



## MODELACIÓN FÍSICA DE UN CAUCE TORRENCIAL: RÍO LA PAZ, BOLIVIA

Jaime I. Ordóñez <sup>(1)</sup>, José L. Montaña <sup>(2)</sup>, Néstor Funes <sup>(3)</sup>

(1) ESTUDIOS Y ASESORÍAS Ingenieros Consultores, Bogotá, Colombia (2) UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS, La Paz, Bolivia (3) UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS, La Paz, Bolivia  
E-mail: [jjordone@etb.net.co](mailto:jjordone@etb.net.co) - [peponizo@hotmail.com](mailto:peponizo@hotmail.com) - [funesnestor@yahoo.com](mailto:funesnestor@yahoo.com)

### RESUMEN

Se construyó un modelo físico de fondo móvil, sin distorsión geométrica, del río La Paz, a escala 1:75, con el fin de entender mejor la dinámica del flujo torrencial sobre cauces trenzados, y ayudar en el diseño de estructuras de protección contra las inundaciones en dos pequeñas comunidades de Bolivia, como parte de un programa de control de inundaciones que surge del proyecto del Banco Mundial, para evaluar los efectos del deshielo de los glaciares. El modelo se construyó en el IHH de la Universidad Mayor de San Andrés, en La Paz, y permitió corroborar muchas de las condiciones hidráulicas conocidas de los torrentes de montaña de característica trenzada. Dado que no existe información hidrológica o hidráulica del río bajo avenidas, el modelo suministró información nueva y específica, para mejorar el entendimiento de este tipo de ríos y las obras de protección que se construyen.

### ABSTRACT

A physical, movable bed, hydraulic model of the La Paz river has been built, at a scale of 1:75, with the aim of improving the understanding of the dynamics of torrential flows in braided rivers, and help in the design of bank protection works for two small rural communities in Bolivia, as a part of a flood protection project which derives from the World Bank study to evaluate the effects of the melting of the glaciers. The model was built in the IHH of the Universidad Mayor de San Andrés, in La Paz, and permitted to corroborate many of the known hydraulic conditions of torrential flows. Since there is no hydraulic or hydrologic information for the river during floods, the model provides new and specific information to improve the basic understanding of these rivers and the river works to build.

## **INTRODUCCIÓN**

El presente artículo muestra los resultados obtenidos en un modelo físico a escala reducida, con fondo móvil, del río La Paz, en el sector en el cual se localizan dos comunidades rurales de Bolivia, las comunidades de Huayhuasi y El Palomar, tradicionalmente sujetas a inundaciones y eventos destructivos de transgresión de orillas por las aguas y sedimentos del río, durante los periodos de avenidas extremas. Este modelo se consideró necesario, como un paso previo al diseño de obras de defensa de las orillas del río, una de las actividades concretas del proyecto piloto No. 3, “Adaptación Participativa para la Construcción de Defensivos para las poblaciones de Huayhuasi y El palomar”, cuyo objetivo es desarrollar un modelo social que considere la implementación de medidas para la prevención de desastres y la reducción de la vulnerabilidad a los impactos del cambio climático y los riesgos a los eventos extremos, (inundaciones), en las dos comunidades rurales antes citadas, dentro del marco de las actividades del proyecto de Adaptación al Retroceso Acelerado de los Glaciares en los Andes Tropicales, (PRAA), del Banco Mundial.

## **DEFINICIÓN DEL MODELO**

Después de una evaluación detallada de las deficiencias notorias en el diseño de obras de defensa en ríos torrenciales como el río La Paz, se sugirió dentro del Proyecto, diseñar el modelo del río La Paz entre las comunidades de El Palomar y Huayhuasi en el Instituto de Hidráulica e Hidrología, IHH de la Universidad Mayor de San Andrés, en La Paz, con la asesoría del primer autor y la ejecución del mismo por los ingenieros Montaña y Funes. Según la disponibilidad de espacio en el laboratorio, se seleccionó una escala longitudinal de 1:75 y una escala vertical similar, que sería automáticamente fijada por la relación entre el caudal líquido y el caudal sólido que se utilizaría; este valor no puede ser calculado explícitamente, dado que depende de la rugosidad compuesta que se desarrolle en el lecho del modelo con el sedimento que se pueda obtener; en último término, sin embargo, dado que la pendiente es superior al 2%, y el flujo será en todos los casos casi-crítico, la profundidad del agua dependerá más de la concentración del caudal, que de la rugosidad del lecho.

## **ESCALAS**

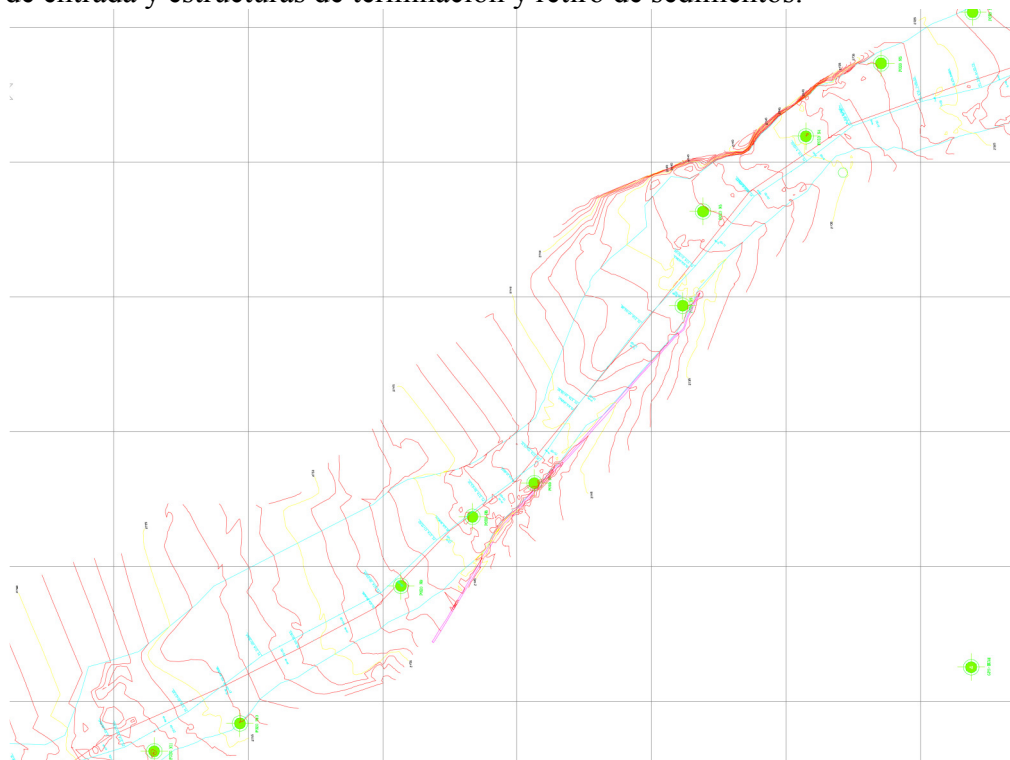
Con las escalas geométricas definidas, y el material de arrastre del modelo escogido como arena común, las ecuaciones para los demás parámetros importantes del modelo pueden obtenerse de las ecuaciones principales del flujo por medio de la operación algebraica con escalas, que se hace en la misma forma como se hace con las magnitudes mismas. Los criterios fundamentales de la modelación son dos : primero, no habrá distorsión geométrica del modelo, y Segundo, Se mantiene el criterio de Froude, lo cual significa que el número de Froude permanece igual en modelo y prototipo para mantener la similitud dinámica.

