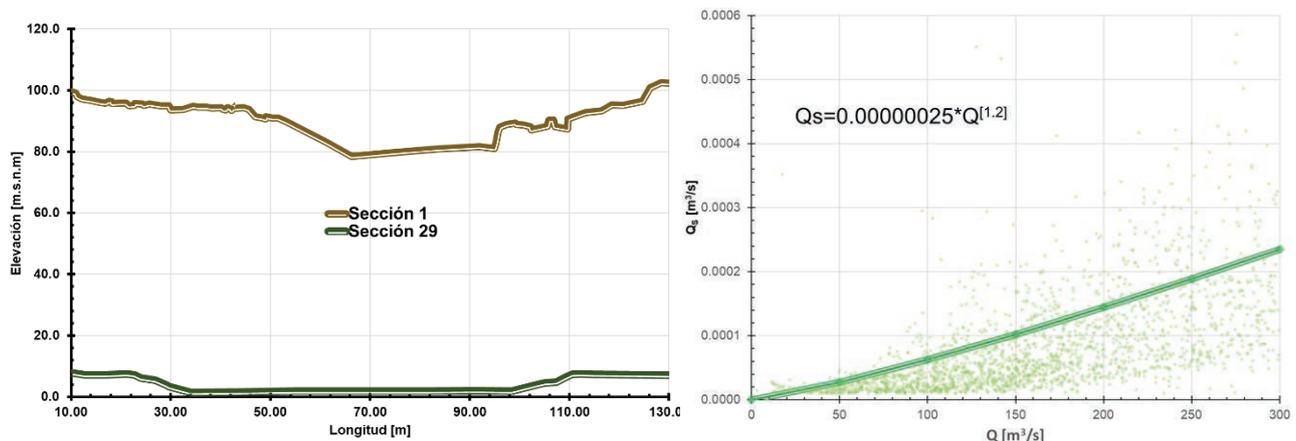


Figura 10.- Sección 1 (cerca al embalse), Sección 29 (salida localidad de Tuxpan), Gasto sólido respecto a su gasto líquido.

Resultados

Se presentan los sedimentogramas a lo largo de 10 años calculados con la expresión de Wu: el primero, con presa, ubicado en la sección de control de los valores medidos de la estación hidrométrica en comparación con los estimados por el modelo, logrando estar cerca de una tendencia media de la tasa de sedimentos, además no se estima por arriba del valor máximo observado de $0.0006 \text{ m}^3/\text{s}$, se aprecia que a partir del tercer año los valores establecen una tendencia; el segundo, es la comparación de los sedimentogramas, con y sin presa, a la salida del modelo que corresponde a la conexión del afluente y el sistema lagunar (Figura 11).

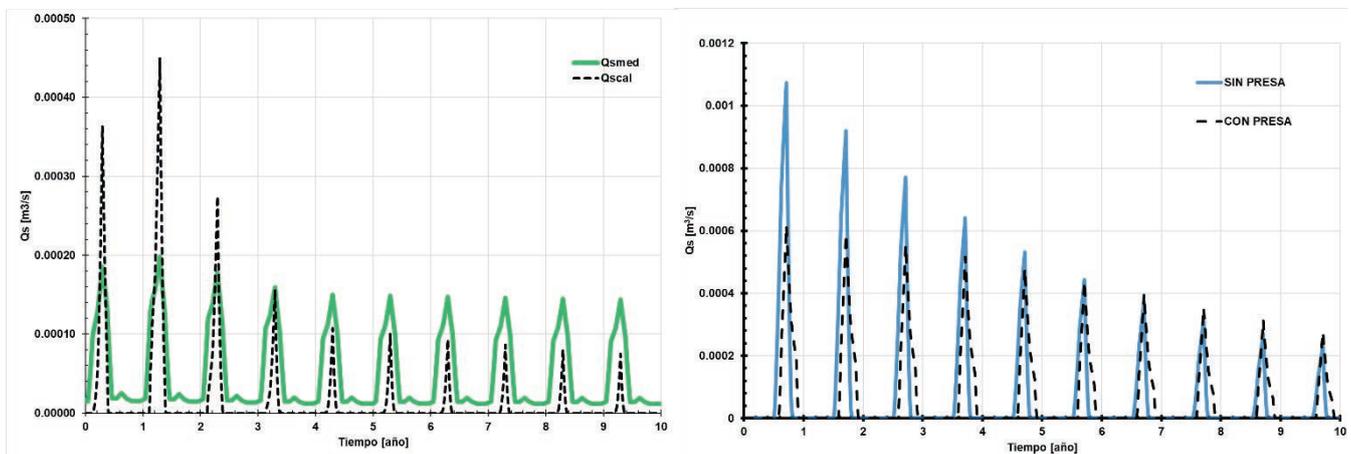


Figura 11.- Sedimentogramas: Ubicación de la estación hidrométrica (izquierda), sedimentogramas a la salida (derecha).

Se presentan los perfiles desarrollados con y sin presa: con presa, se estima que el río San Pedro, en la primera sección tenga un descenso paulatino del fondo presentando una diferencia de elevación del fondo de 2 m en 10 años; un cambio de pendiente en su perfil de 0.00075 a 0.00077 m/m. Durante los 10 años de simulación, se presenta erosión y sedimentación en sus primeros 30 km, enseguida se presenta una zona prácticamente inalterada en los restantes 40 km; sin presa, presenta de manera muy aproximada el mismo comportamiento que el caso con presa.

La diferencia entre los casos radica en las primeras secciones, el embalse produce un desequilibrio del sedimento que se ve reflejado en el descenso del fondo de manera paulatina en los primeros 1,200 m, al menos hasta los 10 años de simulación.

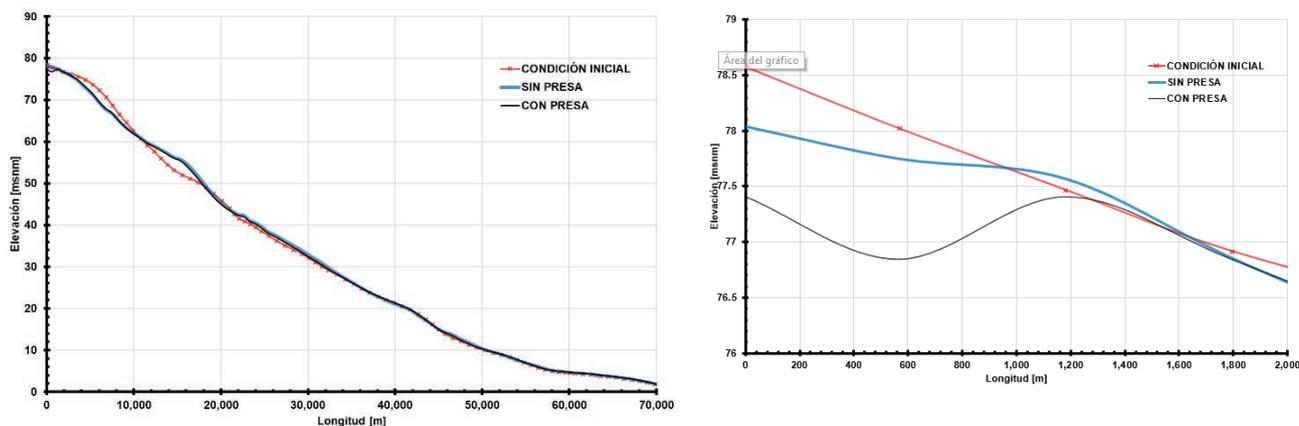


Figura 12.- Perfiles longitudinales (izquierda), primeras secciones (derecha).

CONCLUSIONES

Se desarrolló un modelo flujo-sedimento en 1D que tiene la capacidad de representar la evolución del fondo, validado con el test de Newton, con el caso del proceso de degradación y una variante hipotética para el caso de agradación. Se estudiaron dos fórmulas Wu y MPM en donde la primera tiene la capacidad de estimar el transporte de sedimentos en el orden de valores observados y la segunda, requiere de calibración ya que tiende a mayorizar los valores.

El presente estudio del río San Pedro está elaborado con la ausencia del proceso de acorazamiento. Además, el modelo no representa el transporte en la sección transversal, únicamente en la dirección del flujo, tomando en cuenta que la sección es degradada o agradada matemáticamente con sección completa.

Las observaciones de Maza en el estudio de morfología de un río aguas abajo de una presa, se presentan en el caso de estudio del río San Pedro, teniendo un primer tramo con cambio en la pendiente con un valor del 40 % referido al total de su longitud, mientras que el 60% restante se mantiene inalterado, al menos hasta el tiempo modelado de 10 años.

REFERENCIAS

- Aguilar, M.** (2018). Cálculo matemático, del cambio a largo plazo, de la pendiente de un río aguas abajo de una presa. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Davies, A. G., L. C. van Rijn, J. S. Damgaard, J. van de Graaff, and J. S. Ribberink** (2002). Intercomparison of research and practical sand transport models, *Coastal Eng.*, 46, 1 – 23.
- Kamal El kadi Abderrezzak, A.P.** (2009). One-dimensional numerical modeling of sediment transport and bed deformation in open channels, 2009, *Water Resources Research*.
- Maza A. J. A.** (1988). Cambios que sufre un río aguas abajo de grandes presas. CFE. México.
- Meyer-Peter, E., and R. Muller.** (1948). Formules for bed-load transport, paper presented at 2nd IAHR congress, IAHR, Stockholm.
- Newton, C.T.** (1951). An experimental investigation of bed degradation in an open channel, *Trans. Boston Soc. Civ. Eng.*, 195, 28-60.
- Wu, W., D. A. Vieira, and S. S. Y. Wang.** (2000). New capabilities of the CCHE1D channel network model, ASCE's 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management, Minneapolis, Minn.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EL DESTINO DE UNA ISLA FLUVIAL

Geraldo Wilson Júnior y Mário Grüne de Souza e Silva

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, jrwilson@gmail.com; mariosilva87@gmail.com

RESUMEN: Estudios sobre cambios morfológicos de ríos, aguas abajo de presas, son originales en Brasil. Esto fue motivación para el Proyecto de Investigación y Desarrollo (*I&D*) celebrado entre la *CESP* (Compañía de Energía de São Paulo) y la *UFRJ* (Universidad Federal del Río de Janeiro), para describir cualitativa y cuantitativamente la "*Evolución Temporal y Espacial de los Procesos Sedimentológicos y Morfológicos en la Región de Influencia Directa del Reservatorio de una Central Hidroeléctrica*" (Wilson-Jr. 2016). La Central *Ilha Solteira* fue construida para generación de 3.444 MW. El Objetivo Principal de este artículo consiste en el Diagnóstico y Pronóstico de la Erosión de la *Ilha Solteira*, ubicada 1,0 km aguas abajo de la presa; y el Objetivo Complementar en la presentación de Medidas de Recuperación de la Isla. Se destaca las variaciones de los regímenes fluviales, en función de la demanda horaria de electricidad del Sistema Interconectado Nacional (*SIN*). Lo que ocurre durante un año hidrológico en los tramos naturales de un río, ocurre diariamente aguas abajo de la Central. La isla permanece seca durante las horas de pequeña generación eléctrica y se inunda en las horas de mayor demanda. El proceso de restauración de la isla debe pasar por las siguientes etapas: (i) recuperación y estabilización de su contorno original, lo que implica en la instalación de escolleras, gaviones, mantas geo-textiles, troncos u otros artefactos; (ii) recuperación del sustrato a través de la importación de suelo, que una vez protegido de las aguas "hambrientas", posibilite la recuperación de la flora y fauna; y (iii) integración del proyecto con la Sociedad Municipal y Turística, de modo que todos se sientan motivados y de él participen.

ABSTRACT: Studies on morphological changes of rivers, downstream of dams, are original in Brazil. This was a motivation of the Research and Development (*R&D*) Project held between *CESP* (São Paulo Energy Company) and *UFRJ* (Federal University of Rio de Janeiro), to describe qualitatively and quantitatively the "*Temporal and Spatial Evolution of Sedimentological and Morphological Processes in the Region of Direct Influence of the Reservoir of a Hydroelectric Plant*" (Wilson-Jr. 2016). The *Ilha Solteira* Plant was built for the generation of 3,444 MW. The Main Objective of this article consists in the Diagnosis and Prognosis of the the *Ilha Solteira's* Erosion, located 1.0 km downstream the dam. The Complementary Objective consists of the presentation of Recovery Measures of the Island. It highlights the variations of the fluvial regimes, based on the hourly demand for electricity from the National Interconnected System (*NIS*). What happens during a hydrological year in the natural stretches of a river, occurs daily downstream of the Power Plant. The island remains dry during the hours of small electricity generation and floods in the hours of greatest demand. The restoration process of the island must go through the following stages: (i) recovery and stabilization of its original contour, which implies the installation of levees, gabions, geotextile mattresses, logs or other artifacts; (ii) recovery of the substrate through the importation of soil, which once protected from the "*hungry*" waters, enables the recovery of the flora and fauna; and (iii) integration of the project with the Municipal and Tourist Society, so that everyone feels motivated and participates.

PALABRAS CLAVES: Procesos Sedimentológicos Fluviales. Erosión aguas abajo de presas. Escolleras y gaviones. La *Ilha Solteira* en el Río Paraná.

INTRODUCCIÓN

La Central Hidroeléctrica *Ilha Solteira* (*Isla Soltera*) cuya construcción se extendió de 1965 a 1978, se ubica en el Río Paraná, en la frontera de los Estados de *São Paulo* y *Mato Grosso do Sul*. El embalse opera con regularización de caudales y fue construido para la generación de hasta 3.444 MW. La Central *Ilha Solteira*, junto con las Centrales Hidroeléctricas: *Três Irmãos* situada en el Río *Tietê*, y *Jupiá* en el Río Paraná, forman parte del Complejo *Urubupungá*, que estuvo bajo concesión de la *CESP*: Compañía Energética de *São Paulo*, hasta el año 2015 (**Figura 1**). Desde entonces, la gestión de la central pasó a la Empresa: *China Three Gorges – CTG, Brasil*.

En el Río Paraná, 1 km aguas abajo de la presa, existe una isla, que por estar aislada 10 km de un archipiélago de cinco otras, se denominó *Ilha Solteira*, la cual dio nombre a la Central (***UHE Ilha Solteira: Usina Hidroeléctrica Ilha Solteira***) y a la Ciudad que surgió del campamento de los obreros de la construcción del complejo hidroeléctrico (**Figura 2**).



Figura 1.- Complejo Hidroeléctrico *Urubupungá*, CESP (Andrade, 2013)



Figura 2.- Principales Unidades de la Central Hidroeléctrica *Ilha Solteira* (Andrade, 2013)

El destino de la isla fue trazado durante el proyecto ejecutivo de la *UHE*, en un época (1965) en que las preocupaciones con el Medio Ambiente eran reducidas o inexistentes (*CESP*, 1988):

“El origen del nombre de la ciudad es una isla denominada ‘*Ilha Solteira*’, que existe en el lugar, cuya tendencia es desaparecer, una vez que su superficie disminuye año a año, como consecuencia de la erosión provocada por las crecidas del Río Paraná”.

En realidad no fueron solamente las crecidas anuales del Río Paraná que afectaron a la isla, pero, principalmente, el ciclo diario de caudales turbinados, que independientemente de las estaciones del año provocan una erosión continua y destructora del paisaje aguas abajo. Aunque ya pasados más de 50 años, la población de la ciudad no se conforma con la pérdida de este escenario geográfico, y acompaña con ansiedad los resultados de los estudios morfológicos de Investigaciones y Desarrollo (*I&D*), realizados por la *COPPE-UFRJ* en colaboración con la *CESP*, y cuya continuidad se propone a la *CTG*, Brasil.

OBJETIVOS

Los objetivos de los proyectos de *I&D* son:

- (1) Describir los procesos sedimentológicos y morfológicos aguas abajo de la Central Hidroeléctrica, en especial los impactos sufridos por la isla (**Diagnóstico: COPPE-CESP**).
- (2) Describir el avance de la pérdida de suelos en la isla (**Pronóstico: COPPE-CESP**).
- (3) Proponer **soluciones mitigadoras (COPPE-CTG)** para:
 - (3.1) recuperación y estabilización del contorno original de la isla;
 - (3.2) recuperación de su sustrato a través de la importación de suelo, que una vez protegido, posibilite la recuperación de la flora y crea atractivos para la fauna;

(3.3) integración del proyecto con la Sociedad Municipal y Turística, de modo que todos se sientan motivados y de él participen.

Para esta tercera meta serán calculados los valores máximos de las variables hidrodinámicas (velocidades críticas, tensiones de arrastre, corte, etc.) que definirán, en cada punto del entorno a ser recuperado, los valores de la estructura de contención – sea de concreto, bloques de piedras, sea de gaviones o colchones Reno®, entre otros.

CARACTERÍSTICAS DE LA REGIÓN

En 2003, la *Ilha Solteira* fue declarada Patrimonio Histórico Público Cultural Municipal, y en año siguiente: Área de Protección Ambiental. Para garantizar su “preservación” fueron firmados acuerdos entre la Secretaría Municipal de Medio Ambiente, la Facultad de Ingeniería de *Ilha Solteira* – FEIS, la CESP, el Ayuntamiento de la Ciudad y otros sectores de la Sociedad Civil. Todavía, estudios de cartas topográficas y fotos aéreas realizadas en la FEIS verificaron que en 1960, antes de la construcción de la Central Hidroeléctrica, la isla presentaba área total de 28,2 ha y estaba ocupada por el 64,6 % con Vegetación Arbórea. En 1978 se constataron reducciones del 21,13 % de su área original y 83,0 % de la vegetación arbórea.

Los valores iniciales determinados por Andrade (2013) son más elevados: 43,0 ha en 1973, reduciéndose bruscamente a 24,0 ha en 1983, debido a las lluvias intensas de ese año. Una imagen *Google Earth* del 04/08/2016 muestra que el área de la isla se redujo a menos de 15,0 ha, lo que significa una pérdida del 65 % del suelo superficial que existía en 1973! (Figura 3).

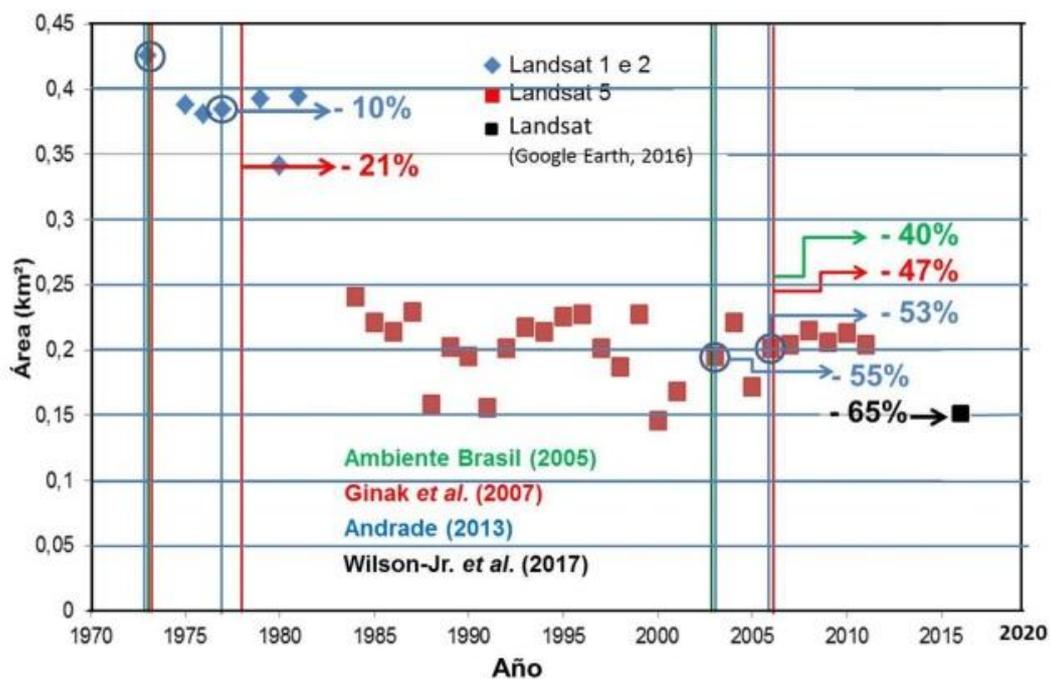


Figura 3. Evolución del Área de la *Ilha Solteira*

La fauna presenta tanto especies del Cerrado, cuanto de la Mata Atlántica. Especies como guacamayos y tucanes se encuentran incluso en las regiones urbanas. En 1978, la CESP construyó un zoológico en la ciudad - el Centro de Conservación de la Fauna Silvestre - para albergar animales rescatados del llenado de los depósitos de las UHEs *Jupiá* e *Ilha Solteira*. Se encuentran en este zoológico: el caimán del papo amarillo; el guacamayo *Canindé*; el oso hormiguero bandera; el mono rojo (*bugio vermelho*); el ciervo del *pantanal*; el lobo *guará*; la *jacatirica* o *jaguaririca*) y el perro vinagre del bosque (CESP, 2012; Andrade, 2013).

Ginak et al. (2007) utilizaron una Imagen de Satélite *Quickbird* de 10/04/2006, e identificaron las siguientes clases de uso y ocupación del suelo en la isla: capoeira, capoeira rala,

campo cerrado, campo alagadizo, suelo expuesto y uso antrópico, como se muestra en las **Figuras 4 a 6**. No se han encontrado formaciones vegetales conservados como Bosque o Cerrado, pero sólo formaciones que reflejan la degradación de esta área de estudio.

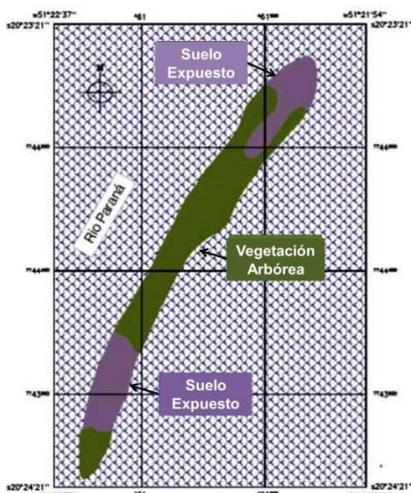


Figura 4. Uso y Ocupación del Suelo de la *Ilha Solteira* en 1960 (DRENATEC, 2009)

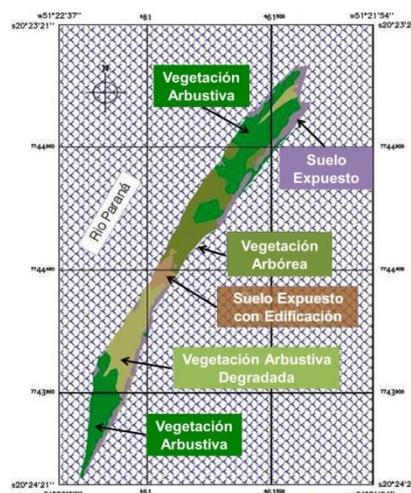


Figura 5. Uso y Ocupación del Suelo de la *Ilha Solteira* en 1978 (DRENATEC, 2009)



Figura 6. Uso y Ocupación del Suelo de la *Ilha Solteira* en 2006 (DRENATEC, 2009)

Se destaca en el Río Paraná, aguas abajo de la *UHE Ilha Solteira*, y en el Reservatorio de la *UHE Jupirá*, la presencia de *macrofitas acuáticas*. Según Pitelli (1998), la hipótesis más probable para la proliferación de las *macrofitas* fue la introducción de especies carnívoras de peces, como el *tucunaré* y la merluza blanca en el reservatorio de la *UHE Jupirá*, sin la debida evaluación del impacto ambiental. Estas especies redujeron la población de peces herbívoros en el reservatorio. Sin sus predadores naturales, las *macrofitas* acuáticas proliferan, perjudicando la generación de energía eléctrica, la navegación y otros usos del reservatorio. Las principales especies de *macrofitas* acuáticas encontradas son: *egeria densa* y *egeria nasas (elodias)*; *ceratophyllum demersum*; *eichhornia crassipes (jacintos de agua - aguapés)*; *typhaspp (énea - taboa)* y *pistia stratiotes (lechuga de agua)* (Andrade, 2013). Estas plantas acuáticas fueron observadas en todas las visitas de campo y dificultaron los trabajos de batimetría y la navegación junto a las márgenes del Río Paraná e islas.

Las visitas recientes (2017) a la *Ilha Solteira* mostraron una ocupación espacial diferente de los levantamientos efectuados por Ginak *et al.* (2007) y anteriores, y, sobre todo, una deplorable deficiencia de la camada y superficie del suelo, resultante de una pérdida continua e irreversible del “cantero” del paisaje fluvial. No se trata más de preservar la vegetación original de la isla, sino de rehacer la propia *Ilha Solteira*, cuyo suelo, como previsto durante el Proyecto Ejecutivo de la *UHE* - en una época en que las preocupaciones ambientales eran reducidas o inexistentes - !ha sido erosionado y transportado para dentro del reservatorio de la *UHE Jupirá*!

METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO DEL MOVIMIENTO DE SEDIMENTOS

Para el Diagnóstico y Pronóstico del movimiento de sedimentos aguas abajo de la Central Hidroeléctrica, fue utilizada la metodología desarrollada por Wilson-Jr. y Vukmirović (1980) y refinada por Wilson-Jr. (1999, 2009), según el esquema de la **Figura 7**, que comprende tres etapas: (i) conocimiento de la cuenca hidrográfica; (ii) mediciones del movimiento sólido en uno o más tramos representativos del flujo, y (iii) determinación de las características hidrometeorológicas y sedimentológicas, durante el período de mediciones.

En el caso de la *Ilha Solteira*, el tramo de estudios, el área de influencia directa del emprendimiento, así como los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos son restringidos, fáciles de ser estudiados y bien establecidos por el proyecto.

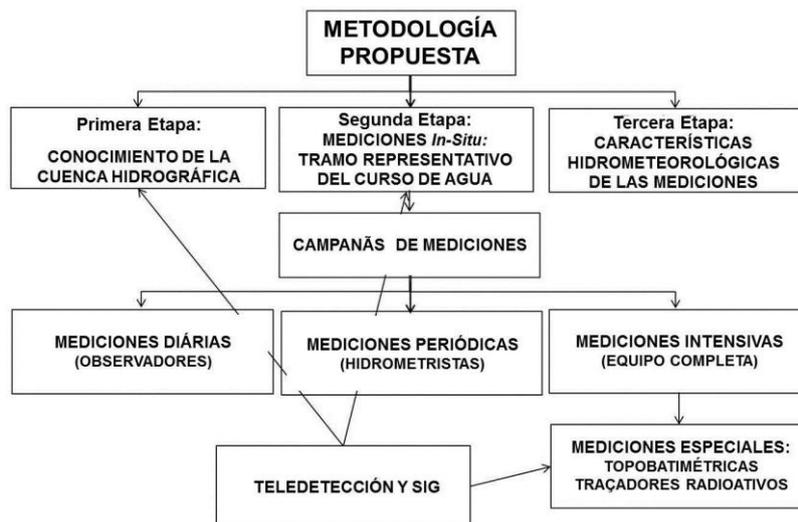


Figura 7. Movimiento de Sedimentos en Flujos de Superficie Libre (Wilson-Jr.,1999, 2009)

Se concluyó que el proceso erosivo al que la isla está sometida depende directamente de la demanda de energía eléctrica. No se trata solamente de “revegetar” la isla, sino antes de todo, de recuperar su área del año 1965, reconstruyéndola con consentimiento de la sociedad. De esta forma, la Metodología para el Estudio del Movimiento de Sedimentos en Flujos Fluviales deberá ser aplicada para proporcionar los datos y subsidios necesarios a los:

- Proyectos Físicos: estructurales, de recuperación, reposición y contención del suelo;
- Proyectos Bióticos: de “re-naturalización” y recuperación de la productividad biológica y de la capacidad biogénica de la isla, Flora y Fauna; y
- Proyectos Socioeconómicos: de ecoturismo, ocio, educacionales, culturales, turísticos, que permitan la recuperación del paisaje y de los procesos ecológicos, que traigan nuevos atractivos para la Ciudad de *Ilha Solteira*, y sobre todo que incentiven el orgullo en repartir y mantener este símbolo paisajístico entre vecinos y visitantes!

DIAGNÓSTICO DEL PROCESO EROSIVO DE LA ISLA

La **Figura 8** muestra la parte Norte de la *Ilha Solteira* en 1973, año de inauguración de la Central Hidroeléctrica. En esta época, tres torres de transmisión de energía eléctrica fueran instaladas en este extremo.

Los caudales líquidos del Río Paraná aguas abajo de la Central Hidroeléctrica no siguen las variaciones temporales y sazonales del ciclo hidrológico. Sus valores son iguales a la suma horaria de los **caudales turbinados y vertidos**.

Los **caudales turbinados** dependen de la demanda de energía del Sistema Interconectado Nacional (*SIN*) y del Operador Nacional del Sistema Eléctrico (*ONS*), que operan bajo fiscalización y regulación de la *ANEEL – Agencia Nacional de Energía Eléctrica*. Así como las demandas de energía, estos flujos turbinados varían continuamente durante el día. En los días de las mediciones especiales topobatimétricas de la campaña intensiva, los caudales líquidos turbinados variaron, desde valores horarios alrededor de $Q_{min} = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ (05h00min), hasta valores superiores a $Q_{max} = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (15h00min), es decir, hasta valores máximos del mismo orden de los caudales naturales observados durante los años hidroló-

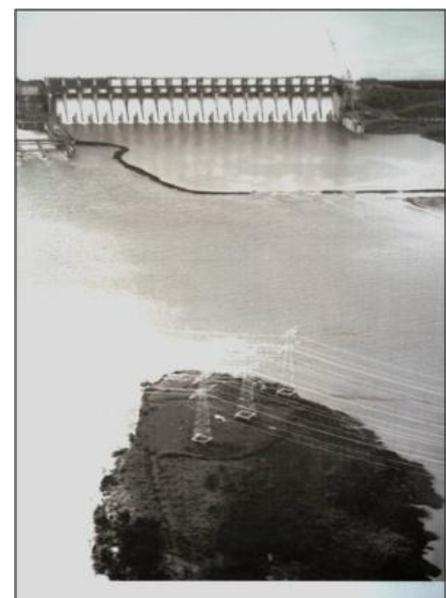


Figura 8. Presa y Norte de la *Ilha Solteira*, en 1973: año de Inauguración de la UHE (Foto CESP)

gicos, en ríos brasileños de porte medio, como el Río *Tietê*, en el Estado de *São Paulo*, por ejemplo.

Una vez que el embalse de la Central Hidroeléctrica *Ilha Solteira* estuvo con poca agua en los últimos años, los **caudales vertidos** fueron nulos o pequeños. Con el **embalse lleno**, los caudales vertidos podrán alcanzar valores superiores a $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$. En 1991, por ejemplo, los valores máximos fueron: caudal vertido $15.537,0 \text{ m}^3/\text{s}$; caudal turbinado $6.658,0 \text{ m}^3/\text{s}$; y caudal total igual a $22.195,00 \text{ m}^3/\text{s}$!

Si valores de este orden vuelvan a ocurrir, nuevas particiones surgirán en la *Ilha Solteira*, que se transformará en un archipiélago de islotes, siguiendo los canales amarillos indicados en las **Figuras 9 a 12**, y otros más nuevos aún no registrados.



Figura 9. Imagen *GOOGLE* del Norte de la Isla (2016)

Figura 10. Imagen *GOOGLE* de la parte Sur (2016)



Figura 11. Extremo Norte de la *Ilha Solteira*.
(Foto: Danilo Neves, 2016)

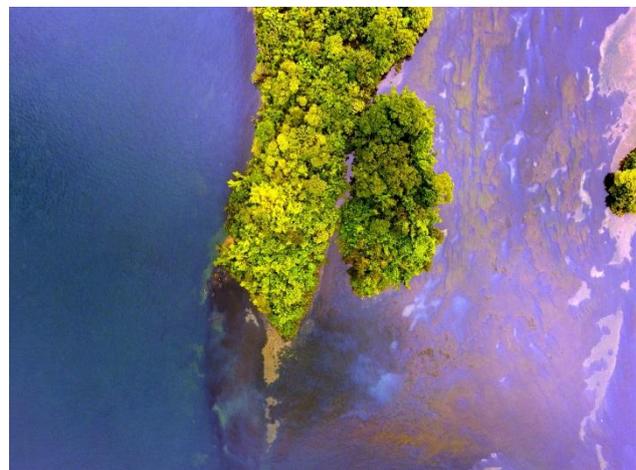


Figura 12. Sur de la Parte Norte de la *Ilha Solteira*.
(Foto: Danilo Neves, 2016)

ANÁLISIS HIDRODINÁMICO DEL TRAMO

Como los caudales líquidos, aguas abajo de la presa, varían continua y cíclicamente durante el día, los regímenes del río, que se caracterizan por los valores de las variables hidrodinámicas, también variarán en el tiempo y en el espacio. Así, los campos de velocidades líquidas, niveles y profundidades de agua, tensiones de cizallamiento, declividades de la línea de agua y del lecho, variarán continuamente en el tramo del Río Paraná aguas abajo de la *UHE*, en particular, alrededor de la *Ilha Solteira*, en un ciclo diario de valores, función de la demanda de energía eléctrica. Lo que

sucede durante un año hidrológico en los tramos naturales de un río, ocurre diariamente en el tramo aguas abajo de la *UHE Ilha Solteira*. El extremo norte de la isla (**Figuras 9, 11 y 12**) permanece seco durante las horas de poca demanda diaria de energía (**Figura 13**) y se inunda durante las horas de mayor demanda (**Figura 14**).



Figura 13. Norte de la *Ilha Solteira* durante el Período de Demanda Diaria Reducida de Energía. (Foto: Wilson-Jr. 2017)



Figura 14. Norte de la *Ilha Solteira* durante el Período de Mayor Demanda Diaria de Energía. (Foto: Wilson-Jr. 2017)

En el caso de los sedimentos, las aguas son "*hambrientas*" aguas abajo de la *UHE* (Kondolf, 1997), y voraces crean canales a través de la isla (**Figuras 15 y 16**), la fragmentan (líneas amarillas en las **Figuras 9 y 10**) y la dividen en islotes (**Figuras 9 y 12**).



Figura 15. Canal Incipiente en la Región Noroeste de la Parte Norte de la *Ilha Solteira*. (Foto: Wilson-Jr. 2017)



Figura 16. Canal Incipiente junto al Pilar de la Tercera Torre de Transmisión. (Foto: Wilson-Jr. 2017)

Para el análisis hidrodinámico se consideró el tramo de 10,0 km aguas abajo de la Central Hidroeléctrica, incluyendo la *Ilha Solteira*. El modelo adoptado es parte del *SisBaHia® - Sistema Base de Hidrodinámica Ambiental* de la *UFRJ*, registrado por la Fundación *COPPETEC* de la *UFRJ* (www.sisbahia.coppe.ufrj.br).

Primeramente se diseñó el dominio de interés – **mapa base** – a través de una imagen *Google Earth*, el cual fue discretizado con una malla de elementos finitos bicuadráticos (**Figura 17**). Se observa que hay mayor refinamiento de la malla en el área de la *Ilha Solteira*, de modo a tener una mayor precisión de los cálculos en esa región. La malla encubre el Norte de la isla y permite que haya flujo por encima del suelo durante las horas de inundación. La batimetría (**Figuras 18 y 19**) fue obtenida *in-situ*, como parte de las mediciones hidrodinámicas y sedimentológicas (Wilson-Jr. y Souza e Silva, 2017).

En los levantamientos de 23 trayectorias transversales y 5 longitudinales se utilizó un *Ecobatímetro Monofeixe Echotrac CV-100* de *Teledyne Odom Hydrographic Systems Inc.*, con una

precisión de 0,01 m, y frecuencia de 200 kHz, el cual funcionó acoplado a un Sistema *DGPS AtlasLink GNSS Smart Antenna*, de precisión inferior a 0,02 m. Al mismo tiempo, durante los días de batimetría, se realizaron siete mediciones de caudal líquido, en cuatro secciones transversales, con el uso de un equipo *ADCP (MIPS Doppler Current Profiler)* de Sontek *YSI*, el *ADP-M9*: aguas arriba, entre las partes Norte y Sur, y aguas abajo de la *Ilha Solteira*.

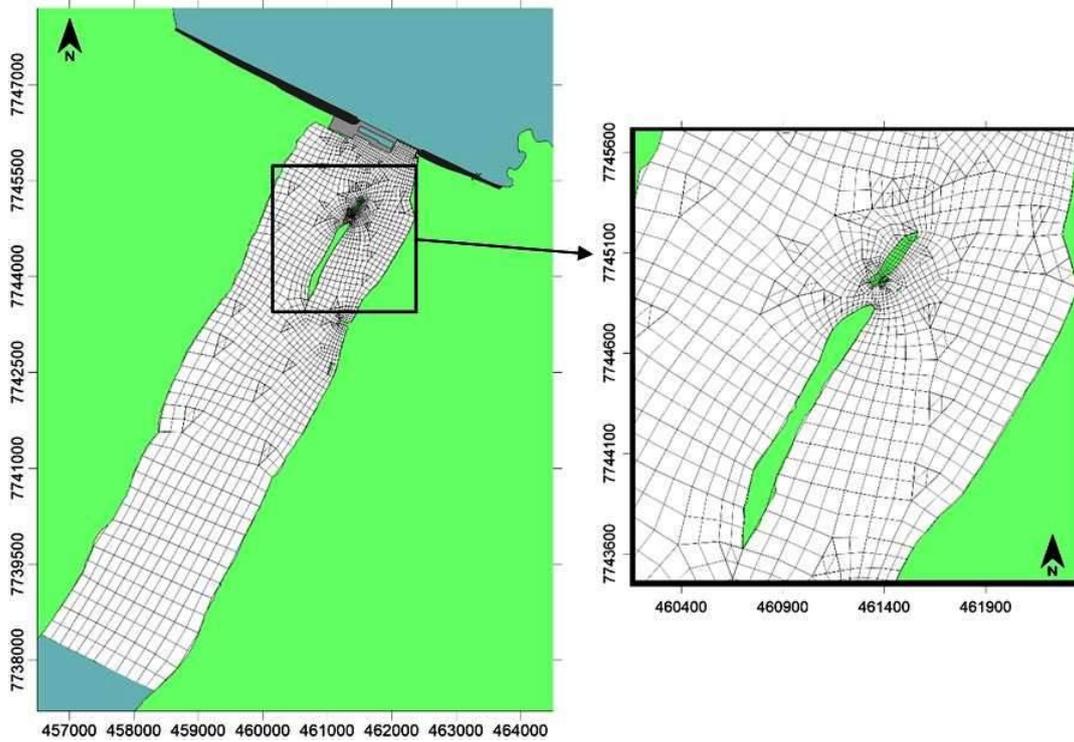


Figura 17. Domínio Modelado del Río Paraná Aguas Abajo de la Central Hidroeléctrica *Ilha Solteira*: Malla de Elementos Finitos. (Wilson-Jr. *et al.* 2017)

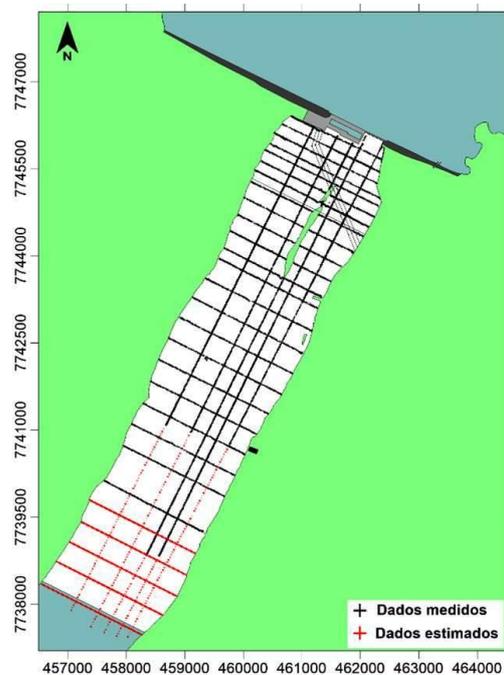


Figura 18. Trayectorias de Levantamientos Batimétricos: Medidos y Estimados (Wilson-Jr. *et al.* 2017)

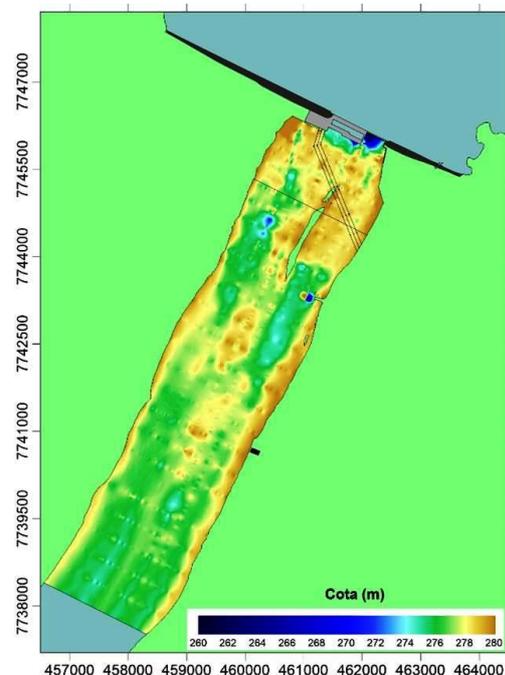


Figura 19. Cuotas Altimétricas del Modelo. Datum *IBGE: Imbituba*. (Wilson-Jr. *et al.* 2017)

El modelo calcula los valores de las variables hidrodinámicas (por ejemplo: velocidades medias en la vertical y de corte en el fondo, tensiones tangenciales en el fondo, entre otros) que actúan en el lecho y en las márgenes del Río Paraná, en los contornos, canales y sobre la superficie de la *Ilha Solteira*, durante las horas del día, en función de los caudales líquidos turbinados y vertidos.

Como ilustración se muestra en la **Figura 20**, el campo vectorial de velocidades para el caudal máximo horario registrado, $Q = 7.054 \text{ m}^3/\text{s}$, durante la campaña de mediciones especiales, escenario en que se ocurre la inundación de la *Ilha Solteira*.

Se observó *in situ* que el campo de velocidades es muy sensible a los valores del caudal turbinado y a las posiciones de las turbinas en operación. Por ejemplo, en el paso abierto entre las partes Norte y Sur de la *Ilha Solteira* (**Figuras 21 y 22**), se constató que los sentidos de los vectores velocidad para los pequeños caudales líquidos eran del Estado de *Mato Grosso do Sul* para el Estado de *São Paulo* (de la izquierda para la derecha en las figuras); y para los mayores caudales, los sentidos se invertían.

El modelo hidrodinámico no logró aún reproducir perfectamente bien estos cambios de sentido, a no ser para pequeños caudales turbinados, pues no se disponía del cronograma horario de operación de las turbinas observado durante la campaña de mediciones especiales. Actualmente, se trabaja en esta etapa de validación del modelo, el cual deberá representar esa variación de sentidos de acuerdo con el cronograma de operación de las turbinas.

