

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SECCIÓN DE POST-GRADO



**SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE PILARES DE PUENTES EN
LECHOS GRANULARES NO COHESIVOS**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA HIDRÁULICA**

LUIS ANGEL GÓMEZ CUNYA
LIMA – PERÚ
2 010

DEDICATORIA:

A mis padres, y en especial a mi esposa y a mis hijos por dar motivo a mis acciones.

RECONOCIMIENTOS:

Al Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería en Lima – Perú, pues esta institución dirigida entonces por el C.E. Ing. Francisco Coronado del Águila, facilitó y auspició esta Investigación poniendo a disposición los materiales y equipos con los que cuenta, así como el suministro de energía eléctrica y talleres de mecánica y carpintería.

A la Sección de Post Grado de La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Al Instituto General de Investigaciones de la Universidad Nacional de Ingeniería IGI-UNI.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONCYTEC.

Destacan las facilidades antes mencionadas, pues, sin ellos hubiese sido poco menos que imposible la realización de la presente Investigación, pues en cualquier otro sector es difícil conseguir apoyo.

RESUMEN

Durante las últimas cuatro décadas, se han realizado numerosos estudios y desarrollado ecuaciones para pronosticar la socavación en pilares de puentes, la mayoría de estas ecuaciones se desarrollaron usando datos del laboratorio y a veces se comprobaron usando datos de campo obtenidos con limitaciones. Hasta la fecha los datos de campo utilizados para comprobar las ecuaciones son limitados y hay considerable incertidumbre en el uso de estas ecuaciones para pronosticar la profundidad de socavación en el campo. Para varias de las ecuaciones, las condiciones bajo las cuales se realizaron los experimentos de laboratorio no han sido divulgadas, además, los rangos para los que son válidos los parámetros que intervienen en las ecuaciones también son generalmente desconocidos, y, aún cuando el rango de datos usados en el estudio de laboratorio se conozca, es incierto que estos rangos usados en modelos pequeños correspondan con las condiciones del prototipo, pero, son de gran utilidad para darnos idea del comportamiento de este fenómeno.

El propósito de la presente investigación experimental es observar el comportamiento y la influencia de los parámetros adimensionales que intervienen en fórmulas planteadas para el cálculo de la socavación en pilares de puentes, la cual se esperan sea de utilidad para el Ingeniero. Se estudian, la influencia de la profundidad del flujo que está definida por el parámetro $\frac{Y_n}{b}$, la influencia de la Velocidad del Flujo considerando los parámetros $\frac{bV}{\nu}$ ó “Número de Reynolds del Pilar (Re_p)”, y el “Número de Froude del Pilar (Fp)” $\frac{V}{\sqrt{gb}}$, también se considera la influencia de la relación entre los esfuerzos de corte hidráulico y la de corte crítico para la iniciación del movimiento de los sedimentos $\frac{\tau}{\tau_c}$, y se examina la influencia de la relación entre el

tirante del flujo y el tamaño del sedimento $\frac{Y_n}{d_s}$. No se consideró una escala de tiempo definida.

Se realizaron ciento veintidós ensayos con tres tipos de secciones de pilares de puentes y sedimentos de dos distribuciones granulométricas con $d_{50} = 0,25$ mm y $d_{50} = 1,8$ mm, para viscosidades cinemáticas que varían entre $0.78 * 10^6$ m²/s hasta $1.12 * 10^6$ m²/s, El rango de los tirantes ensayados está comprendido entre 1.89 cm a 7.38 cm de profundidad media, el Número de Froude de los ensayos estuvo comprendido entre un mínimo de 0.27 a un máximo de 1.89 con pendientes del canal entre 0.19 % a 3.76 %. Los experimentos se realizaron en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería en Lima, continuando la línea de investigación de erosión en cauces con lechos de composición no cohesiva y cohesiva.

Se propone una ecuación desarrollada en este estudio experimental, cuyo rango de aplicación se expone. Adicionalmente se usaron datos de campo del USGS de los Estados Unidos, para verificar la ecuación propuesta en este trabajo obteniéndose buenos resultados. Finalmente se recomienda realizar experimentos adicionales y coleccionar datos de campo.

ABSTRACT

Over the past three decades, there have been numerous studies and developed equations for predicting bridge pier scour. Most of these equations were developed using laboratory data and are sometimes found using field data were obtained with limitations. To date the field data used to test the equations are limited and there is considerable uncertainty in using these equations to predict the scour depth in the field. For several of the equations, the conditions under which laboratory experiments conducted were not disclosed. In addition, ranges that are valid for the parameters involved in the equations are also generally unknown, and even when the range of data used in the laboratory study is known, it is doubtful that these ranges used in smaller models correspond to the conditions of the prototype, but are useful to give us an idea of the behavior of this phenomenon.

The purpose of this experimental research is to observe the behavior and influence of the dimensionless parameters involved in formulae proposed for calculating the bridge piers scour, which are expected to be useful for the engineer. We study the influence of the depth of flow which is defined by the parameter $\frac{Y_n}{b}$, the influence of the flow velocity considering the parameters $\frac{bV}{\nu}$ or "Pier Reynolds Number (Re_p)", and "Pier Froude number (F_p)" $\frac{V}{\sqrt{gb}}$, also considers the influence of the relationship between hydraulic shear stress and critical shear stress for initiation of sediment movement $\frac{\tau}{\tau_c}$, and examines the influence of the relationship between flow depth and sediment size $\frac{Y_n}{d_s}$. It was not considered a defined time scale.

One hundred and twenty two tests were conducted with three different sections of bridge piers and sediments of two grain size distributions with $d_{50} = 0.25$ mm and $d_{50} = 1.8$ mm for kinematic viscosities ranging from $0.78 * 10^6$ m²/s to $1.12 * 10^6$ m²/s. The range of the average flow depths are between 1.89 cm to 7.38 cm, the Froude Number of the tests was between a low of 0.27 to a maximum of 1.89 with channel slopes between 0.19 % to 3.76 %. The experiments were conducted on the experimental facilities of the Hydraulic National Laboratory of the Engineering National University in Lima, continuing the research of erosion in channels with beds of non-cohesive and cohesive composition.

An equation developed on this experimental study was proposed. Its range of application has been clearly stated. In addition, USGS field data was used to test the equation proposed in this study. Results obtained were adequate. Additional tests and field data collection are recommended.

Índice de Contenidos

Dedicatoria.....	2
Reconocimientos.....	3
Resumen.....	4
Abstract.....	6
Índice de Contenidos.....	8
Índice de Tablas.....	11
Índice de Figuras.....	13
Indice de Fotografías.....	17
Lista de Simbolos.....	18
CAPÍTULO 1	19
1. INTRODUCCIÓN	19
1.1 Generalidades.....	19
1.2 Antecedentes	19
1.3 Objetivos de la Investigación.....	20
1.4 Organización de la Investigación.....	20
CAPÍTULO 2	23
2. INFORMACIÓN BÁSICA.....	23
2.1 Generalidades.....	23
2.2 Transporte de Sedimentos.....	23
2.3 Propiedades físicas de los sólidos para el transporte de sedimentos.....	23
2.4 Iniciación del movimiento.....	25
2.5 Transporte de sedimentos y erosión en cursos de agua.....	26
2.6 El cauce Natural	28
2.7 Socavación en Pilares de Puentes.....	29
2.8 Fórmulas Usuales Para el Cálculo de Socavación en Pilares de Puentes.....	30
2.9 Descripción de algunos casos en el Perú.....	54
CAPÍTULO 03	57
3. ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN.....	57

3.1	Condiciones Iniciales Para el Caso de Un Pilar.	58
3.2	Condiciones Finales “Fosa de Erosión”.	59
3.3	Proceso de Socavación.	59
3.4	Influencia de l/b . N_2	61
3.5	Influencia de la Forma del Pilar. N_3	61
3.6	Influencia del Alineación del Pilar. N_4 , N_5	63
3.7	Influencia de la Profundidad del Flujo. N_7	64
3.8	Influencia de la Velocidad del Flujo. N_6 , N_8 , N_{12} y N_{13}	66
3.8.1	Influencia de la Velocidad del Flujo Sin Considerar Parámetros de Iniciación del Movimiento de Los Sedimentos. N_6 y N_8	66
3.8.2	Influencia de la Velocidad del Flujo Considerando Parámetros de Iniciación del Movimiento de Los Sedimentos. N_{12} y N_{13}	67
3.9	Influencia del Tamaño del Sedimento y las Formas de Fondo.	70
3.10	Influencia del Tiempo.	70
CAPITULO 4		71
4.	INSTALACIONES PARA LA INVESTIGACIÓN, EQUIPOS Y PROCEDIMIENTO	71
4.1	Instalaciones Para la Investigación.....	71
4.2	Equipo Utilizado en los Ensayos Experimentales.	71
4.3	Procedimiento Para la Toma de Datos en los Ensayos.	77
4.3.1	Medición de Temperatura.	77
4.3.2	Medición de Tirantes en el canal.	77
4.3.3	Medición de Caudales Q	79
4.3.4	Medición de Velocidades.	79
4.3.5	Medición de la Pendiente del flujo en el canal.	79
4.3.6	Medición de la Profundidad de Socavación.....	80
4.3.7	Medición de la Incorporación de Sedimentos.	80
4.3.8	Medición Batimétrica de la Socavación.....	81
4.4	Material del Lecho Usado en los Ensayos.....	82
CAPITULO 5		86
5.	DATOS ADQUIRIDOS	86

5.1	Características Geométricas de los Pilares de Prueba	89
5.2	Temperatura T del Agua Medidas.....	89
5.3	Tirantes Y en el canal Obtenidos.	90
5.4	Caudales Q Obtenidos.....	90
5.5	Velocidades Obtenidas.....	91
5.6	Pendiente S del flujo en el canal Obtenidas.	91
5.7	Influencia de la Incorporación de Sedimentos.	92
5.8	Profundidad de Socavación Y_s Obtenida.	93
5.9	Batimetría de la Fosa de Erosión.....	100
CAPÍTULO 06		110
6.	ANÁLISIS DE LOS DATOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	110
6.1	Comparación de fórmulas usuales con datos obtenidos.....	110
6.2	Influencia de la Forma del Pilar.	123
6.3	Influencia de la Profundidad del Flujo.	123
6.4	Influencia de la Velocidad del Flujo.	124
6.5	Influencia del Tamaño del Sedimento.....	128
6.6	Formulación de Ecuaciones.....	128
6.7	Análisis y discusión de resultados.....	141
CAPÍTULO 07		149
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	149
7.1	Sumario.	149
7.2	Conclusiones.	149
7.3	Recomendaciones Para Futuras Investigaciones.....	154

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Coeficiente K_s que depende de la forma de la nariz del pilar, aplicable a pilares orientados con la dirección de la corriente para la fórmula de Laursen y Toch.	32
Tabla 2.2 Diámetros equivalentes para suelos cohesivos para la fórmula de Yaroslavtziev	37
Tabla 2.3 Coeficiente K_1 en función a la forma del Pilar para la fórmula de Larras.	38
Tabla 2.4 Coeficiente K_2 en función del ángulo de incidencia para la fórmula de Larras.	39
Tabla 2.5 Factor de corrección que depende de la forma de la nariz del pilar ($K_1 = K_s$)	44
Tabla 2.6 Factor de corrección que depende del ángulo de incidencia del flujo ($K_2 = K_\theta$).....	44
Tabla 2.7 Factor de corrección K_3	44
Tabla 2.8 Valores de B_1 y B_2	44
Tabla 3.1 Factor de corrección para un Grupo de Pilotes. Mellville (1997).....	62
Tabla 4.1 Distribución Granulométrica del Material del Lecho Usado en los Ensayos con Granulometría Fina	83
Tabla 4.2 Distribución Granulométrica del Material del Lecho Usado en los Ensayos con Granulometría Gruesa.....	84
Tabla 5.1 Datos Generales Para los Ensayos (Ensayo 1 al 34)	86
Tabla 5.1 Datos Generales Para los Ensayos (Ensayo 35 al 122)	87
Tabla 5.2 Rango de los Ensayos	88
Tabla 5.3 Resumen de los datos obtenidos para los parámetros que intervienen en el proceso de socavación en pilares de puentes	101
Tabla 6.1 Resumen de los Datos Ensayados	111
Tabla 6.2 Incorporación de sedimentos para las condiciones de los ensayos en función a la variación de la pendiente del canal de prueba.....	112
Tabla 6.3 Ajuste de Ecuaciones y tiempos para formulación.....	130
Tabla 6.4 Variaciones de profundidad de socavación utilizando las extrapolaciones en las ecuaciones obtenidas para los 122 ensayos	132

Tabla 6.5 Ecuaciones completadas con los resultados experimentales	140
Tabla 6.6 Hidrología e hidráulica de los lugares seleccionados para la socavación de los pilares. USGS (2004).....	142
Tabla 6.7 Resumen de la medición de la socavación en los pilares de puente. USGS (2004).....	142
Tabla 6.8 Profundidades de socavación calculadas con las 8 ecuaciones obtenidas.....	143

Índice de Figuras

Figura 1.1 Secciones de puentes usadas en los ensayos	22
Figura 2.1 Diagrama de Shields para la iniciación del movimiento de las partículas	26
Figura 2.2 Naturaleza meándrica del flujo	1
Figura 2.3 Sección A-A en la zona curva del cauce	1
Figura 2.4 Dispositivo de transductores capaces de transferir datos a computadoras, instalados en un pilar de puente en el cauce de un río (Oregon Bridge Scour Project)	30
Figura 2.5 Coeficiente K que depende de la relación Y_n/b . Laursen y Toch (1956).....	32
Figura 2.6 Coeficiente K_α que depende del ángulo de incidencia del flujo. Laursen y Toch (1956).....	33
Figura 2.7 Coeficiente K_f que depende de la forma de la nariz del pilar y el ángulo de incidencia del flujo para la fórmula de Yaroslavtziev.....	34
Figura 2.8 Coeficiente K_v que depende de $V^2/(gb_1)$ para la fórmula de Yaroslavtziev.	36
Figura 2.9 Coeficiente K_H que toma en cuenta la profundidad de la corriente para la fórmula de Yaroslavtziev	36
Figura 2.10 Comparación de fórmulas de socavación para valores de profundidad del flujo (Y_n/b) (FHWA 1990).....	50
Figura 2.11 Comparación de fórmulas de socavación con mediciones de campo. FHWA (1990)	51
Figura 2.12. Resultados de experimentos de laboratorio para socavación en pilares circulares (FHWA 1990).....	52
Figura 2.13. Coeficiente K_3 debido al tamaño de la partícula VS desviación geométrica, K_g (FHWA 1990)	53
Figura 2.14. Sección del pilar del Puente Cayumba, carretera Huánuco - Tingo María.	54
Figura 2.15. Sección del pilar del Puente Picota, carretera Marginal	55
Figura 2.16. Sección del pilar del Puente Suarez, carretera Paucartambo – Puente El Milagro	55
Figura 2.17. Sección del Pilar del Puente Rio Seco, carretera Marginal.....	55

