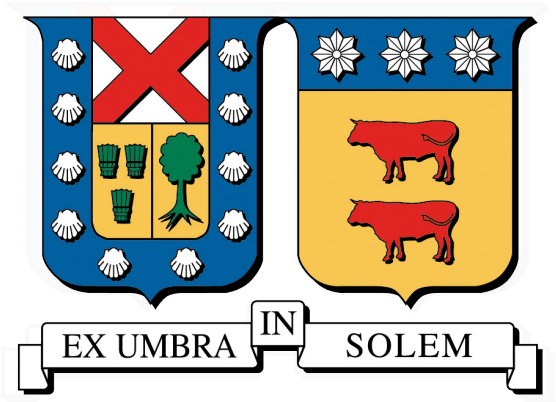
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO - CHILE



IMPLEMENTACIÓN DE CANAL EXPERIMENTAL DE GRAN ESCALA PARA ESTUDIO DE SOCAVACIÓN LOCAL

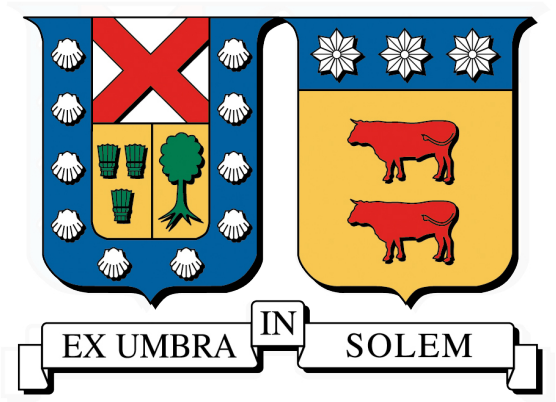
NIKKY ARLETTE ALEJANDRA LEIVA LEIVA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PROFESOR GUÍA	:	SR. FELIPE NEGRETE
PROFESOR CORREFERENTE	:	SRTA. VIVIAN ARANDA
PROFESOR CORREFERENTE	:	SRTA. LINA CASTRO

ENERO 2021

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO - CHILE



IMPLEMENTACIÓN DE CANAL EXPERIMENTAL DE GRAN ESCALA PARA ESTUDIO DE SOCAVACIÓN LOCAL

Memoria de titulación presentada por

NIKKY ARLETTE ALEJANDRA LEIVA LEIVA

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PROFESOR GUÍA	:	SR. FELIPE NEGRETE
PROFESOR CORREFERENTE	:	SRTA. VIVIAN ARANDA
PROFESOR CORREFERENTE	:	SRTA. LINA CASTRO

ENERO 2021

"Nada en este mundo debe ser temido...sólo entendido"

Marie Curie

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer y dedicar este trabajo a mi madre, que con su increíble amor me ha acompañado todos los días de mi vida, gracias por la confianza, el apoyo fundamental y el sacrificio que has hecho todos estos años. Me enseñaste entre tantas otras cosas, que el saber no ocupa lugar y que cada persona brilla con luz propia. Eres incondicional, sin ti nada sería igual.

A mi hermana, que ha sido mi apoyo constante y mi compañera en esta loca ciudad, gracias por ser un ejemplo, por abrirme camino y creer en mi. Quiero agradecer a la vida, por habernos dado la oportunidad de acercarnos cada vez más, por hacernos mujeres parecidas y que además de ser familia, somos amigas.

A mi papá y abuelita por estar presente a pesar de la distancia. Por alegrarse con cada logro y nunca criticar las caídas.

A Jorge, que es mi par y cómplice desde el primer año de universidad, por acompañarme en cada paso, por levantarme en los momentos tristes y gozar conmigo en los felices. Por haber crecido juntos, y compartir convicciones y sueños. Gracias por las muestras de cariño diarias, por el respeto y admiración mutua, por hacerme feliz y darme tanto amor. Aprovecho de agradecer a la familia de Jorge, en especial a la tía Paula, que me recibe siempre con cariño, y al tío porque nunca olvidaré las salidas a manejar en que me perdonaba cada vez que se me apagaba el auto.

A la linda familia de amigos de Plan Común que me entregó la universidad, compartiendo cada almuerzo por años, miles de conversaciones, anécdotas chistosas, tardes intensas de estudio aunque no teníamos los mismos ramos algunas veces, gracias por su amistad.

A The Civil Team por ser un gran equipo en los ramos de Ingeniería Civil, cuántos intentos de karaokes y métodos infructuosos para lograr pasar de largo haciendo interminables proyectos para ingeniería vial. En especial a mi linda amiga Konny, que es mi gran partner, gracias por cada detalle, conversación, risas y el inmenso apoyo que me has brindado todo este tiempo.

A los amigos que muchas veces he dejado de lado por la carga académica, pero que a pesar del tiempo o los kilómetros que nos separan, me siguen considerando.

A todas las mujeres que son o han sido parte de AMIN, porque han compartido su tiempo, dedicación y experiencias, y me han enseñado que juntas podemos más.

A la Universidad Técnica Federico Santa María, porque ha sido mi escuela durante los últimos años y me ha entregado las herramientas para desarrollarme profesionalmente. En especial a la profesora Vivian Aranda, por haber sido una referente entre tantos ingenieros varones, y por haber aceptado ser mi profesora patrocinante.

Al Instituto Nacional de Hidráulica por acogerme el último año y permitir desarrollar mi memoria en un equipo que no sólo se destaca en lo profesional, sino que también en lo humano. Al profesor Luis Zamorano por ser quien me abrió las puertas, a Andrés Tapia por haberme presentado cada proyecto que se desarrollaba en INH, a Felipe Negrete por haber aceptado el desafío de ser mi profesor guía y a Camila por la buena onda y disposición de enseñarme. A Rodrigo, Felipe y todo el equipo de modelación física por su buena disposición y apoyo en cada actividad. A Konny y Gustavo por las conversaciones de cada mañana, por el apoyo constante, por cada comentario y sugerencia que aportó a mi trabajo.

A cada persona que de una u otra forma contribuyo a la realización de esta memoria.

Gracias totales.

RESUMEN EJECUTIVO

La socavación sigue siendo el mayor causante del deterioro y colapso de los puentes en el mundo, provocando riesgo para la seguridad de la población y daños en la infraestructura vial. La investigación del fenómeno de socavación local en pilas de puentes a generado un número considerable de fórmulas teóricas y experimentales, definidas para un rango limitado de condiciones hidráulicas y geometrías de cepas, cuyos resultados difieren considerablemente entre sí, introduciendo gran incertidumbre en los métodos de diseños. Por lo que el *Instituto Nacional de Hidráulica* adquiere un canal a gran escala para profundizar el estudio de la socavación local en pilas de puentes bajo condiciones hidráulicas específicas de los cauces chilenos.

El objetivo de este trabajo consiste en la implementación del canal de socavación del *Instituto Nacional de Hidráulica*, desde ahora INH, con la finalidad de generar documentos que normen la operación del canal, la preparación de los ensayos y establecer un protocolo para los experimentos.

En este trabajo se recopilan diferentes sistemas de monitoreo de socavación local utilizados en las últimas décadas en canales de laboratorio alrededor del mundo, con el fin de conocer las nuevas tecnologías disponibles aplicables en modelos a escala y establecer la metodología de medición a implementar en INH.

Se investiga el comportamiento de los parámetros que controlan las condiciones hidráulicas del canal, mediante el registro de 42 datos de condiciones experimentales, donde se relaciona la inclinación de la compuerta tipo clapeta ubicada al final del canal y la frecuencia de impulsión con la altura de escurrimiento, velocidad de aproximación y descarga de la bomba. Se prueban cuatro sedimentos con el objetivo de definir el tamaño de partícula requerido para trabajar en aguas claras y régimen supercrítico de forma simultánea, buscando reproducir condiciones particulares semejantes a cauces chileno. La metodología de experimentación se prueba mediante la realización de dos ensayos de socavación local en una pila de sección circular, bajo condición de aguas claras y régimen subcrítico en una arena uniforme ($D_{50} = 1.03\ [mm]$). Se utiliza un velocímetro acústico de alta resolución (ADV Vectrino) para registrar el chequeo de fondo en el tiempo en un punto y posteriormente se procesan los datos para obtener la evolución temporal de la socavación.

A partir de toda la información adquirida, se generan tres documentos que establecen la metodología de medición, el Anexo A corresponde al “Manual de Operación del Canal”, donde se detallan sus componentes y funcionamiento, además de definir los instrumentos requeridos para la investigación describiendo el método de instalación, operación y post-proceso de datos. El Anexo B corresponde al “Procedimiento de Manejo de Sedimentos” donde se plantean los pasos necesarios para reconstruir una curva granulométrica y extenderla en el canal. Y, por último, el “Protocolo de Ensayo” donde se describe la metodología de experimentación que detalla la preparación y ejecución de ensayos de socavación local en el canal del INH.

Palabras Clave. Socavación local, Sistemas de medición de socavación local, Canal experimental, Protocolo de ensayo.

ABSTRACT

Scour continues to be the biggest cause of the deterioration and collapse of bridges in the world, causing risk to the safety of the population and damage to road infrastructure. The investigation of the phenomenon of local scour in bridge piles has generated a considerable number of theoretical and experimental formulas, defined for a limited range of hydraulic conditions and pile geometries, whose results differ considerably from each other, introducing great uncertainty in the design methods. This is why the *Instituto Nacional de Hidráulica* acquires a large-scale channel to deepen the study of local scour in bridge piles under specific hydraulic conditions of Chilean rivers.

The objective of this work is the implementation of the scour channel of the *Instituto Nacional de Hidráulica*, from now on INH, with the purpose of generating documents that regulate the operation of the channel, the preparation of an essay and establish a protocol for the experiments.

In the present thesis, different local scour monitoring systems used in the last decades in laboratory channels of the world are collected, in order to recognize the new available technologies applicable in scale models and establish the measurement methodology to be implemented in INH.

The behavior of the parameters that control the hydraulic conditions of the channel is investigated, by recording 42 experimental condition data, where the inclination of the clapper-type gate located at the end of the channel and the impulse frequency are related to the flow depth, velocity and discharge of the pump. Four sediments are tested so as to define the particle size required to work in clear waters and supercritical regime simultaneously, seeking to reproduce particular conditions similar to Chilean rivers.

The experimentation methodology is tested by carrying out two local scour tests in a circular section pile, under the condition of clear waters and subcritical regime in a uniform sand ($D50 = 1.03\ [mm]$). A high-resolution acoustic velocimeter (vectrino ADV) is used to record the background check in time at one point and then the data is processed to obtain the temporal evolution of the scour.

From all the information acquired, three documents are obtained that establish the measurement methodology, Annex A corresponding to the "Channel Operation Manual", where its components and operation are detailed, in addition to defining the instruments required for the research, describing the method of installation, operation and post process data. Annex B corresponds to the "Sediment Management Procedure" where the necessary steps are proposed for the reconstruction of a granulometric and the form for extend in the canal. And finally, the "Test Protocol", which describes the experimentation methodology that details the preparation and execution of local scour tests in the INH channel.

Keyword. Local scour, measurement method of the local scour, flume, test protocol.

GLOSARIO

Parámetros	
a	Afloramiento de la base sobre el lecho.
A	Variable de superficie.
A_m	Área de la sección del flujo de agua.
AC	Aguas claras.
AI	Arrastre incipiente.
AT	Aguas turbias.
b	Ancho de pila rectangular o diámetro de pila circular.
b^*	Ancho de pila equivalente.
B	Ancho de la base de fundación de la pila.
c	Variable cualquiera del prototipo real.
c'	Variable "c" a escala del modelo físico.
D_s	Diámetro representativo de las partículas.
D_x	Diámetro que representa las partículas de diámetro mayor que el $x\,\%$ del total del material.
D_{50}	Diámetro nominal.
D^*	Diámetro adimensional de las partículas.
e	Espaciamiento entre dos pilas consecutivas.
Fr	Número de Froude.
Fr'	Número de Froude efectivo de la partícula.
Fr'_d	Número de Froude densimétrico efectivo.
g	Fuerza de gravedad.
f	Función arbitraria.
h	Profundidad de escurrimiento en una sección no perturbada del flujo.
$\hat{h}$	Profundidad relativa del flujo.
h_{comp}	Altura de la compuerta.
H	Altura de impulsión.
i	Pendiente longitudinal del canal.
I	Intensidad del flujo.
K	Factor de corrección de socavación al pie de pilas.
K_d	Factor de corrección de tamaño de sedimento.
K_g	Factor de corrección de dispersión granulométrica.
K_{gr}	Factor de corrección de dispersión granulométrica.
K_S	Factor de corrección de forma de la sección transversal de las pilas.
K_R	Factor de corrección de afloramiento de la base de fundación.
K_α	Factor de corrección de esviaje de pilas rectangulares.
l	Largo de la pila.
L	Variable de longitud.
m	Modelo físico.
n	Coeficiente de rugosidad.
nv	Velocidad angular.
p	Prototipo real.
P	Potencia.
P_m	Perímetro mojado.
Q	Caudal.
Re	Número de Reynolds.
Re'	Número de Reynolds efectivo de la partícula.
R^2	Coeficiente de determinación.
S	Profundidad de socavación máxima de equilibrio.
S_c	Profundidad de socavación en pila de sección circular en lecho de arena.
S_f	Socavación final de experimentación.
S_t	Evolución temporal de la socavación local.
t	Tiempo.
t_e	Tiempo para desarrollar la socavación de equilibrio.
t_{exp}	Tiempo experimental.
t_{ADV}	Tiempo transcurrido hasta que la fosa de socavación alcanza la posición de registro del ADV.

Parámetros	
u	Velocidad media de escurrimiento.
u_a	Velocidad de armadura o coraza.
u_c	Velocidad crítica del sedimento.
u_{ef}	Velocidad efectiva del flujo.
u^*	Velocidad de fricción.
U^*	Parámetro de impermanencia de flujo.
v	Velocidad.
VDF	Porcentaje del variador de frecuencia.
w	Ancho del canal experimental.
W^*	Trabajo adimensional efectivo de flujo.
(x, y, z, t)	Vector de coordenadas espacio tiempo en prototipo real.
(x', y', z', t')	Vector de coordenadas espacio tiempo en modelo físico.
Z^*	Profundidad de socavación normalizada.
α	Ángulo de esviaje expresado en grados.
λ	Escala geométrica.
λ_c	Factor de escala geométrica de variable "c".
λ_b	Factor de escala del diámetro de la pila.
$\lambda_{\frac{b}{D_s}}$	Factor de escala del parámetro de tamaño relativo de la cepa respecto al sedimento.
λ_{D^*}	Factor de escala del parámetro de diámetro de grano adimensional.
λ_{D_s}	Factor de escala del diámetro representativo de las partículas.
λ_{Fr}	Factor de escala del Número Adimensional de Froude.
λ_L	Factor de escala longitudinal.
λ_n	Factor de escala del coeficiente de rugosidad.
λ_Q	Factor de escala del Caudal.
λ_{Re}	Factor de escala del Número Adimensional de Reynolds.
λ_t	Factor de escala temporal.
$\lambda_{u_{ef}}$	Factor de escala de la velocidad efectiva del flujo.
λ_v	Factor de escala de la velocidad.
λ_{W^*}	Factor de escala del parámetro del trabajo adimensional efectivo de flujo.
λ_{Z^*}	Factor de escala del parámetro de profundidad de socavación local.
λ_ν	Factor de escala de viscosidad.
$\lambda_{\rho'}$	Factor de escala de la densidad relativa.
μ	Viscosidad dinámica del flujo.
ν	Viscosidad cinemática del flujo.
π	Teorema de Buckingham.
ϕ	Ángulo de reposo.
ρ	Densidad del fluido.
ρ_s	Densidad de las partículas de sedimento.
ρ'	Densidad relativa.
σ_g	Desviación geométrica de la granulometría.
τ_*	Tensión de corte adimensional crítica.
θ	Ángulo de inclinación de la clapeta abatible.

Siglas	
ADV	Velocímetro acústico de alta resolución.
BNSh	Fórmula de socavación local de Breusers, Nicolett y Shen.
BIS	Método de segmentación de intensidad de brillo (Brightness Intensity Segmentation).
CSU	Fórmula de socavación local de la Universidad del Estado de Colorado.
EDE	Fórmula de socavación local mediante envolvente de datos experimentales.
FBG	Sensores de figra Bragg Grating (Fiber Bragg Grating Sensors).
FHWA	Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos.
GPR	Radar de penetración en el suelo (Ground Penetrating Radar).
INH	Instituto Nacional de Hidráulica.
L	Ecuación de evolución temporal de la socavación de Lanca et. al.
MC	Ecuación de evolución temporal de la socavación de Melville y Chiew.
MEMS	Sistema de sensores de presión micro-electro-mecánicos (Micro-electro-mechanical system pressure sensors).
M/S	Ecuación de evolución temporal de la socavación de Melville y Sheppard.
PLC	Controlador lógico programable.
PMD	Detección de movimiento de partículas (Particle Motion Detection).
R	Fórmula de socavación local de la Relación de Richardson.
S/M	Fórmula de socavación local de Sheppard y Melville.
SOCHID	Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica.
TDR	Reflectometría en el dominio del tiempo (Time-Domain Reflectometry).
USGS	U.S Department of the Interior. U.S Geological Survey.
VPT	Sensor dinámico basado en la presión turbulenta (Vibration-based turbulent pressure sensor).

Índice de Contenidos

AGRADECIMIENTOS . . . III
RESUMEN EJECUTIVO . . . IV
ABSTRACT . . . V
GLOSARIO . . . VIII

1. Introducción **1**
1.1. Motivación . . . 1
1.2. Objetivos Generales . . . 2
1.3. Objetivos Específicos . . . 3
1.4. Alcance y Proyecciones . . . 3
1.5. Estructura de el Informe . . . 4

2. Marco Teórico **5**
2.1. Caracterización General del Fenómeno . . . 5
2.1.1. Definición del fenómeno . . . 5
2.1.2. Condición de arrastre . . . 8
2.1.3. Influencia del sedimento . . . 10
2.1.4. Influencia del ancho o diámetro de la pila . . . 11
2.1.5. Influencia de las variables hidráulicas en diferentes tipos de lechos . . . 12
2.2. Análisis Dimensional y Teoría Similitud . . . 13
2.2.1. Análisis dimensional . . . 14
2.2.2. Teoría de escalamiento . . . 15
2.3. Fórmulas de Socavación Local al Pie de Pilas . . . 19
2.3.1. Fórmulas de diseño del Manual de Carreteras . . . 20
2.3.2. Resumen fórmulas de la literatura . . . 25

3. Revisión de Métodos de Experimentación **31**
3.1. Preámbulo . . . 31
3.2. Sistemas de Medición . . . 32
3.2.1. Técnicas de medición en laboratorio . . . 32
3.2.1.1. TDR: Reflectometría en el dominio del tiempo - Yankielun y Zabilansky (1999) . . . 32
3.2.1.2. Fotogrametría externa con técnica de visión estéreo - Baglio et al. (2001) . . . 32
3.2.1.3. Escala vertical y cámara externa- Roulund et al. (2005) . . . 33
3.2.1.4. Fogrametría con una cámara y láser - Younkin y Hill (2009) . . . 33
3.2.1.5. MEMS: Sensores de presión - Lin et al. (2010) . . . 34
3.2.1.6. Fotogrametría con cámara al interior de la pila - Debnath y Chaudhuri (2010) . . . 35
3.2.1.7. Ecosonda y pila graduada - Porter et al. (2012) . . . 35
3.2.1.8. Fotogrametría con corrección de dispersión del lente - Sumer et al. (2013) . . . 35
3.2.1.9. VTP - Técnica de monitoreo basada en vibraciones Fisher et al. (2013) 36

3.2.1.10. Cámara de vídeo endoscópica dentro de la pila - Brink (2014) . . . 36
3.2.1.11. Microcámara y algoritmo de reconocimiento de imágenes - Chang et al. (2014) . . . 37
3.2.1.12. Sistema no intrusivo con láser lineal y cámara comercial - Poggi y Kudryavtseva (2019) . . . 38
3.2.2. Técnicas de medición de campo . . . 38
3.2.2.1. GPR: Georradar - Forde et al. (1999) . . . 38
3.2.2.2. Sonar con imágenes a color- Fukui y Otuka (2002) . . . 39
3.2.2.3. FBG: Sensores de Fibra Bragg Grating - Lin et al. (2005) . . . 39
3.2.2.4. Collar magnético deslizante - Lu et al. (2008) . . . 40

4. Materiales y Métodos **41**
4.1. Instalación Experimental . . . 41
4.2. Sistema de Medición . . . 44

5. Variables Experimentales **46**
5.1. Alcance Experimental . . . 46
5.2. Variables Experimentales Controlables . . . 50
5.2.1. Carga hidráulica en estanques de acumulación y canal . . . 51
5.2.2. Ángulo de clapeta y caudal . . . 53
5.2.2.1. Caudal . . . 55
5.2.2.2. Ángulo de clapeta abatible . . . 57
5.2.3. Influencia del Sedimento . . . 59

6. Resultados y Discusión **63**
6.1. Ensayos de Socavación . . . 63
6.1.1. Ensayo 1 . . . 65
6.1.2. Ensayo 2 . . . 70
6.2. Discusión . . . 74

Conclusiones **77**

Bibliografía **79**

Anexos **83**

A. Manual de Operación **A**

B. Procedimiento de Manejo de Sedimentos **B**

C. Protocolo de Ensayo **C**

D. Informe Ensayo 1 **D**

E. Informe Ensayo 2 **E**

Índice de Tablas

2.1. Parámetros característicos del análisis dimensional de la profundidad de socavación local entorno a una pila de sección circular. 14
2.2. Resumen de factores de escala de variables de Teoría de Similitud de Froude. 18
2.3. Factor de forma de sección transversal de pilas. 21
2.4. Factor de grupo de pilas. 23
2.5. Factor de afloramiento de base de fundación en pilas rectangulares. 24
2.6. Clasificación para el tamaño de sedimento de Raudkivi y Ettema. 24
2.7. Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes. 26
2.8. Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes. 27
2.9. Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes. 28
2.10. Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes. 29
2.11. Ecuaciones de la literatura para predecir la evolución temporal de la socavación local. 30

4.1. Resumen de características principales del canal. 44

5.1. Resumen de rangos experimentales factibles para ensayo en canal de socavación local. 46
5.2. Variables controlables o independientes. 50
5.3. Altura de escurrimiento, velocidad y caudal para dos condiciones de carga hidráulica de estanques de acumulación y canal. 52
5.4. Altura de escurrimiento y velocidad del flujo para diferentes condiciones de bombeo y ángulos de clapeta. 54
5.4. Altura de escurrimiento y velocidad del flujo para diferentes condiciones de bombeo y ángulos de clapeta. 55
5.5. Condición hidráulica para diferentes condiciones experimentales de 4 sedimentos. Nota: AC corresponde a aguas claras, AT a aguas turbias y AI es arrastre incipiente. 61

6.1. Características de sedimentos. 63
6.2. Nomenclatura gráficos. 65
6.3. Característica ensayo 1. 65
6.4. Tiempo de experimentación y equilibrio para Ensayo 1. 66
6.5. Resumen de resultados de socavación en el tiempo de Ensayo 1. 68
6.6. Características ensayo 2. 70
6.7. Tiempo de experimentación y equilibrio para Ensayo 2. 71
6.8. Resumen de resultados de socavación en el tiempo de Ensayo 2. 73

Índice de Figuras

1.1. Fotografías de falla de puentes producto de socavación local. (a) Waikato River, Auckland, New Zealand, (b) Rude Karum, Iran, (c) Landquiart, Switzerland, (d) Elbe, Germany. 1
1.2. Fotografía del colapso del Puente Cancura en la región de Los Lagos. 2

2.1. Representación esquemática de sistema de flujos y vórtices en pila circular. 7
2.2. Gráfico comparativo del proceso de socavación en condición de aguas claras y aguas turbias en función del tiempo. 8
2.3. Gráfico de la profundidad de socavación de una pila circular normalizada por su diámetro en función de la intensidad de flujo correspondiente a la revisión bibliográfica de investigaciones realizadas entre $1956 - 2006$ y la curva envolvente. 10
2.4. a) Fotografía del efecto del acorazamiento en lecho de granulometría extendida. b) Esquema de la distribución inicial del sedimento de lecho antes del arrastre. c) Esquema del acorazamiento de lecho. 11
2.5. Profundidad de socavación de equilibrio normalizada por el ancho de la pila en función de la superficialidad de flujo. 12
2.6. Profundidad de socavación local normalizada por el diámetro de la pila en función de la intensidad de flujo. 13
2.7. Efecto de socavación local en pila cilíndrica de sección circular. 20
2.8. Factor de esviaje de pilas de sección rectangular. 22
2.9. Factor de dispersión granulométrica. 22
2.10. Factor de afloramiento de base de fundación en pilas rectangulares. 23

3.1. Esquema de la metodología de fotogrametría externa con visión estéreo y láser. . . . 33
3.2. Configuración de sistema de monitoreo de socavación usando fotogrametría e iluminación con lámina láser planar. 34
3.3. Configuración experimental y sensores de presión MEMS. 34
3.4. Vista en planta de sistema de monitoreo óptico para medir socavación y relleno de lecho. 36
3.5. Procesamiento de imagen para registro de socavación local en el contorno de una pila cilíndrica. 37
3.6. (a) Esquema sistema de medición de socavación local. (b) Monitoreo en tiempo real y reconocimiento de imágenes de evolución temporal de socavación en contorno de pila cilíndrica. 37
3.7. Esquema sistema de medición de socavación local no intrusivo con láser y una cámara comercial. 38
3.8. Perfil de la medición utilizando el sonar de imagen a color. 39
3.9. Configuración de sistema de monitoreo de socavación FBG. 40

4.1. Canal experimental del INH. 42
4.2. Componentes del canal de socavación, vista lateral derecha. 43
4.3. Componentes del canal de socavación, vista lateral izquierda. 43

4.4. Instalación de ADV Vectrino frente a la pila graduada. 44
4.5. Fotografía de instalación de sensor electromagnético de flujo. 45
4.6. Instrumentos para medir pendiente longitudinal del canal de socavación. 45

5.1. Rango experimental del canal de socavación. 47
5.2. Curva de Shields. 48
5.3. Curva de Shields en el sistema de ejes coordenados $(\tau*, D*)$. 48
5.4. Velocidad crítica del sedimento. 49
5.5. Número de Froude para rango experimental del canal. 50
5.6. Granulometría arena cuasi-uniforme, $D_{50} = 1.03\ [mm]$. 51
5.7. Caudal en función de altura de escurrimiento para dos condiciones de carga de estanques de acumulación y canal. 52
5.8. Caudal calculado con datos de velocidad de aproximación y altura de escurrimiento versus el caudal de flujómetro electromagnético para dos condiciones de carga hidráulica. Líneas segmentadas indican regresión lineal. 53
5.9. Caudal calculado con datos de velocidad de aproximación y altura de escurrimiento versus caudal de flujómetro electromagnético. 54
5.10. Principio de funcionamiento de un variador de frecuencia. 55
5.11. Caudal del flujómetro versus altura de escurrimiento para diferentes porcentajes de frecuencia de la bomba de impulsión. 56
5.12. Altura de escurrimiento versus el caudal de flujómetro para diferentes ángulos de inclinación de la clapeta abatible. 57
5.13. Velocidad de aproximación en función versus altura de escurrimiento para diferentes porcentajes de frecuencia de la bomba de impulsión. 57
5.14. Compuerta tipo clapeta abatible con eje de giro en el fondo ubicada en la zona final del canal de socavación del INH. 58
5.15. Velocidad de aproximación versus altura de escurrimiento para diferentes ángulos de la clapeta abatible ubicada al final del canal. 58
5.16. Caudal del flujómetro versus velocidad de aproximación para diferentes ángulos de la clapeta abatible ubicada al final del canal. 59
5.17. Resalto hidráulico en ensayo con Sedimento C. 60
5.18. Número de Froude para rango supercrítico. 62

6.1. Descripción de geometría de la fosa de socavación para pila cilíndrica en lecho de arena. 64
6.2. Socavación máxima de Ensayo 1 para diferentes ecuaciones de la literatura. 66
6.3. Filtro de datos de evolución temporal de socavación del Ensayo 1 en el punto de registro de ADV Vectrino. 67
6.4. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1. 67
6.5. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1 comparada con la Ecuación de Melville y Chiew (1999) durante el tiempo experimental. 68
6.6. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1 comparada con la Ecuación de Sheppard y Melville (2011) durante el tiempo experimental. 69
6.7. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1 comparada con la Ecuación de Lanca et al. (2013) durante el tiempo experimental. 69
6.8. Socavación máxima de Ensayo 2 para diferentes ecuaciones de la literatura. 71
6.9. Filtro de datos de evolución temporal de socavación del Ensayo 2 en el punto de registro de ADV Vectrino. 72
6.10. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2. 72
6.11. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2 comparada con la Ecuación de Melville y Chiew (1999) durante el tiempo experimental. 73
6.12. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2 comparada con la Ecuación de Sheppard y Melville (2011) durante el tiempo experimental. 74
6.13. Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2 comparada con la Ecuación de Lanca et al. (2013) durante el tiempo experimental. 74

1 Introducción

1.1. Motivación

La conectividad es un factor predominante para el desarrollo del país, y dada la geografía de Chile los cerca de 8.000 puentes son estructuras relevantes en la infraestructura vial, permitiendo el transporte y conexión entre las diferentes localidades. Los puentes son obras de gran envergadura y alto costo, con vida útil típica de 60 años. Lamentablemente existe un bajo nivel de monitoreo y poca mantención, lo que genera riesgo de falla, y en casos críticos, el colapso estructural. En el mundo, la socavación es la causa número uno de falla de puentes (Link y Escauriaza, 2015), como se puede observar en la Figura 1.1.

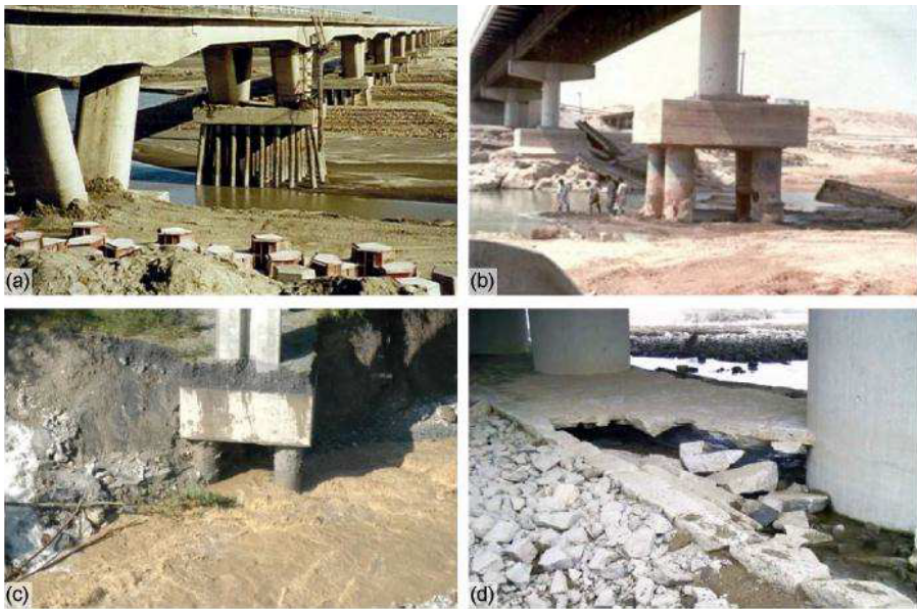


Figura 1.1: Fotografías de falla de puentes producto de socavación local. (a) Waikato River, Auckland, New Zealand, (b) Rude Karum, Iran, (c) Landquiart, Switzerland, (d) Elbe, Germany.
Fuente: Link, Oscar y Escauriaza, Sebastián (2015). Socavación alrededor de cepas de puentes. Escuela SOCHID.

En la literatura actual existen diversas fórmulas para calcular el fenómeno de socavación en puentes, que permiten estimar la profundidad de socavación máxima, evolución temporal y forma de la fosa, generadas a partir de numerosos estudios teóricos y experimentales de diversos países, pero enfocadas a geometrías y configuraciones de pilas o estribos específicas. Estas fórmulas de diseño arrojan resultados que difieren significativamente entre sí (Sheppard et al., 2014), generando gran incertidumbre.

La socavación local en puentes ocurre principalmente en las crecidas debido al aumento de la

intensidad del flujo (Link et al., 2018). Este efecto se vuelve un factor de riesgo debido a la influencia del cambio climático, el aumento en la intensidad de las tormentas y en la altura de inundación de los ríos.

En Chile no estamos ajenos al daño que produce la socavación, ejemplos concretos son las fallas del Puente Longaví (2001/2003), Puente Loncomilla (2004), Puente Maipo (2005), Puente Contacto, Puente Cisnes y recientemente el Puente Cancura (2018) que se observa en la Figura 1.2.

La geografía nacional contiene cauces que poseen pendientes longitudinales importantes, lo que genera condiciones de escurrimiento en régimen supercrítico. Además, la distribución granulométrica de los lechos es no uniforme, encontrando desde arenas finas hasta gravas, incluso clastos. Por esta razón, es fundamental profundizar el estudio de socavación para las condiciones particulares de los cauces chilenos, que permitan reflejar de forma fidedigna tanto las condiciones hidráulicas y sedimentológicas de los ríos de Chile.