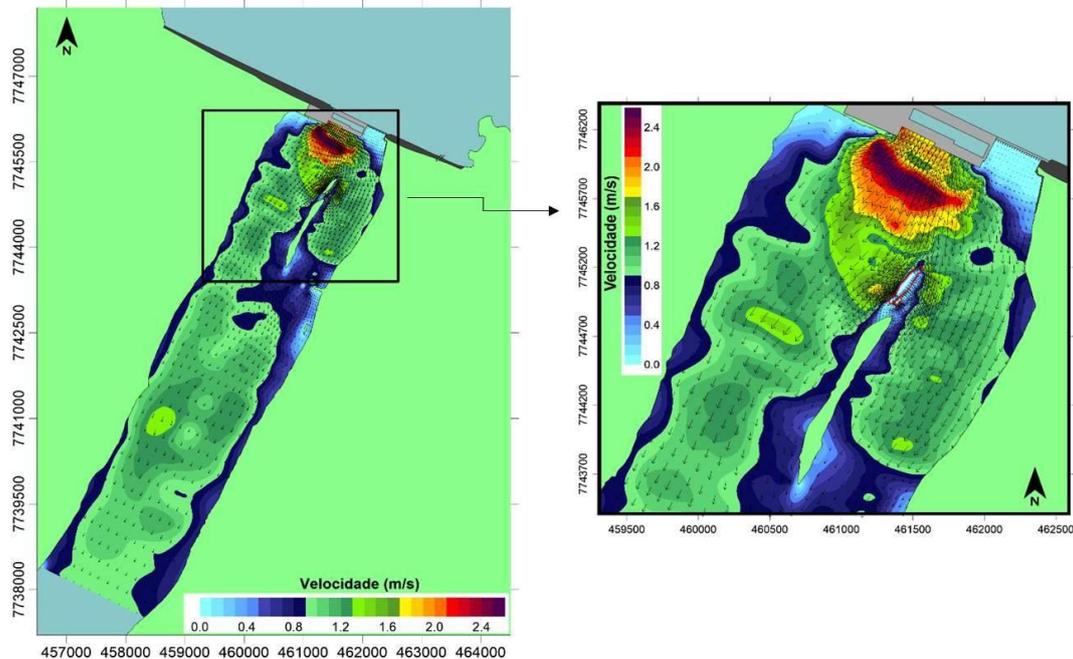


Figura 20. Campo de Velocidades del Día 13/11/2015 a las 15h00.
Caudal Medio Horario Máximo $Q_{\text{máx}} = 7.054,00 \text{ m}^3/\text{s}$

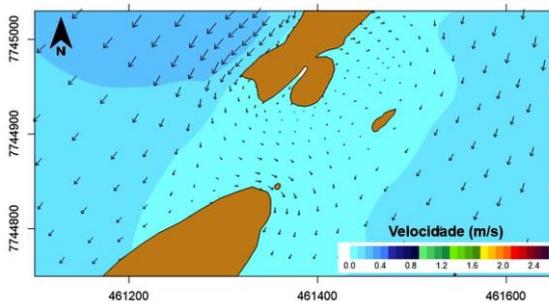


Figura 21. Pasaje entre las Partes Norte y Sur de la *Ilha Solteira*, para $Q = 852,00 \text{ m}^3/\text{s}$

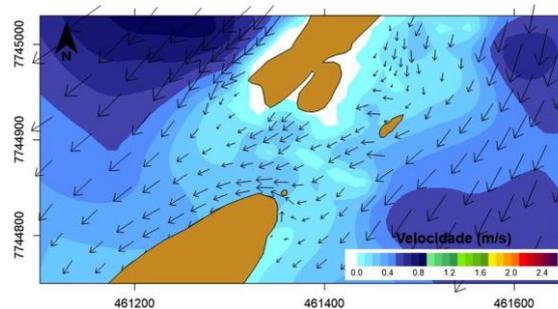


Figura 22. Pasaje entre las Partes Norte y Sur de la *Ilha Solteira*, para $Q = 1.642,00 \text{ m}^3/\text{s}$

PRONÓSTICO DEL PROCESO EROSIVO DE LA ISLA

Una vez validado el modelo hidrodinámico para los días de la campaña de mediciones especiales, se considerarán escenarios extremos: reservatorio pleno, caudales turbinados y vertidos. En las condiciones precarias en que se encuentra la *Ilha Solteira*, es de esperar una gran degradación del suelo, caídas de árboles (**Figura 23**), aberturas de canales y la transformación de la isla en un conjunto de islotes solteros inestables, ¡tras caudales tan elevados ($Q \approx 22.000 \text{ m}^3/\text{s}$)!

La *Ilha Solteira* se fragmentará. Algunos canales ya fueron delineados, cuyas anchuras y profundidades aumentan continua y diariamente. En el futuro, quedarán islotes solteros y vestigios del antiguo contorno de la isla. Un árbol sobrevivirá sobre cada islote, como ya se ve en el canal que dividió la isla en 1983 (**Figura 24**).



Figura 23. Árbol Caído en Margen Erosionada de la *Ilha Solteira* (Foto: Wilson-Jr. 2017)



Figura 24. Islote Soltero entre las Partes Norte y Sur de la Isla. (Foto: Wilson-Jr. 2017)

CONCLUSIONES: RECUPERACIÓN DE LA ISLA

Aunque fue condenada a la extinción desde el inicio de las obras de la Central Hidroeléctrica *Ilha Solteira*, en una época en que la preocupación con el Medio Ambiente era mínima, la isla resistió durante 50 años, pero perdió el 65% de su superficie. Hoy, su silueta sigue siendo atractiva, bella y clama a las Ciencias Físicas, Bióticas y Socioeconómicas, una supervivencia digna de los nombres de la Central Hidroeléctrica y de la Ciudad que generó.

Históricamente, la restauración ecológica de la isla se ha asociado con la recuperación de la flora, sino que también se debe considerar los siguientes aspectos: (1) Físicos, tales como la estabilidad del sustrato, delimitación, diagnóstico y recuperación de áreas y suelos; (2) Químicos, como contaminaciones y disponibilidad de nutrientes; (3) Bióticos, como estructura, función de ecosistemas y sucesión ecológica; y (4) Socioeconómicos, como educación ambiental, armonización entre usos y demandas del espacio, atención y perfeccionamiento de la legislación y gestión de costos y prioridades (Rodrigues, 2013).

En el caso de las islas fluviales, las restricciones abióticas se asocian principalmente a los ciclos hidrológicos con los procesos de aporte de nutrientes y de inestabilidad de márgenes por erosión y deposición, incrementados estacionalmente en los períodos de inundación. Con la represa de los ríos y consecuente retención de sedimentos y nutrientes, los procesos erosivos aguas abajo pasan a ser únicos, pues no son compensados por deposición, y el aporte de sedimentos y nutrientes disminuye, reduciendo la productividad biológica y la capacidad biogénica del ambiente.

Se añade el hecho de que la generación hidroeléctrica crea ciclos diarios de valores de las magnitudes hidrodinámicas (velocidades y caudales líquidos, niveles y declividades de la línea de agua, tensiones y velocidades de cizallamiento, etc.). El tramo del río aguas abajo del embalse sufre en un día, variaciones que en otros tramos sólo se verifican durante el año hidrológico.

En el caso de la *Ilha Solteira* no se puede reducir la acción de los procesos erosivos, los cuales dependen de la acción de las fuerzas hidrodinámicas sobre los bordes y superficie de la isla,

por lo tanto, de la Generación Hidroeléctrica. En otras palabras: con la generación de energía eléctrica, los ciclos hidrológicos son más intensos y frecuentes: ¡son diarios!...

Así, el proceso de restauración de la *Ilha Solteira* debe pasar por las siguientes etapas:

- (i) Recuperación de los contornos de la isla, lo que implica en la instalación de escolleras, gaviones, mantas geo-textiles, troncos y otros artefactos;
- (ii) Recuperación de su sustrato, a través de la importación de suelo, que una vez protegido de las aguas “hambrientas”, posibilite la recuperación de la flora y crea atractivos para la fauna;
- (iii) Proyecto de integración de la isla con la sociedad municipal y turística, de modo que ésta se sienta motivada por su restauración.

Si los ciudadanos de la Ciudad *Ilha Solteira*, si los técnicos y funcionarios de la *CTG*, si los ambientalistas se sensibilicen por la historia de esta isla fluvial, si las técnicas modernas de protección de ríos sean aplicadas, y si es deseo de la población la creación de un ejemplo de preservación ambiental nacional, la isla será recuperada.

REFERENCIAS

AMBIENTE BRASIL; 2005. *Grupo da UNESP vai Reflorestar Ilha Solteira/SP.*

Andrade, P.C.C.; 2013. *Evolução dos Processos Sedimentológicos e Morfológicos a Jusante de Barragens de Usinas Hidrelétricas.* Tese de M.Sc. COPPE/UFRJ, RJ, Brasil.

CESP – Companhia Energética de São Paulo; 1988. *Ilha Solteira – A Cidade e a Usina.* Fascículos da História da Energia Elétrica em São Paulo. Nº 2. 93p. SP.

CESP; 2012. *Usinas Hidrelétricas.*

<http://www.feis.unesp.br/noticias/Semanaciv/AssoreamentodeReservatorios.pdf>

DRENATEC Eng. Ltda; 2009. *Plano Ambiental de Conservação e Uso do Entorno de Reservatório Artificial – PACUERA – Vol. 1. 382 P. São Paulo, SP.*

Ginak, S.G.; Altimare, A.L.; Silva, H.R.; 2007. Uso de Imagem *Quickbird* para o Mapeamento do Uso e Ocupação do Solo da Ilha Fluvial Denominada Ilha Solteira. *XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto*, pp. 539-546, Florianópolis, SC.

Kondolf, G.M.; 1997. Hungry Water: Effects of Dams and Gravel Mining on River Channels. *Environmental Management*, Vol. 21, Nº 4, pp. 533-551.

Pitelli, R.A.; 1998. O Fungo que Pode Salvar as Hidrelétricas. *Revista Pesquisa FAPESP*. Ed. Imp. 38 p.

Rodrigues, E.; 2013. *Ecologia da Restauração.* Ed. Planta, 299 p., Londrina, PR.

Wilson-Jr., G.; 1999. Estudo do Movimento Sedimentar em Escoamentos com Superfície Livre. *XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH.* BH, MG, Brasil.

Wilson-Jr., G.; 2009. Evolução Morfológica de Trechos Hidroviários. *6º Seminário de Transporte e Desenvolvimento Interior. SOBENA.* Rio de Janeiro, RJ.

Wilson-Jr., G.; 2016. Relatório de Atividades do Projeto de P&D CESP/COPPETEC-UFRJ: PDE-0061-0002/2010. Período Março/2014 a Dezembro/2015, 43 p., RJ.

Wilson-Jr., G.; Souza e Silva, M.G.; 2017. A Erosão da Ilha Solteira no Rio Paraná. *XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – SBRH. ABRH.* Florianópolis, SC.

Wilson-Jr., G.; Souza e Silva, M.G.; Monteiro, C.S.G.; 2017. Modelo Hidrodinâmico do Trecho a Jusante da UHE Ilha Solteira. Projeto P&D CESP; COPPETEC-UFRJ: PDE-0061-0002/2010.

Wilson-Jr., G.; Vukmirović, V.; 1980. Sediment Transport on the Ivai River, Brazil. *Symposium on River Engineering and Its Interaction with Hydrological and Hydraulic Research. IAHR.* Belgrado, Iugoslávia.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus sinceros agradecimientos al *PENO/COPPE/UFRJ*, *CESP* e *UNESP*, por los soportes institucionales recibidos, sin los cuales este trabajo no habría sido realizado.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

AMENAZA POR INUNDACIONES Y ALUDES TORRENCIALES

Jaime Iván Ordóñez Ordóñez

Profesor Titular de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia
jaimordonez@gmail.com

RESUMEN:

Los desastres por avenidas torrenciales en varios países del mundo se han convertido recientemente en una de las causas más importantes de daños materiales y pérdidas humanas causadas por conflagraciones hidrológicas de índole local, en las zonas de piedemonte, con especial énfasis en la zona tropical. En Colombia, por ejemplo, más de 1000 personas han perdido la vida en menos de 10 eventos de avenidas torrenciales en los últimos cinco años.

La situación se torna más grave por cuanto los habitantes de poblaciones en alto riesgo de avalanchas y flujos de lodo carecen del conocimiento necesario sobre el tipo de situaciones de flujo que se presentan en estos casos, y si toman medidas de protección, tienden a hacerlo con el conocimiento empírico adquirido de las avenidas en flujo lento, con las cuales están mejor informados, pero cuyas consecuencias tienden a ser muy diferentes y en general menos agresivas sobre las estructuras y zonas de inundación.

En el presente artículo, el autor presenta algunas de las diferencias radicales en el comportamiento de inundaciones en flujo lento y régimen bajo, e inundaciones en flujo rápido y régimen alto, a fin de generar un mejor entendimiento por los planeadores urbanos, y por las agencias de control y mitigación de desastres, dado que en muchos casos las medidas de control que se toman tienden a empeorar y no a mejorar las condiciones futuras de las áreas bajo amenaza torrencial.

PALABRAS CLAVES: Flujo Torrencial, Avalanchas, Flujos de Lodos

TIPOS DE AVENIDAS:

Los cauces de los ríos no tienen siempre capacidad para llevar todos los caudales que pueden ocurrir en la cuenca hidrográfica al influjo de los volúmenes de escorrentía de la misma. En realidad se ha establecido, por investigaciones realizadas en muchos ríos, particularmente en zonas áridas y semiáridas, que los ríos aluviales raras veces generan canales que puedan llevar un caudal más alto que el que estadísticamente tiene un periodo de retorno mayor de 1.5 años. Este caudal es inferior al caudal máximo que puede ocurrir en un sector dado una vez al año, el cual tiene un periodo estadístico de retorno de 2.33 años. Por esta razón, uno puede esperar que en ríos de naturaleza aluvial, los ríos se desborden, así sea con poca intensidad, por lo menos una vez cada 2.5 años. Claramente, los caudales con periodo de retorno más altos pueden generar inundaciones mucho más intensas que estas avenidas “normales”.

No todas las avenidas de los ríos son del mismo tipo; lo mismo que no todos los ríos tienen un funcionamiento similar. En general es bueno diferenciar entre avenidas en régimen lento, y avenidas torrenciales; las diferencias son obvias cuando uno observa las fotografías de la figura 1:



A.- Régimen lento, la Virginia, Río Cauca, Colombia

B.- Régimen torrencial, Río Otún, Pereira, Colombia

Figura 1.- Tipos de Avenidas en ríos

Las avenidas en régimen torrencial se denominan también “avalanchas”, o “flujos de lodos”, porque una de sus características principales es el abundante transporte de sedimentos de grano grueso y fino que, en suspensión en el agua, se denominan “lodos”, estas avenidas además son de carácter direccional y de alta velocidad, por lo que se asocian con una gran capacidad destructiva, pudiendo demoler construcciones y arrasar las planicies aluviales, dejándolas cubiertas de material sólido a manera de escombros, Figura 2.



Figura 2. Avalancha de Mocoa, Colombia, Marzo de 2017

El origen de las avalanchas es el mismo de las avenidas normales de régimen lento, es decir ocurren cuando el periodo de retorno de las lluvias excede los dos años; sin embargo, casi siempre están

acompañadas de fenómenos geotécnicos paralelos, como los derrumbes en la zona montañosa, el derretimiento de nieves o los lanares de origen volcánico, que en combinación con los excesos de escorrentía, generan avenidas de magnitud extra-hidrológica, es decir con caudales mayores que los que se pueden deducir de simples estudios hidrológicos. También, como ocurre con las avenidas lentas, los fenómenos pueden ser causados por la mala operación o la falla de proyectos de presa, y otras obras de infraestructura adelantadas por el hombre. Los volúmenes de material sólido en el agua pueden aumentar los caudales normales de solo agua, hasta en un 60% en el piedemonte.

SISTEMAS DE DRENAJE CONTRIBUTIVO:

Un sistema de drenaje es el conjunto de canales interconectados que conforman una cuenca hidrográfica. Dado que todo el sistema está contribuyendo a evacuar las aguas y los sedimentos de la parte alta de la cuenca hacia la parte baja al influjo de la gravedad, la mayoría de los sistemas de drenaje en cuencas hidrográficas normales son “contributivos”, significando que las diferentes subcuencas contribuyen su caudal al sistema principal y todos los ríos subsidiarios son afluentes a canales cada vez más grandes, que finalmente conducen el agua y los sedimentos hacia el canal principal.

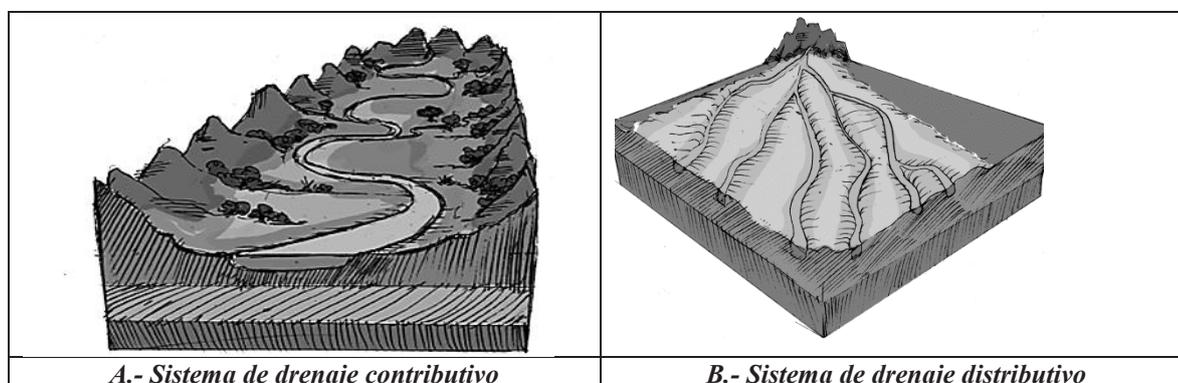


Figura 3.- Sistemas de drenaje fluvial. (Ref. 3)

SISTEMAS DISTRIBUTIVOS:

A pesar de que la mayoría de los sistemas de drenaje son “contributivos”, hay excepciones que deben ser reconocidas particularmente en la zona tropical, donde muchas ciudades y poblaciones importantes se han localizado en zonas de piedemonte donde el clima y la disponibilidad de agua corriente y agua subterránea son óptimas para el desarrollo de las comunidades. Estas zonas de piedemonte, dan origen a cuencas o segmentos de cuencas, que generan por naturaleza sistemas de drenaje de tipo distributivo, donde los canales subsidiarios son singularmente difluentes en lugar de afluentes, Figura 1-B.

AVENIDAS EN RÉGIMEN BAJO:

CARACTERÍSTICAS

- La pendiente de los canales es menor que el 0.5 por mil
- Los niveles del agua en el canal principal y las zonas de desborde son iguales
- El cálculo de los niveles no es muy sensible a la distribución del flujo a lo ancho del canal
- La velocidad en la planicie inundable es siempre inferior a la velocidad en el canal.
- La concentración de sedimentos rara vez pasa del 5% en volumen

COSECUENCIAS

- Altos niveles en la planicie aluvial
- Afectación de enseres domésticos en las casas

- Agua en exceso y barro en las residencias y en la planicie aluvial
- Pérdida de vidas humanas por ahogamiento
- Pérdida de campos agrícolas y semovientes por inundación extensiva
- Pérdida de productividad por permanencia de niveles altos por periodos prolongados

AVENIDAS EN RÉGIMEN ALTO:

CARACTERÍSTICAS

- Ocurren en canales con pendientes mayores del 0.5 por mil
- Existe siempre una alta inestabilidad en la superficie del agua, que se presenta ondulada
- El flujo es altamente direccional y puede tener niveles más altos en el chorro principal
- Puede invadir una orilla, al dar una curva el río, sin afectar la otra orilla
- Posee una alta concentración de sedimentos, en exceso del 15% en volumen

COSECUENCIAS

- Destrucción total de residencias e infraestructura en la zona de flujo
- Pérdida de vidas humanas por trauma directo, enterramiento y ahogamiento
- Pérdida total de infraestructura, semovientes y campos agrícolas por arrasamiento
- Pérdida total de productividad por necesidades de reconstrucción y relocalización

SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA AVENIDAS

REGIMEN BAJO

- Embalses aguas arriba para regulación de caudales
- Diques de protección para periodos de recurrencia bajos
- Ordenamiento de la planicie aluvial y de la ronda del río
- Protección directa de viviendas y obras de infraestructura
- Sistemas de alerta temprana de tiempo prolongado de reacción
- Seguro contra inundaciones

REGIMEN ALTO

- Planes de manejo de cuencas
- Diques direccionales robustos, y estructuras de contención de alta resistencia, Figura 4.
- Reconocimiento, delimitación y desocupación de las zonas de flujo
- Sistemas de alerta temprana de corto tiempo de reacción



Figura 4. Estructura de contención de avalanchas, Estado Vargas, Venezuela, (Ref .5)

CARÁCTER DESTRUCTIVO EL RÉGIMEN TORRENCIAL:

En general, en régimen lento las velocidades del agua son bajas y también lo es la velocidad de las ondas de avenida; de esta manera la sección transversal en un tramo de llanura se va llenando lentamente y el resultado es simplemente la inundación producida por los altos niveles, si bien en las vecindades del canal las corrientes pueden también arrastrar personas, animales o cosas.

En régimen torrencial no solo son altas las velocidades del agua, sino que hay una gran concentración de sedimentos y partículas de gran tamaño, que se mueven igualmente a alta velocidad; la onda de avenida además presenta un frente singular similar al de un resalto hidráulico móvil, y el llenado de la sección es instantáneo constituyendo más una transgresión del flujo que un llenado ascensional del nivel de agua.

Con relación a la velocidad, el flujo torrencial se caracteriza como casi-crítico; esto implica que el llamado “número de Froude”⁽¹⁾, tiene un valor superior a 0.55, con lo cual la velocidad está en el límite de la mayor velocidad que puede adquirir el agua en un canal abierto, (Figura 5).

La figura 5 muestra un gráfico tomado de la referencia 1, en el cual dos geólogos ingleses han registrado las máximas velocidades y profundidades de flujo conocidas en canales abiertos, bien sea por medición directa en canales existentes, o por determinación indirecta en el caso de paleocanales de ríos antiguos.

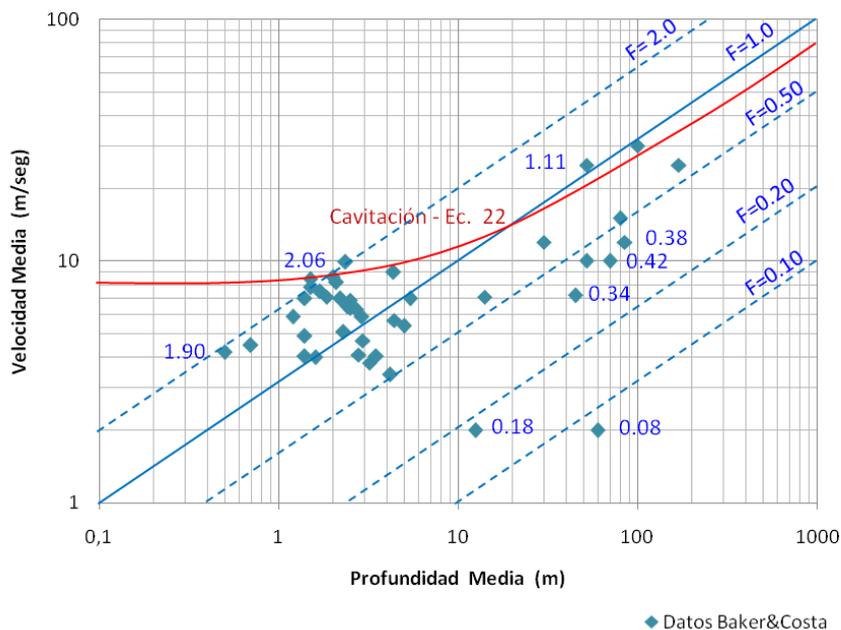


Figura 5. Máxima velocidad de flujo en canales abiertos
Fuente: Construcción del autor sobre un gráfico original de Baker y Costa, (Ref. 1)

Dado que los datos originales de Baker y Costa presentan velocidad y profundidad, el autor ha calculado los números de Froude, comprobando que en la naturaleza no se dan flujos realmente supercríticos, dado que se ha demostrado que el flujo casi crítico se extiende bien hasta el $F=2.0$. Iniciando en $F=0.5$ a 0.55 . El flujo casi-crítico tiene las mismas propiedades del flujo crítico, y en realidad es prácticamente imposible conocer con exactitud el número de Froude del flujo en ese rango.

La principal característica del flujo crítico, consiste en la dificultad de definir su altura, con lo cual presenta una gran fluctuación de nivel, como se aprecia en el esquema de la figura 6:

¹ El número de Froude

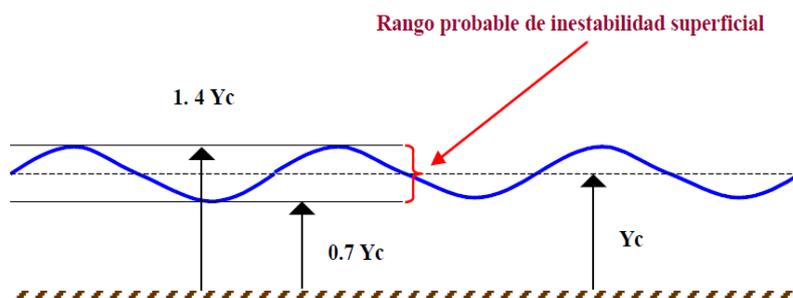


Figura 6. Inestabilidad de superficie en los flujos casi-críticos. (Ref. 2)

La figura 7 muestra el fenómeno de inestabilidad superficial en dos avenidas torrenciales de record, en el río Piraí en Bolivia, 1983, y en el río Otún en Pereira, Colombia en 2011.



Figura 7. Ejemplo de Avenidas Torrenciales

LA CONCENTRACIÓN DE LOS SEDIMENTOS EN EL FLUJO:

Como se ha dicho, las avenidas torrenciales generalmente tienen un detonante hidrológico y una fuerte componente geotécnica, dado que bajo condiciones de alta precipitación, alta humedad ambiental y alta escorrentía en las laderas montañosas, suelen ocurrir simultáneamente derrumbes y flujos de escombros que llegan rápidamente a los cauces y se involucran en el flujo aumentando las concentraciones por encima de las concentraciones hidrológicas normales, que rara vez superan el 5% en volumen.

En la literatura se ha comprobado que los flujos de lodo pueden mantener sus condiciones generales de fluidez hasta concentraciones del orden del 65% en volumen; después de esas concentraciones se reconoce que los flujos son más bien de material sólido húmedo y reciben la denominación de flujos de escombros. Dado que la concentración disminuye rápidamente en los canales, los flujos torrenciales no presentan concentraciones superiores al 15 a 25% en volumen; sin embargo, esas concentraciones son aún muy superiores a las concentraciones hidrológicas normales y de hecho deben tomarse en cuenta para aumentar los caudales calculados hidrológicamente.

LA CONCENTRACIÓN DEL FLUJO:

Además de la alta velocidad, la concentración de sedimentos y la fluctuación de niveles, el problema más notorio de los flujos torrenciales es la tendencia mayor, (a la de los flujos lentos, que ya es alta), a no expandirse fácilmente, y por el contrario presentar una fuerte tendencia a la concentración. El autor ha mostrado esta característica, (Ref. 2), mediante el uso de la ecuación de Manning en una forma transformada, en la cual en lugar de usar los parámetros usuales de velocidad

y profundidad del flujo, (ara canales anchos), se utilizan el caudal por unidad de ancho “q”, y el número de Froude “F”; las ecuaciones 1 y 2 son como se puede demostrar equivalentes:

$$V = \frac{q}{y} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

$$q_F = \frac{g^5 n^9}{S^{4.5}} F^{10} \quad (2)$$

En la ecuación (2), el subíndice F del caudal por unidad de ancho significa simplemente que si el flujo tiene esa concentración por unidad de ancho, el número de Froude será exactamente F.

El autor también ha demostrado, que para cualquier tipo de régimen, bajo o alto, la máxima concentración del flujo en la sección se puede expresar por la ecuación (3):

$$q_{\max} = a q^n \quad (3)$$

Y que en esa sección de máximo flujo el número de Froude se puede estimar con la expresión (4):

$$F_m = b_1 F + b_2 \quad (4)$$

Donde a, b1, b2 y n son coeficientes y exponentes que se pueden expresar por la tabla 1 para diferentes valores de F, de acuerdo con el análisis de un número superior a 200 aforos líquidos en estaciones principales del IDEAM, en Colombia.

Tabla 1.- Valores de coeficientes y exponentes de las ecuaciones (3) y (4)

FROUDE	a ₁	n	b ₁	b ₂
F < 0.40	1.551	0.984	0.85	0.01
F > 0.40	1.271	1.271	0.71	0.10

Como se puede ver, las ecuaciones son muy similares en forma para regímenes bajos y para regímenes altos; sin embargo, esta presunción es solo aparente; en la figura 8 se muestra el resultado de extender el análisis de la concentración del flujo a caudales cada vez mayores, y se puede ver que en el caso de los regímenes bajos, la concentración del flujo permanece invariable, en tanto que para regímenes altos, a tendencia a concentrar e flujo en chorros más potentes cada vez y más destructivos, está siempre en ascenso.

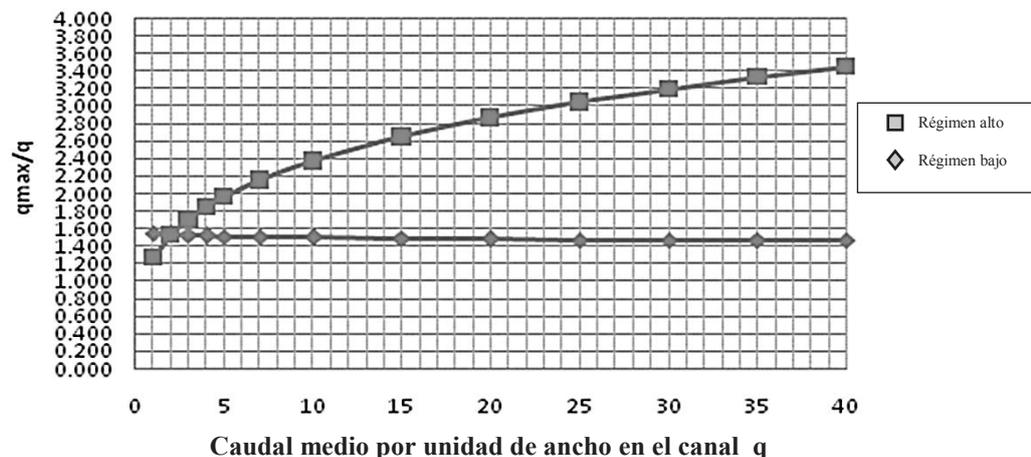


Figura 8. Concentración del flujo en un canal recto a medida que aumenta el caudal medio

FENÓMENOS DE TRANSGRESIÓN Y EROSIÓN:

El resultado de la concentración del flujo, es doblemente peligroso. Por un lado, la inercia del flujo de alta velocidad y su capacidad para remontar obstáculos, característica fundamental del régimen supercrítico y también del casi-crítico, hace que la corriente pueda en caso de una curva pronunciada del cauce, invadir una margen del río sin extenderse a la otra margen, como se puede ver por las huellas de flujos torrenciales sobre la margen izquierda del río Pirai en Bolivia, Figura 9.

Por otro lado, la fuerza de impacto de la corriente sobre la orilla en la porción exterior de la curva, produce efectos erosivos muy importantes sea la orilla rígida o blanda, como se aprecia en el esquema de la derecha, en la figura 9.

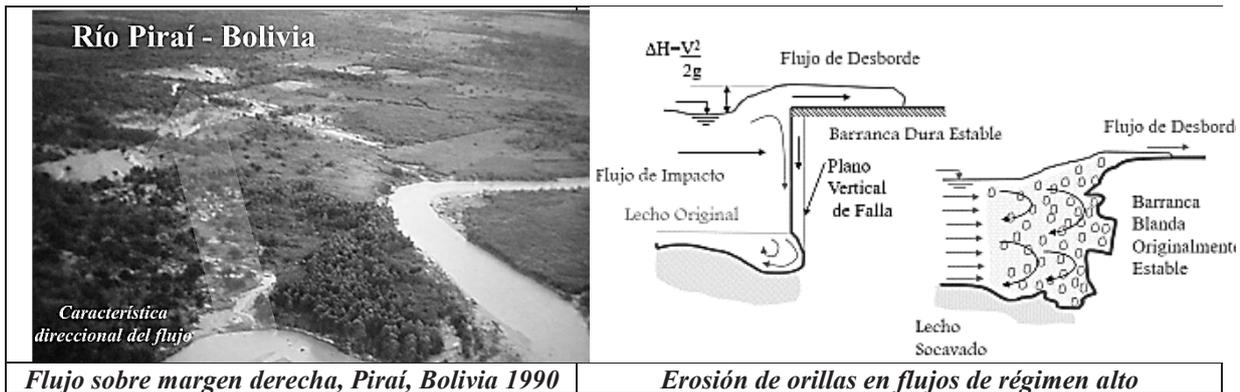


Figura 9. Fenómenos característicos de la agresividad de los flujos torrenciales, (Ref. 2)

EL CARÁCTER DIRECCIONAL DE LA CORRIENTE:

La foto de la figura 9 muestra el caso de un flujo de avenida torrencial sobre la margen derecha del río Pirai en Bolivia, correspondiente a una avenida de relativa baja magnitud; este caso muestra un pequeño ejemplo de direccionalidad de la corriente, indicando que el flujo puede avasallar una orilla sin dañar la otra, y que además puede abandonar el cauce normal y transitar por la planicie aluvial en vez del canal natural. Muchos ejemplos como este ocurren en flujos de avalanchas más voluminosos. Las fotos de la Figura 10, corresponden a dos avalanchas mayores en el Río Lagunilla, un pequeño afluente del Río Magdalena en Colombia, que en 1985 destruyó la ciudad de Armero, de unos 50,000 habitantes, causando la muerte de casi la mitad de la población. A la derecha se ve el trazo de la avalancha de 1985, y a la izquierda la reconstrucción por geólogos, (Ref. 6), de otra aún más grande ocurrida en 1595.

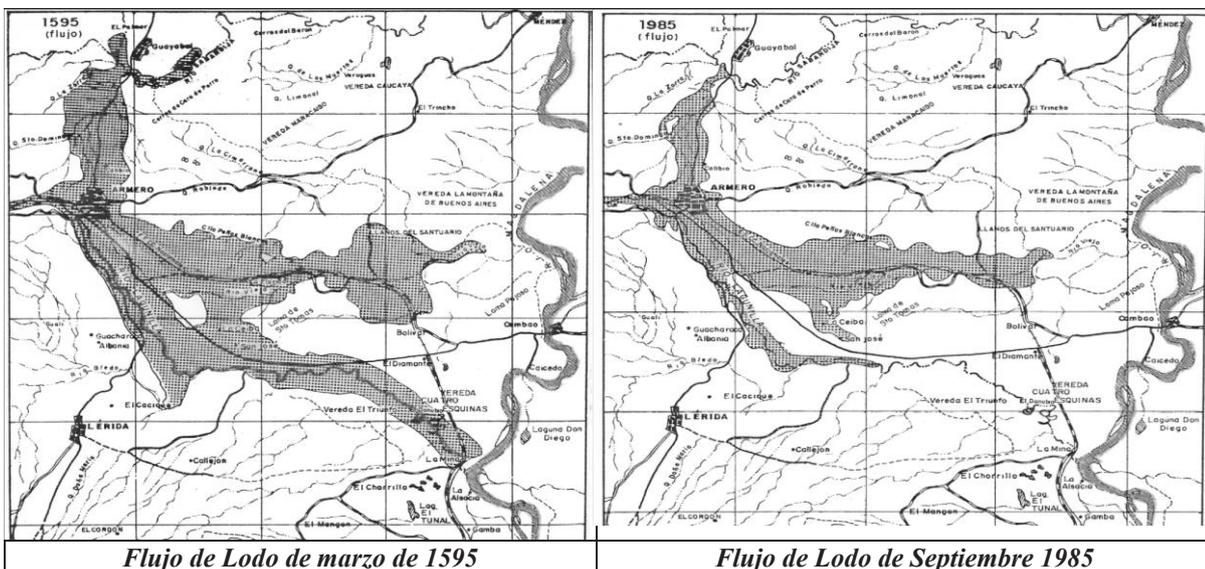


Figura 10. Flujos de lodo de origen Laharico en el río Lagunilla, Colombia

ZONAS DE PELIGRO DURANTE AVALANCHAS Y FLUJOS DE LODO:

La secuencia de figuras que se presenta a continuación muestra las trazas de fenómenos recientes de flujos torrenciales devastadores, que han ocurrido recientemente en Colombia. La figura 13, por ejemplo, indica el alcance de la zona devastada por el reciente turbión de Mocoa, en el sur de Colombia, en tanto que las figuras 11 y 12 muestran el alcance potencial de avalanchas similares que podrían ocurrir en dos ciudades del piedemonte llanero colombiano, Labranza Grande y Yopal en el departamento del Casanare.

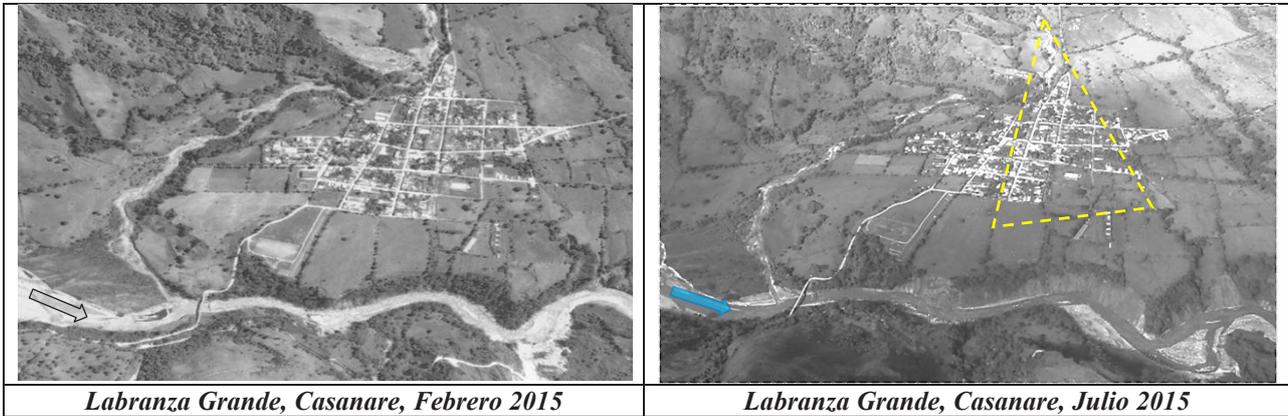


Figura 11. Zonas de Amenaza por flujos Torrenciales en Labranza Grande, Casanare, Colombia

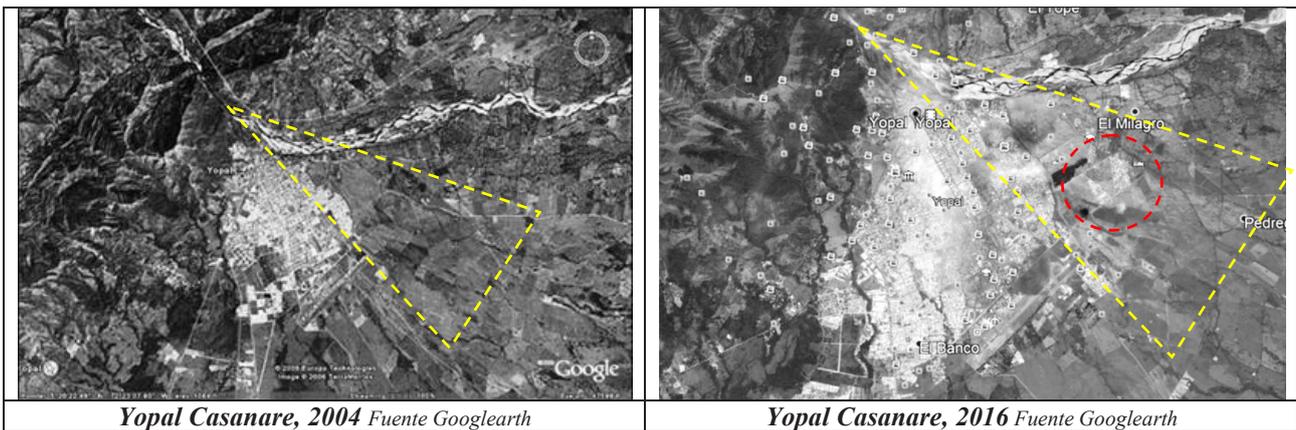


Figura 12. Zonas de Amenaza por flujos Torrenciales en Yopal, Casanare, Colombia

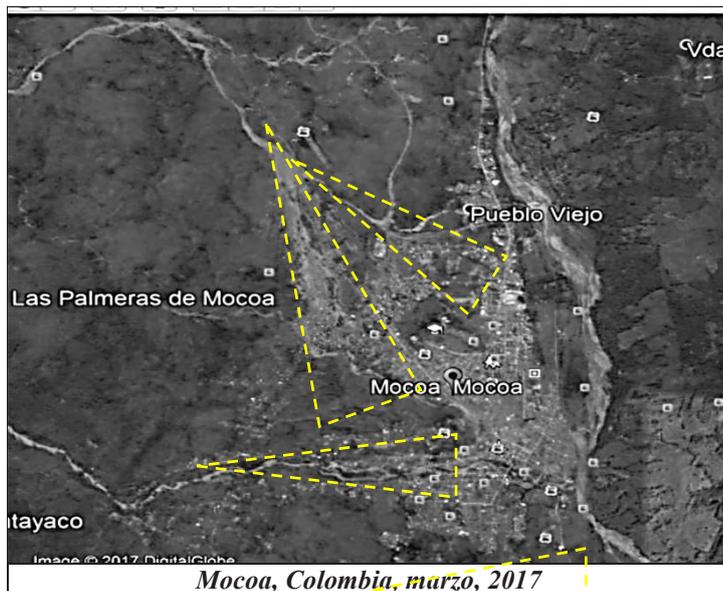


Figura 13. Zonas de Amenaza por flujos Torrenciales en Mocoa, Putumayo, Colombia

CONCLUSIONES:

1. Las avenidas torrenciales ocurren en ríos de montaña y son especialmente destructivas en el piedemonte del trópico.
2. Las avenidas normales de régimen lento ocurren en ríos de planicie aluvial, con bajas pendientes.
3. Las características esenciales del flujo, en cada tipo de avenidas, son totalmente diferentes.
4. Las consecuencias previsibles de los dos tipos de avenida y sus niveles de amenaza son también muy diferentes.
5. Las avenidas torrenciales son más graves por sus peores consecuencias y por la mayor dificultad de contenerlas.
6. La amenaza de avenidas torrenciales y sus medidas de control deben ser evaluados e implementados sin demora.
7. La amenaza por avenidas torrenciales implica casi siempre el abandono de las zonas de peligro y su ordenamiento para actividades temporales, diferentes a la vivienda.

