

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOCAVACIÓN EN CEPA CIRCULAR PRODUCTO DE INUNDACIONES RELÁMPAGO (FLASH FLOODS)

J. Padilla Riquelme¹, M. Villagrán Valenzuela², D. Caamaño Avendaño³

RESUMEN:

Las crecidas o inundaciones son uno de los fenómenos fluviales e hidrológicos más problemáticos y significativos de estudiar para el diseño de estructuras hidráulicas. Entre los tipos de crecidas, se encuentra una denominada relámpago (i.e. flash flood), que posee como principal característica, que la elevación del nivel del flujo se origina en un tiempo muy reducido (i.e. segundos o minutos). El presente estudio tiene la finalidad de cuantificar el efecto morfológico de éstos eventos, en referencia a la socavación local, a través de experiencias de laboratorio. Se planteó un setup de 24 ensayos en el canal de pendiente variable de la UCSC (i.e. 5 m de largo y 0.32 m de ancho). Se consideró una cepa de sección circular aislada montada sobre un lecho de arena móvil para flujos con pendientes entre 0° y 2°. Se genera la crecida y se levanta un modelo de elevación digital del terreno para caracterizar las fosas de socavación para cada uno de los ensayos. Se registran las variables hidráulicas que posteriormente son utilizadas en un análisis dimensional. Los resultados experimentales se comparan con métodos empíricos disponibles en la literatura. Los principales resultados indican que las fosas de socavación serían mayores para lechos con pendientes menor, sugiriendo atención en aquellos puentes ubicados en la costa donde predominan los lechos arenosos y las pendientes bajas.

PALABRAS CLAVES: Socavación local; Flash Flood; Onda de crecida.

ABSTRACT:

Floodings are one of the most problematic and significant fluvial and hydrological phenomena to study for the design of hydraulic structures. Among the types of floods, there is one of it called flash flood, which has as its major characteristic: the elevation of the stream level originates really quickly. It can be seconds or even minutes. The purpose of this study is to quantify the morphological effect of these events, in reference to local scouring through laboratory experiences. A setup of 24 tests was planned at the variable slope channel of the UCSC (i.e. 5m long and 0.32m wide). The study has four simple steps to develop a solid conclusion. Firstly, it was treated an isolated circular section strain, which was seated on a bed of mobile sand for streams with slopes between 0° and 2°. Secondly the flood was generated and soon after a digital elevation model of the field was made to characterize the scour pits for each of the tests. Thirdly the hydraulic variables were recorded and then used in a dimensional analysis. Finally, the experimental results are compared with empirical methods available in the literature. The main results indicate that scouring pits would be larger for lower slope beds. These results suggest us to pay attention to those bridges located on the coast where sandy beds and low slopes predominate.

KEYWORDS: Local scouring; Flash Flood; Flood wave

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jpadilla@ing.ucsc.cl

² Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, mwillagran@ucsc.cl

³ Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, dcaamano@ucsc.cl

1 INTRODUCCIÓN

Las inundaciones relámpago o flash flood, corresponde a una onda de crecida que perturba el estado inicial de una corriente fluvial, aumentando el caudal de forma repentina a través del tiempo, el cual se puede desarrollar en segundos o minutos, generando consecuencias catastróficas en el ámbito económico y humano (Espere, 2004). Por ejemplo, en Arizona, el 16 de Julio del 2017 se registró una inundación relámpago de un lapso de 58 segundos, provocando pérdidas en infraestructuras y aún más lamentable nueve vidas humanas, (AP, 2017), estas inundaciones pueden tener diferente origen, siendo la principal causa las lluvias de corta duración y de gran intensidad producto de tormentas eléctricas, como es el caso del ejemplo. De igual manera existen otras causas como fallas de represas o diques, desplazamiento de agua retenida por atasco de hielo, tsunamis, entre otros. Cabe mencionar que este fenómeno se puede manifestar en cualquier época del año y dependiendo de la topografía, las condiciones del suelo y la intensidad de lluvia, deriva a un impacto que puede ser de baja a gran intensidad.

A nivel estructural, las inundaciones son la causa número uno en colapso en puentes, (Briaud *et al.*, 2007; Lu *et al.*, 2010; Prendergast y Gavin, 2014), debido a la erosión local en la fundación de la estructura, cepa. Existen dos tipos de erosión o socavación, la generalizada y la local, (Figura 1.1(a)). La primera corresponde a la tendencia natural de un río aluvial a adquirir la profundidad de la corriente correspondiente al caudal que se presente, produciéndose a lo largo y ancho de un cauce (Rocha, 1998), en cambio la socavación local que principalmente ocurre durante las ondas de crecida (Hager y Unger, 2010; López *et al.*, 2014; Link *et al.*, 2017), es una fosa alrededor de una fundación, producto directo de las alteraciones del flujo generado por la estructura. Estas alteraciones pueden definirse como un aumento de las velocidades locales, o la formación de vórtices (Mery, 2013), (Figura 1.1,(b)).

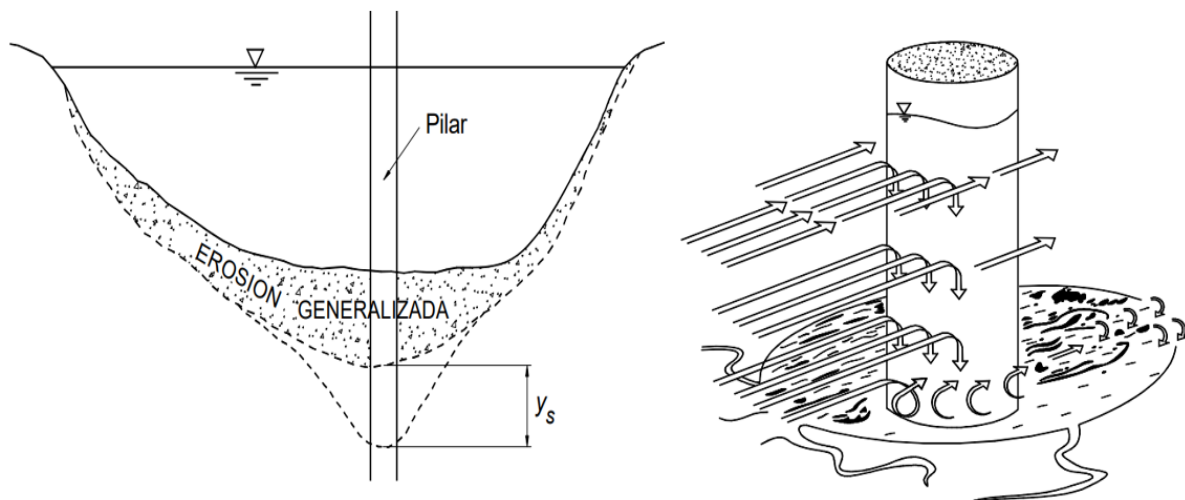


Figura 1.1. (a) Erosión local " y_s " con erosión generalizada., (b) Erosión local como fenómeno tridimensional, Fuente: Rocha, F. 1998.

Ante lo mencionado, esta investigación está enfocada en responder. ¿Cuánto puede afectar este tipo de crecida, el fenómeno de socavación local? La respuesta se busca por medio de experiencias de laboratorio, en las que se estudian los procesos de cambio en el lecho fluvial en las vecindades de una cepa aislada de sección circular. Se identifican las principales variables que influyen en el aumento de la socavación producto de un flash flood. Se cuantifica el verdadero significado del ensayo experimental, y se utiliza un análisis dimensional para contrastar estos resultados con ecuaciones empíricas de uso común en este tipo de estudios.

2 METODOLOGÍA

La investigación desarrollada, se basa en cuatro etapas fundamentales siendo éstas: (i) revisión del estado del arte, (ii) setup experimental, (iii) proceso experimental de flujo dinámico y (iv) cuantificación de socavación. La primera etapa consiste principalmente en la revisión de la literatura relacionada con el fenómeno de estudio, la que proporciona una base de información de las variables que influyen directamente en la socavación local en la estructura. Por medio de ésta se llevó a cabo el análisis experimental que se encuentra detallado en las siguientes etapas.

Las etapas posteriores (ii), (iii) y (iv), consisten en primer lugar en determinar las condiciones necesarias para llevar a cabo el experimento, basado en los recursos disponibles y a su vez que sea factible para la evaluación del fenómeno de estudio. Se diseñaron una serie de experimentos (24 en total), con diferentes condiciones que permitieron obtener la socavación experimental y las variables inducidas por la crecida del flujo, necesarias para implementar un análisis dimensional. Adicionalmente se evaluaron diferentes ecuaciones empíricas de socavación con el fin de analizar cuál de estas se ajusta más a la experiencia de laboratorio y a través de esto proyectar la socavación sobre un elemento estructural a escala real.

A continuación, se presenta un esquema representativo de la metodología empleada en la investigación, Figura 2.1, que se detallará posteriormente.

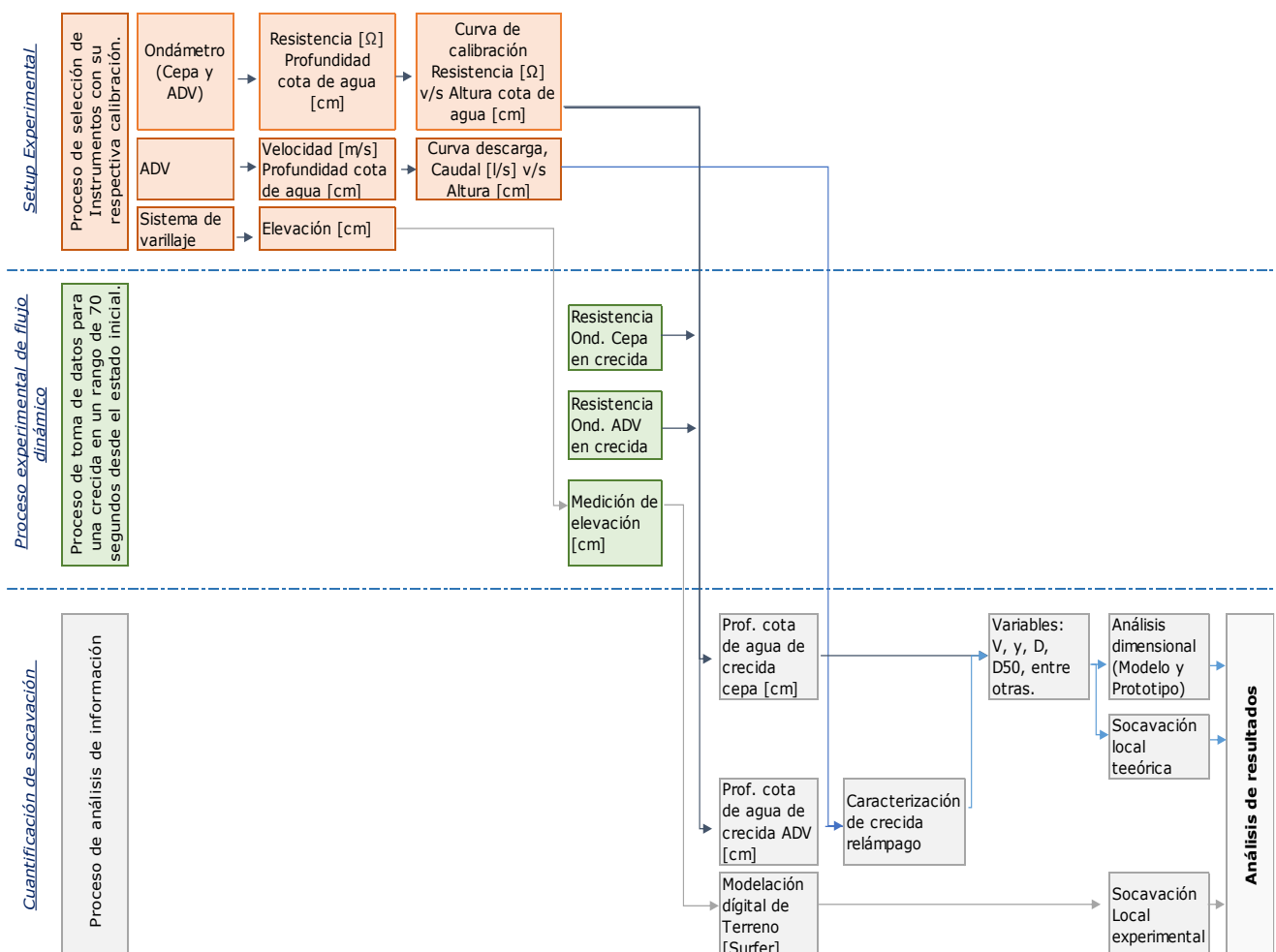


Figura 2.1. Esquema metodológico de proceso experimental.

2.1 Setup experimental

2.1.1 Instalación setup experimental

Los experimentos se llevaron a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, UCSC, Departamento de Ingeniería Civil. Este posee un canal de pendiente variable de 5.0 metros de longitud, con un ancho de 0.32 m y una profundidad de 0.62 m.