Figura 1.2: Fotografía del colapso del Puente Cancura en la región de Los Lagos.
Fuente: http://www.forestal.uchile.cl/noticias/144771/
colapso-de-puentes-un-problema-en-el-manejo-del-agua-y-sedimentos [Consulta 01 de abril 2019.]

El Instituto Nacional de Hidráulica cuenta con un canal a gran escala construido para desarrollar estudios del fenómeno de socavación local en pilas de puentes, el cual posee 1.5 metros de ancho y 25 metros de largo, que a la vez cuenta con un sistema de izaje que permite variar la pendiente longitudinal entre un 0 % y un 7 %. Fue diseñado para conducir caudales de hasta 600 $[l/s]$. Las características de este canal son únicas en el país, por lo que su puesta en marcha presenta un desafío importante, de tal manera que su operación permita desarrollar experimentación que logre reproducir la socavación generada bajo condiciones hidráulicas y sedimentológicas representativas de cauces chilenos, como flujos supercríticos y granulometrías gruesas que no han sido ampliamente estudiadas anteriormente.

1.2. Objetivos Generales

El presente trabajo consiste en la habilitación e implementación de un canal experimental a gran escala para el estudio de socavación local. El canal está emplazado en el Instituto Nacional de Hidráulica (INH), y es capaz de reproducir condiciones hidráulicas y sedimentológicas similares a las existentes en cauces chilenos.

1.3. Objetivos Específicos

- Generar una revisión bibliográfica del fenómeno de socavación local en torno a pilas de puentes.
- Explorar métodos de medición de socavación local en canales a escala.
- Implementar sistemas de medición idóneos, en concordancia con el objetivo anterior.
- Desarrollar pautas de funcionamiento del canal y protocolo de ensayo en laboratorio. Elaborar manual para preparar y posicionar el sedimento del lecho.
- Definir condiciones hidráulicas para transporte incipiente y arrastre generalizado.
- Obtener registro de la evolución temporal de la profundidad de socavación mediante experimentación en el canal.

1.4. Alcance y Proyecciones

El alcance de la investigación desarrollada en este trabajo de título se describe a continuación:

- Las metodologías de experimentación para el desarrollo de ensayos de socavación local planteadas, aprovechan los recursos humanos, físicos y económicos disponibles en el Instituto Nacional de Hidráulica durante el periodo de esta investigación.
- Este estudio incluye experimentación exclusivamente en condición hidráulica de aguas claras y situaciones puntuales en arrastre incipiente, debido a que en la actualidad (2020), el canal de socavación del Instituto Nacional de Hidráulica no posee un sistema de recirculación de sedimentos que permita la experimentación en aguas turbias o arrastre generalizado.
- El tiempo de experimentación de los ensayos de socavación se limitan a la máxima duración que permite una jornada laboral en horario habitual. No obstante a lo anterior, el único requisito para extender la duración experimental es gestionar los recursos humanos disponibles en el INH, implementando una modalidad de turnos de trabajo que permita contar con dos experimentadores de forma simultanea durante toda la operación del canal.

Las proyecciones de investigaciones futuras de acuerdo con las capacidades experimentales del canal dan la posibilidad de explorar diferentes corrientes de investigación:

- **Cepas:** El canal experimental cuenta con la capacidad de ensayar diferentes tipos de cepas: pilas, estribos, muros, con diferentes, tamaños, formas, configuraciones de grupo e inclinación de ángulo de esviaje.
- **Métodos de mitigación:** Otra proyección de la línea de investigación consiste en la exploración de diferentes métodos de mitigación del efecto de la socavación local, como RIP RAP, anillos, anillos con baras, perforaciones, formas más aerodinámicas, etc. en condiciones hidráulicas y sedimentológicas semejantes a los ríos de Chile.
- **Sedimentos:** El canal está diseñado para que en una etapa futura se incorpore una bomba de recirculación de sedimentos, la que permite ampliar el rango de experimentación a rangos en arrastre generalizado.
- **Escalabilidad:** El Instituto Nacional de Hidráulica está desarrollando una línea de investigación sobre socavación local en cepas de puente en modelos a escala, para ser complementada con mediciones de monitoreo de socavación en cepas de ríos chilenos. En base a lo anterior, se pretende que el conjunto de los datos de campo y laboratorio permitan un mejor entendimiento del proceso de socavación y la posibilidad de validar la reciente teoría de Escalamiento propuesta por (Link et al., 2018).

- **Cambio Climático:** Futuras investigaciones del INH incorporan modelos hidrológicos que contemplan los efectos del cambio climático en sus predicciones, los cuales van a ser probados en el canal de socavación representando a escala un puente y río chileno.

1.5. Estructura de el Informe

La presente memoria se estructura de la siguiente forma:

- En el Capítulo 2 se presenta una revisión bibliográfica y caracterización del fenómeno de socavación local.
- En el Capítulo 3 se describen diferentes sistemas de medición de socavación en canales a escala usados en el mundo.
- En el Capítulo 4 se presenta la descripción de la instalación experimental y la técnica de medición empleada.
- En el Capítulo 5 se expone el alcance del canal y las principales variables controlables.
- En el Capítulo 6 se presentan y discuten los resultados obtenidos.
- Finalmente se entregan las Conclusiones y Anexos.

2 | Marco Teórico

2.1. Caracterización General del Fenómeno

La socavación es un fenómeno natural que causa el descenso de un lecho móvil respecto a su nivel original debido a un desequilibrio local de la capacidad erosiva de la corriente y la tasa de suministro de sedimentos desde aguas arriba.

El proceso que genera la socavación depende de diversas variables como son las características geométricas del cauce, sección transversal y la pendiente de fondo, las variables de escurrimiento, como velocidad media y velocidad de arrastre incipiente y propiedades del sedimento de lecho, por lo que resulta complejo determinar una ecuación que tenga buenas predicciones en rangos amplios de estas variables.

La socavación local consiste en la remoción de material al pie de estructuras rígidas insertas en el lecho de un cauce, producto del aumento de la intensidad del flujo generada por la disminución de sección que causa la obra. La socavación alrededor de pilas de puentes genera la formación de vórtices en el contorno de la estructura provocando la exposición de la fundación y siendo la principal causa de falla de puentes.

En la literatura existen diversos autores que han desarrollado estudios para predecir la máxima profundidad de socavación (socavación de equilibrio) y la extensión de la fosa de socavación[1], sin embargo, hay diferencias importantes en los resultados de éstas (San Juan, 2013). Además, la mayoría de las ecuaciones propuestas tiene como objetivo describir el fenómeno para lechos con granulometría fina uniformemente distribuida y condiciones de escurrimiento que no reflejan las características de los ríos chilenos, salvo algunas experiencias realizadas en Nueva Zelandia, Japón y en Canadá (Pournazeri et al., 2014), que se asemejan a la realidad de Chile referente a la socavación en torno a pilas insertas en lechos de granulometría gruesa y extendida. Es por esto que es necesario profundizar el estudio para tener mayor certeza de este proceso para la realidad nacional.

2.1.1. Definición del fenómeno

Para estudiar el fenómeno de socavación se debe distinguir el proceso que es localizado en un sector acotado de un cauce que se produce en un periodo corto de tiempo como socavación local, de aquel generado al largo plazo de forma generalizada en un área de mayor extensión, que corresponde al proceso de degradación.

Degradación y Agradación:

El concepto de degradación de lecho corresponde al descenso del fondo del cauce provocado por una disminución de abastecimiento de sedimentos aguas arriba. En cambio, el proceso de agradación corresponde al depósito de sedimentos transportados producto de la erosión. Ambos

[1] Fosa de Socavación: Hueco socavado en torno a una estructura inserta en un lecho producto del escurrimiento del flujo.

conceptos corresponden a cambios del perfil del lecho producidos a largo plazo, causados por diversos factores naturales o producto de la intervención humana.

Este fenómeno es de difícil estimación debido a que no es uniforme a lo largo del cauce, sino que varía de acuerdo con los tramos y secciones, y es de carácter acumulativo en el tiempo. Además, no considera los efectos que se producen en la cercanía de una obra durante una crecida, debido a que tal efecto corresponde al concepto de socavación general.

La magnitud del efecto de la agradación y degradación natural tiene limitado aporte al valor de socavación de diseño, teniendo mayor relevancia cuando se trata de procesos con intervención humana como extracción de áridos u obras de gran impacto.

Socavación General:

La socavación general corresponde al descenso transversal del lecho en una sección del cauce, producido generalmente por una contracción de la sección causada de forma natural o artificial, lo que provoca una aceleración del flujo y por lo tanto un aumento del arrastre de sedimentos generado por el desequilibrio entre la tasa de salida y entrada en la sección en cuestión.

El efecto de una crecida genera un mayor nivel de desbalance, lo que provoca un aumento en la remoción de material y también de la profundidad de la sección, lo que produce una disminución de la velocidad y del esfuerzo de corte, hasta que la capacidad de arrastre de sedimentos disminuye.

Existe discrepancias en la definición de degradación y socavación general, dado que algunos autores, como Ayala (1983) y otros, establecen que el descenso del lecho producto de las crecidas no constituye la definición global de socavación general: *"Existe la creencia que cuando ocurre una crecida, el lecho del río desciende en su totalidad y que luego de pasada la crecida, el lecho se rellena volviendo a su nivel normal o similar. Esta creencia parece haberse originado de mediciones efectuadas, fundamentalmente en EE. UU., en secciones de puentes y angostamientos naturales de ríos, donde efectivamente se produce una socavación general en la sección y vecindades del angostamiento, pero que de ninguna manera constituye una profundización de todo el cauce del río".*

Otra clasificación viene dada por Melville y Coleman (2000), quiénes establecen que: *"La socavación general ocurre independientemente de la existencia del puente y puede ocurrir socavación a largo o corto plazo, distinguiendo los dos tipos de acuerdo con el tiempo necesario para el desarrollo de la socavación. La socavación general a corto plazo se desarrolla durante una o varias inundaciones a poca distancia temporal. La socavación general a largo plazo tiene una escala de tiempo considerablemente más larga, normalmente del orden de varios años o más, e incluye la degradación progresiva y la erosión lateral del lecho. La degradación progresiva es la disminución general casi permanente del lecho del río debido a cambios hidrometeorológicos, geomorfológicos o actividad humana".*

Socavación Local al Pie de Pilas:

La socavación local consiste en la remoción de material al pie de una obra inserta en el lecho, tales como pilas, estribos, terraplenes u otras, que produce la exposición de la fundación de la estructura. Este proceso se debe al aumento de velocidad que se genera debido a la disminución de la sección provocada por la obra, además de la superposición de vórtices en torno al obstáculo que aumentan la capacidad erosiva.

El fenómeno de socavación local al pie de pilas ha sido desarrollado en diversas investigaciones utilizando sedimentos finos uniformemente distribuido, y pocos estudios con granulometría gruesa y extendida donde se produce el efecto de acorazamiento de lecho.

En la Figura 2.1 se observa el flujo y la formación de los vórtices característicos que se generan alrededor de una pila, causantes del fenómeno de socavación local, básicamente corresponden a: flujo descendente, vórtice de herradura, vórtice estela y vórtice estela superficial.

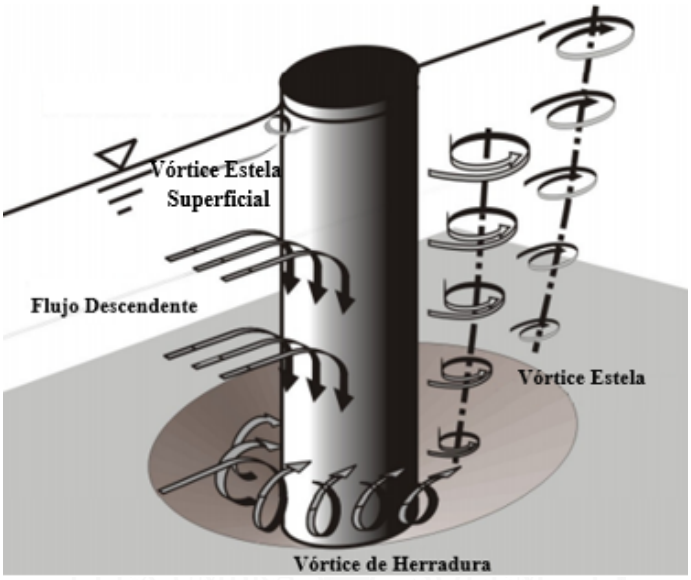


Figura 2.1: Representación esquemática de sistema de flujos y vórtices en pila circular.
Fuente: Melville, Bruce y Coleman, Stephen (2000). Bridge scour. Water Resources Publications, LLC, 1ra edición.

La corriente, al encontrarse con el obstáculo, genera un flujo descendente y turbulencias en torno a la estructura que provocan la remoción de partículas. Las características granulométricas del sedimento de lecho tienen influencia en la magnitud e intensidad del vórtice. En el caso de sedimento grueso, el tamaño genera una disminución de la capacidad erosiva del flujo producto del mayor peso de las partículas y un nivel más bajo de la altura de escurrimiento en comparación al tamaño del sedimento. En cambio, para lechos de granulometría fina, el reducido tamaño permite que sean fácilmente removidas y puestas en suspensión.

El flujo descendente al llegar a la base del lecho se enrolla generando un sistema más complejo que envuelve parcialmente la pila formando el vórtice de herradura que tiene gran poder erosivo y es el mayor responsable de la extracción de los sedimentos de la fosa de socavación.

El vórtice de herradura tiene su eje de rotación contenido en un eje horizontal actuando principalmente en la cara de la estructura frontal al escurrimiento. A medida que aumenta la profundidad de socavación se genera una disminución de la fuerza del vórtice de herradura, provocando automáticamente una reducción de la velocidad de transporte de sedimentos desde la base de la pila (Khwairakpam y Mazumdar, 2009).

El vórtice estela es contenido en el eje vertical, se genera producto del despegue del flujo aguas abajo de la estructura entorno a sus paredes, por lo que condiciona su efecto dependiendo de las características geométricas (forma y tamaño) del obstáculo y condiciones de escurrimiento como velocidad y Número de Reynolds. Este tipo de vórtice provoca un efecto de succión en la zona posterior de la estructura, lo que genera que el sedimento transportado se levante y se deposite en una zona aguas abajo del obstáculo.

Por último, las ondas que produce el vórtice de estela superficial son generadas por efecto del estancamiento del flujo al chocar con la cara frontal de la estructura. Este tipo de vórtice no genera un aporte significativo en el proceso de socavación.

La principal diferencia del proceso de socavación local en lechos de granulometría fina y gruesa (determinada en los estudios realizados en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Chile) corresponde a la ubicación de la zona de socavación máxima, en el caso de granulometría gruesa se posiciona a los costados de la estructura debido al efecto de disipación de energía por frotamiento en conjunto a la interacción entre los vórtices de herradura y estela que ocurre en los

costados de la pila provocando el desplazamiento de la zona de socavación máxima desde la cara frontal al escurrimiento hasta los costados de pila. En los casos de lechos con sedimentos finos la profundidad máxima de socavación se generan en la parte frontal de la estructura (expuesta al escurrimiento) producto principalmente del efecto del vórtice de herradura (Balbontín, 1992).

2.1.2. Condición de arrastre

La condición de arrastre de sedimentos de fondo depende de la velocidad media de escurrimiento y la velocidad media requerida para arrastrar partículas (Guevara, 2016). En base a lo anterior, existen dos tipos de regímenes de socavación de acuerdo con la condición de arrastre de sedimento que provoca, los que corresponden a socavación en ausencia de arrastre o aguas claras (aguas limpias) y socavación en aguas turbias (lecho móvil, lecho vivo o arrastre generalizado). El punto intermedio es denominado socavación con arrastre o transporte incipiente que corresponde a cuando la velocidad media de escurrimiento alcanza la velocidad crítica (u_c: velocidad donde empieza a transportarse material de fondo).

El efecto que se produce sobre la socavación en una crecida muestra la influencia que tiene el nivel de escurrimiento en el desarrollo de la fosa de socavación. En lechos de granulometría gruesa, cuando el caudal es bajo la condición de arrastre corresponde a aguas claras, pero al llegar la crecida se produce la condición de aguas turbias, aumentando la profundidad de socavación. Tras la crecida el caudal disminuye y la condición de arrastre vuelve a aguas claras, por lo que la socavación en aguas turbias tiene un comportamiento cíclico representando en la Figura 2.2.

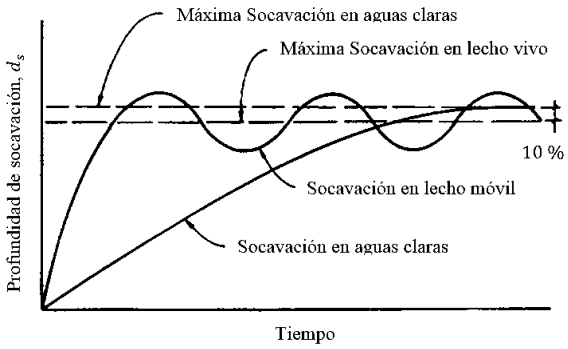


Figura 2.2: Gráfico comparativo del proceso de socavación en condición de aguas claras y aguas turbias en función del tiempo.
Fuente:http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download;jsessionid=56C8B35E30315A19FA9745E91314C9AE?doi=10.1.1.434.1257&rep=rep1&type=pdf [consulta: 20 de marzo 2019].

De acuerdo con lo anterior, se aprecia que la socavación en aguas claras corresponde a un proceso más lento que alcanza su valor máximo después de varías crecidas, en cambio la socavación en aguas turbias oscila en torno a un valor medio de forma cíclica, alcanzando la magnitud máxima al momento de una crecida.

Socavación en aguas claras

La socavación en aguas claras se presenta cuando no existe transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba, o bien, cuando la alimentación de material es transportado mayoritariamente en suspensión sin colmatar la capacidad del flujo.

Este tipo de socavación alcanza su equilibrio cuando el esfuerzo de corte de la corriente es menor que el esfuerzo requerido para generar el movimiento de las partículas, la condición de socavación máxima se logra cuando la velocidad de escurrimiento alcanza la velocidad crítica,

generando la condición de mayor desbalance entre el arrastre y la tasa de ingreso de sólido, que para esta condición de escurrimiento es prácticamente nula.

La socavación en aguas claras se presenta, por ejemplo, cuando el lecho es compuesto por materiales muy grueso, cauces acorazados, canales con vegetación y cauces con poca pendiente.

Socavación en aguas turbias

La socavación en aguas turbias, también llamada lecho vivo o arrastre generalizado, se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde aguas arriba. La socavación máxima ocurre cuando el material que ingresa a la fosa de socavación se iguala al material removido fuera de ella.

La estabilización del proceso de arrastre en condición de aguas turbias es de carácter dinámico, oscilando en torno a un valor de equilibrio que puede variar en pequeñas magnitudes de acuerdo con el avance de las ondas sedimentarias que se generan con las fluctuaciones del flujo.

Influencia de la condición de arrastre sobre la profundidad de socavación

En 1969 se determina que la profundidad de socavación en condición de aguas turbias es un 10 % inferior a la alcanzada en aguas claras (Shen et al., 1969), tal como se observa en la Figura 2.2. Posteriormente, la investigación efectuada por Raudkivi muestra un segundo pico según el cual la profundidad de socavación de aguas turbias es mayor para la condición de aguas claras (Raudkivi, 1986).

Investigaciones más actuales estudian el proceso de socavación en lecho vivo aumentando el rango de velocidad de las mediciones experimentales. El trabajo desarrollado por Ettmer et al. (2015) concluye que, para el rango de experimentación de su estudio, la profundidad de socavación en condición de aguas turbias es bastante mayor que en aguas limpias, incrementando con la intensidad del flujo (u/u_c) , lo que se puede observar en la Figura 2.3.

En base a lo anterior, se considera en desarrollo la discusión sobre qué tipo de arrastre genera mayor profundidad de socavación, pero se establece como consenso que la mayor diferencia entre el tipo de arrastre es el tiempo que demora en alcanzar la socavación máxima, siendo para aguas turbias desarrollada rápidamente en el transcurso de una crecida y luego se mantiene de forma oscilante, en tanto para aguas claras se requiere más tiempo dado que la profundidad de socavación máxima ocurre luego de varias crecidas.

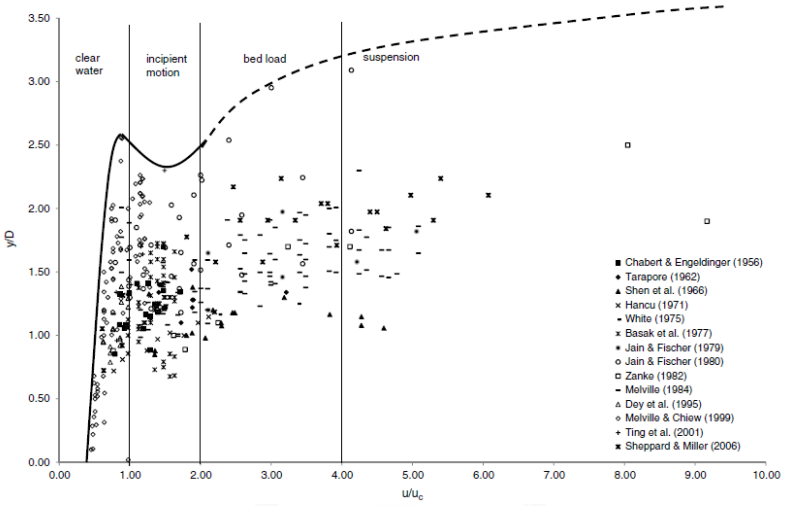


Figura 2.3: Gráfico de la profundidad de socavación de una pila circular normalizada por su diámetro en función de la intensidad de flujo correspondiente a la revisión bibliográfica de investigaciones realizadas entre 1956 – 2006 y la curva envolvente.
Fuente: Ettmer, Bernd, Orth, Franciska y Link, Oscar (2015). Live-bed scour at bridge piers in lighweight polystyrene bed. Journal of American Sciety of Civil Engineers, 141(9).

2.1.3. Influencia del sedimento

El proceso de socavación se ve influenciado según el tipo de lecho, que puede ser representado por la dispersión granulométrica geométrica (σ_g) y el tamaño del sedimento, generando diferentes situaciones al estudiar de lechos graduados o extendidos, finos o gruesos.

Los primeros estudios que incluyen el efecto de la distribución granulométrica fueron efectuados por Raudkivi y Ettema (1983) para condición de escurrimiento en aguas limpias. Estos investigadores definieron una ecuación para determinar la socavación máxima de escurrimiento para la condición de aguas claras al realizar una comparación entre la socavación producida en un lecho de sedimento uniforme y una en un lecho de granulometría extendida.

Posteriormente, Tsujimoto y Motohashi (1988) estudian el proceso de socavación usando diferentes curvas granulométricas, los que les permite determinar que la profundidad de socavación disminuye considerablemente a medida que el sedimento que rodea la pila tiene mayor dispersión de tamaño. Esta situación es explicada en 1989 en un estudio realizado en la Universidad de Chile (Lillo, 1989): *"La diferencia fundamental entre lechos de granulometría extendida y aquellos con sedimento uniforme es el proceso de acorazamiento que se lleva a cabo en los primeros. Este proceso consiste básicamente en el engrosamiento paulatino de las capas superficiales del lecho, producto del arrastre selectivo de las partículas que lo componen."*

El acorazamiento consiste en la formación de una coraza o armadura en la superficie de lechos, producto de las condiciones hidráulicas del escurrimiento que condicionan el tamaño máximo de sedimento de lecho que puede ser arrastrado, determinando el diámetro límite.

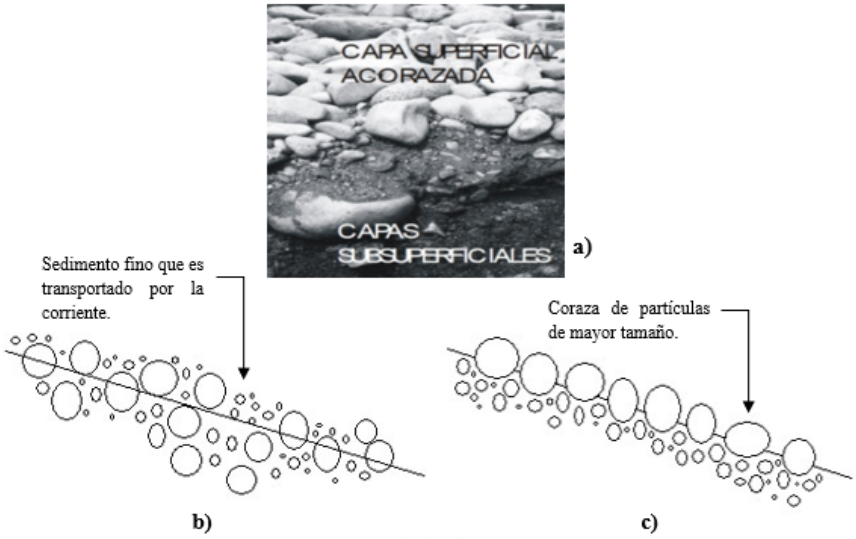


Figura 2.4: a) Fotografía del efecto del acorazamiento en lecho de granulometría extendida. b) Esquema de la distribución inicial del sedimento de lecho antes del arrastre. c) Esquema del acorazamiento de lecho. Fuente: a) Arriola, G. et. al. (2017). Influencia del proceso de acorazamiento en la socavación de los pilares del puente Reque. Revista Científica USS, Vo. 4, No. 2, Perú. b) y c) San Juan, Álvaro (2013), Análisis crítico y comparativo de fórmulas para estimación de socavación en puentes. Universidad Técnica Federico Santa María.

El estudio realizado por Chiew y Melville (1989) concluye que la profundidad de socavación en lecho de granulometría no uniforme es menor o igual que en lecho uniforme con igual diámetro medio, D_{50}. Es por lo anterior, que la investigación académica del proceso de socavación se centra en estudiar granulometrías uniformes debido a que se considera un criterio conservador.

La memoria de Balbontín (1992) mencionada anteriormente, consiste en un estudio del efecto del acorazamiento en pilas circulares que logra concluir que dentro de la fosa de socavación existe un mayor engrosamiento de las capas superficiales en comparación a lo que ocurre en el lecho. Además, se comprueba que el proceso de acorazamiento es influenciado por el tamaño de la pila y se determina que para diámetros mayores el espesor relativo de la fosa también aumenta.

Estudios más actuales determinan que para la predicción de la profundidad de socavación en lechos con granulometría extendida, se debe considerar el efecto del transporte selectivo. Además, se considera insuficiente representar la no uniformidad del tamaño de grano mediante un tamaño efectivo, debido a que trae como consecuencia una sobreestimación significativa de la profundidad de socavación de equilibrio (Pournazeri et al., 2014).

2.1.4. Influencia del ancho o diámetro de la pila

El ancho o diámetro de la pila (b) es una de las variables más estudiadas por la influencia que genera en la profundidad de socavación, dado que la magnitud de los vórtices que producen el transporte de sedimentos depende del tamaño del obstáculo que se le interpone.

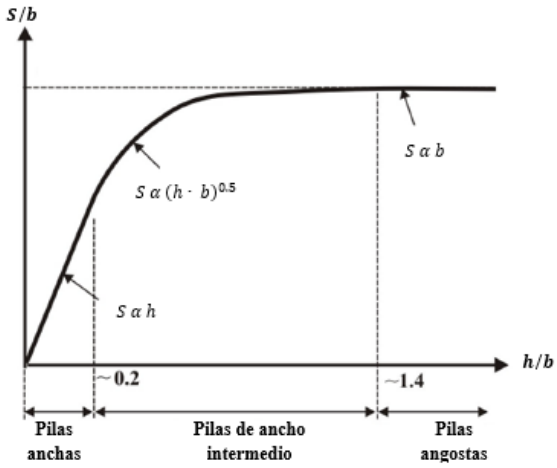


Figura 2.5: Profundidad de socavación de equilibrio normalizada por el ancho de la pila en función de la superficialidad de flujo.
Fuente: Melville, B. W. (2008). The physics of local scour at bridge piers. International Conference on scour and etorions, (pp. 28-40).

En la Figura 2.5 se observa que para pilas angostas que corresponden a estructuras donde la altura de escurrimiento es profunda en comparación al ancho de la pila, la profundidad de socavación es directamente proporcional al ancho y no es influenciada por la altura de escurrimiento. En cambio, para pilas anchas, la profundidad de socavación deja de depender del ancho y es influenciado de forma proporcional por la altura de escurrimiento. En condiciones geométricas intermedias, la profundidad de socavación depende de ambas variables.

2.1.5. Influencia de las variables hidráulicas en diferentes tipos de lechos

Los estudios de socavación local se centraron inicialmente en el efecto de las variables hidráulicas como altura de escurrimiento (h) y la velocidad media del flujo (u), o bien la influencia del número de Froude, que relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas de gravedad que actúan sobre la corriente, además de incluir la intensidad de corriente (u/u_c) dentro de las variables analizadas.

Posteriormente, fue necesario incorporar al análisis el tamaño y la dispersión del sedimento, inicialmente con lechos de granulometría fina uniformemente distribuida y luego en sedimento grueso y graduado.

La Figura 2.6 muestra la variación de la profundidad de socavación de equilibrio de acuerdo con la intensidad de flujo (Melville, 2008) para investigaciones desarrolladas en diferentes laboratorios y con diversas granulometrías. Para la condición de aguas claras, se observa que la profundidad de socavación local en sedimento uniforme aumenta prácticamente de forma lineal con la intensidad de flujo hasta llegar al punto máximo denominado velocidad umbral,($u/u_c = 1$). Al seguir aumentando la velocidad del flujo la profundidad de socavación inicialmente disminuye, pero luego se genera un segundo aumento denominado pico en lecho vivo, que para el caso de sedimento uniforme no sobrepasa el primero. En la condición de aguas turbias, las variaciones en la profundidad de socavación son producto del tamaño de sedimento y la inclinación del lecho a velocidad de flujo particulares. El pico en lecho vivo ocurre cuando las formas de lecho son muy largas y de una altura poco significativa.

La máxima profundidad de socavación en sedimentos de granulometría extendida se presenta en el peak de armadura o coraza (u_a) y en el peak de lecho vivo. El proceso de acorazamiento se

genera para velocidades medias de escurrimiento inferiores a la velocidad de armadura y limita la profundidad de socavación de equilibrio. Al sobrepasar la velocidad de armadura, se produce transporte en condición de aguas turbias, alcanzando el segundo peak cuando las partículas de todos los tamaños se encuentran en movimiento.

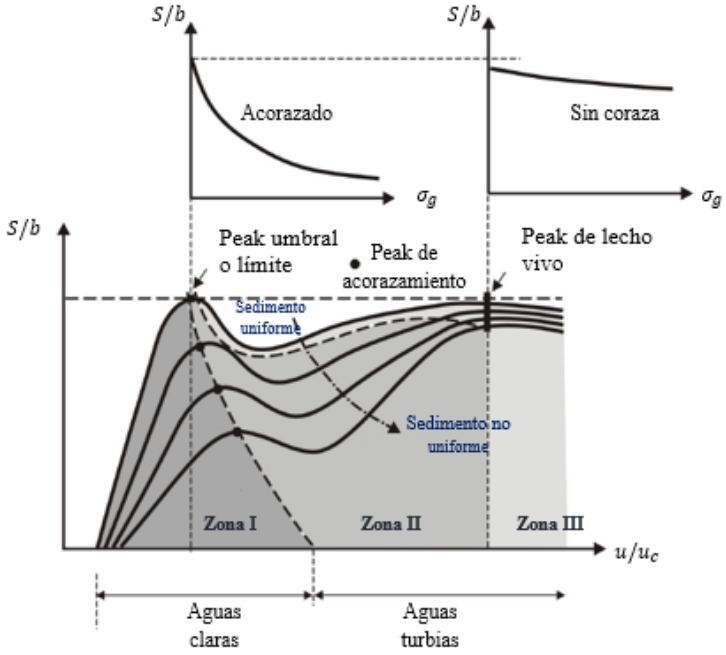


Figura 2.6: Profundidad de socavación local normalizada por el diámetro de la pila en función de la intensidad de flujo.
Fuente: Melville, B. W. (2008). The physics of local scour at bridge piers. International Conference on scour and etorions, (pp. 28-40).

La profundidad máxima de socavación en condición de aguas turbias, pico de lecho vivo, es muy similar tanto para granulometrías uniformes como extendidas, para el mismo tamaño nominal de sedimento, igual D_{50}.

En la Figura 2.6 se observan tres zonas demarcadas. La zona I corresponde al rango de formación de la coraza, la zona II corresponde al rango de ruptura progresiva de coraza y la zona III donde todos los tamaños de partículas se encuentran en movimiento.

En la zona II existe una alta influencia de la dispersión granulométrica en la profundidad de socavación, dejando en evidencia que para sedimentos de granulometría extendida se alcanza menor profundidad de socavación que en lechos uniformes, en cambio en la zona III la dependencia se reduce significativamente, generando alturas máximas de socavación similares independiente del tipo de lecho.

2.2. Análisis Dimensional y Teoría Similitud

La socavación local en torno a cepas cilíndricas de puentes es un fenómeno complejo. Para describirlo se deben considerar variables que representen a las condiciones del flujo, propiedades de las cepas, características del sedimento del lecho y el tiempo.