RECOMENDACIONES:

1. Es necesario diferenciar el riesgo de avenidas de acuerdo con los dos tipos explicados
2. No hay remedios simples ni de bajo costo que puedan ser efectivos en la defensa de la población contra avenidas y flujos torrenciales.
3. Las medidas de control para la prevención de inundaciones y avalanchas son muy restrictivas, pero deben ser acatadas prioritariamente para defensa de la propiedad y de la vida humana.
4. Los planes de ordenamiento y protección de cuencas hidrográficas son prioritarios en el manejo de los recursos hídricos y de la protección de los centros urbanos.
5. La mapificación de las zonas de amenaza y la regulación del uso de la tierra en esas zonas es prioritario, así como la elaboración de sistemas de alerta y planes de manejo de desastres.

REFERENCIAS:

1. **Baker B.R. & Costa, J.E., (1987).** “Catastrophic Flooding”. Allen and Unwin INC. Mass.
2. **Ordóñez, J.I., (2011).** “El Régimen del Flujo y la Morfología de los Cauces Aluviales”. Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia.
3. **Ordóñez, J.I. (2016).** “Distributive Drainage Systems”. Proceedings, International Hydraulic Conference, IAHR The Hage, Netherlands, 2016.
4. **Ordóñez, J.I., (2017).** “Riesgo de Inundaciones y Aludes Torrenciales en Colombia”. Avances y Retos en gestión Integral del Riesgos de Inundaciones y Aludes Torrenciales en América latina y El Caribe. Seminario Virtual.
5. **López, J.L., Perez-Hernandez D., Courtel, F. (2008).** “Monitoreo y Evaluación de las Obras de Retención en el Estado Vargas, Venezuela”. Universidad Central de Venezuela, Caracas.
6. **Mojica, J., Colmenares, F., Villarroel, C., Macía, C., Moreno, J.M. (1985).** “Características del Flujo de Lodo Ocurrido en Armero Tolima en 1985. Historias y Comentarios de los Flujos de Lodo de 1595 y 1845”. Revista Colombiana de Geología, No. 14. Bogotá.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DISSIPACÃO DE ENERGIA DE ONDAS PELA VEGETAÇÃO EM
RECINTOS FECHADOS

Mattosinho, G. O¹.; Vieira, A.S².; Maciel, G. F³.; Rocha, G. E⁴.; Tardivel, J. L. C⁵.

¹ IFMG. Depto de Engenharia Civil, Piumhi, Brasil. germano.mattosinho@ifmg.edu.br;

² UFMS. Depto. de Sistemas de Informação, Coxim, Brasil. adriana.ilha@gmail.com;

³ UNESP. Depto de Engenharia Civil; PPGEM- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica; Prof^Água (Mestrado Profissional), Ilha Solteira, Brasil. maciel@dec.feis.unesp.br;

⁴ UNESP. Depto de Engenharia Civil, Ilha Solteira, Brasil. gabrielesgalhar1@hotmail.com;

⁵ UNESP. Depto de Engenharia Civil, Ilha Solteira, Brasil. lucascoelhotardivel@hotmail.com.

RESUMO: A geração e propagação de ondas geradas pelo vento em grandes lagos interiores podem comprometer a segurança da navegação interior e contribuir para a ocorrência de fenômenos erosivos ao longo dessas margens. Simulações numéricas utilizando o modelo SWAN-VEG (*Simulating WAVes Nearshore*, com módulo de vegetação) foram realizadas considerando o caso do reservatório de Ilha Solteira (SP), um trecho navegável da hidrovia Tietê-Paraná. O objetivo foi analisar a atenuação da energia das ondas geradas pelo vento pela presença de vegetação na margem esquerda do reservatório (local de maior altura de onda simulada). Nesta análise, variou-se o parâmetro de vegetação, V_f , e a intensidade do vento para a direção do vento NE. Os resultados apontaram para uma baixa influência da resolução da malha, entretanto, altos coeficientes de atenuação devido à presença de vegetação. Atenuação da ordem de até 80% foi obtida para o ponto PM1, que está mais próximo da margem e, portanto, verifica-se que a aplicação de medidas não-estruturais de atenuação de ondas nessas áreas é plausível e deve ser estimulada, uma vez que além de produzir altos coeficientes de atenuação, esta é geralmente uma solução mais barata e ambientalmente correta.

ABSTRACT: The generation and spread of wind-generated waves in large inland lakes may jeopardize the safety of inland navigation as well as contribute to the occurrence of erosive phenomena along these banks. Numerical simulations using the SWAN-VEG model (*Simulating WAVes Nearshore*, with vegetation module) were performed considering the case of Ilha Solteira (SP) reservoir, a navigable stretch of the Tietê - Paraná waterway. The objective was to analyse the attenuation of wind-generated wave energy by the presence of vegetation in the left margin of reservoir (place of higher simulated wave heights). In this analysis, we varied the vegetation parameter, V_f , and the wind intensity for NE wind direction. The results pointed to a low influence of mesh resolution, although high attenuation coefficients due to the presence of vegetation. Attenuation of the order of up to 80% was obtained for the point PM1, which is closer to the margin and, therefore, it is verified that the application of non-structural measures for wave attenuation in these areas is plausible and should be stimulated, as well as producing high attenuation coefficients, this is usually a cheaper and environmentally friendly solution.

PALAVRAS-CHAVE: Ondas geradas pelo vento; atenuação de ondas pela vegetação; SWAN-VEG.

INTRODUÇÃO

A hidrovía Tietê-Paraná exerce influência em uma área de 1,5 milhão de km², com 75 milhões de habitantes, o que corresponde a 73% do PIB brasileiro (ANTAQ, 2011).

Os estados de Goiás, Minas Gerais, Mato Grosso do Sul, Paraná e São Paulo são interligados pelos 1.653 km de vias fluviais navegáveis, dos quais 970 km sob responsabilidade da Administração da Hidrovía do Paraná – AHRANA, e 683 km administrados pelo Departamento Hidroviário subordinado à Secretaria Estadual de Transportes de São Paulo – DH-SEST (ANTAQ, 2011).

Tal hidrovía é de extrema importância para o escoamento da produção agrícola dos estados de Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e para uma parcela de Rondônia, Tocantins e Minas Gerais. A Figura 1 é a representação da Hidrovía Tietê-Paraná e a Figura 2 ilustra o segmento da mesma no reservatório da barragem de Ilha Solteira - SP.

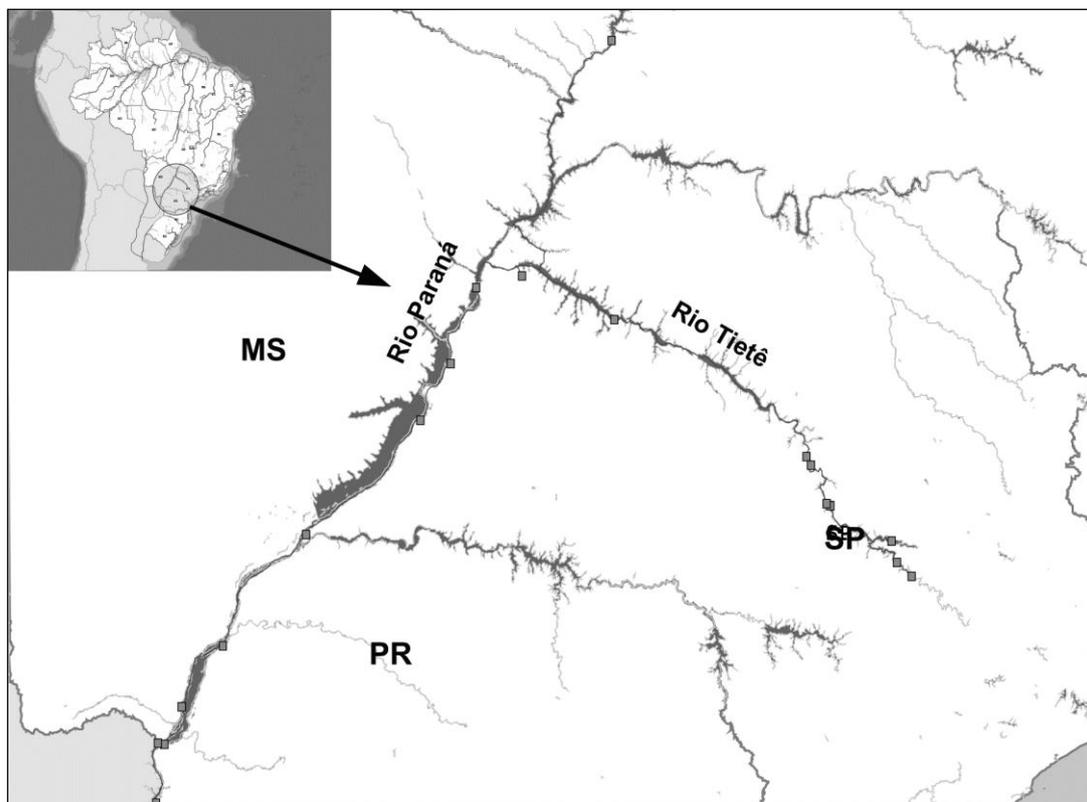


Figura 1.- Hidrovía Tietê-Paraná. Fonte: ANTAQ, 2010.

Em termos de competitividade de mercado, as hidrovias são umas das melhores opções para reduzir os custos de transporte, uma vez que o Brasil tem uma extensa rede hidrográfica, que é pouco aproveitada.

A fim de aumentar o transporte de carga na hidrovía com segurança, é necessário realizar estudos aprofundados, tais como o acoplamento meteorológico-hidrodinâmico com previsão de ondas geradas por ventos no reservatório, e o efeito destas tanto nos processos de erosão nas margens com conseqüente transporte de sedimentos, quanto no tráfego comercial, entre outros, garantindo desenvolvimento sustentável.

O Grupo de pesquisa da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Unesp atua desde 2002 na investigação desses fenômenos. Não obstante, antes da criação do grupo, os pesquisadores já executavam estudos no reservatório, no projeto FINEP-ONDISA5 entre 1997 e 2008, com formação de recursos humanos.

Atualmente o grupo utiliza o software SWAN-VEG para analisar a influência da vegetação na redução da altura das ondas junto às margens. A versão utilizada é a 41.01 (SWAN Team, 2014), que inclui a equação de dissipação de energia devido à vegetação utilizada por Suzuki et al. (2011).

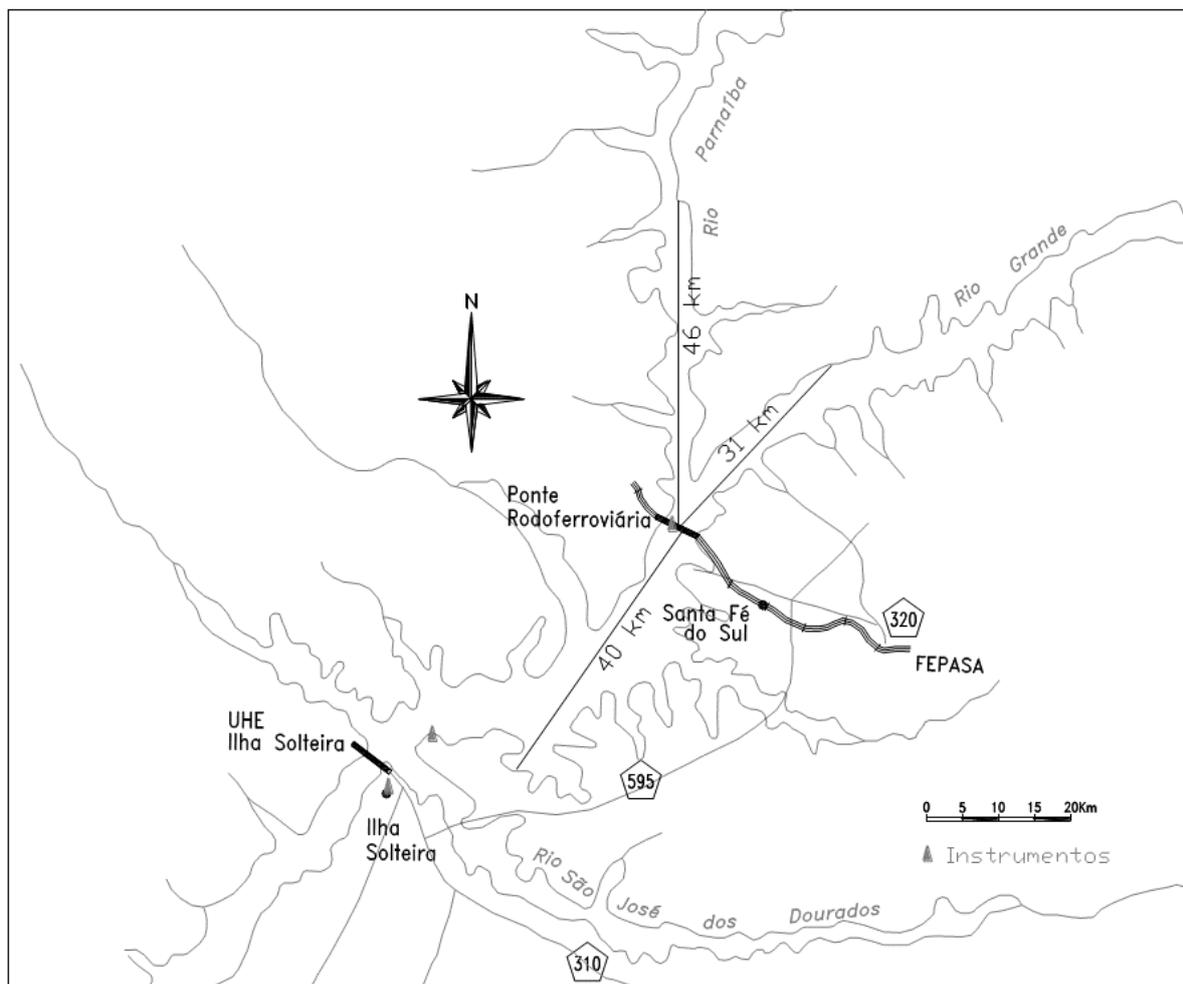


Figura 2.- Representação do trecho/rota da hidrovía Tietê-Paraná no reservatório de Ilha Solteira - SP.

METODOLOGIA E ZONA DE ESTUDO

Neste estudo, o modelo é aplicado considerando diferentes dinâmicas do vento proveniente de NE (devido à maior pista para geração de ondas), variando-se as características do fator de vegetação V_f [planta/m] (coef. de arrasto \times diâmetro \times densidade das plantas), e o refinamento de malhas (250 m, 150 m e 100 m de resolução) nos coeficientes de atenuação.

Para este estudo de caso utilizou-se a malha batimétrica do reservatório com 100 m de resolução (mais refinada), além de malhas de vegetação com características distintas (variação do parâmetro de vegetação, V_f) e locadas próximas às margens do reservatório (Figura 3) com a finalidade de se analisar o amortecimento de ondas geradas por ventos pelo campo vegetado.

Os resultados das simulações para os pontos apresentados na Figura 4 são reorganizados de acordo com o fator de vegetação, para criação de gráficos relacionando porcentagem de amortecimento para as diferentes malhas e para o decaimento da altura significativa de onda (H_s) com a aproximação da margem (do ponto PM5 para PM1), para velocidade do vento de 5 m/s, 10 m/s e 20 m/s.

Observou-se que a dissipação de energia através da atenuação de altura significativa de ondas para as três malhas testadas apresentaram os mesmos comportamentos de atenuação (Mattosinho, 2016), razão pela qual, são apenas apresentados os resultados para a malha mais refinada, com resolução de 100 m.

O espectro direcional nos cálculos com o SWAN-VEG é definido com uma discretização de frequência de 30 intervalos de 0,05 a 3,0 Hz e com 30 divisões nas direções. Todos os testes são realizados com o SWAN-VEG adaptado a partir da versão SWAN 41.01 (SWAN Team 2014), em modo estacionário, sem a presença de correntes. Os fenômenos físicos considerados são: refração, empolamento e interação não linear entre três e quatro ondas. Todos os parâmetros relevantes são introduzidos na plataforma SOPRO (Fortes et al. 2006).

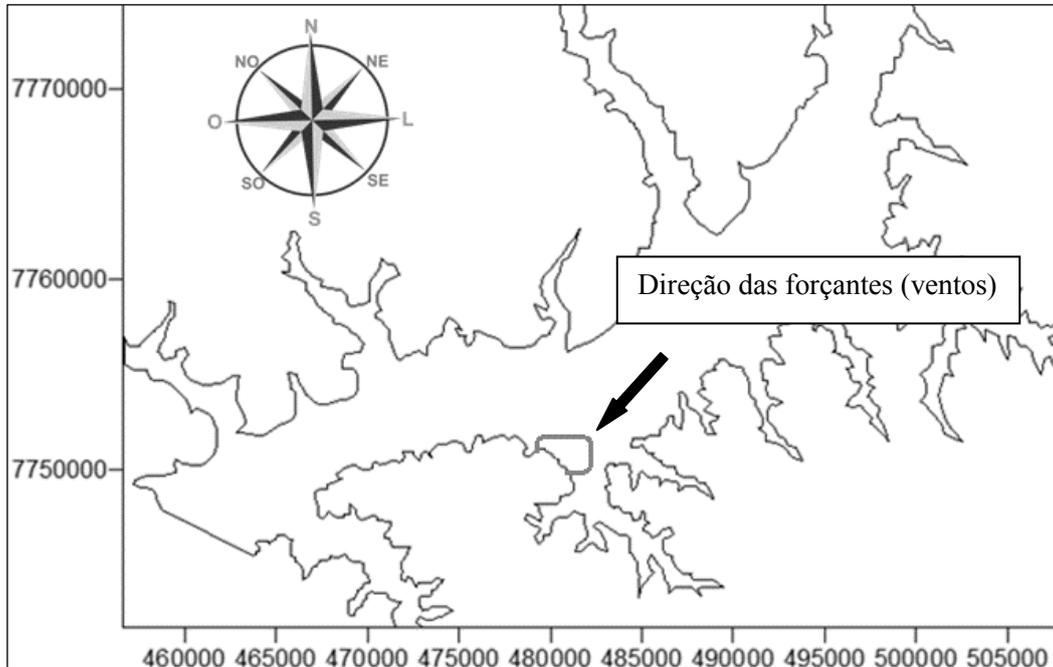


Figura 3.- Representação georreferenciada do reservatório de Ilha Solteira (zona de estudo, dentro da qual são dispostos layouts de campos vegetados nas proximidades da margem).

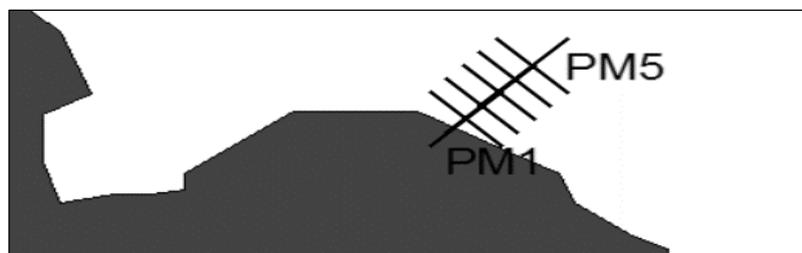


Figura 4.- Croqui dos pontos sob análise da dissipação de energia pela vegetação.

As coordenadas dos pontos utilizados nas simulações estão dispostas na Tabela 1.

Tabela 1.- Coordenadas dos pontos de interesse.

Pontos	COORDENADAS		
	Profundidade [m]	X [UTM]	Y [UTM]
PM1	0,57	479892	7751113
PM2	0,85	479942	7751163
PM3	1,40	479992	7751213
PM4	1,98	480042	7751263
PM5	2,98	480092	7751313

RESULTADOS

Considerando a malha utilizada de 100 m de resolução e as condições de entrada no modelo, a saber, velocidade do vento igual a 5 m/s, 10 m/s e 20 m/s, sendo a primeira a velocidade característica da região e a última da ordem da velocidade máxima observada nos dados históricos da região (Tabela 2), altura de planta (αh) de 0,5 m com diâmetro de 5 mm, densidade de plantas (N) de 400 e 1600 plantas/m², fator de vegetação (V_f) variando de 0,0 a 12,8 e coeficiente de arrasto (C_D) igual a 0,02, 1,00 e 1,60, foi possível calcular a altura significativa (H_s) de onda nos pontos PM1 a PM5 (Tabela 3).

Tabela 2 - Resumo da determinação das Velocidades.

DIREÇÕES SWAN	$V_{\text{média}}$ (m/s)	$V_{\text{máxima}}$ (m/s)	Ocorrência (%)
Direção N (348.7 - 11.25°)	4.07	17.11	4.41
Direção NNE (11.25 - 33.75°)	4.51	14.41	6.60
Direção NE (33.75 - 56.25°)	5.05	18.69	10.49
Direção ENE (56.25 - 78.75°)	4.97	18.20	9.18
Direção E (78.75 - 101.25°)	4.67	17.85	9.74
Direção ESE (101.25 - 123.75°)	3.74	14.81	8.97
Direção SE (123.75 - 146.25°)	2.44	8.25	4.75
Direção SSE (146.25 - 168.75°)	2.03	8.96	4.12
Direção S (168.75 - 191.25°)	2.59	15.66	6.54
Direção SSO (191.25 - 213.75°)	4.18	16.80	6.72
Direção SO (213.75 - 236.25°)	4.63	21.82	8.02
Direção OSO (236.25 - 258.75°)	4.02	18.35	5.06
Direção O (258.75 - 281.25°)	4.06	18.39	3.78
Direção ONO (281.25 - 303.75°)	4.42	20.23	3.88
Direção NO (303.7 - 326.25°)	3.90	19.05	4.19
Direção NNO (326.25 - 348.75°)	3.78	19.93	3.62

Fonte: Mattosinho, 2015.

Tabela 2.- Altura significativa de onda (H_s) em metros

	s/ veg.	com vegetação					
		N	400			1600	
Pontos	C_D	0,02	1,00	1,60	0,02	1,00	1,60
PM1	0,21	0,20	0,09	0,08	0,18	0,05	0,04
PM2	0,24	0,23	0,15	0,14	0,22	0,11	0,10
PM3	0,26	0,26	0,23	0,22	0,26	0,21	0,21
PM4	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
PM5	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
	V_f	0.04	2.00	3.20	0.16	8.00	12.80

Reorganizando os dados da Tabela 2 é possível plotar curvas de percentagem de amortecimento pelo fator de vegetação, conforme Figura 5.

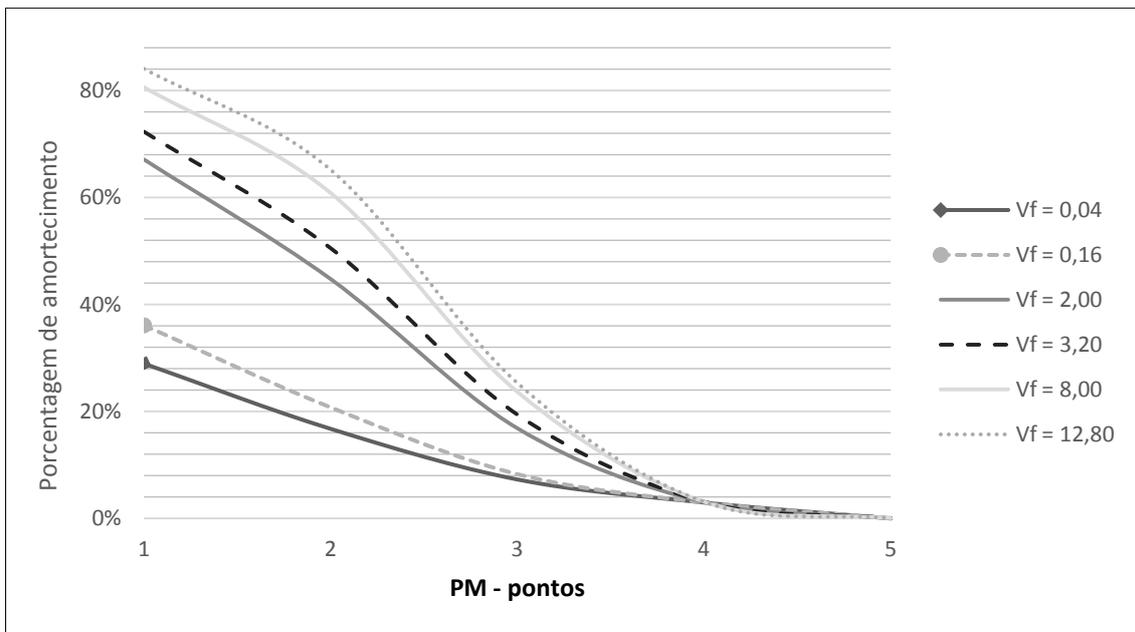


Figura 5.- Amortecimento de altura significativa de onda em relação a onda incidente em PM5 para velocidade do vento de 5 m/s.

A porcentagem de amortecimento ultrapassou 84% para V_f igual a 12,80, demonstrando assim a eficiência da vegetação para o amortecimento de ondas e proteção de margens. Vale salientar que o fator de vegetação varia de 0,0 a 20,0, e desse modo utilizou-se apenas 64% do valor máximo.

A proteção de margens pela vegetação natural, na região de estudo, foi também observada por Vasco (2005) e Lima (2007). Constatações semelhantes puderam também ser observadas por Horstman et. al (2012), Strusińska-Correia et. al (2014), Maza et. al (2015), dentre outros, em outros locais. Pode-se citar também pesquisadores que atuam na parametrização de atenuação de ondas pela vegetação, em condições controladas de laboratório, por meio de elementos bloqueadores artificiais, conforme Vasco (2005), Anderson e Smith (2014), Karambas et. al (2016), entre outros.

Retomando a Figura 5, observam-se comportamentos semelhantes do modelo com o aumento do parâmetro de vegetação, sendo mais próximos para valores acima de 2,0. Ademais, os parâmetros de vegetação iguais a 2,0 e 3,2 apresentam resultados muito próximos e, dessa forma, foram feitas análises com valores de V_f acima de 3,2. A Tabela 3 traz as características, de forma resumida, de cada parâmetro de vegetação utilizado na análise. Já a Tabela 4 traz os dados de altura significativa de onda simulados para os pontos PM1 a PM5 com os referidos parâmetros de vegetação e a Tabela 5, os percentuais de amortecimento em relação à altura de onda incidente.

Tabela 3.- Características do parâmetro de vegetação.

V_f	C_D	N [planta / m ²]	D [mm]
3.2	1.60	400	0.005
8	1.00	1600	0.005
12.8	1.60	1600	0.005

Tabela 4.- Altura significativa de onda para os ventos e parâmetros de vegetação determinados.

Pontos	Prof [m]	5 m/s			10 m/s			20 m/s		
PM1	0.57	0.168	0.134	0.114	0.270	0.233	0.203	0.310	0.282	0.257
PM2	0.85	0.214	0.191	0.176	0.396	0.361	0.328	0.506	0.482	0.459
PM3	1.40	0.252	0.245	0.239	0.565	0.547	0.533	0.786	0.775	0.765
PM4	1.98	0.267	0.267	0.267	0.665	0.665	0.665	1.044	1.044	1.044
PM5	2.98	0.275	0.275	0.275	0.697	0.697	0.697	1.356	1.356	1.356

	V_f	3.200	8.000	12.800	3.200	8.000	12.800	3.200	8.000	12.800
--	-------	-------	-------	--------	-------	-------	--------	-------	-------	--------

Tabela 5.- Porcentagem de amortecimento em relação à altura de onda incidente de acordo com a Tabela 4.

Pontos	Prof [m]	5 m/s			10 m/s			20 m/s		
		3.200	8.000	12.800	3.200	8.000	12.800	3.200	8.000	12.800
PM1	0.57	38.89%	51.28%	58.48%	61.31%	66.61%	70.94%	77.17%	79.22%	81.03%
PM2	0.85	22.42%	30.66%	36.22%	43.16%	48.26%	52.90%	62.66%	64.48%	66.15%
PM3	1.40	8.64%	11.07%	13.13%	18.95%	21.44%	23.51%	42.08%	42.86%	43.58%
PM4	1.98	2.89%	2.92%	2.93%	4.56%	4.56%	4.56%	23.00%	23.00%	23.00%
PM5	2.98	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
	V_f	3.200	8.000	12.800	3.200	8.000	12.800	3.200	8.000	12.800

Plotaram-se os dados da Tabela 4 e obteve-se a Figura 6, onde pode-se observar o decaimento da altura significativa de onda de acordo com a proximidade da margem, consequentemente menor profundidade local.

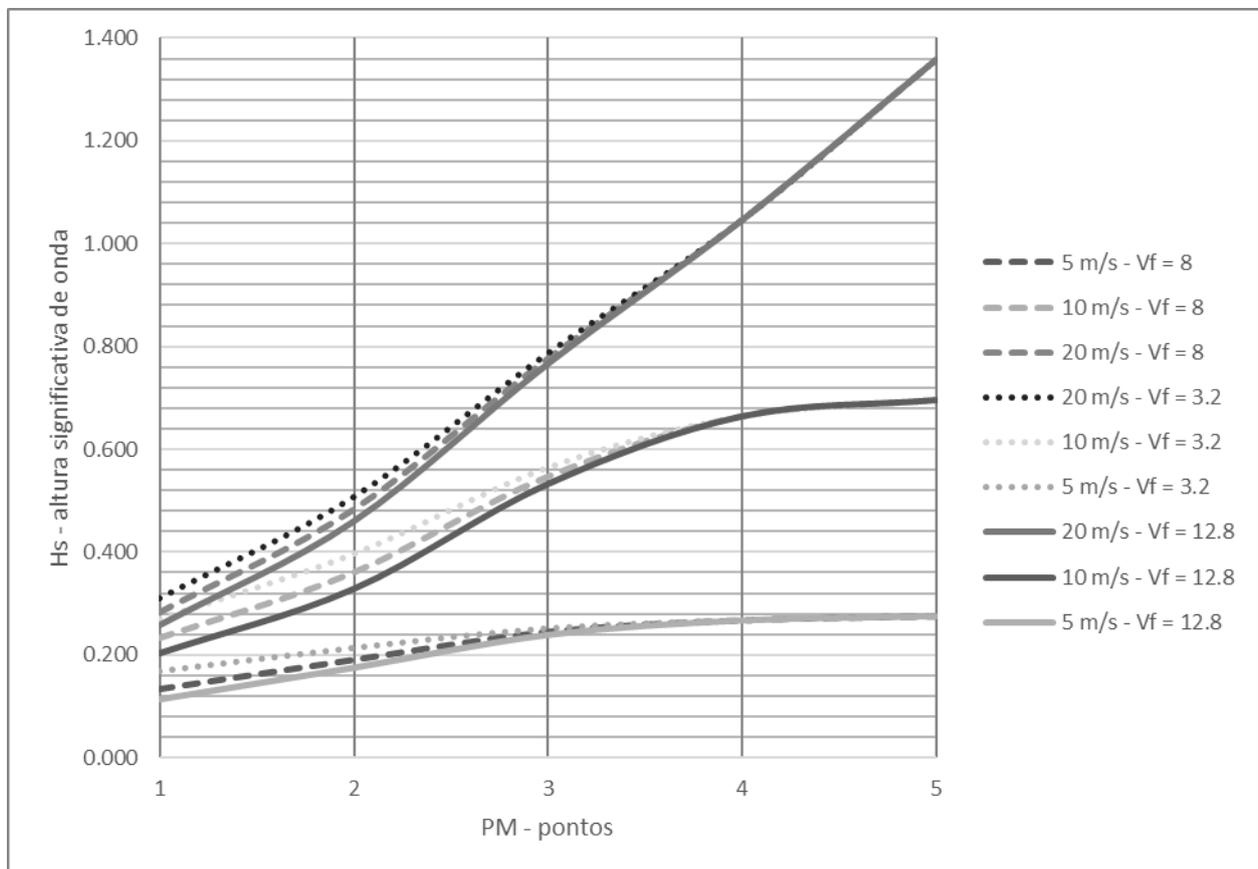


Figura 6.- Decaimento de altura significativa de onda para os pontos de interesse.

Analisando as curvas para a velocidade do vento de 5 m/s e 10 m/s, pode-se considerar praticamente variação nula da altura significativa de onda. Tal fato é esperado, haja vista que devido à profundidade local de 1,98 m (PM4) e 2,98 m (PM5), a vegetação não exerce influência suficiente para alterar o comportamento da onda.

Considerando a velocidade do vento de 20 m/s e analisando os mesmos pontos é possível verificar uma queda mais acentuada, demonstrando assim que a onda é alterada pela vegetação considerada, no caso, com altura de 0,5 m.

Verifica-se ainda o padrão comportamental já explorado na Figura 5. Outrossim, considerando o ponto PM1, que tem profundidade local próxima à altura da vegetação ($0,57 \times 0,5$), o amortecimento de onda é mais acentuado, o que justifica que a submergência (relação entre altura

de planta e profundidade local) é significativa no mecanismo de atenuação da onda. Tais comportamentos são corroborados por Karambas et. al (2016).

Analisando-se os percentuais de amortecimento (ou de atenuação) apresentados na Tabela 5, observa-se que para o ponto PM1, mais próxima as margens, obteve-se amortecimentos da ordem de 40% as 80% para os casos simulados. Desse modo, verifica-se novamente a eficiência da vegetação na atenuação de ondas.

Embora não se tenha dados experimentais da zona de estudo para confrontar as simulações, pode-se afirmar que a aplicabilidade do modelo SWAN-VEG é viável na fase de anteprojeto, uma vez que percentuais de amortecimento de ondas dessa magnitude são observados em casos reais conforme apresentado em Horstman et. al (2012), que analisaram a dissipação de energia de onda em manguezais. Todavia, faz-se a ressalva que o modelo SWAN, para o reservatório de Ilha Solteira, superestima alturas significativa de ondas, como verificado em Vieira (2013) e Mattosinho (2015).

CONCLUSÕES

O reservatório de Ilha Solteira - SP é um trecho navegável da hidrovia Tietê - Paraná, e dessa forma, tem um papel significativo no transporte de cargas ao longo dela. As condições de segurança para essa navegação e transporte devem, portanto, ser garantidas. Dentro deste quadro, é de suma importância avaliar as ondas geradas pelos ventos nessa hidrovia.

O SWAN-VEG é um modelo de geração de ondas por ventos considera a presença de vegetação na propagação de ondas e o presente trabalho trata desse assunto quando descreve a aplicação desse modelo, no reservatório de Ilha Solteira - SP.

Este grupo de pesquisa constantemente atesta sobre a complexidade do fenômeno de dissipação de energia de ondas pela vegetação e sobre a importância de se investigar o tema, uma vez que sua quantificação é importante na modelagem da hidrodinâmica de lagos interiores com definição de medidas protetivas para as margens de reservatórios, frequentemente expostos e submetidos a processos erosivos e a embate de ondas.

O modelo SWAN-VEG se mostrou importante ferramenta para simular, dentre outras, soluções não-estruturais (naturais), como o uso da vegetação no mecanismo de atenuação de ondas às margens do reservatório de Ilha Solteira.

A caracterização da vegetação real no reservatório de Ilha Solteira e análises experimentais constituem tema de trabalhos futuros e que deve ser investido, dada sua importância nos processos erosivos permanentes junto às margens do reservatório, quando da ação intermitente de ondas geradas por ventos e embarcações.

Por fim, conclui-se que o modelo SWAN-VEG é uma ferramenta importante para testar soluções baseadas em vegetação, como mitigação de problemas de navegação e erosão de margens relacionados a ondas geradas por ventos em grandes lagos interiores, como o reservatório de Ilha Solteira - SP.

AGRADECIMENTOS

À FAPESP pelo Auxílio Regular à Pesquisa 2015/25518-8.
Ao IFMG – *Campus* Avançado Piumhi pelo apoio.

REFERÊNCIAS

- Anderson, M.E.; Smith, J.M. (2014). "Wave attenuation by flexible, idealized salt marsh vegetation". *Coastal Engineering*. Vol. 83. P. 82-92. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2013.10.004>.
- ANTAQ (Agência Nacional de Transportes Aquaviários) – Superintendência de Navegação Interior (2011). "Transporte de Cargas na Hidrovia do Paraná-Tietê 2010". Brasília-DF.
- Fortes, C. J.; Pinheiro, L.; Santos, J. A.; Neves, M. G.; Capitão, R. (2006). "SOPRO – Pacote integrado de modelos de avaliação dos efeitos das ondas em portos". *Tecnologias da Água*, v. 1, pp. 51-61.

- Horstman, E., Dohmen-Janssen, M., Narra, P., van den Berg, N-J., Siemerink, M., Balke, T., ... Hulscher, S. J. M. H.** (2012). “*Wave attenuation in mangrove forests: field data obtained in Trang, Thailand*”. In P. Lynett, & J. McKee Smith (Eds.), *Coastal Engineering 2012: Proceedings of 33rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), 1-6 July 2012, Santander, Spain* Coastal Engineering Research Council. DOI: 10.9753/icce.v33.waves.40.
- Karambas, T.; Koftis, T.; Prinos, P.** (2016). “*Modeling of nonlinear wave attenuation due to vegetation*”. *Journal of Coastal Research*, Coconut Creek, v. 32, n. 1, p. 142–152.
- Lima, S. F.; Nenes, C. F.; Rosauero, N. M. L.** (2007). “*Amortecimento de ondas gravitacionais por campos de vegetação flexível - parte 2: experimentos e modelação*”. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre*, v. 12, n. 2, p. 163-175.
- Mattosinho, G. O.** (2015) “*Comparação entre os softwares ondisaCAD e SWAN na estimativa de altura significativa de ondas geradas por vento no reservatório de barragem de Ilha Solteira – SP*”. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.
- Mattosinho, G.O.** (2016) “*Dissipação de Energia de Ondas Geradas por Ventos em Reservatórios de Barragens, devido à presença de Vegetação*”. 85 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.
- Maza, M.; Lara, J. L.; Losada, I. J.** (2013). “*A coupled model of submerged vegetation under oscillatory flow using Navier-Stokes equations*”. *Coastal Engineering*, Amsterdam, v. 80, p. 16–34.
- Strusińska-Correia, A.; Husrin, S.; Oumeraci, H.** (2014). “*Attenuation of Solitary Wave by Parameterized Flexible Mangrove Models*”. *Proceedings of 34th Conference on Coastal Engineering, Seoul, Korea*.
- Suzuki, T., Zijlema, M., Burger, B., Meijer, M.C., Narayan, S.** (2011). “*Wave dissipation by vegetation with layer schematization in SWAN*”. *Coastal Engineering*, Vol. 59, August 2011, pp. 64–71.
- SWAN Team, 2014.** “*SWAN scientific and technical documentation. SWAN Cycle III version 41.01*”. Report. Delft University of Technology.
- UNESP 1997- 2008.** “*Projeto ONDISA 5. Projeto financiado pelas agências de fomento FAPESP e FINEP*”. Disponível em: <<http://www.feis.unesp.br/#!/departamentos/engenharia-civil/lh2/projetos/>>.
- Vasco, J. R. G.** (2005). “*Modelo conceitual de dissipação da energia da onda que se propaga por fundos vegetados*”. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.
- Vieira, A.S.** (2013) “*Análises, aplicações e validações – numérico/experimentais do modelo SWAN em áreas restritas e ao largo*”. 251 f. Tese (Doutorado em Engenharia Elétrica) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**COMPARACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS 1D Y 2D EN
SIMULACIONES DE ROTURA DE PRESA**

Andrés Burboa

Estudiante de Magíster, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile, andresburboa@udec.cl

RESUMEN:

Se compararon los resultados del modelo unidimensional HEC-RAS y el modelo bidimensional Iber en dos estudios de rotura de presa. El primer caso de estudio es un ejemplo de prueba, creado por el usuario, con una presa situada aguas arriba de un canal trapezoidal de pendiente variable; mientras que el segundo caso corresponde a una simulación de rotura del Embalse Las Palmas, ubicado en la Región de Valparaíso, Chile. Para analizar los resultados se definieron diferentes secciones de control aguas abajo de cada presa, registrando los hidrogramas y alturas de agua que entregan los dos programas. En general, los dos programas entregan resultados similares, con diferencias entre los caudales máximos que no superan el 15.2% en el caso de prueba o el 5.9% en el Embalse Las Palmas. Los resultados demuestran que ambos programas, con sus ventajas y limitaciones, ofrecen una buena respuesta al problema estudiado.

ABSTRACT:

The results of the one-dimensional model HEC-RAS and the two-dimensional model Iber in two dam break studies are compared. The first study case is a test example, user's created, with a dam located upstream of a variable slope trapezoidal channel; while the second case corresponds to a dam break simulation of the Las Palmas reservoir, located in the Valparaíso Region, Chile. To compare the results, different control sections were defined downstream of each dam, recording the hydrographs and water levels provided by the two programs. In general, the two models produce similar results, with differences between the maximum flows that do not exceed 15.2% in the test case, or 5.9% in the Las Palmas reservoir. The results show that both programs, with their advantages and limitations, offers a good response to the studied problem.

PALABRAS CLAVES: modelos numéricos; flujo no permanente; flujo unidimensional; flujo bidimensional; rotura de presas; HEC-RAS; Iber

INTRODUCCIÓN

Los eventos de sequía y las inundaciones cada vez más extremas sugieren un escenario complejo para la gestión y el aprovechamiento de los recursos hídricos. Para facilitar la administración de este recurso normalmente se construyen presas de embalse, lo que permite satisfacer demandas de consumo humano, agropecuario o industrial, entre otros; y además puede contribuir al control de crecidas extremas. Sin embargo, algunas presas de gran tamaño requieren de una atención especial, ya que un error en su diseño, construcción u operación durante su vida útil puede provocar daños considerables en la presa y aguas abajo de ella.

En este sentido, el escenario más dañino desde el punto de vista social y económico es la eventual rotura de una presa. Actualmente, el estudio de estos eventos se realiza mediante modelos numéricos que simulan la onda de crecida que provocaría la rotura, empleando sus resultados para preparar posibles planes de emergencia o cuantificar potenciales pérdidas económicas. Existen varios modelos numéricos que permiten este tipo de simulaciones, siendo HEC-RAS uno de los más populares. No obstante, su simulación de rotura de presa suele generar inestabilidades numéricas que no son fáciles de afrontar, lo que sugiere el uso de otras alternativas.

Por esta razón, en este trabajo se comparan las simulaciones de los modelos HEC-RAS e Iber en dos casos de estudio: uno ficticio, definido por el usuario para poner a prueba a los programas; y otro real, correspondiente al Embalse Las Palmas (Región de Valparaíso, Chile).

ZONAS DE ESTUDIO

El primer caso de estudio es un ejemplo de prueba creado por el usuario. Consiste en un canal recto, de sección trapezoidal y 10 km de largo. El canal está dividido en cinco tramos de 2 km, alternando su pendiente entre 0.3 y 3.0%. Su sección transversal posee una base 20 m, un primer talud de 5:1 (H:V) hasta los 2 m de altura, un pequeño talud de 30:1 hasta los 3 m, y un tercer talud de 12:1 hasta los 15 m. En los primeros 500 m desde aguas arriba se ubica un muro de 13.5 m. La Figura 1 muestra el perfil longitudinal y la sección transversal de este ejemplo.