Figura 2.18. Sección del pilar del Puente Aguas Verdes, carretera Panamericana	
Norte	56
Figura 2.19. Sección del pilar del Puente Aguas Verdes, carretera Panamericana	
Norte	56
Figura 2.20. Sección del pilar del Puente Rica Playa, carretera Tumbes – Rica	
Playa.....	56
Figura 3.1 Vórtices que se forman al pasar el flujo alrededor del pilar	58
Figura 3.2 Variables geométricas para la socavación en pilares cilíndricos no	
uniformes. Mellville (1997)	62
Figura 3.3 Variables geométricas para los efectos de escombros flotantes o	
palizada en los pilares de puente. Mellville (1997).	63
Figura 3.4 Datos de Socavación de Pilares en términos de Y_n/b con Y_s/b utilizando	
aproximadamente 100 datos para pilares cilíndricos. Mellville (1997).....	65
Figura 4.1 Dimensiones del equipo experimental empleado. Canal de pendiente	
variable.....	1
Figura 4.2 Dimensiones del equipo experimental empleado. Poza de disipación de	
energía y poza de aproximación al vertedero triangular.	74
Figura 4.3 Dimensiones del equipo experimental empleado. Tanque elevado.	75
Figura 4.4 Dimensiones del equipo experimental empleado. Desarenador, Pasa de	
succión y bomba hidráulica.	76
Figura 4.5 Puntos de interés para la medición de la socavación en los pilares (a)	
Un solo pilar circular aislado. (b) Dos pilares circulares alineados. (c)	
Un pilar alargado.....	80
Figura 4.6 Análisis Granulométrico de los dos tipos de sedimentos usados en los	
ensayos.	1
Figura 5.1 Características Geométricas de los Tres tipos de Pilares.....	89
Figura 5.2 Puntos de interés para la medición de la socavación en los pilares (a)	
Un solo pilar circular aislado. (b) Dos pilares circulares alineados. (c)	
Un pilar alargado.....	93
Figura 5.3 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas	
en los ensayos para un pilar aislado en régimen subcrítico.	94
Figura 5.4 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas	
en los ensayos para un pilar aislado en régimen supercrítico.	95

Figura 5.5 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para dos pilares alineados en régimen subcrítico.....	96
Figura 5.6 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para dos pilares alineados en régimen supercrítico.....	96
Figura 5.7 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para un pilar alargado en régimen subcrítico.....	98
Figura 5.8 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para un pilar alargado en régimen supercrítico.....	98
Figura 5.9 Características generales de la fosa de erosión al final del ensayo para un pilar de sección circular aislado (en cm). Número de Froude $F = 0.45$...	107
Figura 5.10 Características generales del hueco de erosión al final del ensayo para dos pilares de sección circular alineados (en cm). Número de Froude $F=0.48$	1
Figura 5.11 Características generales del hueco de erosión al final del ensayo, pilar alargado con un ángulo de alineamiento de 15° con la dirección del flujo (en cm). Número de Froude $F = 0.48$	109
Figura 6.1 Incorporación de sedimentos para las condiciones de los ensayos en función a la variación de la pendiente del canal de prueba.....	112
Figura 6.2 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Inglis para un pilar de sección circular aislado.....	113
Figura 6.3 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Laursen y Toch para un pilar de sección circular aislado.	114
Figura 6.4 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Yaroslavtziev para un pilar de sección circular aislado.	115
Figura 6.5 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Neill para un pilar de sección circular aislado.....	115
Figura 6.6 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Carstens para un pilar de sección circular aislado.	116
Figura 6.7 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Shen para un pilar de sección circular aislado.....	117
Figura 6.8 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Hancu para un pilar de sección circular aislado.....	117

Figura 6.9 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Breusers para un pilar de sección circular aislado.	118
Figura 6.10 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Flores para un pilar de sección circular aislado.	119
Figura 6.11 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Jain y Fischer para un pilar de sección circular aislado.	120
Figura 6.12 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula del Colorado State University (CSU) para un pilar de sección circular aislado.	121
Figura 6.13 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Melville para un pilar de sección circular aislado.	121
Figura 6.14 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de León para un pilar de sección circular aislado.	122
Figura 6.15 Influencia de la profundidad del Flujo, Parámetro Y_n/b	123
Figura 6.16 Influencia del Parámetro bV/v (Reynolds del Pilar)	124
Figura 6.17 Influencia del Parámetro F_p (Froude del Pilar)	125
Figura 6.18 Influencia del Parámetro $F(Y_n/b)^{1/2}$	125
Figura 6.19 Influencia del Parámetro τ/τ_c	127
Figura 6.20 Influencia del Parámetro Y_n/d_s	128
Figura 6.21 Influencia del Parámetro Y_n/b	134
Figura 6.22 Influencia del Parámetro $Re_p = bV/v$	135
Figura 6.23 Influencia del Parámetro $F_p = V/\sqrt{gb}$	135
Figura 6.24 Influencia del Parámetro $F^2(Y_n/b)$	136
Figura 6.25 Influencia del Parámetro τ/τ_c	137
Figura 6.26 Valores de Y_s/b medidos y calculados para datos de campo con las Ecuaciones 6.1, 6.2, 6.4 y 6.5	141
Figura 6.27 Valores de Y_s/b medidos y calculados para datos de campo con Ecuaciones de varios autores y las Ecuaciones 6.4 y 6.5	145
Figura 6.28 Comparación de fórmulas de Socavación con datos de campo	147

Índice de Fotografías

Fotografía 4.1 Vista panorámica del equipo experimental empleado	72
Fotografía 4.2 Vista hacia aguas arriba del canal del equipamiento experimental empleado	76
Fotografía 4.3 Vista del equipo experimental empleado para incorporación de sedimentos.....	81
Fotografía 4.4 Vista del equipamiento experimental para la medición de la batimetría	82
Fotografía 5.1 Formación de ondas a ambos lados del pilar en el flujo supercrítico.	1
Fotografía 5.2 Ondas a ambos lados del pilar en flujo supercrítico, se observa la formación de surcos en el lecho, paralelos a la dirección de las ondas.	1

Lista de Símbolos

Y_s	=	Profundidad de socavación
l	=	Longitud del pilar
b	=	Ancho del pilar
α	=	Angulo de alineamiento horizontal del pilar con el flujo
β	=	Angulo de alineamiento Vertical del pilar con el flujo
ρ	=	Densidad del agua
ν	=	Viscosidad cinemática del agua
Y_n	=	Tirante normal del flujo de aproximación
V	=	Velocidad media del flujo de aproximación
g	=	Aceleración de la gravedad
S_0	=	Pendiente del cauce
d_s, d	=	Diámetro representativo del sedimento
ρ_s	=	Densidad del sedimento
V_*	=	Velocidad de corte del flujo.
V_c	=	Velocidad crítica para la iniciación del movimiento
τ_c	=	Esfuerzo cortante crítico para la iniciación del movimiento de los sedimentos.
τ	=	Esfuerzo cortante hidráulico.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades.

La erosión que se produce en inmediaciones de algunas estructuras hidráulicas puede alcanzar magnitudes considerables que afecten la cimentación y que lleven a la estructura al colapso. Es evidente entonces que el estudio de este fenómeno contribuirá a resolver con mejor seguridad los problemas que se presentan tanto en el diseño como a lo largo de la vida útil de la estructura. Sin embargo, el fenómeno de erosión localizada es muy complejo, en él intervienen las corrientes del flujo, su interacción con el lecho y el transporte de los sedimentos, siendo así su estudio muy limitado, en el cual los resultados teórico-experimentales, no son absolutamente precisos ni confiables, pero son de gran utilidad para el diseño, siempre que se tomen en cuenta las condiciones bajo las cuales fueron desarrolladas.

1.2 Antecedentes

En el Perú, el daño causado en los apoyos de puentes, por las avenidas extremas del Fenómeno del Niño de estos últimos años que se está presentando cada vez más frecuentemente, causaron en algunos casos el colapso total de las estructuras, trayendo consigo grandes pérdidas económicas para el país, pues además del costo de la estructura ocasionó la interrupción del transporte terrestre.

La socavación local alrededor de pilares es una de las formas de socavación más estudiada que comúnmente es llevada a cabo mediante estudios de laboratorio, y en menor proporción, a través de estudios de campo.

En nuestro país casi no se han realizado estudios al respecto, al igual que en los países vecinos, en comparación con los EE.UU. y algunos países europeos, en los cuales se han propuesto varias fórmulas para la socavación local en pilares de puentes, que son válidas dentro de un cierto rango de aplicación y bajo determinadas condiciones, que no siempre presentan nuestros ríos y por tanto dichas fórmulas no serían aplicables sin considerar las condiciones bajo las cuales fueron elaboradas, lo que lleva a la necesidad de realizar estudios específicos y determinar el rango de validez de las fórmulas más usadas para nuestra zona.

En nuestro país se han construido muchos puentes con estructuras de pilares, los cuales en la mayoría de los casos siguen en pie, las secciones más utilizadas son la de un pilar aislado, dos pilares alineados y de sección alargada con extremos redondeados.

1.3 Objetivos de la Investigación.

El principal Objetivo de la presente tesis es continuar, en nuestro país, con la línea de investigación respecto al fenómeno de erosión en pilares de puentes y exponer una metodología para la determinación de la profundidad de erosión, exponiendo su rango de aplicación, para lo cual se realizaron ensayos con flujos con Número de Froude de hasta 1.89.

Se pretende, además, con el presente trabajo exponer el rango de validez de algunas fórmulas de uso común, esto se hace utilizando los datos experimentales obtenidos en laboratorio en el desarrollo de la presente investigación y datos de campo tomados del U.S. Geological Service USGS (2004).

1.4 Organización de la Investigación.

El desarrollo del trabajo incluye una revisión de la literatura sobre las fórmulas más conocidas desarrolladas para el cálculo de socavación en pilares; Capítulo 2.

En el Capítulo 3 se hace mención a las consideraciones teóricas que son útiles para explicar el fenómeno de socavación y el análisis dimensional para el planteamiento de la hipótesis.

En el Capítulo 4 se describen las instalaciones y equipos utilizados para el desarrollo de la parte experimental, y, el procedimiento seguido para las mediciones hidráulicas y la toma de los demás datos en los ensayos.

En el Capítulo 5 se presentan los datos adquiridos, en su mayor parte ya procesados, mientras que el Capítulo 6 comprende el análisis de los datos adquiridos y se estudia la influencia de cada uno de los parámetros planteados en el Capítulo 3 y se contrastan las fórmulas de socavación en pilares más conocidas, proponiendo al final una fórmula para el cálculo de la socavación en pilares de puentes, la cual se valida con los datos de campo tomados del U.S. Geological Service USGS (2004).

Finalmente en el Capítulo 7 se resume los resultados de la investigación en las Conclusiones y también se dan a conocer las Recomendaciones finales.

Para el presente trabajo de investigación se utilizó el canal de pendiente variable construido para la tesis de León (2000), de 12.00 m de longitud y de 0.40 m de ancho; para el dimensionamiento de las secciones de los pilares de puentes se consideran las usualmente diseñadas en nuestro país, tomando tentativamente una relación entre el ancho del pilar y el ancho del cauce de $1/12.5$ resultando un ancho del pilar de $b = 0.032$ m y una relación para el pilar alargado b/L de $1/5$ y por tanto $L = 0.160$ m, siendo b el ancho diametral del pilar y L la dimensión longitudinal.

Las secciones de pilares de puentes más comúnmente usadas en nuestro país se muestran en la Figura 1.1 con las características geométricas respectivas que fueron las utilizadas en el laboratorio para los ensayos.

En nuestro país, han desarrollado investigaciones, asesoradas por el CE. Ing. Francisco Coronado del Águila, respecto al fenómeno de erosión en pilares y producto de la cual la tesis de León (2000) comprende el primero de los tres casos ilustrados anteriormente (Tipo I). La presente investigación comprende los tres casos.