En la Figura 2.2, se presenta un esquema del montaje experimental, en el cual es posible observar que el canal está montado sobre dos estructuras de acero, donde la estructura de aguas abajo presenta un accionamiento de gato eléctrico, lo que facilita que el canal tenga un ajuste de pendiente hasta un máximo de -8° desde el eje horizontal. Además, este consta de dos estanques de almacenamiento de flujo, con una capacidad entre ambos de 1.8 m^3 , conectado a través de una serie de tuberías de PVC, de diámetro de 110 mm, que intersectan con una bomba que transporta un caudal máximo del sistema de 550 l/s. Controlada a través de un variador de frecuencia, ubicado en el panel de control, que va desde 0 rpm hasta 10.000 rpm como máximo, donde el rango experimental varía entre 4.000 hasta 7.000 rpm, dependiendo de la condición estudiada.

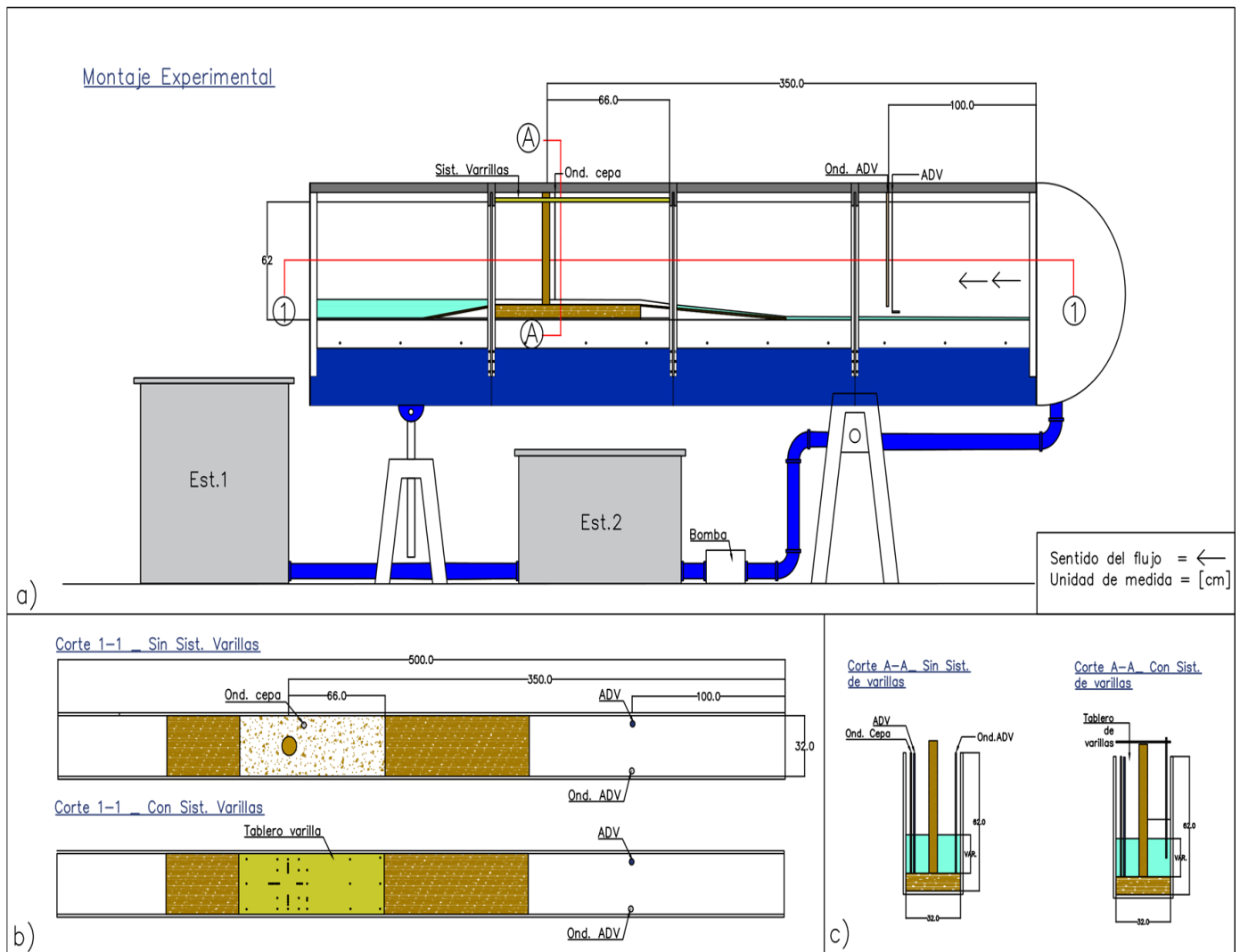


Figura 2.2. Montaje experimental. a) Vista frontal de setup, (b) Corte longitudinal del montaje y (c) Vista Transversal del setup. Fuente: Elaboración propia por medio de Software Civil 3D.

Para un mejor análisis del comportamiento de la socavación alrededor de la cepa, se procedió a limitar la zona de estudio dentro del canal, por lo cual se instaló un cajón de madera con dimensiones de 1.00 x 0.3 x 0.08 m, situado a 3.5 m, desde el comienzo de la dirección del flujo, (Figura 2.2). Unido a éste se implementaron dos rampas con un largo de 1 m y 0.5 m montadas diagonalmente, con la finalidad suavizar el flujo sobre el lecho de arena y evitar la generación de turbulencias producto de la forma del set up experimental.

Posteriormente se instaló la cepa, agregó la arena, y montaron los instrumentos de medición (ondámetros, ADV y sistema de varillaje), Figura 2.3. Cabe señalar que, para prevenir infiltraciones en el cajón, se sellaron todos los espacios de éste y las rampas, con espuma poliuretano.

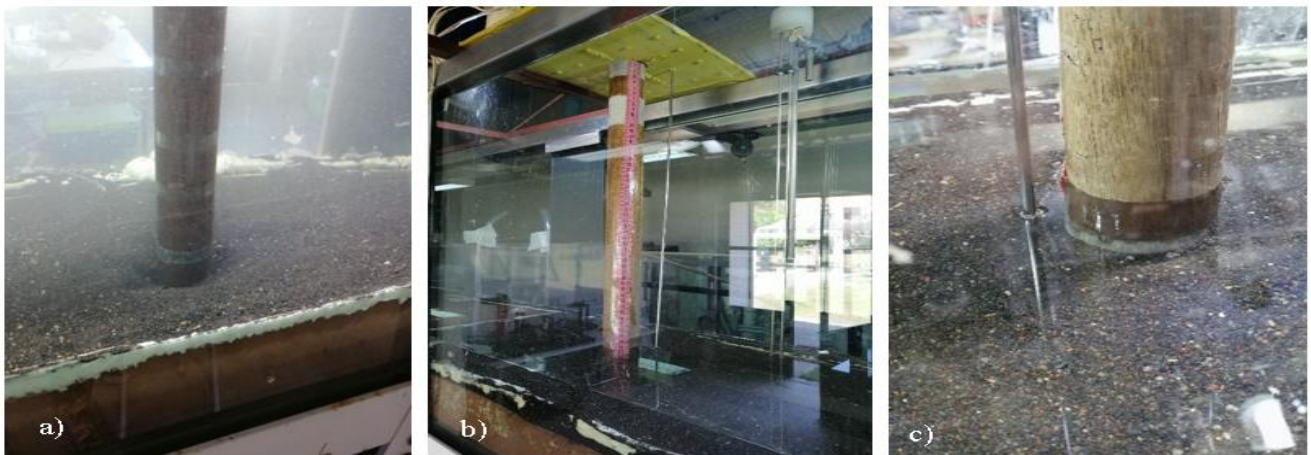


Figura 2.3. (a) Cepa circular en lecho arenoso, (b) Sistema de varillaje y ondámetro cepa y (c) Sistema de varilla en estado inicial del flujo.

2.1.2 Parámetros físicos

En el ámbito de socavación local los parámetros a considerar dependerán del fluido, flujo, de lecho de fondo, obstáculo y campo de fuerzas. (Mery M., 2013). De esta manera se identifican la densidad y viscosidad cinemática del fluido, ángulo de incidencia de la corriente, densidad y tamaño representativo del sedimento, ancho y largo de la cepa y la aceleración de gravedad, respectivamente. Entre los parámetros físicos más representativo para el estudio se encuentran los siguientes:

2.1.2.1 Cepa

La cepa de estudio posee un diámetro de 5 cm, ubicada a 66 cm del borde de aguas arriba del cajón. Esta distancia de ubicación, se consideró para que erosión generalizada no afecte en las mediciones de la socavación local alrededor de la cepa, tras observaciones de varios experimentos preliminares en el transcurso de la investigación.

2.1.2.2 Sedimento

El sedimento empleado es arena gruesa Bío Bío, con un diámetro de sedimento o diámetro medio d_{50} de 0.66 mm y un diámetro d_{90} de 1.8 mm, (Figura 2.4).

Basado en las propiedades de las partículas individuales de los sedimentos, “la mayoría de los sedimentos naturales tienen una densidad similar a la del cuarzo, que típicamente es de $\rho_s = 2650$ [kg/m³]” (Mery M., 2013), por ende se considerará este valor como densidad de sedimento, lo que implica una densidad relativa de $S = 2.65$.

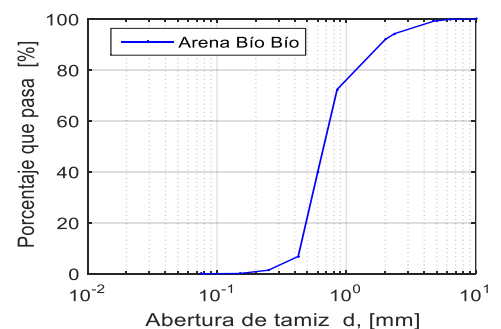


Figura 2.4. Curva granulométrica, Arena Bío Bío.

2.1.3 Instrumentos de mediciones

Con el fin de estimar las variables hidrodinámicas del flujo, correspondiente a profundidad del agua, velocidad media y caudal circulante. Además de la socavación experimental, se emplearon los siguientes instrumentos de medición:

2.1.3.1 Ondámetro

El setup experimental consta de dos ondámetros, con el fin de caracterizar la onda de crecida. Éstos están ubicados a 1 m y 3.5 m desde el inicio del flujo, Figura 2.3, denominados Ondámetro ADV y Ondámetro Cepa, respectivamente.

El ondámetro consta de dos varillas paralelas (Figura 2.3 (b)), unidas a un núcleo que posee una conexión BNC, lo que permite ingresar una corriente continua al instrumento por medio de un cable coaxial, y este a la vez se encuentra conectado a un tester, que permite registrar el cambio de resistencia que implica un alza en el nivel del flujo, producto de la crecida. Debido a que el nivel del flujo es variable en el tiempo, la resistencia tenderá al mismo comportamiento, por ende, con el fin de normalizar los ensayos, se establecieron los rangos de variaciones de la resistencia, en referencia a la altura, pendiente y ondámetro utilizado, a través de un proceso de calibración.

El proceso de calibración consistió en generar una onda de crecida simulando el efecto de inundación relámpago, en el rango de frecuencia establecido para cada pendiente de estudio, donde se registró la profundidad de nivel del agua y la resistencia asociada a ésta. Este procedimiento se realizó tres veces con el fin de disminuir el error en la correlación de los datos y de forma simultánea para ambos ondámetros, registrando las lecturas de resistencia a través de cámaras de video.

A través de los datos medidos se llevó a cabo la representación gráfica en relación a la resistencia medida y la profundidad del flujo. Para posteriormente ajustar una curva de tendencia a cada dispositivo en referencia a la pendiente de estudio, y a su vez estimando el error con las mediciones realizadas.

Para la selección de la curva de tendencia más representativa a los datos se evaluaron diferentes ecuaciones asociadas a la curva potencial, exponencial, lineal y polinómica en cada ondámetro. A través de la ecuación, se ingresaron las resistencias medidas de cada profundidad de flujo, obteniendo como resultado la profundidad de flujo del modelo. Por medio de ambas profundidades se determinó el error ponderado (Ec. 2.1), el cual fue decisivo para la curva de calibración.

$$\bar{\epsilon}_{\text{ondámetro}} = \left(\frac{Y_m - Y_{\text{mod}}}{Y_m} \right) * 100\% \quad (2.1)$$

Dónde Y_m es la profundidad del flujo medido e Y_{mod} es la profundidad de flujo del modelo.

Esta ecuación es de gran importancia en el proceso experimental, debido a que, al momento de generar una crecida, es casi imposible registrar la profundidad de la cota de agua en cada instante de tiempo. Por ende, a través de este instrumento es posible la obtención de una serie de tiempo de alta resolución temporal (1 dato para cada segundo), lo que permite caracterizar de buena forma las crecidas experimentales.