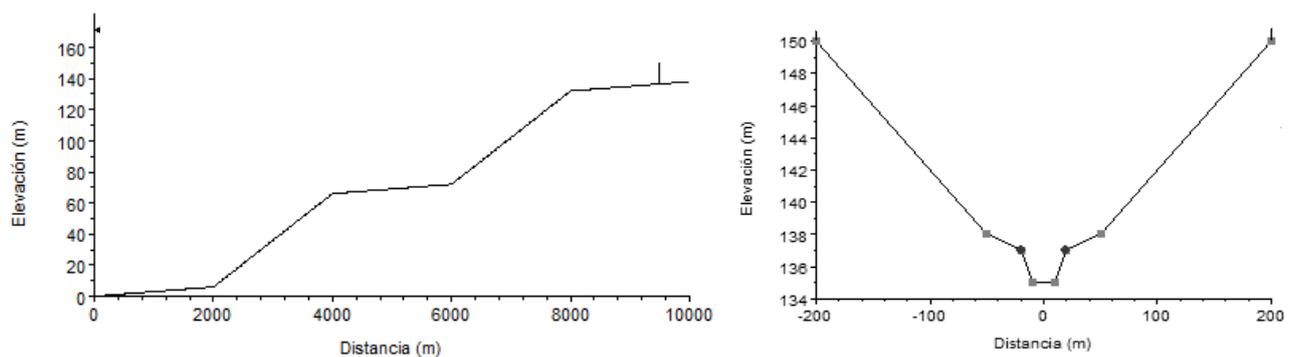


Figura 1.- Perfil longitudinal (izquierda) y sección transversal (derecha) del primer caso de estudio. La línea vertical del perfil longitudinal representa al muro de la presa

El segundo caso corresponde al Embalse Las Palmas, ubicado al norte de la Región de Valparaíso (Chile), el cual aprobó su evaluación ambiental en el año 2016 y próximamente iniciará su construcción. El área de estudio se extiende a lo largo de 14 km del Estero Las Palmas, desde el inicio del Embalse hasta la confluencia del Estero con el Río Petorca. En la zona de aguas arriba se ubicará su presa, de 70 m de altura, permitiendo almacenar unos 55 millones de m^3 . El muro posee un coronamiento de 7 m de ancho y taludes de 1.5:1 y 1.6:1 (H:V) en las caras de aguas arriba y aguas abajo, respectivamente. La Figura 2 presenta la ubicación general del Embalse.

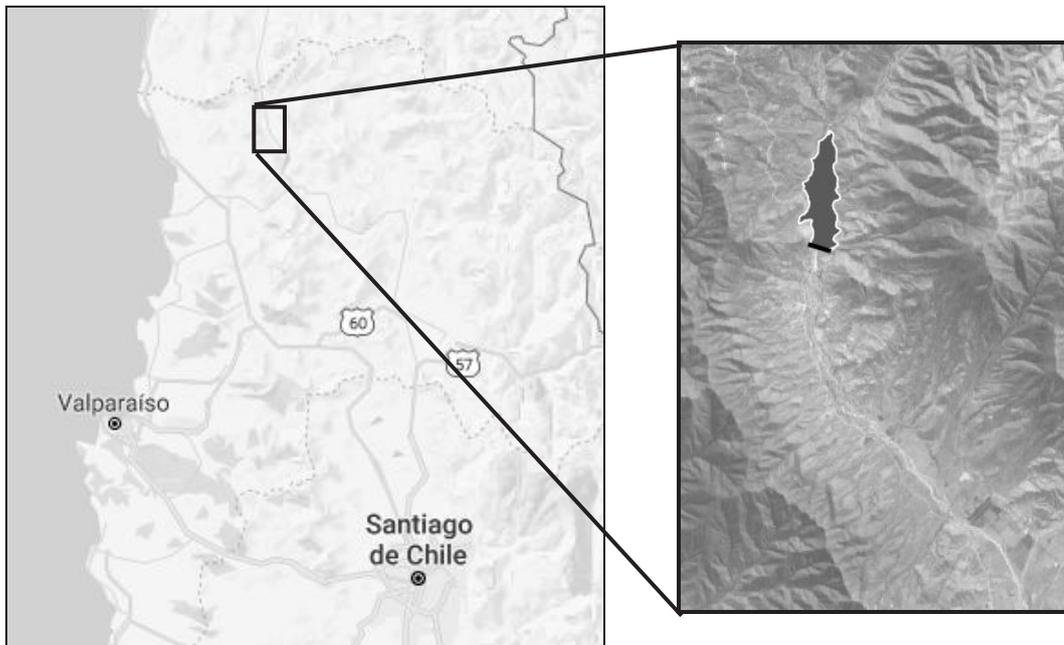


Figura 2.- Ubicación general del Embalse Las Palmas, indicando su superficie máxima y el sitio donde se encuentra la presa (derecha, color gris y línea negra, respectivamente)

MODELOS HEC-RAS E IBER

HEC-RAS (en su versión 4.1; HEC, 2010) es un modelo unidimensional de simulación de flujo a superficie libre bajo régimen permanente y no permanente. Para los cálculos de flujo no permanente HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint-Venant en una dimensión, que en el modelo se definen según:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_L = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad [2]$$

donde A es el área mojada de la sección transversal, Q es el caudal en dicha sección, q_L es el caudal por unidad de ancho asociado a flujos laterales, g es la aceleración de gravedad, h es la elevación de la superficie de agua, y S_f es la pendiente de fricción.

HEC-RAS resuelve las ecuaciones [1] y [2] empleando un esquema numérico implícito de diferencias finitas. Este esquema otorga velocidad a la simulación numérica, sin embargo, en cálculos de flujo mixto (sub y supercrítico) el modelo se vuelve inestable (entrega resultados sin sentido físico e incluso puede interrumpir la simulación). Para disminuir las inestabilidades el modelo ha introducido factores de reducción a los términos inerciales de la ecuación [2]. Esta modificación, llamada *Local Partial Inertia* o LPI (Fread *et al.*, 1996), se define como:

$$\sigma \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) \right] + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad [3]$$

$$\sigma = \begin{cases} \widehat{Fr} - Fr^m & \text{si } \widehat{Fr} \leq Fr \\ 0 & \text{si } \widehat{Fr} > Fr \end{cases} \quad [4]$$

donde σ es el factor de reducción del método LPI, Fr es el número de Froude, \widehat{Fr} el umbral del número de Froude sobre el cual σ se reduce a cero, y m es un exponente que modifica la forma en que varía la reducción.

Por otra parte, Iber (Bladé *et al.*, 2014) es un modelo bidimensional de simulación de flujo a superficie libre bajo régimen no permanente. Resuelve las ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones, utilizando un esquema numérico explícito de volúmenes finitos. Despreciando los efectos turbulentos y de fricción del viento, las ecuaciones que resuelve el modelo son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = 0 \quad [5]$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hU_x^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_xU_y) = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} \quad [6]$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_xU_y) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hU_y^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} \quad [7]$$

donde h es la altura de la superficie de agua, U_x y U_y son las velocidades horizontales promediadas en la profundidad, g es la aceleración de gravedad, Z_b es la cota de fondo, τ_b es la fricción asociada al fondo, y ρ es la densidad del agua.

Entre las principales diferencias de ambos programas, HEC-RAS resuelve sus ecuaciones entre perfiles transversales, mientras que Iber lo realiza sobre una malla de volúmenes triangulares o cuadriláteros. Por esta razón, Iber entrega resultados con un nivel de detalle superior a HEC-RAS, aunque esto implica que Iber tarda mucho más en sus cálculos (la cantidad de volúmenes finitos utilizados por Iber puede ser varios órdenes de magnitud superior al número de perfiles transversales requeridos por HEC-RAS). Por otra parte, las inestabilidades numéricas de HEC-RAS son frecuentes bajo flujo mixto y su depuración puede tardar bastante, mientras que Iber no presenta ese tipo de inconvenientes. En la Tabla 1 se resumen las diferencias de los dos modelos.

Tabla 1.- Principales diferencias entre HEC-RAS e Iber

Modelo	Flujo	Método numérico	Esquema numérico	Discretización espacial	Observaciones
HEC-RAS	1D	Diferencias finitas	Implícito	Secciones transversales	Inestabilidades en flujo mixto
Iber	2D	Volúmenes finitos	Explícito	Malla no estructurada	Mayor tiempo de cómputo

INFORMACIÓN DE ENTRADA

Topografía

En el ejemplo de prueba la geometría simplemente fue generada con HEC-RAS y luego copiada en Iber, indicando una a una las coordenadas de los puntos que fueran representativos del canal. En cambio, en el Embalse Las Palmas se generó la topografía del lugar a partir de un modelo de elevación digital (DEM, según sus siglas en inglés), específicamente el SRTM de resolución 1 arco segundo (30 m aprox.). El DEM se interpoló para aumentar su resolución antes de entregar los perfiles transversales de HEC-RAS y la superficie de Iber. Además, se generó un DEM del muro de la presa específicamente para Iber, según la información descrita anteriormente. Los perfiles transversales de HEC-RAS y la superficie de Iber se muestran en la Figura 3.

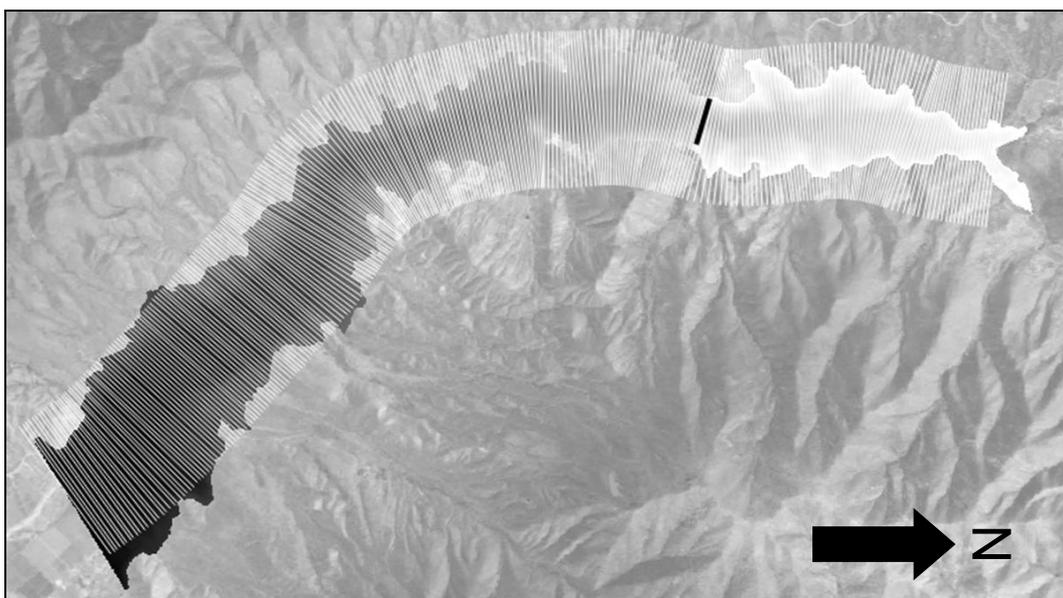


Figura 3.- Perfiles transversales de HEC-RAS (líneas blancas) y superficie DEM de Iber (gris claro a oscuro) para el Embalse Las Palmas

Brecha de la rotura

La brecha asociada a la rotura de una presa ha sido ampliamente documentada en la literatura (MacDonald y Langridge-Monopolis, 1984; USBR, 1988; Von Thun y Gillette, 1990; Froehlich, 1995; MMA, 1996; Wahl, 1998; Froehlich, 2008). En general, la brecha se define como una sección trapezoidal simétrica (Figura 4), cuyas dimensiones dependen de la materialidad del muro y su geometría (o la del embalse).

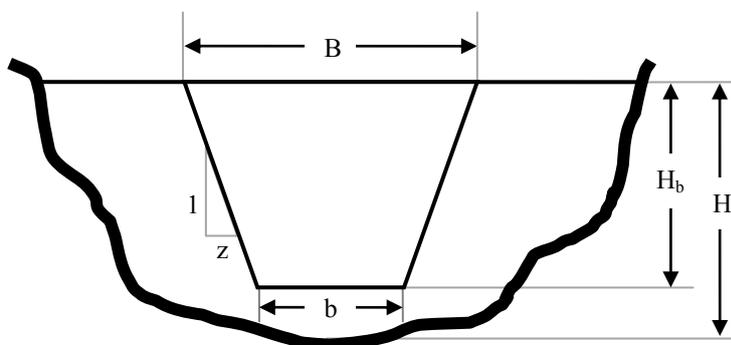


Figura 4.- Parámetros geométricos de una brecha de rotura

En el ejemplo de prueba se dimensionó la brecha de forma arbitraria (ya que el muro no representa a una presa real), con un ancho inferior y superior de 20 y 210 m, respectivamente, y una altura de 12 m. En cambio, el muro proyectado en el Embalse Las Palmas es de material suelto con pantalla de hormigón (CFRD, según sus siglas en inglés). Siendo así, se definió la brecha a partir del estudio de Alonso *et al.* (2010), basado en la información recopilada por Wahl (1998) sobre presas de este tipo. Se obtuvo anchos de 76 y 199 m, y una altura de 65 m. En la Tabla 2 se resumen las dimensiones de la brecha en cada caso.

Tabla 2.- Ancho superior (B), inferior (b) y altura (H_b) de la brecha en los dos casos de estudio

Caso	B (m)	b (m)	H_b (m)
Ejemplo de Prueba	210	20	12
Embalse Las Palmas	199	76	65

Además, otro parámetro relevante de la brecha es su tiempo de formación, que también depende de la materialidad y geometría del muro. Nuevamente, en el ejemplo de prueba se definió un tiempo de rotura arbitrario de 0.1 horas, mientras que en el Embalse Las Palmas se calculó el tiempo de rotura con diferentes expresiones, cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3.- Tiempo de formación de la brecha (t_b) para el Embalse Las Palmas según diferentes autores

Autores	t_b (horas)
MacDonald y Langridge-Monopolis (1984)	2.08
USBR (1988)	2.31
Von Thun y Gillette (1990)	1.05
Froehlich (1995)	0.67
MMA (1996)	0.48
Froehlich (2008)	0.61

Finalmente, se optó por el menor tiempo de rotura en el Embalse Las Palmas, que corresponde a 0.48 horas según la expresión del MMA (1996).

Condiciones de contorno e iniciales

En los dos casos se fijó una condición inicial de embalse lleno. En particular, HEC-RAS requirió de condiciones iniciales de flujo, con un caudal de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ para el ejemplo de prueba y $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ para el Embalse Las Palmas. El gran caudal inicial utilizado en el Embalse Las Palmas tuvo como objetivo darle estabilidad al modelo, ya que algunos perfiles transversales generaban errores relacionados a su baja altura de agua.

Del mismo modo, HEC-RAS necesitó de condiciones de contorno aguas arriba, definidas como caudales constantes de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ en el ejemplo de prueba y $100 \text{ m}^3/\text{s}$ en el Embalse Las Palmas, y de altura normal aguas arriba y aguas abajo. Las simulaciones en Iber no necesitaron de una condición inicial de flujo ni de contorno aguas arriba, sino solo de contorno aguas abajo, que se definió como flujo supercrítico (Iber no ofrece una condición de altura normal).

RESULTADOS

En los dos casos de estudio se establecieron secciones de control cada 1 km desde el pie de la presa, tomando como referencia las secciones transversales de HEC-RAS y copiándolas en Iber. Los resultados indican que, en general, los hidrogramas obtenidos con ambos programas son similares en su forma y valor máximo. El ejemplo de prueba presenta hidrogramas que se atenúan bastante a medida que la crecida viaja hacia aguas abajo, reduciéndose el caudal máximo a menos de un tercio de su valor aguas arriba. En el Embalse Las Palmas este efecto no es tan notorio, con una disminución que no supera a un 13% de su valor aguas arriba. En la Figura 5 se presentan los hidrogramas de los dos casos de estudio para tres secciones de control.

Por otro lado, la diferencia entre los caudales máximos de cada modelo va aumentando a medida que la crecida avanza hacia aguas abajo. En el ejemplo de prueba esto es más evidente, con una diferencia de 1.6% en la sección más cercana a la presa y de 15.2% en la sección más alejada. El Embalse Las Palmas no presentó diferencias tan grandes entre sus caudales máximos, con un 2.4% aguas arriba y 5.9% aguas abajo. Cabe señalar que Iber obtuvo *peaks* mayores a HEC-RAS en todas las secciones del ejemplo de prueba, pero en el Embalse Las Palmas fue HEC-RAS quien entregó los mayores caudales. La Figura 6 presenta los caudales máximos y su diferencia en los dos casos de estudio.

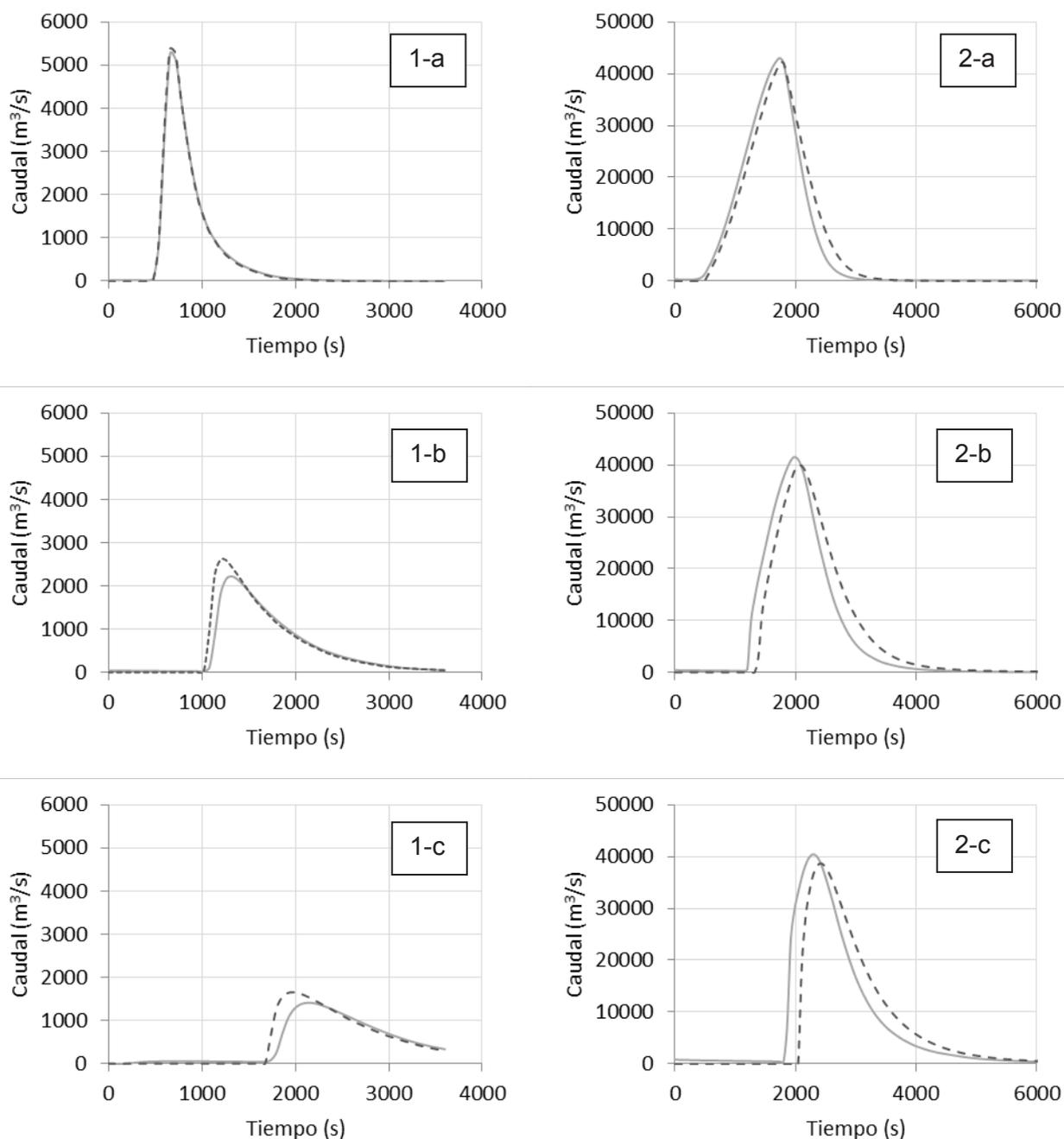


Figura 5.- Hidrogramas obtenidos con HEC-RAS (línea gris continua) e Iber (línea negra segmentada) para el ejemplo de prueba (1) y el Embalse Las Palmas (2). Secciones de control ubicadas a 1 km (a), 5 km (b) y 9 km (c) aguas abajo de la presa del embalse

Además de los caudales, se compararon las alturas de agua máximas entregadas por los dos modelos. En el ejemplo de prueba se utilizó la mayor altura calculada por Iber, sin profundizar en la variación de la altura dentro de la sección, ya que el canal es recto y no se esperan cambios importantes en el sentido perpendicular al flujo. Por el contrario, en el Embalse Las Palmas si se analizó la variabilidad de la altura de agua dentro de la sección, ya que el cauce posee una geometría irregular aguas abajo de la presa.

La altura de agua máxima en el ejemplo de prueba presenta una diferencia media de 2.0 m entre HEC-RAS e Iber, manteniéndose prácticamente constante en todas las secciones de control. En términos porcentuales, las diferencias varían desde el 23.6 al 34.9%, encontrándose los mayores

valores en las secciones de control ubicadas en los tramos de alta pendiente. En la Figura 7 se muestran las alturas de agua máximas obtenidas en el ejemplo de prueba.

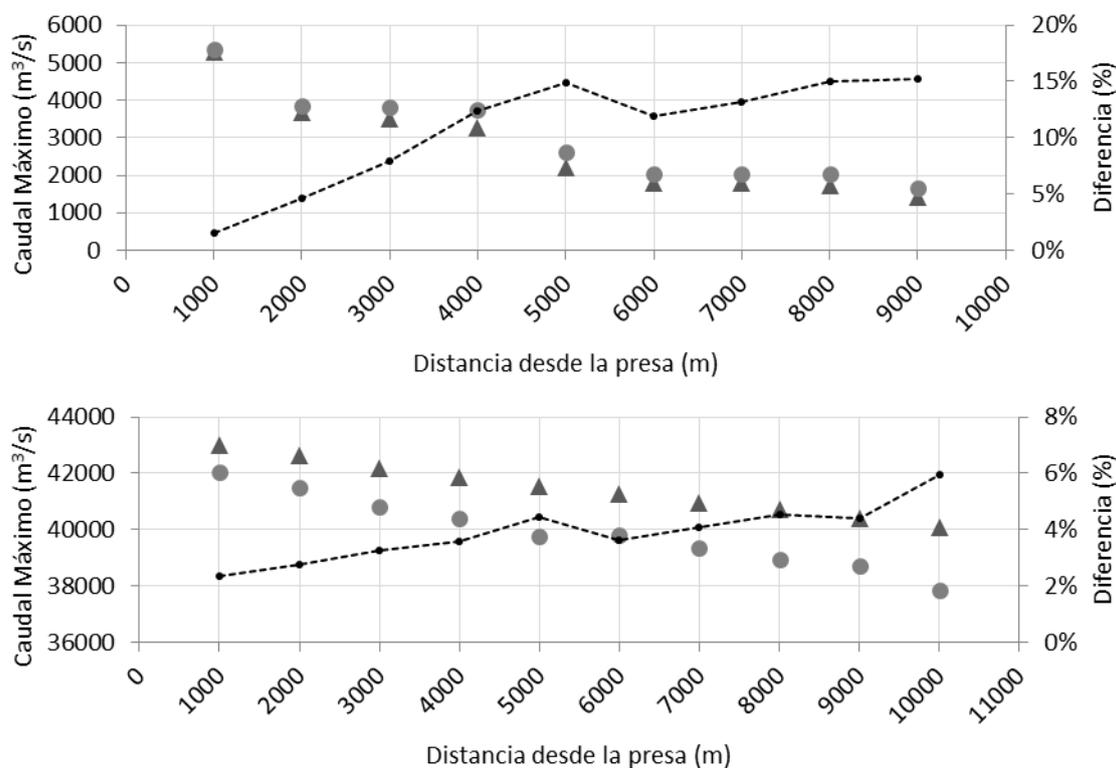


Figura 6.- Caudales máximos en las secciones de control del ejemplo de prueba (arriba) y del Embalse Las Palmas (abajo) con los modelos HEC-RAS (triángulos) e Iber (círculos), incluyendo la diferencia porcentual entre los dos programas (línea de puntos)

En el análisis del Embalse Las Palmas se observa que, según Iber, la superficie de agua máxima cambia bastante dentro de una misma sección. La mayor variación proviene a la sección de control a 5 km de la presa, con una diferencia de 12.6 m entre la parte más alta y la más baja de la superficie de agua. Le siguen las secciones a 2 km y 3 km de la presa, con diferencias de 10.0 m y 9.0 m, respectivamente. En la Figura 8 se presentan las superficies de agua de la mayoría de las secciones de control.

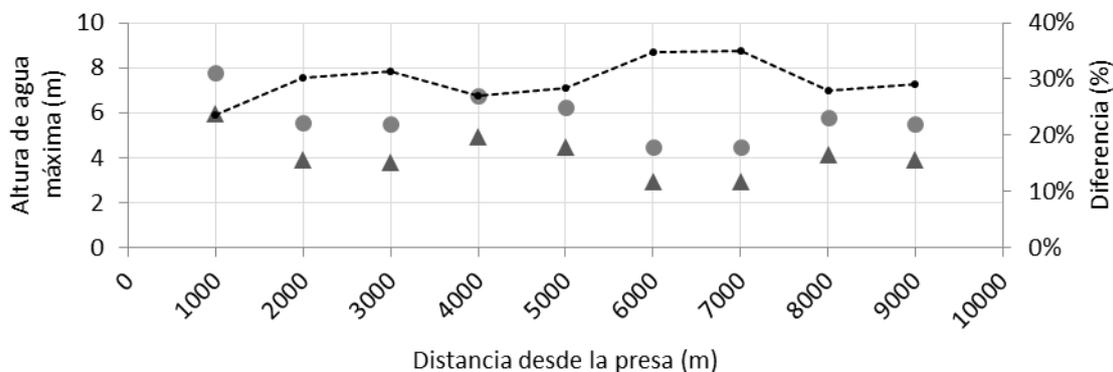


Figura 7.- Altura de agua máxima en las secciones de control del ejemplo de prueba con HEC-RAS (triángulos) e Iber (círculos), incluyendo la diferencia porcentual entre los dos modelos (línea de puntos)

En contraste, se advierte que la altura de agua que entrega HEC-RAS es un valor intermedio al de la superficie de agua de Iber. Al comparar la altura de HEC-RAS con los valores medios de Iber se observan diferencias que no alcanzan los 1.6 m, pero si se repite la comparación con los

valores más altos (y bajos) de Iber esta diferencia puede superar los 5.1 m (nuevamente en las secciones a 2 km, 3 km y 5 km de la presa).

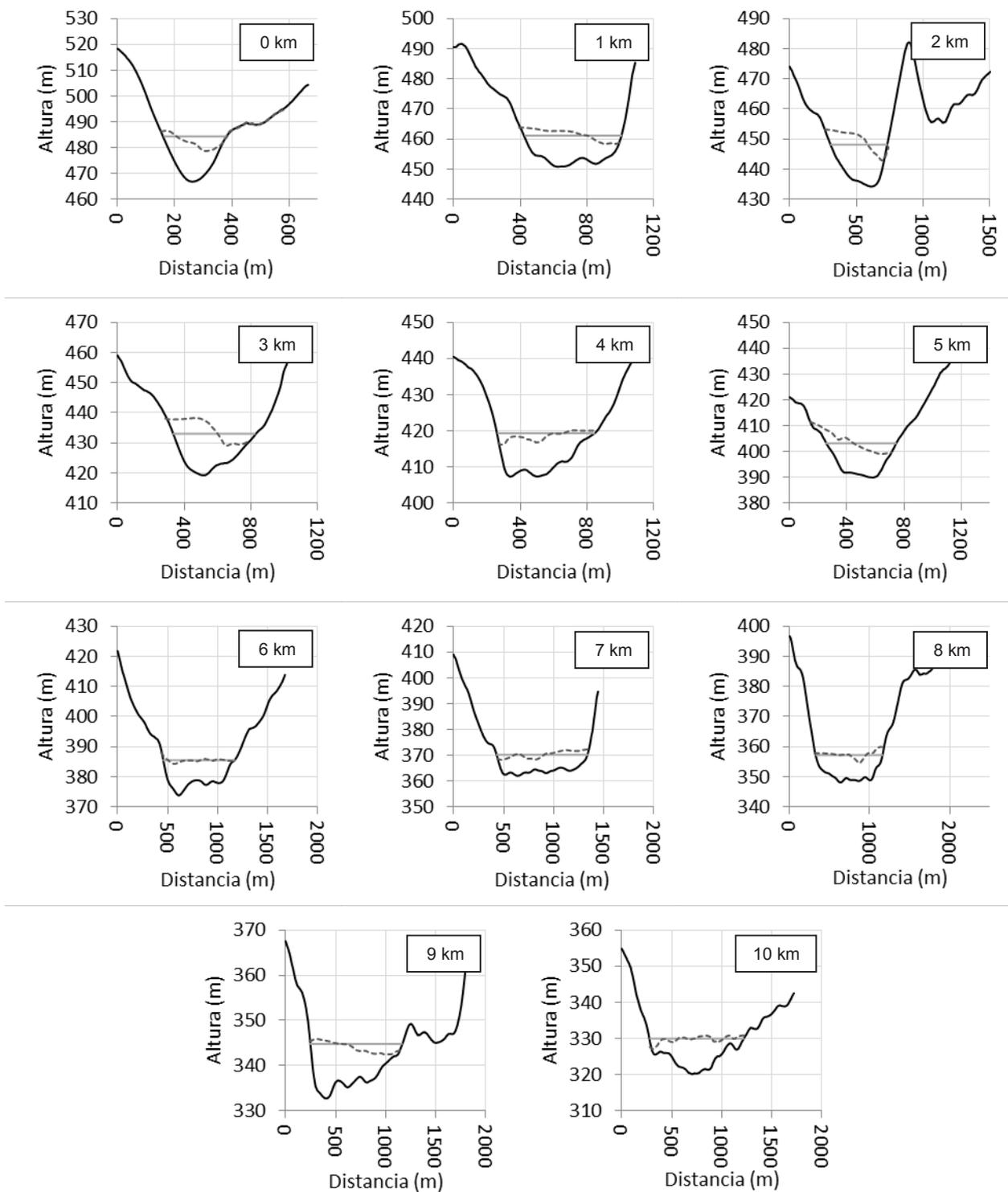


Figura 8.- Secciones de control del Embalse Las Palmas con su altura de agua máxima según HEC-RAS (línea gris continua) e Iber (línea negra segmentada). Secciones vistas desde aguas abajo

En general, las diferencias entre los dos modelos son mayores en los primeros 5 km después de la presa, disminuyendo a medida que la crecida avanza hacia aguas abajo. A simple vista, la caracterización unidimensional del flujo sería insuficiente, al menos, en los primeros 5 km, ya que la variabilidad de la superficie de agua en estas secciones es alta y su representación como una línea horizontal sería una simplificación excesiva.

CONCLUSIONES

Se compararon los resultados de los programas HEC-RAS e Iber en dos simulaciones de rotura de presa. En promedio, la diferencia entre los caudales máximos de ambos modelos fue de un 10.8% para ejemplo de prueba y de un 3.6% para el Embalse Las Palmas, siendo mayor Iber en el primer caso y HEC-RAS en el segundo. Además, el ejemplo de prueba entregó la diferencia más alta entre todos los caudales máximos, con un 15.2% en la sección de control más alejada del muro. En el ejemplo de prueba, la causa de las diferencias sería la reducción que realiza HEC-RAS a los términos inerciales de la ecuación de Saint-Venant (método LPI), lo que se debería a las fuertes variaciones de la pendiente de fondo. En cambio, no se observa una razón evidente para las diferencias en el Embalse Las Palmas, pero podría deberse a que el flujo en los volúmenes finitos de Iber no es exactamente perpendicular a la sección transversal trazada desde HEC-RAS.

Por otra parte, HEC-RAS subestimó constantemente las alturas de agua en el ejemplo de prueba, manteniéndose 2 m por debajo de Iber en casi todas las secciones de control. En el Embalse Las Palmas el desempeño de HEC-RAS mejoró, entregando una altura de agua intermedia a la superficie de agua de Iber. No obstante, se observa que la caracterización unidimensional del flujo simplifica en exceso una simulación de este tipo, ya que la variabilidad de la superficie de agua dentro de cada sección es significativa, con diferencias entre HEC-RAS e Iber que pueden superar los 5.1 m en algunos puntos.

En base a lo anterior, se recomienda el uso de Iber para simulaciones de rotura de presa, en especial en la elaboración de mapas de inundación o estudios de similares características (donde la superficie inundada sea relevante). Por otra parte, se sugiere el uso de HEC-RAS para simulaciones no permanentes solo si la geometría del problema o sus condiciones de contorno no inducen cambios de régimen importantes. De lo contrario, la eliminación de inestabilidades en HEC-RAS puede ser un proceso repetitivo, e incluso podría tardar más que la misma simulación con un modelo bidimensional. Finalmente, se prevé que el avance de la tecnología extienda el uso de modelos bidimensionales como Iber, o el mismo HEC-RAS en su versión 5.0, optando por HEC-RAS 4.1 solo en simulaciones de flujo permanente o como una aproximación inicial a la simulación de flujo no permanente.

REFERENCIAS

- Alonso, F., G. Peursen, J. Bertoni y S. Menajovsky** (2010). “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presas de tipo CFRD”. *VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos*, Neuquén, Argentina.
- Bladé, E., L. Cea, G. Corestein, E. Escolano, J. Puertas, E. Vázquez-Cendón, J. Dolz y A. Coll** (2014). “Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos”. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1), 1–10.
- Fread, D., M. Jin y J. Lewis** (1996). “An LPI Numerical Implicit Solution for Unsteady Mixed-Flow Simulation”. *Proceedings of the 1996 North American Water and Environment Congress*, Anaheim, California.
- Froehlich, D.** (1995). “Embankment Dam Breach Parameters Revisited”. *Water Resources Engineering, Proceedings of the 1995 Conference on Water Resources Engineering*, 887–891.
- Froehlich, D.** (2008). “Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 887–891.
- HEC** (2010). *HEC-RAS, River Analysis System, User’s Manual*. Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
- MacDonald, T., y J. Langridge-Monopolis** (1984). “Breaching Characteristics of Dam Failures”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567–586.

- MMA** (1996). *Clasificación de presas en función del riesgo potencial, Guía Técnica*. Ministerio de Medio Ambiente, España.
- USBR** (1988). “Downstream Hazard Classification Guidelines”. *ACER Technical Memorandum N° 11*, Assistant Commissioner-Engineering and Research, Denver, Colorado.
- Von Thun, J., y D. Gillette** (1990). *Guidance on Breach Parameters*. Unpublished internal document, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Wahl, T.** (1990). *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters, A Literature Review and Needs Assessment*. Water Resources Research Laboratory, United State Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DINÁMICA DE FLUJOS DE HUAYCOS
EN UNA QUEBRADA DE ALTA PENDIENTE**

*Diego Cornejo T.¹, Manuel Gómez R.¹, Angel Narro D.², Roger Hidalgo G.¹,
Miguel Sánchez D.², Samuel Quisca A.^{2,3}*

*¹Universidad Nacional de Ingeniería, ²Universidad Nacional Agraria La Molina, ³SQ & Ingenieros Consultores C.
Lima-Perú. dcornejo@uni.pe, mgomezr@uni.pe, angelnd9@hotmail.com, rhidalgo@uni.edu.pe, msanchez@lamolina.
edu.pe, squisca@gmail.com*

RESUMEN:

En una quebrada natural se estableció el tramo experimental con tres zonas características, zona de almacenamiento del volumen finito de la mezcla agua y partículas sólidas, zona de tránsito del flujo y zona de deposición. Para medir la velocidad del frente de onda del flujo, se instaló un sistema de circuito cerrado de televisión que permitió filmar y registrar de forma sincronizada y cronometrada el proceso de tránsito de la onda de flujo de huayco por la zona de tránsito. Para medir el tirante del flujo se utilizó sensores de ultrasonido, que fueron instalados en secciones de control. En los ensayos experimentales se utilizaron una mezcla bifásica de agua y material granular con distintas concentraciones volumétricas de sólidos, y con diferentes alturas de la cuña de la mezcla bifásica. Se observa que los resultados del avance de frente de onda para distintas concentraciones de sólidos y tirantes de la cuña de la mezcla fluida en reposo, presentan un conjunto de líneas de datos experimentales casi alineados, y con pendientes que aumentan directamente proporcional a la concentración de sólidos. En estos resultados experimentales evidencian que la velocidad de avance del frente de onda se reduce con el aumento de la concentración de sólidos y la disminución de la altura de la mezcla bifásica.

ABSTRACT:

In a natural ravine, the experimental section was established with three characteristic zones, a storage zone for the finite volume of the mixture of water and solid particles, the transit zone of the flow, and the deposition zone. To measure the speed of the wave front of the flow, a closed circuit television system was installed, that allowed filming and recording in a synchronized and timed way the flow process of the wave of debris flow through the transit zone. To measure the height of the flow, ultrasound sensors were used, which were installed in control sections. In the experimental tests, a biphasic mixture of water and granular material with different volumetric concentrations of solids, and with different heights of the wedge of the biphasic mixture were used. It is observed that the results of the wavefront advance for different volumetric concentrations of solids, and the heights of wedge of the fluid mixture at rest, present a set of almost aligned lines of experimental data, and with slopes that increase directly proportional to the concentration of solids. These experimental results show that the advance speed of the wavefront decreases with the increase in the concentration of solids and the decrease in the height of the biphasic mixture.

PALABRAS CLAVES: Flujo de escombros, dinámica de huaycos, onda de huaycos.

INTRODUCCIÓN

En el Perú, las inundaciones, huaycos, aluviones y deslizamientos de tierra son los principales desastres naturales asociados al Fenómeno “El Niño”. Según el Instituto Nacional de Defensa Civil - INDECI (2017), los daños personales, damnificados y afectados, ocasionados por la ocurrencia del fenómeno de “El Niño” Costero del año 2017, fueron: 49 muertos, 197 lesionados, 410,147 damnificados y afectados. Los huaycos ocurren anualmente en distintas regiones del país, aún sin la presencia del Fenómeno “El Niño”.

Para formular adecuadas medidas de mitigación y prevención de los eventos de huaycos, se requiere contar con modelos numéricos de la dinámica de huaycos para predecir la trayectoria, fuerza de impacto y sus áreas de afectación. Si bien las investigaciones de la reología de huaycos han producido formulaciones teóricas y empíricas, aplicables al modelamiento numérico, la validación y calibración de los modelos numéricos son aún incipientes por falta de datos experimentales consistentes. Los modelos numéricos se pseudo-validan con datos experimentales obtenidos de analogías de modelos físicos, los cuales no se ciñen a las teorías y criterios de similitud para la construcción de modelos físicos a escala reducida.

Según refiere Heller (2011), está demostrado que hay efectos de escala en los modelos físicos en la ingeniería hidráulica. Estos efectos surgen debido a que las proporciones de las fuerzas actuantes en el modelo y en el prototipo (real) no son idénticas, y tienen como resultado las desviaciones entre las observaciones en el modelo a escala y el prototipo. El desarrollo de modelos a escala de los fenómenos de transporte de sedimentos en cauces de ríos aún se encuentra en estado incipiente, lo que evidencia que el desarrollo de modelos físicos a escala de los flujos de huaycos, es aún un tema de investigación poco estudiado. Esto ha conllevado que el estudio experimental de los flujos de huaycos se restrinja sólo a analogías de modelos físicos, donde no exige cumplir los criterios de similitud mecánica y parámetros adimensionales de similitud aplicables a los flujos de huaycos. Con las analogías de modelos físicos sólo se obtienen comportamientos cualitativos del fenómeno estudiado. Sin embargo, para la calibración y validación de los modelos se requieren datos experimentales cuantitativos consistentes con el fenómeno real.

Según reporta Blijenberg (2007), los datos procedentes de zonas activas en generación de flujo de escombros en los Alpes franceses meridionales, se introdujeron en un modelo físico a escala reducida del flujo de huaycos, cuya activación fue basada en el modelo de Takahashi. Utilizando un enfoque de Monte Carlo con 1.000 corridas, los resultados mostraron una amplia distribución de los valores de las variables del flujo, lo que indica que el modelado físico a escala reducida, basado en mediciones reales de campo, no siempre puede ser práctico. Sin embargo, se ha reportado experimentos a escala real de eventos generados de huaycos en la ExURSS, Khagai et al. (1992), Quisca (1995, 2005).

Para validar los modelos numéricos de flujos de huaycos desarrollados, es necesario contar con datos experimentales de las variables de flujo de huaycos medidos en campo. El estado de arte indica que los modelos numéricos existentes no han sido validados con datos de campo, sino que solo se ha practicado un análisis comparativo de los resultados numéricos de tirantes, velocidades y forma geométrica de la propagación del cono de deposición, con los datos experimentales obtenidos en analogías de modelos físicos a escala Quisca (1995, 1996, 2005). Esta analogía de modelo físico a escala no es un modelo físico a escala reducida, además sus resultados son cualitativos y no confiables para la validación de modelos numéricos o sustentar la formulación de relaciones y ecuaciones empíricas y semi-empíricas de las principales variables de flujo de huaycos.

Se presenta los resultados experimentales del estudio experimental de la dinámica de flujos de huaycos en una quebrada de alta pendiente.

INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

En una quebrada natural de alta pendiente, se estableció el tramo experimental que comprende tres zonas características: zona de almacenamiento del volumen finito de la mezcla agua

y partículas sólidas, confinada por una compuerta móvil; zona de tránsito del flujo de huayco o tramo experimental de la quebrada; y zona de deposición.

La zona de almacenamiento se localiza en el extremo superior del tramo experimental de la quebrada (Foto 1), donde se instaló el sistema de retención del volumen experimental del huayco, conformado por una estructura de almacenamiento y compuerta con sistema de apertura automático (Foto 2). La compuerta es de 2.00 m x 2.20 m, y ha sido construido con perfiles metálicos y madera estructural. El fluido experimental está compuesto de mezclas bifásicas de agua con material de suelo (granulometría variada) con concentraciones volumétricas de sólidos variables.



Figura 1.- Vista del tramo experimental de la quebrada con la instalación del circuito cerrado de TV y el sistema de sensores de ultrasonido en las secciones de control en el cauce.



Figura 2.- Vista desde aguas abajo de la liberación súbita del volumen finito de la mezcla bifásica y generación de la onda de huayco.