El número de Froude es un parámetro físico que se define como la relación entre la velocidad media del flujo,  $V$ , y la velocidad de las ondas superficiales de pequeña amplitud,  $V_c = (g \cdot Y)^{0.5}$ , donde,  $Y$ , es la profundidad del flujo, y  $g$ , la aceleración de la gravedad. Las escalas son números que representan la relación entre magnitudes del prototipo y del modelo, de modo que en la mayoría de los casos son mayores que 1.0.

Por ejemplo, la escala longitudinal es  $75 = Y_p/Y_m$ , y se le refiere como “Lr”. Como el número de Froude es igual en modelo y prototipo, su escala será 1, ó,  $F_p/F_m=1$ ; entonces, de acuerdo con la ecuación que define el número de Froude,  $F=V/V_c$  de manera que la escala de velocidad promedio del río es,  $V_r$ , o lo que es igual,  $L_r^{0.5}$ , dado que:  $Fr=(V/V_c)_r=V_r/V_{cr}$ .

Puesto que la descarga  $Q$ , es el producto de la velocidad por el área de la sección transversal del flujo,  $Q=V.B.Y$ , donde  $B$ , es el ancho del canal, (considerado rectangular), la escala de caudal será entonces:  $Q_r=V_r.L_r^2=(L_r^{0.5}).L_r^2=L_r^{2.5}$ ; esto quiere decir que, dado que  $L_r=75$ ,  $Q_r=48,714$ , por lo cual un caudal de 0.6 lps en el modelo corresponde con 29,228.35 lps, o 29.23 mcs en el prototipo; uno de 5 lps sería equivalente a 243,569,64 lps o 243.57 mcs en el prototipo, y uno de 7 lps en el modelo equivaldría a 341 mcs en el prototipo.

El largo recomendado fue el que corresponde a la distancia entre las estaciones 6 y 24 del levantamiento topográfico, (figura 1), es decir entre la cota 2723.5 msnm y la cota 2761.1 msnm; eso da una longitud aproximada de 1800 metros en el prototipo y 26 a 27 metros en el laboratorio, contando con trayectos de entrada y salida hasta de 1.5 metros para aquietamiento del agua de entrada y estructuras de terminación y retiro de sedimentos.



**Figura 1.** Levantamiento topográfico del sector de estudio

La instalación de bombeo debe poder suministrar caudales variables entre 1 y 20 litros por segundo, y la pendiente promedio del sector será de 2.1%. El ancho del canal debería ser como máximo de 2.5m y debe tener un espesor de sedimentos de 10 cm; además debe haber un 50% más de material para alimentación. El material debe ser una mezcla de arena, con un 65% entre 0,10 mm y 0,25mm, y un 35% entre 0,25mm y 0,5mm; estos valores son aproximados. Se puede trabajar con la arena más parecida que sea fácil adquirir en la cantidad necesaria, (unos 10 metros cúbicos), con una tasa de abastecimiento de hasta 0.5 metros cúbicos por hora.

La escala de los sedimentos en el modelo debería ser también igual a la escala de longitudes; sin embargo, la construcción de una distribución de tamaños exactamente igual a la del prototipo es difícil, y además, el IHH reportó dificultades para obtener arenas de grano inferior a 0.5 mm, en cantidades suficientes. Por estas razones, se decidió calcular las tasas aproximadas de transporte sólido en el modelo con un diámetro de 0.5 mm, pero se sugirió obtener una mezcla de arenas con un 65% entre 0,10 milímetros, (mm), y 0,25mm, y un 35% entre 0,25mm y 0,5mm; tamaños más grandes podrían aparecer ocasionalmente.

El volumen total de arena para el abastecimiento del modelo debe ser por lo menos de  $10 \text{ m}^3$  para poder suministrarlo siempre seco. La tasa probable de abastecimiento puede llegar a  $0.5 \text{ m}^3/\text{hora}$  y los ensayos pueden durar entre 3 y 4 horas cada uno.

Los sedimentos del río fueron caracterizados mediante 15 muestras tomadas en diferentes partes del lecho del río, dentro del área de interés. La localización de algunos de esos muestreos aparece en la figura 1. Los tamaños recolectados para el laboratorio estuvieron limitados a 1.5" o 37.5 mm, a pesar de que el lecho posee tamaños más grandes. Solo una de las muestras contenía material hasta de 2.5" o 63.5 mm.