2.1.3.2 Velocímetro Acústico Doppler (ADV)

El Flow Tracker 2, Figura 2.5, es un instrumento que tiene la finalidad de medir la velocidad en 2D y 3D, desde 0.0001 a 4 m/s (0.0003 a 13 ft/s), dependiendo de la configuración del sensor. Este utiliza la tecnología del Velocímetro Acústico Doppler (ADV) de SonTek/YSI desde un interfaz simple manual, con un error relativo de 1% de la velocidad medida en muestras por segundo, esto basado en el efecto Doppler que es la variación de la frecuencia aparente de una vibración cuando la fuente vibrante se desplaza en relación al observador, (SonTek/YSI, 2009).



Figura 2.5. FlowTracker2, SonTek

Se empleó este instrumento para registrar la velocidad media del flujo, para las diferentes ondas de crecidas, variando la frecuencia a intervalos conocidos, registrando la profundidad del agua y la velocidad asociada a cada una de éstas. Dado que es conocido el ancho del canal, se procedió a la estimación el caudal circulante, y con ello la curva de descarga del sistema (profundidad de flujo v/s caudal estimado).

De forma análoga al proceso de calibración de los ondámetros, se determinó la curva de descarga que se ajusta de mejor forma a los datos, en base al error ponderado entre el caudal estimado y del modelo. Para esto se evaluaron diferentes ecuaciones de línea de tendencia, donde se ingresó la profundidad del flujo de cada caudal estimado a la ecuación, proporcionado como resultado el caudal del modelo. A través de ambos caudales se determinó el error (Ec. 2.2).

$$\bar{\epsilon}_{caudal} = \left(\frac{Q_e - Q_m}{Q_e} \right) * 100 \% \quad (2.1)$$

Dónde Q_e es el caudal estimado y Q_m es el caudal del modelo.

Cabe mencionar que el registro de datos obtenidos por el ADV, se realizó a 1.0 m desde el inicio del flujo, Figura 2.3, coincidiendo con la distancia de registro de datos del ondámetro ADV, esto con la finalidad que posterior al proceso experimental y ya procesado los datos, se pudiera estimar el caudal circulante para cada instante de tiempo por medio la curva de descarga y este a su vez correlacionarlo con la profundidad de flujo en la cepa, obteniendo la velocidad media peak de la crecida, en la zona de socavación.

2.1.3.3 Sistema de varillaje

El sistema de varillaje consta de una placa cuadrada de madera de una longitud de un 25 cm, ubicado sobre el sector de la cepa, de forma fija y otra placa más pequeña que es móvil. Ambas placas poseen perforaciones que permite el ingreso de una vara rígida de una longitud de 80 cm, (Figura 2.3 (b)). Lo anterior con el propósito de registrar la elevación del terreno en estado inicial y posterior a la crecida. Entre ambas placas se tiene un total de 45 perforaciones, que permiten obtener una excelente resolución espacial de los cambios morfológicos.

Dado que estas elevaciones se registraron en la misma ubicación, se determinó un sistema de coordenadas locales (X, Y, Z), que posteriormente fue traspasado a un modelo digital de terreno (Surfer 13) para representar de forma gráfica la evolución del sistema.

2.2 Proceso experimental de flujo dinámico

Esta etapa consiste en la toma de datos experimentales, ya instalado el setup y calibrados los instrumentos. Utilizando el variador de frecuencia, se procedió a generar diferentes ondas de crecidas relámpago en el canal. La frecuencia inicial para inducir las crecidas varía entre los 4000 – 4300 rpm, según la pendiente de estudio. Este cambio se debe a la necesidad de contar con un nivel mínimo de profundidad para que los instrumentos puedan medir correctamente.

Posteriormente ya estabilizado el flujo, se procedió a la toma de datos del nivel del fondo, elevación inicial(z), por medio de sistema de varillaje, ya terminado este proceso, se generó una crecida representativa a una inundación relámpago a un máximo de 7000 rpm, variando la frecuencia a un intervalo de 4 segundos desde el estado inicial. Se registró la resistencia de cada ondámetro simultáneamente, cada 70 segundos. Terminado este tiempo se midió la elevación final (z) del terreno, para cuantificar el comportamiento del cambio morfológico del lecho.

Las pendientes consideradas son de 0°, 0.5°, 1°, 1.5° y 2°, según se ha caracterizado a lo largo de país, (Valdovinos & Parra, 2006). Además, que por efecto de la turbulencia del flujo no es posible realizar una evaluación más allá de este rango, ya que el experimento diseñado no es apto para condiciones superiores.

2.3 Cuantificación de socavación

2.3.1 Socavación local experimental por medio de un Modelo digital del terreno

Para el modelo digital de terreno se empleó el software Surfer 13, cuyo resultado corresponde a una representación gráfica de la superficie del terreno a partir de las coordenadas (X, Y, Z), registradas en el experimento.

Las coordenadas se importan a una planilla, donde el programa genera una rejilla o mallado, para la representación gráfica del terreno, Figura 2.6. Por defecto, el programa trabaja en el método Kriging, y a su vez proporciona una serie de información como, por ejemplo, la cantidad de líneas que conforman el cuadrículo, entre otras variables, que pueden ser modificada por el usuario. Este proceso permite generar la interpolación entre los datos para posteriormente representarlo de forma gráfica 2D/3D, (Valente, 2011).

Para este estudio se emplearon los gráficos de curvas de nivel del terreno, proporcionando perfil longitudinal y vista tridimensional de la superficie.

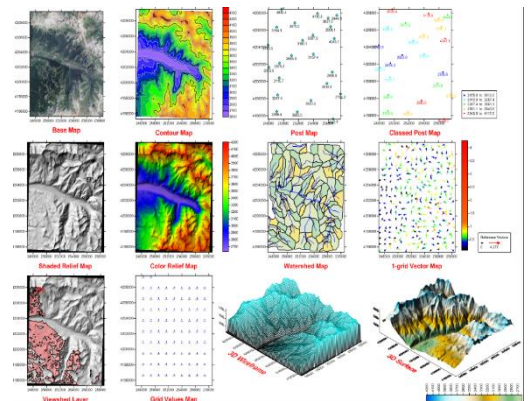


Figura 2.6. Surfer 13. Fuente: Rock Ware Earth Science Software

2.3.2 Análisis dimensional

Un estudio experimental supone una representación a escala de la realidad. Para estudiar un problema en un modelo físico se debe aceptar un criterio de similitud entre el modelo y la realidad (prototipo), (Rocha, 1998). Este criterio se encuentra basado en igualar los parámetros adimensionales del flujo y transporte de sedimentos, manteniendo las características predominantes, (Henríquez P. S, 2017), siendo el criterio de similitud más simple el correspondiente a la similitud geométrica, lo que permite obtener una relación entre el valor del prototipo y el valor del modelo, denominada escala (e_L).

$$\frac{L_{Prototipo}}{L_{Modelo}} = e_L \quad (2.3)$$

Por medio de una adecuada selección del criterio de similitud y la escala entre modelo y prototipo, es posible representar de buena forma el fenómeno de estudio.

2.3.2.1 Estacionario

Para construir parámetros de similitud se utilizó un análisis dimensional cuyo fenómeno a estudiar fue la socavación local de fondo, la cual dependerá de las características de fluido, sedimento y de la estructura (FDOT, 2005). Matemáticamente, las variables son: (según Bridge Scour Manual, State of Florida Department of Transportation (2015))

$$y_s \equiv f(\rho, \mu, g, D_{50}, \sigma, \rho_s, y_o, V, V_c, D^*, \Theta) \quad (2.4)$$

Donde el primer término es la relación entre la profundidad de flujo y el diámetro de la cepa. El segundo término corresponde al número de Froude, $Fr = V/\sqrt{g y_o}$. El tercero es la relación entre la densidad del sedimento y el fluido, $S = \rho_s/\rho$. El cuarto término corresponde a número de Reynolds $Re = VD^*\rho/\mu$. El quinto término es la relación entre la velocidad media y la velocidad crítica, que es la requerida para el inicio de movimiento de las partículas. El sexto término corresponde a la relación entre el diámetro medio del sedimento y diámetro de la cepa, y los términos séptimo y octavo son conocidos.

De acuerdo al teorema π de Buckingham, el set inicial consta de once variables independientes, la cuales puede reducirse a ocho parámetros adimensionales.

$$\frac{y_s}{D^*} = f\left(\frac{y_o}{D^*}, \frac{V}{\sqrt{g y_o}}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{VD^*\rho}{\mu}, \frac{V}{V_c}, \frac{D_{50}}{D^*}, \sigma, \Theta\right) \quad (2.5)$$

Donde el primer término es la relación entre la profundidad de flujo y el diámetro de la cepa. El segundo término corresponde al número de Froude, $Fr = V/\sqrt{g y_o}$. El tercero término es la relación entre la densidad de suelo y el fluido, $S = \rho_s/\rho$. El cuarto término corresponde a número de Reynolds $Re = VD^*\rho/\mu$. El quinto término es la relación entre la velocidad media y la velocidad crítica, que es la requerida para el inicio de movimiento de partícula. El sexto término corresponde a la relación entre el diámetro medio del sedimento y diámetro de la cepa. El séptimo y octavo término corresponde a lo antes mencionado.

En base a lo expuesto en (FDOT, 2005), se indica que algunas investigaciones, la intensidad del flujo y la profundidad del agua, cobran mayor importancia, por ende, el criterio de similitud empleado para la estimación de la velocidad del prototipo, es en referencia al número de Froude, además de la escala geométrica.

2.3.2.2 Dinámico

La profundidad de socavación alrededor de una cepa cilíndrica de puente, en un lecho formado por sedimento homogéneo, depende de variables que caracterizan al fluido, al flujo, al sedimento, y a la cepa. (Henríquez, 2017). Matemáticamente se puede expresar:

$$y_s \equiv f(\mu, \rho, u_{ef}, h, g, d_s, \rho_s, D, t, z) \quad (2.6)$$

Donde el primer término es la relación entre la viscosidad. El segundo término corresponde a la densidad. El tercero es la velocidad efectiva del flujo, u_{ef} , corresponde a la velocidad excedente sobre la condición de socavación incipiente $u_{ef} = u - uc$, con u la velocidad del flujo promedio en la sección, y uc la velocidad crítica para la socavación incipiente. El cuarto es la profundidad del flujo en la región no perturbada. El quinto es la aceleración de gravedad. El sexto es el diámetro medio del sedimento. El séptimo es la densidad de sedimento. El octavo es el diámetro de la cepa. El noveno es el tiempo y el décimo es la profundidad de socavación.

De acuerdo al teorema π de Buckingham, el set inicial consta de diez variables independientes, la cuales puede reducirse a siete parámetros adimensionales.

$$f\left(Re', Fr', \rho', \frac{h}{d_s}, \frac{D}{d_s}, \frac{u_{ef} t}{d_s}, \frac{z}{d_s}\right) = 0 \quad (2.7)$$

Donde el primer término es el Reynolds efectivo de la partícula, $Re' = (u_{ef} d_s)/\nu$. El segundo término es el número de Froude efectivo de la partícula, $Fr' = u_{ef}/(g d_s)^{0.5}$. El tercero la densidad relativa, $\rho' = (\rho_s - \rho)/\rho$. El cuarto es la profundidad relativa del flujo. El quinto es el tamaño relativo de la cepa respecto al sedimento. El sexto es el parámetro de impermanencia y el séptimo es la profundidad de socavación relativa al tamaño del sedimento.

2.3.3 Socavación local teórica

Existen diferentes estudios que permiten obtener la socavación local en una cepa por medio de ecuaciones empíricas. Lo que no es representativo con la realidad, debido a que un flujo tiene un comportamiento tridimensional (Rocha, 1998). La sección transversal es variable a lo largo de cauce, la granulometría es diversa, entre otros. Por ende, se asume que las ecuaciones presentadas en este punto corresponden a un canal ideal.

A continuación, se presentan los métodos de cálculo de socavación local utilizados en esta investigación:

2.3.3.1 *Bridge Scour Manual, State of Florida Department of Transportation (2015)*

Este autor (FDOT, 2005), diferencia la socavación para dos condiciones de flujo, aguas claras y lecho móvil. La primera corresponde a la socavación local en ausencia de transporte de sedimentos de fondo, en caso contrario se denomina lecho móvil. Las siguientes ecuaciones de profundidad de socavación local “ y_s ” fueron desarrolladas por (Sheppard y sus estudiantes de la Universidad de Florida).