La zona de tránsito tiene una longitud de 60 m con pendiente longitudinal promedio de 17%, y cauce con secciones transversales no-prismático de anchos variables de 1.40 m a 2.10 m, y altura variable de 1.00 m y 1.30 m. La instrumentación para medir el tirante del flujo de huayco en el cauce fue instalado en las secciones de control de tirantes. Como instrumentación se utilizó los sensores de ultrasonido, que fueron instalados en los marcos de madera de las referidas secciones de control, con distanciamientos longitudinales de 6.00 m a 8.00 m entre ellas. Estos sensores son alimentados por paneles solares, y registran la diferencia de nivel de la superficie libre del flujo con respecto al nivel de la rasante de fondo de la sección de control, obteniéndose datos para la elaboración de los limnigramas en cada sección de control. Para medir la velocidad del frente de

onda del flujo de huayco, se instaló un sistema de circuito cerrado de televisión (sistema CCTV) que permitió filmar y registrar de forma sincronizada y cronometrada el proceso de tránsito de la onda de flujo de huayco por el canal experimental de la quebrada. Las cámaras de filmación fueron instaladas en parantes verticales de madera, localizados adecuadamente para abarcar la totalidad del canal experimental de la quebrada. Además, el trazado del eje longitudinal del canal experimental fue estacado con capuchones de color naranja (cada 5.00 m) y de color verde (cada 1.00 m), con trazado de color blanco en toda la sección transversal del canal, a través de los capuchones de color verde (Foto 3).



Figura 3.- Estacado y seccionamiento del cauce con el reticulado transversal del cauce, para su filmación con el circuito cerrado de TV (foto superior). Vista del sensor de ultrasonido con panel solar de las secciones de control para medición de tirantes del flujo (foto inferior).

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El ciclo de cada evento experimental consta de los siguientes pasos:

- 1) Limpieza y preparación de la instalación experimental para el evento experimental.
- 2) Escaneado topográfico inicial del canal experimental con malla de puntos cada 0.15 m en la dirección horizontal, y una malla de puntos cada 0.10 m en la dirección vertical.
- 3) Conformación de la cuña de material sólido dentro del vaso de almacenamiento.
- 4) Instalación, graduación y calibración de los instrumentos de medición, así como la verificación de los registros de mediciones y filmaciones en las computadoras de control.
- 5) Liberación súbita de la cuña de la mezcla bifásica, Foto 3.
- 6) Tránsito de la onda bifásica de flujo de huaycos en el canal experimental, y registro de todo el evento, Foto 4.
- 7) Escaneado topográfico final del canal experimental.
- 8) Recopilación, ordenamiento y procesamiento de datos registrados.



Figura 4.- Vista desde aguas abajo de un evento experimental del tránsito del frente de onda del flujo de huayco en el tramo experimental de la quebrada.

Luego de la finalización de cada evento experimental, se verifica que la instrumentación y equipos de filmación hayan registrado adecuadamente la información requerida. Se recopila y ordena la data, para su posterior procesamiento. El material granular utilizado para los experimentos fue con una granulometría única y homogénea, compuesto de 23.7% de gravas, 63.3% de arena, y 12.9% de finos. La gravedad específica del material granular fue de 2.89, y el peso unitario de 1709 kg/m^3 .

En los ensayos experimentales se utilizaron una mezcla bifásica de agua y material granular con distintas concentraciones volumétrica de sólidos C_v (%), y con diferentes alturas de la cuña de la mezcla bifásica H (m).

RESULTADOS

En la primera etapa del programa experimental de la dinámica de flujos de huaycos en una quebrada de alta pendiente, se realizaron un conjunto de eventos experimentales. En la Tabla 1, se presenta los códigos y variables de los 7 experimentos más representativos y con adecuado control de calidad en sus registros. En el indicado cuadro, se observa los valores reales de la concentración volumétrica de sólidos del experimento, son menores a los valores proyectados C_v de los correspondientes experimentos, dado que la diferencia del volumen de sólidos no se desplazó con la onda de huayco. A valores menores de C_v , la diferencia de los valores proyectados y reales es menor. A valores mayores de C_v proyectado, el valor C_v real puede alcanzar hasta el 69.75% del valor proyectado.

Tabla 1.- Códigos y variables de experimentos realizados

Código	H [m]	C_v [%]	C_v Real [%]
H1-C10-A	1.00	10	7.4
H1-C20-B		20	12.0
H1-C40-B		40	26.7
H1.25-C30-A	1.25	30	19.1
H1.25-C40-A		40	27.9
H1.5-C15-A	1.50	15	9.8
H1.5-C40-B		40	25.6

Los resultados experimentales de la evolución temporal del avance del frente de onda se muestran en la Figura 5, donde se plotearon los valores de la longitud adimensional $X^*=(x-x_0)/H$ versus el tiempo adimensional $T^*= t (g \cos\theta / H)^{0.5}$. Se observa que los datos experimentales de avance de frente de onda para distintos C_v y tirantes de la cuña finita de la mezcla fluida en reposo H , presentan un conjunto de líneas de datos experimentales casi alineados, donde se observa que el avance de frente de onda tiene mayor velocidad cuando la C_v es pequeña, alcanzando su mayor

velocidad cuando la $C_v=0$, es decir agua sin sedimentos, Quisca (1995). En la Figura 1, se observa que los resultados experimentales del avance de frente de onda para distintas concentraciones de sólidos y tirantes de la cuña de la mezcla fluida en reposo, presentan un conjunto de líneas de datos experimentales casi alineados, y con pendientes que aumentan directamente proporcional a la concentración de sólidos, e inversamente proporcional al tirante inicial H . El avance del frente de onda experimental para $C_v=25.6\%$, $H=1.5$ m, es mayor que las ondas experimentales de $C_v=27.9\%$, $H=1.25$ m, y $C_v=26.7\%$, $H=1.00$ m, incluso que el avance del frente de onda experimental de $C_v=19.1\%$, $H=1.25$ m, por tener un tirante inicial H menor. El mayor avance de frente de onda experimental se obtiene para $C_v=7.4\%$, $H=1.00$ m, seguidas por el avance de frente de onda de los experimentos $C_v=9.8\%$, $H=1.5$ m, y de $C_v=12\%$, $H=1.00$ m.

Para construir el gráfico de la variación espacial de la velocidad del frente de onda, se plotearon los datos experimentales de la velocidad adimensional del frente de onda $V^* = V / (g \cos \theta / H)^{0.5}$, versus los valores de la longitud adimensional $X^* = (x - x_0) / H$, según se muestra en la Figura 2. En esta figura, se evidencia la tendencia de la nube de puntos, que la velocidad de avance del frente de onda se reduce con el aumento de la concentración de sólidos y la disminución de la altura inicial de la mezcla bifásica.

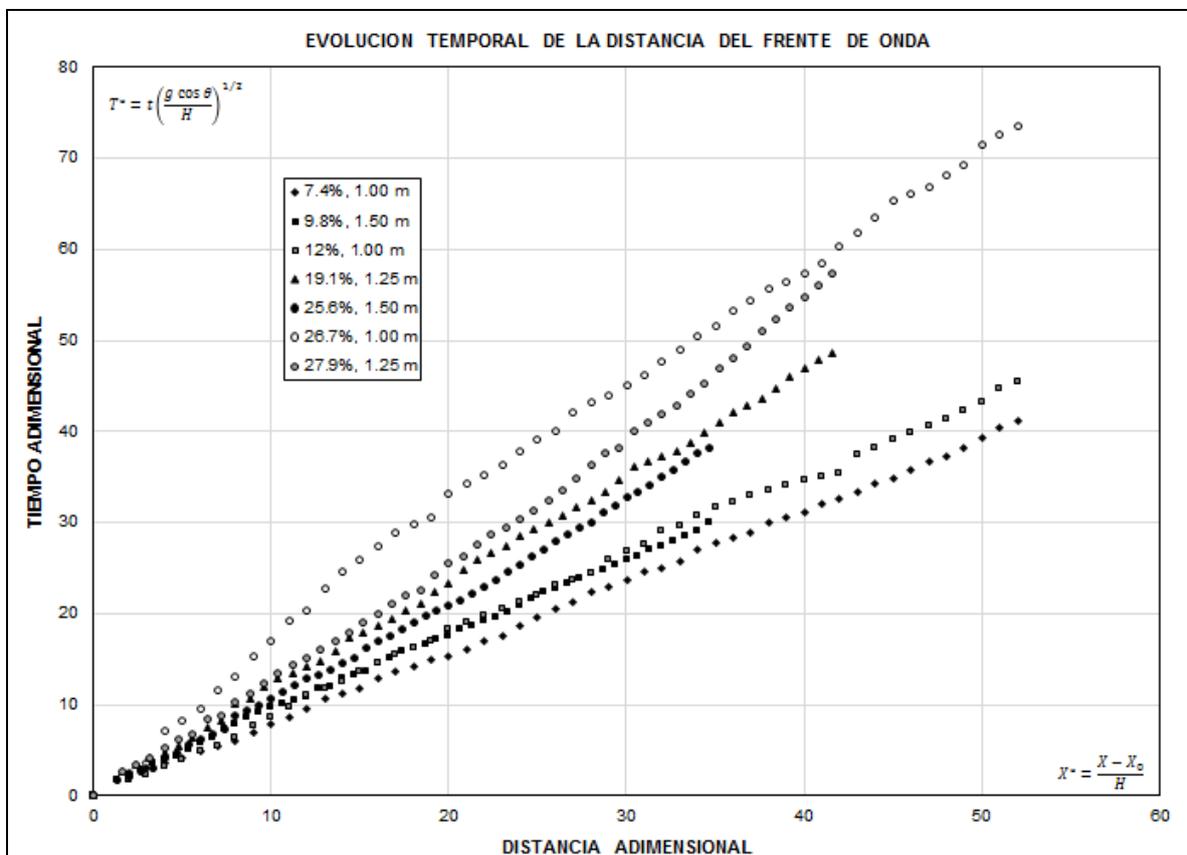


Figura 5.- Evolución temporal de la distancia del frente de onda del flujo de huaycos para distintas concentraciones volumétricas de sólidos y tirantes de la cuña de la mezcla bifásica.

Por otro lado, los limnigramas obtenidos en las secciones de control, a partir del ploteo del tirante adimensional $Y^* = y / (H \cos \theta)$ versus el tiempo adimensional $T^* = t [(g H \cos \theta)^{0.5}] / L$, evidencian la consistencia física de los registros de datos medidos con los sensores de ultrasonido. Sin embargo, existen registros de datos en determinadas secciones de control, que demuestran la inconsistencia de los datos registrados.

Se concluye que los datos experimentales obtenidos en la primera etapa del programa experimental de la dinámica de huaycos en quebradas de alta pendiente, son de utilidad para la validación de modelos numéricos unidimensionales de la propagación o tránsito de una onda de flujo de huaycos en cauces naturales de alta pendiente.

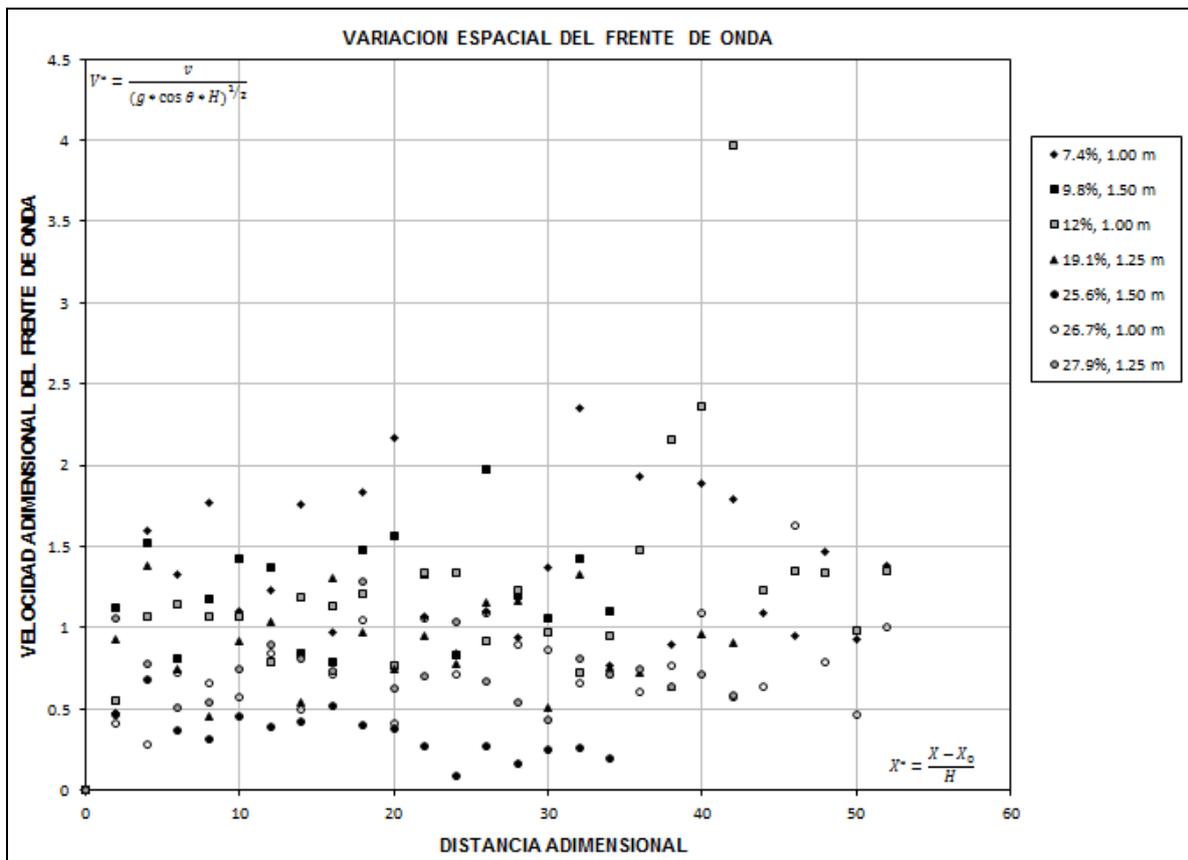


Figura 6.- Variación espacial del frente de onda del flujo de huaycos para distintas concentraciones volumétricas de sólidos y tirantes de la cuña de la mezcla bifásica.

AGRADECIMIENTO

Los autores, agradecen al Programa Nacional de Innovación para la Competitividad y Productividad del Ministerio de la Producción del Perú (PNICP), por el financiamiento del Proyecto de Investigación C-359-PNICP-PIAP-2014 “Estudio Experimental de la Dinámica de Flujos de Huaycos a Escala Cuasi-Real en Ríos y Quebradas de Alta Pendiente”, el cual fue ejecutado por IMEFEN-UNI, UNALM, y la empresa consultora SQ & ICC.

REFERENCIAS

- Aguirre-Pe, J., Quisca, S.I., and Plachco, F.P.** (1995). “Tests and Numerical One-dimensional Modelling of a High-viscosity Fluid Dam-break Wave”, *Journal Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 33(1):17-25.
- Aguirre-Pe, J., and Quisca, S.I.** (1994). Discussion to: Routing Debris Flow with Particle Segregation, *Journal of Hydraulic engineering*, ASCE, Vol. 120(5):660-61.
- Aguirre-Pe, J., Plachco, F.P., Quisca, S.I., and Usubillaga R.** (1993). “Modelling of a Debris Flow Avalanche by a Viscous Flow”, *Proceeding of the IAHR XXV Congress of International Association of Hydraulic Research*, Tokyo 1993, Japan, Vol. III, pp. 86-93.
- Blijenberg, H.M.** (2007). “Application of Physical Modeling of Debris Flow Triggering to Field Conditions: Limitations Posed by Boundary Conditions”. *Slope Transport Processes and Hydrology*. Vol. 91, Issue 1, pp 25-33.
- Heller, V.** (2011). “Scale Effects in Physical Hydraulic Engineering Models”. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol. 49(3):293-306.
- INDECI (2017). Boletín Estadístico Virtual de la Gestión Reactiva, N° 07/Año 4/Julio 2017.

- Khegai, A.Y. Popov, N., Plekhanov P., and Keremkulov, V. (1992).** Experiments and The Chemolgan Debris-Flow Testing Ground, Kazakhstan. *Landslide News*, N° 6, pp. 27-28.
- Quisca, S.I. (2005).** “Modelos Numéricos de Predicción para los Flujos de Huaycos y Aluviones”. *Proyecto de Investigación N° 083-CONCYTEC*, Informe Técnico y Económico Final, Lima, Perú.
- Quisca, S.I., and Aguirre-Pe, J. (1995).** “Unsteady Propagation of a Quasi Two-Phase Wave on a Dry Steep Channel”, *Proceeding of the IAHR XXVI Congress of International Association of Hydraulic Research*, Hydra 2000, London, U.K., Vol. III, pp. 208-213.
- Quisca S.I. (1995).** “Modelos Numéricos del Flujo de una Avalancha de Barros y Escombros”, *Tesis doctoral, Universidad de Los Andes*, Facultad de Ingeniería, Laboratorio de Hidráulica, Mérida, Venezuela.
- Quisca, S.I., Aguirre-Pe, J. and Plachco, F.P. (1996).** Discussion to: Newtonian Fluid Mechanics Treatment of Debris Flow and Avalanches, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 122(6), pp. 362-63, U.S.A.
- UNI-UNALM-SQ&ICC (2018).** “Estudio Experimental de la Dinámica de Flujos de Huaycos a Escala Cuasi-Real en Ríos y Quebradas de Alta Pendiente”, *Proyecto de Investigación C-359-PNICP-PIAP-2014*. Informe Técnico N° 3, IMEFEN-UNI, FIA-UNALM, SQ&ICC, Febrero 2018. Lima, Perú.
- Takahashi, T. (1991).** *Debris flow*. IAHR Monograph Series, Balkema Publishers, Rotterdam, 165 páginas, The Netherlands.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE UN RÍO MEANDRIFORME PARA
EVALUAR EL DESEMPEÑO DE OBRAS DE CONTROL DE EROSIÓN EN
MÁRGENES**

Hector Daniel Farias¹, Lucas G. Domínguez Ruben² y Jorge Prieto Villarroya¹

*(1) Instituto de Recursos Hídricos FCEyT-UNSE, Argentina. (2) CONICET-FICH-UNL, Argentina
h.daniel.farias.1@gmail.com - ldominguezruben@gmail.com – jorgeprietovillarroya@yahoo.com.ar*

RESUMEN:

En ocasiones, los ríos de llanura exhiben características morfológicas altamente dinámicas, que ocasionan problemas en la operación y mantenimiento de obras de infraestructura ubicadas en su entorno. En esos casos, es necesario disponer de obras de mitigación y control de los procesos erosivos. En este trabajo se presenta un estudio del comportamiento hidráulico de estas obras en un caso particular, para analizar los aspectos hidrodinámicos y estructura del flujo, en obras de estabilización de márgenes fluviales. La modelación 2D permitió identificar los campos vectoriales de velocidades y las líneas de corriente en un campo de espigones proyectados, mostrando el desarrollo de un flujo de recirculación entre espigones y otros patrones de comportamiento esperables. Se pudo concluir que la disposición geométrica del campo de espigones resulta adecuada para las condiciones hidráulicas simuladas, que se consideran representativas del comportamiento del cauce para los escenarios hidrológicos previstos.

ABSTRACT:

Occasionally, the plain rivers exhibit highly dynamic morphological features, which cause problems in the operation and maintenance of infrastructure works located in their surroundings. In those cases, it is necessary to design mitigation and control works for the potential erosion processes. In this paper, a study of the hydraulic behavior of these works is presented by means of a practical example. The objective is to analyze the hydrodynamic aspects and flow structure in works for fluvial banks stabilization. The 2D modeling allowed to identify the vectorial velocity fields, and the streamlines in a set of spurs. The model has shown the development of a recirculation flow between spurs and other expected behavior patterns. It was concluded that the geometric layout of the spur field is adequate for the simulated hydraulic conditions, which are considered representative of the behavior of the river for the simulated hydrological scenarios.

PALABRAS CLAVES: Ríos; Meandros; Modelación; Obras Fluviales

INTRODUCCIÓN

Los ríos de llanura presentan en ocasiones características morfológicas altamente cambiantes en el tiempo. Los cursos con una marcada actividad morfodinámica, caracterizados por la presencia de secuencias de trenes de meandros altamente evolutivos, con recurrentes eventos de elongaciones, migraciones longitudinales y laterales y cortas naturales por estrangulamiento y desbordes (o procesos combinados), ocasionan problemas en la operación y mantenimiento de obras de infraestructura ubicadas en su vecindad inmediata. Ello hace necesario la disposición de obras complementarias para la mitigación y control de los procesos erosivos presentes en estos ríos.

La finalidad del estudio es predecir el comportamiento hidráulico de estas obras en un estudio de caso particular, principalmente en lo relativo a los aspectos hidrodinámicos y estructura del flujo, detallando el análisis en las zonas de mayor interés en lo que respecta a la evaluación del desempeño de las obras de estabilización de márgenes fluviales.

CARACTERÍSTICAS DEL RÍO DEL VALLE (SALTA, ARGENTINA)

El Río del Valle (en cercanías de Las Lajitas, provincia de Salta, Argentina), en su tramo próximo a la traza de la Ruta Provincial 5 y del Ferrocarril FFCCGB, exhibe un comportamiento fluvio morfológico altamente dinámico, caracterizado por un patrón de alineamiento en planta meandriforme con fuertes tendencias a desarrollar procesos de migración lateral y longitudinal, acompañados por frecuentes cortes de meandros. En el tramo de aguas abajo del puente ferroviario, un meandro de considerable amplitud se ha elongado y ha afectado con procesos erosivos al terraplén en el sector de máxima concavidad (Figuras 1 y 2). Para el control de la erosión se ha proyectado un conjunto obras flexibles, cuyo potencial desempeño se procura evaluar.

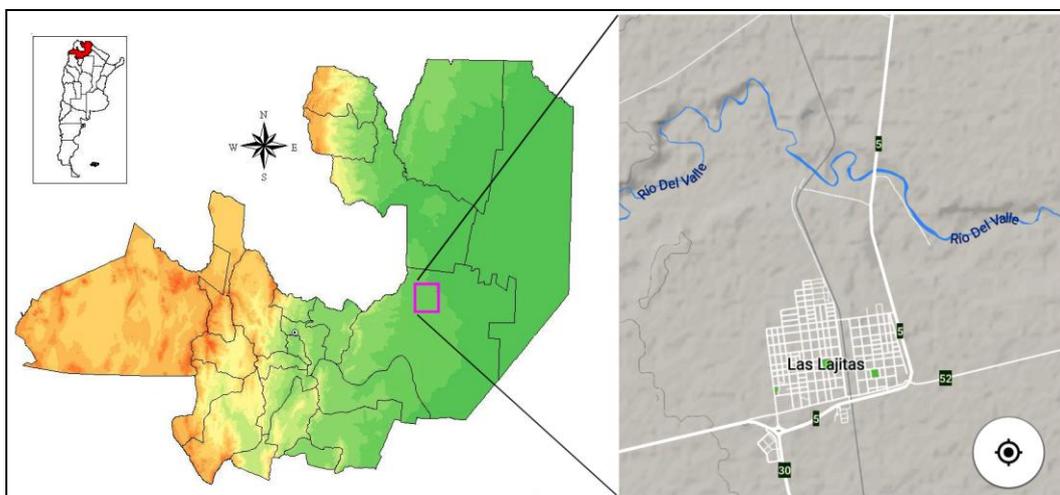


Figura 1.- Ubicación del Área de Estudio (Prov de Salta, Argentina)

Los estudios de morfología fluvial indicaron una marcada actividad morfodinámica en las últimas décadas, principalmente manifestada con un cambio significativo de la producción de sedimentos por parte de la cuenca, fuertemente influenciada por la afectación de grandes espacios territoriales a las actividades productivas (agricultura y ganadería). Ello se puede vislumbrar en un dramático incremento de las áreas deforestadas desde la década de 1970 hasta nuestros días, según se pudo visualizar claramente en las imágenes satelitales históricas.

La dinámica sedimentológica ha influenciado significativamente el aspecto fluvio morfológico del cauce, caracterizado por secuencias de trenes de meandros altamente evolutivos, con recurrentes eventos de elongaciones, migraciones longitudinales y laterales y cortas naturales por estrangulamiento y desbordes (o procesos combinados). Ese comportamiento también ha sido potenciado por las actividades antrópicas, ya que la tendencia recurrente del río a desarrollar

procesos de migración lateral afecta la eficiencia de las actividades de laboreo y manejo de tierras, y los productores siempre están tratando de aplicar acciones de corrección en el alineamiento del cauce. Esa situación promueve respuestas morfodinámicas del río, en forma de procesos asociados a una variedad de escalas espaciales y temporales, lo cual le confiere al sistema una singular complejidad. Dentro de este contexto, se llevó a cabo un análisis de estabilidad fluvio-morfológica del segmento de cauce fluvial que discurre (fundamentalmente aguas arriba) en la zona de influencia del sector correspondiente a los cruces del cauce con la traza del FF CC GB y de la Ruta Provincial Nro. 5 (RP5, Salta).

El mismo comprende un tramo de unos 4 km aguas arriba de la RP5 y aproximadamente 1 km aguas abajo de la misma. Para ello, se seleccionó una secuencia de imágenes históricas y en ella se consideraron especialmente las escenas correspondientes a los años 2002, 2013 y 2016, que reflejan singularidades propias que conjugan acciones antropogénicas relevantes, con la ocurrencia de años hidrológicos activos en términos de generación de caudales (líquidos y sólidos) formativos de importancia (Figura 2).

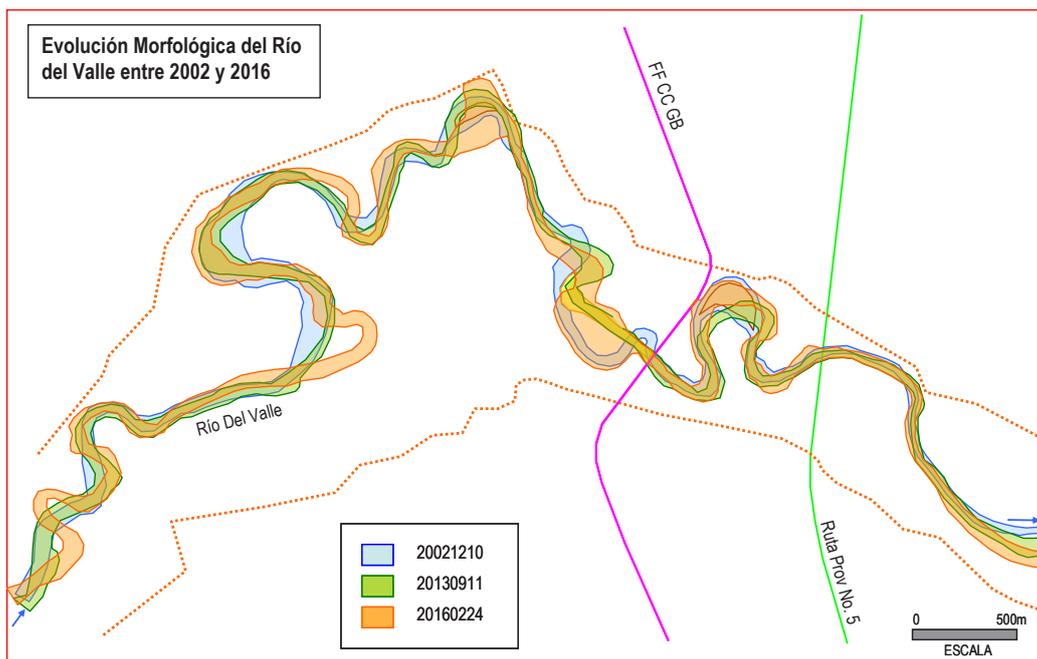


Figura 2.- Evolución morfológica del Río del Valle entre 2002 y 2016

El río discurre hacia el encuentro con la traza del FFCCGB con un sentido predominante SW-NE, a través de un patrón meandriforme bien desarrollado, con una faja de divagación de entre 700 m y 1200 m. El ancho del cauce activo es moderadamente variable (en el rango de 50 m a 80 m, con algunos sectores de sobreanchos en los extremos –barras empuntadas, ó “point-bars”-) de meandros de gran amplitud. Las bandas laterales de la faja de inundación sobre la planicie aluvial están en cierta medida confinadas por las actividades de movimiento de suelos vinculadas a los manejos de campos productivos en la región, razón por la cual no se puede afirmar que el desarrollo longitudinal y lateral de los meandros sea totalmente libre (Farias, 2017).

Unos 800 metros aguas arriba del cruce con el FFCCGB, la faja de divagación se re-orienta y tras un giro horario de casi 90° enfrenta la acometida a la traza con un sentido dominante NW-SE, desarrollando en ese sector un proceso de “apilamiento” (stacking) de meandros inmediatamente aguas arriba de la traza del FFCCGB. En ese sector, se han desarrollado importantes procesos morfológicos en las dos últimas décadas, los que serán analizados en detalle más adelante. Asimismo, en el sector comprendido entre las trazas ferroviaria y vial (FFCCGB y RP5, respectivamente) queda comprendida una zona cuasi-cuadrangular con una marcada e intensa actividad evolutiva de un meandro plenamente desarrollado que se ubica en esa área. La Fig.2 muestra un análisis multi-temporal de las posiciones del cauce, que permite apreciar los sectores

más afectados (Farias, 2017). La conclusión fundamental de este estudio indica que el patrón de alineamiento dominante para este río, aguas arriba del cruce con el FFCCGB, es típicamente meandriforme, y aunque se procuren instrumentar medidas correctivas del tipo canalización o rectificación fluvial, el cauce desarrollará una serie de procesos morfológicos tendientes a reestablecer su patrón natural de meandros, con una escala de tiempo morfológica dependiente de la hidrología estacional e interanual, pero de un orden de magnitud decádica.

En la Figura 3 se indica el mapa de estabilidad y movilidad fluvial del tramo, a través del mapeo de la frecuencia de permanencia del cauce experimentada a lo largo de los últimos 24 años (1992-2016), usando 15 imágenes representativas de las condiciones de flujo dominante.

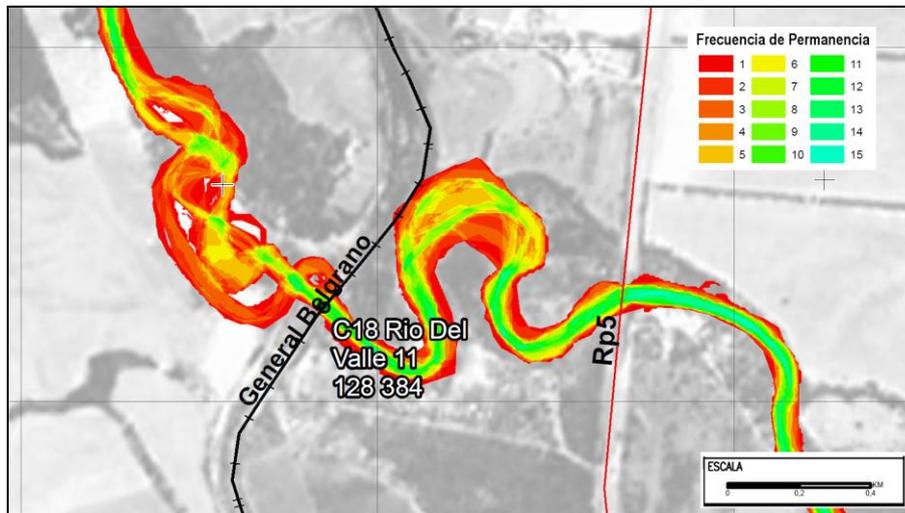


Figura 3.- Mapa de movilidad fluvial del Río del Valle en el período 1992-2016

Puede observarse, como rasgo interesante, que el meandro que ha avanzado sobre el terraplén, también tiene una frecuencia elevada por la cuerda media, lo cual sugiere la posibilidad de excavar un canal piloto en ese sector, con ciertas garantías de estabilidad. En las fotografías siguientes (Figura 4), capturadas para una condición hidrológica de flujos bajos en la curva analizada, puede observarse claramente en el terreno la magnitud de los procesos erosivos en la zona de margen izquierda del sector de máxima concavidad del meandro aguas abajo del FFCC.



Vista (hacia aguas abajo desde el terraplén del FFCCGB) del extremo cóncavo de la curva que ha producido la erosión sobre margen izquierda y el acercamiento al eje de la traza, con erosiones transversales importantes sobre el terraplén.

Vista hacia aguas arriba. Se observa la estructura vorticiosa del flujo en la zona de la curva, que gobierna la mecánica de los procesos erosivos en el segmento de aproximación del flujo hacia el terraplén, desde donde se realiza la toma fotográfica

Figura 4.- Procesos de erosión lateral y afectación a la traza ferroviaria (fotografías octubre 2017)

OBRAS DE CONTROL DE EROSIÓN

Ante la situación de marcada actividad morfodinámica, se dispusieron acciones de mitigación y control de los procesos erosivos en ese sector. Teniendo en cuenta los rasgos morfológicos del río en el sector afectado, de acuerdo a los análisis previamente descritos, se

decidió implantar una obra de estabilización del sector de margen izquierda, con la finalidad de procurar estabilizar el curso fluvial en ese segmento. La obra principal está conformada por un campo de 7 espigones deflectantes conformados en gaviones (numerados progresivamente desde aguas arriba hacia aguas abajo, para facilitar su identificación), en combinación con una cubierta continua en la zona afectada, tal como se indica en el esquema de la Figura 5.

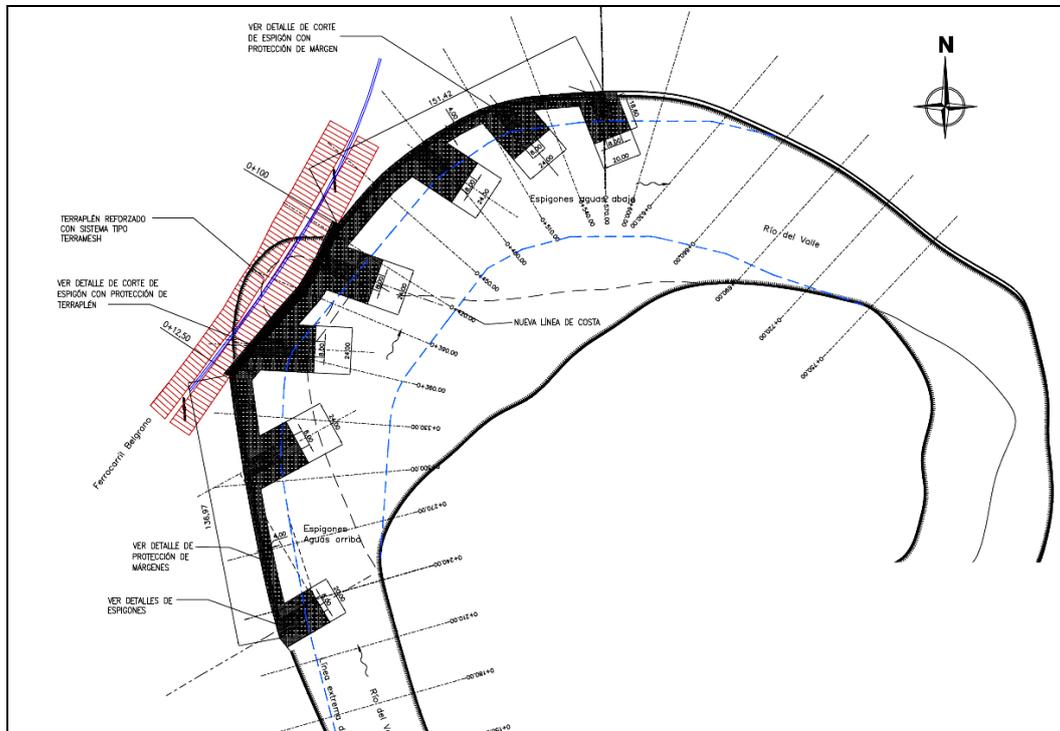


Figura 5.- Planimetría de las obras de control de erosión en el río

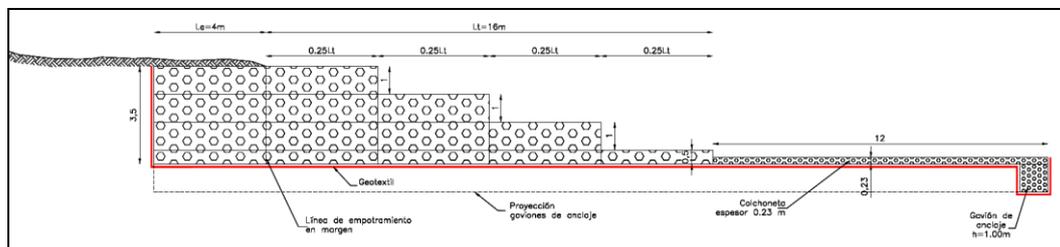


Figura 6.- Detalle de uno de los espigones proyectados

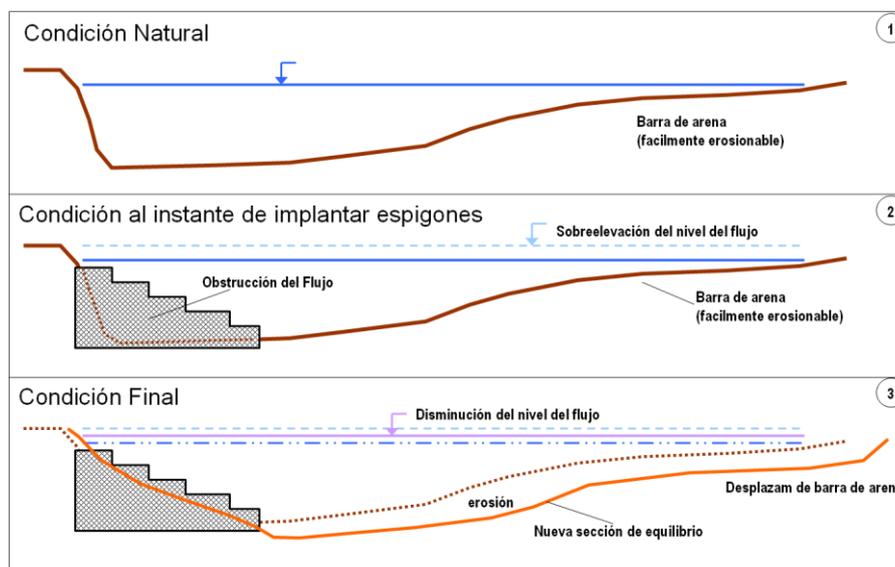


Figura 7.- Esquema con la modalidad de funcionamiento previsto para la obra

En la Figura 7 se presenta un esquema ilustrativo del efecto esperado en cuanto al comportamiento de las obras diseñadas, tanto para las etapas de implantación como de estabilización final. Para garantizar el correcto funcionamiento del esquema de obras, con la disposición adecuado de la implantación del conjunto de espigones, se llevó a cabo una modelación hidrodinámica, cuyos detalles se presentan a continuación.

MODELACIÓN HIDRODINÁMICA

El modelo numérico utilizado para la evaluación del comportamiento hidráulico en el tramo de río bajo análisis fue TELEMAC-MASCARET (Hervouet, 2007, Tassi, 2017). La justificación del uso de este modelo se encuentra asociada, entre otras cosas, al esquema de elementos finitos que utiliza el código, permitiendo controlar las condiciones de borde y logrando una gran adaptabilidad geométrica y una versatilidad que posibilitó la modelación numérica bidimensional sobre un ambiente natural y complejo, como es el río del Valle en el tramo seleccionado.

El código TELEMAC 3D resuelve las ecuaciones tridimensionales para un flujo en superficie libre (con o sin la hipótesis de la presión hidrostática) y el transporte-difusión con las ecuaciones de cantidad de trazadores (e.g. temperatura, salinidad, sedimento). De esta manera, se obtiene la velocidad en las tres direcciones (x,y,z) y las concentraciones de cantidades transportadas.

El Modelo TELEMAC 3D puede resolver mediante dos mecanismos del término de presión, de manera hidrostática y no hidrostática. En el primer caso utiliza las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes con superficie libre, desprecia la variación de la densidad en la conservación de masa, plantea la hipótesis de presión hidrostática (la presión en un punto dado es la suma de la presión de la atmosfera más el peso del agua por arriba del punto) y las aproximaciones de Boussinesq para resolver la ecuaciones de momento. Debido a estas hipótesis las ecuaciones resultantes son las siguientes:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \nu_f \Delta(u) + S_x$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \nu_f \Delta(v) + S_y$$

$$p = p_{atm} + \rho_0 g (Z_s - z) \int_z^{Z_s} \frac{\Delta \rho}{\rho_0} dz$$

$$\frac{\partial T}{\partial t} + u \frac{\partial T}{\partial x} + v \frac{\partial T}{\partial y} + w \frac{\partial T}{\partial z} = \nu_T \Delta(T) + S_T$$

Donde:

x, y, z (m) componentes del sistema cartesiano

h (m) profundidad nodo

Z_s (m) cota de superficie de agua (sistema de referencia arbitrario)

Z_f (m) cota de fondo (sistema de referencia arbitrario)

u, v, w (m/s) componente de velocidad en coordenadas x, y, z respectivamente

T (°C, g/l,...) trazador pasivo o activo

p (l) presión

p (l) presión atmosférica

ν_f (m²/s) coeficiente de difusión turbulenta del flujo

ν_T (m²/s) coeficiente de difusión turbulenta del trazador

ρ_0 (l) densidad de referencia

$\Delta\rho$ (/) delta de densidad

t (s) tiempo

S_x, S_y (m/s^2) términos fuentes o sumidero en las coordenadas x e y

S_T (unidades del trazador) fuentes o sumideros del trazador

Para la generación del MDT se utilizaron los datos batimétricos de campo bajo el sistema de referencia Gauss Kruger (Faja 4). El MDT se confeccionó en el software ArcGIS (ESRI, 2011) el cual, entre otros beneficios operativos, permite al usuario modificar el sistema de proyecciones y trabajar en el más adecuado. Para el presente trabajo se utilizó el sistema UTM (Universal Transverse Mercator). Para la generación de una primera superficie se recurrió a la función TIN (Triangular Irregular Network), la cual genera una red de triángulos irregulares conectados por los nodos de datos individuales. De esta manera un TIN conserva toda la precisión de los datos de entrada al mismo tiempo que infiere los valores entre los puntos conocidos. Existen diversos métodos de triangulación para conformar esta malla. El método aquí utilizado, y uno de los más populares, fue el de Delaunay. Esta condición indica que cada circunferencia circunscrita de cada triángulo no contiene vértices de la triangulación en su interior. Por lo tanto permite crear una malla evitando errores de superposición de elementos, y por tanto, de datos.

Una vez generado el TIN, se prosiguió con la modificación o extracción de datos inválidos. Esto permite evitar errores producidos en la toma de datos o puntos incongruentes en la malla. Una vez que se obtiene el TIN filtrado, se lo convirtió a formato Raster (atributo de ARCGIS) y de éste a Puntos. A continuación se llevó a cabo un proceso de "suavizado" (smoothing), con la función de "interpolación kernel" propia del software ARCGIS (ESRI, 2011). Esta función permitió suavizar la nube de puntos con el método de regresión de crestas (Hoerl y Kennard, 1970), el que evita cualquier inestabilidad de picos en los datos ingresados. El producto de esta función es el MDT.