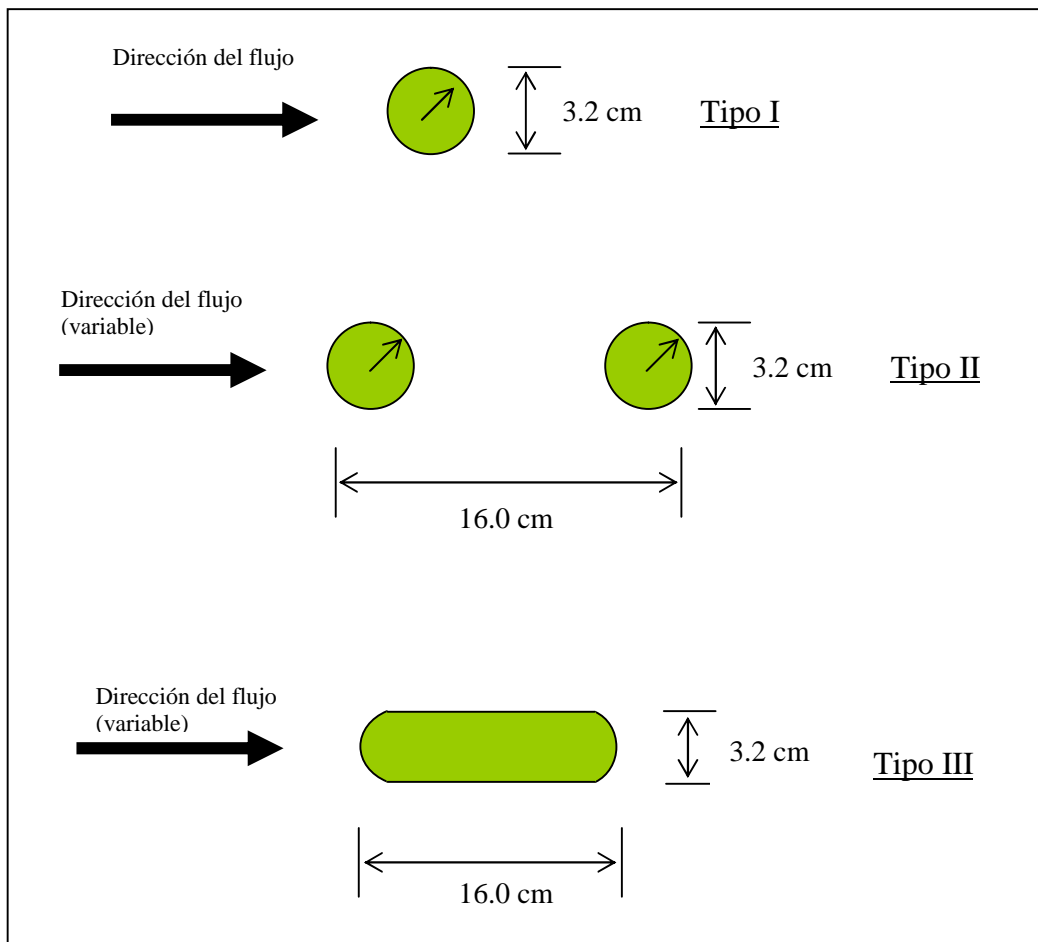


Figura 1.1 Secciones de puentes usadas en los ensayos

CAPÍTULO 2

2. INFORMACIÓN BÁSICA

2.1 Generalidades.

En el presente trabajo se estudian las condiciones que afectan al fenómeno de socavación localizada en la vecindad de pilares de puentes por la acción del agua que fluye sobre un lecho compuesto por sedimentos no cohesivos. Es así que el fenómeno de socavación puede darse en condiciones de agua limpia, sin transporte de sedimentos “clear water”, o en condición de movimiento de fondo “bed load”. En el primero de los casos señalados no se considera aportes de sedimentos de la cuenca y tampoco transporte de fondo, generalmente ocurre en zonas de inundación, en el segundo de los casos existe transporte de sedimentos por el fondo con o sin aporte de sedimentos de la cuenca hacia el río produciéndose agradación, degradación o equilibrio del nivel del lecho en el tiempo.

En este capítulo se exponen algunos conceptos, relacionados con los aspectos expuestos.

2.2 Transporte de Sedimentos.

2.3 Propiedades físicas de los sólidos para el transporte de sedimentos

Mencionaremos las que son utilizadas en las fórmulas más comunes.

Tamaño y forma

La descripción de los sedimentos considera fundamentalmente su tamaño y su forma, los diferentes métodos empleados en la determinación del tamaño de una partícula se basan bien en un tamizado y en el ensayo de sedimentación, obteniendo el

diámetro de tamiz y el diámetro de sedimentación. Normalmente las arenas se miden por su diámetro de tamizado y los limos y arcillas por su diámetro de velocidad de sedimentación.

La forma de las partículas es una característica importante que se define mediante la redondez, esfericidad y factor de forma. Este último, de uso frecuente, está dado por

$$F.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (2.01)$$

Donde a, b y c son las longitudes de los ejes en tres direcciones, c es la longitud menor, b la intermedia y a la más grande.

Composición mineralógica y Peso Específico

La composición mineralógica de los sólidos es muy variable. Depende de la naturaleza geológica de la roca madre. Debido a su gran estabilidad, el cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados, por tanto, el peso específico relativo de las arenas es muy próximo al del cuarzo, es decir 2.65, cuyo valor se usa frecuentemente en cálculos analíticos. Los feldespatos también forman parte de la composición de las arenas y tienen un peso específico relativo variable entre 2.55 y 2.76, en alguna proporción puede existir magnetita cuyo peso específico relativo es 5.17.

Se denomina Peso Específico Relativo γ_s/γ a la relación entre el peso específico de los sedimentos γ_s y el peso específico del agua γ .

Se denomina Peso Específico Relativo del material sólido sumergido a la relación.

$$\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad (2.02)$$

Donde $(\gamma_s - \gamma)$ es el Peso Específico del material sólido sumergido.

Velocidad de Caída

La velocidad de caída dada por Stokes tiene la expresión

$$w = \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{4}{3} \frac{gd}{C_D}} \quad (2.03)$$

Donde ρ es la densidad del fluido, ρ_s densidad de la partícula, g es la aceleración de la gravedad, d es el diámetro de la partícula y C_D es el coeficiente de arrastre.

Este coeficiente resulta función del número adimensional de Reynolds R_p de la partícula y además de la forma de la partícula.

$$C_D = f\left(\frac{wd\rho}{\mu}, FORMA\right) \quad (2.04)$$

Otra Formulación define la velocidad de caída como

$$w^2 = \frac{2}{C_D} \frac{K_2}{K_1} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) gd \quad (2.05)$$

Donde el coeficiente K_1 y K_2 depende de la forma de partículas del sedimento. Por ejemplo $K_1 = \pi/4$ y $K_2 = \pi/6$ para partículas esféricas.

2.4 Iniciación del movimiento.

Al fluir el líquido sobre una superficie compuesta por material granular, ejerce fuerzas que actúan sobre las partículas en reposo con tal magnitud que produce movimientos, entonces se dice que las condiciones del flujo son críticas.

Con un análisis dimensional del problema considerando las variables que intervienen en el fenómeno de iniciación del movimiento, Shields (1936) obtuvo la expresión

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = f\left(\frac{\sqrt{\tau_c/\rho}d}{\nu}\right) \quad (2.06)$$

Donde τ_c es el valor crítico del esfuerzo cortante en el fondo, el parámetro de la función en el miembro de la derecha, puede definirse como un número de Reynolds crítico del fondo Re_{c*} , $\sqrt{\tau_c/\rho}$ corresponde a la llamada velocidad de corte crítica V_{*c} y $\nu = \mu/\rho$. Los resultados de su investigación se muestran en la Figura 2.1.

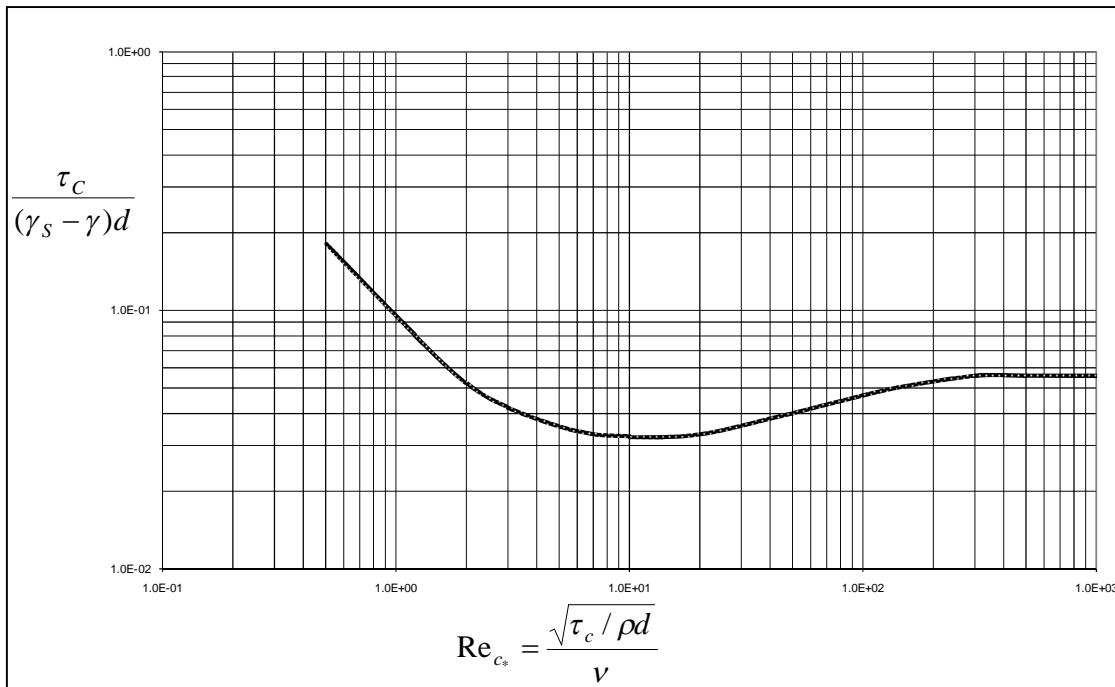


Figura 2.1 Diagrama de Shields para la iniciación del movimiento de las partículas

Los resultados presentados por Shields han tenido acogida universal a pesar de que algunos investigadores han obtenido resultados ligeramente diferentes. Coronado (1961) analiza su aplicación en los diferentes modos de iniciación el movimiento, Noa (2004), experimentalmente hace ensayos con suelos cohesivos.

2.5 Transporte de sedimentos y erosión en cursos de agua

Los sedimentos formados a partir de la erosión laminar y movimientos de masas, son conducidos a los cursos de agua, donde tiene lugar la escorrentía en un medio físico en forma de canal, responsable de la segunda fase del proceso de transporte de sedimentos. En este sector, el escurrimiento se desarrolla de manera concentrada, con capacidad suficiente para la conducción de los sedimentos.

En estos cauces se expresa un estado avanzado y complejo de erosión actuando, además de la erosión superficial por esfuerzos de corte e impacto, formas de erosión asociadas a la desestabilización de taludes por humedecimiento y sobresaturación y al movimiento subterráneo. Se asocian también los procesos de erosión interna y externa de la base de los taludes provocando derrumbes.

En los cursos naturales el flujo adquiere capacidad suficiente para transportar hacia aguas abajo los sedimentos. Durante este proceso disminuye el nivel del lecho,

debilitando la base de los taludes, que dan lugar al desmoronamiento de riberas y al incremento de la carga de sedimentos.

Consideraciones básicas para el transporte de fondo.

Shields y Einstein definen los parámetros adimensionales:

- Tensión de corte media relativa Ψ

$$\Psi = \frac{V_*^2}{(s-1)gd} \quad (2.07)$$

- Unidad adimensional de transporte de sedimentos Φ

$$\Phi = \frac{q_B}{\sqrt{(s-1)gd^3}} \quad (2.08)$$

Donde:

- V_* Velocidad de corte \sqrt{gRS} en m/s
- R Radio Hidráulico en m
- g Aceleración de la gravedad en m/s^2
- d Diámetro del grano de sedimento en m
- s Densidad relativa de los granos

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (2.09)$$

q_B Transporte de fondo por unidad de ancho ($m^3/m.s$)

Sedimentos en suspensión y su concentración.

Del análisis, considerando la teoría de flujo turbulento y la fluctuación de velocidades, se puede obtener la siguiente ecuación para la concentración vertical de sedimentos

$$\frac{dc}{c} = - \frac{dy}{y(1-\frac{y}{Y_n})} \frac{w}{\kappa\beta V_*} \quad (2.10)$$

donde c es la concentración a la altura y medida desde el fondo, Y_n es la profundidad normal del flujo, w es la velocidad terminal de caída del sedimento, κ es la constante universal de Von Karman, $\beta = \varepsilon_s / \varepsilon_m$ en la que ε_m y ε_s son los coeficientes de difusión turbulenta de cantidad de movimiento y de sedimentos respectivamente y $V_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$ es la velocidad de corte.

La Ecuación 2.10 se puede integrar desde un nivel $y = a$ para el cual se supone una concentración $c = c_a$ conocida, hasta el nivel variable y de concentración c , entonces

$$\int_{c_a}^c \frac{dc}{c} = -\frac{w}{\kappa\beta V_*} \int_a^y \frac{dy}{y(1-\frac{y}{Y_n})} \quad (2.11)$$

Luego de integrar la Ecuación 2.11, la distribución vertical de concentración de sedimentos se puede expresar por la relación, Rocha (1969)

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{Y_n - y}{Y_n - a}\right)^z \quad (2.12)$$

donde $z = \frac{w}{\kappa\beta V_*}$

2.6 El cauce Natural

Los ríos aluviales, están sujetos a cambios de recorrido y de sección transversal. Por lo general los cambios que experimenta un río empiezan en un tramo determinado y se propagan hacia aguas arriba y/o hacia aguas abajo. Por esto el ingeniero debe tener cuidado al diseñar y ubicar una obra, tal como un puente.

Los arroyos y ríos siguen caminos tortuosos en su recorrido aguas abajo. Los helados riachuelos serpentean por el hielo glacial. Casi nunca vemos un tramo recto de río más largo que diez veces su anchura. Incluso donde la alineación de los bancos es recta, la parte más profunda de un río va de lado a lado. Todo esto hace pensar que la formación de meandros es una propiedad intrínseca de las corrientes. V.T. Chow (1982).

Normalmente los meandros aparecen dondequiera que un río recorre una pendiente suave, moviéndose alrededor de obstrucciones, a través de tierra de grano fino que son erosionables fácilmente.

Un río discurre ajustándose a las perturbaciones, así, variaciones en las descargas y obstáculos desvían su corriente, luego la corriente desviada sigue un nuevo camino, los choques en un banco encuentran la resistencia de este pero lo erosiona, formando una curva en el futuro. Al salir de la curva, el flujo se va en una tangente por el río, choca contra el banco opuesto, y sale formando la otra curva como se muestra en la Figura 2.2. Este modelo se repite río abajo, creando un balance en el río casi tan regular

como el péndulo de un reloj cuando las condiciones en el recorrido del cauce son las mismas.

Las curvas agrandan e influyen en la forma que toman las secciones del cauce. Al exterior de la curva, las velocidades son mayores y existen movimientos hacia el centro, de esta forma el cauce se profundiza en esta parte. Los movimientos de agua por el cauce hacia el interior de la curva son más lentos, esto hace que exista sedimentación formando barras, una ilustración de la sección en curva vista hacia aguas arriba se muestra en la Figura 2.3.