En el rango de socavación de agua clara ($0.47 < V/V_c < 1$)

$$\frac{y_s}{D^*} = 2.5 \tanh\left[\left(\frac{y_o}{D^*}\right)^{0.4}\right] \left\{1 - 1.75 \left[\ln\left(\frac{V}{V_c}\right)\right]^2\right\} \left[\frac{D^*/D_{50}}{0.4 (D^*/D_{50})^{1.2} + 10.6 (D^*/D_{50})^{-0.13}}\right] \quad (2.8)$$

En el rango de búsqueda de lecho móvil hasta el peak de lecho móvil ($1 < V/V_c < V_{tp}/V_c$)

$$\frac{y_s}{D^*} = \tanh\left[\left(\frac{y_o}{D^*}\right)^{0.4}\right] \times \left[2.2 \left(\frac{V/V_c - 1}{V_{tp}/V_c - 1}\right) + 2.5 \left\{\frac{\frac{D^*}{D_{50}}}{0.4 \left(\frac{D^*}{D_{50}}\right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{D^*}{D_{50}}\right)^{-0.13}}\right\} \left(\frac{V_{tp}/V_c - V/V_c}{V_{tp}/V_c - 1}\right)\right] \quad (2.9)$$

En el rango de lecho vivo sobre el peak de lecho móvil ($V/V_c > V_{tp}/V_c$)

$$\frac{y_s}{D^*} = 2.2 \tanh\left[\left(\frac{y_o}{D^*}\right)^{0.4}\right] \quad (2.10)$$

Para la estimación de la velocidad crítica y demás variables se adjunta en el Anexo A_ (Ecuaciones complementarias, método Bridge Scour Manual).

2.3.3.2 *Método de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) (1977)*

Este método es el que utiliza el “Manual de Carretera Volumen 3”, el cual no indica variable asociada al sedimento, lo que permite que el cálculo sea rápido y sencillo.

$$\frac{y_s}{b} = 2 \tanh\left(\frac{y}{D}\right) \quad (2.11)$$

Dónde, y_s es la socavación máxima (m), D es el diámetro de la pila (m) e y es la altura de escurrimiento (m).

2.3.3.3 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) (1995) (Peñaloza, 2017)

Este método está contemplado tanto para agua clara como lecho móvil además de ser para lechos no cohesivos es decir arenoso. Este ha sido desarrollado en base a un análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio (Astorga et al., 2013), siendo el más empleado en los Estados Unidos HEC- 18, 1993, 1995), (Universidad de Cauca), considerando que es una de las ecuaciones empleada por el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{y_s}{y} = 2 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{D}{y}\right)^{0.65} F^{0.43} \quad (2.12)$$

Dónde, Y_s es la socavación máxima, y es el tirante inmediatamente aguas arriba del puente, sin considerar la erosión local, $K_1 K_2 K_3 K_4$, corresponde a factores de forma de la sección transversal del pilar, ángulo de ataque de la corriente, condición del lecho y posibilidad de acorazamiento, respectivamente, donde $K_1 = K_2 = K_3 = K_4 = 1$, basado en (HEC-18. 1993), D es el diámetro de cepa y F corresponde a número de Froude. A partir de lo expuesto la expresión se puede reducir a

$$\frac{y_s}{y} = 2 \left(\frac{D}{y}\right)^{0.65} F^{0.43} \quad (2.13)$$

2.3.3.4 Método Shen I y Shen II y Laursen

Este método está contemplado para lechos arenoso, con régimen subcrítico, (Rocha, 1998), la diferencia entre las ecuaciones planteada en este ítem, es que la primera es para agua claras, en cambio la segunda y la tercera es para lecho móvil.

$$\text{SHEN I} \quad y_s = 1.17 V^{0.62} D^{0.62} \quad (2.14)$$

$$\text{SHEN II} \quad y_s = 1.59 V^{0.67} D^{0.67} \quad (2.15)$$

$$\text{LAURSEN} \quad y_s = 1.11 y^{0.5} D^{0.5} \quad (2.16)$$

Dónde, y_s es la socavación máxima, V es la velocidad media del flujo aguas arriba y D es el diámetro de la cepa.

3 RESULTADOS

3.1 Calibración de sensores

En la Tabla 3.1, se presenta la ecuación de calibración de ambos ondámetros en base a la profundidad del flujo [cm] y la resistencia [ohm], con su respectivo valor de coeficiente de correlación R^2 de Pearson. Como es posible observar las ecuaciones propuestas corresponden a una ecuación potencial, debido a que está presentó un menor error entre la altura medida y la del modelo, (Figura 3.1). Tanto el ondámetro Cepa como ADV, presentan un comportamiento similar entre sí, sub ponderando los valores del modelo a menor altura que corresponde al estado inicial y al momento de la generación de la crecida presenta una sobre ponderación de la altura medida hasta que el flujo vuelve a su estado de equilibrio que tiende al mismo comportamiento inicial.

Tabla 3.1. Ecuación de tendencia lineal y Correlación lineal de cada Ondámetro tras proceso de Calibración, para cada pendiente de estudio.

Pendiente	Ondámetro Cepa	Correlación lineal	Ondámetro ADV	Correlación lineal
0°	$y = 87191x^{-2.074}$	$R^2 = 0.95$	$y = 8425.8x^{-1.426}$	$R^2 = 0.97$
0.5°	$y = 60469x^{-2.047}$	$R^2 = 0.96$	$y = 17583x^{-1.599}$	$R^2 = 0.98$
1°	$y = 124149x^{-2.147}$	$R^2 = 0.99$	$y = 48824x^{-1.834}$	$R^2 = 0.98$
1.5°	$y = 38102x^{-1.89}$	$R^2 = 0.98$	$y = 23942x^{-1.679}$	$R^2 = 0.92$
2°	$y = 8987.6x^{-1.527}$	$R^2 = 0.96$	$y = 3432.8x^{-1.261}$	$R^2 = 0.98$

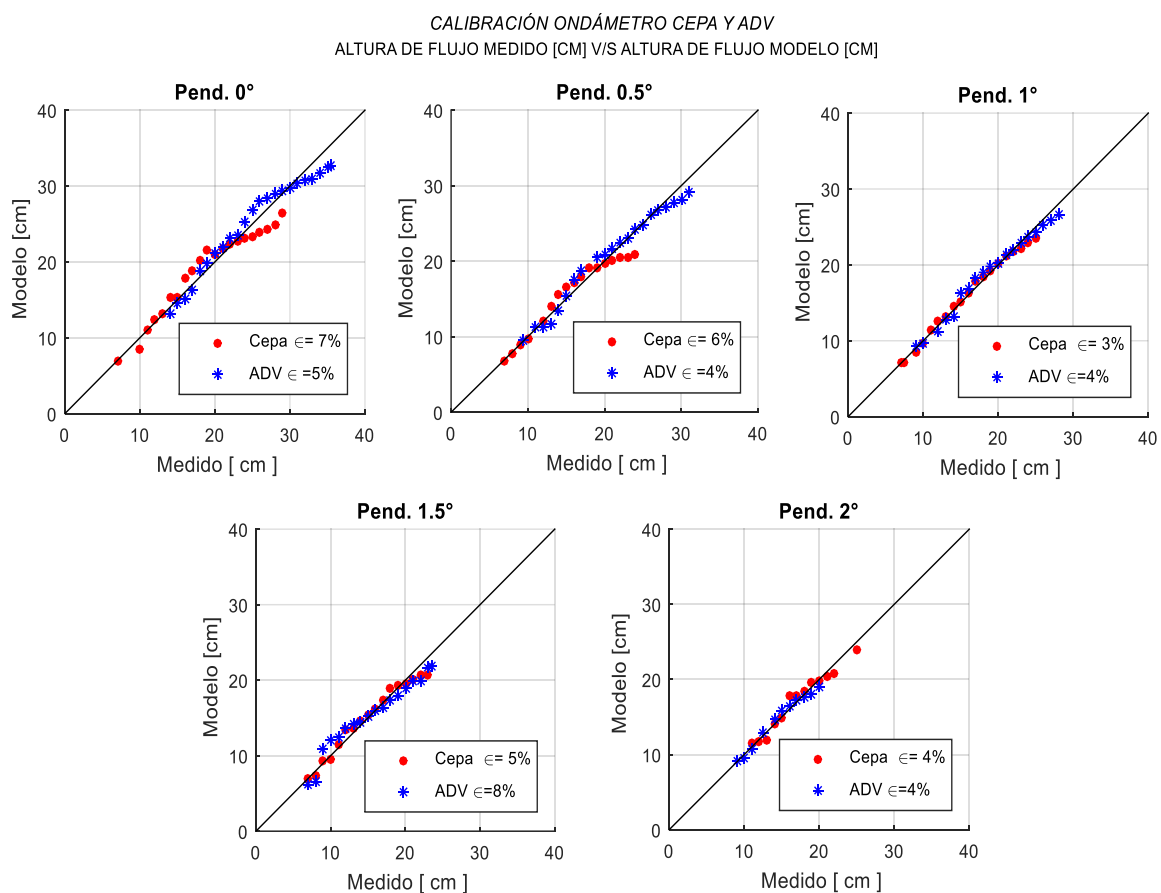


Figura 3.1. Correlación de las alturas de flujo medido y del modelo, con su respectivo error.

3.2 Curvas de descarga

Tras medir la velocidad media del flujo con el ADV, a diferentes profundidades y conocida la sección transversal, se obtuvo el caudal circulante estimado en el sistema, proporcionando la curva de descarga, Figura 3.2. De forma análoga a la calibración anterior, se ajustaron curvas de tendencia a las nubes de puntos obtenidas, Tabla 3.2. Es posible observar ecuaciones potenciales y exponenciales en esta calibración, debido a que estas presentaron un menor error ponderado para el caudal estimado en relación al modelado. (Figura 3.3).

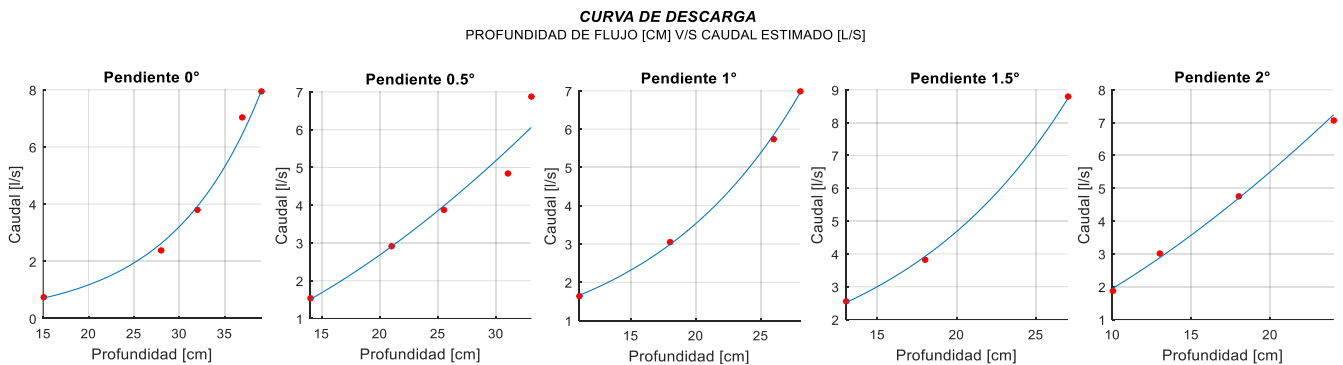


Figura 3.2. Curva de descarga para cada pendiente de estudio, en referencia de Profundidad del flujo v/s Caudal estimado, en ADV.

Tabla 3.2. Resumen de Ecuación y Correlación lineal para cada pendiente, en referencia del caudal y profundidad de agua.

Pendiente	Ecuación [l/s]	Correlación lineal
0°	$Q = 0.1581e^{0.1004x}$	$R^2 = 0.99$
0.5°	$Q = 0.0206x^{1.6246}$	$R^2 = 0.98$
1°	$Q = 0.6548e^{0.0843x}$	$R^2 = 0.99$
1.5°	$Q = 0.7911e^{0.0889x}$	$R^2 = 0.99$
2°	$Q = 0.0615x^{1.4998}$	$R^2 = 0.99$

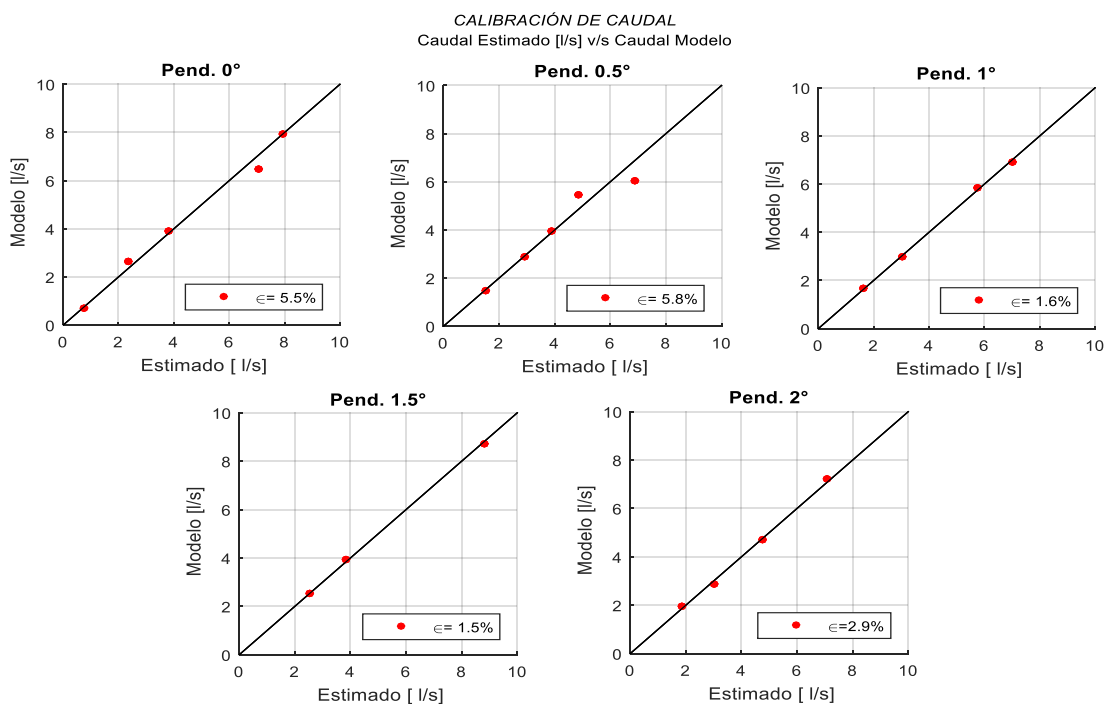


Figura 3.3. Datos medido v/s datos de modelo con su respectivo error para cada pendiente de estudio.