La malla para la región de estudio fue generada con el software BlueKenue, que permite a través de una sencilla interfaz generar mallas (estructurada y no estructurada) usando un sistema cartesiano de coordenadas. El método que usa el software para la construcción de la malla es la condición de Delaunay (el mismo utilizado para la generación del MDT). Los archivos de entrada para la generación de mallas son los contornos de la región que se quiere modelar. La practicidad del software BlueKenue se basa en que los archivos de entrada pueden ser importados por un gran número de softwares libres o comerciales, tales como QGIS, ArcGIS, FLOW3D, TECPLOT, entre otros. Además BlueKenue permite modificar (mover) o incrementar los nodos y elementos de manera manual con las herramientas propias del software. Esto en ocasiones es sumamente útil, ya que corrige el mallado automático del software, o permite densificar nodos en regiones de interés.

Para llevar a cabo las modelaciones de interés se generó una malla mapeando el cauce con y sin la presencia de espigones. Los archivos de bordes, islas y bancos fueron generados con "polilíneas", con la ayuda de imágenes satelitales representativas de condiciones hidrológicas compatibles con las que se desea modelar.

Para la determinación de la distancia entre nodos se evaluaron diferentes geometrías de manera decreciente. El espaciamiento entre nodos (Δ_m) de la malla se determinó basándose en la ecuación (Morell et al., 2014): $\Delta_m \approx \sqrt{2\Omega / N_e}$, donde Ω es el área del dominio computacional y N_e es el número de elementos (limitado por la capacidad computacional disponible). En función de las dimensiones del dominio y las capacidades de modelación con las que se cuenta, se determinó una separación de nodos de 5 m con la salvedad que se generó una submalla de 1.00 m para la región coincidente con los espigones.

En cuanto a la determinación del paso de tiempo, se evaluó la condición de Courant ($Co < 1$) siendo ésta necesaria para la convergencia, mientras se resuelven numéricamente las ecuaciones de avance temporal de la solución por el método de los elementos finitos (Hervouet, 2007). De esta manera se determinó un paso de tiempo de $\Delta t = 0.1$ seg.

La malla de cálculo, para todo el dominio de simulación analizado se presenta en la Figura 8, en la que también se muestra un detalle del refinamiento de la malla en la zona próxima a cada

espigón, con la finalidad de representar lo más detalladamente posible la geometría individual de cada uno de ellos.

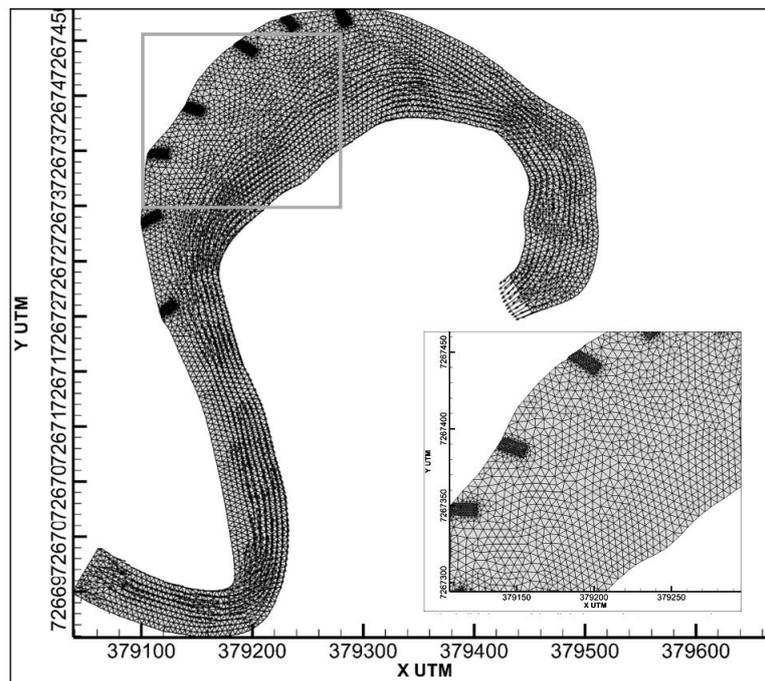


Fig. 8.- Dominio computacional y detalle del sector de obras.

En cuanto a las estrategias de modelación, se analizaron varias combinaciones de condiciones de funcionamiento, en situación “natural” y con la presencia de los espigones, resultando 4 casos de interés práctico. Para diferentes escenarios hidrológicos (recurrencias de 50 y 100 años, con caudales $842 \text{ m}^3/\text{s}$ y $951 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente) y diferentes condiciones del cauce (i.e., natural y con obras –espigones-).

El modelo se aplicó en “modo predictivo”, usando como parámetro para el análisis de sensibilidad el coeficiente de rugosidad de Manning, el cual al alcanzar un valor del orden de 0.025 hizo que se lograra una convergencia en 5000 seg. Como aspecto práctico de interés, se destaca que dicho valor concuerda con los trabajos previos de modelación (1D) llevados a cabo en el río en estudio. El modelo de turbulencia utilizado para todos los casos, fue de cero $k-\varepsilon$ (Hervouet, 2007). A continuación se presentan los principales resultados obtenidos.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

La estructura cinemática del flujo en una situación como la analizada es eminentemente tridimensional y compleja. Un modelo 2D es una simplificación de la realidad. Considerando el gráfico en planta del conjunto de obras (Figura 5), las secciones transversales usadas para representar los campos de velocidades y su variación en el sentido lateral de la sección transversal están tomadas siguiendo los ejes de los espigones. Debido al efecto del estrechamiento de la sección transversal (por obstrucción parcial del área hidráulica) se registran aceleraciones locales de los filetes que pasan por encima de la zona escalonada de los espigones y una reversión del flujo inmediatamente aguas abajo. Como se trata de un modelo 2D integrado en vertical, la velocidad promediada es del mismo orden de magnitud de la velocidad correspondiente a la situación de referencia (téngase en cuenta que el modelo integrado en vertical no captura las componentes verticales de la velocidad). En los gráficos se pudieron observar claramente los campos vectoriales y las líneas de corriente, que demuestran la existencia de un patrón de flujo de recirculación en el espacio entre espigones, aspecto que el modelo logró representar satisfactoriamente.

Entre los resultados más destacados del modelo se observa que el mismo es capaz de representar adecuadamente el flujo de re-circulación en el recinto comprendido entre dos espigones consecutivos, lo cual seguramente promoverá los procesos de deposición de sedimentos en esos sectores. La Figura 9 muestra claramente este comportamiento entre los espigones 4 y 5.

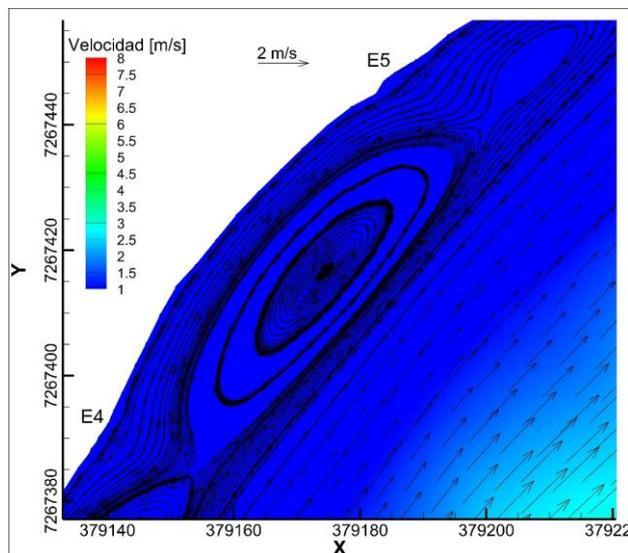


Fig. 9.- Líneas de flujo y velocidades en el espacio entre espigones 4-5

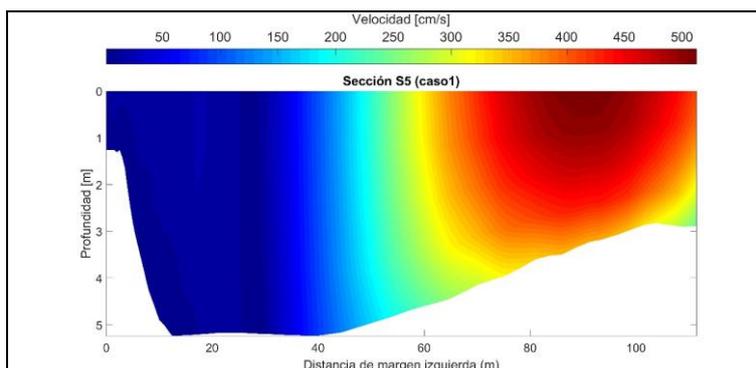


Fig. 10.- Sección transversal XS5 (entre espigones 2 y 3)

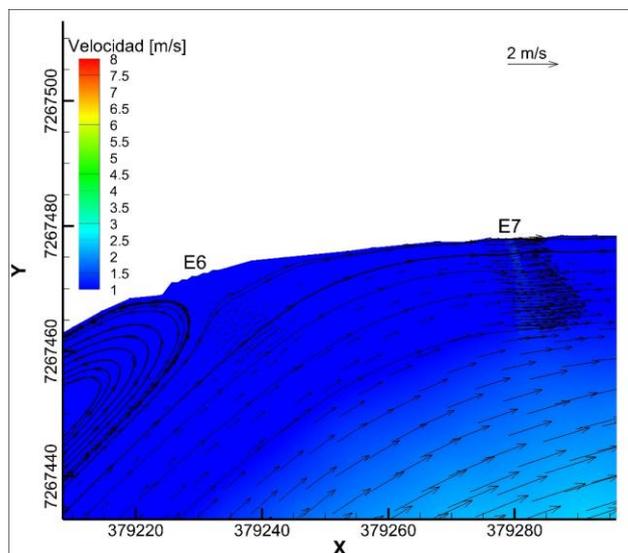


Fig. 11.- Líneas de flujo y velocidades en el espacio entre espigones 6-7

Otro rasgo que se ha conseguido representar adecuadamente en la modelación, es el desplazamiento de los núcleos de velocidades máximas hacia el sector central del cauce (Figura 10), inducidos por el efecto deflectante de los espigones proyectados, alejando las velocidades máximas de las regiones de márgenes.

En el segmento final del campo de espigones, entre los numerados 6 y 7, que son los más cortos de la serie, se puede observar que no alcanza a desarrollarse el patrón de recirculación (que si se observó en el sector 5-6). Sin embargo, se destaca como principal efecto de este sector de obras, la disminución de las velocidades medias del flujo, a valores inferiores a 1.2 ~ 1.5 m/s en el sector (Figura 11).

CONCLUSIONES

Los resultados de la modelación, aplicando el paquete computacional TELEMAC MASCARET 2D, han confirmado las principales hipótesis de funcionamiento de las obras proyectadas. En efecto, el análisis detallado de los resultados en lo que se refiere a la estructura del flujo expresada a través de los campos vectoriales de velocidades y las líneas de corriente en las regiones comprendidas entre dos líneas de espigones consecutivas, muestra claramente el desarrollo de un patrón de flujo de recirculación, con la presencia de estructuras en planta en forma (aproximada) de elipses elongadas, con velocidades del orden de 1.0 m/s y menores para los escenarios simulados (recurrencias de 50 y 100 años).

Estas estructuras del flujo, en especial para los caudales ordinarios (de recurrencias menores a las de diseño de las obras) propiciarán los procesos de sedimentación en los recintos comprendidos entre los espigones, fundamentalmente teniendo en cuenta la abundante carga sedimentaria transportada por este río. Se puede concluir que la disposición geométrica (“layout”) del campo de espigones que se ha proyectado resulta adecuada para las condiciones hidráulicas simuladas, que se consideran representativas del comportamiento del cauce para los escenarios hidrológicos analizados.

REFERENCIAS

- Farias, H.D.** (2017). “Análisis Hidráulico del Río del Valle en la zona de la Traza del FFCCGB”. Informe Técnico NORVIAL S.A. Inédito.
- Hervouet, J.M.** (2007), *Hydrodynamics of free surface flows, modelling with the finite element method*, Ed Wiley & Sons, 342 pp.
- Hoerl, A. E. and Kennard, R. W.** (1970). “Ridge Regression Biased Estimation for non-Orthogonal Problems”. *Communication in Statistics: Theory and Methods*, Vol. 4, pp. 105-123.
- Morell, M.I., Tassi, P.A. & Vionnet, C.A.** (2014). “Flow pattern at a river difffluence at the alluvial system of the Paraná River”. *Journal of Applied Water Engineering and Research*, 2:2, 140-156, doi: 10.1080/23249676.2014.981371.
- Morell, M. I.** (2016). *On the Rozovskii method to insolate secondary circulation from skewed flow*. Tesis Doctoral, Universidad Nacional del Litoral, <http://bibliotecavirtual.unl.edu.ar/tesis/handle/11185/879>.
- Tassi, P.A.** (2017). *Sisyph release 7.2-User's Manual*. Available online at www.opentelemac.org.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ESTIMACIÓN DE SERIES DE TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN PARA
GRANDES CUENCAS GENERADORAS DE SEDIMENTOS**

Pablo Spalletti, Martín Irigoyen y Luciano Hergenreder

*Au. Ezeiza-Cañuelas, tramo J. Newbery Km 1,62 C.P. 1804, Ezeiza, Bs As, Argentina. Tel. (+54 11) 4480-4500
e-mail: pspallett@ina.gob.ar*

RESUMEN:

El presente artículo describe la implementación del programa Soil and Water Assessment Tool (SWAT) acoplado con la fórmula universal de pérdida de suelos MUSLE con el objetivo de estimar la tasa de generación de sedimentos en las cuencas de siete aprovechamientos hidroenergéticos sobre el río Grande de Bolivia. Se simuló un período de cincuenta años, empleando registros meteorológicos disponibles. Los parámetros del modelo CN y ESCO se calibraron de forma automática mediante la utilización del módulo SWAT-Cup, comparando los resultados de caudal con los valores medidos en cuatro estaciones de aforo dentro de la cuenca. Para la combinación final de parámetros del modelo, la comparación muestra $R^2 \geq 0,82$ y $NS \geq 0,71$. La tasa de generación de sedimentos en las subcuencas que surge de MUSLE fue transportada a lo largo de la red hídrica mediante la ecuación de Bagnold y las series de caudal sólido calculadas se contrastaron contra relaciones QI-Qs existentes, observándose un grado de ajuste aceptable.

ABSTRACT:

This article describes the implementation of Soil and Water Assessment Tool (SWAT) coupled with universal soil loss equation MUSLE in order to estimate sediment generation yield for seven hydropower project locations in Río Grande upper basin, Bolivia. A fifty-year period with available driving meteorological data was simulated. Model parameters CN and ESCO were calibrated automatically by means of SWAT-Cup module, which in this case, compared discharges outputs with measured values in four gauge stations. For the final parameters adopted, this comparison exhibits $R^2 \geq 0,82$ y $NS \geq 0,71$. Watershed sediment generation yield derived from MUSLE for each subbasin was transported through stream network using Bagnold equation and sediment discharge results were compared to the existing QI-Qs relations with good agreement.

PALABRAS CLAVES: SWAT, Generación de sedimentos en cuencas, Río Grande Boliva.

INTRODUCCIÓN

Las cuencas con vertiente oriental de los Andes, entre las que se destacan las de los ríos Bermejo, Pilcomayo y Grande (Figura 1), constituyen los principales aportes de sedimentos a los sistemas hídricos del Amazonas y del Plata (Brea et al., 2010; Guyot et al., 1994), presentando algunas de ellas las mayores tasas de generación de material sólido a nivel mundial.

Estos aportes no sólo gobiernan los procesos morfológicos en los cauces, sino que ejercen una influencia significativa en el uso de los recursos hídricos. Agua para riego y consumo humano, procesos de avulsión, desarrollo y afectación de ecosistemas, sedimentación de pasos de navegación y puertos, desarrollo de aprovechamientos hidroenergéticos y afectación de infraestructura, son temáticas a abordar desde la ingeniería en estas cuencas que están fuertemente condicionadas por las altas concentraciones de sedimentos en los cauces.

Otra particularidad de estos ríos es que gran parte de la carga sólida es transportada como carga de lavado, que no puede cuantificarse mediante expresiones teóricas o empíricas y sólo puede caracterizarse a partir de registros de campo.

La relevancia de la información relativa al acarreo de sólidos y de las dimensiones del material transportado necesaria para cuantificar los procesos, se contrapone con la disponibilidad de registros en las estaciones de aforo, contándose en general sólo con mediciones aisladas, no sistemáticas, de concentraciones de sedimento en suspensión.

Resulta por ello necesario para el abordaje de los citados problemas ingenieriles y ambientales, realizar estimaciones de las series temporales de transporte en suspensión.

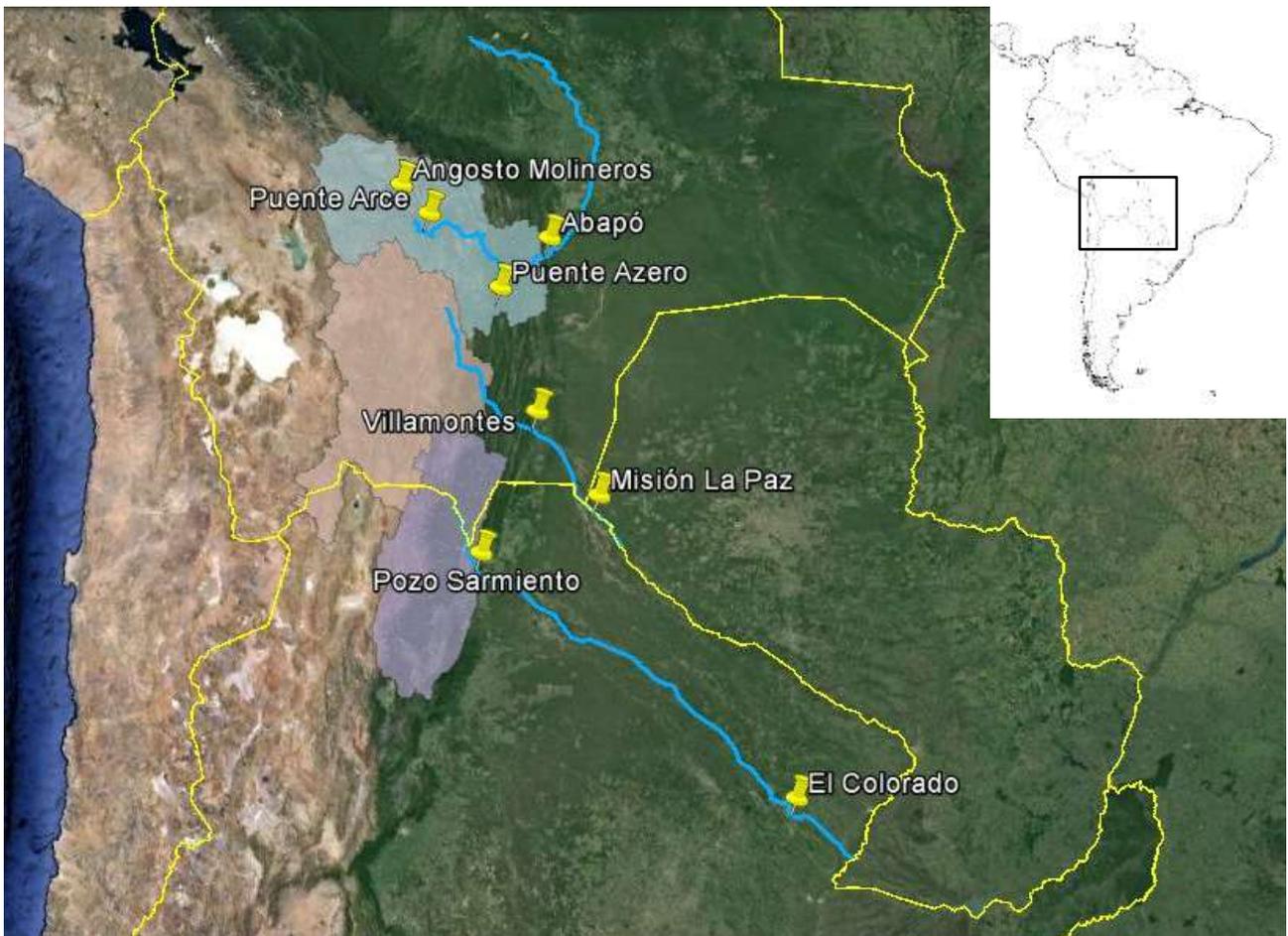


Figura 1.- Cuenca altas de los ríos Bermejo, Pilcomayo y Grande

En el presente trabajo se describe la implementación del programa SWAT en la cuenca del río Grande, para la reconstrucción de las series de transporte sólido en suspensión.

El SWAT (Soil and Water Assessment Tool) que es un modelo hidrológico que permite también estimar la generación y el transporte de sedimentos, fue desarrollado por el Agricultural Research Service (ARS) del United States Department of Agriculture (USDA) fue creado como consecuencia de la evolución y la incorporación de capacidades de varias herramientas de cálculo a principios de los años 90, y desde entonces ha continuado su desarrollo y expansión de posibilidades de análisis hasta la actualidad.

REGISTROS DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO GRANDE

El río Grande, que forma parte de la cuenca del Amazonas, tiene sus nacientes en la Cordillera Oriental de los Andes, más precisamente en las Cordilleras de Cochabamba y Azanaques, donde se originan dos de sus principales afluentes, los ríos Caine y Chayanta – San Pedro, de cuya confluencia surge el propio río Grande, que escurre desde el noroeste hacia el sureste y, tras cruzar las Sierras del Subandino, entra en las llanuras del Amazonas cerca de Abapó, desde donde fluye con dirección Sur–Norte (Figura 1).

La Cuenca Alta del río Grande tiene una superficie del orden de 60.000 km² hasta Abapó. En la Figura 2 se muestra la red de drenaje afluente al río Grande en su Cuenca Alta, la cuenca hasta la sección de cierre de Abapó y las subcuencas de aporte.

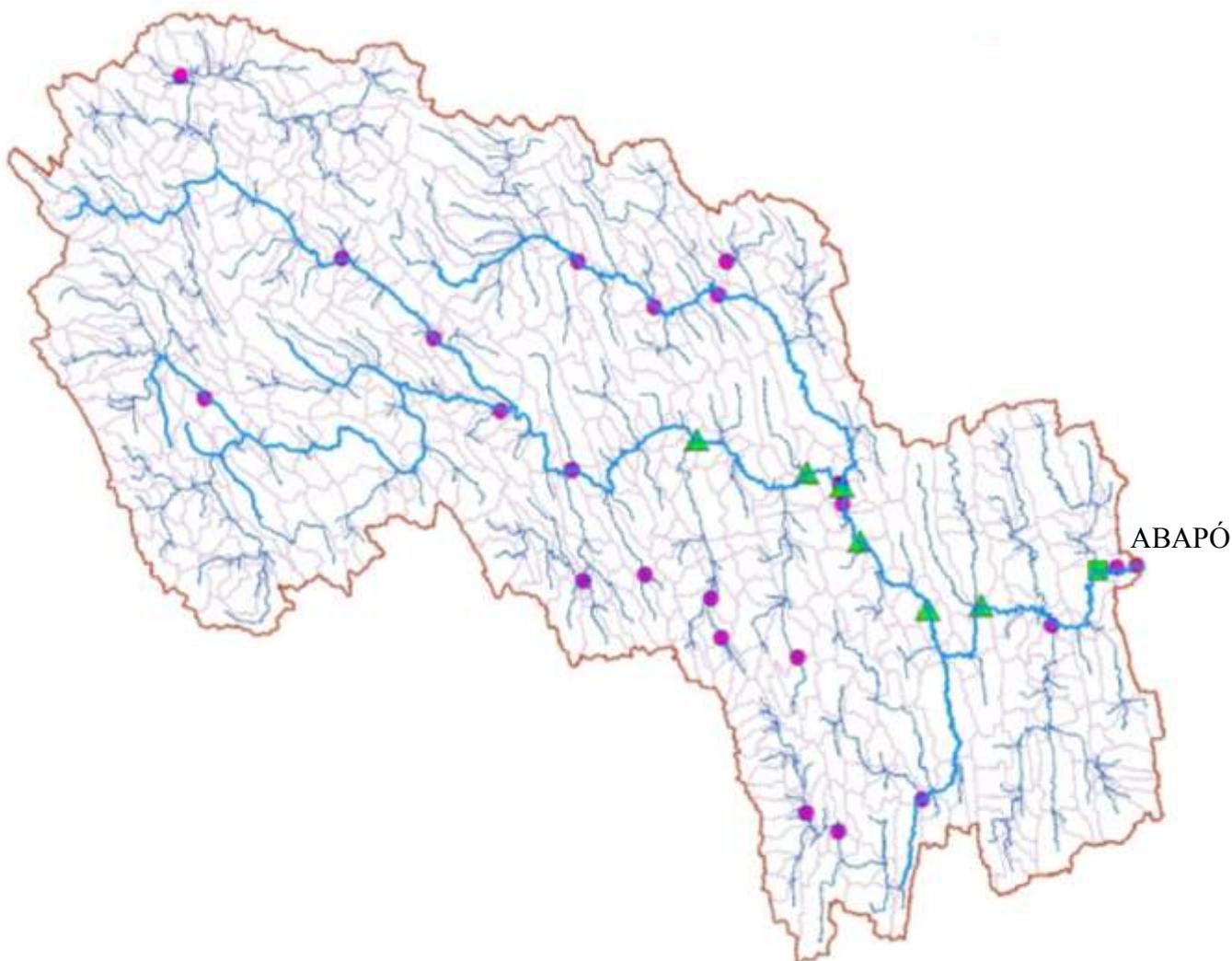


Figura 2.- Cuenca alta del río Grande hasta Abapó

En la Figura 2, con triángulos, también se indican los siete sitios donde se está evaluando la construcción de aprovechamientos en el Río Grande, esto es, desde aguas arriba, en Seripona, Cañahuecal, Las Juntas, Ocampo, Peña Blanca, La Pesca y Rositas. El sitio de presa de la Central Hidroeléctrica Rositas, está localizado sobre el río Grande aguas abajo de la confluencia con el río Rositas, pocos kilómetros aguas arriba de la localidad de Abapó. Los círculos se corresponden con las 25 estaciones hidrométricas donde se cuenta con alguna información histórica.

En la Figura 3 se han graficado los registros de concentraciones de sólidos suspendidos en función de los caudales líquidos disponibles en la sección de Abapó, sobre el río Grande, obtenidos de estudios en el citado río (Guyot et al., 1996).

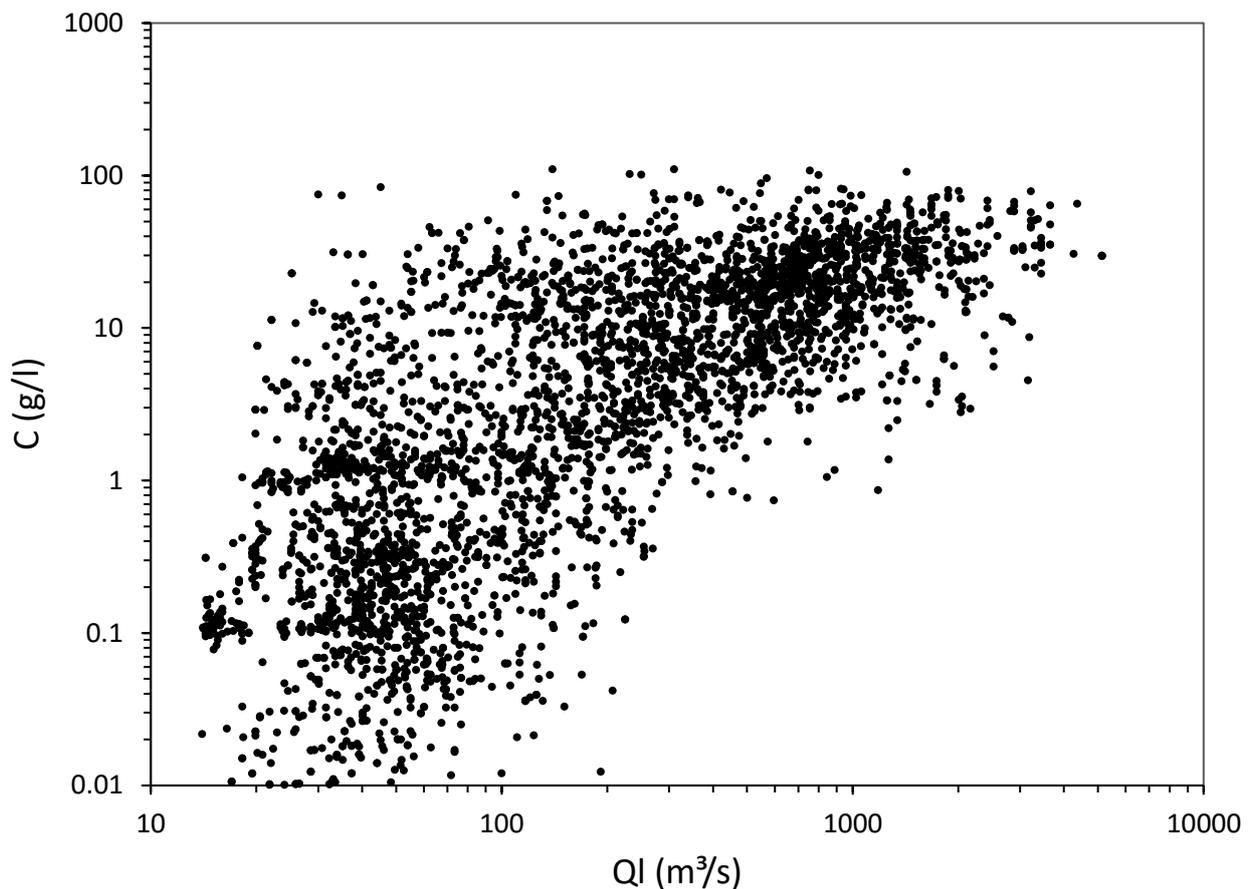


Figura 3.- Concentraciones en función del caudal líquido en el río Grande en Abapó

Se observan grandes dispersiones de las concentraciones para caudales bajos y un rango de variación reducido para los caudales más altos, en torno a una concentración de referencia en crecidas, cercana a los 50g/l.

Un comportamiento similar puede apreciarse en las estaciones con registros de concentraciones en las cuencas de los ríos Pilcomayo, Bermejo y Grande (Spalletti et al., 2016). Los caudales de crecida se corresponden con precipitaciones generalizadas en la cuenca, y si bien la producción de sedimentos y el transporte de material sólido suspendido por su naturaleza presentan una gran variabilidad, las concentraciones de sedimentos en suspensión tienen un rango de variación menor. Las situaciones con caudales líquidos bajos y altas concentraciones se corresponden con eventos intensos localizados, sin una distribución espacial extendida en la cuenca.

ESTIMACIÓN DE LAS SERIES DE TRANSPORTE EN SUSPENSIÓN EN LA CUENCA DEL RÍO GRANDE

Para estimar los aportes sólidos a aprovechamientos hidroenergéticos proyectados en la cuenca alta del río Grande, se implementó el programa SWAT, una herramienta multiparamétrica con base física, que resuelve los aspectos hidrológicos y de producción de sedimentos mediante la modelación en dos fases, una que simula los procesos que se desarrollan en el área de cada unidad de análisis, y otra fase de traslado que considera los procesos en la red de drenaje.

En relación a los procesos espacialmente distribuidos, el modelo particiona la cuenca en subcuencas que luego se dividen en unidades de respuesta hidrológicas (HRU), que representan áreas homogéneas de uso de suelo, tipo de suelo y pendiente, siendo en estas unidades donde se modelan

los fenómenos de transformación precipitación-escorrentía y de producción de sedimento, esta última mediante la aplicación de la MUSLE (Modified Universal Soil Loss Equation).

En primera instancia se efectuó una calibración del modelo hidrológico, para luego proceder al ajuste del módulo de producción y transporte de sedimento, ya que este último utiliza los resultados del primero.

La calibración del modelo hidrológico se llevó a cabo mediante el módulo SWAT-CUP (Abbaspour et al., 2015) con el cual se evaluaron 25 combinaciones de los parámetros de curva número (CN) y evaporación del agua contenida en la capa superficial del suelo (ESCO), en forma semi-automática en sucesivas iteraciones. La distribución adoptada del parámetro Número de Curva (CN) en la cuenca, resultante del análisis de los tipos y grupos hidrológicos de los suelos, y del proceso de ajuste y calibración, se presenta en la Figura 4.

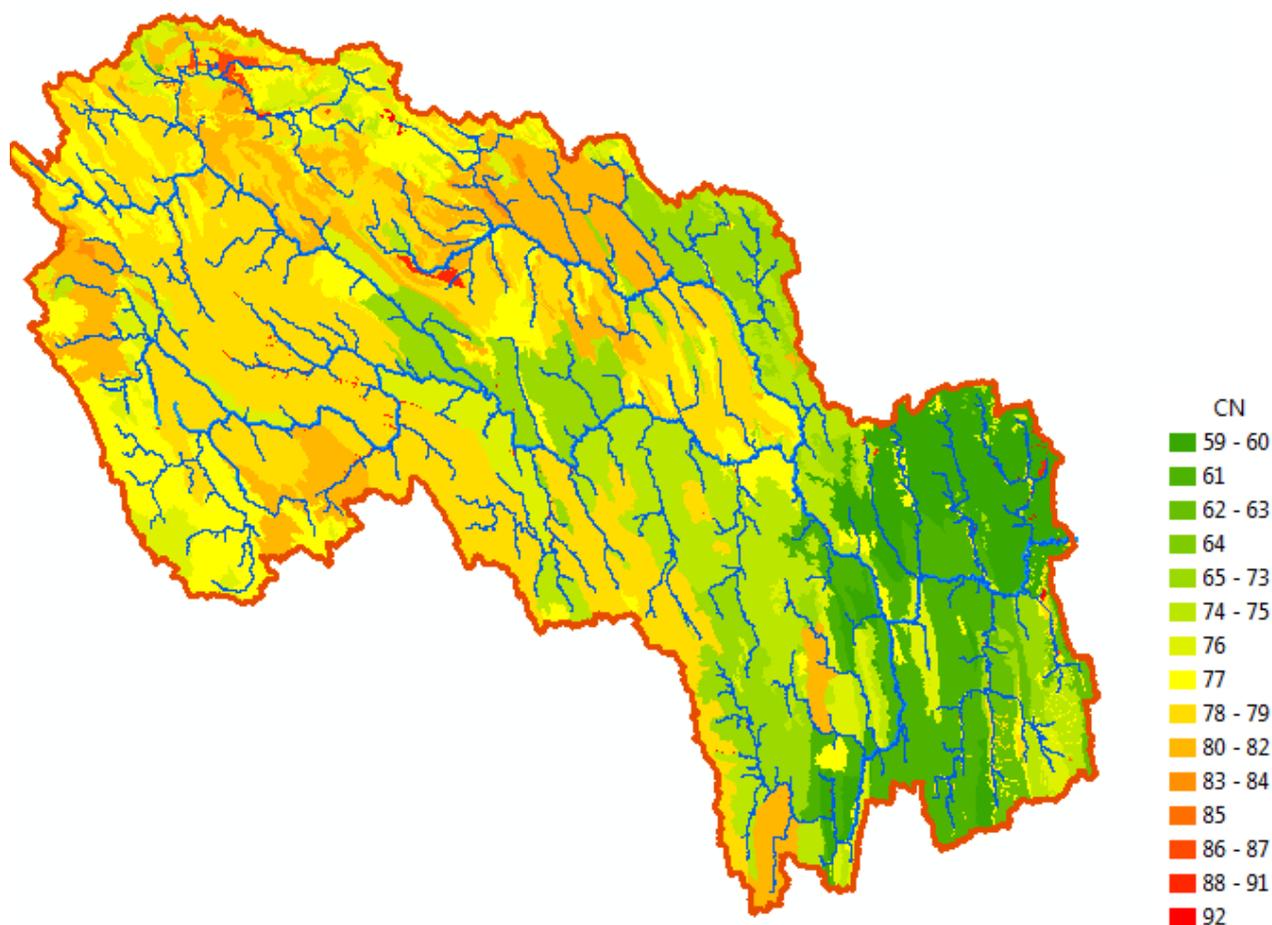


Figura 4.- Distribución espacial de CN

La bondad del ajuste lograda entre las simulaciones para cada combinación de parámetros, y los registros disponibles en las estaciones de aforo de Puente Taperas, Angosto Molineros, Puente Arce y Abapó/Paraíso (Figura 5) en el período de análisis de 50 años, se evaluó (a paso mensual) mediante los índices R^2 y Nash-Sutcliffe. Para la combinación final adoptada, se obtuvieron, en las cuatro estaciones de comparación, valores de $R^2 \geq 0,82$ y $NS \geq 0,71$ (Tabla 1).

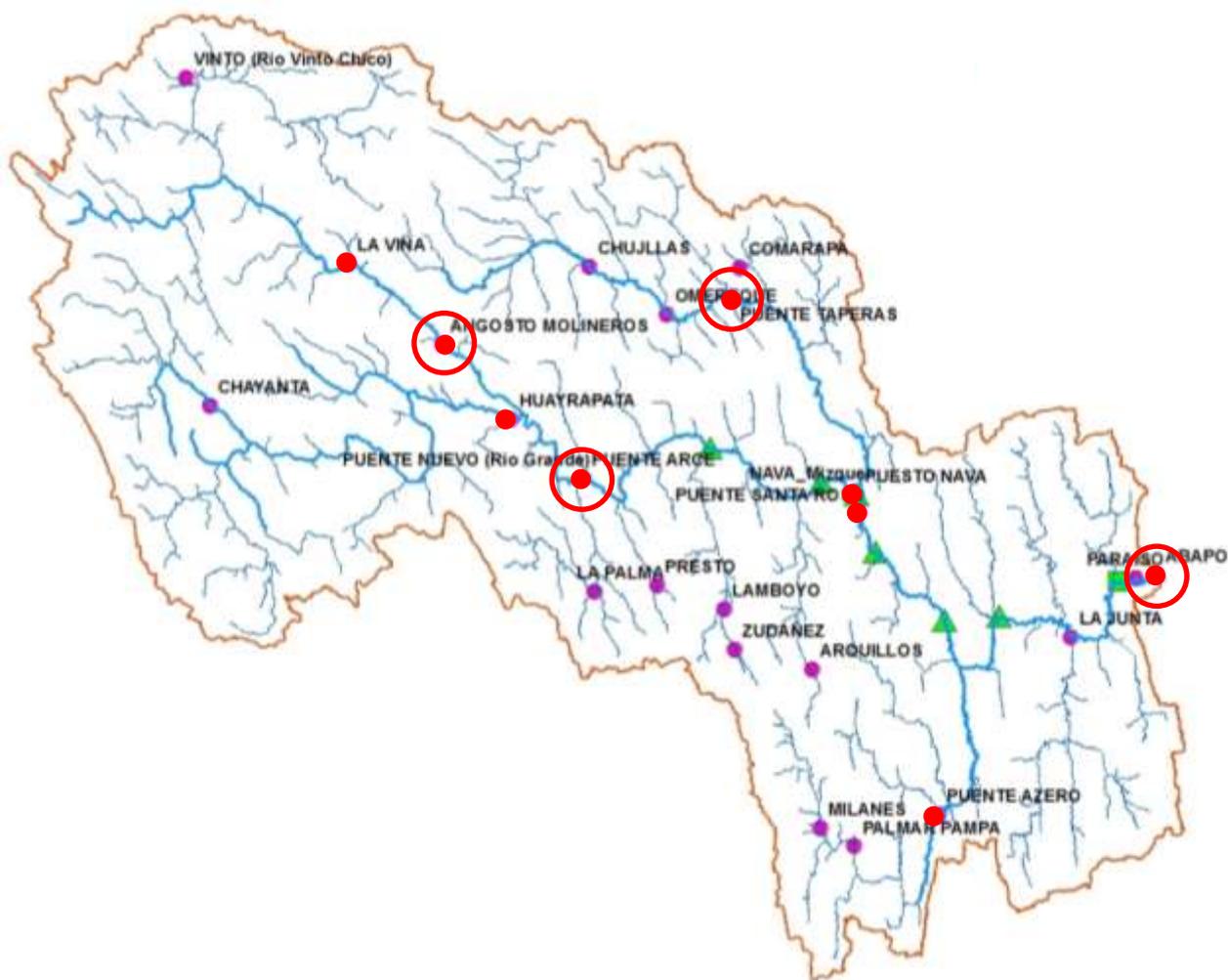


Figura 5.- Distribución de estaciones con registros de caudales líquidos de larga duración

Tabla 1.- Distribución espacial de CN

Estación	Nro. de registros	R ²	Nash-Sutcliffe
Puente Taperas	209	0,82	0,71
Angosto Molinero	162	0,83	0,78
Puente Arce	233	0,83	0,82
Abapó	350	0,82	0,81

Las series de caudales medios mensuales medidos y simulados en las estaciones Puente Taperas, Angosto Molinero, Puente Arce y Abapó en el período entre enero de 1965 y diciembre de 2014, se presentan respectivamente en las Figuras 6, 7, 8 y 9.