La presente sección muestra un análisis dimensional que describe la profundidad de socavación local en una cepa cilíndrica considerando las variables mencionadas anteriormente y luego se resume

la Teoría de Escalamiento tradicional, Teoría de Froude, y una nueva propuesta de escalamiento presentada por Link et al. (2018).

2.2.1. Análisis dimensional

El análisis dimensional que describe la profundidad de socavación alrededor de una cepa de sección circular considera las variables o parámetros característicos que se describen en la Tabla 2.1 y quedan representados matemáticamente por la forma funcional descrita en la Ecuación 2.1. Este análisis se centra en la determinación de la profundidad de socavación local de una sola pila cilíndrica y no se consideran las variables correspondientes al ángulo de esviaje, parámetros de forma y grupo de pilas.

Tabla 2.1: Parámetros característicos del análisis dimensional de la profundidad de socavación local entorno a una pila de sección circular.

Área de intervención	Magnitud Física	Símbolo	Dimensión
Parámetros característicos del Fluido	Viscosidad dinámica del fluido	μ	$[ML^{-1}T^{-1}]$
	Densidad del fluido	ρ	$[ML^{-3}]$
Parámetros característicos del Lecho	Diámetro representativo de las partículas de sedimento	D_s	$[L]$
	Densidad de las partículas de sedimento	ρ_s	$[ML^{-3}]$
	Dispersión granulométrica geométrica	σ_g	$[-]$
Parámetros característicos del Escurrimiento	Altura de escurrimiento en la región no perturbada	h	$[L]$
	Velocidad efectiva del flujo en la región no perturbada	u_{ef}	$[LT^{-1}]$
	Fuerza de Gravedad	g	$[LT^{-2}]$
Parámetro característico de la Pila	Diámetro de la pila	b	$[L]$
Parámetro característico Temporal	Tiempo	t	$[T]$
	Profundidad de socavación	S	$[L]$

$$f\left(\mu, \rho, u_{ef}, h, g, D_s, b, \rho_s, \sigma_g, t, S\right) = 0 \tag{2.1}$$

Donde:

u_{ef}: Velocidad efectiva del flujo que para el caso del estudio de socavación alrededor de una cepa cilíndrica corresponde a la velocidad que excede la condición de arrastre incipiente ($u_{ef} = u - u_c$).

Al usar el Teorema π de Buckingham se reduce de 11 variables independientes a 8 parámetros adimensionales como se describe en la Ecuación 2.2.

$$\psi\left(\frac{\nu}{u_{ef} \cdot D_s}, \frac{h}{D_s}, \frac{g \cdot D_s}{u_{ef}^2}, \frac{b}{D_s}, \frac{\rho_s}{\rho}, \sigma_g, \frac{t \cdot u_{ef}}{D_s}, \frac{S}{D_s}\right) = 0 \tag{2.2}$$

A partir de la Ecuación 2.2 se reconocen los números adimensionales que se presentan a continuación:

$Re' = \frac{u_{ef} \cdot D_s}{\nu}$	Número de Reynolds efectivo de la partícula.
$Fr' = \frac{u_{ef}}{\sqrt{g \cdot D_s}}$	Número de Froude efectivo de la partícula.
$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$	Densidad relativa.
σ_g	Dispersión granulométrica geométrica.
$\frac{h}{D_s}$	Profundidad relativa al flujo.
$\frac{b}{D_s}$	Tamaño relativo de la cepa respecto al sedimento.
$\frac{t \cdot u_{ef}}{D_s}$	Parámetro de impermanencia.
$\frac{S}{D_s}$	Profundidad de socavación relativa al tamaño de sedimento.

Considerando los parámetros adimensionales descritos anteriormente, la función matemática que describe la profundidad de socavación queda definida por la Ecuación 2.3 :

$$f\left(Re', \frac{h}{D_s}, Fr', \frac{b}{D_s}, \rho', \sigma_g, \frac{t \cdot u_{ef}}{D_s}, \frac{S}{D_s}\right) = 0 \tag{2.3}$$

Investigaciones actuales consideran cinco parámetros adimensionales que engloban a 7 de los parámetros descritos anteriormente, generando una reducción significativa de las variables que se deben controlar. Se considera que la movilidad de los sedimentos del lecho bajo la acción de un flujo turbulento se describe correctamente por el diámetro adimensional de partícula tal como propone Ettmer et al. (2015).

$D^* = (\frac{Re'^2}{Fr'^2/\rho'})^2$	Diámetro adimensional de la partícula, representa la movilidad de los sedimentos.
$Fr_d = Fr' \cdot \sqrt{\rho'}$	Número de Froude densimétrico efectivo, capacidad del flujo de producir socavación.
$U^* = \frac{u_{ef} \cdot t}{Z_R}$	Parámetro de impermanencia del flujo, con $Z_R = \frac{b^2}{2D_s}$.
$\hat{h} = \frac{h}{b}$	Profundidad relativa del flujo.
$Z^* = \frac{S}{b}$	Profundidad de socavación normalizada.

Al reescribir la Ecuación 2.3 considerando los nuevos parámetros adimensionales descritos se obtiene la Ecuación 2.4 :

$$f(D^*, Fr_d, \rho', \sigma_g, \hat{h}, \frac{b}{D_s}, U^*, Z^*) = 0 \tag{2.4}$$

2.2.2. Teoría de escalamiento

El modelamiento físico es una herramienta utilizada para buscar la comprensión de fenómenos complejos de la ingeniería hidráulica, donde es importante que las fuerzas dominantes que actúan en el sistema que se desea estudiar sean representadas de forma correcta. Para evitar efectos de escala, el modelo físico debe ser completamente similar a su prototipo real, cumpliendo la semejanza mecánica de los siguientes tres criterios (Tabarestani y Salamatian, 2016):

1. **Similitud Geométrica:**

   Requiere la similitud en la forma, es decir, todas las dimensiones de longitud del modelo son n veces el prototipo real.

2. **Similitud Cinemática:**

   Para satisfacer la similud cinemática se requiere cumplir con la similitud geométrica y además generar la similitud de movimiento de partículas entre el modelo y el prototipo real. Para esto se debe considerar similitud de los parámetros que describen el tiempo, velocidad, aceleración y descarga.

3. **Similitud Dinámica:**

   La similitud dinámica requiere cumplir las dos similitudes anteriores, y además considerar que todas las relaciones de fuerza de los dos sistemas sean idénticas. Es imposible homologar la totalidad de las fuerzas que actúan sobre el sistema, por lo que se debe privilegiar la representación de los efectos dominantes y tratar de minimizar los efectos a escala.

Para cumplir con las tres condiciones enumeradas es necesario que el modelo opere en un universo miniatura, con todas los parámetros físicos escalados. Sin embargo, esto resulta imposible de lograr en la práctica, dado que existen dificultades para encontrar sedimentos que cumplan estas restricciones al trabajar a temperatura ambiente, debido a que por lo general los sedimentos del modelo a escala son más ligeros y gruesos que los de la naturaleza (Roger, 1990). En base a lo anterior, se han desarrollado diferentes teorías de escalamiento que permiten determinar qué parámetros son determinantes y cuáles se pueden despreciar a la hora de trabajar con modelos a escala.

Se define la escala de *"c"*, una variable cualquiera del prototipo real como:

$$\lambda_c = \frac{c'(x', y', z', t')}{c(x, y, z, t)} \tag{2.5}$$

Donde:

$c(x, y, z, t)$: Variable cualquiera del prototipo real.

$c'(x', y', z', t')$: Misma variable representada en el modelo físico.

Teoría de Escalamiento de Froude

La teoría de escalamiento más utilizada corresponde a la Ley de Froude, la que realiza consideraciones para simplificar el fenómeno centrándose en que la causa principal del movimiento son las fuerzas gravitacionales, lo que permite obviar el efecto de las fuerzas viscosas, de tracción o la tensión superficial, por lo que los resultados obtenidos con este tipo de modelación física contienen efectos a escala que se deben considerar.

En los casos de escurrimientos en superficie libre, las fuerzas predominantes corresponden a la fuerza gravitatoria, las fuerzas inerciales y la fuerza de roce que se opone al movimiento. Las fuerzas de menos relevancia corresponden a las de origen viscoso y la tensión superficial.

En base a lo anterior, un modelo físico de escurrimiento en superficie libre, como es el caso del canal de socavación del INH, debe mantener la semejanza del Número Adimensional de Froude y los aspectos relativos a la fuerza de roce. Adicionalmente, el régimen de escurrimiento entre el prototipo y el modelo debe ser el mismo.

- **Escala Longitudinal**

  Se considera λ como la escala longitudinal entre el prototipo real (p) y el modelo físico (m).

$$\lambda_L = \frac{\lambda_p}{\lambda_m} = \lambda \tag{2.6}$$

- **Escala del Número Adimensional de Froude**

  Para estudios de escurrimiento a superficie libre se debe conservar el Número de Froude entre el prototipo y el modelo, por lo que se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\lambda_{Fr} = \frac{\lambda_p}{\lambda_m} = 1 \tag{2.7}$$

  Siendo:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}} \tag{2.8}$$

$$\lambda_{Fr} = \frac{\lambda_v^2}{\lambda_g \cdot \lambda_L} = 1 \tag{2.9}$$

- **Escala de Velocidad**

  La aceleración de gravedad es la misma para el prototipo y el modelo, por lo tanto $\lambda_g = 1$. En base a lo anterior se obtiene la relación para la escala de velocidades:

$$\lambda_v = \lambda^{1/2} \tag{2.10}$$

- **Escala Temporal**

  La escala temporal se calcula considerando la relación entre la escala para longitud y velocidad:

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} = \frac{\lambda}{\lambda^{1/2}} = \lambda^{1/2} \tag{2.11}$$

- **Escala del Número Adimensional de Reynolds**

  La similitud en el régimen de escurrimiento depende del Número Adimensional de Reynolds. Si tanto el modelo como el prototipo trabajan con el mismo fluido, por lo general agua, entonces la escala de viscosidad es igual a 1 ($\lambda_\nu = 1$).

  Considerando lo anterior, se obtiene la relación para el factor de escala del Número Adimensional de Reynolds:

$$\lambda_{Re} = \frac{\lambda_v \cdot \lambda}{\lambda_\nu} = \lambda^{3/2} \tag{2.12}$$

- **Escala del Caudal**

  Para flujos continuos y permanentes, el caudal se puede calcular mediante la relación $Q = v \cdot A$, la escala del área corresponde a $\lambda_A = \lambda^2$.

  En función de lo anterior, se despeja la escala del caudal:

$$\lambda_Q = \lambda_v \cdot \lambda_A = \lambda^{5/2} \tag{2.13}$$

- **Escala de la Rugosidad**

  La Ecuación de Manning sirve para obtener el factor de escala para el coeficiente de rugosidad.

$$n = \frac{i^{1/2} \cdot A_m^{5/3}}{Q \cdot P_m^{2/3}} \tag{2.14}$$

  Siendo i la pendiente del plano de carga, la cual debe ser la misma tanto para el modelo como el prototipo, por lo que $\lambda_i = 1$.

  Considerando todo lo anterior, el factor de escala para el coeficiente de rugosidad:

$$\lambda_n = \frac{\lambda_i^{1/2} \cdot \lambda_{A_m}^{5/3}}{\lambda_Q \cdot \lambda_{P_m}^{2/3}} = \lambda^{1/6} \tag{2.15}$$

En síntesis, los factores de escala para las diferentes variables relevantes para experimentos físicos en superficie libre de acuerdo con la Teoría de Similitud de Froude se presentan a continuación en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Resumen de factores de escala de variables de Teoría de Similitud de Froude.

Variables	Sigla	Escala	Relación
Longitud	L	λ	λ
Superficie	A	λ_A	λ^2
Velocidad	v	λ_v	$\lambda^{1/2}$
Tiempo	t	λ_t	$\lambda^{1/2}$
Caudal	Q	λ_Q	$\lambda^{5/2}$
Reynolds	Re	λ_{Re}	$\lambda^{3/2}$
Rugosidad	n	λ_n	$\lambda^{1/6}$

Teoría de Escalamiento de Link et al. (2018)

El trabajo de Link et al. (2018) tiene como objetivo encontrar una teoría de escalamiento que permita mantener la similitud entre los modelos de escala y los ríos que proporcione una correcta modelación del fenómeno de socavación en cepas, además de minimizar y evaluar los efectos a escala que normalmente son generados.

El análisis dimensional propuesto considera todos los parámetros planteados en la Ecuación 2.4 salvo la dispersión geométrica granulométrica, dado que la investigación fue centrada en sedimentos uniformes.

La investigación sugiere tres nuevos parámetros adimensionales para definir el comportamiento del fenómeno de socavación alrededor de pilas cilíndricas en puentes con lechos de granulometría uniforme. El primer parámetro propuesto corresponde al trabajo adimensional efectivo de flujo, W^*, el cual incorpora los efectos de la densidad relativa, la impermanencia y el número de Froude densimétrico de la partícula permitiendo superar las dificultades que existen para lograr la similitud perfecta. Los dos parámetros restantes son el diámetro de grano adimensional (D^*) y la razón entre el diámetro de la cepa y el diámetro representativo del sedimento ($\frac{b}{D_s}$), los cuales han sido mencionados en la sección 2.2.1.

El trabajo adimensional efectivo del flujo sobre el sedimento que rodea la cepa cilíndrica del puente se describe en la Ecuación 2.16.

$$W^* = Fr_d^3 \cdot U^* = Fr_d^3 \cdot \frac{u_{ef} \cdot t}{b^2/(2D_s)} = \int_0^{t_f} Fr_d^3 \cdot \frac{u_{ef}}{b^2/(2D_s)} dt \tag{2.16}$$

Al considerar que el análisis es limitado a los casos de $\hat{h} = h/b > 1.5$, correspondiente a los casos de crecidas, la profundidad de socavación normalizada, Z^*, se independiza de la profundidad de flujo (Raudkivi (1986) y Melville (1997)).

Además, al considerar que los efectos de la densidad relativa son bien capturados por el trabajo adimensional de flujo (W^*) y el diámetro adimensional de partícula (D^*), la relación matemática que representa la profundidad de socavación normalizada se presenta en la Ecuación 2.17:

$$Z^* \cong f\left(W^*, D^*, \frac{b}{D_s}\right) \tag{2.17}$$

De acuerdo con el planteamiento anterior, la similitud de la socavación local de un prototipo de la naturaleza y un modelo a escala se logra cuando los tres parámetros adimensionales que controlan el fenómeno presentados en la Ecuación 2.17 son idénticos entre el prototipo y el modelo, es decir, la escala necesaria en cada parámetro se plantea a continuación:

$$\lambda_{Z^*} = \lambda_{W^*} = \lambda_{D^*} = \lambda_{b/D_s} = 1 \tag{2.18}$$

Donde:

$\lambda_{Z^*} = \frac{Z^*_m}{Z^*_p}$	Escala del parámetro de profundidad de socavación local.
$\lambda_{W^*} = \frac{W^*_m}{W^*_p}$	Escala del parámetro del trabajo adimensional efectivo de flujo.
$\lambda_{D^*} = \frac{D^*_m}{D^*_p}$	Escala del parámetro de diámetro de grano adimensional.
$\lambda_{\frac{b}{D_s}} = \frac{(b/D_s)_m}{(b/D_s)_p}$	Escala del parámetro de tamaño relativo de la cepa respecto al sedimento.

Los subíndices m y p representan modelo y prototipo respectivamente.

La escala temporal, $\lambda_t = t_m/t_p$, se obtiene imponiendo $\lambda_{W^*} = 1$ y es presentada en la Ecuación 2.19.

$$\lambda_t = \lambda_{u_{ef}}^{-4} \cdot \lambda_{D_s}^{1/2} \cdot \lambda_{\rho'}^{3/2} \cdot \lambda_b^2 \tag{2.19}$$

Despejando se obtiene la escala de la velocidad efectiva de flujo presentado en la Ecuación 2.20.

$$\lambda_{u_{ef}} = \lambda_t^{-1/4} \cdot \lambda_{D_s}^{1/8} \cdot \lambda_{\rho'}^{3/8} \cdot \lambda_b^{1/2} \tag{2.20}$$

2.3. Fórmulas de Socavación Local al Pie de Pilas

En la literatura existe una gran gama de ecuaciones para predecir la socavación local de equilibrio en torno a pilas de puentes, sin embargo, la descripción del detalle de los datos utilizados para desarrollarlas no siempre se encuentra disponible (Sheppard y Melville, 2011), por lo que para comparar resultados calculados con estás fórmulas, se deben considerar los criterios donde son válidas (condición de arrastre, granulometría, etc).

La guía de diseño que rige en el marco nacional y que establece las fórmulas de cálculo para determinar la socavación local corresponde al Manual de Carreteras 2018 (MOP, 2018), que se resume en 2.3.1.

Para terminar, se presenta un resumen de las ecuaciones más utilizadas para predecir la socavación local.

2.3.1. Fórmulas de diseño del Manual de Carreteras

Las fórmulas de diseño propuestas en el Manual de Carreteras son aplicables a una condición extrema de socavación en escurrimiento en aguas limpias, que ocurre cuando el fenómeno se genera sin alimentación de sedimentos desde aguas arriba de la zona de estudio. Cuando la corriente alcanza la condición de arrastre incipiente, $u/u_c = 1$, la socavación llega a un máximo que es representado por las ecuaciones descritas en el manual.

Cabe señalar que la socavación depende del tipo de lecho (granulometrías finas, gruesas uniformes o bien graduadas). En el caso de lecho grueso bien graduado se genera el efecto de acorazamiento que reduce la capacidad socavante de la corriente generando una fosa de socavación de menores dimensiones que en los casos de lechos de sedimentos finos, para igual condición geométrica del obstáculo e hidráulicas.

Pilas de sección circular en un lecho de arena

Para calcular la profundidad de socavación local de una pila cilíndrica de sección circular inserta en un lecho de arena, medida desde el fondo del cauce como la que se observa en la Figura 2.7 se recomienda usar cualquiera de las expresiones planteadas en las Ecuaciones 2.21 , 2.22 o 2.23.

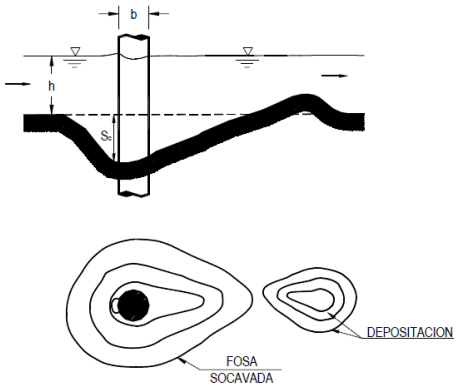


Figura 2.7: Efecto de socavación local en pila cilíndrica de sección circular.
Fuente: MOP, Gobierno de Chile (2018). Manual de Carreteras 2018. Dirección de Vialidad. Figura 3.707.402.A.

1. **Breusers, Nicolett y Shen (BNSh)**

$$\frac{S_c}{b} = 2\tanh\left(\frac{h}{b}\right) \tag{2.21}$$

2. **Envolvente de datos experimentales (EDE)**

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2(\frac{h}{b})^{0.35} & si \quad \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2.5 & si \quad \frac{h}{b} > 2 \end{cases} \tag{2.22}$$

3. **Relación de Richardson (R)**

$$\frac{S_c}{b} = 2(h/b)^{0.35} Fr^{0.43} \tag{2.23}$$

Donde:

$Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot h}}$ Número de Froude del flujo no perturbado.
u Velocidad media.

Factores de corrección para la socavación al pie de pilas

Para considerar efectos, tales como: forma de la pila, cantidad de pilas juntas, dispersión granulométrica y tamaño del sedimento de lecho, ángulo de esviaje, afloramiento de fundación se utiliza el factor de corrección K que incorpora estas situaciones.

$$S = K \cdot S_c \tag{2.24}$$

Donde el factor de corrección K corresponde a:

$$K = K_s \cdot K_\alpha \cdot K_g \cdot K_{gr} \cdot K_R \cdot K_d \tag{2.25}$$

Los factores de corrección que componen la Ecuación 2.25 se describen a continuación:

1. K_s**: Factor de forma de la pila**

Depende de la forma transversal y en elevación de la pila. En la Tabla 2.3 se encuentran los valores de K_s para diferentes tipos de formas.

Tabla 2.3: Factor de forma de sección transversal de pilas.

Forma de la Sección Transversal de la Pila	$\frac{l}{b}$	K_s
En Planta:		
Lenticular	3-2	0.7-0.8
Elíptica	5-2	0.6-0.8
Circular	-	1.0
Rectangular	5-1	1.0-1.2
Rectangular con extremo semicircular	3	0.9
Rectangular con extremo redondeado	4	1.01
Nariz semicircular y cola triangular	5	0.86
Rectangular con nariz triangular; ángulo al centro de 28[°] a 53[°]	3	0.65-0.76
En Elevación:		
Con forma piramidal angostándose hacia arriba	-	0.76
Con forma piramidal invertida ensanchándose hacia arriba	-	1.2

2. K_α**: Factor de esviaje de pilas rectangulares**

El esviaje corresponde al ángulo que forma el eje principal de la sección transversal de una pila rectangular con la dirección del escurrimiento. Depende de la relación largo/ancho y se encuentra utilizando la Figura 2.8.

De forma alternativa, se puede utilizar la relación matemática para determinar el factor de esviaje recomendada por Froelich que se presenta en la Ecuación 2.4.1 6.

$$K_\alpha = \left(\cos(\alpha) + \frac{l}{b}\sin(\alpha)\right)^{0.62} \tag{2.26}$$

Donde, α: ángulo de esviaje expresado en grados.

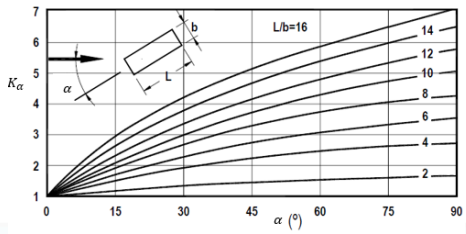


Figura 2.8: Factor de esviaje de pilas de sección rectangular.
Fuente: MOP, Gobierno de Chile (2018). Manual de Carreteras 2018. Dirección de Vialidad. Figura 3.707.402.B.

3. K_g**: Factor de dispersión granulométrica**

Este factor tiene en cuenta la no uniformidad del sedimento del lecho cuando éste es arena o gravilla, se obtiene utilizando la Figura 2.9 que depende de la dispersión granulométrica $\sigma_g = D_{84}/D_{50}$ y de la razón entre la velocidad de corte y la velocidad crítica de corte (V^*/V_c^*). Cabe señalar que la curva que se presenta a continuación tiene un rango de aplicación para obtener el factor de dispersión granulométrica hasta $D_{84} = 24.6[mm]$.

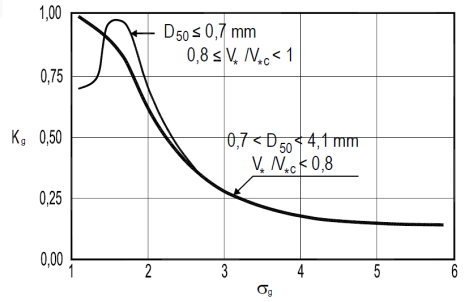


Figura 2.9: Factor de dispersión granulométrica.
Fuente: MOP, Gobierno de Chile (2018). Manual de Carreteras 2018. Dirección de Vialidad. Figura 3.707.402.C.

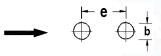
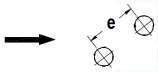
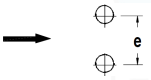
Otra alternativa para obtener el factor de dispersión granulométrica es utilizar la expresión recomendada por Johnson que se expresa en la Ecuación 2.27.

$$K_g = \sigma_g^{-0.24} \tag{2.27}$$

4. K_{gr}**: Factor de grupo de pilas**

El factor recomendado por Breusers se debe utilizar cuando las pilas se presentan como un obstáculo a la corriente en grupo según se indica en la Tabla 2.4. Se realiza agrupando de a dos las pilas y obteniendo un factor total de cada grupo de pilas formado.

Tabla 2.4: Factor de grupo de pilas.

Distribución de las Pilas	Espaciamiento e	K_{gr}	
		1ra Pila	2da Pila
	b	1.00	0.90
	2b a 3b	1.15	0.90
	>15b	1.00	0.80
	b	1.90	1.90
	5b	1.15	1.20
	>8b	1.00	1.00
	b	1.90	1.90
	2b a 3b	1.20	1.20
	>8b	1.00	1.00

Se debe señalar que existe alguna evidencia experimental que establece que para $e > 4b$, la influencia de la superposición de socavación por el efecto de agrupación de pilas puede considerarse despreciable.

De forma alternativa a la Tabla 2.4, se puede obtener el factor de grupo de pilas utilizando la expresión propuesta en la Ecuación 2.28 , la cual estima la influencia de una pila de sección circular sobre la socavación de otra pila de igual sección.

$$K_{gr} = \left(\frac{e-b}{e}\right)^{-0.3} \tag{2.28}$$

5. K_R**: Factor de afloramiento de la base de fundación**

Este factor se utiliza para pilas rectangulares en las que el efecto de socavación deja expuesta la fundación de la cepa. La investigación de Kerrigan (1987) mencionada anteriormente, indica la obtención del factor de corrección función de la altura de afloramiento y las dimensiones de la base de fundación y la sección transversal de la pila, utilizando la Figura 2.10 que se presenta a continuación:

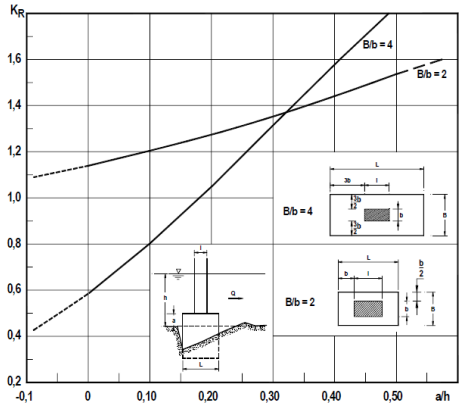


Figura 2.10: Factor de afloramiento de base de fundación en pilas rectangulares.
Fuente: MOP, Gobierno de Chile (2018). Manual de Carreteras 2018. Dirección de Vialidad. Figura 3.707.402.D.

De forma alternativa, se puede utilizar la Tabla 2.5 para determinar el factor de corrección de afloramiento conociendo el ancho de pila equivalente definido en la Ecuación 2.29.

Tabla 2.5: Factor de afloramiento de base de fundación en pilas rectangulares.

$\frac{b^*}{b}$	K_R
1.0	1.00
1.3	1.03
1.5	1.04
1.7	1.05
2.0	1.06
2.5	1.06

$$b^* = \left(\frac{a}{h} \cdot \left(\frac{B}{b} - 1\right) + 1\right) \cdot b \tag{2.29}$$

Donde, h y b corresponden a la definición que se ha utilizado en todo el escrito (altura de escurrimiento y diámetro de la pila, respectivamente), además:

a : Altura de afloramiento de la base, medido entre el inicio de la base y el nivel del lecho no socavado.

B : Ancho de la base de fundación.

6. K_d**: Factor de tamaño del sedimento**

El trabajo desarrollado por Raudkivi y Ettema (1983) establece una clasificación del tamaño de sedimento que se muestra en la Tabla 2.6 , la cual permite evidenciar la influencia del tamaño del sedimento de lecho en la socavación local.

Tabla 2.6: Clasificación para el tamaño de sedimento de Raudkivi y Ettema.

Clasificación	Rango
Sedimento fino	$\frac{b}{D_{50}} > 130$
Sedimento intermedio	$130 > \frac{b}{D_{50}} > 30$
Sedimento grueso	$30 > \frac{b}{D_{50}} > 8$
Sedimento no observable	$\frac{b}{D_{50}} < 8$

Para valores b/D_{50} mayores a 25, es decir, sedimentos intermedios y finos, la socavación se independiza del valor de dicho cociente, por lo que el factor de corrección de tamaño de sedimento, K_d corresponde a 1. En cambio, para sedimentos gruesos, con b/D_{50} inferiores a 25 el factor de corrección se obtiene mediante la Ecuación 2.30:

$$K_d = 0.25 \ln\left(2.24 \frac{b}{D_{50}}\right) \tag{2.30}$$

De forma alternativa, los investigadores Chiew y Melville (1989) sugieren otra relación para obtener el factor de corrección de tamaño de sedimento que se presenta en la Ecuación 2.31:

$$K_d = \begin{cases} 0.398 \ln\left(\frac{b}{D_{50}}\right) - 0.034 \left(\ln\left(\frac{b}{D_{50}}\right)\right)^2 & si \quad 1 < \frac{b}{D_{50}} < 50 \\ 1.0 & si \quad \frac{b}{D_{50}} > 0 \end{cases} \tag{2.31}$$

2.3.2. Resumen fórmulas de la literatura

La literatura dispone de numerosas ecuaciones teóricas y experimentales para calcular la socavación máxima de equilibrio para diferentes condiciones de escurrimiento, tipo de sedimento y configuración de pilas, algunas de las cuales son presentadas a continuación en las Tablas 2.7, 2.8, 2.9 y 2.10. La Tabla 2.11 muestra cuatro ecuaciones que describen la evolución temporal de la socavación.

En la Tabla 2.11 se presentan cuatro ecuaciones que permiten estimar la evolución de la profundidad de socavación local en el tiempo y sus respectivas fórmulas para determinar el tiempo de equilibrio.

Tabla 2.7: Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes.

Autor(es)	Ecuación	Observación	Factores de Corrección
Inglis (1949) Sheppard y Melville (2011)	$\frac{S}{b} = 1.70 \cdot \left(\frac{q^{2/3}}{b}\right)^{0.78} - \frac{h}{b}$	S, h y b en [ft] q en $[ft^2/s]$	
Ahmad (1953) Sheppard y Melville (2011)	$S = 0.45 \cdot K_S \cdot q_2^{2/3} - h$	S, h en [ft] q en $[ft^2/s]$	
Laursen (1956) San Juan (2013)	$S = 1.5 \cdot b^* \cdot \left(\frac{y}{b^*}\right)^{1/3} \cdot K_f$	$b^* = b \cdot \cos(\alpha) + L \sin(\alpha)$	K_f: Factor de corrección por forma de pila.
Chilate (1962) Sheppard y Melville (2011)	$\frac{S}{y} = 6.65 \cdot Fr - 0.51 - 5.49 \cdot Fr^2$	$Fr = \frac{u}{\sqrt{g \cdot h}}$	
Laursen (1963) Arneson et al. (2012)	$S = \left(\frac{n^2 \cdot Q^2}{K_S \cdot (S_s - 1) \cdot D \cdot W^2}\right)$	Ecuación para aguas claras. $D = 1.25 \cdot D_{50}$ $n = 0.034 \cdot D_{50}^{1,6}$ $W = w - b$ D_{50} en [mm], Q en $[m^3/s]$	K_s : Coeficiente de Shields (arena = 0.047, grava = 0.03).
Larras (1963) Sheppard y Melville (2011)	$S = 0.43 \cdot K_s \cdot K_\theta \cdot b^{0.75}$	b en [ft]	K_s : Factor de corrección por forma de la pila K_θ Factor de corrección por ángulo de esviaje.
Breusers (1965) Sheppard y Melville (2011)	$S = 1.4 \cdot b$	Derivada de datos de flujos de marea.	
Blench (1969) Sheppard y Melville (2011)	$S = 1.8 \cdot (\frac{b \cdot q}{F_b})^{0.25} - h$	$F_b = \frac{u^2}{h}$ $q = Q/w$	
Shen et. al. (1969) Sheppard y Melville (2011)	$S = 3.4 \cdot Fr^{2/3} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{1/3}$	Fr : Número de Froude	
Coleman (1971) Sheppard y Melville (2011)	$S = \frac{u^2}{2g\left(0.6\left((\frac{u}{b})\right)^{0.9}\right)^2}$		

Tabla 2.8: Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes.