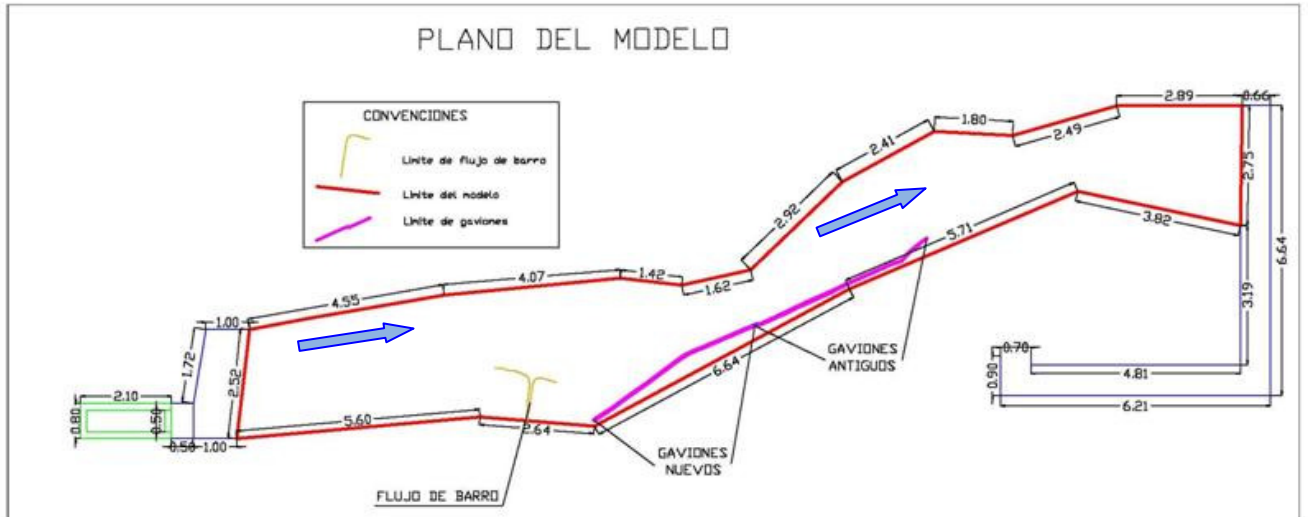
En el laboratorio, las muestras se separaron en materiales gruesos, (sobre 4.5 mm), y finos, ( $0.15 \text{ mm} \leq D \leq 4.5 \text{ mm}$ ). En general los materiales más gruesos o gravas, representaban más del 65% del material, en tanto que las gravas más finas y arenas, ( $< 2 \text{ mm}$ ), representaban cerca del 35%. El D50 de los materiales gruesos fue de 0.4mm mientras que el D50 de las arenas fue de 1.2 mm. Considerando estas condiciones en el prototipo, se seleccionó para el modelo una arena entre 5mm y 0.7mm con un D50 de 0.4mm.

## **CONSTRUCCIÓN DEL MODELO**

El modelo se construyó con una escala longitudinal de 1:75 y una escala vertical probable de 1:75. El tramo escogido fue, como ya se dijo, aquel entre las estaciones 6 y 24 del levantamiento topográfico, con una distancia total de 1800m en el prototipo y 24m en el modelo, que pasan a ser cerca de 30m para dar campo al sector de entrada y salida del modelo y a los puntos de abastecimiento y entrega de sedimentos.

El modelo se construyó dentro de un tanque impermeable con paredes de mampostería de ladrillo, y la pendiente del tramo se estableció llenando el tanque con grava gruesa sobre la cual se colocaron varias capas de arena, la última de las cuales de unos 10 a 15 cm era arena seleccionada de la que se utilizó en el abastecimiento del modelo. La bomba tiene una capacidad de 20 lts/seg y se dispuso un vertedero rectangular para medir el caudal de entrada. Las mediciones de profundidad se realizaron a lo largo de 5 secciones, sobre las cuales se instalaron puentes fijos con agujas de precisión. El ancho máximo del tanque era de 2.50m.

El modelo se construyó entre los meses de Junio y Julio de 2010 en el Instituto de Hidráulica e Hidrología, y sus dimensiones finales se indican en la figura 2. El lecho final se obtuvo mediante ensayos de flujo con abastecimiento sólido hasta lograr un lecho estable con pendiente de 2.1%. la operación se inició en el mes de Octubre y continúa hasta la fecha.



**Figura 2.** Vista de planta del modelo Construido en el IHH de la UMSA, en La Paz, Bolivia



**Figura 3.** Tanque de mampostería de ladrillo para el modelo, Julio de 2010



**Figura 4.** Construcción del lecho del modelo



**Figura 5.** Lecho del modelo sobre el fondo de grava



**Figura 6.** Modelo terminado con lecho final y estructuras de protección, Agosto 2010

## **CALCULO INICIAL DEL ABASTECIMIENTO SÓLIDO**

Dado que el abastecimiento sólido del modelo es variable, y que los cálculos sedimentológicos dan resultados aproximados únicamente, la determinación de las tasas de abastecimiento en el modelo obedecen a un proceso de ensayo y error. Los cálculos iniciales se realizaron con el programa de computador BEDLOAD, creado originalmente en la Universidad de California en Berkeley, y subsecuentemente modificado para incluir nuevos desarrollos computacionales y de la teoría del transporte de sedimentos. El programa asume que el flujo es uniforme y, dado que no hay información de campo sobre el flujo en el río, se utilizó el criterio de Ordóñez sobre la concentración del flujo, (1), con base en una sección rectangular de ancho dado y una descarga total uniformemente repartida en este ancho.

El modelo produce resultados en Kg/hora, los cuales se pasan a baldes/hora considerando baldes estándar de 10 litros, que se utilizan para llenar el abastecedor, como se indica en la tabla 1. A partir de estos valores se realiza en el modelo el procedimiento de ensayo y error para determinar las tasas finales de abastecimiento para cada caudal; la tasa final será aquella que permita mantener un lecho estable, sin obvios fenómenos de socavación o sedimentación generalizada. El procedimiento fue exitoso, y las tasas finalmente utilizadas se indican en la misma tabla.