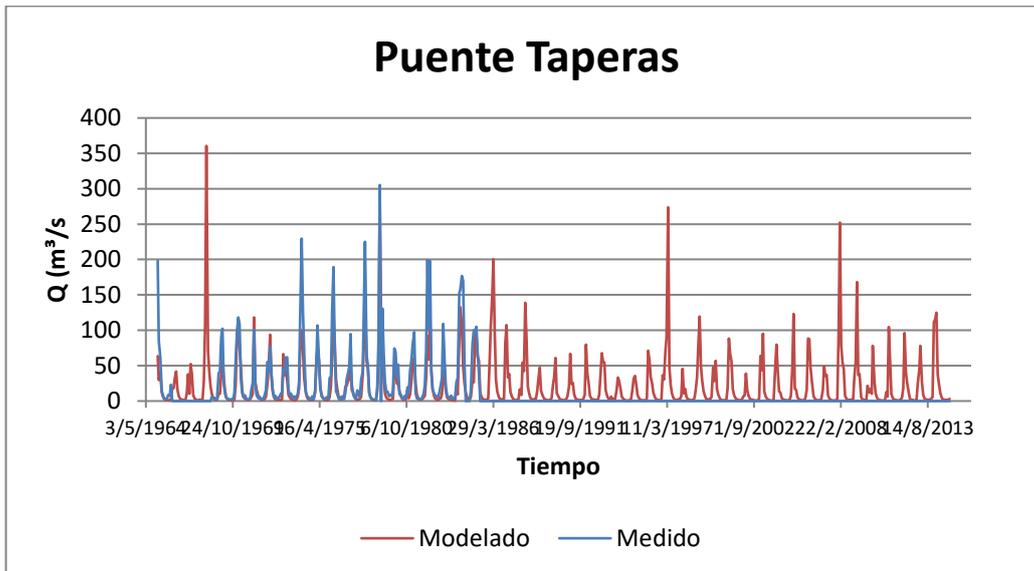


Figura 6.- Serie temporal de caudales medios mensuales en Puente Taperas

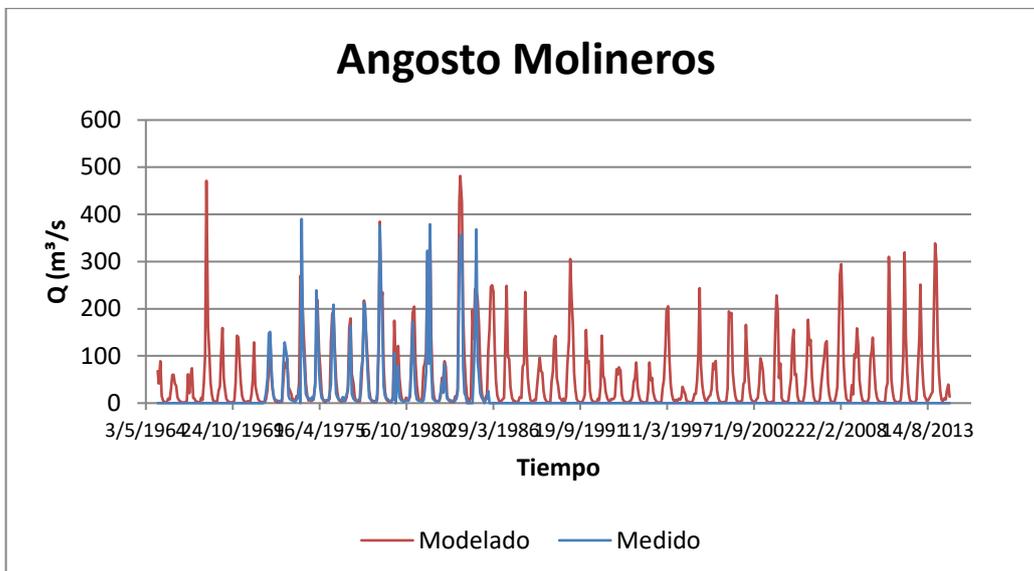


Figura 7.- Serie temporal de caudales medios mensuales en Angosto Molineros

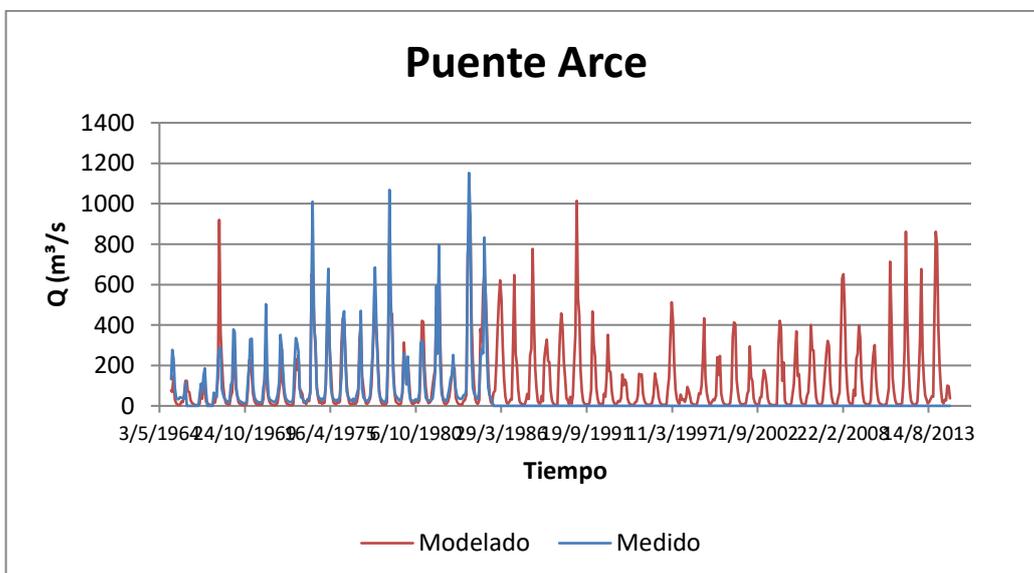


Figura 8.- Serie temporal de caudales medios mensuales en Puente Arce

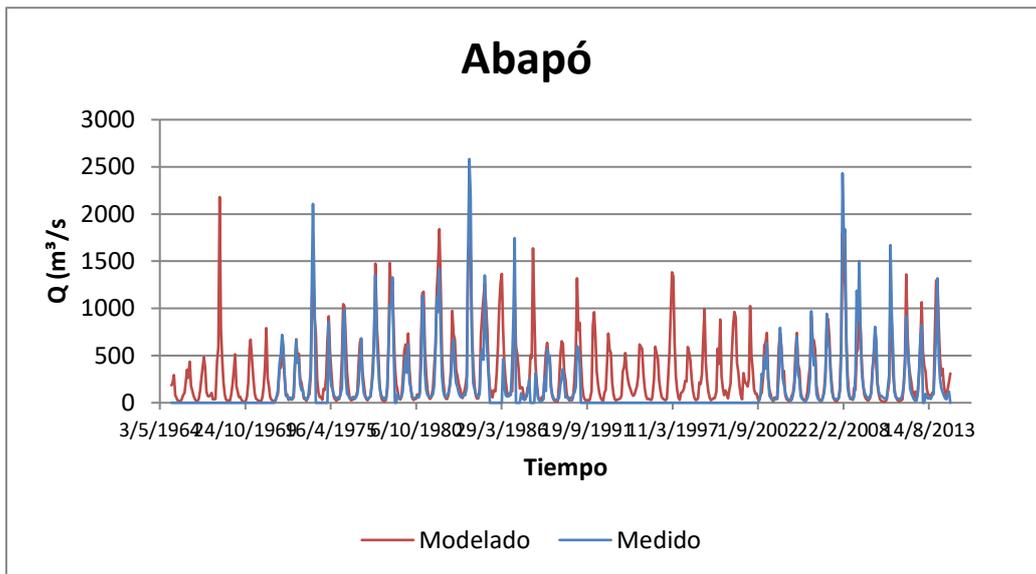


Figura 9.- Serie temporal de caudales medios mensuales en Abapó

Los resultados a paso diario, a su vez, fueron consistentes con la descripción de los picos de crecida y las descargas en estiaje. Las Figuras 10, 11, 12 y 13 muestran la comparación de caudales simulados con los registros de descargas líquidas diarias en las cuatro secciones de aforo empleadas para cotejar.

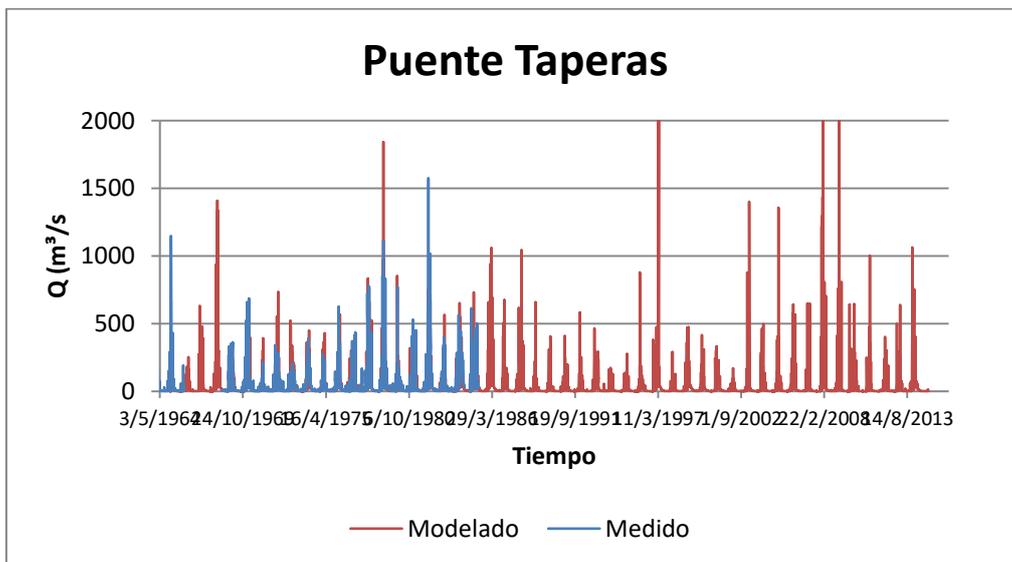


Figura 10.- Serie temporal de caudales medios diarios en Puente Taperas

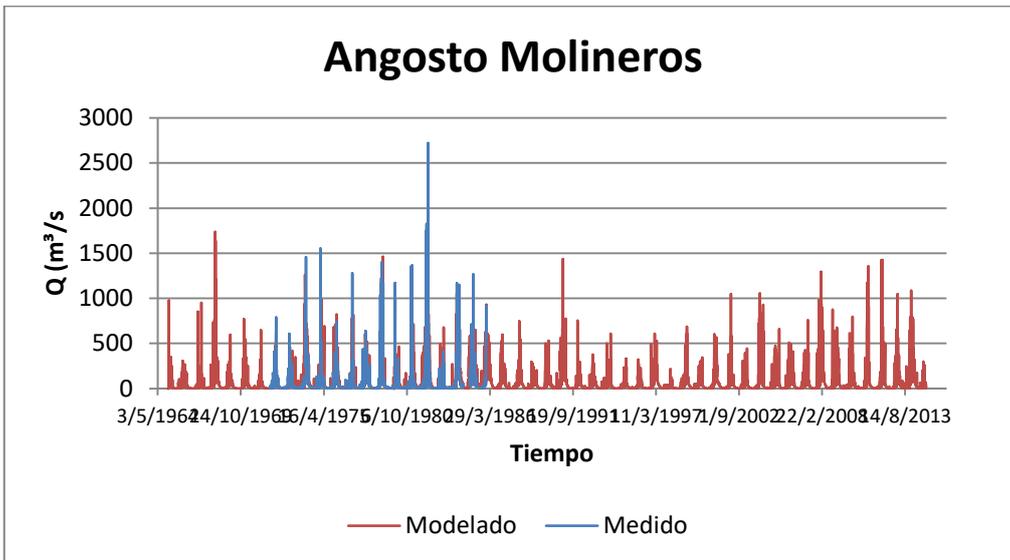


Figura 11.- Serie temporal de caudales medios diarios en Angosto Molineros

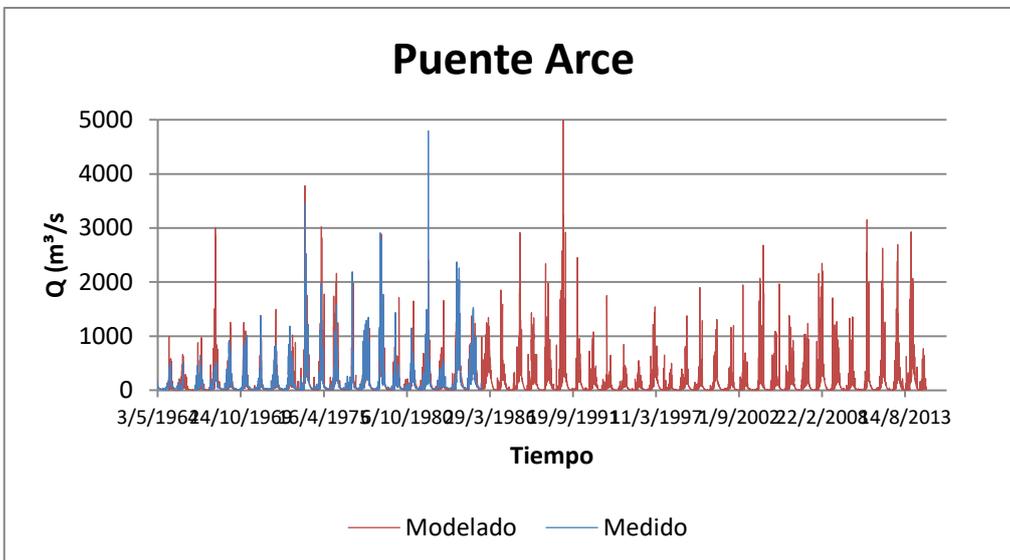


Figura 12.- Serie temporal de caudales medios diarios en Puente Arce

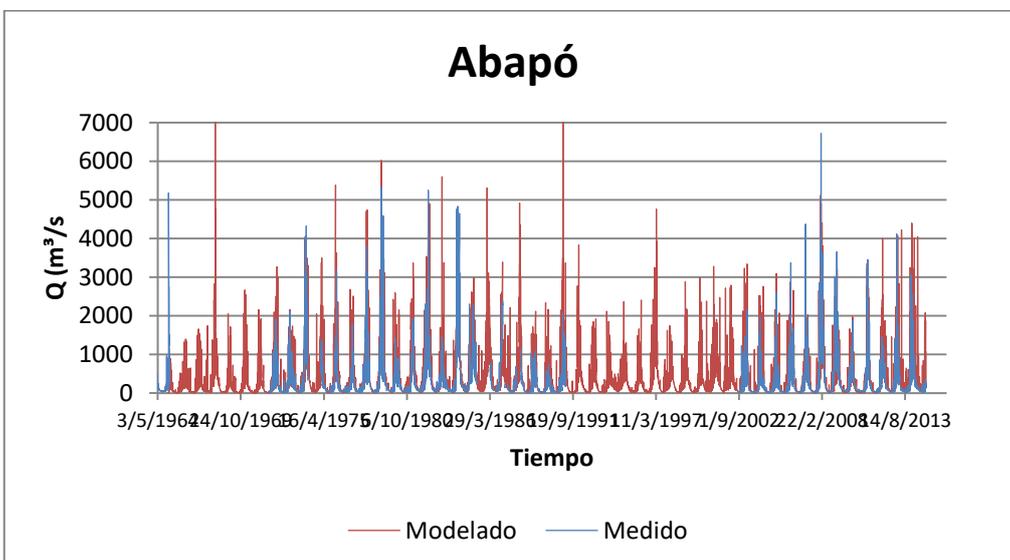


Figura 13.- Serie temporal de caudales medios diarios en Abapó

El módulo sedimentológico de SWAT corre en forma acoplada al hidrológico, y estima la producción de sedimentos por erosión superficial a través de aplicación de la ecuación universal de pérdida de suelo modificada MUSLE (Neistch et al, 2011). También analiza el movimiento del material sólido a través de los cauces del sistema de drenaje superficial, con diversos esquemas de transporte. En este caso, se empleó la fórmula de Bagnold para determinar la máxima capacidad de transporte. El modelo permite calcular series de transporte en suspensión a paso diario, en cada sección y en cada subcuenca del sistema.

Para la verificación y ajuste del módulo sedimentológico se realizaron simulaciones en el mismo período de 50 años (1965-2015) con paso de tiempo diario, y se verificó que los rangos de concentraciones se correspondieran con los registros.

La Figura 14 muestra las relaciones C-QI para los registros históricos, y los calculados con el modelo en el período de análisis.

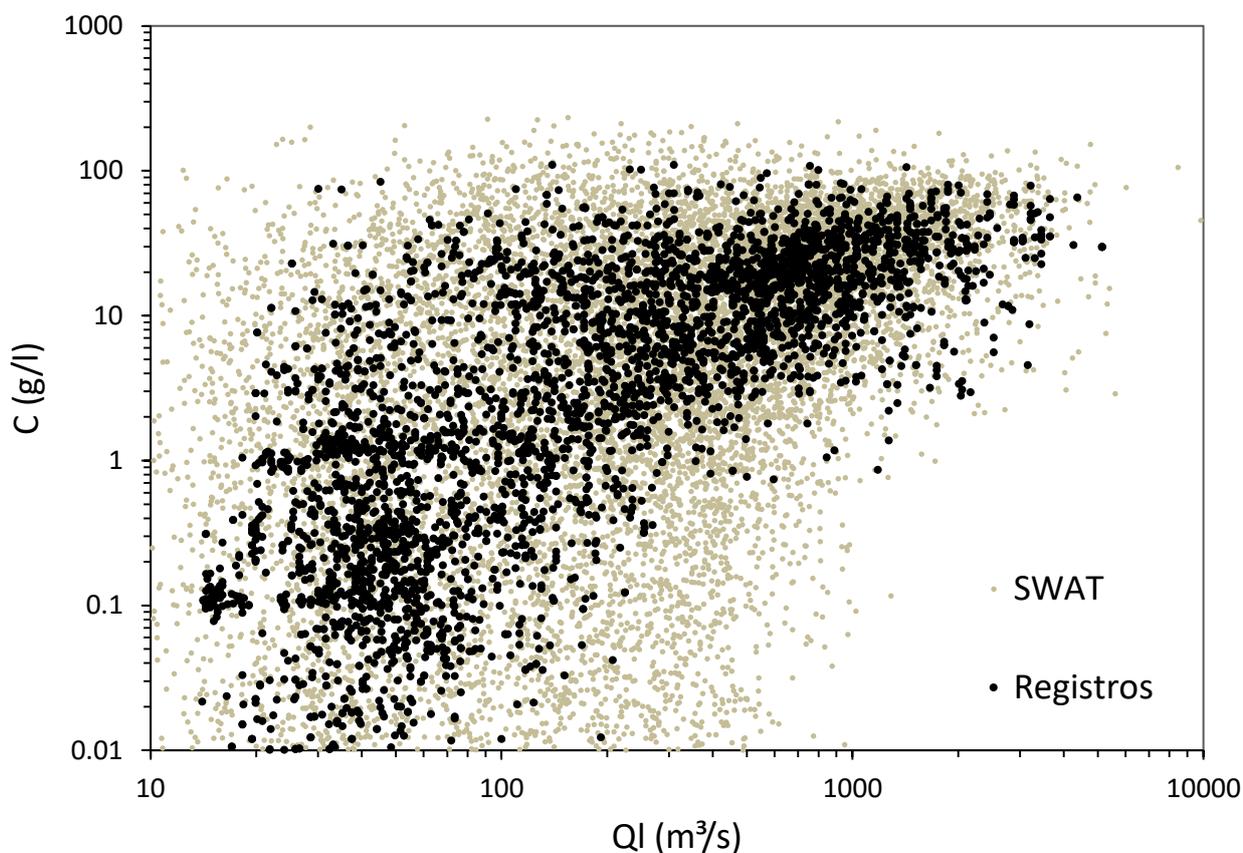


Figura 14.- Concentraciones medidas y estimadas río Grande en Abapó

En la Figura 15 se presenta la serie temporal de sedimentos medios diarios suspendidos en Abapó para los últimos 10 años de simulación (2005-2015), junto con los registros históricos de material sólido transportado. Se observa un ajuste adecuado más allá de la alta variabilidad de este parámetro en condiciones naturales.

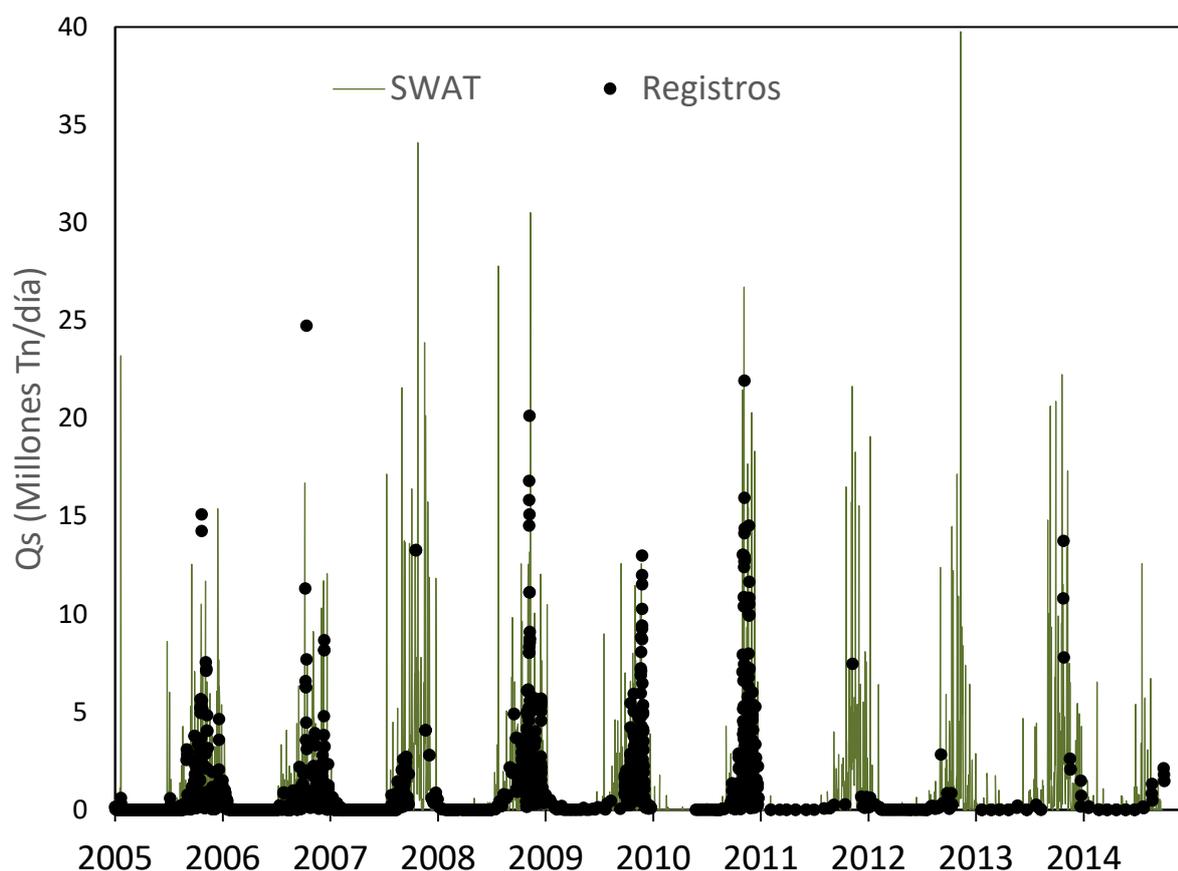


Figura 15.- Serie temporal de los caudales sólidos diarios en Abapó. Comparación con registros históricos, 2005-2015

El aporte medio anual de sedimentos estimado fue de 248 millones de toneladas, con una variación interanual en un rango aproximado entre 100 y 550 millones de Tn/año.

CONCLUSIONES

El modelo de producción y transporte de sedimentos en suspensión implementado con SWAT representó adecuadamente el patrón de dispersión de las relaciones C-Qlíq en la sección de cierre de la cuenca alta del río Grande (Abapó). Los resultados de la simulación también ponen de manifiesto que para los mayores caudales las concentraciones tienden a un valor cercano a los 50g/l. Se considera que la modelación es satisfactoria para caracterizar cuantitativamente la generación y transporte de sedimentos en la cuenca alta del río Grande.

REFERENCIAS

- Abbaspour, K.C.E. , E. Rouholahnejad, E., Vaghefi, S., Srinivasan, R., Yang, H., Kløve, B.** (2015). “A continental-scale hydrology and water quality model for Europe: Calibration and uncertainty of a high-resolution large-scale SWAT model” *Journal of Hydrology*, 524 (2015) 733–752.
- Brea, J.D., Spalletti, P.D.** (2010). *Generación y Transporte de Sedimentos en la Cuenca Binacional del Río Bermejo*. COBINABE ISBN 978-987-25793-7-1.

- Guyot, J.L., Bourges, J., Cortez, J.** (1994). "Sediment Transport in the Rio Grande, an Andean river of the Bolivian Amazon drainage basin". *Variability in Stream Erosion and Sediment Transport*, Proceedings of the Canberra Symposium, IAHS Publ. 224.
- Guyot, J.L., Filizola, N., Quintanilla, J., Cortez, J.** (1996). "Dissolved solids and suspended sediment yields in the Rio Madeira basin, from the Bolivian Andes to the Amazon". *Erosion and Sediment Yield: Global and Regional Perspectives*, Proceedings of the Exeter Symposium, IAHS Publ. 236.
- Neitsch, S.L.; Arnold, J.G.; Kiniry, J.R.; Williams, J.R.** (2011). Soil and Water Assessment Tool Theoretical Documentation Version 2009. Texas Water Resources Institute.
- Spalletti, P.D., Irigoyen, M.** (2016). "Transportes de Sedimentos en Ríos Andinos con Vertiente Atlántica de Bolivia y Norte de Argentina". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú. **Abbaspour, K.C.E. , E. Rouholahnejad, E., Vaghefi, S., Srinivasan, R., Yang, H., Kløve, B.** (2015). "A continental-scale hydrology and water quality model for Europe: Calibration and uncertainty of a high-resolution large-scale SWAT model" *Journal of Hydrology*, 524 (2015) 733–752.
- Brea, J.D., Spalletti, P.D.** (2010). *Generación y Transporte de Sedimentos en la Cuenca Binacional del Río Bermejo*. COBINABE ISBN 978-987-25793-7-1.
- Guyot, J.L., Bourges, J., Cortez, J.** (1994). "Sediment Transport in the Rio Grande, an Andean river of the Bolivian Amazon drainage basin". *Variability in Stream Erosion and Sediment Transport*, Proceedings of the Canberra Symposium, IAHS Publ. 224.
- Guyot, J.L., Filizola, N., Quintanilla, J., Cortez, J.** (1996). "Dissolved solids and suspended sediment yields in the Rio Madeira basin, from the Bolivian Andes to the Amazon". *Erosion and Sediment Yield: Global and Regional Perspectives*, Proceedings of the Exeter Symposium, IAHS Publ. 236.
- Neitsch, S.L.; Arnold, J.G.; Kiniry, J.R.; Williams, J.R.** (2011). Soil and Water Assessment Tool Theoretical Documentation Version 2009. Texas Water Resources Institute.
- Spalletti, P.D., Irigoyen, M.** (2016). "Transportes de Sedimentos en Ríos Andinos con Vertiente Atlántica de Bolivia y Norte de Argentina". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú.

**XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

**ANÁLISIS DE PROCESOS MORFOLÓGICOS DE LARGO PLAZO EN UN
RÍO ALUVIAL AFECTADO POR ACCIONES ANTROPOGÉNICAS**

Hector Daniel Farias¹, Lucas G. Domínguez Ruben² y Jorge Prieto Villarroya¹

*(1) Instituto de Recursos Hídricos FCEyT-UNSE, Argentina. (2) CONICET-FICH-UNL, Argentina
h.daniel.farias.1@gmail.com - ldominguezruben@gmail.com – jorgeprietovillarroya@yahoo.com.ar*

RESUMEN:

En este trabajo se presenta un análisis de la relación de Lane para cauces fluviales, la cual expresa una relación funcional entre el caudal (Q), la pendiente (S), la carga sólida (Qs) y el tamaño del sedimento (d). La misma expresa cualitativamente un balance que resume el efecto combinado de las variables hidráulicas y sedimentológicas, y permite inferir tendencias generales a nivel macro morfológico cuando se modifica alguna de las variables involucradas. En la investigación se desarrollan versiones cuantitativas de esa relación, basadas en la mecánica del transporte de sedimentos y la geomorfología fluvial, para caracterizar la condición de equilibrio dinámico en ríos aluviales. El enfoque propuesto está basado en criterios energéticos, y otros tales como elementos de la teoría del régimen para cauces aluviales en equilibrio dinámico.

La formulación propuesta se aplica a un caso particular a los fines de evaluar la respuesta morfológica de un segmento de río ante alteraciones de la condición de equilibrio impuestas por acciones antropogénicas típicas, como la implantación de obras de infraestructura en el corredor fluvial. La aplicación práctica muestra resultados altamente satisfactorios, que permiten evaluar tendencias evolutivas futuras del río y adoptar las medidas que se estimen pertinentes para su mitigación y control.

ABSTRACT:

This paper presents an analysis of Lane's relationship for river channels, which expresses a functional relationship between flow (Q), slope (S), solid load (Qs) and sediment size (d). It qualitatively expresses a balance that summarizes the combined effect of the hydraulic and sedimentological variables, and allows to infer general trends at the macro-morphological level, when any of the variables involved is modified. In the research, quantitative versions of this relationship are developed, based on the mechanics of sediment transport and fluvial geomorphology, to characterize the condition of dynamic equilibrium in alluvial rivers. The proposed approach is based on energy criteria, and others such as elements of the regime theory for alluvial channels in dynamic equilibrium.

The proposed formulation is applied to a particular case, in order to evaluate the morphological response of a river reach to alterations in the equilibrium condition imposed by typical anthropogenic actions, such as the implementation of infrastructure works in the river corridor. The practical application shows highly satisfactory results, which allow to evaluate future evolutionary tendencies of the river and adopt the pertinent measures for its mitigation and control.

PALABRAS CLAVES: Ríos; Procesos Morfológicos; Relación de Lane; Obras Fluviales

INTRODUCCIÓN

La evaluación del desarrollo y evolución los procesos morfológicos potenciales ante cambios (naturales o artificiales) en las variables de control en ríos de llanura es un aspecto de singular importancia en la planificación y proyecto de obras en ambientes fluviales. Por ejemplo, la construcción de una presa genera un embalse que regula los caudales derivados aguas abajo, modificando los gastos dominantes que controlan la estabilidad dinámica de cauces aluviales, y generando respuestas geomorfológicas diversas.

En este trabajo se presenta un criterio de análisis, basado en una cuantificación de la relación cualitativa de Lane, que posibilita el análisis conceptual de los procesos morfológicos ante variaciones de las variables de control, y se expone un ejemplo concreto de aplicación, con implicancias en la planificación de obras en ríos de llanura.

RELACIÓN DE LANE

La formulación de Lane (1955) establece una relación funcional “cualitativa” entre las variables de control en un río aluvial. La misma puede escribirse como sigue (Dust & Wohl, 2012):

$$Q \cdot S \propto Q_s \cdot d$$

donde:

Q : caudal líquido (gasto dominante); S : pendiente; Q_s : carga de sedimentos; d : tamaño del material de fondo ($= d_{50}$). En la relación anterior Q y S representan las “variables hidráulicas”, mientras que Q_s y d son las “variables sedimentológicas”. La relación especifica un “balance” entre las variables hidráulicas y sedimentológicas en un tramo de curso fluvial en una condición de “equilibrio dinámico” (Farias & Domínguez Ruben, 2014).

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA FLUVIAL EN ESTUDIO

El segmento de curso fluvial en estudio (Figura 1), que se denomina en este contexto “tramo urbano del Río Dulce”, exhibe un funcionamiento hidrológico claramente diferenciado a partir de la construcción de la presa de embalse de Río Hondo, ubicada 68 km aguas arriba del tramo considerado, la cual comenzó a operar en el año 1967.

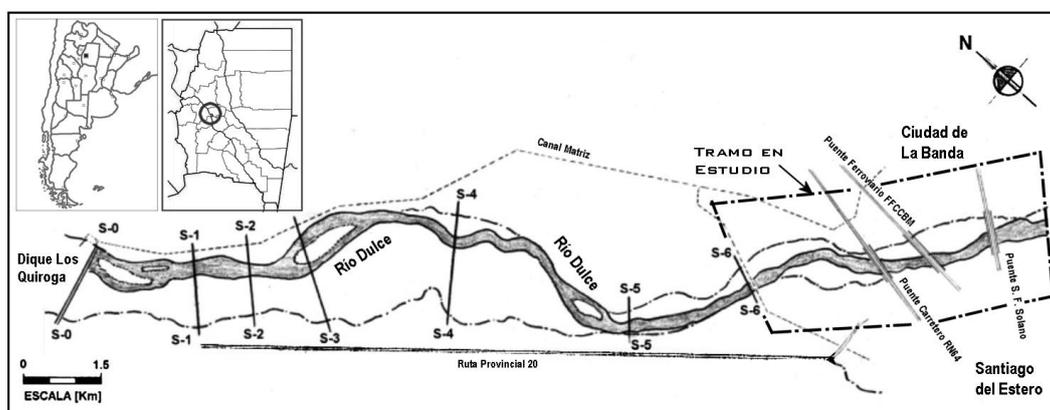


Figura 1.- Ubicación del Área de Estudio

Teniendo En cuenta las características particulares del sistema, se analizaron dos series de caudales: (1) Una primera serie para la “condición natural del río”, que comprende aforos en la estación “El Sauce”, unos 15 km aguas arriba del emplazamiento del Dique Derivador de Los

Quiroga. Esta serie comprende valores de caudales máximos medios diarios (QMD) colectados desde el año hidrológico 1926-1927 hasta el 1963-1964. Es decir, totaliza 38 años de registro. (2) La segunda serie corresponde a los caudales derivados desde el inicio de operaciones del embalse de Río Hondo hasta la actualidad. Los años cubiertos son desde 1968 hasta el 2005, totalizando una longitud de registro también de 38 años.

El análisis estadístico de las series de caudales líquidos, antes y después de la regulación, produjo las funciones de frecuencia que se presentan en la Figura 2.

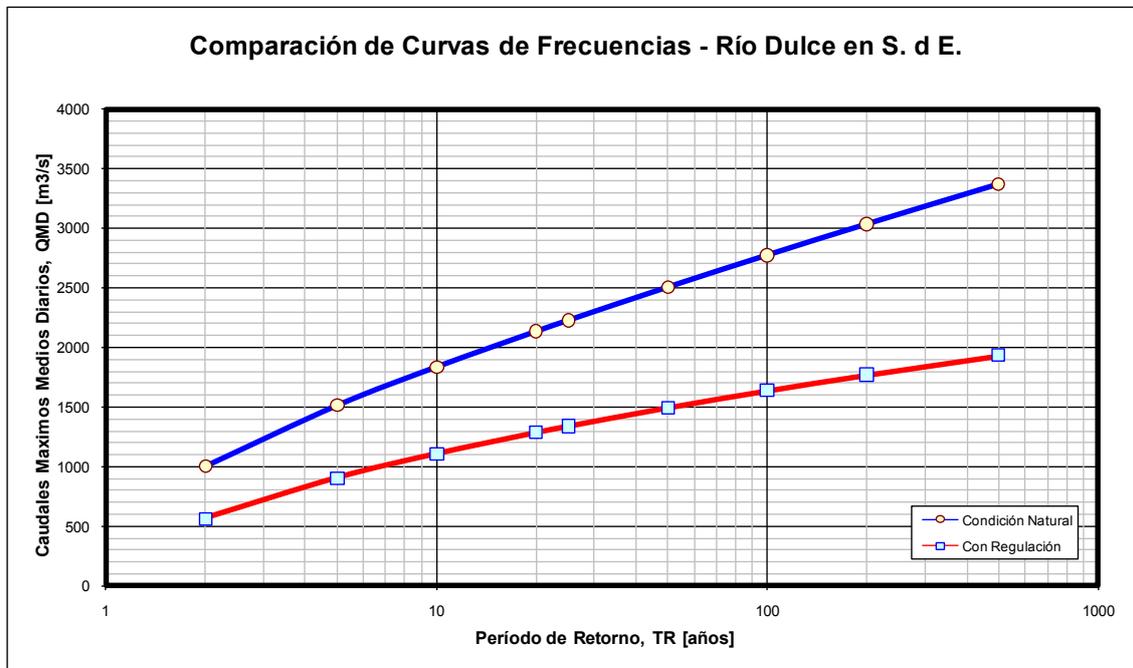


Figura 2.- Funciones de frecuencia (condición natural y perturbada)

CUANTIFICACIÓN DE LA RELACIÓN DE LANE

Para la cuantificación de la relación funcional de Lane, uno de los enfoques se deriva a partir de los fundamentos de la “Teoría del Régimen” (e.g., Chang, 1988) y los estudios asociados a la “Geometría Hidráulica” (Julien, 2002) de cauces fluviales. En efecto, en Geomorfología Fluvial es práctica común aceptar relaciones tipo potenciales (“power-law”) entre las variables involucradas. De esta manera, la relación puede expresarse:

$$Q \cdot S \propto Q_s \cdot d \Rightarrow Q^k S^{k_2} = k_0 Q_s^{k_3} d^{k_4}$$

donde los exponentes k_i ($i = 1, 2, 3, 4$) son constantes numéricas (positivas y adimensionales). En particular, el coeficiente k_0 depende del sistema de unidades usado para expresar Q , Q_s y d . A partir de esta expresión se puede obtener una ecuación para la pendiente S , en la forma:

$$S = \left(k_0 d^{k_4} Q_s^{k_3} Q^{-k_1} \right)^{1/k_2} = k_0^{1/k_2} d^{k_4/k_2} Q_s^{k_3/k_2} Q^{-k_1/k_2}$$

O bien:

$$S = c_0 d^{c_1} Q_s^{c_2} Q^{-c_3}$$

donde:

$$c_0 = k_0^{1/k_2}; c_1 = k_4 / k_2; c_2 = k_3 / k_2; c_3 = k_1 / k_2$$

Como puede observarse, la última tiene la forma de una ecuación del tipo de las que se documentan en la “teoría del régimen” para la pendiente. Escribiendo la concentración volumétrica total de sedimentos como $C_S = Q_s/Q$, la ecuación puede reescribirse como sigue:

$$S = a_0 d^{a_1} C_S^{a_2} Q^{-a_3}$$

En la ecuación anterior: $a_0 = c_0$, $a_1 = c_1$, $a_2 = c_2$, $a_3 = c_3 - c_2$

Muchas ecuaciones publicadas en la literatura pueden expresarse en este formato (“Lane cuantitativa”) y el mismo puede servir para inferir tendencias evolutivas (a mediano y largo plazo) de ríos alterados en su condición natural de equilibrio dinámico por acciones antropogénicas (e.g., construcción de presas, encauzamientos, canalizaciones, etc.).

Entre las relaciones de régimen disponibles en la literatura se destacan las de Julien. Entre varias de las versiones presentadas, en el libro “River Mechanics” (2002, pp 176), se presentan las siguientes:

$$B = 1.33 d^{-0.11} S^{-0.22} Q^{0.44}$$

$$h = 0.20 d^{0.17} S^{-0.17} Q^{0.33}$$

$$V = 3.76 d^{-0.05} S^{0.39} Q^{0.22}$$

$$\tau_* = 0.121 d^{-0.83} S^{0.83} Q^{0.33}$$

A partir de esta última ecuación, y considerando la fórmula de transporte siguiente:

$$q_s \approx 18 g^{1/2} d^{3/2} \tau_*^2$$

(en la que q_s se expresa en m^2/s , g en m/s^2 y d en m) se puede encontrar una versión cuantitativa similar a la relación de Lane.

Combinando esta última expresión con la primera de las ecuaciones de régimen del conjunto de Julien [$B = f(Q, d, S)$] se obtiene:

$$Q_s \cdot d^{0.28} \approx Q^{1.11} \cdot S^{1.44}$$

Esta última expresión (en la que Q y Q_s se expresan en m^3/s y d en metros) podría interpretarse como una suerte de “cuantificación de la relación de Lane”.

En el análisis de la teoría del régimen aplicada a canales aluviales estables, Farias (1995) aplicó en forma combinada relaciones de resistencia al flujo, transporte de sedimentos y estabilidad lateral de márgenes para obtener ternas de ecuaciones para el ancho, profundidad y pendiente de cauces en régimen, del tipo: $B, H, S = f_{B,H,S}(d, C_S, Q)$. En particular, las ecuaciones para la pendiente se expresan (en unidades SI):

$$S = 14.65 d^{0.541} C_S^{0.605} Q^{-0.224} \text{ [BBC]}$$

$$S = 16.04 d^{0.555} C_S^{0.630} Q^{-0.192} \text{ [KKM]}$$

$$S = 11.50 d^{0.643} C_S^{0.497} Q^{-0.292} \text{ [PLG]}$$

La codificación de las mismas indica la combinación de funciones de fricción, transporte y estabilidad lateral usadas para su obtención. En las ecuaciones d debe expresarse en metros, Q en m^3/s y C_S es la concentración volumétrica total de material sólido en transporte (adimensional).

Tal como se ha expresado previamente, cada una de estas ecuaciones resume en si misma una versión cuantitativa de la relación de Lane. En el caso de las fórmulas de régimen, debe mencionarse que su ámbito de aplicación corresponde a ríos de llanura con lechos arenosos.

Para la caracterización de la estabilidad morfológica de cauces fluviales, varios de los criterios existentes se basan en la consideración de conceptos energéticos, esencialmente en distintas

maneras de expresar la "potencia de la corriente". La potencia del flujo (o "stream power") es una magnitud de importancia trascendente en la caracterización de los procesos fluvio-morfológicos. La misma ha sido usada como factor altamente influyente en estudios de transporte de sedimentos, fundamentalmente a partir de los trabajos de Bagnold y posteriormente Yang (Yalin & da Silva, 2001) y también en morfología fluvial, especialmente por parte de Chang (1988).

Este concepto se aplica de diferentes maneras a un tramo de curso fluvial, de modo que según el autor de que se trate la potencia aparece presentada en varias versiones posibles. En un principio se pueden presentar las siguientes:

Potencia Total del Flujo en un tramo de Longitud L (Chang, 1988):

$$\Omega_T = \int_L \rho \cdot g \cdot Q \cdot S \cdot dx \approx \rho \cdot g \cdot Q \cdot S \cdot L$$

Potencia del Flujo por unidad de longitud (Chang, 1988):

$$\Omega_L = \rho \cdot g \cdot Q \cdot S$$

Potencia Unitaria del Flujo (por unidad de peso del fluido) (Yang, 1996):

$$\Omega_U = (\rho \cdot g \cdot Q \cdot S \cdot L) / (\rho \cdot g \cdot A \cdot L) = V \cdot S$$

Potencia del Flujo por unidad de área del lecho (Bagnold, cit. por Yang, 1996):

$$\begin{aligned} \Omega_A &= (\rho \cdot g \cdot Q \cdot S \cdot L) / (P \cdot L) = (\rho \cdot g \cdot A \cdot V \cdot S \cdot L) / (P \cdot L) = \\ &= \rho \cdot g \cdot R \cdot S \cdot V = \tau \cdot V \end{aligned}$$

Potencia del Flujo por unidad de ancho del lecho (van den Berg, cit. por Yang, 1996):

$$\Omega_B = (\rho \cdot g \cdot Q \cdot S \cdot L) / B$$

Debe tenerse especial cuidado con la utilización de estos conceptos cuando se aplican al estudio de la geometría hidráulica de cauces aluviales, ya que el uso de una u otra versión de la "potencia de la corriente" puede derivar en resultados diferentes. A continuación se presentan aplicaciones de estos principios como herramientas para cuantificar la relación de Lane.

En un análisis tendiente a la "Cuantificación de la Relación de Lane", H. H. Chang (1988, pp 284-285) presentó un diagrama que relaciona las variables Q , S , d , B , h a partir del cual puede calcularse la descarga de sedimentos Q_s . En el mencionado diagrama, la Región 1 corresponde a la siguiente ecuación (en unidades SI):

$$S / d^{1/2} = 5.27 \times 10^{-5} C_S^{0.58} Q^{-0.17}$$

En ella, d se expresa en mm, C_S en ppm en peso y Q en m^3/s . Si en esta ecuación se expresa d en metros y C_S en forma adimensional en volumen (es decir, $C_S = Q_s/Q$ expresando ambos caudales en m^3/s), la ecuación anterior puede escribirse como sigue:

$$S = 8.86 d^{0.50} C_S^{0.58} Q^{-0.17}$$

Esta es una típica ecuación al estilo "Teoría del Régimen" y en definitiva, permite ser usada como una versión cuantitativa de la Relación de Lane.