Autor(es)	Ecuación	Observación	Factores de Corrección
Hancu (1971) Sheppard y Melville (2011)	$S = 2.42 \cdot b \cdot K_v \left(\frac{V_c^2}{g \cdot b}\right)^{1/3}$	$V_c = 1.2\sqrt{g \cdot D_{50} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) \cdot \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0.2}}$	$K_v = \begin{cases} 0 & si \quad \frac{u}{u_c} < 0.5 \\ \frac{2 \cdot u}{u_c} & si \quad 0.5 < \frac{u}{u_c} < 1 \\ 1 & si \quad \frac{u}{u_c} > 1 \end{cases}$
Neill (1973) Sheppard y Melville (2011)	$S = K_s \cdot b$		K_s : Factor por forma de pila.
Breusers et. al. (1977) Sheppard y Melville (2011)	$S = b \cdot f(\frac{u}{u_c}) \cdot \left(2 \cdot \tanh \frac{h}{b}\right) \cdot K_1 \cdot K_2$	$f(\frac{u}{u_c}) = \begin{cases} 0 & si \quad \frac{u}{u_c} < 0.5 \\ \frac{2 \cdot u}{u_c} - 1 & si \quad 0.5 < \frac{u}{u_c} < 1 \\ 1 & si \quad \frac{u}{u_c} > 1 \end{cases}$	K_1 : Factor de forma de pila. K_2 : Factor por ángulo de esviaje.
Jain (1981) Sheppard y Melville (2011)	$S = 1.84 \cdot b \cdot (\frac{h}{b})^{0.3} \cdot Fr_c^{0.25}$	Ecuación para aguas claras. $V_c = 6.19 \cdot h^{1/6} \cdot D_{65}^{1/3}$ con h y D_{65} en [m] $Fr_c = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot h}}$	
Froehlich (1988) Sheppard y Melville (2011)	$S = b \cdot \left(0.32 \cdot K_s \cdot Fr^{0.2} \cdot \left(\frac{b^*}{b}\right)^{0.62} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.46} \cdot \left(\frac{b}{D_50}\right)^{-0.08} + 1\right)$	b, b^*, hyD_{50} en [m]	K_s : Factor por forma de la pila.
Melville y Sutherland Melville y Sutherland (1988)	$\frac{S}{b} = K_V \cdot K_D \cdot K_H \cdot K_f \cdot K_\alpha$	Basada principalmente en curvas envolventes.	K_V : Factor de intensidad de flujo. K_D : Factor del tamaño del sedimento. K_H Factor de la profundidad del flujo. K_f : Factor de la forma de la pila. K_α : Factor del ángulo de esviaje.
May y Willoughby (1990) Sheppard y Melville (2011)	$S = 2.4 \cdot f_s \cdot \left(\frac{y_s}{y_{sc}}\right) \cdot \left(\frac{y_{sc}}{y_{sm}}\right)$	$\frac{y_s}{y_{sc}} = \begin{cases} 1 - 3.66 \cdot \left(1 - \frac{u}{u_c}\right)^{1.76} & si \quad 0.52 \leq \frac{u}{u_c} \leq 1 \\ 1 & si \quad \frac{u}{u_c} > 1 \end{cases}$ $\frac{y_{sc}}{y_{sm}} = \begin{cases} 0.55 \cdot (\frac{h}{b})^{0.6} & si \quad \frac{h}{b} \leq 2.7 \\ 1 & si \quad \frac{h}{b} > 1 \end{cases}$	f_s : Factor por forma de la pila. $f_s = 1$ para pila circular.
Johnson Johnson (1992)	$\frac{S}{b} = 2.02 \cdot K_{gr} \cdot K_f \cdot K_\alpha \cdot \sigma_g^{-0.24} \cdot (\frac{b}{h})^{0.98} \cdot Fr^{0.21}$	Utiliza enfoque probabilistico.	K_{gr} : Factor por grupo de las pilas. K_f Factor de forma. K_α : Factor de ángulo de esviaje.

Tabla 2.9: Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes.

Autor(es)	Ecuación	Observación	Factores de Corrección
Gao et. al. (1993) Sheppard y Melville (2011)	$S = 0.46 \cdot K_\zeta \cdot b^{0.6} \cdot h^{0.15} \cdot D_{50}^{-0.07} \cdot \left(\frac{u-V_c'}{V_c-V_c}\right)^{\eta}$	$V_c = \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0.14} \cdot \left(17.6\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right) \cdot D_{50} + 0.05 \cdot 10^{-7} \cdot \left(\frac{10+h}{D_{50}^{0.72}}\right)\right)^{0.5}$ $V_c' = 0.645 \cdot \left(\frac{D_{50}}{b}\right)^{0.053} \cdot V_c$ $\eta = \begin{cases} 1 & \text{para aguas claras} \\ \left(\frac{V_c}{u}\right)^{9.35+2.23\cdot\log D_{50}} & \text{para lecho vivo} \end{cases}$ Parámetros en S.I.	
Ansari y Qadar (1994) Sheppard y Melville (2011)	$S = \begin{cases} 0.024 \cdot (b^*)^3 & \text{si} \quad b^* < 7.2[ft] \\ 2.238 \cdot (b^*)^{0.4} & \text{si} \quad b^* > 7.2[ft] \end{cases}$	S, b^* en $[ft]$	
Wilson (1995) Sheppard y Melville (2011)	$S = 0.9 \cdot b^* \cdot \left(\frac{h}{b^*}\right)^{0.4}$		
Froehlich Landers et al. (1996)	$\frac{S}{b} = 0.32 K_\alpha \cdot \left(\frac{b^*}{b}\right)^{0.62} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.46} \cdot Fr^{0.2} \cdot \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08}$		K_α: Factor de corrección por ángulo de esviaje.
Blench - Inglis II Landers et al. (1996)	$S = 1.8 b^{0.25} \cdot \left(\frac{q}{1.9 \cdot D_{50}^{0.5}}\right)^{0.25} - h$	S, b, h en [ft] q en $[ft^3/s/ft]$ D_{50} en $[mm]$	
Inglis-Lacey Landers et al. (1996)	$S = 0.946 \cdot \left(\frac{Q}{1.76 \cdot D_{50}^{0.5}}\right)^{1/3} - h$	S, h en [ft] Q en $[ft^3/s]$ D_{50} en $[mm]$	
Melville (1997) Sheppard y Melville (2011)	$S = K_{ya} \cdot K_I \cdot K_D \cdot K_s \cdot K_\theta$	$D_{50a} = \frac{D_{max}}{1.8}$ $u_{cx} = \begin{cases} 0.0115 + 0.0125 \cdot D_x^{-1} & si \quad 0.1 < D_x < 1 \\ 0.0305 \cdot D_x^{0.5} - 0.0065 \cdot D_x^{-1} & si \quad 1 < D_x < 100 \end{cases}$ $V_{lp} = 0.8 \cdot u_{ca} \cdot 5.75 \cdot \log(5.53 \cdot h/D_{50a})$	$K_{ya} = \begin{cases} 2.4 \cdot b & si \quad \frac{b}{h} < 0.7 \\ 2 \cdot (h \cdot b)^{0.5} & si \quad 0.7 < \frac{b}{h} < 5 \\ 4.5 \cdot h & si \quad \frac{b}{h} > 5 \end{cases}$ $K_I = \begin{cases} \frac{u-(V_{lp}-u_c)}{u_c} & si \quad \frac{u-(V_{lp}-u_c)}{u_c} < 1 \\ 1 & si \quad \frac{u-(V_{lp}-u_c)}{u_c} \geq 1 \end{cases}$ $K_D = \begin{cases} 0.57 \cdot \log\left(\frac{2.24b}{D_{50}}\right) & si \quad \frac{b}{D_{50}} \leq 25 \\ 1 & si \quad \frac{b}{D_{50}} > 25 \end{cases}$ K_s : Factor por forma de la pila. K_θ : Factor del ángulo de esviaje.

Tabla 2.10: Ecuaciones de la literatura para predecir la socavación local de equilibrio en pilas de puentes.

Autor(es)	Ecuación	Observación	Factores de Corrección
Hancu Nalluri et al. (1999)	$\frac{S}{b} = 2.42 K_v \left(\frac{V_c^2}{g \cdot b}\right)^{1/3}$	$V_c = 1.2\sqrt{g \cdot D_{50}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)\left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{0.5}}$	K_v Factor de corrección por intensidad de flujo.
Richardson y Davis (2001) Sheppard y Melville (2011)	$S = 2 \cdot b \cdot K_s \cdot K_{theta} \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_w \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} \cdot Fr^{0.43}$		K_s : Factor por forma de la pila. K_θ : Factor del ángulo de esviaje. K_3 : Factor por modo de transporte de sedimentos. K_4 : Factor de acorazamiento de material. K_w : Factor de pilas anchas.
Sheppard y Miller (2006) Sheppard y Melville (2011)	$S = \begin{cases} 2.5 \cdot a^* \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 & \text{si} \quad 0.47 < \frac{u}{u_c} < 1 \\ a^* \cdot f_1 \cdot \left[2.2 \cdot \left(\frac{u/u_c - 1}{V_{lp}/u_c - 1}\right) + 2.5 \cdot f_3 \cdot \left(\frac{V_{lp}/u_c - u/u_c}{V_{lp}/u_c - 1}\right)\right] & \text{si} \quad 1 < u/u_c < V_{lp}/u_c \\ 2.2 \cdot a^* \cdot f_1 & si \quad u/u_c > V_{lp}/u_c \end{cases}$	$a^* = b^* \cdot K_s$ $V_{lp1} = 0.8\sqrt{g \cdot h}$ $V_{lp2} = 29.31 \cdot u_c \cdot \log\left(\frac{4 \cdot h}{D_{90}}\right)$ $V_{lp} = \begin{cases} V_{lp1} & \text{si} \quad V_{lp1} \geq V_{lp2} \\ V_{lp2} & si \quad V_{lp2} > V_{lp1} \end{cases}$	$K_s = \begin{cases} 1 & \text{pila circular} \\ 0.86 + 0.97\left(\lvert\alpha - \pi/4\rvert\right)^4 & \text{pila cuadrada} \end{cases}$ $f_1 = \tanh\left[\left(\frac{h}{a^*}\right)^{0.4}\right]$ $f_2 = 1 - 1.75\left[\ln\left(\frac{u}{u_c}\right)\right]^2$ $f_3 = \frac{\frac{a^*}{D_{50}}}{0.4\left(\frac{a^*}{D_{50}}\right)^{1.2} + 10.6\left(\frac{a^*}{D_{50}}\right)^{-0.13}}$
Sheppard y Melville (2011) Sheppard y Melville (2011)	$S = \begin{cases} 2.5 \cdot a^* \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 & \text{si} \quad 0.4 < \frac{u}{u_c} < 1 \\ a^* \cdot f_1 \cdot \left[2.2 \cdot \left(\frac{u/u_c - 1}{V_{lp}/u_c - 1}\right) + 2.5 \cdot f_3 \cdot \left(\frac{V_{lp}/u_c - u/u_c}{V_{lp}/u_c - 1}\right)\right] & \text{si} \quad 1 \leq u/u_c \leq V_{lp}/u_c \\ 2.2 \cdot a^* \cdot f_1 & si \quad u/u_c > V_{lp}/u_c \end{cases}$	$a^* = b^* \cdot K_s$ $V_{lp1} = 5 \cdot u_c$ $V_{lp2} = 0.6\sqrt{g \cdot h}$ $V_{lp} = \begin{cases} V_{lp1} & \text{si} \quad V_{lp1} \geq V_{lp2} \\ V_{lp2} & si \quad V_{lp2} > V_{lp1} \end{cases}$	$K_s = \begin{cases} 1 & \text{pila circular} \\ 0.86 + 0.97\left(\lvert\alpha - \pi/4\rvert\right)^4 & \text{pila cuadrada} \end{cases}$ $f_1 = \tanh\left[\left(\frac{h}{a^*}\right)^{0.4}\right]$ $f_2 = 1 - 1.2\left[\ln\left(\frac{u}{u_c}\right)\right]^2$ $f_3 = \frac{\frac{a^*}{D_{50}}}{0.4\left(\frac{a^*}{D_{50}}\right)^{1.2} + 10.6\left(\frac{a^*}{D_{50}}\right)^{-0.13}}$
CSU modificada Arneson et al. (2012)	$\frac{S}{h} = 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot (\frac{b}{h})^{0.65} Fr^{0.43}$	Utilizada en el software HEC-18.	K_1 : Factor de corrección por forma de la pila. K_2 : : Factor de corrección para el ángulo de esviaje. K_3: Factor de corrección para la condición de lecho.
Jain y Fisher San Juan (2013)	$\frac{S}{b} = \begin{cases} 2.0\left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} \cdot \left(Fr - F_c\right)^{0.25} & \text{para aguas turbias} \\ 1.84\left(\frac{h}{b}\right)^{0.3} \cdot F_c^{0.25} & \text{para aguas claras} \end{cases}$	$F_c = \frac{u_c}{\sqrt{g \cdot h}}$ $u_c = u_c^*\left(2.5\ln\left(12.27\frac{h}{D_{65}}\right)\right)$ $u_c^* = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}}$	K_α : Factor de corrección por esviaje. K_f : Factor de corrección por forma de la pila.

Tabla 2.11: Ecuaciones de la literatura para predecir la evolución temporal de la socavación local.

Autor(es)	Ecuación	Observación	Factores
Melville y Chiew (1999) Melville y Chiew (1999)	$S_t(t) = S \cdot \exp\left(-0.03\left\|\frac{u_c}{u} \cdot \ln\left(\frac{t}{t_e}\right)\right\|^{1.6}\right)$	$t_e(días) = \begin{cases} 48.26 \cdot \frac{b}{u} \cdot \left(\frac{u}{u_c} - 0.4\right) & \text{si} \quad \frac{h}{b} > 6 \\ 30.89 \cdot \frac{b}{u} \cdot \left(\frac{u}{u_c} - 0.4\right) \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.25} & si \quad \frac{h}{b} \leq 6 \end{cases}$	
Olivieto y Hagar (2002) Sheppard y Melville (2011)	$S_t(t) = \left(h \cdot b^2\right)^{1/3} \cdot 0.068 \cdot K_s \cdot \sigma_g^{-0.5} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log\left(\frac{t}{t_R}\right)$	Ecuación para condición de aguas claras. K_s : Factor por forma de la pila. $F_d = \frac{u}{\sqrt{S_s - 1} \cdot g \cdot D_{50}}$ $t_R = \frac{\left(h \cdot b^2\right)^{1/3}}{\sigma_g^{1/3} \cdot \sqrt{(S_s - 1) \cdot g \cdot D_{50}}}$	
Melville y Sheppard (2011) Sheppard y Melville (2011)	$S_t(t) = K_t \cdot S_{S/M}$	$K_t = \exp\left(C_1 \cdot \left\|\frac{u_c}{u} \cdot \ln\left(\frac{t}{t_e}\right)\right\|^{1.6}\right)$ t_e : Tiempo de referencia. $t_e(días) = \begin{cases} C_2 \cdot \frac{b}{u} \cdot \left(\frac{u}{u_c} - 0.4\right) & \text{si} \quad \frac{h}{b} > 6, \frac{u}{u_c} > 0.4 \\ C_3 \cdot \frac{b}{u} \cdot \left(\frac{u}{u_c} - 0.4\right) \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.25} & \text{si} \quad \frac{h}{b} \leq 6, \frac{u}{u_c} > 0.4 \end{cases}$ t_{90} : Tiempo para el 90 % de la profundidad de equilibrio. $t_{90}(días) = \exp -1.83 \cdot \frac{u}{u_c} \cdot t_e$ $C_1 = 0.04$ $C_2 = 200[días/seg]$ $C_3 = 127.8[días/seg]$	
Lanca et. al. (2013) Lanca et al. (2013)	$S_t(t) = S \cdot \left(1 - \exp\left(-a_1 \cdot \left(\frac{a_2 \cdot t}{b}\right)^{a_2}\right)\right)$	$a_1 = 1.22 \cdot \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{-0.764}$ $a_2 = 0.09 \cdot \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.244}$	

3 | Revisión de Métodos de Experimentación

3.1. Preámbulo

El fenómeno de socavación local en pilas de puentes es influenciado por una gran cantidad de variables, por lo que los ensayos de laboratorio deben controlar los parámetros experimentales para lograr representar las condiciones de un prototipo real.

En base a lo anterior, las instalaciones experimentales para el estudio de socavación local deben ser capaces de medir las condiciones hidráulicas de los ensayos, como el registro en el tiempo de la velocidad de aproximación en la sección no perturbada y altura de escurrimiento, caudal, pendiente del canal, además de capturar el registro de la evolución temporal de la socavación local en torno a la cepa.

Existen bastantes estudios enfocados en el desarrollo de nuevas técnicas o sistemas para el monitoreo de socavación, que buscan encontrar el punto crucial que determine el cierre de un puente para prevenir el colapso (Chang et al., 2014).

Inicialmente, los estudios de socavación local en cepas se centran en determinar únicamente la profundidad de socavación de equilibrio en torno a la pila, posteriormente se amplía incluyendo la profundidad de socavación máxima en la fosa. La evolución de las técnicas de monitoreo permiten tener una comprensión más completa del proceso mediante registros del desarrollo de la socavación en el tiempo (Porter et al., 2012), además del registro de la evolución temporal de la forma, volumen y extensión de la fosa de socavación.

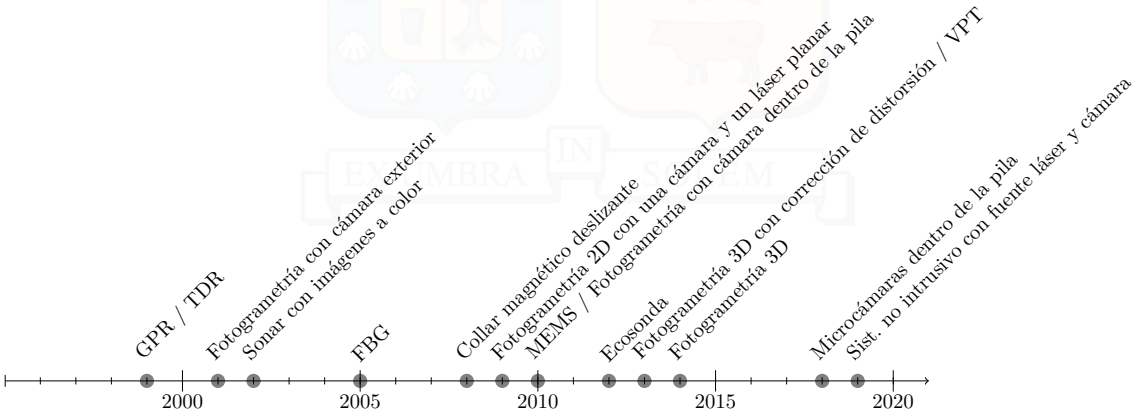
La investigación presentada por Porter et al. (2014) establece una serie de especificaciones requeridas para sistemas de medición de socavación en laboratorio considerando las tecnologías de monitoreo disponibles a la fecha, las cuales corresponden a:

- El equipo no debe interferir el experimento, es decir, el flujo no debe alterarse. Cualquier instrumento intrusivo debe ser de dimensiones pequeñas y ser posicionado de foma tal que minimice cualquier perturbación en la experimentación.
- El sistema de medición debe ser capaz de medir perfiles tridimensionales de la fosa de socavación.
- El registro de los perfiles debe realizarse de forma instantánea o bien, medirse con una frecuencia que permita registrar cualquier alteración de la tasa de erosión del lecho.
- Las mediciones deben tener una precisión de al menos 1 [mm] en las direcciones horizontal y vertical.
- El sistema debe ser capaz de realizar los registros a frecuencias diferentes en las etapas iniciales y finales del análisis.

No obstante a lo anterior, se observa que los requerimientos de resolución de las mediciones del sistema de monitoreo de socavación se establecen de acuerdo con las condiciones técnico-económicas disponibles en cada laboratorio, siendo los requerimientos de Porter et al. (2014) una referencia.

3.2. Sistemas de Medición

A continuación, se presenta una línea de tiempo de la evolución de los sistemas de monitereo de socavación local de las últimas décadas, las que son desarrolladas con más detalle posteriormente.



3.2.1. Técnicas de medición en laboratorio

3.2.1.1. TDR: Reflectometría en el dominio del tiempo - Yankielun y Zabilansky (1999)

Una técnica de reflectometría en el dominio del tiempo para el monitereo de socavación fue sugerida en la literatura inicialmente en 1994, pero fue patentada posteriormente por Yankielun y Zabilansky (2000), los que basados en ensayos de laboratorio proponen un sistema económico y confiable para el monitoreo del transporte de sedimentos y socavación en tiempo real que puede trabajar incluso durante períodos de flujo de alta energía.

Debido a la atenuación y dispersión de la señal del TDR, es difícil detectar cambios sutiles en la socavación (Chang et al., 2014).

3.2.1.2. Fotogrametría externa con técnica de visión estéreo - Baglio et al. (2001)

Técnica de medición tridimensional que usa el enfoque de visión estéreo con dos cámaras externas y un láser en conjunto con un lente difractivo que proyecta una grilla de puntos en la superficie del fondo arenoso para recuperar las características dinámicas del lecho.

En la Figura 3.1 se muestra el esquema de la metodología de visión estéreo adoptada.

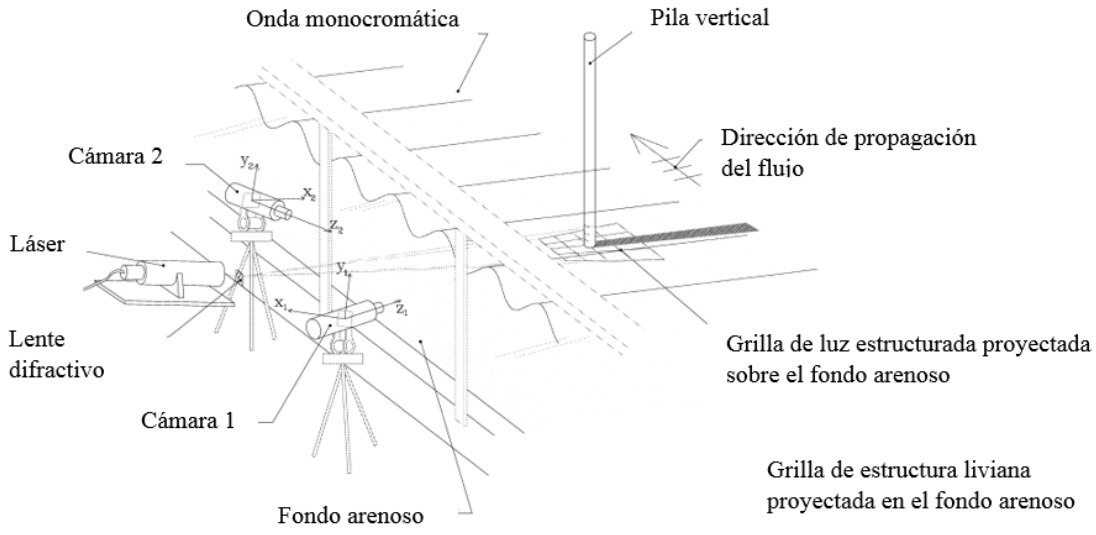


Figura 3.1: Esquema de la metodología de fotogrametría externa con visión estéreo y láser.
Fuente: Baglio, Salvo; Faraci, Carla; Foti, E.; y Masumeci, Rosaria (2001). Measurements of the 3-D scour process around a pile in an oscillating flow through a stereo vision approach. Measurement, 30(2), 145-160.

En este método no se consideran las distorsiones del lente ni la refracción de la luz, lo que reduce la precisión de los resultados obtenidos.

3.2.1.3. Escala vertical y cámara externa- Roulund et al. (2005)

El sistema de monitoreo de socavación consiste en una cámara DANTEC ubicada en el exterior al canal que captura profundidad de socavación en torno a la pila que se encuentra graduada en su borde exterior.

Este método sólo entrega la profundidad máxima en el contorno de la pila, no así la profundidad máxima de la fosa de socavación.

3.2.1.4. Fogrametría con una cámara y láser - Younkin y Hill (2009)

Sistema de monitoreo de socavación mediante fotogrametría utilizando una cámara y una luz láser planar como se observa en la Figura 3.2.

Este método es de alta resolución temporal y revela características transitorias como el perfil dinámico del lecho que otros sistemas no pueden detectar.

Tiene gran flexibilidad tanto la hoja láser como la posición de la cámara, por lo que con una buena calibración puede tener una variedad de configuraciones.

El uso del láser planar se limita a flujos con carga suspendida mínima, siendo un inconveniente para estudio de socavación en condición de escurrimiento de lecho vivo.

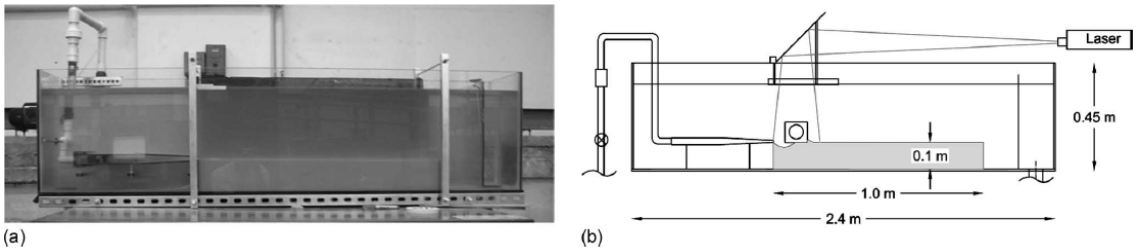


Figura 3.2: Configuración de sistema de monitoreo de socavación usando fotogrametría e iluminación con lámina láser planar.
Fuente: Younkin, B. D. y Hill, D. F. (2009). Rapid profiling of an evolving bed form using planar laser sheet illumination. Journal of Hydraulic Engineering, 135(10), 852-856.

3.2.1.5. MEMS: Sensores de presión - Lin et al. (2010)

Sistema de medición que consiste en sensores de presión micro-electro-mecánicos instalados en la superficie exterior de la pila para el monitoreo de socavación en tiempo real bajo hidrogramas inestables.

Las mediciones son discretas y dependen del despliegue de los sensores en el eje vertical de la cara frontal de la pila, como se observa en la Figura 3.3.

Los resultados de experiencias en laboratorio indican el potencial de este método para ser utilizado para monitorear la evolución temporal de la socavación en campo.

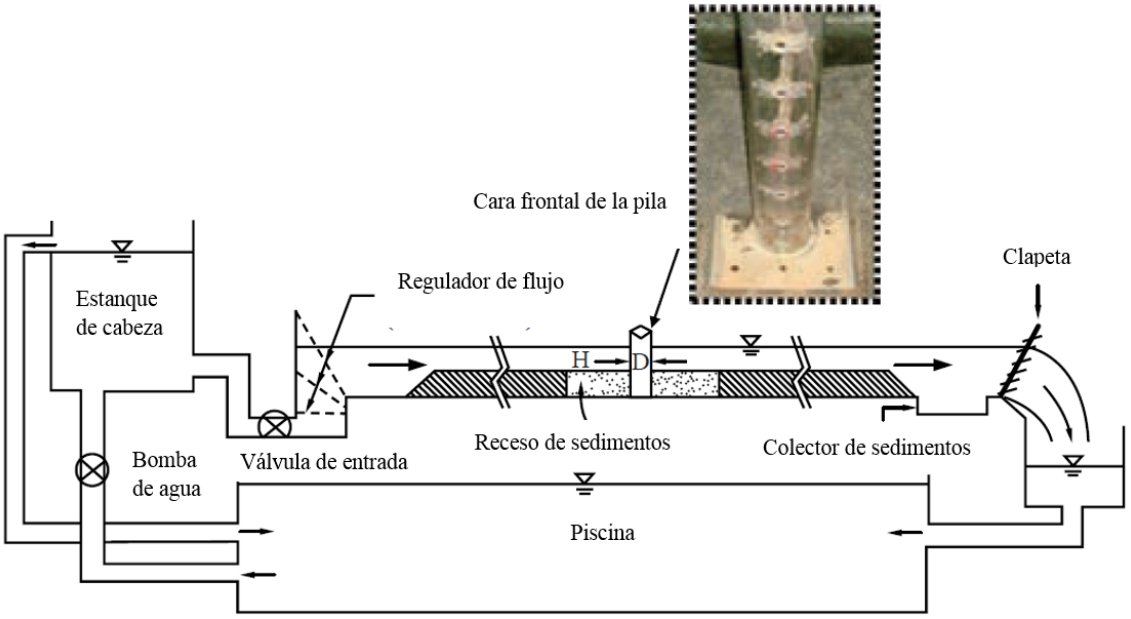


Figura 3.3: Configuración experimental y sensores de presión MEMS.
Fuente: Lin, Y. B.; Lai, J. S.; Chang, K. C.; Chang, W. Y.; Lee, F. T.; y Tan, Y. C. (2010). Using MEMS sensors in the bridge scour monitoring system. Journal of the Chinise Institute of Engineers, 33(1), 25-35.

3.2.1.6. Fotogrametría con cámara al interior de la pila - Debnath y Chaudhuri (2010)

Sistema de medición de socavación que consiste en una cámara ubicada en el interior de una pila transparente graduada verticalmente en cuatro posiciones (frente, lado izquierdo, lado derecho y cara posterior).

La cámara se encuentra posicionada en un carro con grados de libertad vertical y rotacional, conectada a un computador que permite registrar la medición de la evolución en el tiempo de la profundidad de socavación en intervalos temporales para las posiciones de la pila correspondientes a 0[°], 90[°], 180[°] y 270[°].

Este método sólo proporciona mediciones de profundidad de socavación adyacentes a la pila, por lo tanto no necesariamente capta el punto más profundo de la fosa de socavación. No genera información de la evolución temporal de la forma, volumen, ni extensión de la fosa, por lo que debe ser complementado con otro instrumento de medición.

Este método es inadecuado para ensayos en laboratorio con escalas muy reducidas, debido a que las dimensiones de la pila están limitadas por el tamaño del equipo de la cámara.

3.2.1.7. Ecosonda y pila graduada - Porter et al. (2012)

Sistema de medición de socavación que utiliza una ecosonda para medir la variación espacial de la profundidad de socavación en conjunto con la graduación de la pila cada 5 [mm].

Este sistema ocupa la ecosonda para obtener los perfiles de las pendientes de la fosa de socavación aguas arriba y abajo de la pila.

3.2.1.8. Fotogrametría con corrección de dispersión del lente - Sumer et al. (2013)

Técnica de monitoreo de la evolución morfológica tridimensional del lecho, mediante mediciones dinámicas y no intrusivas. Utiliza la fotogrametría con dos cámaras monocromáticas ubicadas fuera del canal y dos luces láser acopladas a dos lentes difractivos que permiten generar un patrón regular en el lecho (grilla), para exponer el desgaste y relleno de sedimentos, como se observa en la Figura 3.4.

El método consiste en captar la deformación de la posición de los puntos de la cuadrícula y compararlos con el fondo plano inicial, para medir las características tridimensionales del proceso de socavación/relleno.

La calibración geométrica de las cámaras se realiza mediante la implementación de un algoritmo no lineal, basado en la calibración de la cámara de cuatro pasos que incorpora la distorsión del lente de Heikkilä y Silvén (1997).

A pesar de mejorar considerablemente las distorsiones, la refracción a través de la pared del canal todavía no es modelada correctamente.

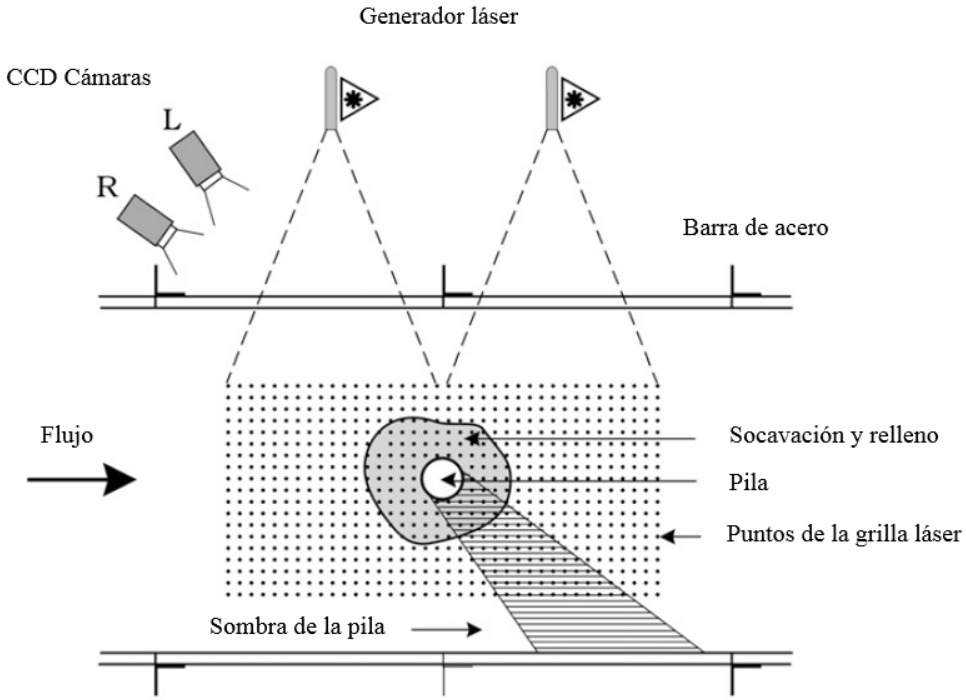


Figura 3.4: Vista en planta de sistema de monitoreo óptico para medir socavación y relleno de lecho. Fuente: Sumer, B. B.; Petersen, T, U,; Locatelli, L.; Fredøe, J.; Musumeci, R. E.; y Foti, E. (2013). Backfilling of scour hole around a pile in waves and current. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 139(1), 9-23.

3.2.1.9. VTP - Técnica de monitoreo basada en vibraciones Fisher et al. (2013)

VPT es una técnica de monitoreo que utiliza sensores de presión turbulenta basado en vibraciones. Consta de una serie de sensores instalados verticalmente a lo largo de la pila en la cara frontal al flujo, levemente enterrados en su superficie. Cada sensor cuenta con un disco flexible que capta las fluctuaciones de la presión dinámica producto de las turbulencias del flujo determinando el contenido de energía vibratoria. La variación de la energía es usada para determinar la ubicación de la interfaz agua/sedimento y para monitorear la formación de la fosa de socavación.