**Tabla 1.** Cargas sólidas estimadas inicialmente para la operación del modelo

<b>Q (lts/seg)</b>	<b>Qs (Kg/día)</b>	<b>Qs (lts/hora)</b>	<b>Qs (baldes/hora)</b>	<b>Qs Final (baldes/hora)</b>
0.60	1440	40	4	--
3.0	3600	100	10	9.5
5.0	5040	140	14	25.7
7.0	5760	160	16	45
12.0	10,080	280	28	--

## **OPERACIÓN DEL MODELO**

El modelo se operó inicialmente en el IHH con descargas bajas de 0.6 y 1.0 lts/seg. Estas corridas se realizaron durante el ajuste del lecho y para probar el funcionamiento del modelo y los equipos de medición, y no se midieron en detalle.

En una segunda etapa, se realizaron tres experimentos con caudales altos, repitiendo cada uno varias veces, a fin de ajustar la tasa de abastecimiento sólido, mejorar y complementar las series de mediciones, la instrumentación y las técnicas de medición, garantizando además la repetibilidad de los resultados. Se utilizaron caudales de 3, 5 y 7 lps en el modelo, y se midieron profundidades de flujo, velocidades medias y profundidades de socavación en la vecindad de las estructuras de protección de las orillas. A continuación se presentan los resultados de esos experimentos y las observaciones sobre el comportamiento de los flujos.

### **ENSAYOS 01 CON DESCARGA DE 3 lps**

Se suministró agua y sedimentos a través de una apertura rectangular en el canal de acceso, de 50cm de, (37,5 m en el prototipo), unos 6.0 metros aguas arriba del arranque del muro de protección existente a lo largo de la margen derecha del río.

Invariablemente, el flujo se dividió rápidamente y ya había formado dos canales bien definidos al momento de alcanzar el arranque del muro defensivo existente; en diferentes ocasiones durante la prueba, el flujo principal se mantuvo a lo largo de la margen derecha, atacando primero la desembocadura de dos afluentes laterales que producen en el prototipo una descarga concentrada de lodos en forma frecuente, aguas arriba de la comunidad de Huayhuasi, cuya protección es central al proyecto que se estudia. Este sitio es importante y se representó en el modelo por una zona dura, dado que se forma allí un delta de sedimentos que influye sobre los flujos a lo largo de la margen derecha.

De este punto en adelante, el flujo se dirigió hacia el primer sector del muro defensivo, atacando en ocasiones su porción media, (hasta el primer cambio de dirección), o tratando de

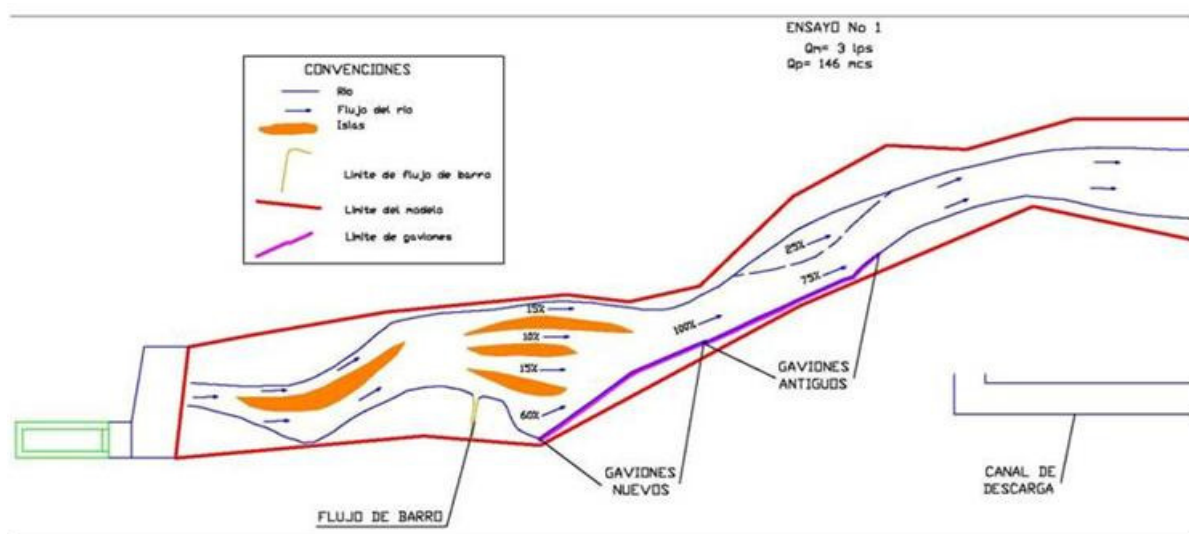
meterse por detrás de la estructura. Aguas abajo, el flujo se mantuvo pegado al muro, con un chorro parcialmente deflectado hacia el centro del canal.

El Segundo canal se organizó a lo largo de la margen izquierda dejando una isla en medio de la corriente, como se aprecia en el esquema de la figura 7. Este canal fue casi siempre de menor intensidad de flujo; la corriente se mantuvo a la izquierda en el sector de la contracción del cauce y luego se dirigió de nuevo hacia la margen derecha convergiendo para fluir como un solo canal a lo largo de la porción final del defensivo, con tal concentración de flujo que siempre se presentaron condiciones de flujo ondulatorio, cuyas crestas casi siempre superaron la altura del defensivo, que en este sector es más antiguo, más bajo y está más deteriorado en el prototipo.

Si el flujo no sobrepasó la altura del muro en el sector final, fue porque en el modelo se representó más alto que el del prototipo en 1.5 cm que son 1.10m en la realidad; también porque el flujo hiperconcentrado no siempre estuvo pegado a la estructura sino separado de ella por 1 a 2 cm en el modelo. Aguas abajo de la estructura el flujo se volvió a dividir y la concentración del flujo fue menor hacia el final del modelo.

Las velocidades del flujo se midieron mediante flotadores en la superficie y mediante partículas sedimentarias gruesas a lo largo del fondo, usadas como trazadores, dado que la intensidad del transporte no permitió el uso de equipos de precisión. Tres sectores del modelo se escogieron para realizar las mediciones; el primero estaba aguas arriba del muro y tenía 3.50 m de largo en el modelo; el segundo se localizó a lo largo del sector contraído del modelo, segunda porción del muro defensivo, y tenía 1.95 m de longitud en el modelo; el tercer sector, con una longitud de 4.50m en el modelo se localizó a lo largo del tercer sector del muro de protección.