Otro de los enfoques energéticos al problema ha sido formulado por Yang (1996). De acuerdo a este autor, el transporte de partículas sólidas, tanto en suspensión como en carga de lecho, es el factor de mayor peso en los procesos morfológicos que suceden en ríos aluviales. Su cuantificación resulta dificultosa debido a la gran cantidad de variables que gobiernan el fenómeno. En su primer análisis podría plantearse una relación funcional que describa el proceso de la siguiente manera:

$$C_{ST} = \phi_1(V \cdot S, g, h, v, W, d_s)$$

en la que C_{ST} es la concentración total de sedimentos, $(V \cdot S)$ es la potencia unitaria de la corriente, g es la aceleración de la gravedad, h la profundidad media del agua o radio hidráulico, ν la viscosidad cinemática del agua, W la velocidad media de sedimentación en agua tranquila de las partículas sólidas, y d_s el tamaño medio de los granos de sedimento.

Aplicando el teorema “ Π ” de Buckingham se puede llegar a la expresión:

$$C_{ST} = \phi_2(V \cdot S/W, U_*/W, W d_s/\nu)$$

en la que $U_* = (g \cdot h \cdot S)^{1/2}$ es la velocidad de cizallamiento sobre el lecho del cauce.

Utilizando esta ecuación y mediante un análisis de regresión múltiple sobre un gran volumen de datos (tanto de canales de laboratorio como de ríos reales), Yang (1996) encontró que el transporte de sedimentos (cuantificado a través de su concentración total) podía expresarse como una función potencial simple de la potencia unitaria adimensionalizada, es decir:

$$C_{ST} = \alpha(V \cdot S/W)^\beta$$

donde $\alpha = f_\alpha(U_*/W, W d_s/\nu)$ y $\beta = f_\beta(U_*/W, W d_s/\nu)$ son los coeficientes de la ecuación.

La ecuación deducida por Yang es:

$$\log C_{ST} = [5,165 - 0,153 \log(W d_s/\nu) - 0,297 \log(U_*/W)] + [1,780 - 0,360 \log(W d_s/\nu) - 0,480 \log(U_*/W)] \cdot \log(VS/W)$$

la que puede escribirse sintéticamente como:

$$\log C_{ST} = \alpha' + \beta' \log\left(\frac{VS}{W}\right)$$

con:

$$\alpha' = 5,165 - 0,153 \log(W d_s/\nu) - 0,297 \log(U_*/W)$$

$$\beta' = 1,780 - 0,360 \log(W d_s/\nu) - 0,480 \log(U_*/W)$$

Estas ecuaciones pueden manipularse algebraicamente para posteriormente ser utilizadas con la finalidad de explicar y predecir los ajustes dinámicos de un río aluvial sometido a un esquema de alteraciones dado. De esta manera, utilizando las identidades: $C_{ST} = Q_s/Q$ y $V = Q/(B \cdot h)$, la ecuación de transporte se escribe como:

$$\frac{Q_s}{Q} = \alpha \left(\frac{Q \cdot S}{B \cdot h \cdot W} \right)^\beta$$

donde Q es el caudal líquido, Q_s la carga de sedimentos y B el ancho del cauce.

En ríos naturales, cuando C_{ST} se expresa en ppm, el coeficiente α varía entre 16000 y 500000 aproximadamente, y β varía entre 0.8 y 1.5 con una media cercana a la unidad. La ecuación anterior representa una versión cuantitativa de la relación de Lane. Si se consideran aceptables las relaciones: $B \sim Q^{1/2}$; $h \sim Q^{1/3}$ (ec. de geometría hidráulica); $W \sim d^{1/2}$, para $\beta = 1.5$ se obtiene:

$$S \sim d^{1/2} C_s^{2/3} Q^{-1/6}$$

Esta ecuación se compara con: $S \sim d^{0.555} C_s^{0.630} Q^{-0.192}$ (ecuación de régimen KKM, Farias 1995).

Considerando la potencia de la corriente por unidad de longitud del cauce, es factible asumir que el producto $Q \cdot S$ es un indicador de la potencia de la corriente. Entonces, el discriminador de tipos de alineamiento en planta de ríos, basado en la relación $S = f(Q)$ lleva implícito una consideración energética.

APLICACIÓN AL CASO DEL TRAMO URBANO DEL RÍO DULCE

La relación de Lane modificada puede utilizarse para evaluar el comportamiento del río Dulce frente a la ciudad de Santiago del Estero, Argentina (Figura 1). En ese tramo, y con el fin de proteger a la ciudad (emplazada en la paleo-planicie inundable del río) de las inundaciones producidas por desbordamiento en el cauce, se construyó (en 1945) un dique longitudinal de defensa sobre la margen derecha, sobre el cual en la actualidad se encuentra la avenida Costanera Nuñez del Prado. A su vez, y con el objeto de mantener el cauce lo suficientemente alejado del terraplén de defensa, se construyó un conjunto de espigones transversales espaciados entre sí una distancia calculada para producir zonas de escurrimiento inactivo en el espacio inter-espigón que fuesen rellenadas por la deposición de sólidos transportados por el río (Figura 3).



Figura 3. Obras de Control en la Margen Derecha del Río (1945)

El funcionamiento de la obra fue satisfactorio al punto tal que en la actualidad los depósitos sedimentarios han sido ocupados por caminos, paseos, campos recreativos, etc. (Figuras 4 y 5). No obstante, su efecto también ha producido una serie de consecuencias en el sistema fluvial.



Figura 4. Condición morfológica del Río Dulce en 2017. El cuadro indica la zona de la Fig. 3

La rigidez de los espigones indujo al río a adoptar como contorno de su cauce activo sobre margen derecha a la línea definida por los extremos libres de los espigones, especialmente en el tramo comprendido entre el puente ferroviario del FCBM y la autopista Santiago - La Banda. Este alineamiento casi recto del río en este tramo exhibe rasgos de inestabilidad morfológica presumiblemente generadas por las limitaciones que posee el cauce para hacer variar la posición de su “thalweg” (línea de máxima profundidad) con el fin de ajustarse a los cambios en los caudales.

En efecto, la teoría de mínima tasa de disipación de energía [$\gamma QS \rightarrow \text{mín}$] establece que, para alcanzar un estado de cuasi-equilibrio dinámico, un río cambiará su rugosidad, transporte de sedimentos, geometría del cauce, configuración planimétrica y perfil longitudinal del lecho con el único objetivo de minimizar su tasa de disipación de energía, y este valor mínimo es compatible con las restricciones aplicadas al río. Aplicando este concepto al caso en estudio, el mismo indica que, si un río estable debe tener capacidad de adaptación a condiciones hidro-sedimentológicas variables, un curso meandriforme, para caudales bajos, debería desplazar lateralmente su thalweg e incrementar la longitud real del flujo. Con ello se reduciría la pendiente, lo cual es consistente con la condición [$\gamma QS \rightarrow \text{mín}$].



Figura 5.- Obras de Infraestructura proyectadas en la planicie aluvial del tramo urbano del Río Dulce

Si se consideran las funciones de frecuencia de caudales antes y después de la puesta en operaciones de la Presa Río Hondo (Figura 2), observando ambas curvas en forma conjunta, se pueden apreciar claramente las diferencias entre una situación y otra. No obstante haberse producido un incremento del gasto medio anual del río del orden del 47% en el período 1968-2005 con respecto al 1924-1968 (es decir, $124 \text{ m}^3/\text{s}$ contra $84 \text{ m}^3/\text{s}$), los picos de caudales con idénticas recurrencias tienen en promedio valores del orden del 40% menos. En efecto, el promedio del cociente entre los valores posteriores y previos a la regulación produce un valor promedio de aproximadamente 0.6 para el rango de recurrencias de 5 a 100 años.

Para la determinación de los caudales dominantes (antes y después de la regulación) se aplicaron los métodos morfológicos de Schaffernak y Komura (Farias & Domínguez Ruben, 2014). Para ambos se trabajó con una serie de caudales líquidos diarios de 60 años de longitud y la función $Q_s = f_{Q_s}(Q)$ se ajustó con las ecuaciones de transporte disponibles en el programa HEC-RAS, ya que de esta manera se facilitan los cálculos usando directamente las secciones naturales del tramo y las granulometrías del material de lecho. Para el caso del método de Schaffernak se realizó un análisis de sensibilidad en función de la cantidad de intervalos de clase, encontrándose que $N=20$ producía valores razonables, y de esta manera se estimó $Q_D=280 \text{ m}^3/\text{s}$. Este valor está asociado a una recurrencia menor de un año. Por su parte, se implementó una variante del método de Komura, trabajando con un hidrograma anual promedio y se realizó un análisis de sensibilidad en función del exponente b de la función de transporte $Q_s = a \cdot Q^b$. Para el caso analizado (Río Dulce en Santiago del Estero) se encontró que para una variación de b entre 1.2 y 2.0 (valores típicos para el conjunto de funciones de transporte habitualmente usadas en ríos aluviales) el valor de caudal dominante calculado experimentó una variación del orden del 30% encontrándose que $Q_D \sim b^{0.6}$

aproximadamente. En estas condiciones, los valores encontrados se sitúan aproximadamente en forma coincidente con los indicados por Goodwin (2004) en sus funciones analíticas para estimar el caudal dominante. En efecto, Goodwin (2004) encontró que para el caso en que la serie cronológica de caudales observados se ajuste a una distribución normal, resulta $Q_D \sim b^{0.5}$, mientras que para el caso de una distribución log-normal de dos parámetros $Q_D \sim e^b$. Para otras distribuciones de probabilidad las funciones son más complicadas, pero dependen esencialmente de b y de los estadísticos de la serie (en rigor, de los momentos de orden 1, 2 y 3, es decir, media, varianza y asimetría ya sea de los valores de Q o de $\log(Q)$).

Considerando el cambio experimentado en el régimen de caudales con competencia para transportar sedimentos, y dado que la capacidad de transporte es proporcional al caudal elevado a una potencia mayor a la unidad, es de esperar que durante los flujos bajos se produciría deposición de materiales sólidos y formación de bancos alternados. Este fenómeno se verifica totalmente en el tramo del río Dulce bajo estudio. En crecida el thalweg tiende a rectificarse y los bancos de sedimentos son erosionados hasta que el flujo satisface su capacidad de transporte correspondiente a ese caudal. En cambio, un alineamiento recto no permite este funcionamiento flexible y el río debe buscar otros medios para equilibrar la potencia del flujo con la capacidad de carga, por ejemplo erosionando el lecho y las márgenes, y también formando islas.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

En el segmento analizado, antes de las obras de regulación de 1967, el río exhibía un patrón meandriforme suave, con una sinuosidad del orden de 1.25. Actualmente, el curso presenta una sinuosidad de 1.08 y un trazado de curvas alternadas suaves, ya que no alcanza a desarrollar meandros definidos (está evolucionando hacia un patrón de alineamiento en planta de tipo curvilíneo suave, con un incipiente grado de entrelazamiento, desarrollando barras elongadas de sedimento arenoso grueso, que progresivamente está siendo colonizado por la vegetación) en virtud de las restricciones a la erosión de márgenes impuestas por las obras laterales, y una disminución del caudal dominante (del orden del 40%) por efecto de la regulación de caudales. Ello genera un incremento de la pendiente de entre un 5% y un 11%, dependiendo de la ecuación de régimen que se aplique.

Los relevamientos de campo indicaron también un incremento en el tamaño del sedimento entre 1970 y 2010 de 0.36 mm a 0.44 mm, con un aumento de la potencia por unidad de ancho. Si se tiene en cuenta esta situación, la pendiente se incrementa entre un 16% a 22%. Téngase en cuenta que la disminución observada de la sinuosidad fue del 16%, lo cual demuestra claramente a efectividad del análisis basado en la relación de Lane, en su versión cuantitativa.

CONCLUSIONES

El análisis de la relación de Lane, la cual expresa una relación funcional entre el caudal (Q), la pendiente (S), la carga sólida (Q_s) y el tamaño del sedimento (d), en la forma de un balance que resume el efecto combinado de las variables hidráulicas y sedimentológicas, indica que la misma es una relación cualitativa que sólo puede indicar tendencias generales a nivel macro morfológico. En esta investigación se han desarrollado varias versiones cuantitativas de esa relación, en las que se han tenido en cuenta avances recientes en el estudio de la mecánica del transporte de sedimentos y la geomorfología fluvial, procurando identificar las variables y parámetros involucrados en la caracterización de la condición de equilibrio dinámico de ríos aluviales.

Se han analizado las contribuciones de varios autores, llegándose a cuantificar la relación a partir de un enfoque basado en criterios energéticos, y otros tales como planteos mecanicistas y elementos de la teoría del régimen para cauces aluviales en equilibrio dinámico.

La formulación propuesta se aplicó en un caso para evaluar la respuesta de un segmento de río ante alteraciones de la condición de equilibrio impuestas por acciones antropogénicas típicas, como la implantación de obras de infraestructura en el corredor fluvial, encontrándose resultados altamente satisfactorios, que permiten evaluar tendencias evolutivas futuras del río y adoptar las medidas que se estimen pertinentes.

REFERENCIAS

- Chang, H.H.** (1988). *Fluvial Processes in River Engineering*. Wiley Interscience, 432.
- Dust, D. & Wohl, E.** (2012). "Conceptual model for complex river responses using an expanded Lane's relation". *Geomorphology*, 139-140, pp 109–121.
- Farias, H. D.** (1995). "Fórmulas Prácticas para el Diseño de Canales sin Revestir en Terrenos Aluviales", *Ingeniería del Agua*, [ISSN: 1134-2196], Valencia, España, Vol. 2, No. 3, pp. 53-68.
- Farias, H. D. & Domínguez Ruben, L.G.** (2014). "Análisis Conceptual y Cuantificación de la Relación de Lane para predecir Tendencias Evolutivas de Cauces Fluviales". *Memorias del 1er Congreso Iberoamericano sobre Sedimentos y Ecología*, ISI-PHI-UNESCO, Querétaro, México.
- Goodwin, P.** (2004). "Analytical Solutions for Estimating Effective Discharge". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 130, No. 8, August 2004, pp. 729–738.
- Huang, H. Q., & Nanson, G. C.** (2002). "A stability criterion inherent in laws governing alluvial channel flow." *Earth Surf. Processes & Landforms*, Vol 27, 929–944.
- Julien, P. Y.** (2002) *River Mechanics*. Cambridge Univ Press, 456 p.
- Yalin, M.S. & Ferreira Da Silva, A.M.** (2001). *Fluvial Processes*. IAHR Monograph, A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, The Netherlands.
- Yang, C.T.** (1996). *Sediment Transport: Theory and Practice*. Mc Graw-Hill Book Co., NY, USA.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD DE LA EROSIÓN HÍDRICA EN LA
MICROCUCENCA SASANI, PUNO – PERÚ

Wilberth Rivera¹, José Mamani² y Roberto Alfaro²

1) Tesista, Universidad Nacional del Altiplano Puno, Perú, riv.danuis@hotmail.com

2) Docentes de la Facultad de Ingeniería Agrícola, UNA Puno, Perú; jmamani@unap.edu.pe y ralfaro@unap.edu.pe

RESUMEN

La vertiente hidrográfica del lago Titicaca, de la cual forma parte la microcuenca del río Sasani, se encuentra afectado por avanzados procesos de degradación de suelos, entre los cuales la erosión hídrica constituye uno de los más importantes y el más predominante. El presente trabajo de investigación se realizó en la microcuenca del río Sasani, hidrográficamente ubicado en la vertiente del lago Titicaca, el objetivo del estudio fue estimar la pérdida de suelo por erosión hídrica, mediante experimentación y simulación, con la finalidad de comparar y obtener un instrumento de gestión para la planificación y conservación de cuencas. Para la determinación de erosión hídrica se usó el método experimental de método de clavos de erosión y el modelo Water Erosion Prediction Project (WEPP), de este modelo se trataron los factores climáticos, textura de suelo, topografía y cobertura vegetal. El valor máximo obtenido mediante el método de experimentación de clavos de erosión es de 110 ton/año y el valor mínimo es de 4.4 ton/año y el valor máximo obtenido mediante simulación Water Erosion Prediction Project (WEPP), es de 173 ton/año, y el valor mínimo es de 4.34 ton/año. Al comparar los datos obtenidos, se concluye que los resultados del método experimental son estadísticamente iguales que el del modelo. Así se puede concluir que la información genérica, pueden ser útiles para la realización de circulaciones de erosión, en situaciones de diagnóstico previo.

Palabras claves: análisis, erosión hídrica, sedimentación, producción de sedimentos, WEPP.

ABSTRACT

The river side of Lake Titicaca, which is part of the watershed of Sasani river is affected by advanced processes of land degradation, including water erosion is one of the most important and the most predominant. The present research was conducted in the watershed of the river Sasani, hydrographically located in the watershed of Lake Titicaca, the aim of the study was to estimate soil loss by water erosion, by experimentation and simulation, in order to compare and get a management tool for planning and watershed conservation. For the determination of water erosion method used the experimental method and nails erosion Water Erosion Prediction Model Project (WEPP) model of this climatic factors, soil texture, topography and vegetation cover are discussed. The maximum value obtained by the method of experimentation nails erosion is 110 ton/year and the minimum value is 4.4 ton/year and the maximum value obtained by simulation Water Erosion Prediction Project (WEPP) is 173 ton/year and the minimum value is 4.34 ton/year. By comparing the data obtained, it is concluded that the results of the experimental method are statistically the same as the model. Thus one can conclude that the generic information may be useful for performing erosion circulations, prior diagnosis situations.

Keywords: analysis, water erosion, sedimentation, sediment production, WEPP.

PRESENTACIÓN

Según la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), actualmente la erosión del suelo afecta a un 20% de las tierras agrícolas, un 15% de los pastizales y un 30% de los bosques del mundo (Amador y Pastora 2017). La organización señala que este desgaste se encuentra en su punto más grave desde hace 20 años.

El Centro Internacional de Referencia e Información en Suelo (ISRIC) y el Programa del Medio Ambiente de las Naciones Unidas (UNEP), manifiestan que a nivel mundial los suelos se encuentran en grave estado de degradación, siendo la erosión del suelo como el proceso que afecta al mayor número de hectáreas, representando más del 80% de toda la degradación (Jiménez 2009; Padilla 2017).

Según INTECSA - AIC PROGETTI – CNR, en el año de 1993, en la vertiente hidrográfica del lago Titicaca (lado peruano), según Caballero *et al.* (2013) indica que la erosión del suelo es uno de los problemas ambientales más graves, y de más difícil solución que está afectando los suelos en una extensión de 33433 km², de los cuales 5303 km² presenta problemas de erosión ligera, 19366 km² presenta problemas de erosión moderado, 8386 km² presenta problemas de erosión severa y 82 km² presenta problemas de erosión muy severa, lo cual demuestra que la vertiente hidrográfica del lago Titicaca (lado peruano) de la cual forma parte la microcuenca del río Sasani, hace muchos años atrás presenta graves problemas de degradación de suelos.

Uno de los problemas ambientales más serios que se está presentando a nivel mundial es el estado de degradación de las tierras así mismo en el Perú específicamente el altiplano de Puno está inmerso en este problema ambiental (Berdugo 2015).

Lo anterior muestra un problema ambiental y social que debe ser atendida para evitar mayores impactos y posiblemente daños irreversibles, ello justifica el desarrollo de la presente investigación, referido a la estimación de la pérdida de suelo por erosión hídrica mediante dos modelos de evaluación cualitativo y cuantitativo utilizando el modelo WEPP (Wáter Erosión Prediction Project) y método de clavos en parcelas respectivamente.

OBJETIVOS

Analizar la susceptibilidad de la erosión hídrica en la microcuenca del río Sasani. Y como objetivos específicos se ha planteado lo siguiente:

- Determinar valores cuantitativos de erosión hídrica, mediante método experimental con clavos de erosión.
- Determinar valores de erosión hídrica mediante el modelo WEPP.
- Comparar los resultados entre los datos experimentales y simulados, este en concordancia con la dimensión espacial y temporal necesaria en la planificación de estrategias de conservación de suelos.

MARCO TEÓRICO

Según Vásquez (2000), indica que la cuenca hidrográfica es el área natural o unidad de territorio, delimitada por una divisoria topográfica (*divortium aquarum*), que capta la precipitación y drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

Los procesos de la erosión del suelo según Morgan (2005), menciona que la erosión del suelo es un proceso de dos fases consistentes en el desprendimiento de partículas individuales de la masa del suelo y su transporte por los agentes erosivos, como las corrientes de agua y el viento. Cuando la energía de estos agentes no es suficiente para transportar las partículas, se produce una tercera fase: su deposición.

Para Hellin (2004), explica que la erosión hídrica es la pérdida progresiva de los componentes del suelo como consecuencia de la dispersión de sus agregados, los cuales son arrastrados por el agua hasta lugares más bajos, contribuyendo a la degradación del suelo y a la pérdida de su fertilidad, siendo una amenaza para la productividad agrícola.

Los factores que influyen en la erosión según La Organización Meteorológica Mundial, OMM (2006), manifiesta que la degradación de las tierras intervienen dos sistemas complejos conectados entre sí: el ecosistema natural, y el sistema social humano. Las fuerzas de la naturaleza, mediante el desgaste periódico causado por fenómenos climáticos extremos y persistentes, y el uso y abuso por los seres humanos de los ecosistemas sensibles y vulnerables de las tierras secas. Por otro lado Greenland y Lal (1975), indican que la erosión es causada por una combinación de factores: condiciones del clima, la topografía de los terrenos, la cobertura vegetal, las características propias del suelo y la actividad humana.

ANTECEDENTES

Según Laura (2010), evaluó la erosión hídrica en la cuenca del río Juramento en la provincia de Salta, con la aplicación de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE) y herramienta SIG (Sistema de Información Geográfica). Se utilizaron los SIG ArcGIS v.9.2 y Erdas Imagine v.9.1, como herramienta para el análisis y representación de la erosión. El estudio de erosión mostró que el 34% del área de estudio presenta problemas de erosión alta a muy alta, presentándose valores mínimos de 1 ton/ha/año hasta valores máximos de 223 ton/ha/año.

Según Hernández (2010), estimo la tasa de erosión hídrica, mediante la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo, integrando en un ambiente SIG cada uno de los factores que definen la USLE obtuvo una cartografía resultante en la que aparece reflejada la pérdida media de suelo, registrándose el valor más alto de pérdida de suelo por erosión hídrica, de acuerdo a las condiciones de pendiente pronunciada, alta precipitación y suelo poco desarrollado la tasa fue de 310.57 tn/ha/año, y el valor mínimo de la tasa de erosión fue de 0.018 tn/ha/año, localizado en un terreno con 0% de pendiente.

Según Santacruz (2011), realizó la estimación de la erosión hídrica y su relación con el uso de suelo en la cuenca del río Cahoacán, localizada en la costa Chiapaneca, México, en la cual se presentan precipitaciones que van de 1675 mm hasta 2000 mm, estos valores de precipitación media anual son muy grandes en la parte alta de la cuenca, provoca valores de erosividad muy altos en la zona de montaña, la precipitación media anual disminuye en las zonas planas cercanas al área de costa. Los valores de erosión hídrica, determinados mediante la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo, revelaron que las pérdidas de suelo van desde 3.9 ton/ha/año hasta valores de 8010.20 ton/ha/año.

METODOLOGÍA

El área de estudio, comprende la microcuenca del río Sasani – Jayllihuaya, la misma que se encuentra en la cuenca de Jayllihuaya dentro de la provincia de Puno y región Puno. Geográficamente está localizada en la sierra sur del Perú, entre las coordenadas UTM, por el Este 396,082.00 y por el Norte de 8'244,383.00.

Metodología en clavos de erosión

La información se obtuvo a partir de mediciones efectuadas en parcelas y en toda la Microcuenca del río Sasani – Jayllihuaya en forma experimental con clavos de erosión.

Esta información contiene las mediciones de 75 a 77 clavos por sector o parcela, en toda la microcuenca del río Sasani, con 9 parcelas ubicadas en la microcuenca. Esto implica que la medición involucra la medida de aproximadamente 675 clavos, para el total del estudio.

La expresión matemática que determina estos procesos, planteada por Cuitiño (1999) y posteriormente redefinida por Pizarro y Cuitiño (2002) se presenta a continuación:

$$X = Y * Da * 10 \dots\dots\dots [1]$$

Donde “*X*” es el suelo erosionado o sedimentado (*ton/ha*); *Y* es la altura media de suelo erosionado o sedimentado (*mm*) y *Da* corresponde a la densidad aparente del suelo (*ton/m³*).

Metodología en el modelo WEPP

Este modelo es considerado por el USDA como la primera herramienta de evaluación de la erosión del suelo que va a ser utilizada en el futuro para la generación de políticas de conservación de suelos. El modelo WEPP ha sido validado para eventos individuales y en simulación continua a muchas escalas; empezando por parcelas (Zhang *et al.*, 1996) pasando por laderas hasta pequeñas cuencas (Liu *et al.*, 1997).

Para trabajar con el modelo WEPP se necesita información del área de estudio de:

- Datos topográficos del terreno.
- Archivos de clasificación de suelos.
- Archivos de datos de clima.
- Archivos de los usos del suelo.

a) Datos de suelo

El trabajo se realizó mediante calicata para determinar los factores que resulten importante en el modelo WEPP.

b) Datos de clima

La calidad de la información del clima en su distribución espacial y temporal es muy importante en la simulación de la erosión del suelo debido especialmente a la importancia de la intensidad de la lluvia en la generación de escorrentía y movilización de las partículas del suelo.

c) Datos de usos de suelo

Existen unos mapas de usos de suelo generados capturados por el satélite. Pero hay que tener en cuenta que los usos de suelo han podido cambiar recientemente, con lo cual siempre interesara hacer una comprobación en el terreno con satélite lo más recientemente posible.

De todas formas, cualquier usuario de un modelo, puede crear un mapa de usos actuales del suelo a la escala de interés deseada.

En este caso se verifico la (Guía de campo de los cultivos andinos, ONU., 2014), para la determinación de usos del suelo.

d) Datos topográficos

La información topográfica se puede obtener de la digitalización de las curvas de nivel de los mapas topográficos, a escala 1:2500. Mediante levantamiento topográfico u obtención de mapas cartográficos disponibles.

Comparación de los resultados mediante prueba “t” student

Esta prueba estadística permitió comparar si los promedios de la experimentación y los simulados por el modelo pertenecen a la misma población. Para lo cual se utilizó la siguiente relación:

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{S_{\bar{x}}} \dots\dots\dots [2]$$

donde:

- t : “t” de Student
- \bar{X}_1 : representa los datos del modelo
- \bar{X}_2 : representa los datos experimentales
- $S_{\bar{x}}$: error típico de la diferencia

RESULTADOS

Procesos erosivos método de Clavos de erosión

Densidad aparente

En general, los resultados no presentan gran variabilidad. El valor más alto de densidad aparente es de 1,40 gr/cc y el valor mínimo, con 1,04 gr/cc

Valores extremos de erosión método experimental

Se evidencia que el valor mínimo para esta variable se alcanzó en la zona baja (H1) de la microcuenca, con un total acumulado de 0,63 mm, equivalentes a 4,40ton/ha. En tanto, el valor máximo para erosión se logró en la zona media con mayor pendiente de la microcuenca, con una lámina de 2,68 mm, equivalentes a 110,91ton/ha. La situación anterior se explica debido a los valores de pendiente y densidad aparente.

Procesos erosivos del modelo WEPP

De entre todas las posibles simulaciones que se podrían realizar con los archivos de datos de partida, se ha trabajado con el modelo WEPP para estimar la importancia de algunos factores de entrada y ver cómo influyen en la respuesta del modelo.

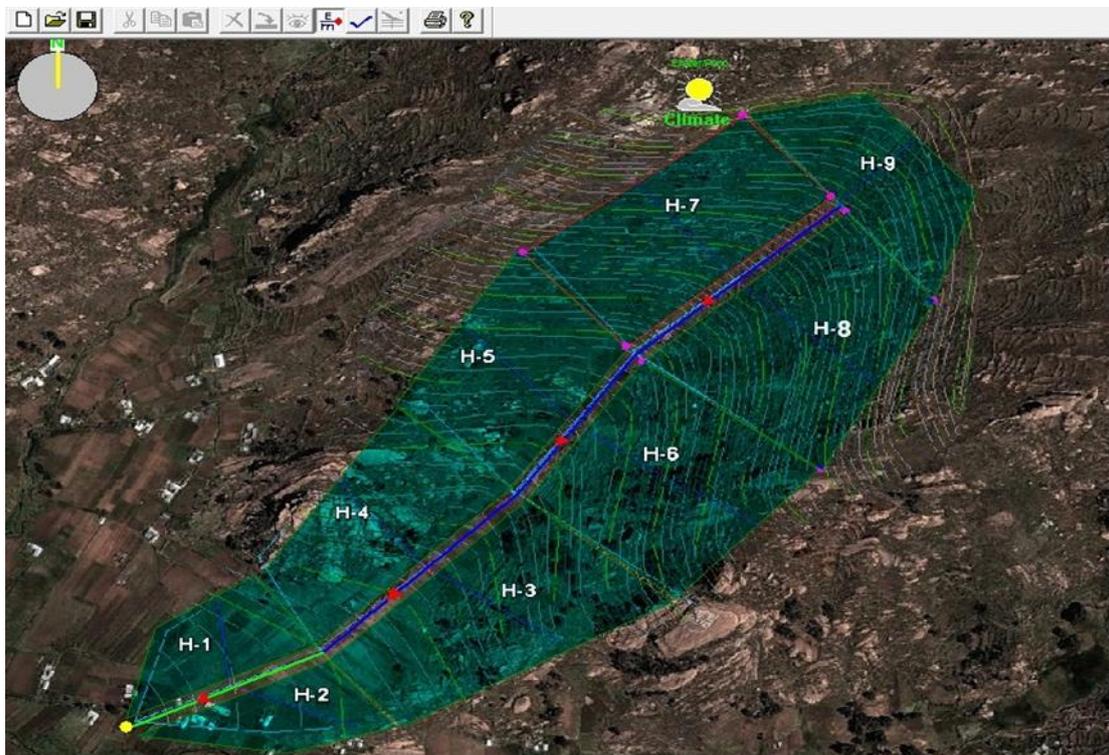


Figura 1. Visualización de la microcuenca desarrollado con el modelo WEPP.

Con los datos de entrada o factores, que han demostrado resultados, se ha pasado a simular con el modelo WEPP.

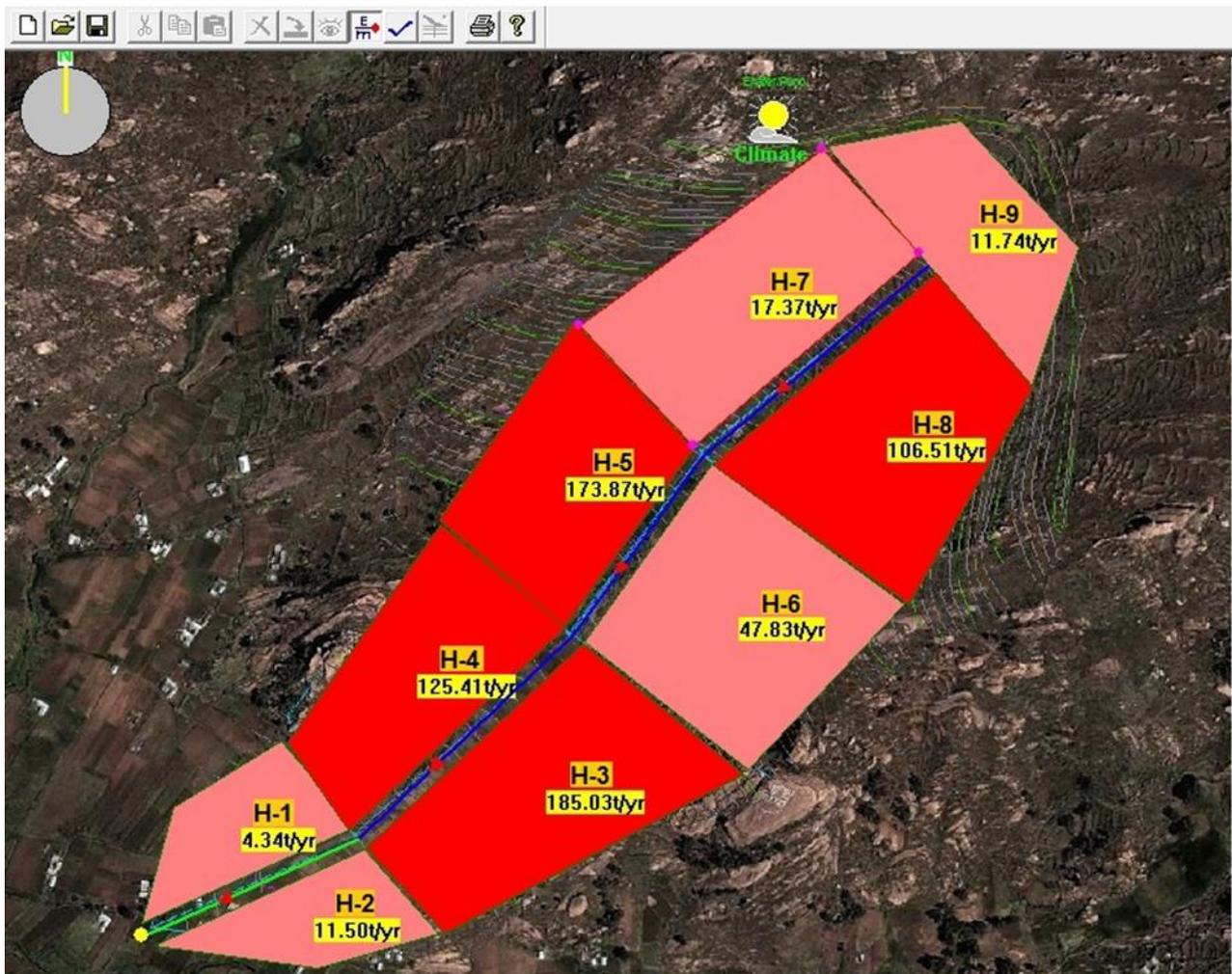


Figura 2. Visualización de la producción de sedimentos por parcela.

Respecto a los valores extremos de erosión por el método de simulación WEPP, el valor mínimo para esta variable se alcanzó en la parcela (H1) de la microcuenca, con un total de 4,34 ton/ha. En tanto, el valor máximo para erosión se logró en la parcela (H3) con mayor pendiente de la microcuenca, equivalentes a 185.03 ton/ha.

DISCUSIONES

Para conocer la variabilidad entre los valores de la erosión estimada por el modelo WEPP y los valores reales obtenidos mediante experimentación, se utilizó los totales de pérdida de suelo. En el tabla 1, se presenta los valores reales, producto de la experimentación en la microcuenca Sasani – Jayllihuaya y los valores estimados por el modelo. Estos valores como se puede apreciar son similares para los tipos de uso del suelo. Las diferencias marcadas de pérdida de suelo en los diferentes usos, se deben principalmente a los siguientes factores:

Para el caso de las parcelas o laderas H1, H2, H3, H4, H5, H6, H7, H8, y H9. Los cuales se cuenta con una cobertura vegetal densa, lo cual determina que los índices de pérdida de suelo sean menores, con valores de 4.40 ton/año, 6.90 ton/año, 101.63 ton/año, 110.91 ton/año, 102.14 ton/año, 72.88 ton/año, 92.12 ton/año, 101.75 ton/año, 26.16 ton/año. Y de 4.34 ton/año, 11.50 ton/año, 185.12 ton/año, 125.41 ton/año, 167.28 ton/año, 47.83 ton/año, 17.37 ton/año, 106.51 ton/año, 11.82 ton/año, real y simulado, respectivamente.

Al comparar los datos obtenidos tras las simulaciones, se puede ver que los resultados del método experimental son estadísticamente iguales que el del modelo, que en la misma situación con los suelos de zona baja. Así se puede concluir que la información genérica de tipos de suelo, pueden ser útiles para la realización de circulaciones de erosión, en situaciones de diagnóstico previo, pendiente de realizar la clasificación específica en la zona de estudio.

Al realizar la prueba de “t” de Student, para la comparación de medias de la erosión simulada y la experimental (Tabla 1), para los nueve tipos de uso del suelo, demuestra que pertenecen a una misma población, esto quiere decir, que las medias de las erosiones son estadísticamente iguales.

Tabla 1. Comparación de medias de la erosión del suelo (ton/ha), entre datos simulados vs experimentales.

Parcela o ladera	Erosión real	Erosión simulada	Valor de "t"
H1	4.4	6.49	0.6176 (NS)
H2	6.9	11.5	0.5394 (NS)
H3	101.63	186.36	0.1454 (NS)
H4	110.91	142.83	0.1387 (NS)
H5	102.14	204.02	0.1438 (NS)
H6	72.88	4511.52	0.2387 (NS)
H7	32.76	47.6	0.3298 (NS)
H8	101.75	1066.83	0.7382 (NS)
H9	26.16	11.74	0.4675 (NS)

(NS): no significativo

Los valores de “t” de 0.6176; 0.5394; 0.1454; 0.1387; 0.1438; 0.2387; 0.3298; 0.7382 y 0.4675 para los nueve suelos o parcelas, de cultivos, respectivamente, no son significativos, lo cual permite indicar que los valores estimados por el modelo, son muy cercanos a los valores de erosión en ton/ha, obtenidos mediante la experimentación en los nueve tipos de uso del suelo evaluados, para las condiciones de los lotes de escurrimiento de la microcuenca Sasani Jayllihuaya.

CONCLUSIONES

El análisis del proceso erosivo efectuado en la presente investigación, en general, permite desarrollar políticas de protección de suelos ajustadas a la diversidad espacial y temporal de las áreas afectadas y su aplicación no requiere de estudios exhaustivos en el tiempo, ya que puede trabajar directamente en el campo y con datos directos.

Respecto a los valores extremos de erosión por el método experimental, el valor mínimo para esta variable se alcanzó en la parcela (H1) de la microcuenca, con un total acumulado de 0,63 mm, equivalentes a 4,40 ton/ha. En tanto, el valor máximo para erosión se logró en la parcela (H4) con mayor pendiente de la microcuenca, con una lámina de 2,68 mm, equivalentes a 110,91 ton/ha.

Respecto a los valores extremos de erosión por el método de simulación WEPP, el valor mínimo para esta variable se alcanzó en la parcela (H1) de la microcuenca, con un total de 4,34 ton/ha. En tanto, el valor máximo para erosión se logró en la parcela (H3) con mayor pendiente de la microcuenca, equivalentes a 185.03 ton/ha.

Al comparar los datos obtenidos tras el análisis, se concluye que los resultados del método experimental son estadísticamente iguales que el del modelo, que en la misma situación con los suelos de zona baja. Así se puede concluir que la información genérica de tipos de suelo, pueden ser

útiles para la realización de circulaciones de erosión, en situaciones de diagnóstico previo, pendiente de realizar la clasificación específica en la zona de estudio.

BIBLIOGRAFÍA

- Amador, C.Á.; Pastora, WAC. 2017.** Manejo de pastizales en sistema de producción ganaderos de Nueva Guinea, Costa Caribe Sur de Nicaragua. *Ciencia e Interculturalidad* 20(1).
- Berdugo, JF. 2015.** Antología de la quinua en Boyacá y su papel en el desarrollo rural: caso municipio de Tuta. Universidad Nacional Abierta y a Distancia - UNAD; Escuela de Ciencias Agrícolas, Pecuarias y del Medio Ambiente; Programa Agronomía: 214 p.
- Caballero, JJD; Yaya, DFS; Investigadores, D. 2013.** Estado de la situación y gestión ambiental en Perú, Lima, PE. 174 p.
- Cuitiño, H. 1999.** Evaluación cuantitativa de la erosión hídrica superficial en suelos desnudos de la Precordillera Andina y Valle Central de la VII Región. Tesis Ing. Forestal. Universidad de Talca, Facultad de Ciencias Forestales. Talca, CL 104 p.
- FAO (Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, Italia) (1994).** Erosión de suelos en América Latina. Roma, Italia.
- Greenland, DJ; Lai, R. 1975.** Soil conservation and management in the humid tropics. New York, US. Bresboni, 283 p.
- Hellin, J. 2004.** De erosión de suelos a suelos de calidad, *Revista Agroecológica LEISA*, N.º 19(4): 70-71p.
- Hernández, G. 2010.** Cálculo de la tasa de erosión hídrica y Propuesta de obras de conservación de suelo en la línea de tendido eléctrico la Ventosa-Juile, Oaxaca. Tesis Ing. Universidad Autónoma Chapingo, Chapingo, MX 178 p.
- INTECSA (Internacional de Ingeniería y Estudios Técnicos S.A. IT); AIC PROGETTI (Progettazioni Coordinate di Architettura e Ingegneria, IT); CNR (Compagnie Nationale du Rhone, IT). 1993.** Plan Director Global Binacional de protección prevención de inundaciones y aprovechamiento de los recursos del lago Titicaca (Sistema TDPS): Estudio de suelos y erosión. Puno, PE.
- Jiménez, F. 2009.** Gestión del riesgo a desastres. Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE) Módulos básicos del curso de maestría: 253 p.
- Laura, L. 2010.** Estimación de la Pérdida de Suelos por Erosión Hídrica en la Cuenca del Río Juramento – Salta. Tesis. Universidad Nacional de Salta, Salta AR. 103 p.
- Liu, BY, Nearing, M.A., Baffaut, C. y Ascough, J.C. II** The WEPP watershed model: III. Comparisons to measured data from small watersheds. *Trans. ASAE* 40 4, 1997. Abstract-FLUIDEX | Abstract-Compendex | Abstract-GEOBASE. US 945-952 p.
- Martínez López, G. 2007.** Socavación en obras civiles y su problemática.
- Morgan, RPC. 2005.** Soil erosion and conservation. 3 ed. Blackwell Publishing Ltd, Maiden, US. 299 p.
- OMM (Organización Meteorológica Mundial, CH). 2006,** El clima y la degradación de tierras. Departamento del programa Mundial sobre el Clima, Ginebra, CH. 32 p.
- Padilla, LS. 2017.** Variabilidad Espacial de la Salinidad en Suelos del Distrito de Riego 014, Mexicali Baja California. Universidad Autónoma del Estado de México: 83 p.
- Pizarro, R.; Cuitiño, H. 2002.** Método de evaluación de la erosión hídrica superficial en suelos desnudos en Chile. In Cuadernos de la Sociedad Española de Ciencias Forestales. Actas de la I Reunión del Grupo de trabajo de Hidrología Forestal. Madrid, ES 170p.
- Santacruz, G. 2011.** Estimación de la erosión hídrica y su relación con el uso de suelo en la cuenca del río Cahoacán, Chiapas. *Revista del Programa Hidrológico Internacional para América Latina y el Caribe, Aqua-LAC*. N.º. 1: 45-54 p.
- USDA, 1995.** Water Erosion Prediction Project WEPP. Agricultural Research Service and Purdue University. US. s.p.
- Vásquez, A. 2000.** Manejo de cuencas alto andinas. Tomo 1. Escuela superior de administración de aguas “Charles Sutton”, Lima, PE. 516 p.
- Zhang, X.C., Nearing, M.A., Risse, L.M., y McGregor, KC, 1996.** Evaluation of WEPP runoff and soil loss predictions using natural runoff plot data. *Trans. ASAE*, US. 855-863 p.