3.3 Caracterización de las crecidas relámpago

La Figura 3.4, representa la profundidad del flujo a nivel de la cepa y ADV a través del tiempo. Esta información es obtenida por medio del procesamiento de datos, proveniente de la ecuación de curva de calibración de ambos ondámetros. Donde, se consideraron validos cinco ensayos para cada pendiente de estudio, exceptuando la pendiente 0.5°, debido a que se presentaron inconsistencias en una medición, por ende, se descartó.

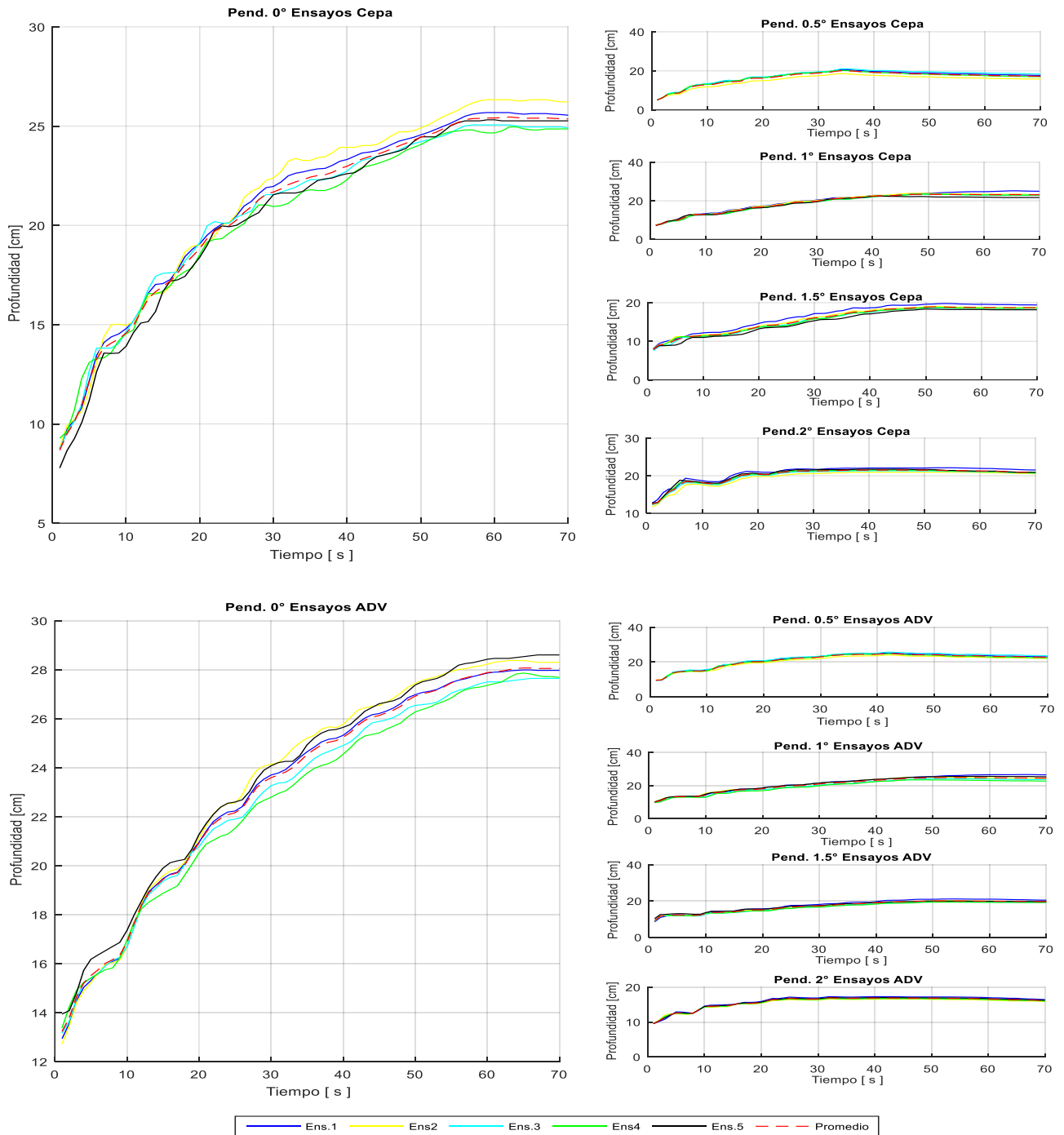


Figura 3.4. Caracterización de la profundidad del flujo para los ensayos realizados con diferentes pendientes, a nivel de Cepa y ADV.

Como es posible observar en la Figura 3.4, existe un patrón de normalización entre los ensayos, siendo similares entre sí, dada la poca variabilidad en las curvas. Por lo que se decidió construir una sola curva característica para cada pendiente, Figura 3.5. En las gráficas se presenta el promedio ponderado de comportamiento del nivel del agua en la cepa y ADV a lo largo de la crecida. Donde la pendiente de 2° a nivel de cepa presenta una mayor altura, debido a que la revolución inicial corresponde a 4300 rpm.

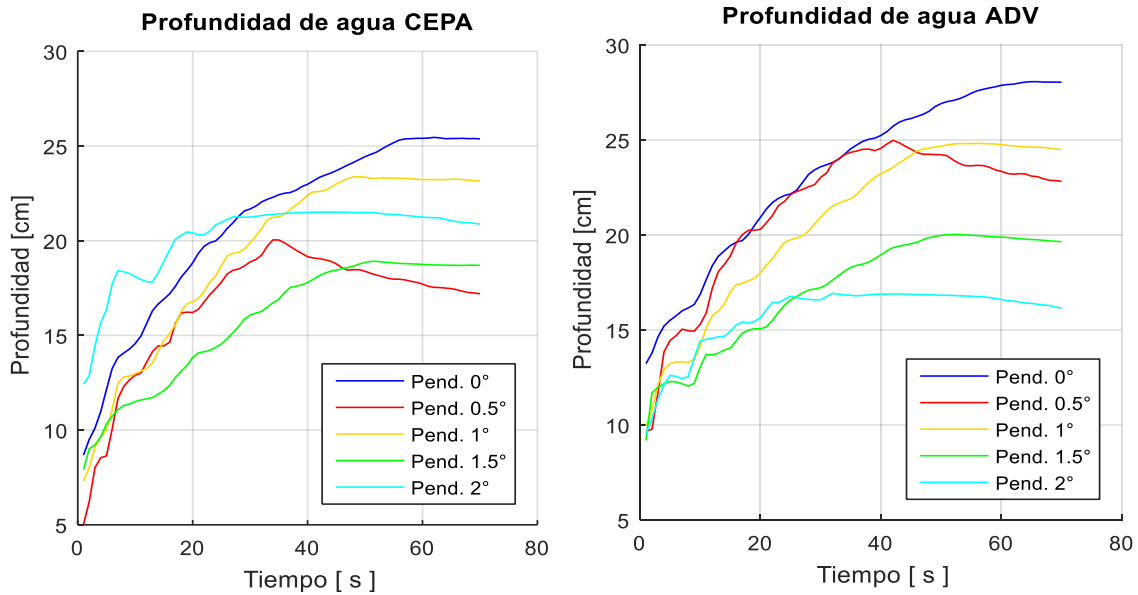


Figura 3.5. Profundidad de cota de agua promedio en referencia al tiempo.

Con la profundidad promedio de flujo a nivel del ADV y la ecuación de curva de descarga se estimó el caudal circulante a lo largo del tiempo de la crecida. (Figura 3.6). Donde los puntos rojos corresponden al caudal estimado peak en ADV.

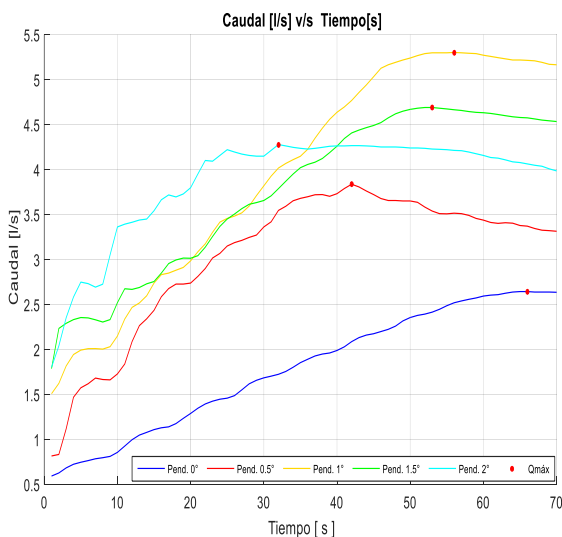


Figura 3.6. Caudal estimado de crecida, ADV.

Tabla 3.3. Resultados de variables asociadas al caudal estimado peak y caudal medio antes crecida.

Pend.	T	Q	Prof. Peak Cepa	Prof. Media Cepa	Velocidad Peak Cepa	Velocidad Media Cepa
[°]	[seg]	[l/s]	[cm]	[cm]	[m/s]	[m/s]
0	66	2.648	25.4	21	0.033	0.0254
0.5	42	3.841	19.06	16	0.063	0.05
1	56	5.306	23.3	18	0.071	0.06
1.5	53	4.694	18.88	15	0.078	0.07
2	32	4.282	21.33	18	0.063	0.06

En base al tiempo del caudal peak en la ADV, Tabla 3.3, se correlaciono la profundidad del flujo en la cepa en ese instante de tiempo. Asumiendo que el flujo es uniforme a lo largo de canal, debido a que su sección transversal es constante, se puede indicar que el caudal a nivel de la ADV es igual que la Cepa. Por lo cual, por medio del caudal estimado y la profundidad se evaluó la velocidad del flujo para la estimación de la socavación local teórica.

Como es posible de observar en la Tabla 3.3, existe un aumento de la velocidad en referencia de la pendiente, exceptuando la pendiente de 2°, debido a que las condiciones del ensayo fueron diferentes a los demás. Con este aumento de velocidad, se estima un aumento de la socavación local alrededor de la estructura, debido que al aumentar la velocidad a la par se incrementa la tensión de corte, excediendo la tensión de corte crítica del fondo, dando inicio del movimiento de las partículas de sedimento. (Hamburg, 2019)

3.4 Cuantificación de la Socavación local

3.4.1 Socavación local experimental por medio de un Modelo digital del terreno

Las Figuras 3.7- 3.10, representan gráficamente el comportamiento de fondo antes y después de la crecida, donde las subcategorías corresponden a) vista en planta con sus respectivas curvas de nivel para un estado inicial y estado final que es posterior a la crecida, b) perfil longitudinal de ambos estados, con la información de socavación respectiva a la pendiente, c) vista tridimensional de ambos estados, siendo la capa más opaca el estado inicial y d) es la representación del estado de erosión y sedimentación del sedimento en las cercanías de la cepa.

Cabe indicar que los resultados de la pendiente 2°, no será empleados para posterior análisis, debido a que, por la intensidad de la crecida, esta genero una erosión que extrajo gran cantidad de sedimento del cajón aguas arribas depositando a este en la cepa, por ende, no es válido para el estudio de fenómeno de socavación local, lo cual comprueba que las condiciones del experimento no son válidas para pendientes mayores.