La figura 7 muestra la condición estable de flujo en el modelo para esta prueba. Las tablas 2 y 3 muestran las mediciones realizadas y los valores correspondientes en el prototipo. Las figuras 8 a 10 muestran algunas de las propiedades del flujo concentrado de gran inestabilidad superficial.



**Figura 7.** Conformación del lecho para condición estable del flujo con caudal de 3 lps en el modelo



**Tabla 2.** Mediciones durante la prueba con caudal de 3 lps

Tramo No	No. de canales	Ancho (cm) *	Vel. Media (m/sec) *	Tirante (cm) *	q * (lps/cm)	Tirante máximo (cm) *	Tirante mínimo (cm) *	Máxima socavación (cm) *	sitio
1	2	30-50	0.56	1.8	0.09	4	2	2	(1)
2	4	10-25	0.47	1.5	0.08	4	2	--	--
3	1	20	0.69	2.0	0.09	4	2.5	2	(2)

❖ Mediciones en el canal de mayor concentración de flujo . Sitio (1) primer quiebre del muro. Sitio (2) último sector del muro.

**Tabla 3.** Mediciones en el prototipo, para la prueba de de 3 lps. Caudal en el prototipo de 146 mcs

Tramo No	No. de canales	Ancho (m) *	Vel. Media (m/sec) *	Tirante (m) *	q * (mcs/m)	Tirante máximo (m) *	Tirante mínimo (m) *	Máxima socavación (m) *	Sitio
1	2	22-38	4.8	1.5	5.8	3.0	1.5	1.5	(1)
2	2	7-19	4.1	1.12	5.8	3.0	1.5	--	--
3	1	15	6.0	1.12	5.8	3.0	1.9	1.5	(2)

Los valores de la profundidad son valores promedio de todas las medidas tomadas en el campo de flujo, y no representan la profundidad puntual máxima en el sitio de mayor concentración del flujo. El caudal por unidad de ancho es un valor promedio sobre todo el ancho del canal de mayor concentración de flujo, pero no representa el valor máximo local dentro de ese ancho. Las profundidades máxima y mínima en la tabla si representan esos puntos locales de mayor concentración del flujo dentro de la sección, en la cresta de las ondulaciones superficiales observadas. De acuerdo con la teoría de Ordóñez, (3), la concentración máxima del flujo se puede calcular de acuerdo con la ecuación :

$$q_{max} = 1.271q^{1.271}$$

De esta manera el valor máximo debería haber sido de 11.9 mcs/m, con una profundidad crítica de 2.44m, (3.25 cm en el modelo), y la máxima profundidad o tirante pudo haber llegado hasta 3.42 m o 4.6 cm en el modelo, con la mínima en 1.71 m o 2.27 cm en el modelo, valores muy parecidos a los efectivamente medidos, con el margen de error de medición esperado.



**Figura 8.** Las discontinuidades de la pared generan ondas



**Figura 9.** Superficie ondulada del flujo cerca del muro en el tramo intermedio, cerca del angostamiento

## **ENSAYOS 02 CON CAUDAL DE 5 LPS**

Nuevamente se suministró agua y sedimentos a través de una apertura rectangular en el canal de acceso, de 50cm de, (37,5 m en el prototipo), unos 6.0 metros aguas arriba del arranque del muro de protección existente a lo largo de la margen derecha del río.

El flujo se dividió rápidamente y formó nuevamente dos canales bien definidos antes de alcanzar el arranque del muro de protección; durante la prueba, el flujo principal fluctuó entre los dos canales, pero se produjo en forma predominante a lo largo de la margen derecha, atacando primero la zona de depositación de los dos afluentes laterales que se representó en el modelo por una zona dura; de este punto en adelante, el flujo se dirigió hacia el primer sector del muro defensivo, atacando en ocasiones su porción media, (hasta el primer cambio de dirección), y manteniéndose luego pegado al muro, hasta recorrerlo totalmente a lo largo de su sección inferior con alguna deflexión debida al cambio de dirección.

El segundo canal se formó en la margen izquierda dejando una isla en medio, (figura 11). Este canal fue casi siempre de menor intensidad de flujo, se mantuvo a la izquierda en el sector de la contracción del cauce, y luego se dirigió hacia la margen derecha convergiendo con el otro para fluir como uno solo a lo largo de la porción final del defensivo; en este sector, la concentración de caudal fue tal, que siempre se presentó flujo ondulatorio, con crestas por encima de la altura del defensivo, que en este sector es más antiguo, más bajo y está más deteriorado en el prototipo. Si el flujo no sobrepasó la altura del muro, fue porque en el modelo se construyó más alto en 1.5 cm, que son 1.10m prototipo; también porque el flujo concentrado no siempre estuvo pegado a la estructura sino separado en 1 a 2 cm. Aguas abajo de la estructura, el flujo se volvió a dividir y la concentración de caudal fue menor.

Las velocidades de la corriente se midieron como en el caso anterior mediante flotadores en la superficie, y mediante partículas sedimentarias gruesas a lo largo del fondo, usadas como trazadores, a lo largo de los mismos tres sectores del modelo ya descritos. La figura 11 muestra la condición estable de flujo en el modelo para esta prueba. Las tablas 4 y 5 muestran las mediciones realizadas y los valores en el prototipo. Las figuras 12 a 17 muestran algunas de las propiedades del flujo concentrado de gran inestabilidad superficial en el experimento.