El desempeño del VTP es calculado para condiciones de flujo turbio y variación de ángulos de flujo. Los resultados determinan que no hay cambios significativos en el contenido de energía registrado para variaciones de turbulencia. El VTP pudo registrar la ubicación de la interfaz agua/sedimento incluso para condiciones de desalineación significativa durante periodos de flujo máximo.

La limitación de este método consiste en la sensibilidad a la concentración de sedimento suspendido, y un pequeño efecto respecto a cambios de salinidad y temperatura.

3.2.1.10. Cámara de vídeo endoscópica dentro de la pila - Brink (2014)

Sistema de medición que consiste en una cámara de vídeo endoscópica ubicada dentro de una pila cilíndrica de plexiglass, capaz de monitorear la variación del lecho en el contorno de la pila, sin embargo no mide la evolución de la forma y extensión de la fosa de socavación.

Este método requiere el procesamiento de los datos mediante un código en MATLAB, el cual realiza el reconocimiento de los pixeles de las imágenes registradas, ubica la posición de la cámara, externaliza los ruidos, determina la interfaz entre el lecho y las paredes de la pila para obtener la profundidad de socavación del perímetro como se observa en la Figura 3.5.

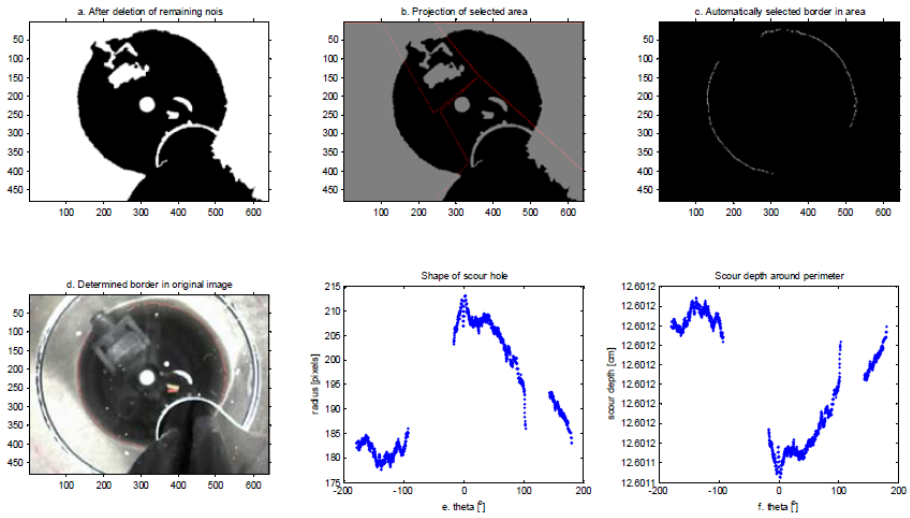


Figura 3.5: Procesamiento de imagen para registro de socavación local en el contorno de una pila cilíndrica.
Fuente: Brink, Ferdinand van den (2014). Influence of liquefaction on scour around offshore monopile foundations. Universiteit Twente and Delft University of Technology.

3.2.1.11. Microcámara y algoritmo de reconocimiento de imágenes - Chang et al. (2014)

Sistema de monitoreo de evolución temporal de la socavación local de alta precisión compuesto de una microcámara situada al interior de la pila que rastrea las imágenes a nivel del lecho, tal como se observa en la Figura 3.6, se considera el primer sistema que permite obtener la evolución de la profundidad de socavación en tiempo real.

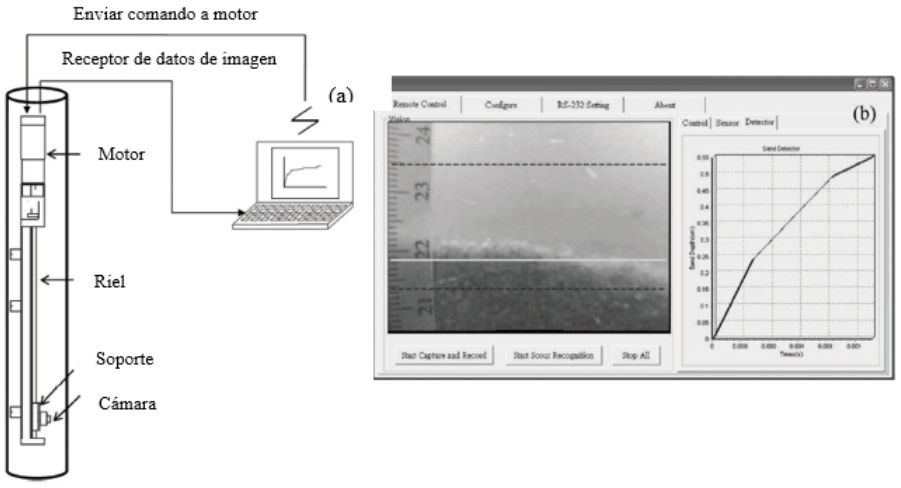


Figura 3.6: (a) Esquema sistema de medición de socavación local. (b) Monitoreo en tiempo real y reconocimiento de imágenes de evolución temporal de socavación en contorno de pila cilíndrica.
Fuente: Chang, WenYi; Lai, JihnSung; YU, TengYi; Lin, Franco; Lee, Lung-Cheng; Tsai, WheyFone; y Loh, ChinHsiung (2014). Pier scour monitoring system by bedlevel image tracking. Journal of Sediment Research.

Este sistema de medición considera dos características importantes en proceso de socavación para implementar el reconocimiento de imágenes, la primera consiste en la variación del brillo

alrededor del nivel del lecho, que es captado con el método BIS (Brightness Intensity Segmentation) lo que permite obtener la línea de socavación. La segunda característica corresponde a la detección de movimiento de partículas (PMD: Particle Motion Detection).

Ambos sistemas permiten reconocer la línea de socavación en tiempo real, no obstante lo anterior, el sistema BIS no es recomendado para casos de flujo turbio (lecho vivo), para ese caso es mejor utilizar el algoritmo PMD.

3.2.1.12. Sistema no intrusivo con láser lineal y cámara comercial - Poggi y Kudryavtseva (2019)

Sistema de medición de evolución temporal de socavación a bajo costo y no instrusivo, el cual acopla una fuente láser de color cían (488 [nm] y 200 [mW]) y una cámara comercial. En general, la técnica consiste en que el haz cían que es emitido por la fuente láser, es refractado por un lente cilíndrico para crear un proyección vertical de luz, paralela a las paredes del canal y que cruza radialmente la pila de plexiglas. La cámara, tal como se aprecia en la Figura 3.7, se ubica en el costado del canal donde puede registrar tanto aguas arriba y abajo de la pila, es controlada de forma remota con un computador y captura imágenes en un intervalo de tiempo.

Se utiliza metodologías de calibración para monitorear la evolución de la fosa de socavación mediante códigos en MATLAB (2019a), que consisten principalmente en: (1) Identificar la línea que genera la proyección del láser en el lecho, (2) convertir pixeles a distancia y (3) ajustar las distorsiones de la imagen producto del lente de la cámara y la refracción por cambio de medios.

El sistema reconoce la evolución temporal de la fosa de socavación en el eje que se proyecta el haz y fue probado en cuatro experiencias en condición de aguas claras, se desconoce el funcionamiento en aguas turbias.

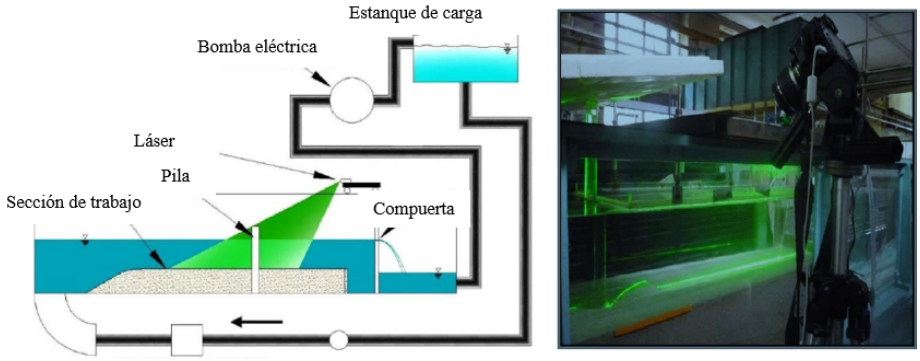


Figura 3.7: Esquema sistema de medición de socavación local no intrusivo con láser y una cámara comercial.
Fuente: Poggim, Davide y Kydryavtsevam, Natalia (2019). Non-intrusive under measurement of local scour around a bridge pier. Water, 11(10),2063.

3.2.2. Técnicas de medición de campo

3.2.2.1. GPR: Georradar - Forde et al. (1999)

Técnica geofísica no destructiva usada para determinar el perfil del lecho del río y la socavación en torno a pilas o estribos en un ambiente de agua dulce poco profunda. Entrega la indicación de la rugosidad del lecho y los datos pueden adquirirse rápidamente desde un barco o plataforma flotante.

Las inspecciones con GPR no deben realizarse en agua salina con una concentración mayor de 0.05 %, debido a que su alta conductividad eléctrica se ve atenuada, lo que genera disminución de la penetración de los pulsos del radar en el agua. Esta técnica tiene dificultad para interpretar los datos cuando hay presencia de sedimento suspendido, burbujas o escombros.

3.2.2.2. Sonar con imágenes a color- Fukui y Otuka (2002)

Método de monitoreo de socavación de campo utilizando un sensor ultrasónico (sonar de imagen a color) montado en el borde de una varilla de sondeo desde el pavimento del puente o en un andamio de inspección.

La selección de este método se basa en que sea compacto, liviano y con capacidad de recopilar y analizar rápidamente los resultados.

En el caso de enfocarse en un área limitada cerca de la pila, el sonar puede recopilar más datos condensados que otras técnicas contemporáneas. En la Figura 3.8 se visualiza el perfil de socavación utilizando el sonar.

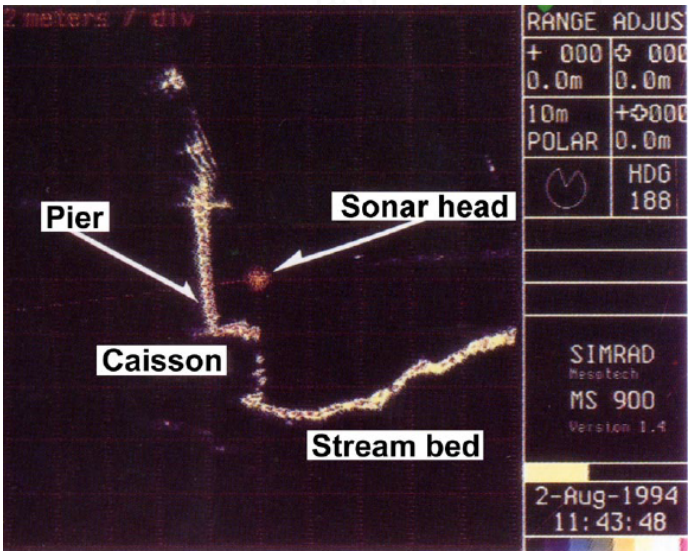


Figura 3.8: Perfil de la medición utilizando el sonar de imagen a color.
Fuente: Fukei, J. y Otuka, M. Eds. (2002). Development of the new inspection method on scour condition around existing bridge foundations.

3.2.2.3. FBG: Sensores de Fibra Bragg Grating - Lin et al. (2005)

Sistema de monitoreo de socavación local en tiempo real utilizando sensores de fibra óptica, específicamente fibra bragg grating, capaz de medir ambos procesos de socavación/depositación y la variación del nivel de agua.

Los resultados de las pruebas de laboratorio indican que el sistema FBG tiene potencia para aplicación de monitereo de socavación de campo.

Dos tipos de configuraciones del uso de FBG se observa en la Figura 3.9.

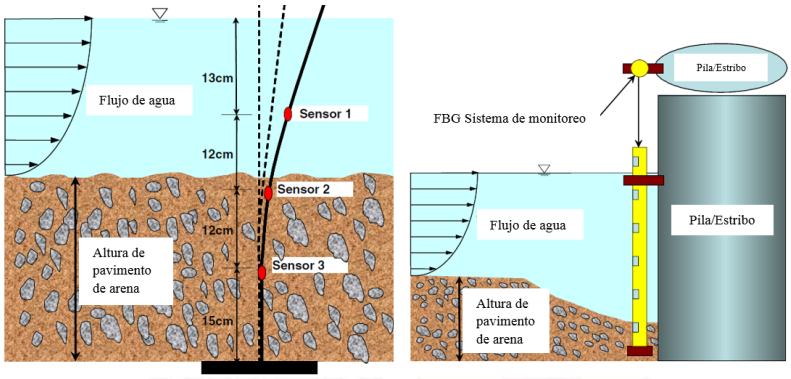


Figura 3.9: Configuración de sistema de monitoreo de socavación FBG.
Fuente: Lin, Y. B.; Chen, J. C.; Chang, K. C.; y Lai, J. S. (2005). Realtime monitoring of local scour by using fiber bragg grating sensors. Smart Material and Structures, 14(4), 664-670.

Para proteger el sistema de los daños producidos por las fuerzas de impacto de una inundación y alta velocidad de escurrimiento, con desechos y sedimentos se requieren diseños cuidadosos para ingeniería practica.

3.2.2.4. Collar magnético deslizante - Lu et al. (2008)

Sistema de medición de socavación local en campo, que consiste en un equipo con un collar magnético deslizante y una varilla de acero. Además cuenta con una columna de ladrillos graduada para medir la agradación del lecho del río aguas arriba para recopilar los datos de socavación del puente durante la crecida.

La limitación de este sistema es que no logra considerar el proceso de rellenado de sedimentos.

4 | Materiales y Métodos

La descripción detallada de la instalación experimental, la preparación y manejo de sedimentos previo a un ensayo y la metodología de medición son establecidas a través de tres informes adjuntos en los anexos, los cuales se resumen a continuación:

- **Anexo A "Manual de Operación":** Documento que detalla los componentes del canal de socavación y su funcionamiento. Incluye descripción de instrumentos de medición requeridos en los ensayos de socavación local (instalación y operación).
- **Anexo B "Procedimiento de Manejo de Sedimentos":** Escrito en el que se encuentra todo lo referente al trabajo de sedimentos (reconstrucción de curva granulométrica, ensayo de densidad de sedimento, ensayo de ángulo de reposo, cubicación de material, entre otros).
- **Anexo C "Protocolo de ensayo":** Informe que plantea la metodología de experimentación, en la cual se estandarizan los pasos de preparación y ejecución de un ensayo de socavación, y se genera una estrategia de trabajo mediante la utilización de una plantilla genérica de registro, la que permite contar con todos los datos necesarios para el análisis posterior, además de independizar los resultados de la variabilidad generada por cambios en los experimentadores.

4.1. Instalación Experimental

Si bien en la literatura se encuentran diversas fórmulas para calcular la profundidad de socavación y evolución temporal, desarrolladas a partir de la experimentación con algunas geometrías y configuraciones de cepas específicas y granulometrías finas y uniformes, los resultados de estas fórmulas difieren significativamente entre sí, generando gran incertidumbre para el diseño. En base a lo anterior, es crucial profundizar el estudio del fenómeno de socavación local y enfocarse en las condiciones de los cauces chilenos, donde se encuentran flujos supercríticos y granulometrías gruesas y extendidas.

Los experimentos de esta memoria se llevaron a cabo en un canal de sección transversal rectangular del Instituto Nacional de Hidráulica ubicado en la ciudad de Peñaflor, el cual se aprecia en la Figura 4.1. Sus dimensiones corresponden a 1.5 $[m]$ de ancho, 0.8 $[m]$ de profundidad y 15 $[m]$ de longitud experimental, con paredes de vidrio y pendiente longitudinal variable entre 0 a 7 %.

El agua es recirculada mediante un circuito cerrado que incluye cuatro estanques de acumulación con una capacidad total de 12 $[m^3]$, una bomba centrifuga marca VOGT modelo NF690MRS, con capacidad máxima de 200 $[l/s]$ (el diseño estructural contempla tres bombas y capacidad total 600 $[l/s]$) y un sistema hidráulico secundario para el llenado del canal que incluye una bomba centrifuga marca Reggio modelo SM100 con capacidad máxima 0.17 $[l/s]$.

La condición hidráulica se controla mediante: (1) un variador de frecuencia de la bomba de impulsión, (2) una compuerta vertical ubicada al inicio del canal, y/o (3) una compuerta abatible

tipo clapeta a la salida del canal. Todos los anteriores son controladas de forma remota desde la caseta.

El canal tiene la capacidad de un relleno granular de 10 [cm] en toda su longitud y en la zona experimental se profundiza alcanzando un espesor máximo de 60 [cm], además cuenta con una trampa de sedimentos previo a la clapeta para contener el transporte de fondo y evitar que ingrese al sistema de circulación hidráulico.



Figura 4.1: Canal experimental del INH.
Fuente: Elaboración propia.

En las Figuras 4.2 y 4.3 se presenta la ubicación de los componentes del canal de socavación, los cuales son descritos en detalle en el Anexo A “Manual de Operación” y las características principales del canal se presentan en la Tabla 4.1 a modo de resumen.

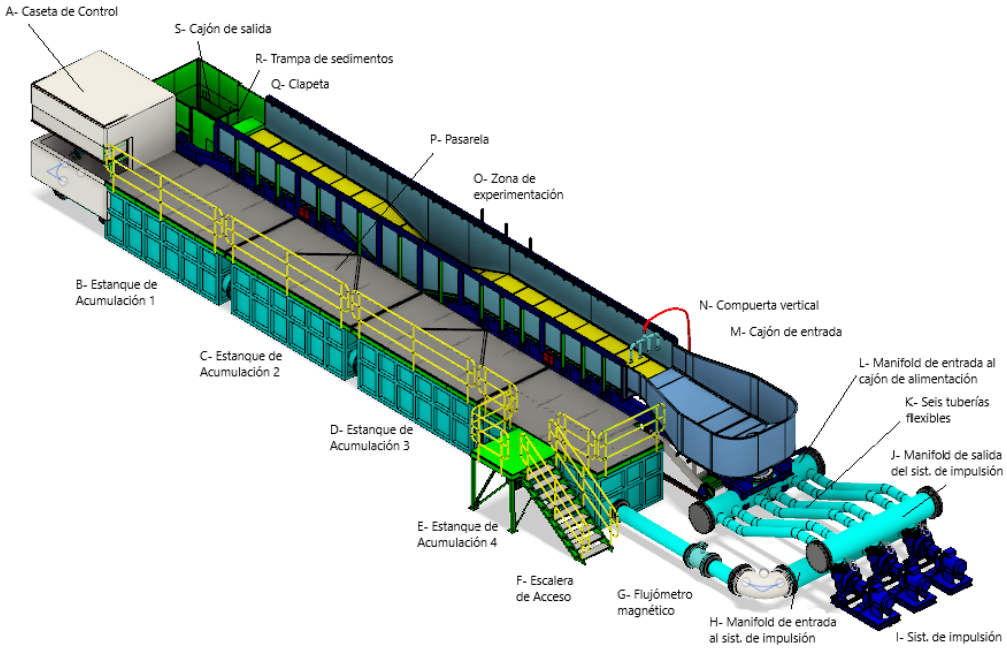


Figura 4.2: Componentes del canal de socavación, vista lateral derecha.
Fuente: INH.

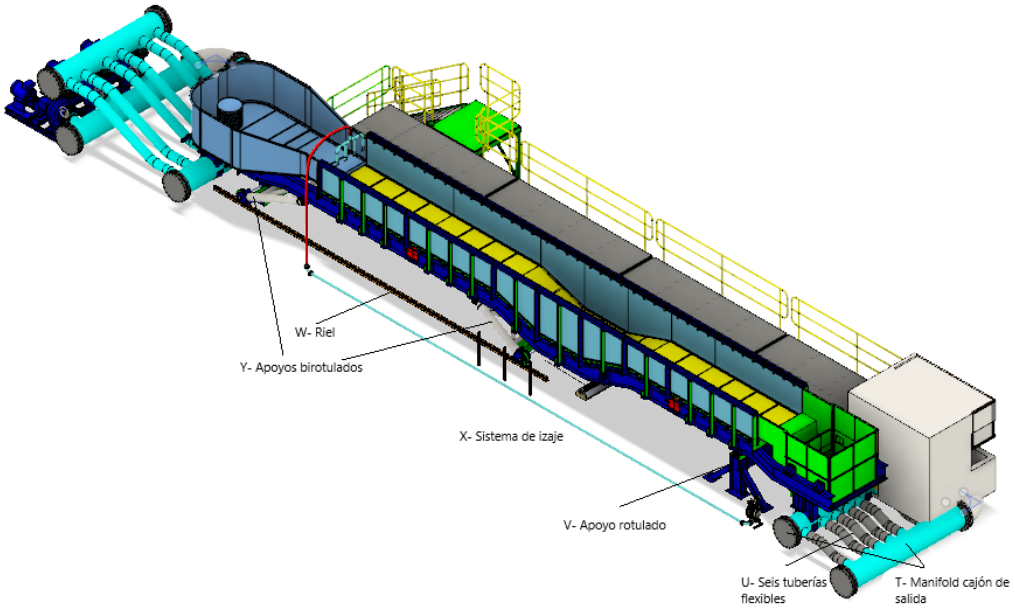


Figura 4.3: Componentes del canal de socavación, vista lateral izquierda.
Fuente: INH.

Tabla 4.1: Resumen de características principales del canal.

Parámetro	Valor	Unidad
Ancho	1.5	$[m]$
Alto	0.8	$[m]$
Máxima carga hidráulica	0.45	$[m]$
Largo efectivo	15	$[m]$
Largo total	21.6	$[m]$
Zona de experimentación	2.25	$[m^2]$
Espesor de relleno granular en el canal	0.10	$[m]$
Espesor de relleno granular en zona de experimentación	0.6	$[m]$
Volumen relleno granular en canal	2.25	$[m^3]$
Volumen relleno granular en zona de experimentación	2.25	$[m^3]$
Volumen cajón de alimentación	10.9	$[m^3]$
Volumen estanques de acumulación	46.4	$[m^3]$
Pendiente longitudinal máxima	7	%
Caudal máximo de impulsión (a mayo del 2020)	200	$[l/s]$
Caudal máximo de diseño	600	$[l/s]$
Diámetro máximo de recirculación	50	$[mm]$

4.2. Sistema de Medición

La evolución temporal de la socavación fue medida de forma intrusiva mediante un velocimetro acústico ADV Vectrino posicionado 5 $[cm]$ aguas arriba del borde exterior de la pila que impacta con el flujo utilizando un linmímetro de punta que permite el desplazamiento vertical en el eje central del canal, tal como se observa en la Figura 4.4. La socavación máxima en el contorno de la pila se mide una vez finalizado el ensayo utilizando una cinta métrica fija a la superficie de la misma. Este dato se utiliza para corroborar los datos extraídos con el ADV Vectrino.

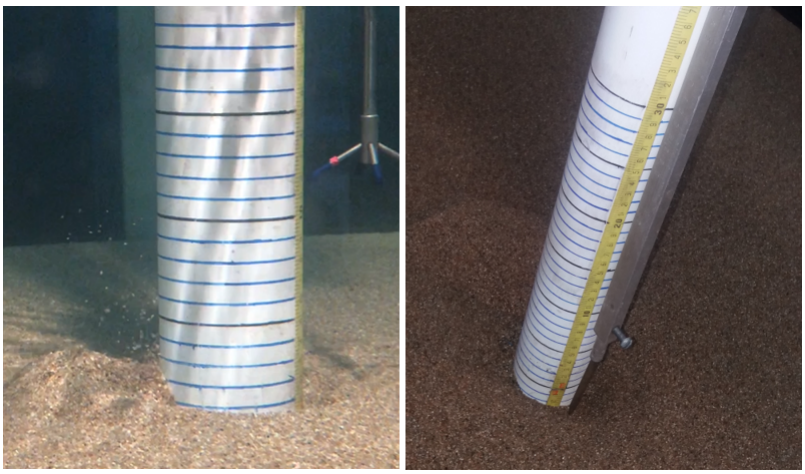


Figura 4.4: Instalación de ADV Vectrino frente a la pila graduada.
Fuente: Elaboración propia.

Se utiliza un limnímetro de punta para medir la altura de escurrimiento de la sección no perturbada y se verifica utilizando cintas métricas fijas a las paredes del canal espaciadas en su longitud.

La velocidad de escurrimiento se mide de forma discreta con un sensor electromagnético de

flujo marca VALEPORT modelo 802 instalado con un limnímetro que permite modificar la altura de extracción de datos a $0.6 \cdot h$, siendo h la altura de escurrimiento. El instrumento se ubica en el eje central del canal a una distancia aguas arriba de la pila de forma tal que no genere perturbaciones visibles en las ondas superficiales que llegan a la pila (mayor a 10 veces el ancho de la pila), sin estar fuera de la zona de experimentación, tal como se observa en la Figura 4.5.

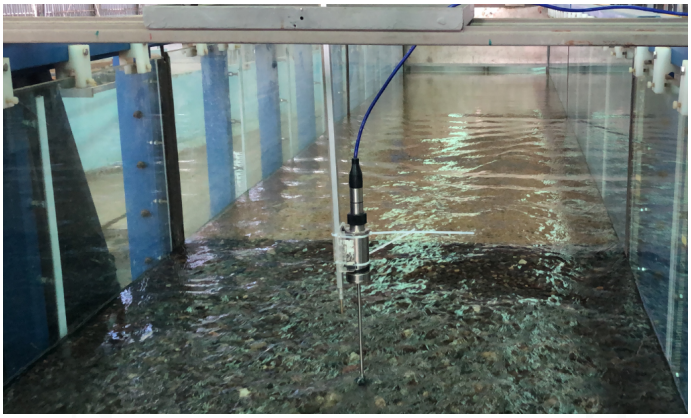


Figura 4.5: Fotografía de instalación de sensor electromagnético de flujo.
Fuente: Elaboración propia.

La razón de flujo es medida usando un flujómetro magnético marca SIEMENS modelo MAG5100 ubicado en la tubería que conecta los estanques de acumulación con el sistema de impulsión.

Durante los ensayos se utiliza una cámara externa (marca Sony modelo Rx0), y en el Ensayo 2 de socavación se incluye una cámara sumergible (GoPRO) dentro del flujo para grabar la evolución temporal de la socavación.

Tal como se aprecia en la Figura 4.6, la pendiente del canal durante el izaje se mide de forma discreta utilizando un medidor láser marca BOSCH modelo GLM 80 Professional con resolución al [mm/m] y de forma simultánea se utiliza una regleta que permite visualizar la altura de izaje a distancia durante el proceso de levante.



Figura 4.6: Instrumentos para medir pendiente longitudinal del canal de socavación.
Fuente: Elaboración propia.

5 | Variables Experimentales

5.1. Alcance Experimental

Esta sección busca definir los rangos experimentales de las principales variables hidráulicas independientes o controlables, dentro de las que se destacan las características de la pila, el tipo de sedimento, caudal e inclinación del canal. Además busca generar herramientas gráficas que permitan tener información directa para relacionar las variables controlables con las variables hidráulicas dependientes que permiten estudiar fenómeno de socavación local en pilas, como la velocidad de aproximación y la altura de escurrimiento en la sección no perturbada.

Para definir el ancho o diámetro máximo de la pila se considera la relación establecida por Istiarto (2001) que busca evitar que los efectos de contracción alrededor de las cepas afecte las mediciones de socavación, el cual establece que el ancho relativo del canal respecto al tamaño de la cepa es restringido por $\frac{w}{b} > 8$, donde w es el ancho del canal y b el ancho o diámetro de la cepa. Es por esto que, de acuerdo con el ancho del canal del INH, la pila en estudio queda restringida a un ancho o diámetro máximo de 18.75 $[cm]$.

En la Tabla 5.1 se presenta un resumen del rango experimental actual del canal de socavación en pilas del INH.

Tabla 5.1: Resumen de rangos experimentales factibles para ensayo en canal de socavación local.

Parámetro	**Alcance**
Caudal, Q	10 $[l/s]$ - 200 $[l/s]$
Altura de escurrimiento, h	5 $[cm]$ - 45 $[cm]$
Pendiente longitudinal, i	0 % - 7 %
Ancho o diámetro de la pila, b	Definido por efectos de escala - 18.75 $[cm]$
Geometría de pila	Sin restricción
N° de pilas	1 ó grupos de pilas
Orientación de pila	Sin restricción
Granulometría	Uniforme o graduada, desde arcillas hasta clastos, considerando condición de aguas claras

A través de la Figura 5.1 se muestra el rango de velocidades para los caudales y alturas de escurrimiento disponibles en el canal de socavación actualmente, donde se observa un máximo cercano a 2.67 $[m/s]$ con la bomba de impulsión a capacidad máxima y la mínima altura de escurrimiento de 5 $[cm]$, por lo que se considera factible realizar experiencias tanto en régimen subcrítico como supercrítico. No obstante a lo anterior, manipular alturas de escurrimiento tan bajas resulta complejo en la práctica, por lo que se aconseja trabajar con alturas de escurrimiento sobre los 10 $[cm]$, que de igual forma logra velocidades de régimen supercrítico.

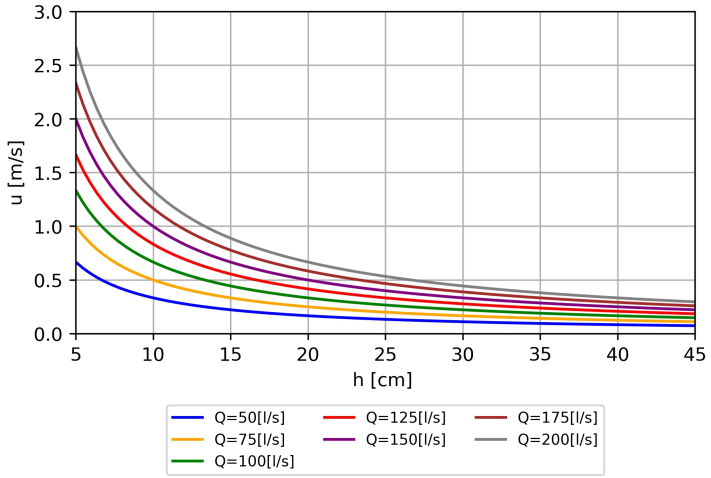


Figura 5.1: Rango experimental del canal de socavación.
Fuente: Elaboración propia.

Actualmente (marzo,2020), el canal debe ser operado en condición de aguas claras por la ausencia de una bomba de recirculación de sedimentos, cuya implementación está contemplada para etapas futuras, la cual va a permitir realizar ensayos con transporte de fondo generalizado. En función de lo anterior, es necesario analizar la condición hidrodinámica crítica (movimiento incipiente) y asegurar la operación en aguas claras.

El Diagrama de Shields (Shields, 1936) que se presenta en la Figura 5.2 sigue siendo el criterio más utilizado para determinar el movimiento incipiente de sedimentos (Cao et al., 2006), sin embargo, puede no ser tan cómodo de utilizar, debido a que requiere un proceso iterativo dado que la velocidad de corte crítica aparece en ambos ejes.

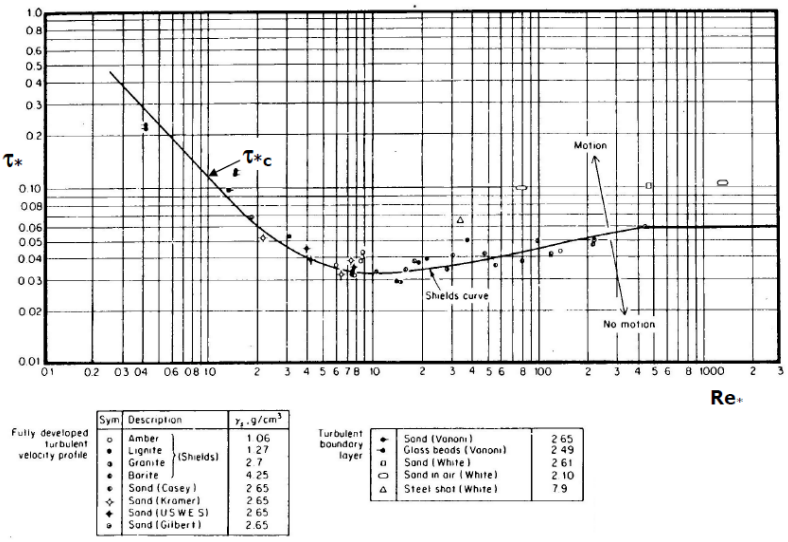


Figura 5.2: Curva de Shields.
Fuente: Shields, A. (1936). Anwendung der aenlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung. Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau and Shiffbau, Berlin, Germany.

Existe una forma alternativa de representar la curva de Shields a través de la Figura 5.3, donde el eje de las abscisas corresponde al diámetro adimensional de partícula. Existen expresiones analíticas para describir tensión de corte adimensional crítica, $\tau*$, dentro de la que se destacan la ecuación de Brownlie (1981) y Van Rijn (1984).