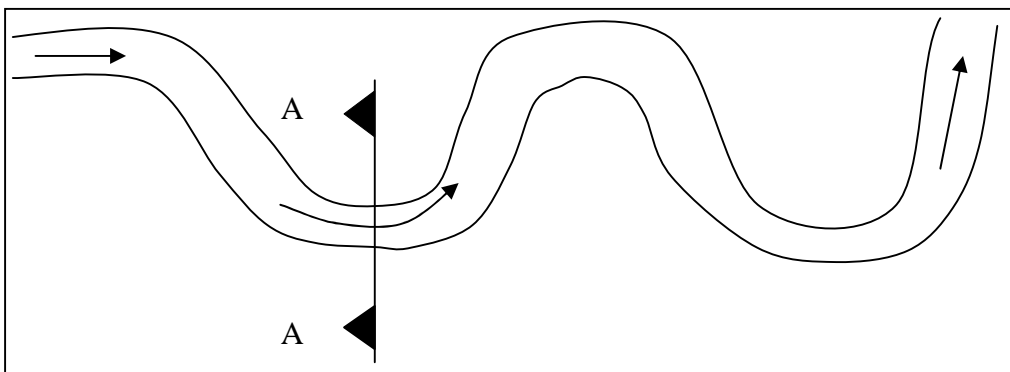


Figura 2.2 Naturaleza meándrica del flujo

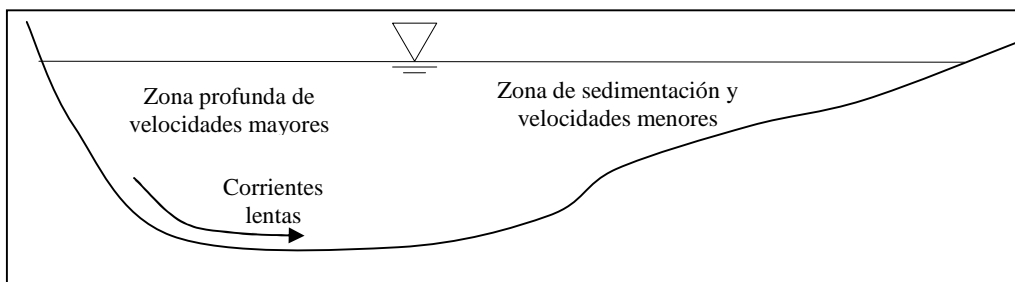


Figura 2.3 Sección A-A en la zona curva del cauce

2.7 Socavación en Pilares de Puentes.

La exposición de los pilares de puentes, a la acción erosiva del flujo del agua, puede producir la falla del puente, requiriendo gastos mayores para su reparación o reemplazo.

El estudio de la socavación de puentes es desarrollado de manera más intensa en los países avanzados, por ejemplo, como parte de un programa para eliminar los colapsos de puentes en los Estados Unidos, la Administración Federal de Carreteras (FHWA) estableció un programa nacional de inspección de puentes. Usando pautas establecidas por el FHWA, las oficinas de transporte estatal individuales hacen éstas inspecciones puntuales. Cada puente encima del agua se inspecciona y se le da una clasificación. A los puentes que son clasificados como de "socavación crítica" se le

presta la atención inmediata; ellos o se reparan, se reemplazan, o se supervisan. El objetivo de estos programas es supervisar la socavación y la vecindad de un puente detectando los puentes críticos. Estos estudios se han extendido para incluir las condiciones hidráulicas que causan la socavación del puente, como la profundidad de agua, velocidad del agua, tamaño del material del cauce, pendiente del cauce y geometría del cauce. El método usa dispositivos de transductores capaces de transferir los datos a computadoras, un esquema de estos se muestra en la Figura 2.4.

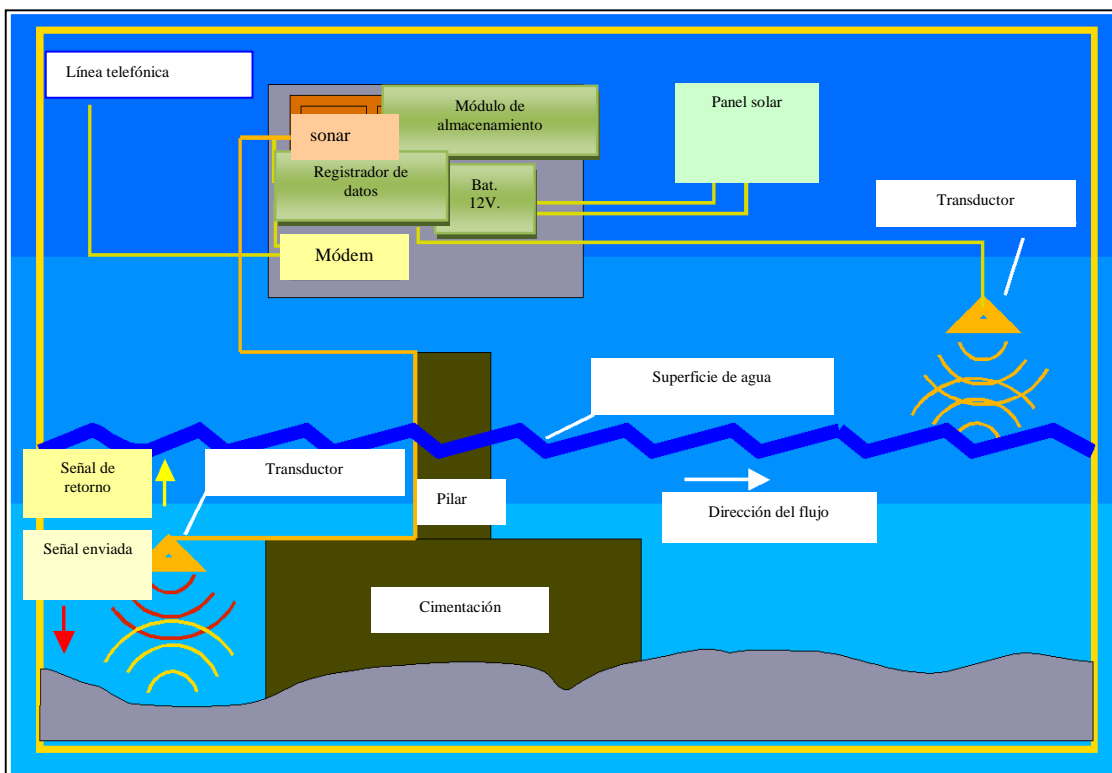


Figura 2.4 Dispositivo de transductores capaces de transferir datos a computadoras, instalados en un pilar de puente en el cauce de un río (Oregon Bridge Scour Project)

Los datos colectados de mediciones deben ser analizados y comparados con los obtenidos de la aplicación de las fórmulas, las ecuaciones que guarden correlación más cercana con los valores medidos se usarán para ese puente.

2.8 Fórmulas Usuales Para el Cálculo de Socavación en Pilares de Puentes

A continuación se menciona algunas de las ecuaciones más usadas en el cálculo de la profundidad de socavación en pilares de puentes.

Inglis (1 949).

En la estación Central de Investigaciones de Agua y Fuerza en Poona, India, realizó una serie de ensayos en laboratorio con el fin de encontrar la profundidad de socavación para sólo un pilar rectangular colocado en el centro de una corriente, con material de fondo formado por arena uniforme de diámetro medio de 0,29 mm. Al concluir el estudio se encontró la siguiente expresión para la profundidad de socavación a partir del lecho sin erosión (socavación total).

$$Y_s = 1.70b\left(\frac{q^{2/3}}{b}\right)^{0.78} - Y_n \quad (2.13)$$

donde:

Y_s : Profundidad de socavación en metros medida desde el lecho sin erosión (socavación total)

b : Ancho del pilar en metros

q : Gasto unitario en m^3/s por metro de ancho

Y_n : Tirante normal del flujo aguas arriba en metros

Laursen y Toch(1 956)

Para estos autores, la socavación depende fundamentalmente de la relación de la profundidad del flujo y el ancho del pilar Y_n/b , del ángulo entre la dirección del flujo y el eje longitudinal del pilar o ángulo de incidencia α y, en segundo término de la forma del pilar. Al analizar este último factor, Laursen y Toch llegan a la conclusión de que, si bien las formas hidrodinámicas tienden a reducir la socavación, este efecto se pierde cuando los pilares no están alineados con la corriente, en particular si se aumenta la relación Y_n/b .

Al analizar la influencia de la velocidad media del flujo y del diámetro del sedimento los autores llegan a la conclusión de que ésta es inexistente, pues, al variar los valores de estos, se mantiene el equilibrio entre el suministro y la capacidad de extracción de sedimentos.

La profundidad de socavación para un pilar alineado con el flujo es calculada por:

$$Y_s = KK_s b \quad (2.14)$$

donde:

Y_s : Profundidad de socavación local medida desde el nivel inicial del lecho.

K : Coeficiente que depende de la relación Y_n/b y se ilustra en la Figura 2.5.

K_s : Coeficiente que depende de la forma del pilar. Tabla 2.1.

b : ancho del pilar en metros

Tabla 2.1 Coeficiente K_s que depende de la forma de la nariz del pilar, aplicable a pilares orientados con la dirección de la corriente para la fórmula de Laursen y Toch.

Forma de la Nariz del Pilar	Relación de la Nariz Longitud/Anchura	Coeficiente K_s
Rectangular	4:1	1.00
Semicircular		0.9
Elíptica	2:1	0.8
	3:1	0.75
Biselada	4:1	0.78
Perfil Hidrodinámico	4:1	0.75

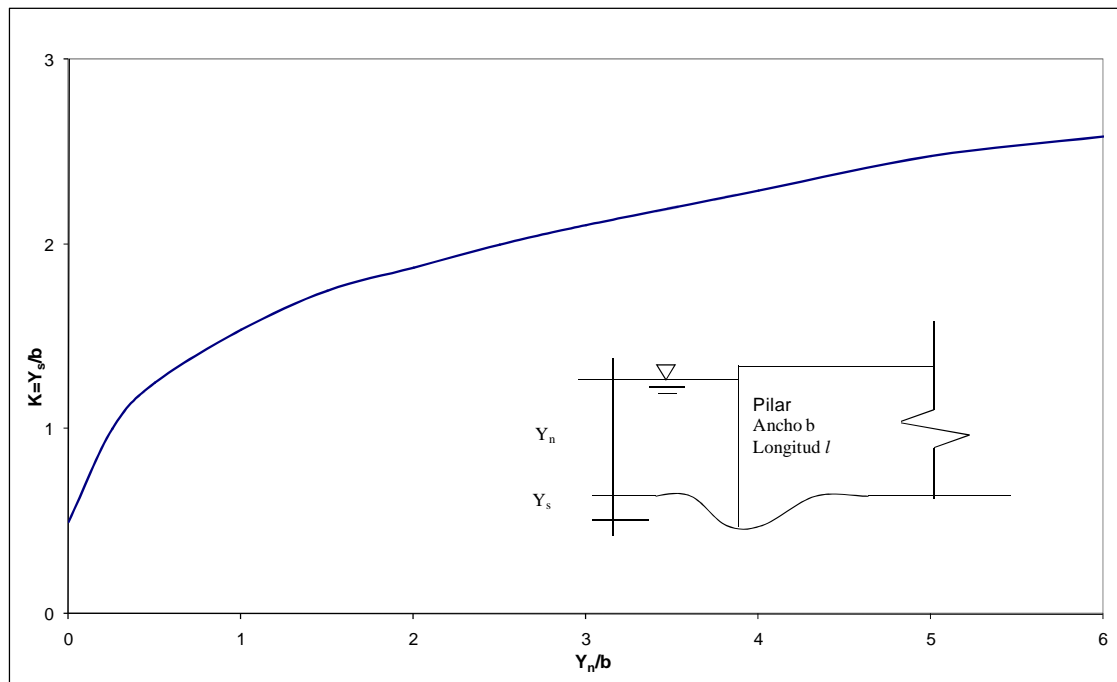


Figura 2.5 Coeficiente K que depende de la relación Y_n/b . Laursen y Toch (1956)

Si la corriente incide oblicuamente formando un ángulo α con el eje del pilar, la socavación puede determinarse con la ecuación

$$Y_s = KK_\alpha b \quad (2.15)$$

donde:

K_α : Coeficiente que depende del ángulo α y de la relación l/b , siendo l y b las dimensiones mayor y menor respectivamente, del pilar. Este

coeficiente se presenta en la Figura 2.6. En la aplicación del método de Laursen y Toch es necesario considerar, en primer lugar, que todos los ensayos realizados para su deducción fueron en condiciones de flujo subcrítico, para números de Froude muy pequeños. Según Aguirre Pe (1980) su empleo debería limitarse a números de Froude menores a 0.5. Por otra parte, el método analiza la socavación general del cauce como fenómeno simultáneo e independiente a la local, por lo que estas dos deben sumarse. Por último el método es válido para arenas, siendo inaplicable para sedimentos muy finos, con cohesión.