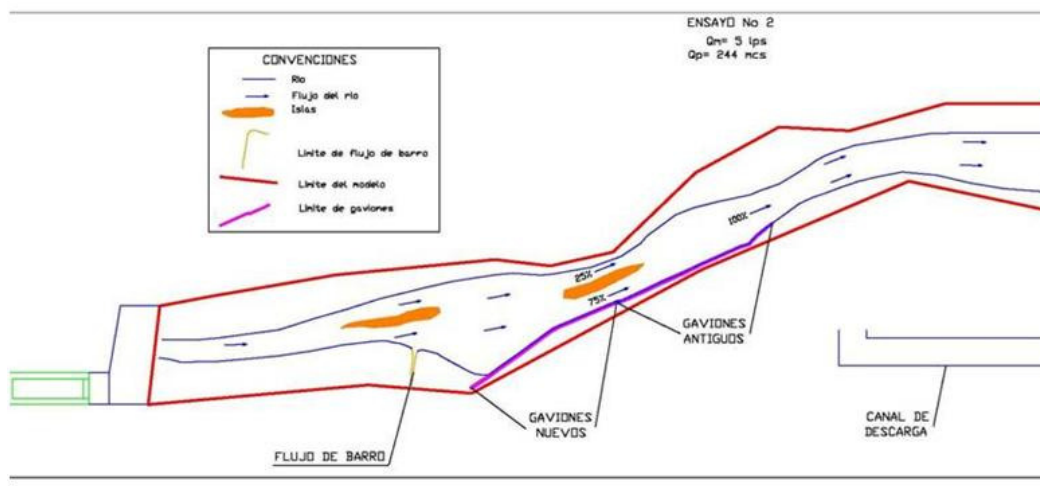


Figura 11. Estado estable para la prueba 02 con caudal de 5 lps en el modelo

Tabla 4. Mediciones en el modelo durante la prueba con 5 lps

Sector No	No. de Canales	Ancho (cm) *	Vel. Med. (m/sec) *	Tirante (cm) *	q * (lps/cm)	Tirante máx (cm) *	Tirante min (cm) *	Soc. máx (cm) *	Sitio
1	1 a 3	20-60	0.63	2.5	0.09	4	2	3	(1)
2	2	20-80	0.41	2.0	0.07	4	2	--	--
3	1	30	0.75	3.3	0.16	7	3	4	(2)

❖ Mediciones en el canal de mayor concentración de flujo . Sitio (1) primer quiebre del muro. Sitio (2) último sector del defensivo

Tabla 5. Mediciones en el prototipo durante la prueba con 5 lps en el modelo. Caudal prototipo de 244 mcs

Sector No	No. de Canales	Ancho (m) *	Vel. Media (m/sec) *	Tirante (m) *	q * (mcs/m)	Tirante máx (m) *	Tirante min (m) *	Soc. máx (m) *	Sitio
1	1 a 3	15-45	5.5	1.88	5.8	3.0	1.5	2.25	(1)
2	2	15-60	3.6	1.50	4.5	3.0	1.5	--	--
3	1	22.5	6.5	1.88	10.41	5.25	1.9	3.00	(2)

Solo las profundidades máxima y mínima en la tabla representan los puntos locales de mayor concentración del flujo dentro de la sección, en la cresta de las ondulaciones superficiales observadas. Calculando nuevamente con la ecuación de Ordóñez, (3), la concentración máxima del flujo se puede calcular como 11.9 mcs/m, con una profundidad crítica de 2.44m, (3.25 cm en el modelo), y la máxima profundidad o tirante pudo haber llegado hasta 3.42 m o 4.6 cm en el modelo, con la mínima en 1.71 m o 2.27 cm en el modelo, valores muy parecidos a los efectivamente medidos, con el margen de error de medición esperado.



**Figura 12.** Ondulación de superficie pegada a la porción media del muro defensivo



**Figura 13.** Ataque inicial y desborde sobre el muro en el sector de arranque aguas arriba



**Figura 14.** Ondas de gran tamaño en el sector medio del muro defensivo, aguas abajo del primer quiebre



**Figura 15.** Superficie ondulada y desborde en el primer sector del muro, aguas arriba



**Figura 16.** Ondulaciones de superficie en el sector final del muro, aguas abajo



**Figura 17.** Ondulación de superficie en el sector final del muro, cerca del desborde

### **ENSAYOS 03 CON CAUDAL DE 7 LPS**

Se suministró agua y sedimentos a través de la apertura rectangular en el canal de acceso, de 50cm de, (37,5 m en el prototipo), unos 6.0 metros aguas arriba del arranque del muro de protección existente a lo largo de la margen derecha del río.

El flujo se dividió otra vez a la salida, y formó nuevamente dos canales bien definidos antes de alcanzar el arranque del muro de protección; en diferentes ocasiones durante la prueba, y en forma enteramente similar a lo acontecido en las anteriores pruebas, el canal principal se conformó a lo largo de la margen derecha, con ataque de la corriente principal, inicialmente, sobre la zona dura que representa los depósitos de la descarga de los dos afluentes laterales a la entrada de Huayhuasi, y la tendencia del flujo a penetrar por detrás de la estructura en el arranque de la misma; de este punto en adelante, el flujo se dirigió hacia el sector medio del muro defensivo, (hasta el segundo cambio de dirección), y manteniéndose luego pegado al muro, hasta recorrerlo totalmente a lo largo de su sección inferior con alguna deflexión en los puntos de cambio de dirección.

El Segundo canal se formó a lo largo de la margen izquierda dejando una isla en medio del canal, como se aprecia en el esquema de la figura 18. Este canal tuvo casi siempre menor intensidad de flujo; la corriente, en este caso, se mantuvo a la izquierda en el sector de la contracción del canal, y luego se dirigió de nuevo hacia la margen derecha convergiendo con la del canal principal para fluir como un solo canal a lo largo de la porción final del defensivo, con tal concentración de flujo que siempre se presentaron condiciones de flujo ondulatorio, cuyas crestas casi siempre superaron la altura del defensivo, que en este sector es más antiguo, más bajo y está más deteriorado en el prototipo. Si el flujo no sobrepasó la altura del muro, fue porque en el modelo éste se representó más alto que el del prototipo en 1.5 cm, que son 1.10m en la realidad; también porque el flujo superconcentrado no siempre estuvo pegado a la estructura sino separado de ella por 1 a 2 cm en el modelo. Aguas abajo de la estructura el flujo se volvió a dividir y la concentración del flujo fue menor hacia el final del modelo.