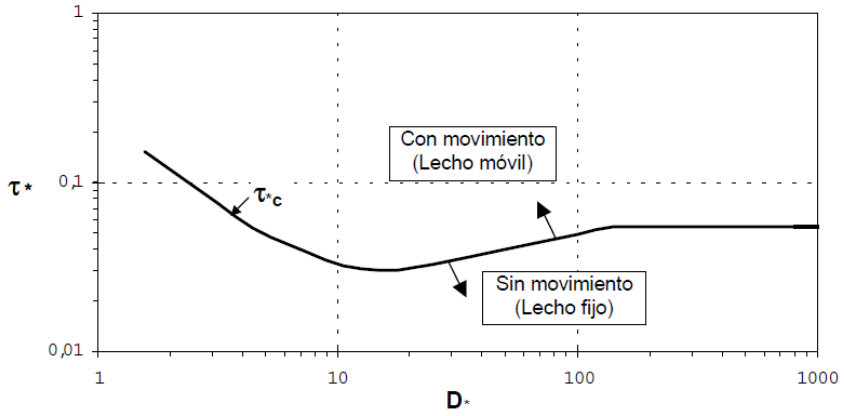


Figura 5.3: Curva de Shields en el sistema de ejes coordenados ($\tau*, D*$).
Fuente: Blanco, Mateo. Un blog de Ingeniería (2020). Recuperado de: https://unblogdeingenieria.wordpress.com

La velocidad crítica del sedimento se puede estimar utilizando la curva de Shields o mediante expresiones analíticas presentadas en las Ecuaciones 5.1 a 5.3 (Sheppard et al., 2014).

$$u* = \left[16.2 \cdot D_{50}\left(\frac{9.09 \cdot 10^{-6}}{D_{50}} - D_{50}(38.76 + 9.6\ln(D_{50})) - 0.005\right)\right]^{1/2} \tag{5.1}$$

$$Re = \frac{u* \cdot D_{50}}{2.35 \cdot 10^{-7}} \tag{5.2}$$

$$u_c = \begin{cases} 2.5 \cdot u* \cdot \ln\left[\frac{73.5 \cdot h}{D_{50}\left(Re(2.85 - 0.58\ln(Re) + 0.002 \cdot Re) + \frac{111}{Re} - 6\right)}\right] & si \quad 5 \leq Re \leq 70 \\ 2.5 \cdot u* \cdot \ln\left(\frac{2.24 \cdot h}{D_{50}}\right) & si \quad Re > 70 \end{cases} \tag{5.3}$$

En la Figura 5.4 se utilizan las ecuaciones analíticas de la teoría de Shields para obtener la velocidad crítica de sedimentos de partículas con diámetro nominal entre 0.1 a 15 $[mm]$ en el rango de alturas de escurrimiento aplicables en el canal de socavación del INH. En la Figura 5.4 se observa que las mayores velocidades críticas se obtienen para sedimentos de diámetros el rango entre 8 a 10 $[mm]$ y alturas de escurrimiento de 45 $[cm]$. La velocidad crítica del sedimento más alta obtenida dentro del rango de operación actual del canal (mayo, 2020) es $u_c = 1.044$ $[m/s]$ en partículas de $D_{50} = 0.95$ $[mm]$ y altura de escurrimiento de 45 $[cm]$.

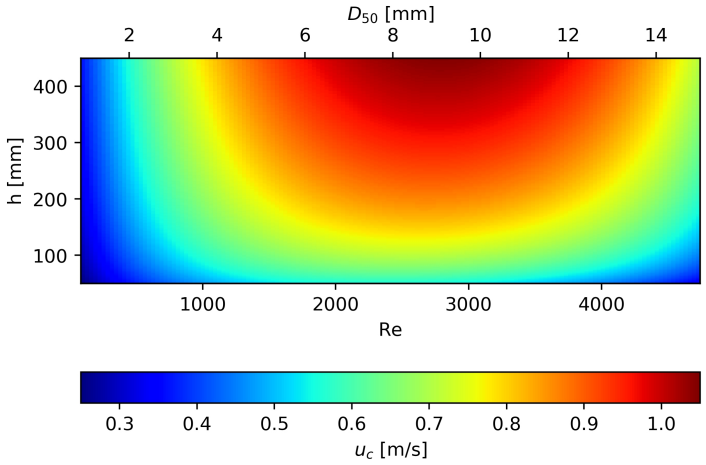


Figura 5.4: Velocidad crítica del sedimento.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura 5.5 presenta el Número de Froude del alcance experimental del canal de socavación y en conjunto con la Figura 5.4 sirven como referencia inicial del comportamiento de los sedimentos en el canal de socavación.

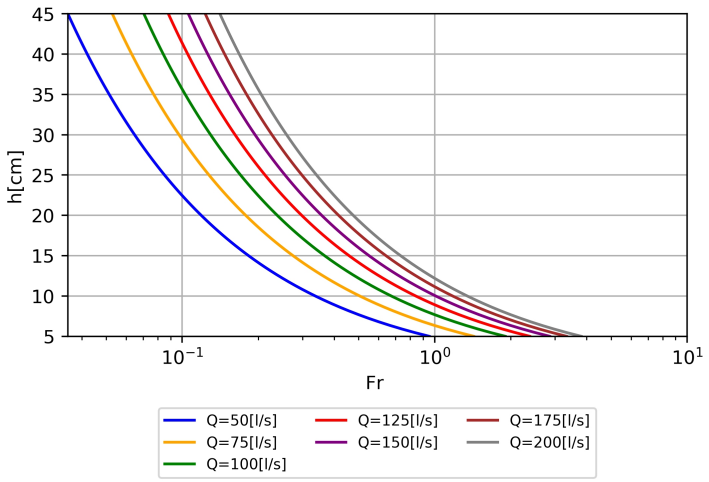


Figura 5.5: Número de Froude para rango experimental del canal.
Fuente: Elaboración propia.

5.2. Variables Experimentales Controlables

Esta sección busca identificar las variables experimentales controlables o independientes y estudiar como algunas de ellas repercuten en variables dependientes, fundamentales para el estudio del fenómeno de socavación local como son la velocidad y la altura de escurrimiento. En la Tabla 5.2 se presentan las variables experimentales controlables.

Tabla 5.2: Variables controlables o independientes.

	Sigla	Variable
Características del sedimento	D_{50}	Diámetro nominal
	σ_g	Dispersión granulométrica geométrica
	ρ_s	Densidad del sedimento
Características de la pila	b	Ancho o diámetro de la pila
		Cantidad, materialidad, forma y ángulo de esviaje
Características del canal	i	Pendiente longitudinal
		Carga hidráulica de estanques de acumulación y canal
Características hidráulicas	Q	Caudal controlado mediante un variador de frecuencia
	θ	Ángulo de inclinación de la clapeta abatible
	h_{comp}	Altura de la compuerta

La sección busca en primera instancia reconocer cómo la carga hidráulica de los estanques de acumulación y altura de agua en el canal influencian la operación del sistema de impulsión, para establecer un criterio de operación que permita comparar diferentes condiciones experimentales.

Posteriormente se realiza una exploración del funcionamiento del canal al variar el ángulo de la clapeta abatible y el caudal de impulsión (mediante su variador de frecuencia) para conocer diferentes condiciones experimentales.

La exploración del las variables experimentales controlables mencionadas, altura hidráulica de los estanques de acumulación y canal, ángulo de clapeta abatible y caudal, se realiza con una capa de 15 $[cm]$ de arena uniforme en la zona de estudio ($D_{50} = 0.96$ $[mm]$ y $\sigma_g = 1.3$, curva granulométrica en Figura 5.6) y una capa de lecho fijo de 10 $[cm]$ tanto aguas arriba como aguas abajo para evitar el transporte de fondo. Todas estas mediciones se llevan a cabo en el canal con pendiente horizontal, régimen de escurrimiento subcrítico y aguas claras, por lo que no es un barrido de todo el alcance experimental disponible en el canal, sino una primera fase de reconocimiento.

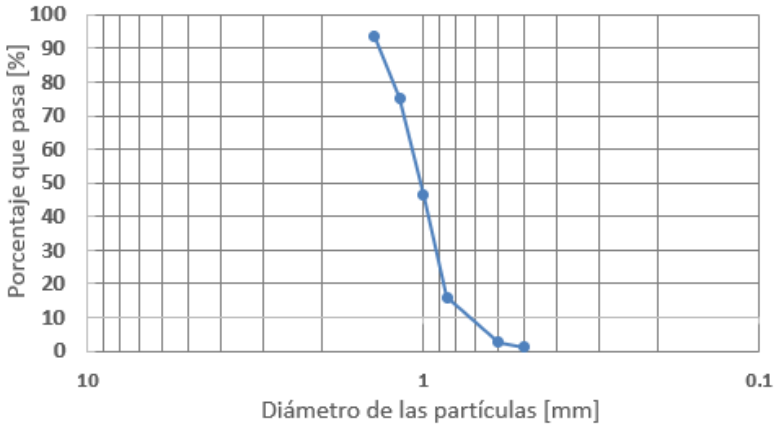


Figura 5.6: Granulometría arena cuasi-uniforme, $D_{50} = 1.03$ $[mm]$.
Fuente: Elaboración propia.

Para finalizar la Sección 5 se presentan los resultados obtenidos al experimentar con cuatro sedimentos de granulometrías diferentes, el objetivo principal de estas experiencias es determinar el rango de tamaño de sedimento necesario para lograr una condición experimental en aguas claras y régimen supercrítico de forma simultánea.

5.2.1. Carga hidráulica en estanques de acumulación y canal

En la Tabla 5.3 se presentan los resultados obtenidos al probar dos condiciones diferentes para la carga hidráulica de los estanques de acumulación y el canal, al variar la inclinación de la clapeta abatible desde 40 [°] hasta 10 [°] con un paso de 5 [°], se considera cero grados en la posición horizontal (clapeta completamente extendida) y 90 [°] la máxima inclinación operativa de la clapeta, las 14 mediciones se realizan sin modificar la condición operativa de la bomba de impulsión (variador de frecuencia: VDF fijo), con pendiente longitudinal nula y sin influencia de la compuerta.

El objetivo de estas mediciones es verificar la influencia de la carga hidráulica de los estanques de acumulación y el canal, en las mediciones de flujo realizadas con el flujómetro electromagnético al contrastarlas con el caudal calculado con los datos tomados de altura de escurrimiento y velocidad del flujo, con la intensión de establecer un criterio uniforme de experimentación.

- **Condición 1:** El inicio de cada experiencia requiere 10 $[cm]$ de carga hidráulica en el canal y estanques de acumulación con una carga hidráulica de 120 $[cm]$. No hay aportes (fuentes) o extracciones (sumideros) adicionales durante la experimentación.
- **Condición 2:** La altura hidráulica de los estanques de acumulación debe ser igual o levemente superior a 120 $[cm]$ para cada experiencia, por lo que se requiere regular aportes (fuentes) o extracciones (sumideros) hasta generar una altura de escurrimiento estable para una condición de bombeo y ángulo de clapeta definido.

Tabla 5.3: Altura de escurrimiento, velocidad y caudal para dos condiciones de carga hidráulica de estanques de acumulación y canal.

	Condición 1				**Condición 2**			
$\theta[°]$	Q $[l/s]$	h $[cm]$	u $[m/s]$	Fr	Q $[l/s]$	h $[cm]$	u $[m/s]$	Fr
40	14.45	36.0	0.028	0.01	56.78	37.0	0.107	0.05
35	18.68	32.4	0.042	0.02	59.27	35.1	0.117	0.06
30	24.63	28.4	0.061	0.03	62.62	31.5	0.138	0.07
25	32.42	25.5	0.098	0.06	65.78	25.1	0.189	0.11
20	40.68	21.4	0.144	0.10	68.12	21.3	0.229	0.15
15	47.76	14.8	0.216	0.17	70.64	17.0	0.290	0.22
10	53.15	9.7	0.334	0.33	72.33	13.3	0.382	0.33

Las mediciones presentadas en la Tabla 5.3 se muestran en la Figura 5.7, en la cual se observa como la condición de carga hidráulica en los estanques de acumulación y el canal, para un mismo ángulo de clapeta y condición de bombeo muestran caudales que difieren entre sí en 32 $[l/s]$ en promedio. En base a lo anterior, se comprueba que se debe definir una condición hidráulica inicial para que todos los experimentos sean comparables.

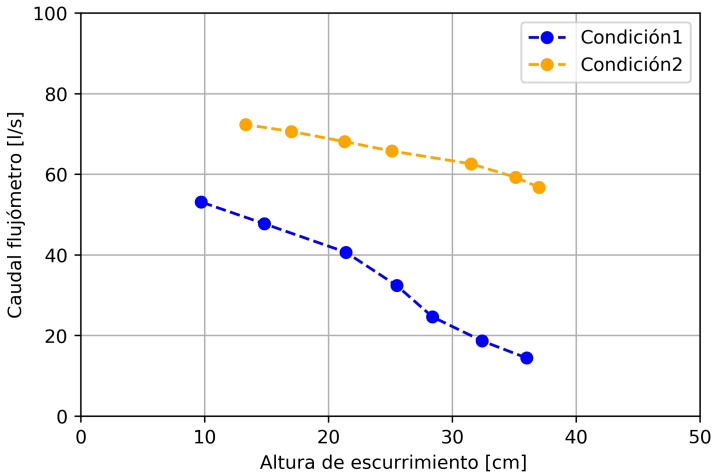


Figura 5.7: Caudal en función de altura de escurrimiento para dos condiciones de carga de estanques de acumulación y canal.
Fuente: Elaboración propia.

Se realiza una regresión lineal entre el caudal medido con el flujómetro magnético a la salida de los estanques de acumulación y el calculado con la Ecuación 5.4 utilizando los datos de altura de escurrimiento y velocidad del flujo registrada a $0.6 \cdot h$ en una sección determinada de la zona de estudio, para las dos condiciones hidráulicas analizadas, estos resultados son presentados en la Figura 5.8.

$$Q = u \cdot A = u \cdot h \cdot w \tag{5.4}$$

Donde, u es la velocidad de aproximación, h la altura de escurrimiento y w el ancho del canal ($w = 1.5$ $[m]$).

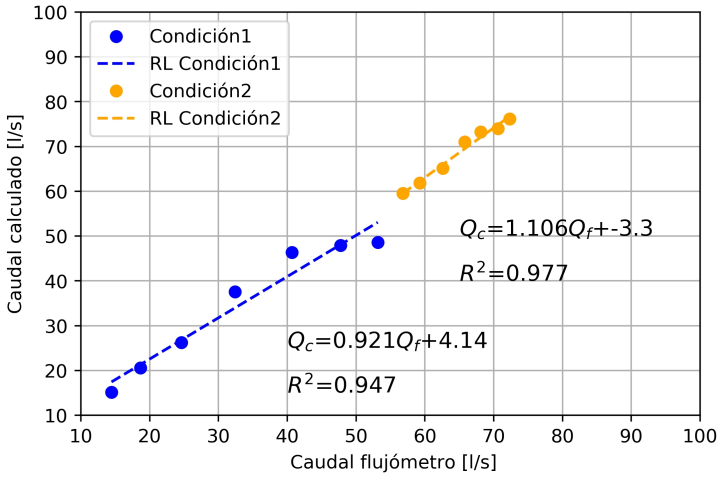


Figura 5.8: Caudal calculado con datos de velocidad de aproximación y altura de escurrimiento versus el caudal de flujómetro electromagnético para dos condiciones de carga hidráulica. Líneas segmentadas indican regresión lineal.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura 5.8 muestra un ajuste lineal asertivo entre los resultados para ambas condiciones hidráulicas analizadas (ver 5.2.1). El coeficiente de determinación para la Condición 2 de carga hidráulica en los estanques y en el canal, es $R^2 = 0.977$ y el error porcentual promedio de 5.5 %, mientras que la Condición 1 tiene un coeficiente $R^2 = 0.947$ y un error porcentual promedio de 8.5 %.

Durante la experimentación se observa que la Condición 1 genera un vórtice en el último estanque de acumulación producto de la succión, lo cual resulta un inconveniente grave debido al riesgo de cavitación y alta probabilidad de provocar daños en el sistema de impulsión. En base a lo anteriormente expuesto, se válida la Condición 2 de carga en los estanques del acumulación y canal como criterio de operación para la experimentación.

5.2.2. Ángulo de clapeta y caudal

En la Tabla 5.4 se presentan los resultados obtenidos en 42 mediciones realizadas bajo la Condición 2 de carga hidráulica definida en el punto anterior, para diferentes condiciones de bombeo mediante el control del variador de frecuencia de la bomba, generando caudales en el rango entre los 47.5 a 177 $[l/s]$, y diferentes ángulos de la clapeta abatible, desde 40[°] hasta los 10[°].

Este conjunto de mediciones busca conocer la relación que existe entre algunas variables controlables del canal, específicamente el caudal y ángulo de la clapeta (en régimen de escurrimiento subcrítico) y los parámetros experimentales requeridos en un ensayo de socavación local: velocidad y altura de escurrimiento.

La Figura 5.9 muestra las 42 mediciones, donde se observa que la correlación de comparación de caudal mejora al aumentar la cantidad de datos respecto a lo observado en el análisis de la Figura 5.8, obteniendo un $R^2 = 0.989$, lo que ratifica el criterio de operación de la Condición 2 anteriormente establecido. Los resultados experimentales obtenidos arrojan un error porcentual promedio de 4.5 % entre el caudal del flujómetro y el calculado con los datos de velocidad y altura de escurrimiento.

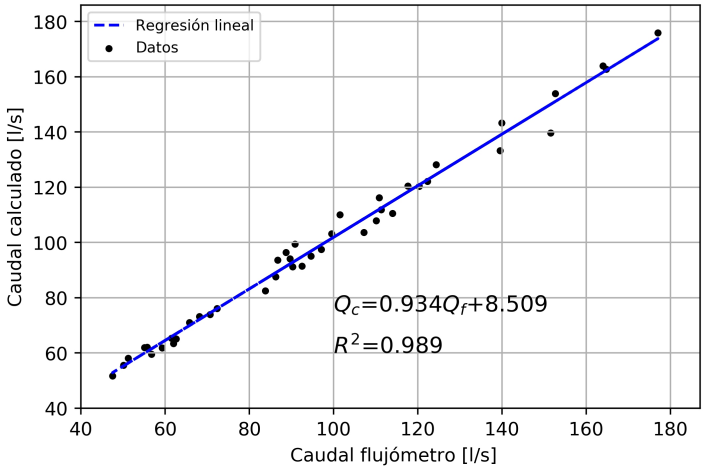


Figura 5.9: Caudal calculado con datos de velocidad de aproximación y altura de escurrimiento versus caudal de flujómetro electromagnético.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.4: Altura de escurrimiento y velocidad del flujo para diferentes condiciones de bombeo y ángulos de clapeta.

VDF %	Q $[l/s]$	$\theta[°]$	h $[cm]$	u $[m/s]$	Fr
40	47.5	40	39.6	0.087	0.040
40	51.2	35	35.1	0.110	0.060
40	50.1	30	31.0	0.120	0.060
40	55.1	25	26.3	0.157	0.090
40	55.7	20	21.4	0.194	0.130
40	61.5	15	17.1	0.255	0.190
40	62.0	10	11.8	0.358	0.320
45	56.8	40	37.0	0.107	0.050
45	59.3	35	35.1	0.117	0.060
45	62.6	30	31.5	0.138	0.070
45	65.8	25	25.1	0.189	0.110
45	68.1	20	21.3	0.229	0.150
45	70.6	15	17.0	0.290	0.220
45	72.3	10	13.3	0.382	0.330
50	83.8	40	42.1	0.131	0.060
50	86.2	35	37.9	0.154	0.080
50	86.7	30	33.3	0.188	0.100
50	89.6	25	28.0	0.224	0.130
50	88.7	20	24.0	0.268	0.170
50	90.8	15	19.5	0.340	0.240
55	90.3	40	42.9	0.142	0.070
55	92.5	35	37.6	0.162	0.080
55	94.6	30	33.6	0.189	0.099
55	97.1	25	29.4	0.221	0.125
55	99.5	20	24.2	0.284	0.178
55	101.5	15	19.6	0.375	0.262
60	107.2	35	40.1	0.172	0.083
60	110.1	30	34.6	0.208	0.108

Tabla 5.4: Altura de escurrimiento y velocidad del flujo para diferentes condiciones de bombeo y ángulos de clapeta.

VDF %	Q $[l/s]$	$\theta[°]$	h $[cm]$	u $[m/s]$	Fr
60	111.3	25	30.4	0.245	0.137
60	114.0	20	25.3	0.291	0.178
60	110.8	15	20.2	0.384	0.265
65	117.6	35	40.2	0.200	0.096
65	120.3	30	35.8	0.224	0.115
65	122.3	25	31.0	0.263	0.145
65	124.3	20	26.4	0.324	0.195
70	139.5	30	36.5	0.243	0.124
70	139.9	25	31.6	0.302	0.166
75	151.5	30	37.3	0.250	0.125
75	152.6	25	32.3	0.318	0.173
80	163.9	30	38.2	0.286	0.143
80	164.7	25	32.8	0.331	0.200
85	177.0	25	33.5	0.350	0.190

5.2.2.1. Caudal

El sistema de impulsión cuenta actualmente con una bomba centrífuga controlada mediante un variador de frecuencia que permite regular la velocidad de funcionamiento del motor de la bomba por medio de dispositivos electrónicos.

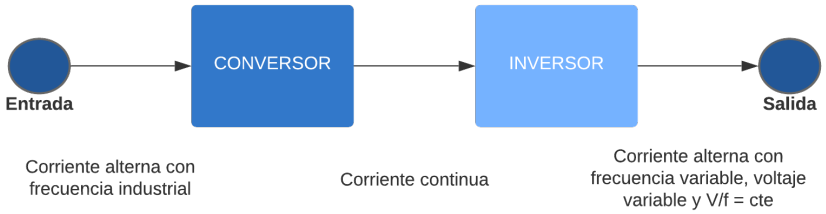


Figura 5.10: Principio de funcionamiento de un variador de frecuencia.
Fuente: Elaboración propia.

El principio básico del variador de frecuencia que se muestra en la Figura 5.10, consiste en transformar la energía eléctrica de frecuencia industrial en energía eléctrica de frecuencia y voltaje regulable, lo que permite mejorar el control operativo de la bomba y reducir el consumo. La frecuencia es directamente proporcional a la velocidad angular del rotor del motor que alimenta la bomba centrífuga y esta a su vez, sigue el principio conocido como Ley de Proporcionalidad planteada en las Ecuaciones 5.5 - 5.7 . Donde Q representa al caudal, nv la velocidad angular, H la altura de impulsión, P es la potencia y los subíndices corresponden a dos condiciones de funcionamiento de la bomba.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{nv_1}{nv_2} \tag{5.5}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{nv_1}{nv_2}\right)^2 \tag{5.6}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{nv_1}{nv_2}\right)^3 \tag{5.7}$$

Se analizan los 42 datos tomados para evaluar la relación entre la frecuencia de la bomba y las variables características de la socavación. Es importante mencionar que la velocidad crítica de la arena estudiada corresponde a $u_c = 0.31$ $[m/s]$. Los ensayos fueron realizados para cada porcentaje de frecuencia de la bomba partiendo en la condición de aguas claras y disminuyendo la altura de escurrimiento, a través del ángulo de la clapeta, hasta encontrar el arrastre incipiente o realizar un registro en aguas turbias. El último porcentaje de frecuencia registrado fue 85 % dado que corresponde a aguas turbias.

La Figura 5.11 muestra como se relaciona el caudal con altura de escurrimiento para diferentes frecuencias de la bomba, se aprecia la proporcionalidad entre el caudal y la frecuencia de la bomba. Además, se observa que para una frecuencia de impulsión fija el caudal se mantiene relativamente constante, se alcanza una variación máxima de 15.5 $[l/s]$ al modificar 23.7 $[cm]$ la altura de escurrimiento para la mínima condición estable de frecuencia de la bomba (VDF = 40 %). Cabe mencionar que la fluctuación máxima percibida durante cada medición de caudal es 3 $[l/s]$ en el intervalo de 2 $[min]$ que se realiza el registro.

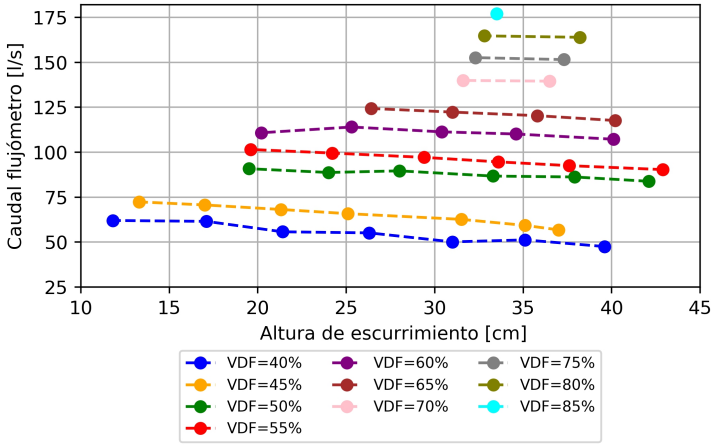


Figura 5.11: Caudal del flujómetro versus altura de escurrimiento para diferentes porcentajes de frecuencia de la bomba de impulsión.
Fuente: Elaboración propia.

Para analizar la relación que existe entre la altura de escurrimiento y el porcentaje de frecuencia de la bomba, se debe aislar el efecto que ejerce la inclinación de la clapeta abatible en el flujo. En la Figura 5.12 se muestra que al fijar el ángulo de clapeta, θ, la altura de escurrimiento aumenta con el caudal en concordancia con el aumento del porcentaje de frecuencia de la bomba del 5 % entre cada dato registrado, y como fue demostrado anteriormente el caudal es proporcional a la frecuencia. Se observa que para $\theta = 40[°]$, el segundo punto que corresponde a una frecuencia de bombeo de 45 % se aleja de la tendencia de las curvas lo que probablemente corresponde a un error en la experimentación al tomar este dato.

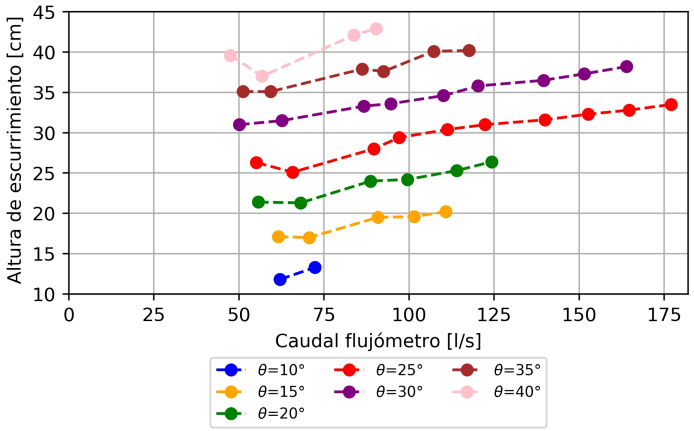


Figura 5.12: Altura de escurrimiento versus el caudal de flujómetro para diferentes ángulos de inclinación de la clapeta abatible.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 5.13 se muestra la relación entre la velocidad de aproximación y la altura de escurrimiento para diferentes porcentajes de frecuencia de la bomba, se observa que al mantener constante la frecuencia de la bomba, la velocidad y altura de escurrimiento son inversamente proporcionales.

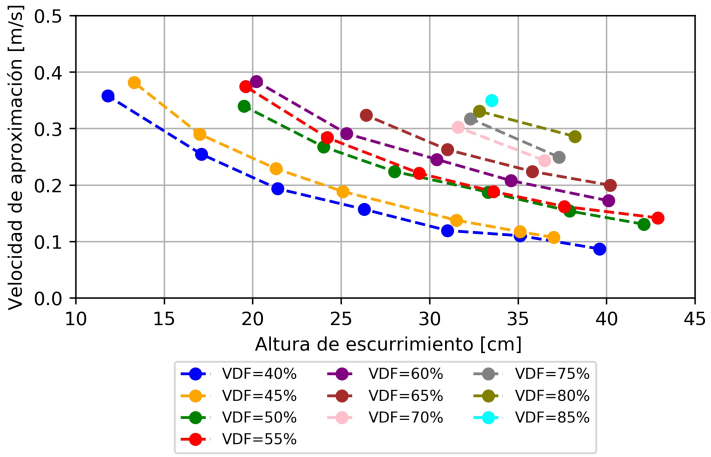


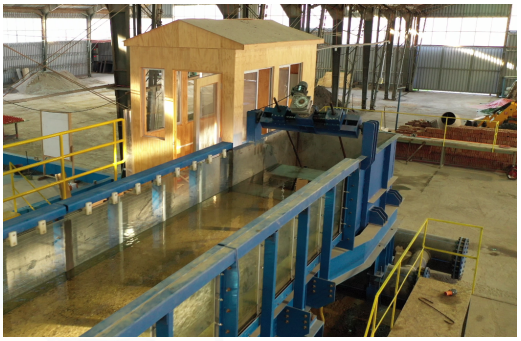
Figura 5.13: Velocidad de aproximación en función versus altura de escurrimiento para diferentes porcentajes de frecuencia de la bomba de impulsión.
Fuente: Elaboración propia.

5.2.2.2. Ángulo de clapeta abatible

La clapeta corresponde a una compuerta de tipo abatible con eje de giro en el fondo del canal, la cual permite regular el caudal de circulación y el nivel de escurrimiento en flujos de régimen subcrítico. El ángulo de inclinación de la clapeta, denominado θ, permite modificar la altura efectiva de oposición al flujo, $h_{clapeta}$, que se calcula mediante la Ecuación 5.8.



(a) Transportador para demarcar ángulo de inclinación.



(b) Clapeta en operación.

Figura 5.14: Compuerta tipo clapeta abatible con eje de giro en el fondo ubicada en la zona final del canal de socavación del INH.

Fuente: Elaboración propia.

$$h_{clapeta} = brazoclapeta \cdot \sin\theta \approx 58 \cdot \sin\theta [cm] \tag{5.8}$$

A través de la Figura 5.12 se muestra que la altura de escurrimiento es función del caudal y del ángulo de la clapeta, y por ende también de la altura de la clapeta, tal como se expresa en la Ecuación 5.9.

$$h = f(Q, h_{clapeta}) \tag{5.9}$$

Las Figuras 5.15 y 5.16 reiteran la influencia que ejerce la posición de la clapeta abatible sobre el flujo y nivel de escurrimiento, siendo θ inversamente proporcional a la velocidad de aproximación, es decir, a menores ángulos de clapeta se obtienen mayores velocidades en el flujo.

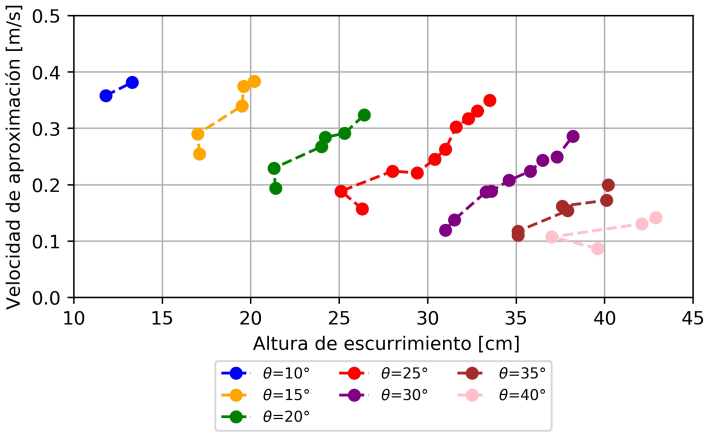


Figura 5.15: Velocidad de aproximación versus altura de escurrimiento para diferentes ángulos de la clapeta abatible ubicada al final del canal.
Fuente: Elaboración propia.

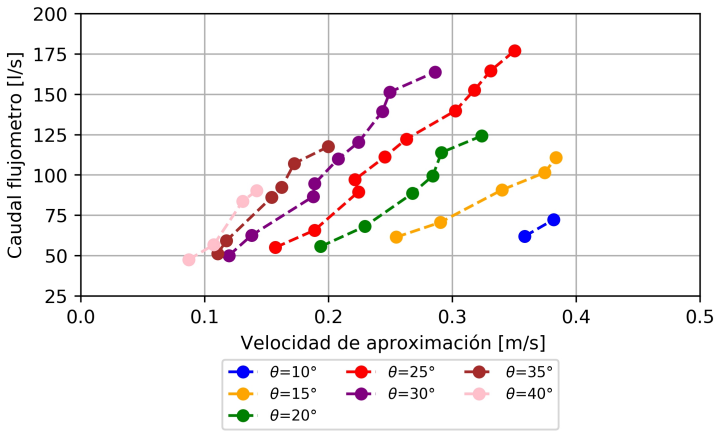


Figura 5.16: Caudal del flujómetro versus velocidad de aproximación para diferentes ángulos de la clapeta abatible ubicada al final del canal.
Fuente: Elaboración propia.

5.2.3. Influencia del Sedimento

Se realizan pruebas con diferentes tamaños de sedimentos en el canal de socavación, cuyos resultados son presentados en la Tabla 5.5. El objetivo principal de estas mediciones es buscar la velocidad de arrastre incipiente de las diferentes granulometrías y determinar el rango tamaños del sedimento que permite trabajar simultáneamente en aguas claras y régimen supercrítico.

La primera granulometría estudiada es la misma que se utiliza en las pruebas anteriores, y en el Ensayo 1 y Ensayo 2 de socavación de esta memoria (Leiva, N. (2020) - Memoria de Título), la cual corresponde a una arena cuasi-uniforme con una velocidad de arrastre incipiente $u_c = 0.31[m/s]$ y permite realizar experimentos únicamente en aguas claras (para la condición actual del canal de socavación).