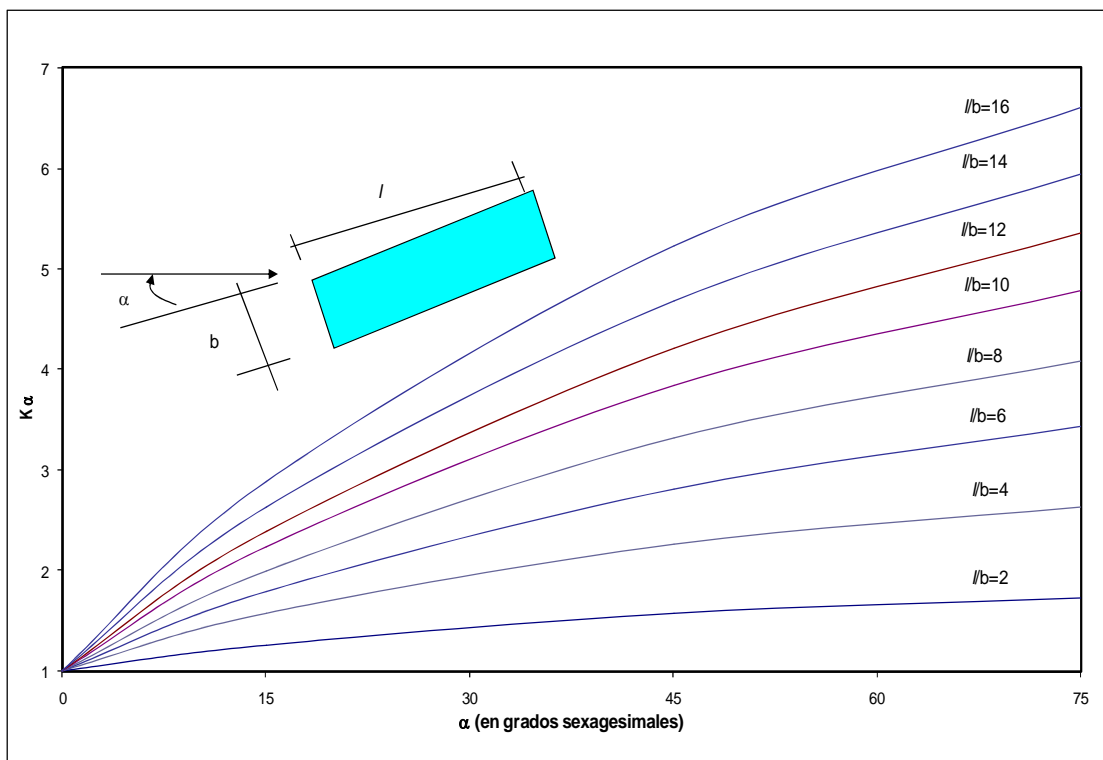


Figura 2.6 Coeficiente K_α que depende del ángulo de incidencia del flujo. Laursen y Toch (1956)

Yaroslavtziev(1960)

Como resultado de mediciones realizadas en la ex Unión Soviética propone un método que se puede aplicar en cauces formados por materiales no cohesivos, y cuando están formados por materiales cohesivos.

Para suelos granulares sin cohesión la ecuación propuesta por Yaroslavtziev es

$$Y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{2g} - 30 d_s \quad (2.16)$$

Donde:

Y_s : Profundidad de socavación en metros medida desde el lecho sin erosión.

K_f : Coeficiente que depende de la forma de la parte frontal del pilar y del ángulo de incidencia α entre la corriente y el eje del pilar. Figura 2.7

K_v : Coeficiente que depende de V^2/gb_1 dado por la expresión

$$\log K_v = -0.283 \sqrt[3]{\frac{V^2}{gb_1}}, \text{ Figura 2.8}$$

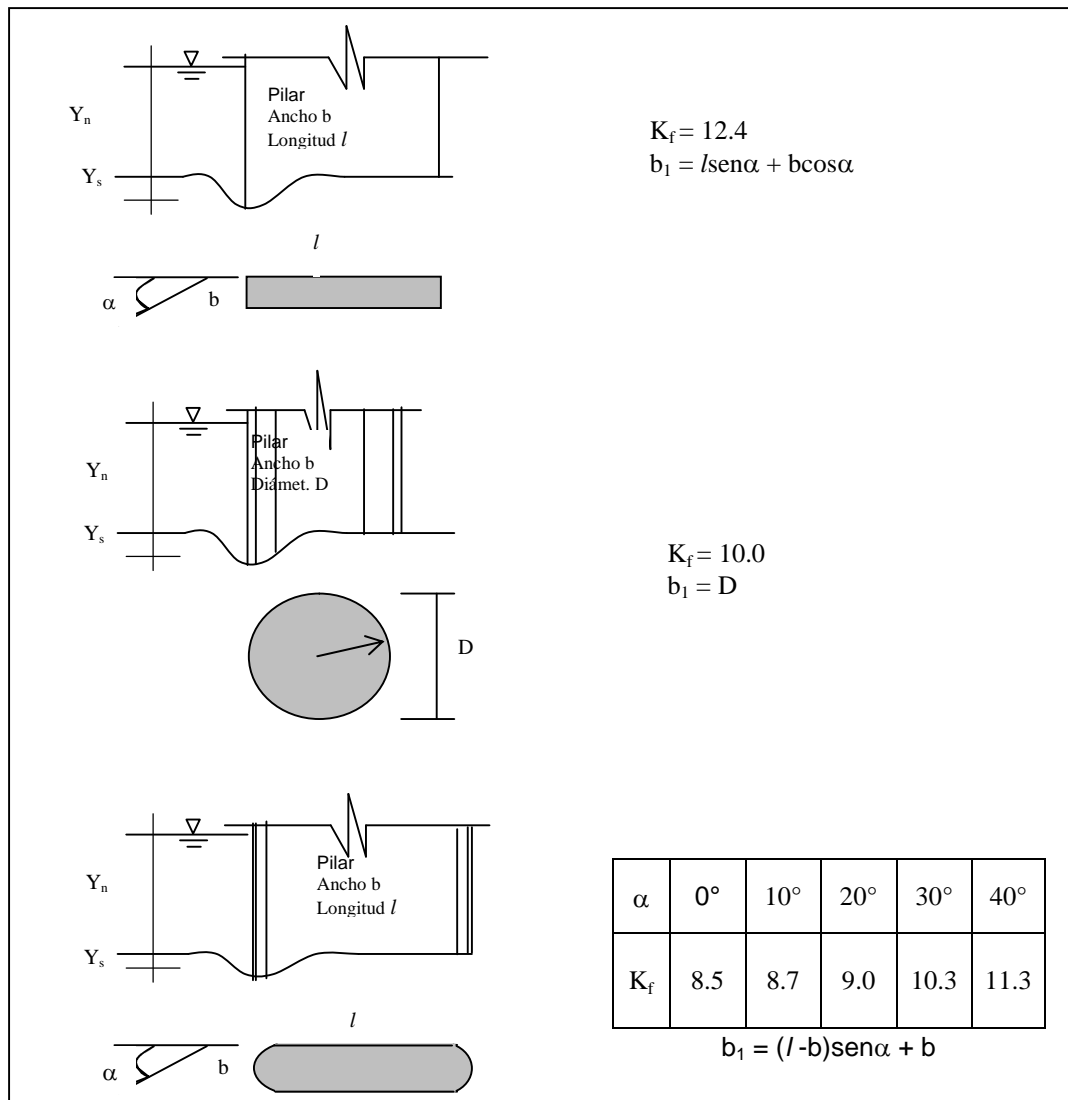


Figura 2.7 Coeficiente K_f que depende de la forma de la nariz del pilar y el ángulo de incidencia del flujo para la fórmula de Yaroslavtziev.

V : Velocidad media de la corriente aguas arriba, después de haberse producido la socavación general.

g : Aceleración de la gravedad.

- b_1 : Proyección de la sección del pilar sobre un plano perpendicular a la corriente. Cuando $\alpha = 0$, $b_1 = b$
- e : Coeficiente de corrección, vale 0.6 si los pilares se encuentran en el cauce principal y 1.0 para aquellos construidos en el cauce de avenidas o inundación.
- K_H : Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por $\log K_H = 0.17 - 0.35 y_n / b$, Figura 2.9
- Y_n : Tirante de la corriente frente al pilar, este valor corresponde al tirante ocurrido después de ocurrida la socavación general.
- d_s : Diámetro de las partículas más gruesas que forman el fondo representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el hueco producido por la erosión se realiza una selección de materiales y quedan únicamente los de mayor tamaño. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de Los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al d_{85} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm,

Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a éste último, al calcular el d_{85} de ella deberá tomarse en cuenta que el boleo no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo α máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo menor.

Yaroslavtziev advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación Y_n/b sea menor de 2 y el pilar esté inclinado respecto a la corriente y añade también que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan.

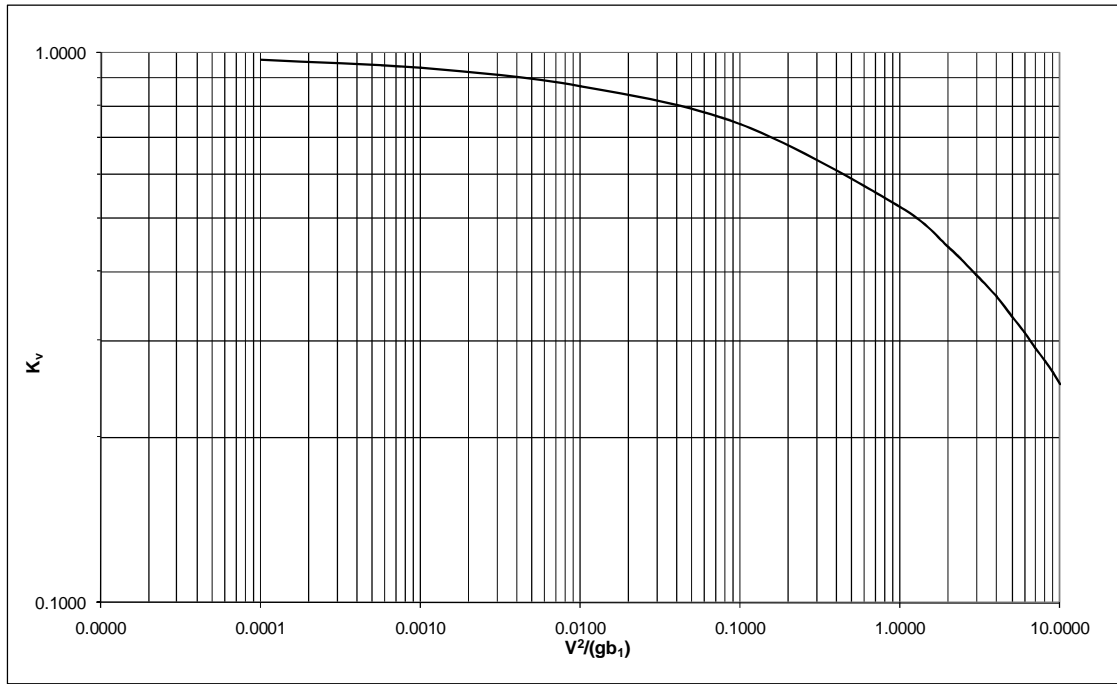


Figura 2.8 Coeficiente K_v que depende de $V^2/(gb_1)$ para la fórmula de Yaroslavtziev.

Yaroslavtziev es, junto a Carstens(1966), uno de los pocos autores que analizan la importancia del sedimento del lecho. Asimismo, como Carstens, niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación sugerida por Laursen y Toch.

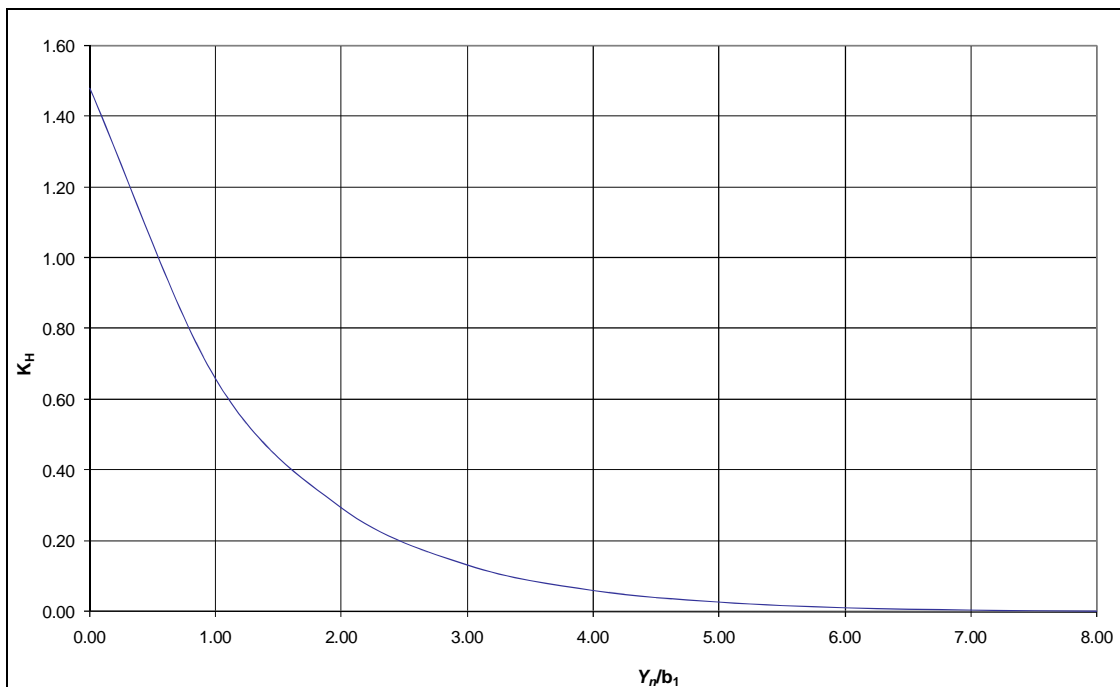


Figura 2.9 Coeficiente K_H que toma en cuenta la profundidad de la corriente para la fórmula de Yaroslavtziev

Para suelos cohesivos la expresión utilizada por Yaroslavtziev es la misma que para suelos granulares, sólo que en el segundo término ($30d_s$) se considera un diámetro d_s equivalente para los suelos cohesivos, como se muestra en la Tabla 2.2

Tabla 2.2 Diámetros equivalentes para suelos cohesivos para la fórmula de Yaroslavtziev

Peso volumétrico del material seco en Tn/m^3	Diámetro equivalente en cm.		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente Plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 – 1.6	4	2	2
1.6 – 2.0	8	8	3
2.0 – 2.5	10	10	6

Laursen(1962)

Deriva una ecuación para el cálculo de la socavación local, dada por

$$\frac{b}{Y_n} = 5.5 \frac{Y_s}{Y_n} \left[\left(\frac{1}{11.5} \frac{Y_s}{Y_n} + 1 \right)^{1.69} - 1 \right] \quad (2.17)$$

Esta ecuación es "dimensionalmente correcta" y pueden usarse cualquier sistema de unidades, donde

Y_s : Profundidad de socavación en metros medida desde la profundidad media del lecho.

b : Ancho del pilar

Y_n : Tirante normal del flujo de aproximación

En los estudios experimentales hechos por Laursen, el diámetro del sedimento usado estuvo en el rango de 0.46 a 2.2 mm.