- Pendiente 0°

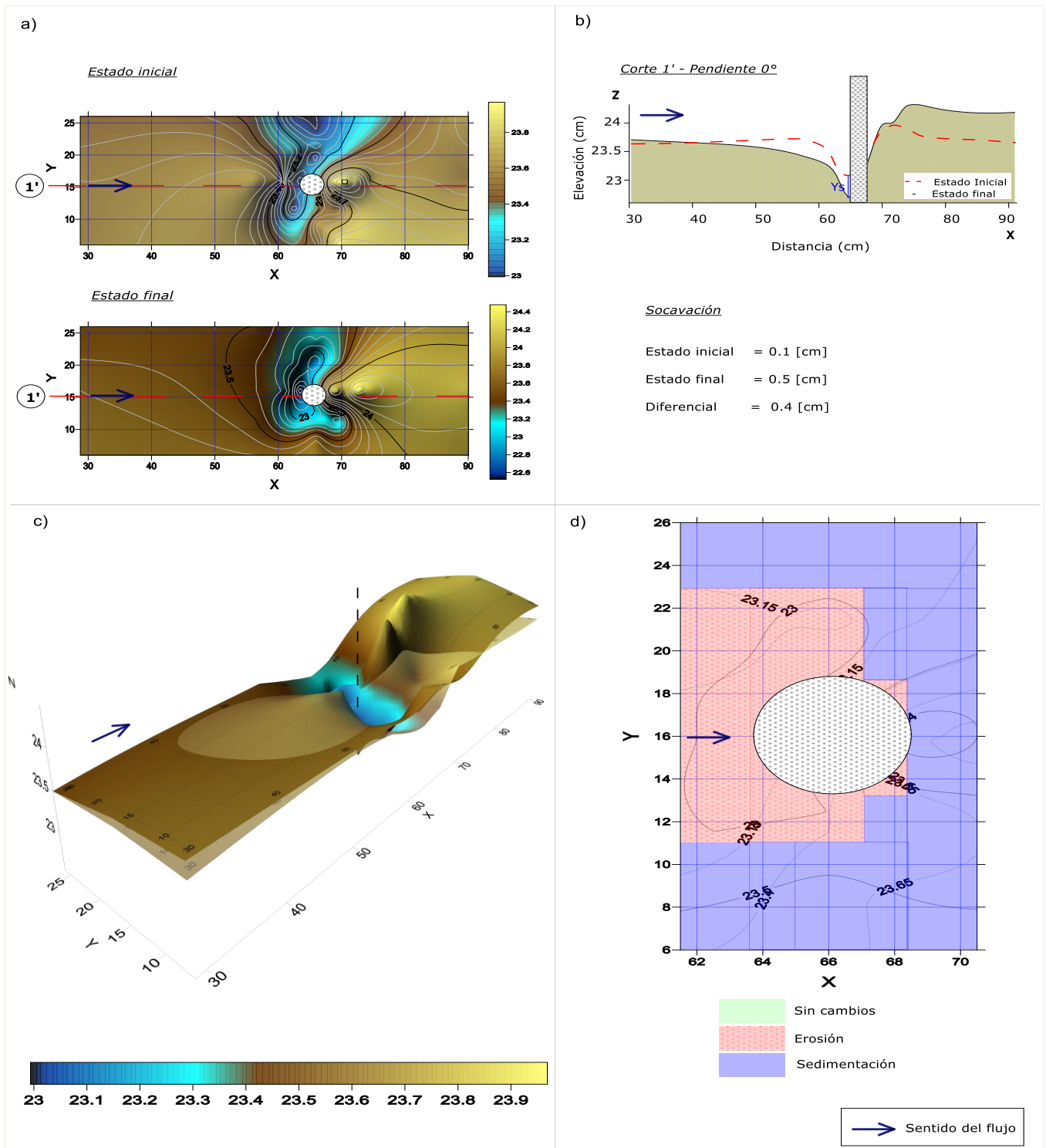


Figura 3.7. a) Vista en planta en estado inicial del flujo y posterior a la crecida. b) Perfil longitudinal del terreno con ambos estados. c) Vista 3D del sistema y d) Vista en 2D de efecto de erosión y sedimentación, en referencia al diferencial de ambos estados, Pendiente 0°. Fuente: Elaboración propia.

- Pendiente 0.5°

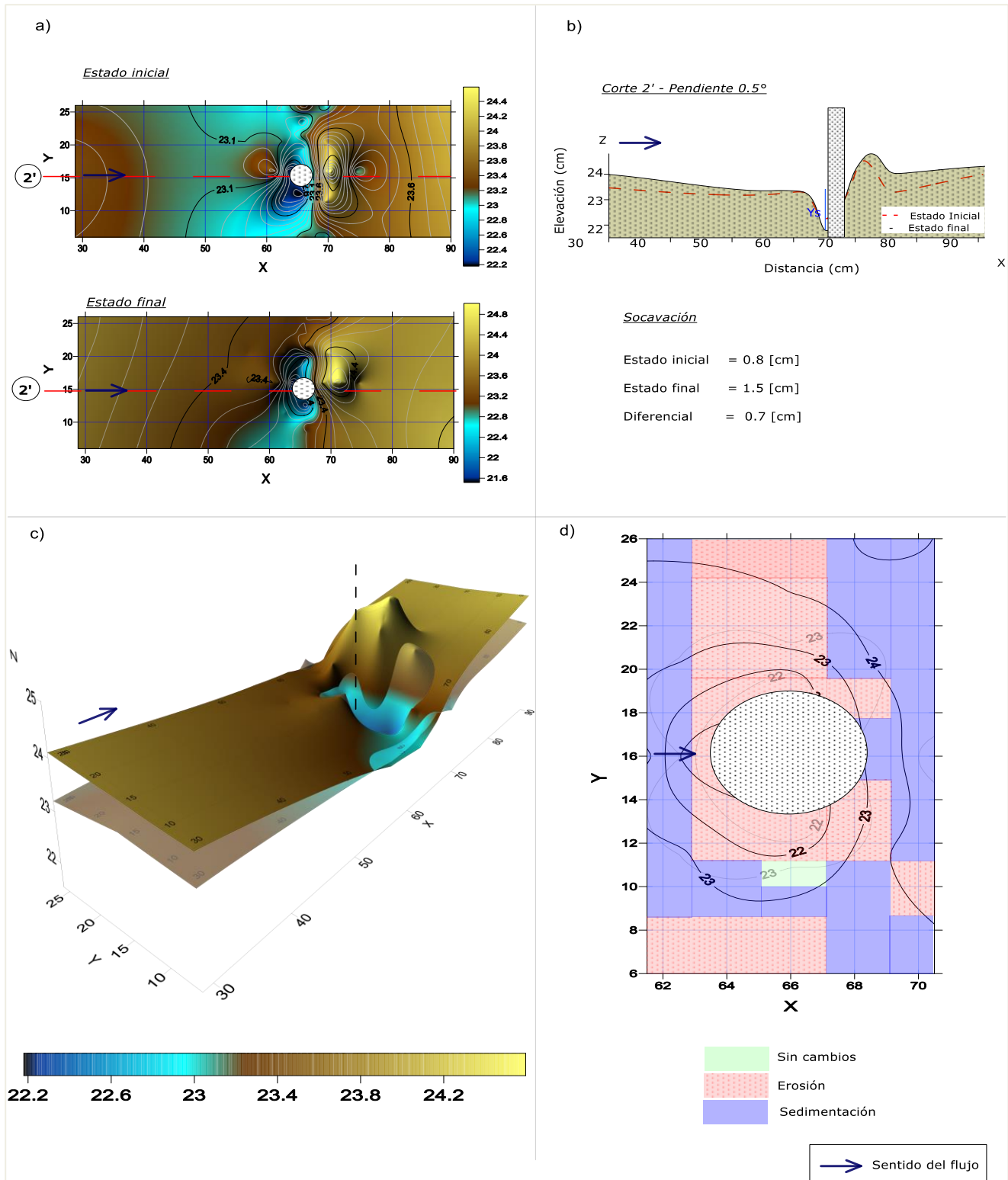


Figura 3.8. a) Vista en planta en estado inicial del flujo y posterior a la crecida. b) Perfil longitudinal del terreno con ambos estados. c) Vista 3D del sistema y d) Vista en 2D de efecto de erosión y sedimentación, en referencia al diferencial de ambos estados, Pendiente 0.5°. Fuente: Elaboración propia.

- Pendiente 1°

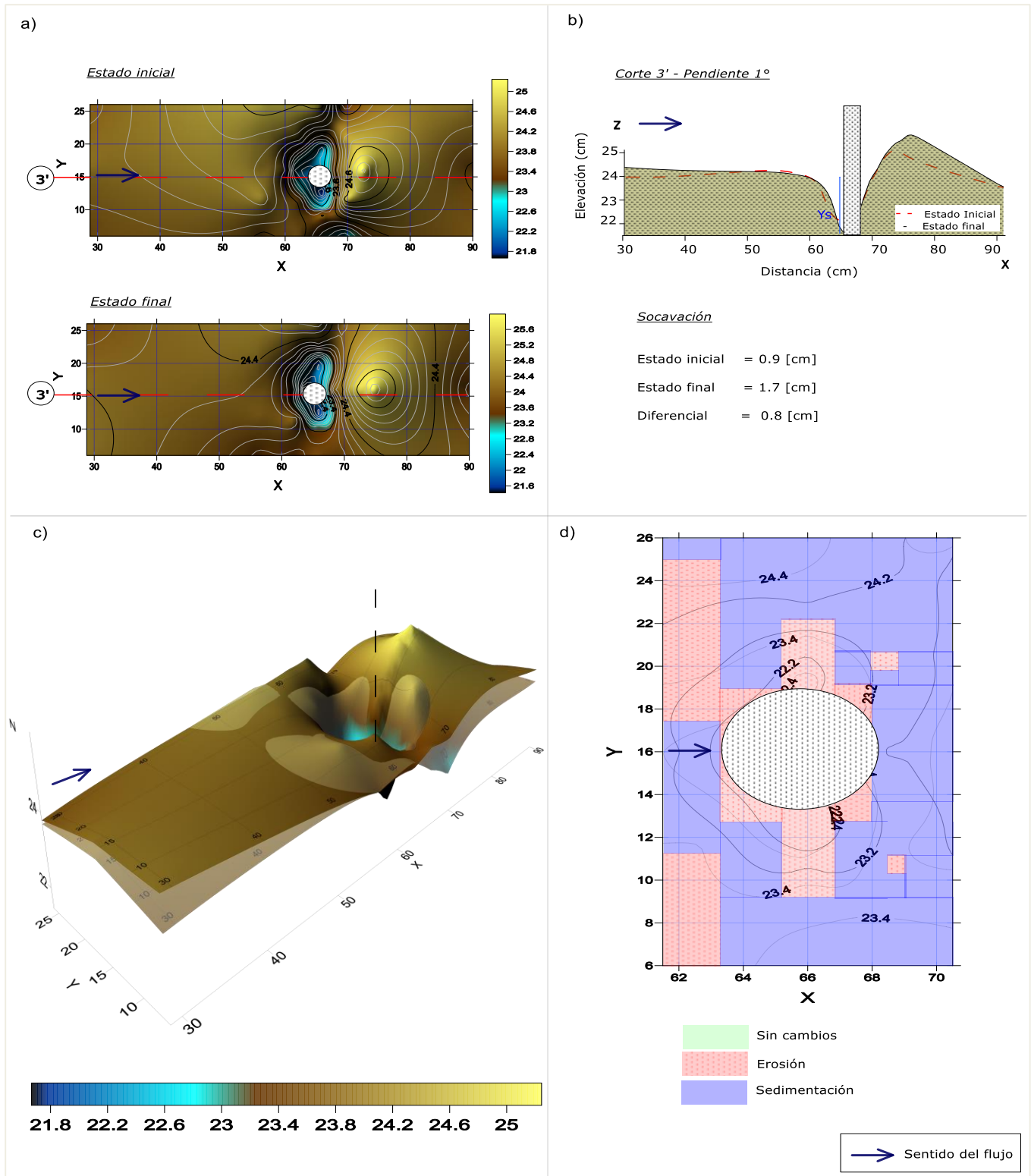


Figura 3.9. a) Vista en planta en estado inicial del flujo y posterior a la crecida. b) Perfil longitudinal del terreno con ambos estados. c) Vista 3D del sistema y d) Vista en 2D de efecto de erosión y sedimentación, en referencia al diferencial de ambos estados, Pendiente 1°. Fuente: Elaboración propia.