El Sedimento A corresponde a una mezcla generada por el material que queda sobre el tamiz de apertura de 3.36 $[mm]$ y bajo el tamiz de 6.35 $[mm]$. Se obtiene la velocidad de arrastre incipiente en régimen de aguas claras con el canal con pendiente nula y sin influencia de la compuerta. La velocidad de arrastre incipiente obtenida es de 0.62 $[m/s]$ con un Número de Froude de 0.54.

El Sedimento B es una mezcla de tamaño entre los 6.35 y 12.75 $[mm]$. Se realizan pruebas en pendiente longitudinal nula y sin influencia de la compuerta. Se obtiene una velocidad máxima de 0.92 $[m/s]$ en aguas claras y un Número de Froude de 0.78 con el sistema de impulsión a toda su capacidad, por lo que para intentar llegar a la condición de régimen supercrítico se debe modificar la pendiente del canal y/o utilizar la compuerta para influenciar el flujo.

El Sedimento C corresponde a una mezcla de tres rangos de tamaños, 7.5 % del Sedimento A, 85 % del Sedimento B y 7.5 % de un sedimento grueso de tamaño entre 12 y 25 $[mm]$. Se realizan pruebas con el canal con pendiente longitudinal nula con y sin influencia de la compuerta, se observa que para caudales superiores a 170 $[l/s]$ y altura de compuerta de 9 $[cm]$ se aprecia un resalto hidráulico en la zona de lecho fijo.

Las características de los resaltos observados se describen a continuación:

- Resalto[1] que se muestra en la Figura 5.17 ocurre para un caudal de 170 $[l/s]$, se genera 1.30 $[m]$ aguas abajo de la compuerta y una carga hidráulica en el estanque entrada de 84 $[cm]$.

- Resalto[2] se genera 2.95 $[m]$ aguas abajo de la compuerta con una carga hidráulica en estanque entrada de 88 $[cm]$.
- Resalto[3] ocurre con un flujo de 197 $[l/s]$, muy cercana a la capacidad máxima de bombeo, se genera a 4 $[m]$ aguas abajo de la compuerta, lejos de la zona de lecho móvil donde se encuentra la pila y con una carga hidráulica en estanque entrada de 90 $[cm]$.



Figura 5.17: Resalto hidráulico en ensayo con Sedimento C.
Fuente: Elaboración propia.

A partir del ensayo que presenta el Resalto[3], se observa que es necesario modificar la pendiente del canal para conseguir la condición de torrente en la zona de lecho móvil.

El último registro con el sedimento C corresponde a una prueba con pendiente longitudinal de 20 $[mm/m]$, sin influencia de la compuerta ni clapeta, el registro corresponde a condición de aguas claras y régimen supercrítico, con una velocidad de 1.11 $[m/s]$ y un Número de Froude de 1.57. En base a lo anterior, se observa que con pendiente longitudinal nula y sólo una bomba de impulsión no se alcanza régimen supercrítico, por lo que se requiere trabajar con el canal inclinado para alcanzar velocidades superiores a 1 $[m/s]$ y sedimentos de diámetro nominal cercano a 10 $[mm]$ para mantener la condición de aguas claras y régimen supercrítico simultáneamente.

Tabla 5.5: Condición hidráulica para diferentes condiciones experimentales de 4 sedimentos. Nota: AC corresponde a aguas claras, AT a aguas turbias y AI es arrastre incipiente.

Sedimento	Tamaño $[mm]$	Condición	$h_{comp}[cm]$	i $[mm/m]$	VDF %	Q $[l/s]$	$\theta[°]$	h $[cm]$	u $[m/s]$	Fr
Leiva, N. (2020)	$D_{50} = 0.96$	AI	libre	0	65	124.32	20	26.4	0.31	0.195
		AI	libre	0	75	152.6	25	32.3	0.31	0.173
		AT	libre	0	45	72.33	10	12.8	0.37	0.328
Sedimento A	3.36-6.35	AC	libre	0	60	108.41	15	22.9	0.38	0.25
		AC	libre	0	60	111.19	10	17.7	0.48	0.36
		AC	libre	0	60	114.00	6	14.2	0.59	0.50
		AI	libre	0	60	116.20	5	13.2	0.62	0.54
Sedimento B	6.35-12.75	AC	libre	0	65	125.4	10	18.7	0.55	0.40
		AC	libre	0	65	126.31	5	13.7	0.72	0.62
		AC	libre	0	70	138.17	5	14.4	0.74	0.62
		AC	libre	0	75	150.83	5	15.1	0.76	0.62
		AC	libre	0	80	162.79	5	15.9	0.77	0.62
		AC	libre	0	80	163.49	0	14.6	0.83	0.69
		AC	libre	0	100	211.46	0	14.6	0.93	0.78
		AC	libre	20	40	37.33	37	16	0.18	0.14
		AC	libre	20	60	106.91	37	20.4	0.38	0.27
		AC	libre	20	60	108.11	35	19.5	0.32	0.24
Sedimento C	Mezcla de sedimento:	AC	libre	0	75	149.4	5	14.8	0.74	0.61
	7.5 %: 3.36-6.35	AC	17.5	0	75	150.59	0	13.7	0.79	0.68
	85 %: 6.35-12.75	AC	9	0	75	149.50	0	13.7	0.80	0.69
	7.5 %: 12.00 -25.00	RESALTO[1]	9	0	85	170.00	0	-	-	-
		RESALTO[2]	9	0	90	183.00	0	-	-	-
		RESALTO[3]	9	0	95	197.00	0	-	-	-
		AC	libre	20	45	66.81	0	5.1	1.11	1.57

A partir estos resultados se observa que la velocidad crítica del sedimento obtenida en la experimentación difiere con la calculada mediante expresiones analíticas como Ley de 1/6, ecuación de Keulegan, por lo que se recomienda que siempre antes de un ensayo de socavación se realicen pruebas que permitan conocer u_c en el canal de socavación del INH para cada sedimento a estudiar.

Es importante destacar que para mediciones de socavación en régimen supercrítico se aconseja utilizar un sistema de medición alternativo al ADV Vectrino, dado que por sus dimensiones puede generar alteración del flujo al trabajar con alturas de escurrimiento muy bajas (altura cercanas a 5 [cm]). Además, existen antecedentes (Martin Yubero (1980)) que señalan que la máxima profundidad de socavación para lechos de sedimentos gruesos ocurre a los costados de la pila y la ubicación de la zona más profunda se ve influenciado por el aumento del Número de Froude.

La Figura 5.18 sirve como referencia del rango de caudales y alturas de escurrimiento requeridas para trabajar en régimen supercrítico en el canal de socavación.

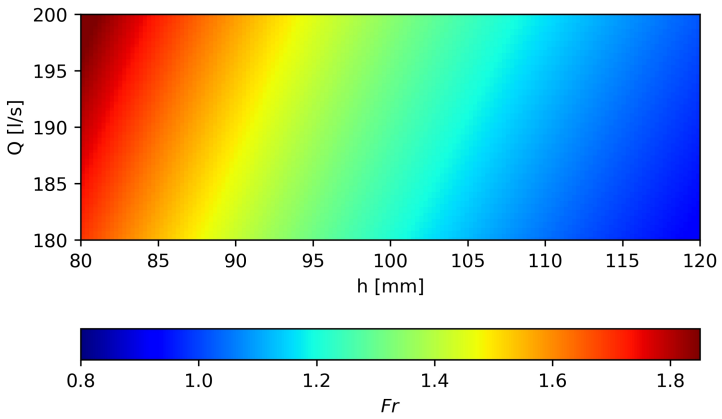


Figura 5.18: Número de Froude para rango supercrítico.
Fuente: Elaboración propia.

6 | Resultados y Discusión

6.1. Ensayos de Socavación

Se busca generar el registro de socavación en el tiempo en un lecho de arena uniforme, en régimen subcrítico y aguas claras para evaluar el funcionamiento de los instrumentos de medición y la metodología de experimentación.

A partir de una extensa recopilación de ensayos de socavación local en laboratorios presentados por Benedict y Caldwell (2014), se establecen dos experimentos de diferentes autores que tienen características hidráulicas que permiten ser replicados en el canal de socavación del INH sin requerir que las condiciones experimentales sean escaladas.

En función de la magnitud del volumen de sedimento requerido en el canal de socavación para generar una curva granulométrica, se establece una tolerancia de 0.1 $[mm]$ en el diámetro nominal. En la Tabla 6.1 se presentan las características del sedimento, para los dos experimentos de referencia seleccionados y el sedimento utilizado en los ensayos de socavación de este estudio, cuya curva granulométrica fue presentado anteriormente en la Figura 5.6.

Tabla 6.1: Características de sedimentos.

Estudio	D_{50} $[mm]$	σ_g	ρ_s $[kg/m^3]$	ϕ [°]	u_c $[m/s]$
Melville y Chiew (1999)	0.96	1.30	Desconocido	Desconocido	0.35
Yanmaz y Alhnbilek (1991)	1.07	1.10	Desconocido	Desconocido	0.42
Leiva, N. (2020)- Memoria de Título	1.03	1.23	2621	32.29	0.30

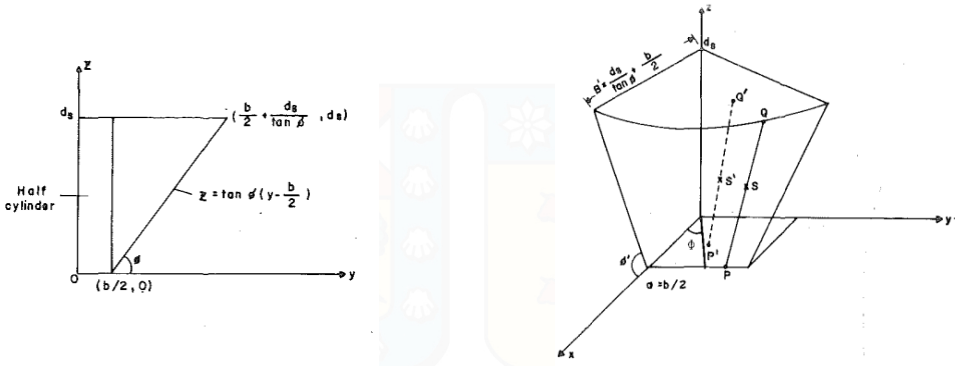
Los dos ensayos de socavación realizados en este trabajo siguen los criterios definidos en el Anexo C “Protocolo de ensayo” y son presentados en detalle por medio del Informe de Ensayo 1 (Anexo D) e Informe de Ensayo 2 (Anexo E).

Postproceso:

Se utiliza el código *Ecuaciones.py* programado en Python para visualizar la socavación máxima de equilibrio calculada mediante diversas ecuaciones disponibles en la literatura (Tablas 2.7 - 2.10).

Los datos de la cota de fondo registrados con el ADV Vectrino son procesados mediante el código *filtro.py*, cuyo objetivo es eliminar los datos erróneos de la medición. El primer filtro descarta los datos de calidad de medición insuficiente, parámetro definido por el fabricante del instrumento (quality > 100), luego se detectan los ruidos e interferencias y finalmente se aplica una media móvil para representar la evolución temporal de la socavación.

Posteriormente, se desplaza el registro de socavación realizado con el ADV Vectrino al borde de la pila, de acuerdo con las ecuaciones propuestas por Yanmaz y Alhnbilek (1991) donde define la geometría de fosa de socavación que se presenta en la Figura 6.1.



(a) Pila cilíndrica. **(b)** Pila cuadrada.

Figura 6.1: Descripción de geometría de la fosa de socavación para pila cilíndrica en lecho de arena. Fuente: Yanmaz, M. y Alhnbilek, D. (1991). Study if time dependent local scour around bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering. 117(10), 1247-1268.

El instrumento ADV Vectrino se ubica a 5 $[cm]$ de la cara expuesta al flujo de la pila cilíndrica ensayada, por lo que en las primeras etapas del experimento cuando se inicia la erosión, el ADV Vectrino no percibe cambios en la cota de fondo. Durante este periodo se asume que la socavación que se produce en la distancia entre pila e instrumento, genera la geometría descrita en la Figura 6.1 para una pila cilíndrica.

En base a lo anterior, la evolución de la socavación en el tiempo que se presenta en la Ecuación 6.1, corresponde a una aproximación lineal durante el periodo en que la fosa alcanza la posición de registro del instrumento y posteriormente es la contribución lineal de la socavación generada hasta ese instante y lo registrado por el ADV Vectrino.

$$S(t) = \begin{cases} \frac{5 \cdot \sin(\phi) \cdot t}{t_{ADV}} & si \quad t < t_{ADV} \\ \frac{5 \cdot \sin(\phi) \cdot t_{ADV}}{t_{ADV}} + S_{ADV}(t) & si \quad t \geq t_{ADV} \end{cases} \tag{6.1}$$

Donde, ϕ es el ángulo de reposo del sedimento, t_{ADV} representa el tiempo transcurrido hasta que la fosa de socavación alcanza la posición de registro del ADV Vectrino, S_{ADV} corresponde a la socavación medida con el ADV Vectrino, t el tiempo y $S(t)$ la socavación en el tiempo.

Es importante señalar que los ensayos de socavación realizados tienen una duración experimental menor que la necesaria para alcanzar la socavación de equilibrio, debido a que se requieren tiempos de ensayo superiores a las 50 horas e incluso semanas en algunos casos para llegar a t_{eq}, lo que se considera innecesario para la etapa de implementación de metodologías de ensayo y representa una dificultad logística adicional que se debe resolver en el futuro. El tiempo experimental para el Ensayo 1 corresponde al 10 % del tiempo de equilibrio y para el Ensayo 2 es el mismo tiempo del experimento de referencia, que a la vez no corresponde al tiempo de equilibrio.

Nomenclatura:

El registro de socavación obtenido en los ensayos se compara con ecuaciones de evolución temporal de socavación propuestas por Melville y Chiew (1999), Sheppard y Melville (2011) y Lanca et al. (2013) (ver Tabla 2.11), utilizando los resultados de socavación máxima para pilas cilíndricas

del Manual de Carreteras presentadas en la Sección 2.3.1 (Breusers, Nicolett y Shen, Envolvente de datos experimentales y Relación de Richardson) y además la ecuación de Sheppard y Melville (2011).

Para facilitar la interpretación de los gráficos utilizar la nomenclatura de la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Nomenclatura gráficos.

Autor	Sigla
Ecuaciones de socavación máxima	
Breusers, Nicolett y Shen	BNSh
Envolvente de datos experimentales	EDE
Relación de Richardson	R
Sheppard y Melville	S/M
Ecuaciones de evolución temporal de la socavación	
Melville y Chiew	MC
Melville y Sheppard	M/S
Lanca et. al.	L

6.1.1. Ensayo 1

El experimento de referencia para el ensayo 1 corresponde al experimento N18 de la investigación de Melville y Chiew (1999) realizado en un canal de laboratorio en la Nanyang Technologinal University. En este ensayo se utiliza un sedimento no cohesivo y uniforme, una pila de sección circular, el canal sin inclinación, en régimen subcrítico y condición de aguas claras.

Las características de experimento de referencia y del ensayo 1 se presentan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3: Característica ensayo 1.

Parámetro	Sigla	Referencia	Ensayo 1	Unidad
Socavación final en tiempo experimental	Sf	133	55.5	$[mm]$
Diámetro de la pila	b	70	70	$[mm]$
Tiempo experimental	t_{exp}	4260	426	$[min]$
Velocidad	u	0.271	0.288	$[m/s]$
Intensidad del flujo	I	0.783	0.93	$[-]$
Altura de escurrimiento	h	200	200	$[mm]$

En la Figura 6.2 se observa la gran variabilidad de resultados que arrojan las múltiples ecuaciones de socavación local disponibles en la literatura, siendo el resultado de la ecuación de Blench 9.1 veces el resultado calculado al usar la ecuación de Inglis. Los resultados obtenidos con 18 ecuaciones utilizadas entregan un promedio de socavación máxima de 133.1 $[mm]$, que es cercano a la socavación registrada en el experimento de referencia para un tiempo de equilibrio de 4260 $[min]$ de 133 $[mm]$, no obstante a lo anterior, la socavación de equilibrio calculada con ecuación de Sheppard y Melville (2011) es de 62.0 $[mm]$, la que corresponde a una de las fórmulas más actuales y reconocidas para predecir socavación máxima Sheppard et al. (2014).

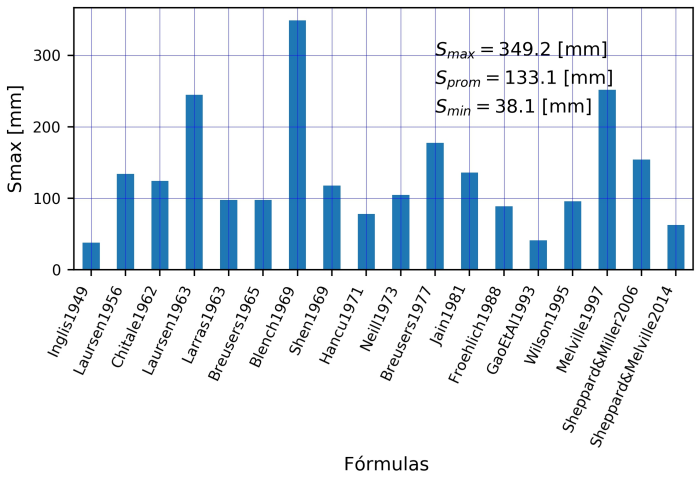


Figura 6.2: Socavación máxima de Ensayo 1 para diferentes ecuaciones de la literatura.
Fuente: Elaboración propia.

Como se menciona anteriormente, el tiempo de experimentación realizado en el Ensayo 1 corresponde al 10 % del tiempo de equilibrio propuesto en el ensayo de referencia de Melville y Chiew (1999), esto porque se prioriza verificar la metodología de medición más que alcanzar la socavación de equilibrio. En la Tabla 6.4 se presentan el tiempo experimental del ensayo y del experimento de referencia en conjunto con el tiempo de equilibrio requerido para alcanzar la socavación equilibrio calculado con ecuaciones propuestas por Melville y Chiew (1999) y Sheppard y Melville (2011) (ver Tabla 2.11).

Tabla 6.4: Tiempo de experimentación y equilibrio para Ensayo 1.

	t_{exp}		t_{eq}			
			Melville y Chiew		Melville y Sheppard	
	[min]	[día]	[min]	[día]	[min]	[día]
Ensayo	426	0.3	7449.8	5.1	30821.8	21.4
Referencia	4260	2.9	5721.2	3.9	23670.3	16.4

Los resultados mostrados en la Tabla 6.4 reflejan una diferencia superior a 1 día en el tiempo de equilibrio calculado para el Ensayo 1 y el experimento de referencia al utilizar la ecuación de Melville y Chiew (1999) y de 5 días con la ecuación de Sheppard y Melville (2011). Lo anterior se debe a que ambas relaciones que describen el tiempo de equilibrio son directamente proporcionales a la intensidad de flujo, $I = u/u_c$, y aunque el grano utilizado en el ensayo tiene una granulometría similar a la referencia, tiene una velocidad crítica de sedimento e intensidad de flujo diferente ($I = 0.93$ y $I_{ref} = 0.783$). Además, la única variación entre ambas ecuaciones corresponde al valor de las constantes, que para los casos comparados resulta que el tiempo de equilibrio de Sheppard y Melville (2011) es 4.2 veces el de Melville y Chiew (1999).

Los resultados de la cota de fondo registrados con el ADV Vectrino en el Ensayo 1 se observan en la Figura 6.3. La línea continua de color negro representa la media móvil de la socavación registrada descartando los datos erróneos. Se obtiene una socavación máxima de 27.2 $[mm]$ en el punto de registro del ADV Vectrino.

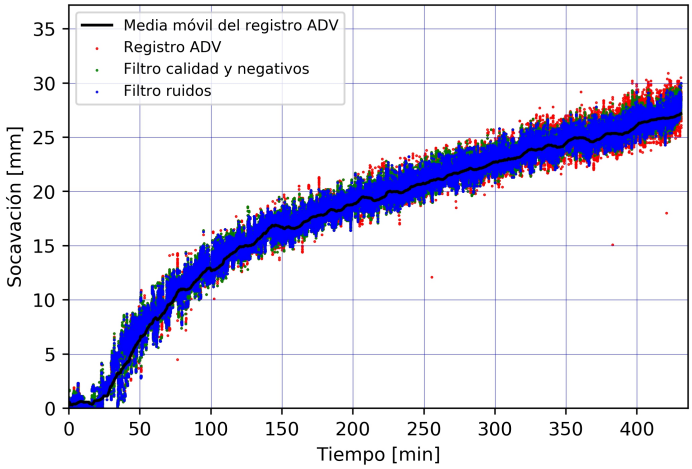


Figura 6.3: Filtro de datos de evolución temporal de socavación del Ensayo 1 en el punto de registro de ADV Vectrino.
Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la Ecuación 6.1, se desplaza la información registrada con el ADV Vectrino (línea continua negra) al borde de la pila para obtener la evolución temporal de la socavación del Ensayo 1 (línea continua color azul) presentada en la Figura 6.4. La socavación máxima obtenida corresponde a 57.4 $[mm]$.

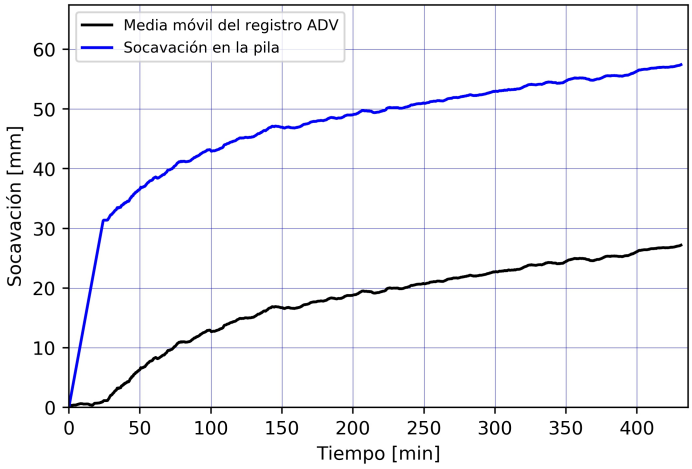


Figura 6.4: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1.
Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 6.5 muestra los resultados de socavación de equilibrio de las tres ecuaciones de diseño del Manual de Carreteras en conjunto con la ecuación S/M propuesta por Sheppard y Melville (2011). Además, se presenta la socavación en el tiempo experimental del Ensayo 1 ($t_{exp} = 426$ $[min]$) utilizando tres ecuaciones que describen la evolución temporal de la socavación de los autores Melville y Chiew (1999), Sheppard y Melville (2011) y Lanca et al. (2013).

Tabla 6.5: Resumen de resultados de socavación en el tiempo de Ensayo 1.

	$S_t(t_{exp} = 426[min])$ $[mm]$			S [mm]
	Melville y Chiew	Melville y Sheppard	Lanca et. al.	
Referencia	112.4	72.8	77.7	133.0
BNSh	55.19	41.9	39.1	66.2
EDE	138.9	105.3	98.4	166.5
R	33.0	25.0	23.4	39.6
S/M	51.7	39.2	36.6	62.0

En la Figura 6.5 se observa que la evolución temporal de la profundidad de socavación del Ensayo 1 se asemeja a la curva teórica conseguida con la ecuación de evolución temporal de la socavación de Melville y Chiew (1999) al utilizar la socavación máxima de Sheppard y Melville (2011) y/o la relación de Breusers, Nicolett y Shen del Manual de Carreteras (MOP, 2018). Además, se observa que la curva conseguida al utilizar la socavación máxima con la Envolvente de Datos experimentales sobrestima la profundidad de socavación siendo 81.5 $[mm]$ superior a la conseguida en el ensayo. Por el contrario, la Relación de Richardson subestima la socavación, resultando 24.4 $[mm]$ inferior a la profundidad registrada en ensayo durante el tiempo experimental.

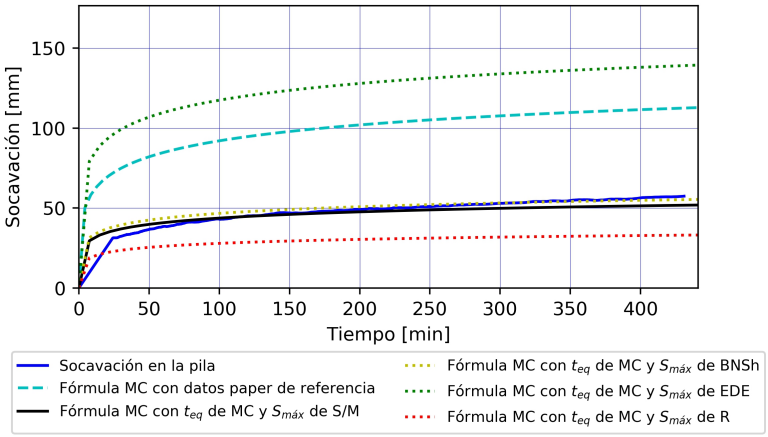


Figura 6.5: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1 comparada con la Ecuación de Melville y Chiew (1999) durante el tiempo experimental.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6.5 muestra sólo el 5.7 % del tiempo requerido para lograr la socavación de equilibrio. A pesar de ello, durante el tiempo experimental del Ensayo 1 se alcanza a visualizar la formación de la fosa y una desaceleración en la tasa de socavación. Además, se observa que se requiere mayor tiempo experimental para alcanzar la socavación máxima o proyectarla.

La Figura 6.6 muestra la evolución temporal de la socavación a través de la Ecuación de Sheppard y Melville (2011). En la Figura 6.6 se observa exclusivamente la duración experimental del Ensayo 1, en la cual se muestra que ninguna de las curvas es idéntica al registro del ensayo, siendo la más cercana la conseguida con la socavación máxima de Breusers, Nicolett y Shen, a pesar de subestimar los resultados en 15.5 $[mm]$. No obstante a lo anterior, se aprecia que para la primera fase de socavación, específicamente el periodo donde se realiza la aproximación lineal en la Ecuación 6.1, el resultado obtenido en el Ensayo 1 se comporta similar a las curvas obtenidas con la Ecuación

de Sheppard y Melville (2011).

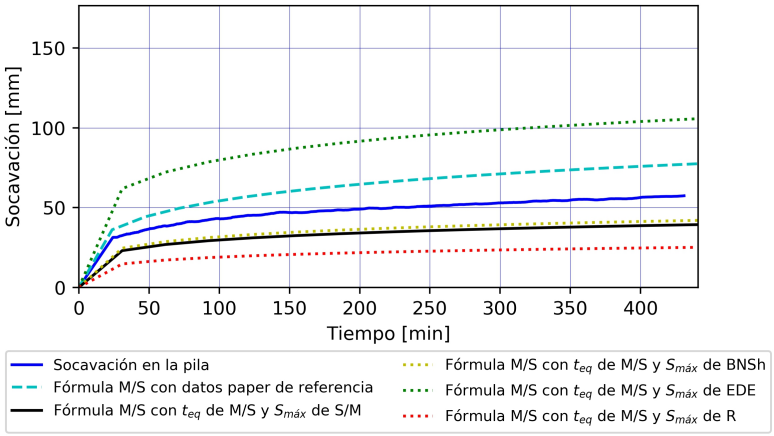


Figura 6.6: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1 comparada con la Ecuación de Sheppard y Melville (2011) durante el tiempo experimental.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6.7 muestra la evolución temporal de la socavación calculada con una de las fórmulas más actuales para describir la evolución temporal de la profundidad de socavación que fue propuesta por Lanca et al. (2013). Se utiliza la ecuación del tiempo de equilibrio de Melville y Chiew (1999) para realizar las curvas.

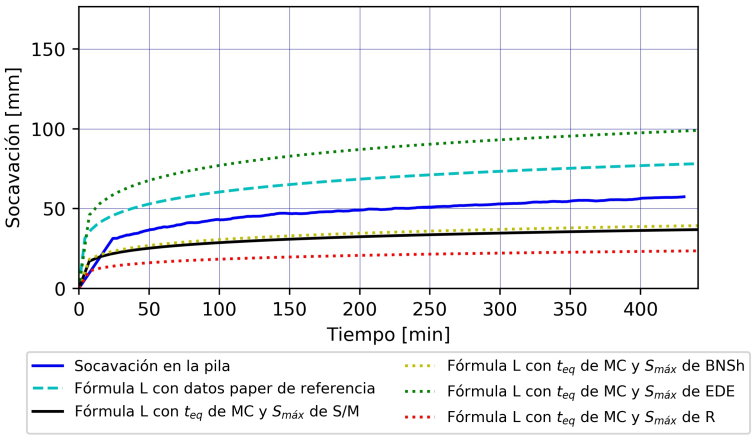


Figura 6.7: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 1 comparada con la Ecuación de Lanca et al. (2013) durante el tiempo experimental.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.7 se observa una situación semejante a la mostrada en el gráfico de la Figura 6.6, donde la curva más semejante a los resultados del Ensayo 1 corresponde a la evolución temporal de la profundidad de socavación calculada con la socavación máxima de Breusers, Nicolett y Shen, aunque ésta subestima 16.4 $[mm]$ en el tiempo experimental del ensayo.

En las tres ecuaciones de evolución temporal de la profundidad de socavación analizadas se observa que las curvas calculadas con la ecuación de Breusers, Nicolett y Shen y mediante la ecuación S/M de Sheppard y Melville (2011) generan resultados similares, siendo la última levemente inferior para las condiciones del Ensayo 1.

La diferencia entre el registro del Ensayo 1 y el experimento de referencia, en todas las ecuaciones de evolución temporal estudiadas, se debe a diversos factores, como por ejemplo, la diferencia en la velocidad crítica del sedimento que afecta directamente a la intensidad del flujo al mantener el Número de Froude entre ambos experimentos. Otros factores que pueden influir son la densidad del sedimento, planitud del lecho, instrumentos y metodologías de medición, entre otros.

6.1.2. Ensayo 2

La referencia del ensayo 2 corresponde al experimento número 2 de la investigación de Yanmaz y Alhnbilek (1991), desarrollado en un canal horizontal de sección rectangular y paredes de vidrio en el Hydromechanics Laboratory of Middle East Technical University en Turquía. El estudio contempla una pila cilíndrica de 6.7 $[cm]$ de diámetro, en un lecho de arena uniforme, con descarga constante en un régimen subcrítico y aguas claras.

Las características de experimento de referencia y del ensayo 2 se presentan en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6: Características ensayo 2.

Parámetro	Sigla	Referencia	Ensayo 2	Unidad
Socavación final en tiempo experimental	Sf	95	41	$[mm]$
Diámetro de la pila	b	67	70	$[mm]$
Tiempo experimental	t_{exp}	330	300	$[min]$
Velocidad	u	0.283	0.284	$[m/s]$
Intensidad del flujo	I	0.668	0.92	$[-]$
Altura de escurrimiento	h	152	152	$[mm]$

La Figura 6.8 muestra resultados de la socavación máxima de equilibrio de las condiciones hidráulicas del Ensayo 2 calculada con 18 ecuaciones disponibles en la literatura. La gran variabilidad de los resultados generan una diferencia entre la profundidad de socavación de equilibrio de 311.2 $[mm]$ entre la Ecuación de Blench (máximo resultado de socavación) y la Ecuación de Inglis (mínimo resultado). La socavación de equilibrio calculada con las dos ecuaciones que mejor se comportan en el Ensayo 1, Breusers, Nicolett y Shen y Sheppard y Melville (2011) equivalen a 64.9 y 59.5 $[mm]$ respectivamente.

En la Tabla 6.7 se muestra el tiempo experimental y el tiempo necesario para alcanzar la profundidad de socavación de equilibrio calculada con dos fórmulas (Melville y Chiew (1999) y Sheppard y Melville (2011)), en la cual se evidencia la corta duración experimental desarrollada en comparación con los tiempos de equilibrio calculados. Es importante señalar que la duración experimental del Ensayo 2 fue la misma que el experimento de referencia ($t_{exp} = 330[min]$ Yanmaz y Alhnbilek (1991)), sin embargo, el registro del ADV Vectrino termina a los 300 $[min]$ producto a una falla que puede tener relación con la alta temperatura al interior del galpón donde se encuentra el canal de socavación alcanzada el día del ensayo.