Neill (1969)

Usando las curvas de diseño dadas por Laursen y Toch en 1956 obtuvo la siguiente fórmula para Y_s , citada en Mellville (1997), medida desde el nivel inicial del lecho.

$$Y_s = 1.5b^{0.7}Y_n^{0.3} \quad (2.18)$$

Larras (1963)

Señala que luego de alcanzarse el máximo, la socavación disminuye hasta la profundidad de equilibrio ya que las corrientes fuertes tenderían a nivelar el fondo más

bien que a socavarlo. Es el valor máximo de la socavación anterior a la profundidad de equilibrio el que interesa para el diseño de las fundaciones de un puente.

Según los ensayos realizados por Larras, el máximo absoluto de la profundidad de socavación es independiente del tirante de agua y del diámetro de los materiales del fondo, siempre que los tirantes de agua superen en 30 o 40 veces el diámetro del sedimento y se tengan secciones con menos del 10% de contracción. Para este caso, en pilares circulares Larras encontró, en el sistema métrico,

$$Y_{s_{\max}} = \frac{10}{3} b^{0.75} \quad (2.19)$$

Para pilares no circulares, pero alineados con el flujo, puede utilizarse la misma ecuación multiplicada por un coeficiente K_1 que varía entre 0.41 y 1.40 según la forma del pilar, con valores que se dan en la Tabla 2.3.

Si el pilar está esviado, la fórmula de Larras debe multiplicarse por un segundo coeficiente K_2 dado en la Tabla 2.4.

La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, sencillo y con resultados conservadores. Es de uso práctico, pero al hacer de la profundidad de socavación una función, sólo de las características del pilar, proporciona una solución excesivamente simplificada del problema. El mismo autor establece que la profundidad máxima de erosión se produce bajo una cierta velocidad que a su vez es función del tamaño del sedimento del fondo y estos factores no aparecen en la fórmula.

Tabla 2.3 Coeficiente K_1 en función a la forma del Pilar para la fórmula de Larras.

Forma del Pilar	Alargamiento (l/b) del pilar	Coeficiente de proporcionalidad K_1			
		Chatou	Iowa	Tison	Escande
Circular		1.0	1.0	1.0	1.0
Lenticular	2		0.91		
	3		0.76		
	4	0.73		0.67	
	7			0.41	
Elíptica	2		0.91		
	3		0.83		
Ojival	4	0.92		0.86	
Doble					

curvatura	4	0.95			
Rectangular	0.25		1.3		
	4			1.4	
	4.5				1.25
	5.3			1.4	
	9.3			1.4	
Rectangular achaflanada	4				1.01

Tabla 2.4 Coeficiente K_2 en función del ángulo de incidencia para la fórmula de Larras.

Forma del Pilar	Alargamiento (l/b) del pilar	Coeficiente de proporcionalidad K_2					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
Circular		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Lenticular	2	0.91				1.13	
	3	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4	0.76		1.12		1.50	2.02
Elíptica	2	0.91				1.13	
	3	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4	0.92		1.18		1.51	
Rectangular	2	1.11		1.38		1.56	1.65
	4	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.5					2.09	
	6	1.11		2.0		2.69	3.05
	8	1.11		2.23		3.03	3.61
	10	1.11		2.48		3.43	4.16

Carstens(1966)

Analizó las condiciones necesarias para que se produzca la iniciación de la socavación sin aporte de sedimentos. Para ello define un parámetro adimensional, que denomina Número de Sedimento N_s dado por:

$$N_s = \frac{V}{\left[g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d_s \right) \right]^{0.5}} \quad (2.20)$$

puede interpretarse como el número de Froude del sedimento siendo transportado o moviéndose a una velocidad V .

donde

V : Velocidad media del flujo de aproximación en metros por segundo

γ_s : Es el peso específico del sedimento.

γ : Es el peso específico del agua.

d_s : Es el tamaño representativo del sedimento en metros.

Carstens, con los resultados de los experimentos de Chabert, Engeldinger(1956) estimó valores para algunos de los parámetros y concluye que la profundidad de equilibrio de socavación Y_s está dada por

$$Y_s = 0.546b \left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02} \right)^{5/6} \quad (2.21)$$

La introducción del diámetro del sedimento como variable es un aporte significativo pero en ausencia de aporte de sedimentos, el método de Carstens, no produciría profundidad de equilibrio, contradiciendo los hallazgos de otros autores.

El método de Carstens arroja valores más bajos de socavación local que otras fórmulas, lo que podría resultar del empleo de datos de ensayos de Chabert y Engeldinger, que registraban la profundidad de socavación local una vez que cesaba el flujo en su canal de experimentación.

Shen(1969)

Usó el número de Froude para predecir la profundidad de socavación desde el lecho.

$$Y_s = 3.4b(F_0)^{2/3} \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{1/3} \quad (2.22)$$

donde $F_0 = V/(gY_n)^{1/2}$ es el número de Froude basado en la velocidad media inmediatamente aguas arriba V y la profundidad Y_n correspondiente.

Hancu(1971)

Propuso la siguiente ecuación para la socavación en pilares desde el lecho:

$$Y_s = 2.42b \left[2 \left(\frac{V}{V_c} \right) - 1 \right] \left(\frac{V_c^2}{gb} \right) \quad (2.23)$$

para $0.05 \leq \frac{V_c^2}{gb} \leq 0.6$ y

$$V_c = 1.2 \sqrt{gd_{50} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \left(\frac{Y_n}{d_{50}} \right)^{0.2}} \quad (2.24)$$

Donde V es la velocidad media del flujo; V_c la velocidad crítica. Para socavación en agua limpia, el término $(2V/V_c - 1) = 1$ La Ecuación 2.54 no es aplicable para $V/V_c \leq 0.5$

Breusers (1977)

Desarrolló la siguiente ecuación:

$$Y_s = bfK_1K_2 \left[2 \tanh\left(\frac{Y_n}{b}\right) \right] \quad (2.25)$$

donde

$$f = 0 \quad \text{para} \quad V/V_c \geq 0.5$$

$$f = 2V/V_c - 1 \quad \text{para} \quad 0.5 < V/V_c \leq 1$$

$$f = 1 \quad \text{para} \quad V/V_c > 1$$

K_1 es un factor de corrección por la forma de la parte frontal del pilar que se muestra en la Tabla 2.9.

K_2 es un factor de corrección por el ángulo de ataque α del flujo que se muestra en la Tabla 2.10.

Flores (1977)

Realizó un trabajo y fue presentado por Aguirre Pe (1980) para determinar la profundidad de equilibrio alrededor de pilares circulares, obteniendo las dos ecuaciones siguientes:

$$Y_s = b \left(1.56 - 14.14 \frac{d_{80}}{b} \right) F^{(0.62 + 15.02 d_{50}/b)} \quad (2.26)$$

$$Y_s = 0.21b \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.59} \quad \text{para el diámetro } d_{80} \quad (2.27)$$

donde:

Y_s : Profundidad de socavación en metros medida desde la profundidad media del lecho.

b : Ancho del pilar en metros

τ : Esfuerzo de corte hidráulico sobre el lecho = γRS

τ_c : Esfuerzo de corte crítico sobre el lecho calculado con el diagrama de Shields

Las fórmulas obtenidas son aplicables, según sus autores, a pilares de sección circular y socavación sin aporte de sedimentos en régimen supercrítico. Pueden ser empleadas con Números de Froude hasta de 1.6. la relación d_{50}/b debe estar comprendida entre 0.0118 y 0.0922.

Jain y Fischer (1979).

Desarrollaron ecuaciones basadas en experimentos de laboratorio,

$$Y_s = 2.0b(F - F_c)^{0.25} \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.5} \quad \text{Para } (F - F_c) > 0.2 \quad (2.28)$$

donde F_c = número de Froude crítico = $V_c / (gY)^{0.5}$

$$Y_s = 1.85b(F_c)^{0.25} \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.5} \quad \text{Para } (F - F_c) < 0 \quad (2.29)$$

Para $0 < (F - F_c) < 0.2$ se empleará la mayor de las dos profundidades de socavación calculadas en (2.28) y (2.29).

Colorado State University. (CSU modificado en 1996)

Propuso uno de los métodos más usados en los Estados Unidos, esta ecuación es recomendada por el "Department of Transportation" de los Estados Unidos de América para el cálculo de socavación en pilares de puentes. Según este método la profundidad de socavación total está expresada por:

$$Y_s = 2.0bK_1K_2K_3K_4 \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.35} F^{0.43} \quad (2.30)$$

Esta ecuación es "dimensionalmente correcta" y pueden usarse cualquier sistema de unidades, donde

Y_s : Profundidad de socavación total

- b : Ancho del pilar
- K_1 : Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar. Tabla 2.5.
- K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar. Tabla 2.6.
- K_3 : Factor de corrección por la condición del lecho. Tabla 2.7.
- K_4 : Factor de corrección por el tamaño del material del lecho. Este factor ha sido desarrollado en 1996 por Mueller como resultado de un estudio de 384 mediciones de erosión en 56 puentes. Este factor está definido por:

$$K_4 = 1 \quad \text{si } d_{50} < 2 \text{ mm } \text{ ó } d_{95} < 20 \text{ mm}$$

$$K_4 = 0.4(K_5)^{0.15} \quad \text{si } d_{50} \geq 2 \text{ mm } \text{ ó } d_{95} \geq 20 \text{ mm}$$

$$K_5 = \frac{V - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{95}}} > 0$$

Donde:

V_{icd_x} : Velocidad de aproximación correspondiente a la velocidad crítica para el inicio de la erosión en la región de la aceleración del flujo para el d_x de las partículas en m/s.

$$V_{icd_x} = 0.645 \left(\frac{d_x}{b} \right)^{0.053} V_{cd_x}$$

V_{cd_x} : Velocidad crítica para el inicio del movimiento para el d_x de las partículas en m/s.

$$V_{cd_x} = K_{cM}^{1/2} 56.29 Y_n^{1/6} d_x^{1/3}$$

K_{cM} : Parámetro de Shields según Mueller para el inicio del movimiento del d_x de las partículas en metros.

$$K_{cM} = B_1 d_x^{B_2}$$

Los valores de B_1 y B_2 se dan en la Tabla 2.8.

- V : Velocidad del flujo de aproximación al pilar en m/s.
- Y_n : Tirante normal del flujo de aproximación en m.
- l : Longitud del pilar en m.
- F : Número de Froude del flujo.

Tabla 2.5 Factor de corrección que depende de la forma de la nariz del pilar ($K_1 = K_s$)

Forma de la Nariz del Pilar	$K_1 = K_s$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Cilindro circular	1.0
Nariz Aguda	0.9
Grupo de Cilindros	1.0

Tabla 2.6 Factor de corrección que depende del ángulo de incidencia del flujo ($K_2 = K_\theta$)

Ángulo de Incidencia del Flujo	$K_2 = K_\theta$		
	$l/b = 4$	$l/b = 8$	$l/b = 12$
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.5	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

La Ecuación (2.30) propuesta por el CSU se desarrolló con datos de laboratorio y es recomendado para las condiciones de agua limpia, sin sedimento en suspensión, y de lecho en movimiento. Esto es recomendado en HEC-18, además, que el valor límite de Y_s / Y_n es 2.4 para $F \leq 0.8$ y 3.0 para $F > 0.8$.

Tabla 2.7 Factor de corrección K_3

Condición del Lecho	Altura H de la duna en pies	K_3
Erosión en agua limpia	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$10 > H > 2$	1.1
Dunas Medianas	$30 > H > 10$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Tabla 2.8 Valores de B_1 y B_2

Criterios	B_1	B_2
$d_x < 0.0009$ m	0.0019	-0.384
$0.0009 < d_x < 0.002$ m	0.0965	0.175
$d_x > 0.0029$ m	0.047	0

Melville (1 997)

Basado en muchos de los resultados de un programa extenso de investigación de socavación en puentes emprendida en La Universidad de Auckland, Nueva Zelanda, presentó una fórmula integrada para la estimación de la profundidad de socavación local de pilares y estribos en puentes. El método de diseño está basado en relaciones empíricas la cual puede ser descrita por:

$$Y_s = K_{yW} K_I K_d K_s K_\theta K_G \quad (2.31)$$

donde:

K_{yW} : Coeficiente que depende del tamaño del pilar y la profundidad del flujo

K_{yb} : para pilares

K_{yL} : para estribos

$$K_{yb} = 2.4b, \quad \text{para } \frac{b}{Y_n} < 0.7 \quad (2.32)$$

$$K_{yb} = 2\sqrt{Y_n b}, \quad \text{para } 0.7 < \frac{b}{Y_n} < 5 \quad (2.33)$$

$$K_{yb} = 4.5Y_n, \quad \text{para } \frac{b}{Y_n} > 5 \quad (2.34)$$

b : ancho del pilar Y_n : profundidad del flujo aguas arriba del

pilar

K_I : Coeficiente que depende de la Intensidad del flujo, y está dada por:

$$K_I = \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \quad \text{para } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} < 1 \quad (2.35)$$

$$K_I = 1 \quad \text{para } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1 \quad (2.36)$$

$$V_a = 0.8V_{ca} \quad (2.37)$$

$$\frac{V_{ca}}{V_{*ca}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{Y_n}{d_{50a}} \right) \quad (2.38)$$

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{Y_n}{d_{50}} \right) \quad (2.39)$$

$$d_{50a} = \frac{d_{\max}}{1.8} \quad (2.40)$$

V_{*c} Es la velocidad de corte crítico correspondiente al tamaño d_{50}

del sedimento que puede ser calculado utilizando el diagrama de Shields.

V_{*ca} Es la velocidad de corte crítico correspondiente al tamaño d_{50a} del sedimento que puede ser calculado utilizando el diagrama de Shields.