- Pendiente 1.5°

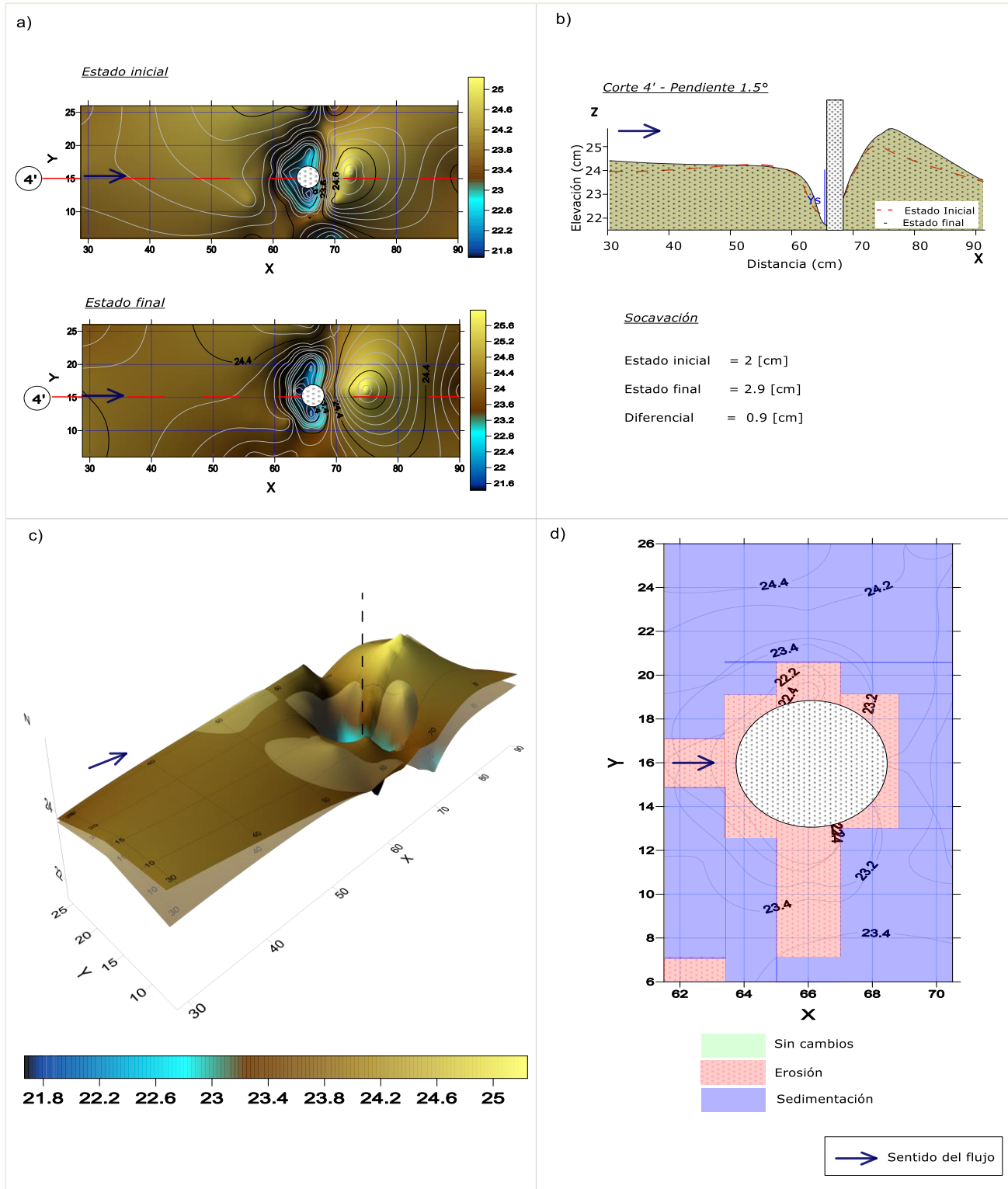


Figura 3.10. a) Vista en planta en estado inicial del flujo y posterior a la crecida. b) Perfil longitudinal del terreno con ambos estados. c) Vista 3D del sistema y d) Vista en 2D de efecto de erosión y sedimentación, en referencia al diferencial de ambos estados, Pendiente 1.5°. Fuente: Elaboración propia.

Tras las Figuras 3.7- 3.10, es posible observar que existe un cambio claro en la morfología de lecho, después de la simulación de la crecida relámpago, siendo más parecido el comportamiento entre la pendiente 0 y 0.5°, y la pendiente 1-1.5°. A nivel de la cepa es posible observar el mismo patrón de comportamiento (erosión/sedimentación), independiente de las variables hidrodinámicas del flujo.

A continuación, en la Tabla 3.4, se presenta un resumen de la socavación obtenida antes y posterior a la crecida, con su respectivo diferencial. El porcentaje de la crecida en referencia a la socavación estado final, considerando que el eje de referencia está situado en la cota 23 cm. Como se observa el efecto de socavación producto de la crecida tiende a ser más representativo en pendiente de menor valor, lo que genera un cambio un cambio más brusco en el nivel del lecho.

Tabla 3.4. Resumen de socavación pre y post crecida.

Pendiente [°]	Socavación Est. inicial [cm]	Socavación Est. final [cm]	Socavación por crecida [cm]	% Socavación crecida v/s Socavación Total
0	0.1	0.5	0.4	80
0.5	0.8	1.5	0.7	47
1	0.9	1.7	0.8	47
1.5	2	2.9	0.9	31

3.4.2 Análisis dimensional

3.4.2.1 Flujo estacionario

Por medio de los parámetros dimensionales expuesto en el punto 2.3.2, se ha estimado que la escala más representativa a la realidad basado en la experiencia del laboratorio, corresponde a 1:20, como es posible apreciar en la Tabla 3.5. El diámetro medio del sedimento no cambia con respecto a la pendiente al igual que el diámetro de la cepa, en cambio la profundidad del nivel de flujo y la velocidad media del flujo tienden a presentar un aumento considerable, lo que redundará en un aumento en la socavación incrementándose la tensión de corte a lo largo del cauce.

Tabla 3.5. Resumen de valores de variables de modelo y prototipo ante una crecida.

Variable	Pendiente 0°		Pendiente 0.5°		Pendiente 1°		Pendiente 1.5°	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Diámetro cepa [cm]	5.00	100.00	5.00	100.00	5.00	100.00	5.00	100.00
Diámetro de sedimento D50 [mm]	0.66	13.20	0.66	13.20	0.66	13.20	0.66	13.20
Velocidad crítica [m/s]	0.018	0.104	0.018	0.104	0.018	0.104	0.018	0.104
Peak crecida relámpago								
Prof. del agua peak [m]	0.25	5.08	0.19	3.81	0.23	4.66	0.19	3.78
Velocidad peak [m/s]	0.03	0.15	0.06	0.28	0.07	0.32	0.08	0.35
Froude peak	0.019	0.019	0.043	0.043	0.047	0.047	0.058	0.058
Valor promedio crecida relámpago								
Prof. del agua [m]	0.21	4.20	0.16	3.20	0.18	3.60	0.15	3.00
Velocidad Media [m/s]	0.026	0.12	0.05	0.22	0.06	0.27	0.07	0.31
Froude	0.018	0.018	0.039	0.039	0.045	0.045	0.057	0.057

A partir de este escalamiento es posible indicar que los experimentos realizados son representativos de cepas de 1m, con sedimentos grueso de 13.2 mm y velocidad peak de flujo que varían entre los 0.15 m/s – 0.35 m/s.

Basado en los resultados expuesto en la Tabla 3.5, se llevó a cabo una estimación de la socavación local de forma empírica basado en las ecuaciones expuesta en el punto 2.3.3 del presente documento. Tabla 3.6. Donde es posible apreciar que el Método de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) no presenta una variación de sus valores independiente de la pendiente de estudio, esto debido a esta ecuación no influye rango de velocidad que puede generar un aumento en los resultados de socavación. En cambio, los demás métodos si es posible ver una variación en los resultados en referencia a las pendientes, pero no es representativo con los ensayos debido a que al comparar los resultados con la socavación total indicados en la Tabla 3.4. Estos presentan un error elevado, debido a que las ecuaciones están sobreestimando el efecto asociado a un peak de crecida, debido a que el tiempo en que se realizaron los ensayos de cada método es pensado en un flujo estable donde el tiempo transcurrido es en horas, en cambio el fenómeno de estudio asociado en este documento se encuentra en un rango de segundos.

Tabla 3.6. Socavación teórica para el peak y valor medio de la crecida del modelo, por métodos empíricos en [cm].

<u>Método</u>	Pendiente 0°		Pendiente 0.5°		Pendiente 1°		Pendiente 1.5°	
	Vpeak	Vmedia	Vpeak	Vmedia	Vpeak	Vmedia	Vpeak	Vmedia
Bridge Scour Manual, State of Florida Department of Transportation (2015)	7.5	9.60	241.12	240.9976	241.31	240.93	240.14	239.74
Método de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) (1977)	10.0	10.0	9.90	9.97	10.0	9.99	9.99	9.95
Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU) (1995)	3.3	2.95	4.25	3.76	4.61	4.16	4.65	4.31
SHEN I (para aguas sin sedimentos)	2.08	1.90	3.19	2.85	3.51	3.19	3.82	3.51
SHEN II (con sedimentos)	2.04	1.85	3.24	2.87	3.59	3.24	3.93	3.59
LAURSEN (con sedimentos)	12.41	11.37	10.83	9.93	11.98	10.82	10.76	9.61

Cabe indicar que los métodos de Shen I y Shen II son los que presentan un menor error asociado ya que es un método flujo subcríticos ($Fr < 1$), lo cual fue representativo en los ensayos.

3.4.2.2 Flujo Dinámico

En base a la escala 1:20, las variables hidrodinámicas del flujo de la Tabla 3.3 y la profundidad de socavación experimental de la Tabla 3.4, se procedió a determinar las características del flujo real, por medio del análisis dimensional para flujo dinámico, Tabla 3.7.

Tabla 3.7. Resumen de variables de prototipo en base a Flujo Dinámico.

Pendiente	Modelo	Prototipo				
	u_{ef}	u_{ef}	h	t		Z crecida
[°]	[m/s]	[m/s]	[m]	[seg]	[min]	[cm]
0	0.0074	0.03309	4.2	295.2	4.9	8
0.5	0.032	0.1431	3.2	187.8	3.13	14
1	0.042	0.1878	3.6	250.5	4.16	16
1.5	0.052	0.2325	3	237.1	3.95	18

4 DISCUSIÓN

Se debe tener en consideración que los ensayos realizados, se encuentran condicionados por la capacidad de aporte de flujo del canal. Con el fin de proporcionar un patrón de normalización, se determinó un rango de variación de frecuencia de 4000 a 7000 rpm, en un tiempo de giro de 4 segundos. Siendo válido solo en las pendientes de 0° a 1.5° . En cambio, la pendiente de 2° , presento un rango de frecuencia de 4300 a 7000 rpm, en un tiempo de giro de 3 segundos, ya que el sistema inicialmente, no era capaz de aportar el nivel de flujo suficiente para que los instrumentos de medición pudieran medir correctamente.

Cabe indicar que, en base a observaciones del experimento, los ensayos de la pendiente de 2% no fueron válidos para los posteriores análisis. Debido que, dada la intensidad de flujo, gran parte de sedimento ubicado dentro del cajón, tiende a ser sedimentado a nivel de la cepa, lo cual no es representativo en el estudio de la socavación local. Por ende, se recomienda cambiar la longitud del cajón, con el fin de prevenir el fenómeno observado.

A pesar de determinar una estandarización entre los ensayos, se presentaron diferentes situaciones momentáneas en el experimento, que implico una toma de decisiones. Por ejemplo, la instalación de una bomba externa, para abastecer al estanque de menor dimensión. (Figura 2.2). Dado que, la variación del nivel de flujo era tan brusca, producto de la crecida, que el traspaso de fluido de un estanque a otro, no era capaz de satisfacer la cota mínima requerida para la bomba del canal. Adicionalmente, se abasteció los estanques por llenado de flujo, generando que la cota inicial del estanque sea diferente entre los ensayos, lo cual es posible reflejar en la caracterización de la crecida relámpago.

A nivel de la socavación local experimental, la morfología fluvial o fluviomorfología, implica el estudio de los cambios que experimenta un río, tanto en su recorrido (perfil longitudinal), como en su sección transversal (lecho y márgenes). (Rocha , 1998), lo que es representativo con los estudios indicado en el documento, generando un mayor aumento de cambio de nivel de terreno al incrementar la pendiente, debido principalmente que esta favorece el escurrimiento y dada la intensidad de la crecida, esta tiende a aumentar el cambio en el terreno.

Tras el inicio de movimiento de las partículas, esta tienden a producir irregularidades en el fondo del canal, lo que se denomina forma de lecho. (Hamburg, 2019). Éstas irregularidades en el fondo, corresponde a dunas, que es la fase posterior a los rizos, que son ondulaciones de pequeñas amplitudes, que en el ámbito de las dunas adquiere una forma más definida. Las dunas adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. Hay un aumento de la resistencia. Eventualmente, las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras. El número de Froude es menor a 1. (Rocha , 1998). Basado en lo mencionado, los datos obtenidos y observados en el proceso experimental, se puede indicar que el comportamiento del lecho es representativo a lo denominado dunas.

Adicionalmente, el comportamiento del sedimento a lo largo del cajón (perfil longitudinal) es representativo gráficamente a estudios de socavación local en cepa circular aislada, como, por ejemplo, lo indicado en el documento de (Peñaloza, 2017), presentando el mismo patrón de comportamiento independiente de la pendiente de estudio. Además, es posible observar un aumento de la socavación local alrededor de la cepa en referencia a la pendiente, siendo lo esperado debido a que el flujo transportado presenta una mayor turbulencia a medida que aumenta la pendiente.