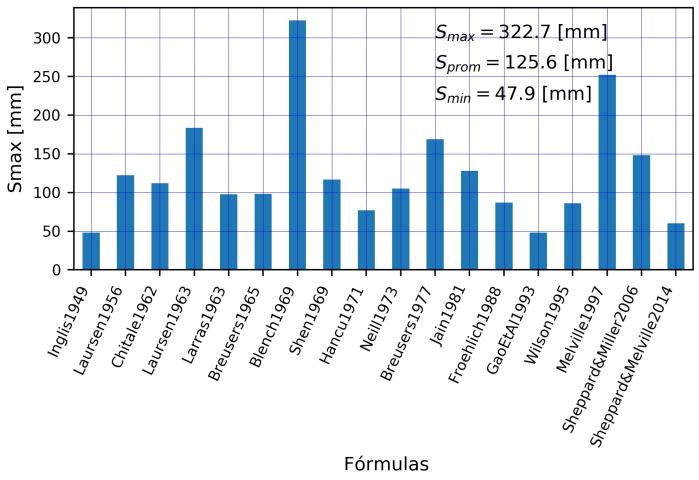


Figura 6.8: Socavación máxima de Ensayo 2 para diferentes ecuaciones de la literatura.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.7: Tiempo de experimentación y equilibrio para Ensayo 2.

	t_{exp}		t_{eq}			
			Melville y Chiew		Melville y Sheppard	
	[min]	[día]	[min]	[día]	[min]	[día]
Ensayo	300	0.2	6787.6	4.7	28082.1	19.5
Referencia	330	0.2	3463.7	2.4	14330.4	9.9

El registro de datos de chequeo de fondo realizado con el ADV Vectrino se filtra como se observa en la Figura 6.9, en la cual se aprecia un periodo de aproximadamente 100 $[min]$ luego de transcurridos 75 $[min]$ de ensayo en que existe una gran dispersión en los datos tomados con el instrumento. Este rango temporal corresponde a una de las tres instalaciones que tuvo una cámara GoPro ubicada dentro del flujo utilizada para tomar fotografías de la fosa de socavación durante el Ensayo 2. La independencia energética de la cámara corresponde aproximadamente a 2 $[hr]$, por lo que se realizan tres cambios durante la experimentación, siendo la segunda posición de la cámara la que genera interferencia en los datos registrados por el ADV Vectrino.

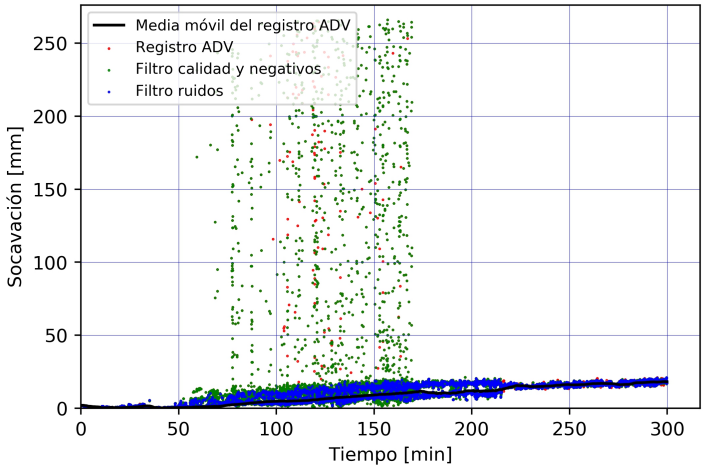


Figura 6.9: Filtro de datos de evolución temporal de socavación del Ensayo 2 en el punto de registro de ADV Vectrino.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6.10 muestra los datos del registro del ADV Vectrino desplazados al borde de la pila de acuerdo con lo establecido en la Ecuación 6.1. La profundidad máxima de socavación obtenida durante el tiempo registrado es de 48.4 $[mm]$.

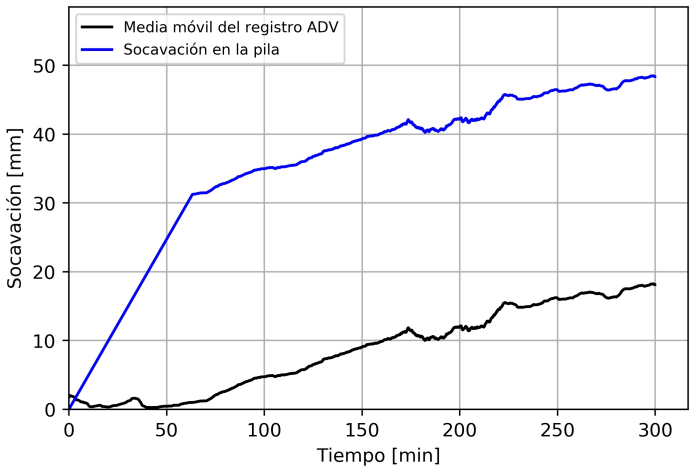


Figura 6.10: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2.
Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 6.8 se presentan los resultados de la profundidad de socavación en el tiempo de registro del Ensayo 2, calculadas con tres ecuaciones de evolución temporal analizadas (Melville y Chiew (1999), Sheppard y Melville (2011) y Lanca et al. (2013)), que a la vez requieren la socavación máxima que se obtiene con las tres ecuaciones disponibles en la guía de diseño actual y la Ecuación de S/M de Sheppard y Melville (2011).

Para calcular la evolución de la profundidad de socavación del ensayo de referencia, se utilizan los parámetros conocidos de este experimento para extrapolar la socavación máxima en el tiempo

de equilibrio necesario bajo esas condiciones.

Tabla 6.8: Resumen de resultados de socavación en el tiempo de Ensayo 2.

	$S_t(t_{exp} = 300[min])$ $[mm]$			S [mm]
	Melville y Chiew	Melville y Sheppard	Lanca et. al.	
Referencia	93.7	92.7	68.7	-
BNSh	52.3	38.7	36.2	64.9
EDE	134.2	99.2	92.6	166.5
R	32.7	24.3	22.7	40.6
S/M	48.0	35.5	33.2	59.5

La Figura 6.11 muestra la evolución temporal de las condiciones del Ensayo 2 mediante la Ecuación propuesta por Melville y Chiew (1999), durante el tiempo de registro. En la Figura 6.11 se observa que la curva que mejor describe al Ensayo 2 corresponde a la obtenida al calcular la profundidad máxima de socavación por medio de la Ecuación de Sheppard y Melville (2011), con una diferencia entre sí de 0.4 $[mm]$ en el tiempo de experimentación, la otra ecuación que describe el comportamiento del ensayo corresponde a la calculada con Breusers, Nicolett y Shen, que sobrestima 3.9 $[mm]$.

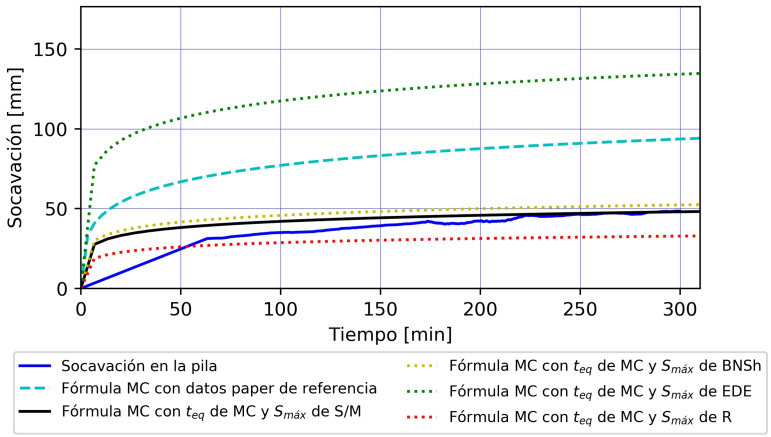


Figura 6.11: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2 comparada con la Ecuación de Melville y Chiew (1999) durante el tiempo experimental.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.11 se aprecia que la tasa de cambio en la profundidad de socavación presenta una desaceleración, sin embargo, se evidencia que se requiere mayor tiempo de experimentación (superior a 5 días) para alcanzar la profundidad de equilibrio.

La Figura 6.12 muestra la evolución temporal de la socavación calculada mediante la Ecuación de Sheppard y Melville (2011) con los datos del Ensayo 2. En la Figura 6.12 se observa que ninguna curva representa la socavación registrada en el ensayo, siendo la profundidad de socavación calculada con la ecuación de Breusers, Nicolett y Shen la que entrega un resultado más cercano a lo observado, a pesar de subestimar los resultados 9.7 $[mm]$.

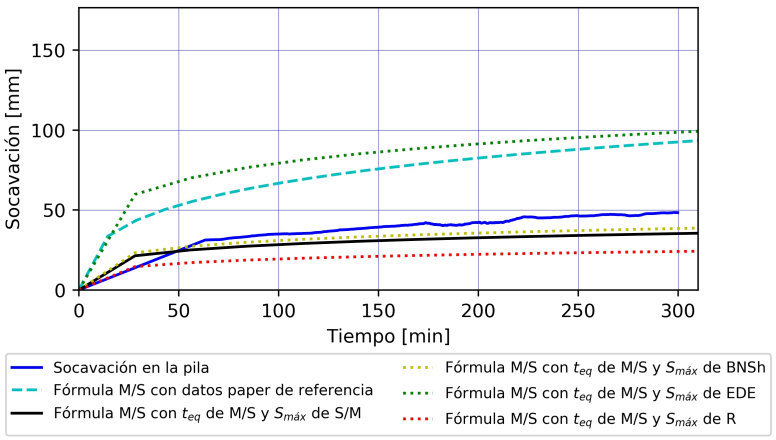


Figura 6.12: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2 comparada con la Ecuación de Sheppard y Melville (2011) durante el tiempo experimental.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.13 se muestra los resultados de evolución temporal de socavación calculada con la fórmula de Lanca et al. (2013). Se observa que las curvas que mejor se ajustan a los resultados son las que utilizan las ecuaciones de socavación máxima de Breusers, Nicolett y Shen y S/M de Sheppard y Melville (2011), a pesar de subestimar los resultados, lo que es consistente con las dos ecuaciones de evolución temporal analizadas previamente.

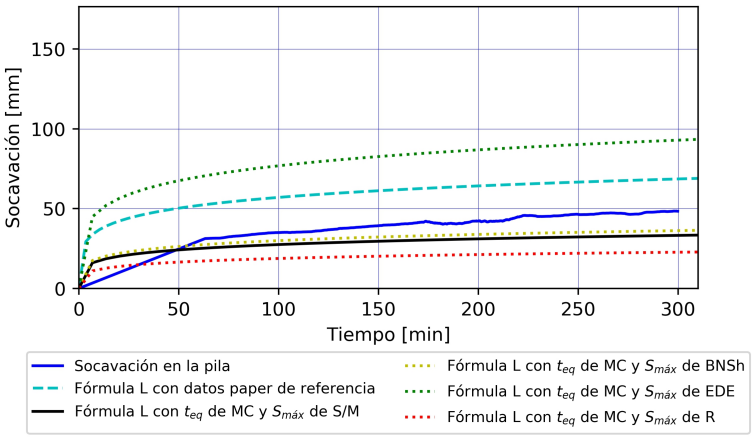


Figura 6.13: Evolución temporal de la socavación en el Ensayo 2 comparada con la Ecuación de Lanca et al. (2013) durante el tiempo experimental.
Fuente: Elaboración propia.

6.2. Discusión

Se propusieron dos condiciones de carga hidráulica para los estanques de acumulación y el canal de socavación como criterio inicial para la experimentación con pendiente longitudinal

horizontal. Por medio de los resultados se valida la necesidad de contar con los estanques con carga superior a 120 $[cm]$ y el canal con el flujo a una la altura de escurrimiento igual o superior a la solicitada para el ensayo. En el caso de experimentar con pendiente fuerte, superior a 1 %, se inicia el sistema de impulsión con el sedimento saturado y sin burbujas. Posteriormente es necesario reponer la altura de carga de los estanques de acumulación hasta alcanzar 120 $[cm]$ y mantener esta condición durante toda la experimentación (más detalles en Anexo A).

La relación entre parámetros controlables del canal, porcentaje de frecuencia de la bomba de impulsión (VDF) y ángulo de inclinación de la clapeta abatible (θ), sobre los parámetros característicos del fenómeno de socavación local fue investigada a través de experimentación. El análisis fue restringido para una arena fina uniforme, pendiente horizontal y caudal constante, en condición de aguas claras y régimen subcrítico, que representa las características de los dos ensayos de socavación realizados. Se evidencia que se requiere trabajar con la bomba de impulsión con una frecuencia mínima de 40 % para generar un comportamiento estable, para frecuencias inferiores usualmente se presenta una repentina disminución del caudal posterior al llenado del cajón de entrada. Mediante los resultados, se aprecia la concordancia entre el caudal registrado con el flujómetro electromagnético ubicado en la tubería que conecta los estanques de acumulación y el sistema de impulsión, y el caudal estimado con los datos de velocidad y altura de escurrimiento medidos. Los experimentos llevados a cabo muestran una relación de proporcionalidad entre el porcentaje de frecuencia (VDF) y el caudal, además de la influencia del ángulo de la clapeta sobre la altura de escurrimiento y la velocidad de aproximación, donde a mayor θ aumenta altura de escurrimiento y disminuye la velocidad al considerar el caudal constante. A partir de lo anterior, se confirma la capacidad de la clapeta como herramienta de regulación hidráulica para régimen subcrítico.

Se debe señalar que previo a un ensayo de socavación local es importante conocer el rango operativo de los parámetros controlables del canal requerido para generar una condición experimental utilizando el sedimento en estudio, lo que permite minimizar el tiempo que transcurre desde el inicio del sistema de impulsión hasta llegar a las condiciones del ensayo sin generar erosión en el lecho.

La velocidad crítica del sedimento es un parámetro relevante para estimar tiempos de equilibrio, profundidad de socavación máxima y evolución temporal. Existen diferentes métodos teóricos para calcularla, sin embargo, en la práctica se observan resultados diferentes, es por esto que se requiere realizar pruebas de velocidad crítica para cada sedimento en el canal de socavación donde se va a experimentar.

A través de los ensayos de socavación llevados a cabo, se logra validar la metodología de medición de chequeo de fondo realizados por medio del ADV Vectrino, la cual permite registrar la evolución temporal de la fosa de socavación en un punto. Se comprueba la viabilidad de uso del instrumento para condición de escurrimiento de aguas claras y régimen subcrítico, se sugiere no utilizar cámaras intrusivas con la finalidad de evitar ruidos en las medición como los observados en el Ensayo 2. Se requiere ratificar la Ecuación 6.1 con más experimentos, de forma tal que se verifique si la fase de aproximación lineal durante el periodo en que el instrumento no percibe cambios en la profundidad de socavación, sólo depende del ángulo de reposo del sedimento o si es influenciado por la condición hidráulica.

La duración máxima de experimentación, t_{exp}, fue de aproximadamente siete horas durante las cuales no se alcanza las profundidades de socavación de equilibrio final, aunque la tasa de socavación se desacelera a valores más pequeños para ambos experimentos. En la literatura, se encuentran numerosas ecuaciones para calcular la profundidad de socavación de equilibrio, sin embargo, hay limitada información acerca del tiempo necesario para lograrla y los resultados de las ecuaciones existentes difieren significativamente entre sí, ejemplo de esto son los resultados obtenidos donde el tiempo propuesto por Sheppard y Melville (2011) es 4.2 veces el calculado con Melville y Chiew (1999) para ambos ensayos de socavación realizados. En base a lo anterior, se requiere establecer un criterio o tolerancia en la tasa de cambio de la profundidad de socavación en un periodo determinado, con el fin de definir la condición final del experimento y/o tiempo de

equilibrio, privilegiando la posibilidad de expandir la cantidad de ensayos a diferentes condiciones hidráulicas y comparar resultados.

Para extender la duración de los experimentos hasta el tiempo de equilibrio, se requiere exclusivamente gestionar los recursos humanos disponibles para generar turnos que permitan contar con dos experimentadores de forma simultánea durante el ensayo, sin la necesidad de modificar lo propuesto en el Protocolo de Ensayo (ver Anexo C).

A partir de la experimentación se observa que cualquier sistema de medición utilizado para el registro de la evolución temporal de la socavación, requiere una alta tasa de muestreo durante el primer periodo de la experimentación mientras se genera la fosa de socavación, posterior a esto la variación en la profundidad se ralentiza por lo que no es estrictamente necesario una frecuencia de muestreo tan alta.

En los dos ensayos de socavación realizados, las ecuaciones de socavación máxima que representan mejor los resultados obtenidos son Breusers, Nicolett y Shen y la ecuación de Sheppard y Melville (2011), aunque pueden subestimar la profundidad de socavación, la fórmula de evolución temporal que describe mejor los ensayos es la propuesta por Melville y Chiew (1999). Además, se observa una evidente sobrestimación en la profundidad de socavación al utilizar la fórmula Envolvente de Datos Experimetales, y por el contrario, una subestimación de los resultados al usar la Relación de Richardson, ambas ecuaciones del Manual de Carreteras. Además, se observa que la máxima profundidad de socavación se da en la parte frontal de la pila que impacta al flujo, por el contrario, en la parte de atrás, producto del vórtice estela se aprecia la generación de una zona de acumulación del sedimento socavado.

Conclusiones

Se logra proponer una pauta para el funcionamiento del canal de socavación, establecer un procedimiento para el manejo de sedimentos y un protocolo de ensayo que permiten definir las metodologías para llevar a cabo el registro de la evolución temporal de la profundidad de socavación local en torno a una pila cilíndrica en el canal de socavación del INH.

Por medio de la exploración de las variables experimentales se establece la influencia que genera la carga hidráulica de los estanques de acumulación y la condición inicial del canal con respecto al caudal registrado con el flujómetro electromagnético a un porcentaje del variador de frecuencia de la bomba fijo. Se define el criterio de operación para experimentos en el canal con pendiente longitudinal horizontal o inferior a 1 %, el cual indica que para dar inicio al sistema de impulsión, el canal en toda su longitud debe contar con una altura de agua igual o superior a la requerida en el ensayo, para esto se debe emplear el sistema de bombeo secundario que permite controlar el llenado desde aguas abajo y evitar erosionar el fondo previo a alcanzar las condiciones hidráulicas del experimento (detalles en Anexo A), además se debe mantener los estanques de acumulación con una carga hidráulica por sobre los 120 $[cm]$ de forma permanente para evitar la aparición del vórtice de succión en el último estanque previo a la tubería que conecta con las bombas. Este criterio permite relacionar el caudal obtenido con el flujómetro y el calculado mediante los datos de velocidad de aproximación y altura de escurrimiento medidos en la zona de estudio. En el caso de experimentos con pendientes fuertes, superiores a 1 %, se sugiere cubrir el lecho en la cercanía de la pila para evitar la erosión, saturar el sedimento con el sistema de llenado secundario desde aguas abajo y esperar a eliminar las burbujas de aire, luego iniciar el sistema de impulsión y reponer la carga hidráulica de los estanque hasta 120 $[cm]$, retirar la cubierta luego de establecer las condiciones de experimentación.

Mediante la experimentación se concluye que es relevante conocer el rango de operación de los parámetros controlables del canal, como el porcentaje de frecuencia de la bomba, ángulo de la clapeta, altura de la compuerta y pendiente longitudinal que permite alcanzar las características hidráulicas del estudio, con la finalidad de evitar la erosión del fondo del lecho previo a alcanzar las condiciones experimentales requeridas para el ensayo, situación que anularía el experimento.

La diferencia entre la velocidad crítica teórica y experimental de los cuatro sedimentos analizados, refuerza la necesidad de realizar pruebas preliminares para establecer el valor de u_c para cada sedimento en el canal, lo que permite definir la condición de arrastre y el rango experimental factible de cada sedimento. Además, se comprueba la capacidad actual del canal para realizar ensayos tanto en régimen subcrítico como supercrítico en aguas claras, con una sola bomba de impulsión cuya capacidad máxima es 200 $[l/s]$. Adicionalmente, se establece la necesidad de izar el canal para desarrollar régimen de torrente, dado que las pruebas realizadas con pendiente horizontal con influencia de la compuerta, si bien generan régimen supercrítico, producen el resalto antes de la zona de estudio volviendo a escurrimiento de río. Se propone para investigaciones futuras utilizar sedimento de diámetro nominal igual o superior a los 10 $[mm]$ para lograr reproducir un ensayo en régimen supercrítico y aguas claras simultáneamente.

La metodología de experimentación se probó mediante dos ensayos de socavación para una arena uniforme y fue comparada con tres fórmulas teóricas que reproducen la evolución de la

socavación en el tiempo en conjunto a las tres ecuaciones de profundidad de socavación máxima propuestas en el Manual de Carreteras y la ecuación de Sheppard y Melville (2011). Los resultados experimentales para ambos ensayos mostraron que la combinación de la ecuación propuesta por Melville y Chiew (1999) para la evolución temporal y la fórmula de diseño de Breusers, Nicolett y Shen representan mejor los resultados obtenidos, además se observa que la Envolvente de datos Experimentales es muy conservadora y la Relación de Richardson subestima la socavación. Los resultados de profundidad de socavación máxima calculados con diferentes ecuaciones de la literatura muestran gran variabilidad entre sí, provocando incertidumbre a la hora de corroborar de los resultados obtenidos.

A partir de los resultados se considera que el ADV Vectrino permite registrar la evolución temporal de la socavación para un lecho de arena, sin embargo, se establece la necesidad de controlar la temperatura del instrumento para ensayos de mayor tiempo de experimentación para evitar que se interrumpa el registro. Además, se aconseja evitar el uso de cámaras intrusivas que perturben el flujo y generen ruidos en los datos adquiridos, situación evidenciada en el Ensayo 2.

Finalmente, se propone extender la investigación de socavación local en pilas a lechos de sedimentos gruesos y/o extendidos en régimen supercrítico, para representar condiciones hidráulicas similares a ríos chilenos, para lo cual se requiere implementar un sistema de medición que permita registrar la evolución de la fosa en tres dimensiones (preferiblemente no intrusivo y en tiempo real), dado que existen antecedentes que establecen que la profundidad de socavación máxima en sedimentos gruesos se produce a los costados del obstáculo y no en la parte frontal donde actualmente se posiciona el ADV Vectrino, como los sistemas de medición que actualmente se encuentra desarrollando el INH (Peña et al. (2019)).

La amplia capacidad del canal de socavación del INH permite proyectar diversas líneas de investigación, entre las que se destacan una revisión de las fórmulas de diseño definidas en el Manual de Carreteras con el fin de incluir el comportamiento de diversos tamaños de sedimentos y granulometrías en régimen supercrítico e incorporar el efecto del cambio climático. Otra área de estudio corresponde a explorar dispositivos que permitan reducir la profundidad de socavación durante las crecidas. Además, se pretende complementar los estudios realizados en el modelo físico con datos de puentes reales en condición crítica producto de la exposición de sus pilas por la socavación local en conjunto a la nueva ley de escalamiento propuesta por Link et al. (2018).

Líneas de investigación

El canal de socavación del Instituto Nacional de Hidráulica permite desarrollar diversas líneas de investigación, dentro de las que se destacan:

- Continuar estudio de teoría de escalamiento propuesta por Link et al. (2018).
- Implementación de nuevos métodos de medición de la evolución temporal de la fosa de socavación 3D desarrollados por el INH.
- Evaluar la influencia del cambio climático en la socavación local.
- Estudiar de la evolución de la profundidad de socavación local en régimen supercrítico y sedimentos gruesos.

Bibliografía

Arneson, L; Zevenbergen, L.; Lagasse, P.; y P., Clopper (2012). *Evaluating scour at bridges Report No. FHWA HIF 12 003*. Hydraulic Engineering Circular No. 18 U.S. Department of Transportation, 5ta edition edición. 2.7, 2.10

Ayala, Luis (1983). *Diseño hidráulico de puentes*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil. 2.1.1

Baglio, Salvo; Faraci, Carla; Foti, E.; y Musumeci, Rosaria (2001). Measurements of the 3-d scour process around a pile in an oscillating flow through a stereo vision approach. *Measurement*, 30(2), 145–160. (document), 3.2.1.2

Balbontín, Mario (1992). *Cuantificación de los procesos de acorazamiento y de su incidencia en la socavación local en torno a pilas*. Universidad de Chile. 2.1.1, 2.1.3

Benedict, Stephen y Caldwell, Andral (2014). *A pier scour data base 2.427 field and laboratory measurements of pier scour*. USGS Science for a changing world Prepared in coorporation with the South Carolina Department of Transportation, Data Series 845. 6.1

Brink, Ferdinand van den (2014). *Influence of liquefaction on scour around offshore monopile foundations*. Universiteit Twente AND Delft University of Technology. (document), 3.2.1.10

Cao, Zhixian; Pender, Gareth; y Meng, Jian (2006). Explicit formulation of the shields diagram for incipient nmotion of sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(10), 1097–1099. 5.1

Chang, WenYi; Lai, JihnSung; Yu, TengYi; Lin, Franco; Lee, LungCheng; Tsai, WheyFone; y Loh, ChinHsiung (2014). Pier scour monitoring system by bedlevel image tracking. *International Journal of Sediment Research*, 29(2), 269–277. (document), 3.1, 3.2.1.1, 3.2.1.11

Chiew, Y. M. y Melville, B. W. (1989). Local scour at bridge piers with non-uniform sediments. *Proccedings of the Institutions of Civil Engineers- Water Managemen*, 87(2), 215–224. 2.1.3, 6

Debnath, k. y Chaudhuri, S. (2010). Effect of suspended sediment concentration on local scour around cylinder for claysand mised sediment beds. *Engineering Geology*, 117, 236–245. (document), 3.2.1.6

Ettmer, Bernd; Orth, Franciska; y Link, Oscar (2015). Live-bed scour at bridge piers in a lightweight polystyrene bed. *Journal of American Society of Civil Engineers*, 141(9). 2.1.2, 2.2.1

Fisher, M.; Chowdhury, N.; Khan, A.; y Atamturktur, S. (2013). An evaluation of scour measurement devices. *Flow Measurement and Instrumentation*, 33, 55–67. (document), 3.2.1.9

Forde, M. C.; MacCann, D. M.; Clark, M. R.; Broughton, K. J.; Fenning, P. J.; y Brown, A. (1999). Radar measurement of bridge scour. *NDT&E International*, 32(8), 481–492. (document), 3.2.2.1

Fukui, J. y Otuka, M., Eds. (2002). *Development of the new inspection method on scour condition around existing bridge foundations*. (document), 3.2.2.2

Guevara, María (2016). *Socavación en Puentes*. Lemoine Editores y Editorial Universidad de Cauca. 2.1.2

Istiarto, Istiarto (2001). *Flow around a cylinder in a scoured channel bed*. PhD thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailande. 5.1

Johnson, Peggy (1992). Reliabilitybased pier scour engineering. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(10), 1344–1358. 2.8

Kerrigan, Alexander (1987). *Influencia de la geometría, orientación y afloramiento de la base de fundación, sobre la socavación local de pilas rectangulares*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil. 5

Khwairakpam, Padmini y Mazumdar, Asis (2009). Local scour around hydraulic structures. *International Journal of Recent Trends in Engineering*, 1(6), 59–61. 2.1.1

Lanca, R. M.; Fael, C. S.; Maia, R. J.; Pego, J. P.; y Cardoso, A. H. (2013). Clear water scour at comparatively large cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(11), 1117–1125. (document), 2.11, 6.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.7, 6.1.2, 6.1.2, 6.13

Landers, Mark; Mueller, David; y Martin, Gary (1996). *Bridge scour data management system userś manual Repor 95754*. U.S. Geological Survey in coorperation with the Federal Highway Administration, Reston, Virginia. 2.9

Lillo, Alexis (1989). *Influencia del acorazamiento del lecho sobre la socavación local al pie de pilas*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil. 2.1.3

Lin, Y. B.; Chen, J. C.; Chang, K. C.; y Lai, J. S. (2005). Realtime monitoring of local scour by using fiber bragg grating sensors. *Smart Material and Structures*, 14(4), 664–670. (document), 3.2.2.3

Lin, Y. B.; Lai, J. S.; Chang, K. C.; Chang, W. Y.; Lee, F. T.; y Tan, Y. C. (2010). Using mems sensors in the bridge scour monitoring system. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 33(1), 25–35. (document), 3.2.1.5

Link, Oscar y Escauriaza, Cristián (2015). Socavación alrededor de cepas de puentes. In *SOCHID* (pp. 1–90).: Escuela SOCHID. 1.1

Link, Oscar; Henríquez, Sebastián; y Ettmer, Bernd (2018). Physical scale modelling of scour around bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*. 1.1, 1.4, 2.2, 2.2.2, 6.2

Lu, J. Y.; Hong, J. H.; Su, C. C.; Wang, C. Y.; y Lai, J. S. (2008). Field measurements and simulation of bridge scour depth variations during floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), 810–821. (document), 3.2.2.4

Martin Yubero, José (1980). *Socavación local al pie de pilas en lechos de granulometría gruesa*. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Obras Civiles. 5.2.3

Melville, Bruce (1997). Pier and abutment scour integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(2), 125–136. 2.2.2

Melville, B. y Sutherland, A. (1988). Design method for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(10), 1210–1226. 2.8

Melville, B. W. (2008). The physics of local scour at bridge piers. *International Conference on scour and erotions*, (pp. 28–40). 2.1.5

Melville, B. W. y Chiew, Y. M. (1999). Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1), 59–65. (document), 2.11, 6.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.5, 6.1.1, 6.1.2, 6.1.2, 6.1.2, 6.11, 6.2, 6.2

Melville, Bruce W. y Coleman, Stephen E. (2000). *Bridge scour*. Water Resources Publications, LLC, 1ra edición edición. 2.1.1

MOP, Gobierno de Chile (2018). *Manual de Carreteras 2018*. Dirección de Vialidad. 2.3, 6.1.1

Nalluri, Chandra; Saldarriaga, Juan; y Plata, Francisco (1999). Revisión de ecuaciones que predicen la socavación local alrededor de pilas de puente. *Universidad de los Andes*, (pp. 52–60). 2.10

Peña, Carolina; Herrera, Rodrigo; y Zagal, Juan (2019). Monitoreo y reconstrucción 3d de la socavación en pilas de puentes a escala reducida. In *Día del agua INH*: Instituto Nacional de Hidráulica. 6.2

Poggi, Davide y Kudryavtseva, Natalia (2019). Nonintrusive under measurement of local scour around a bridge pier. *Water*, 11(10), 2063. (document), 3.2.1.12

Porter, Kate; Simons, Richard; y Harris, John (2014). Comparison of three techniques for scour depth measurement: Photogrammetry, echosounder profiling and a calibrated pile. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(34), 64–76. 3.1

Porter, Kate; Simons, Richard; Harris, John; y Fazeres, Tiago (2012). Scour development in complex sediment beds. *Coastal Engineering Proceedings*, 33(1), 1–9. (document), 3.1, 3.2.1.7

Pournazeri, Shaghayegh; Li, S. Samuel; y Hagighat, Fariborz (2014). A bridge pier scour model with non-uniform sediments. *Water Manageent*. 2.1, 2.1.3

Raudkivi, Arved y Ettema, Robert (1983). Clear-water scour at cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(3), 338–350. 2.1.3, 6

Raudkivi, Arved J. (1986). Functional trends of scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engeering ASCE*, 112(1), 1–13. 2.1.2, 2.2.2

Roger, Bettss (1990). Survey of lightweight sediments for use in mobile bed physical models. *Hydraulics Research*, (pp. 115–123). 2.2.2

Roulund, A.; Sumer, B. M.; Fredsøe, J.; y Michelsen, J. (2005). Numerical and experimental investigation of flow and scour around a circular pile. *Journal of Fluid Mechanics*, 534, 351–401. (document), 3.2.1.3

San Juan, Alvaro (2013). *Análisis crítico y compartivo de fórmulas para estimación de socavación en puentes*. Universidad Técnica Federico Santa María. 2.1, 2.7, 2.10

Shen, H. W.; Shneider, V. R.; y Karaki, S. (1969). Local scour bridge piers. *Journal of the hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, 95(HY6), 1919–1940. 2.1.2

Sheppard, D. M.; Melville, B.; y Demir, H. (2014). Evaluation of existing equations for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(1), 14–23. 1.1, 5.1, 6.1.1

Sheppard, Max y Melville, Bruce (2011). *Scour at wide piers and long skewed piers Report 682*. The National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. (document), 2.3, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10, 2.11, 6.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.1.1, 6.6, 6.1.1, 6.1.2, 6.1.2, 6.1.2, 6.1.2, 6.12, 6.1.2, 6.2, 6.2

Shields, A. (1936). Anwendung der aenlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung. *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Germany*. 5.1

Sumer, B. B.; Petersen, T. U.; Locatelli, L.; Fredsøe, J.; Musumeci, R. E.; y Foti, E. (2013). Backfilling of scour hole around a pile in waves and current. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 139(1), 9–23. (document), 3.2.1.8

Tabarestani, Mojtaba y Salamatian, Amin (2016). Physical modelling of local scoyr around bridge pier. *Malaysian Journal of Civil Engineering*, 28(3), 349–364. 2.2.2

Tsujimoto, Tetsuro y Motohashi, Ken (1988). Effect of armoring on local scour around a circular cylinder. *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering*, 6(1), 23–34. 2.1.3

Yankielun, Norbert y Zabilansky, Leonard (2000). Bridge scour detection and monitoring apparatus using time domain reflectometry tdr. 3.2.1.1

Yankielun, N. E. y Zabilansky, L. (1999). Laboratory investigation of timedomain reflectometry system for monitoring bridge scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(12), 1279–1284. (document), 3.2.1.1

Yanmaz, M. y Alhnbilek, D. (1991). Study if time dependent local scour around bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(10), 1247–1268. 6.1, 6.1.2, 6.1.2

Younkin, B. D. y Hill, D. F. (2009). Rapid profiling of an evolving bed form using planar laser sheet illumination. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(10), 852–856. (document), 3.2.1.4

Anexos

A | Manual de Operación

B | Procedimiento de Manejo de Sedimentos

C | Protocolo de Ensayo

D | Informe Ensayo 1

E | Informe Ensayo 2