K_d : Coeficiente que depende del tamaño del sedimento y está dado por:

$$K_d = 0.571 \log \left(2.24 \frac{b}{d_{50}} \right) \quad \text{para} \quad \frac{b}{d_{50}} \leq 25 \quad (2.41)$$

$$K_d = 1 \quad \text{para} \quad \frac{b}{d_{50}} > 25 \quad (2.42)$$

K_s : Coeficiente que depende de la forma del pilar. Tabla 2.5.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo de incidencia del flujo con el pilar. Tabla 2.6.

K_G : Coeficiente que depende del efecto de la geometría del cauce de aproximación, este factor toma el valor de $K_G = 1$ para pilares.

León (2000)

Realizó estudios experimentales en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica en Lima, Perú. Como resultado de los estudios propuso una fórmula para cálculo de la socavación total máxima alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos, aplicables en cursos de agua caracterizados, según su autor, por números de Froude hasta de 1.98, esta ecuación se desarrolló en base a resultados de experimentos de laboratorio y no incluyó datos tomados de mediciones de campo, la ecuación es:

$$Y_s = 0.66D \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.31} \quad (2.43)$$

donde:

Y_s : Profundidad de socavación total en el pilar.

D : Diámetro del pilar.

τ : Esfuerzo de corte hidráulico sobre el lecho = γRS

τ_c : Esfuerzo de corte crítico para el diámetro d_{80} del material del lecho calculado con el diagrama de Shields.

FHWA HEC-18 (2001)

La ecuación FHWA HEC-18 (Richardson y Davis 2001) calcula profundidades de socavación local en pilares, esta se basa en la Ecuación del CSU, es recomendada para flujos con lecho en movimiento y sin movimiento. La ecuación calcula profundidades máximas de socavación del Pilar. La ecuación es:

$$Y_s = 2.0Y_n K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 \left(\frac{b}{Y_n} \right)^{0.65} F^{0.43} \quad (2.44)$$

Esta ecuación es "dimensionalmente correcta" y pueden usarse pies o metros como unidades de longitud, donde:

Y_s : Profundidad de socavación total

b : Ancho del pilar

K_1 : Factor de corrección por forma de la nariz del pilar. Tabla 2.5.

El factor de corrección K_1 para la forma de la nariz del pilar debería ser determinado usando la Tabla 2.5 para ángulos de ataque de hasta 5 grados. Para ángulos mayores, K_2 es dominante y K_1 debería ser considerado como 1.0. Si l/b es mayor que 12, entonces usar valores de $l/b = 12$ como valor máximo para ambos.

K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar. Tabla 2.6 y la Ecuación 2.44.

$$K_2 = \left(\cos\theta + \frac{l}{b} \sin\theta \right)^{0.65} \quad (2.45)$$

Si $l/b > 12$, usar $l/b = 12$ como valor máximo

Los valores del factor de corrección K_2 deberían ser aplicados sólo cuando las condiciones del campo son tales que toda la longitud del pilar está expuesta al ángulo de ataque del flujo. El uso de este factor producirá una sobre predicción significativa de socavación si (1) una porción del pilar está protegida del impacto directo del flujo por un estribo u otro pilar; ó (2) un estribo u otro pilar reencauza el flujo en una dirección paralela al pilar. Para tales casos, se debe ejercer el juicio para reducir el valor del factor K_2 seleccionando el largo efectivo del pilar realmente expuesto al ángulo de ataque del flujo.

K_3 : Factor de corrección por la condición del lecho. Tabla 2.7.

El factor de corrección K_3 resulta del hecho que para las condiciones de lecho plano, lo cual es típico en la mayoría de lugares de puentes para

frecuencias de inundación empleadas para el diseño, la socavación máxima puede ser 10 por ciento mayor que calculado con la Ecuación 2.43. En una situación inusual donde la configuración del lecho, con dunas grandes, existe en un lugar durante el tránsito del flujo, donde la máxima profundidad de socavación puede ser 30 por ciento mayor que el valor calculado con la ecuación. Esto puede ocurrir en ríos muy grandes. Para corrientes más pequeñas que tienen una con dunas durante el flujo, las dunas serán más pequeñas y la socavación máxima puede ser solamente 10 a 20 por ciento.

K_4 : Factor de corrección por acorazamiento debido al tamaño del lecho, dada por la Ecuación 2.45.

El factor de corrección K_4 disminuye la profundidad de socavación en el hueco de erosión para materiales del lecho que tienen un d_{50} igual o mayor a 2.0 mm y d_{95} igual o mayor que 20.0 mm.

Si $d_{50} \geq 2 \text{ mm}$ y $d_{95} \geq 20 \text{ mm}$

$$K_4 = 0.4(K_R)^{0.15} \quad (2.46)$$

$$K_R = \frac{V - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{95}}} > 0$$

Donde:

V_{icd_x} : Velocidad de aproximación correspondiente a la velocidad crítica para el inicio de la erosión en la región de la aceleración del flujo para el d_x de las partículas.

$$V_{icd_x} = 0.645 \left(\frac{d_x}{b} \right)^{0.053} V_{cd_x}$$

V_{cd_x} : Velocidad crítica para el inicio del movimiento para el d_x de las partículas.

$$V_{cd_x} = K_U Y_n^{1/6} d_x^{1/3}$$

K_U : 11.25 en unidades del SI

K_U : 6.19 en unidades Inglesas

Aunque K_4 proporciona una buena coherencia con los datos del campo, los términos de relaciones de velocidad son obtenidos si d_{50} es mantenido

constante y d_{95} aumenta, entonces el valor de K_4 aumenta en vez de disminuir. Para los datos de campo un incremento en d_{95} está siempre acompañado con un incremento en d_{50} .

El valor mínimo de K_4 es 0.4 y K_R debe ser mayor que cero. El tamaño del material del lecho debe ser tener d_{50} igual o mayor a 2.0 mm y d_{95} igual o mayor que 20.0 mm.

K_5 : Factor de corrección por ancho del pilar. Ecuación 2.47 ó 2.48

Estudios de laboratorio sobre profundidades de socavación en pilares anchos en los flujos poco profundos y las observaciones en campo de profundidades de socavación en pilares anchos demuestran que hay ecuaciones, incluyendo la Ecuación del CSU, que sobreestiman las profundidades de socavación. Johnson y Torrico (1994) sugieren las siguientes ecuaciones para un factor de la K a ser usado para corregir la Ecuación 2.43 para pilares anchos en flujos poco profundos. El factor de corrección debe ser aplicado cuando la relación de la profundidad del flujo (Y_n) y el ancho del pilar (b) es menor a 0.8 ($Y_n/b < 0.8$); la relación del ancho del pilar (b) y el diámetro medio del material del lecho (d_{50}) es mayor a 50 ($b/d_{50} > 50$); y el Número de Froude del flujo es subcrítico.

$$K_5 = 2.58 \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.34} F^{0.65} \quad \text{Para } V/V_c < 1 \quad (2.47)$$

$$K_5 = 1.0 \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.13} F^{0.25} \quad \text{Para } V/V_c > 1 \quad (2.48)$$

El Juicio del Ingeniero debería ser usado para aplicar K_5 debido a que este factor se basa en datos limitados de experimentos de laboratorio.

V : Velocidad del flujo de aproximación al pilar.

Y_n : Tirante normal del flujo de aproximación.

l : Longitud del pilar.

F : Número de Froude del flujo.

El tema de socavación en pilares ha sido estudiado extensamente en el laboratorio pero hay muy pocos datos del campo (FHWA 1990). Como resultado de muchos estudios hay muchas ecuaciones. En general, las ecuaciones son para

socavación en lechos granulares no cohesivos, y dan resultados similares en algunos casos.

De la bibliografía existente, mostramos los análisis de algunas ecuaciones (la Ecuación de Colorado State University (CSU), la Ecuación de Jain y Fisher, las ecuaciones para lecho acorazado de cauces o ríos, las ecuaciones de Froehlich) (FHWA 1990), y observamos los resultados obtenidos. Según se da a conocer, la Ecuación CSU es recomendada según la bibliografía, pero las otras ecuaciones se utilizan para la comparación de los cálculos obtenidos, también se utilizan para los casos especiales como corrientes con una cantidad grande de partículas de mayor tamaño. El juicio del ingeniero será necesario para el uso de las ecuaciones.

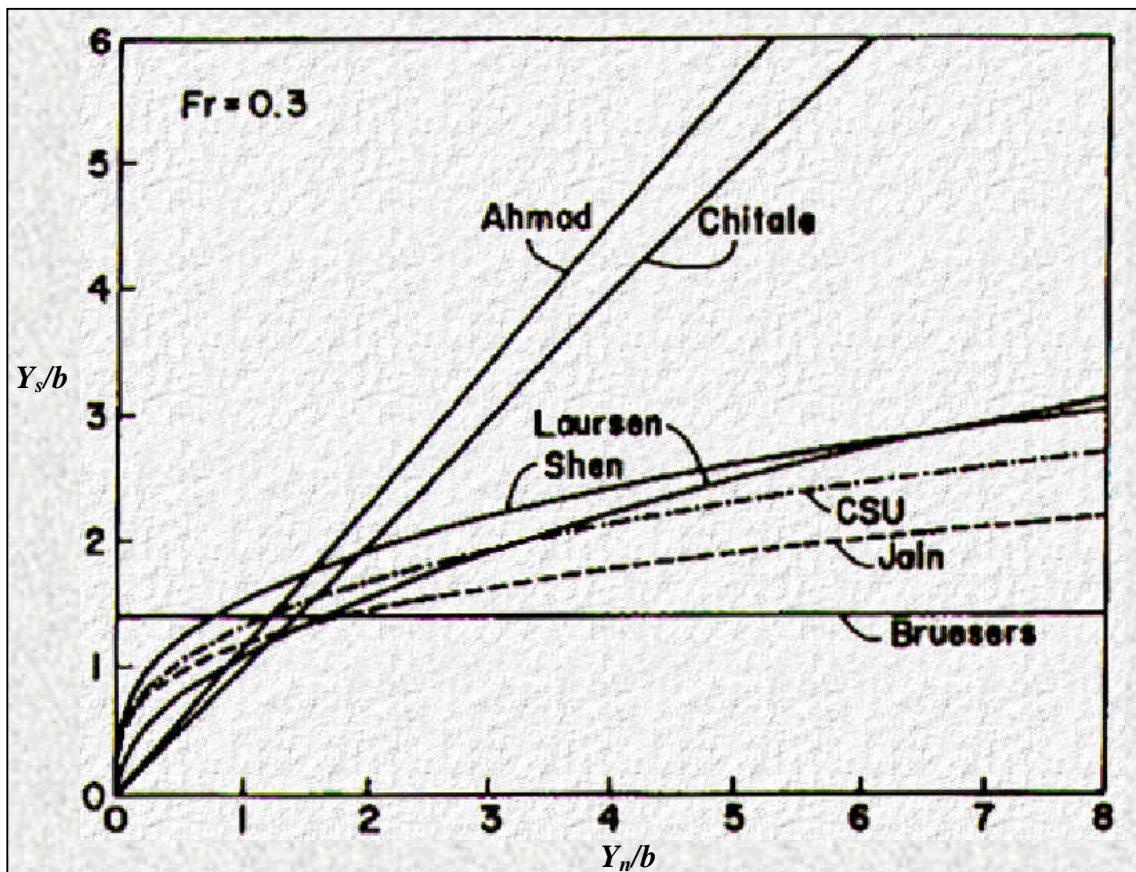


Figura 2.10 Comparación de fórmulas de socavación para valores de profundidad del flujo (Y_n/b) (FHWA 1990)

Sterling Jones (en FHWA, 1990) comparó muchas de las ecuaciones más comunes. Esta comparación se muestra en la Figura 2.10. Algunas de las ecuaciones tienen a la velocidad como variable (normalmente en forma de Número de Froude). Sin embargo, algunas ecuaciones, como Loursen no incluyen velocidad. Un número Froude

de 0.3 fue usado ($Fr = 0.3$) en la Figura 2.10 para los propósitos de comparación de las ecuaciones comúnmente usadas. En Figura 2.11 se comparan con algunos datos de campo. Como puede verse de Figura 2.10, la Ecuación del CSU incluye todos los puntos pero da valores inferiores de socavación que las ecuaciones de Jain, Laursen y Niel.

La Ecuación CSU incluye la velocidad del flujo inmediatamente aguas arriba del pilar, la cual está incluida en el Número Froude de la ecuación. Chang (1988) señala que la ecuación de Laursen (1980) es esencialmente un caso especial de la ecuación CSU con el $Fr = 0.5$.