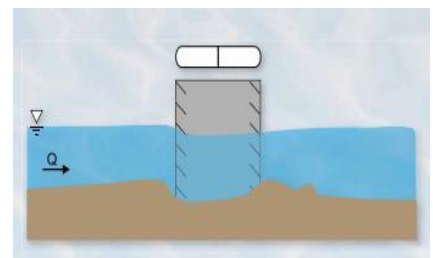


Figura 4.1. Huella de obstáculo fluvial para cepa circular. Fuente Gunt Hamburg.

De los resultados de socavación experimental, las condiciones de pendiente 0° y parcialmente la de 0.5° y 1° , se produce en la condición de aguas claras. Debido a que el porcentaje de cambio de la socavación en referencia a la socavación total es sobre el 30%, lo que se induce que la socavación está dada principalmente por la crecida. En cambio, se asume que la pendiente de 1.5° se encuentra bajo la condición de lecho móvil.

En referencia al análisis experimental, la escala utilizada para la representación del prototipo, puede variar en un rango de 1:10 a 1:30, en base a las variables hidrodinámicas del experimento, por lo que se determinó trabajar con el valor intermedio, debido que este valor es el más representativo con el diámetro de la mayoría de los puentes en la realidad.

Entre los parámetros utilizados, se debe indicar que el sedimento empleado, no pudo ser de menor tamaño de partícula. Debido a que, por la intensidad del flujo y la pendiente, ya se presentaba un proceso erosivo, por lo cual, en el caso de utilizar un tamaño de grano inferior, las partículas tenderían a erosionarse de forma temprana, lo que impide estudiar de forma correcta el efecto de la crecida relámpago.

De los resultados del prototipo a la escala 1:20, el sedimento utilizado, corresponde en la realidad a un sedimento granular grueso. Por ejemplo, el presentado en el Río Rubens en el cruce con la Ruta 9 en Punta Arenas ($D_{50} \approx 15$ mm), como lo indica el Manual de Carretera Volumen 2. Este tipo de sedimento corresponde a los cursos naturales que se desarrollan en las zonas de cabecera y medias de la cuenca, con pendientes mayores.

Para evitar efectos de contracción sobre la socavación alrededor de cepas puente, el ancho relativo del canal, respecto al tamaño de la cepa está restringido a valores de $B/D > 8$ (Istiarto, 2001), lo que implica que el experimento cumple con este criterio, dado que la relación entre ambos parámetros es de 6.4.

Existe una variación bastante significativa entre la socavación obtenida de forma experimental en referencia a la socavación estimada de forma teórica. Básicamente por el hecho que estas ecuaciones se consideran con un caudal constante a través del tiempo, lo cual no es representativo en este estudio. Estas ecuaciones tienden a sobreestimar el efecto de las crecidas, siendo más conservador en ámbitos de seguridad en los puentes. De igual manera estas están determinadas a partir de un canal ideal, lo que no es representativo con una crecida relámpago, dado que este tipo de inundaciones tiende a llevar material vegetal, escombros, entre otros, lo que puede generar un aumento de la socavación estimada, por ende, es recomendable realizar el estudio de prototipo siempre en base a un análisis dimensional de flujo dinámico.

5 CONCLUSIÓN

La cuantificación de la socavación local producto de una inundación relámpago, fue investigada a través de 24 experimentos realizado en el canal de Hidráulica, UCSC. Basado en diferentes pendientes de estudio. Donde se determinó que el setup experimental no es factible para pendientes sobre 2° , principalmente por la sedimentación generada en el cajón.

En base a los resultados proporcionados, el patrón de comportamiento de una crecida relámpago es similar entre sí, independiente de la pendiente de estudio, siendo más significativa en términos de erosión, cuando el lecho se encuentra en condiciones de flujo medianamente horizontal o uniforme. Principalmente cuando se encuentra entre el rango de pendientes de 0° a 0.5° , presentando una estimación sobre el 70% que el cambio morfológico se debe a la crecida propiamente tal. Este porcentaje en sí es una estimación elevada, lo que podría aumentar en la realidad, debido a que este tipo de inundaciones tiende a atraer escombros y material vegetal, lo que favorecería al aumento de este valor. En sí, es bastante preocupante este tipo de crecida, debido a que, por su corta generación (segundo o minutos), ya presenta un riesgo elevado, que con lleva a modificaciones morfológicas bruscas, trayendo consecuencias en ámbitos monetarios y peligro para la sociedad.

Por medio del setup experimental se puede indicar que las variables hidrodinámicas principales que influyen en la socavación local, corresponden a la pendiente, velocidad media del flujo, intensidad del flujo.

A través del análisis dimensional, el modelo es representativo para cepas de 1 metro de diámetro, con sedimentos gruesos $d=13.2$ mm, velocidad de flujo que varían entre los 0.15 m/s – 0.35 m/s.

6 REFERENCIA

- AP. (17 de 07 de 2017).** *Inundación repentina mata a 5 niños y 4 adultos en Arizona.* Obtenido de El Imparcial: <https://www.elimparcial.com/sonora/arizona/Inundacion-repentina-mata-a-5-ninos-y-4adultos-en-Arizona-20170717-0114.html>
- Astorga Bustillos, F.R., & Campa Rodríguez, A.** (2015). “*Métodos Para el Cálculo de la Socavación Local en Pilas de Puentes*”. *Tecnociencia Chihuahua*, Vol. IX Núm. 1. Enero-abril 2015, pp. 36-48.
- Briaud, J. L., L. Brandimarte, J. Wang, y P. D'Odo.** (2007). *Probability of Scour Depth Exceedance Owing to Hydrologic Uncertainty.* En *Georisk* (págs. 77-88).
- Espere, Environmental Science Published for Everybody Round the Earth.** (2004). *Inundaciones relámpago.* http://klimat.czn.uj.edu.pl/enid/1_Inundaciones___Tempestades/_-_Inundaciones_rel_mpago_3i5.html.
- FDOT, F. D.** (2005). *Bridge Scour Manual.* Tallahassee, Florida.
- Hager, W., y J. Unger.** (2010) *Bridge Pier Scour under Flood Waves.* *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(10). 842–847.
- Hamburg, G.** (2019). *Fundamentos de Transporte de Sedimento.* Ingeniería Hidráulica Transporte de Sedimento, 153-159.
- Henríquez P. Sebastián.** (2017) *Physical scale modelling of scour around bridge piers (Modelación física a escala de la socavación local en cepas de puente).* Concepción, Chile.
- Istiaro, I.** (2001) *Flow around a cylinder in a scoured bed channel.* PhD Thesis. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Link, O., C. Castillo, A. Pizarro, A. Rojas, B. Ettmer, C. Escauriaza, y S. Manfreda** (2017) *A Model of Bridge Pier Scour during Flood Waves.* *Journal of Hydraulic Research*, 55(3). 310-323.
- López, G., L. Teixeira, M. Ortega-Sánchez, y G. Simarro** (2014) *Estimating Final Scour Depth under Clear-Water Flood Waves.* *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(3). 328–332.
- Lu, J. Y., Z. Shi, J. H. Hong, J. J. Lee, y R. Raikar** (2010) *Temporal Variation of Scour Depth at Non-Uniform Cylindrical Piers.* *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(1). 45-56.
- Manual de Carreteras (2002), Vol.2,** Sección 2.403.7 Fenómenos de Transporte de Sedimentos, Proceso Fluviales y Métodos de Análisis.
- Manual de Carreteras (2002), Vol.3,** Sección 3.707 Procedimientos y Técnicas de Hidráulica y Mecánica Fluvial.
- Mery M., H.** (2013). *Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras.* Ril Editores. Santiago, Chile, pp. 104-112.
- Peñaloza Felipe,** (2017). *Estudio Comparativo de métodos de cálculo de socavación local en una cepa circular en río de lecho arenoso.* Concepción. Chile.
- Prendergast, L. J, & K. Gavin.** (2014). *A Review of Bridge Scour Monitoring Techniques.* En *Journal of Rock Mechanics y Geotechnical Engineering* (págs. 138-149).



UCSC

Simposio de Habilitación Profesional
Departamento de Ingeniería Civil
Diciembre, 2019

Rocha Felices, A. (1998). *Erosión de cauces fluviales. En Introducción a la Hidráulica Fluvial* (págs. 218-221). UNI.

SonTek/YSI. (2009). *Manual de Usuario ADV Manual de FlowTracker Firmware Versión 3.7.* San Diego, California, Estados Unidos.

Valdovinos & Parra. (2006). *La Cuenca del Río BíoBío; Historia Natural de un Ecosistema de Uso Múltiple.* Centro EULA, Chile.

Valente, G. L. (s.f.). *Manual Surfer Versión 8.*

ANEXO A

Ecuaciones complementarias, Método Bridge Scour Manual

Este capítulo está enfocado a proporcionar ecuaciones complementarias a la ecuación fundamental de socavación, detallado a continuación:

- ***Bridge Scour Manual, State of Florida Department of Transportation (2015)***

La velocidad crítica del sedimento y la velocidad máxima del lecho móvil o velocidad peak del lecho vivo, V_{lp} , se obtiene por medio de las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 2.5 u_{*c} \ln_c \left(\frac{y_0}{2.72 Z_0} \right) \quad (2.4)$$

Donde

$$u_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} = \text{velocidad crítica fricción} = \sqrt{\Theta_c (S - 1) g D_{50}} \quad (2.5)$$

Dónde la tensión de corte crítica τ_c , es posible obtenerlo del diagrama de Shields (1936) que está relacionado con el diámetro de partícula de sedimento, Figura 6.1.

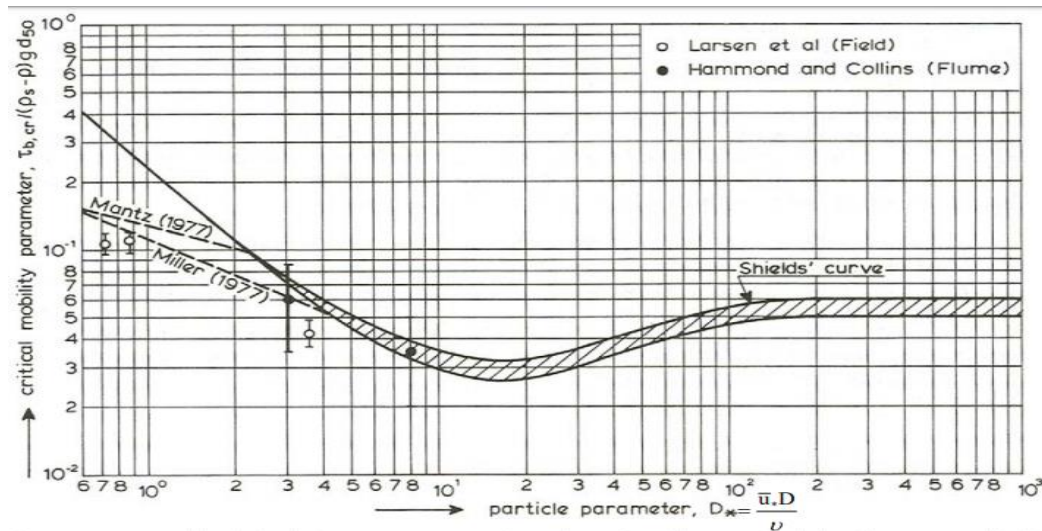


Figura 6.1. Tensión de corte crítico en función del diámetro de partícula de sedimento, Shields (1936)

$$\Theta_c = \begin{cases} 0.25 - 0.1\sqrt{d_*} & 0.01 < d_* < 3 \\ 0.0023d_* - 0.000378 d_* \ln_c(d_*) + \frac{0.23}{d_*} - 0.005 & 3 < d_* < 150 \\ 0.0575 & d_* > 150 \end{cases} \quad (2.6)$$

$$d_* = D_{50} \left[(s - 1) * \frac{g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.7)$$

$$Z_0 = \begin{cases} \nu / (9u_{*c}) & 0 < Re_c \leq 5 \\ k_s 10^{-3} [-6 + 2.85 Re_c - 0.58 Re_c \ln_c(Re_c) + 0.002 Re_c^2 + 111 / Re_c] & 5 < Re_c \leq 70 \\ k_s / 30 & Re_c > 70 \end{cases} \quad (2.8)$$

$$Re_c = u_{*c} \frac{k_s}{\nu} \quad (2.9)$$

$$k_s = \begin{cases} 2.5 D_{50} & D_{50} \geq 0.6 \text{ mm} \\ 5 D_{50}, & D_{50} < 0.6 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.10)$$

La velocidad peak de lecho móvil, V_{lp} , (van Rijn, 1993)

$$V_{lp} = \begin{cases} V_1 & V_1 \geq V_2 \\ V_2 & V_1 < V_2 \end{cases} \quad (2.11)$$

Dónde

$$V_1 = 0.8 \sqrt{g y_o} \quad (2.12)$$

$$V_2 = 29.31 u_{*c} \log_{10}(4 y_o/D_{90}) \quad (2.13)$$

La unidad de medidas para este método considera el Sistema Internacional.