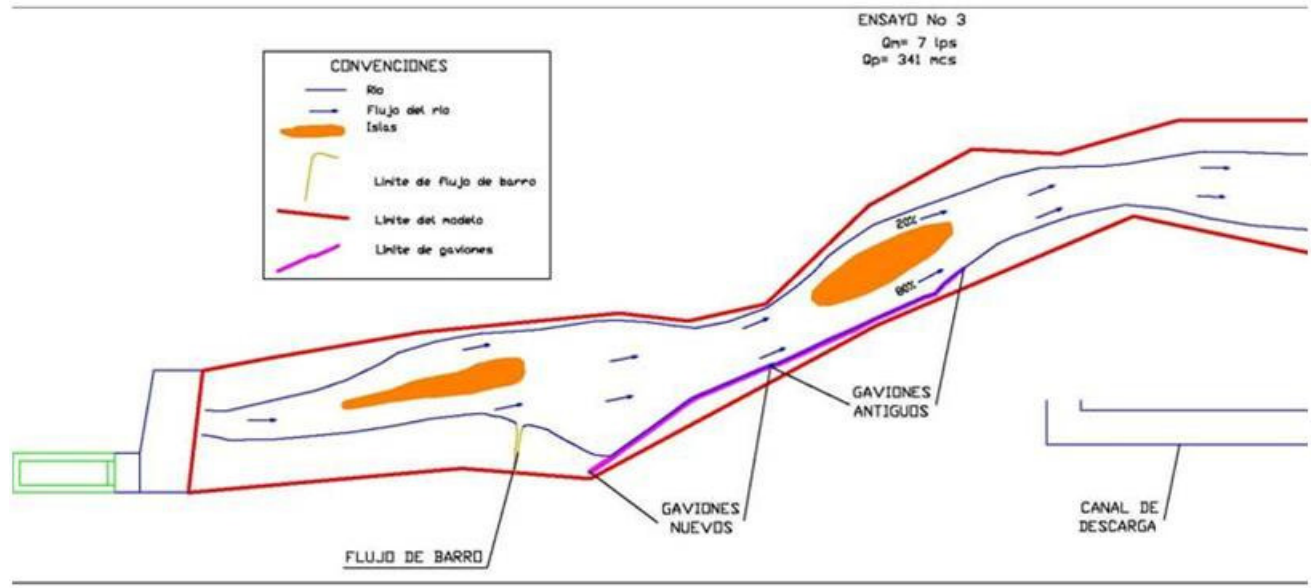
Las velocidades del flujo se midieron mediante flotadores en la superficie y mediante partículas sedimentarias gruesas a lo largo del fondo, usadas como trazadores, a lo largo de los mismos tres sectores del modelo ya descritos.

La figura 18 muestra la condición estable de flujo en el modelo para esta prueba. Las tablas 6 y 7 muestran las mediciones realizadas y los valores correspondientes en el prototipo. Las figuras 18 a 23 muestran algunas de las propiedades del flujo concentrado de gran inestabilidad superficial, durante el experimento.

**Tabla 6.** Mediciones en el modelo, durante la prueba con caudal de 7 lps

Sector No	No. de Canales	Ancho (cm) *	Vel. Med. (m/sec) *	Tirante (cm) *	q * (lps/cm)	Tirante máx (cm) *	Tirante min (cm) *	Soc. máx (cm) *	Sitio
1	2	30	0.71	3.0	0.14	7.0	3.5	5.0	(1)
2	1	35	0.52	3.3	0.16	7.0	3.5	--	--
3	2	25-40	0.98	3.3	0.16	7.0	3.5	5.0	(2)

❖ Mediciones en el canal con la mayor concentración del flujo. Sitio (1) Primer quiebre en la pared. Sitio (2) Último tramo del muro.



**Figura 18.** Estado estable durante la prueba 03 con caudal de 7 lps en el modelo

**Tabla 7.** Mediciones en el prototipo para la prueba de 7 lps. Caudal prototipo de 341 mcs

Sector No	No. de Canales	Ancho (m) *	Vel. Media (m/sec) *	Tirante (m) *	q * (mcs/m)	Tirante máx (m) *	Tirante min (m) *	Soc. máx (m) *	Sitio
1	2	22.50	6.15	3.0	9.02	4.5	1.88	3.8	(1)
2	1	26.25	4.50	3.3	10.6	4.5	1.88	--	--
3	2	19-30	8.50	3.3	10.6	4.5	1.88	3.8	(2)

De acuerdo con la ecuación de Ordóñez, (3): la máxima concentración del flujo sería de 25.54 mcs/m, con una profundidad crítica de 4.05m, (5.40 cm en el modelo), en tanto que las máximas profundidades deberían ser de 5.7 m o 7.6 cm en el modelo, y las mínimas de 3.8 cm en el modelo, valores muy similares a los realmente medidos, considerando los márgenes de error esperados con el equipo de medición utilizado.



**Figura 19.** Ondulación de superficie a lo largo de la porción superior del muro y deflexión parcial del flujo en el quiebre



**Figura 20.** Flujo en la porción inferior del canal

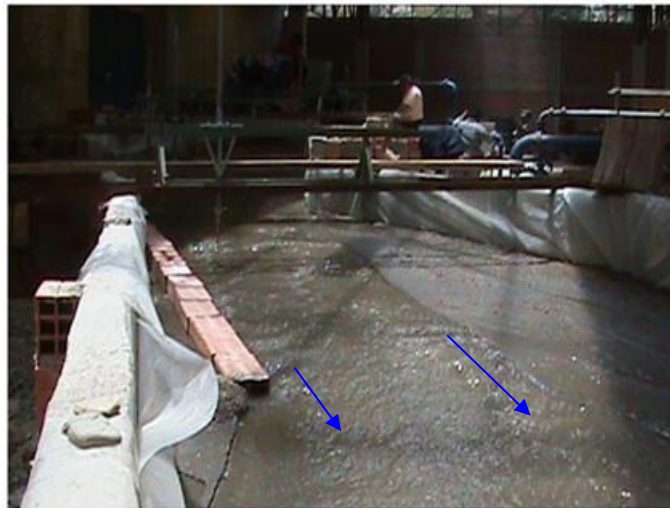


**Figura 21.** Ondulaciones y concentración del flujo a lo largo de la porción inferior del muro





**Figura 22.** División del flujo aguas arriba. Foto mirando hacia aguas abajo



**Figura 23.** Flujo a lo largo de la porción inferior del defensivo. Notar dos canales

## CONCLUSIONES

La construcción y operación del modelo físico de fondo móvil del río La Paz fue exitosa y permitió corroborar muchas de las condiciones de los torrentes de montaña de característica trezada, de acuerdo con las observaciones y recomendaciones del autor principal, (3).

Dado que no existen conocimientos previos sobre el comportamiento de la corriente en época de avenidas, observado por personal técnico entrenado en hidráulica, la operación del modelo realmente ha suministrado información nueva y específica, que permite el entendimiento de este tipo de ríos y su interacción con las obras de protección que se construyen. Un modelo con fondo fijo o con fondo móvil pero sin abastecimiento sólido, no podría haber reproducido correctamente la dinámica de los flujos de avenida, la forma como la corriente se divide, o la naturaleza ondulada e inestable de la superficie en la zona de concentración del caudal. Algunas de las principales características que fueron observadas, y específicamente aquellas que se refieren a la interacción con el muro existente, se anotan a continuación :

1. En todos los casos es claro que un canal único de flujo es muy poco común en este tipo de ríos. Aún para los caudales más altos que se utilizaron, el flujo se dividió siempre en dos y a veces hasta 4 canales.
2. La división del flujo no garantiza la uniformidad de la distribución del caudal en la sección transversal. La existencia de una estructura ondulatoria fuerte en la superficie a lo largo de ciertas zonas de flujo, demuestra que en esas zonas el caudal por unidad de ancho es mayor que en las zonas con superficie uniforme y estable, constituyendo chorros de flujo concentrado rodeados de flujo de menor concentración. Las corrientes a lo largo de estas zonas de mayor concentración del caudal son responsables por el ataque principal y más destructivo sobre los muros de defensa, y también por los desbordes sobre los muros.
3. Las condiciones de flujo son “críticas” a lo largo de los flujos de mayor concentración, que constituyen los patrones más importantes en el diseño o rediseño de obras de protección. El problema de mayor interés no es, que tan alto es el caudal total de la avenida, sino que tan alta puede llegar a ser la concentración del flujo en los chorros principales y las corrientes divididas; aún las avenidas de menor caudal pueden llegar a ser altamente destructivas, aproximándose a los niveles de ataque de las avenidas más altas, dado que el caudal por unidad de ancho es en buena medida independiente del total.
4. La altura de las estructuras se debe diseñar con la máxima elevación de las crestas de las ondulaciones, que se ha encontrado que podrían llegar a ser hasta un 40% mayores que la profundidad “crítica” para el caudal por unidad de ancho del flujo concentrado.
5. Las fuerzas laterales contra las estructuras pueden llegar a ser muy altas, y deben ser calculadas de acuerdo con el impacto que pueden generar las corrientes a las altas velocidades que se registran en los valles de las ondulaciones, velocidades que pueden alcanzar valores hasta un 45% más altos que la velocidad “crítica” del flujo concentrado.
6. Los factores de seguridad contra el deslizamiento y el volcamiento de las estructuras deben ser calculados como si los flujos las atacaran en forma normal al alineamiento, con las velocidades anotadas en (5), y con factores de impacto y de pulsación como las que pueden adicionar los flujos ondulatorios periódicos. Esta recomendación no está basada en mediciones, pero se puede corroborar con instrumentación adecuada en el modelo.
7. Para condiciones de flujo torrencial como las del cauce del río La Paz, los muros de defensa longitudinales deben preferirse a las estructuras transversales al flujo, como espolones o espigones, aún con ángulos bajos con la dirección de la corriente. Los muros deben ser largos y rectos, sin quiebres pronunciados o discontinuidades que puedan generar ondas transversales, y para evitar los efectos de deflexión parcial y/o total que se observaron; ambos fenómenos contribuyen a generar inestabilidad y mayor profundidad.
8. Bajo las condiciones de flujo que se ensayaron en el modelo, con caudales desde 30 mcs hasta 340 mcs, las condiciones de máxima concentración del flujo variaron entre 5 y 11 metros cúbicos por segundo por metro de ancho, (mcs/m), las velocidades promedio del flujo estuvieron entre 4 y 8.50 m/seg y las profundidades entre 1 y 4 metros.
9. Para calcular los parámetros críticos de diseño de los flujos, se pueden utilizar las ecuaciones sugeridas por Ordóñez, (3), para calcular la máxima concentración del flujo, y las condiciones registradas en los numerales 4 y 5 de la presente lista.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- (1) Montaña, J.L. “Proyecto piloto 3 (pp3) - Adaptación participativa para la construcción de defensivos para las poblaciones de Huayhuasi y el Palomar - propuesta de obras hidráulicas”. La Paz, Bolivia, Diciembre, 2008.
- (2) Ordóñez, J.I. “Mainstreaming adaptive river defense Huayhuasi & el Palomar settlements river training works in la Paz river analysis of proposed works and recommendations”. Expert Evaluation Report for the IBRD. Bogotá, Mayo 2009.
- (3) Ordóñez, J.I. “El Régimen del Flujo y la Morfología de los cauces Aluviales”. Editorial de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Septiembre, 2010.



Instituto de Recursos Hídricos



Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías



Universidad Nacional de Santiago del Estero



Instituto Nacional del Agua



Subsecretaría de Recursos Hídricos



Agencia Nacional de Promoción Cient. y Tec.



Gobierno Prov. de Santiago del Estero



Ministerio de la Producción



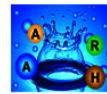
Secretaría del Agua



Secretaría de Desarrollo, Ciencia y Tecnología



Consejo Prof. de la Ingeniería y Arq.



Asociación Argentina de Recursos Hídricos



Asoc. Internacional de Investig. Hidroamb.



Comisión Regional del Río Bermejo



CORPORACION ARGENTINA TECNOLÓGICA S.A. INGENIERIA CIVIL E HIDRAULICA