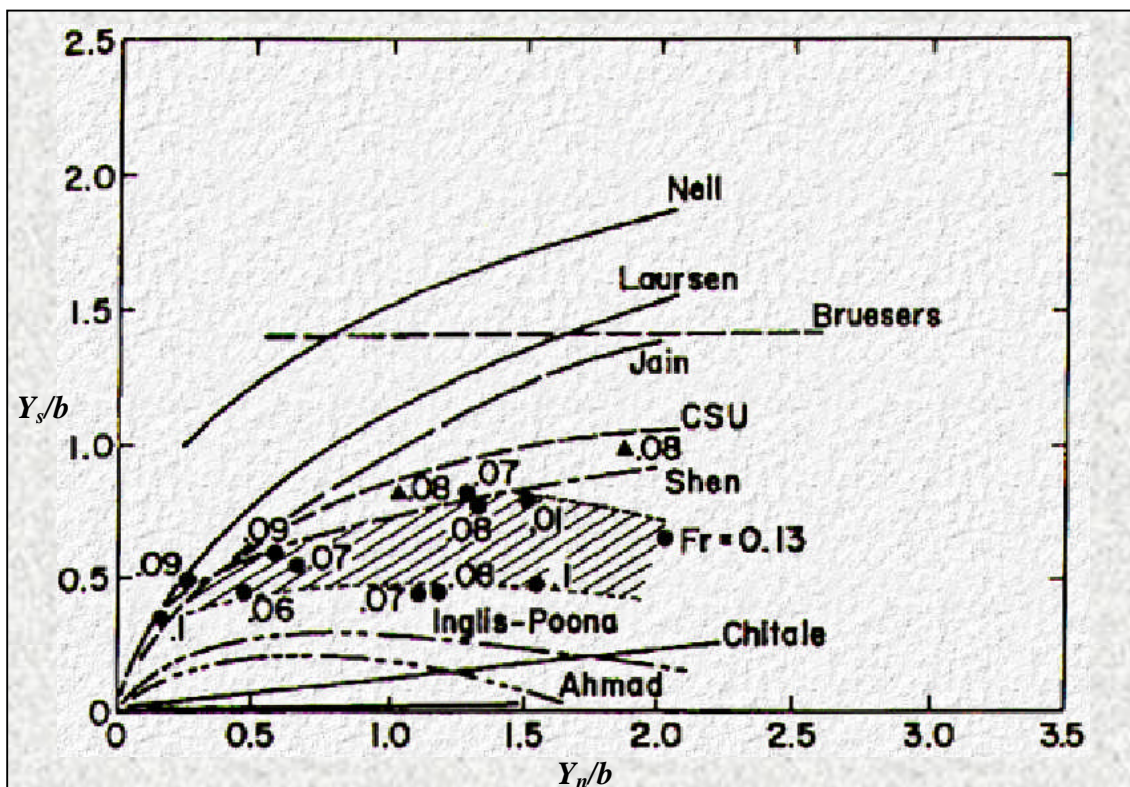


Figura 2.11 Comparación de fórmulas de socavación con mediciones de campo. FHWA (1990)

Las ecuaciones ilustradas en las Figuras 2.10 y 2.11 no tienen en cuenta la posibilidad que los tamaños mayores en el material del lecho podrían acorazar el hueco de erosión. Esto es, los tamaños grandes en el material del lecho en alguna medida limitará la profundidad de socavación. Raudkivi (Raudkivi y Sutherland, 1981, y Raudkivi y Ettema, 1983, Raudkivi, 1986) estudió socavación de pilares en corrientes con partículas grandes en el lecho. El Washington State Department of Transportation (Copp y Johnson, 1987, y Copp, Johnson y McIntosh, 1988) desarrolló una ecuación basada en la investigación de Raudkivi para corrientes con un gran rango de tamaños de

la partícula que tenderían a acorazar el hueco de erosión. El significado de este factor de blindaje del hueco de erosión sobre un límite de largo tiempo y sobre muchas inundaciones no es conocido. Por consiguiente, el uso de la ecuación no es recomendable.

Para la determinación de la socavación en pilares, la Ecuación del Colorado State University es recomendada para flujo en agua limpia y con transporte de sedimentos. Con una configuración de lecho con duna, la ecuación predice profundidades de socavación de equilibrio y la socavación máxima será 30 por ciento mayor. Para el flujo con configuración de lecho plano la ecuación dada por el Colorado State University da la socavación máxima. Y para antidunas las profundidades calculadas de socavación deberían ser aumentadas por 20 por ciento.

Los pilares de sección cilíndrica han sido ampliamente investigados en el laboratorio. Los exponentes en la Ecuación 2.30 son determinados a partir de datos de laboratorio (FHWA 1990) y se muestran en la Figura 2.12. En esta figura, el eje de las abscisas es $\left(\frac{b}{Y_n}\right)^3 F^2$ y en las ordenadas Y_s/Y_n .

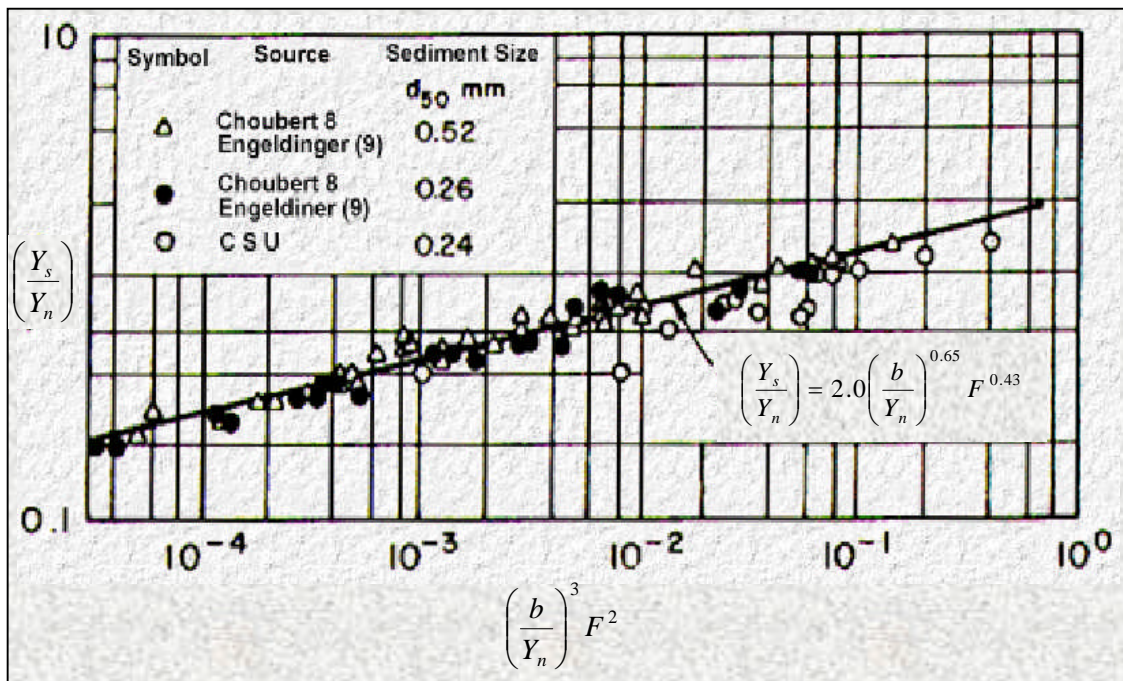


Figura 2.12. Resultados de experimentos de laboratorio para socavación en pilares circulares (FHWA 1990).

Lechos con material graduado y/o acorazado (FHWA 1990)

Hay muy pocos datos del campo para determinar la disminución en la profundidad de socavación debido a la influencia de partículas gruesas en el lecho de una corriente. Sin embargo, hay buenos indicadores (estudios de laboratorio y algunos datos de campo) que las partículas de mayor tamaño en el material del lecho acorazan el hueco de erosión y disminuyen las profundidades de socavación.

Aunque los datos del campo son limitados, existen ecuaciones para este caso. Es recomendable que estas ecuaciones deberían ser usados con cautela y buen juicio del Ingeniero.

Ecuaciones para pilares circulares, adaptadas de ecuaciones desarrolladas por el Washington State Department of Transportation (Copp y Johnson, 1987, y Copp, Johnson, y McIntosh, 1988) del trabajo de Ravdkivi en el University de Auckland para corrientes con un gran rango de tamaños de la partículas que tenderían a acorazar el hueco de erosión, es como sigue:

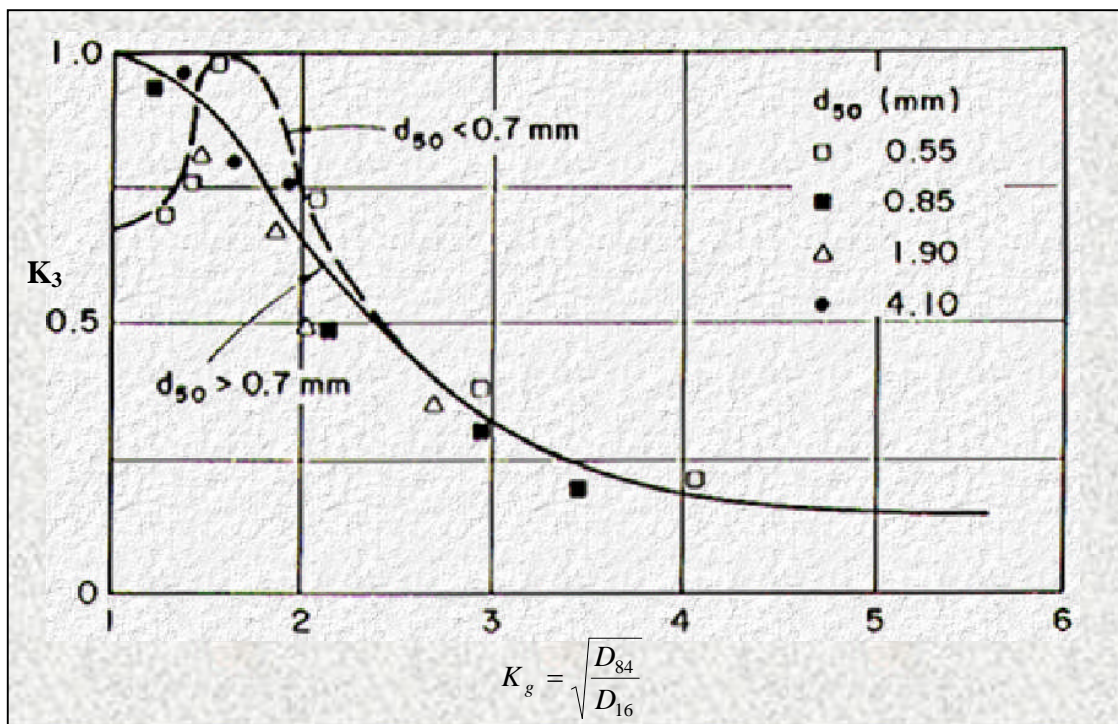


Figura 2.13. Coeficiente K_3 debido al tamaño de la partícula VS desviación geométrica, K_g (FHWA 1990)

Ecuación de la Universidad de Auckland (UAK) (en FHWA 1990).

Para $(b/d_{50} > 18)$

$$Y_s/b = 2.1 K_1 K_2 K_3 \tag{2.49}$$

Para ($b/d_{50} < 18$)

$$Y_s/b = 0.45 K_1 K_2 K_3 (b/d_{50})^{0.53} \quad (2.50)$$

Donde

Y_s = Profundidad de socavación local.

b = Ancho del pilar

K_1 = Coeficiente para el tipo de pilar, Tabla 2.5.

K_2 = Coeficiente para el ángulo de ataque del flujo, Tabla 2.6.

K_3 = Coeficiente por el efecto de la graduación del sedimento, Figura 2.13.

K_g = Coeficiente de Gradación = $(D_{84}/D_{16})^{0.5}$

Copp y Johnson (1987) recomiendan que los valores obtenidos con las ecuaciones anteriores sean multiplicadas por un coeficiente de seguridad K_{fs} porque que hay muy pocos datos de campo reales sobre profundidades de socavación en cauces de río con material graduado. Dicen lo siguiente:

"Un acercamiento puramente heurístico es seleccionar K_{fs} igual a $1/K_3$ cuandoquiera que K_g sea menos que 2.0. Si K_3 es mayor que 2.0, seleccione a $K_{fs} = 1.5$. Esto anula reducciones de profundidad de socavación para gradaciones materiales cuando $K_3 < 2.0$ pero tiene en cuenta la profundidad de socavación cuando $K_3 > 2.0$ ".

2.9 Descripción de algunos casos en el Perú.

Algunas de las secciones de pilares usadas en nuestro país de acuerdo a datos colectados en la Biblioteca del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú se muestran a continuación.

PUENTE "CAYUMBA"

Carretera Huánuco-Tingo María.

Luz : 140 m

Luz tributaria promedio: 45 m

$R = 1.0$ m

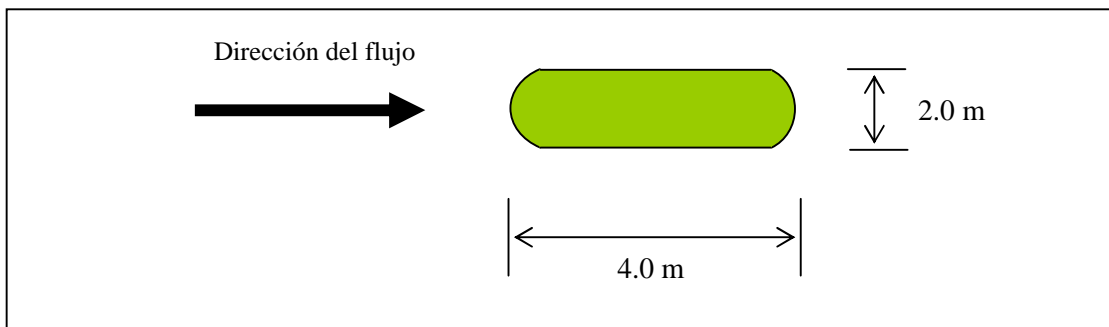


Figura 2.14. Sección del pilar del Puente Cayumba, carretera Huánuco - Tingo María.

PUENTE “PICOTA”

Interconexión Carretera Marginal. Sistema Vial Biambo Ponaza

Luz : 263.2 m (puente colgante)

R = 1.50 m

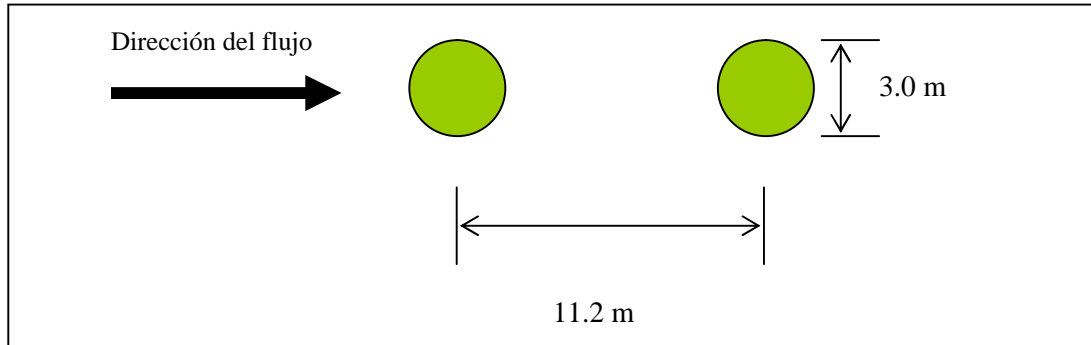


Figura 2.15. Sección del pilar del Puente Picota, carretera Marginal

PUENTE “SUAREZ”

Carretera Paucartambo – Puente El Milagro. Oxapampa sector puente el milagro

Luz : 27.475 m

Luz tributaria aproximada: 14.0 m

R = 0.425 m

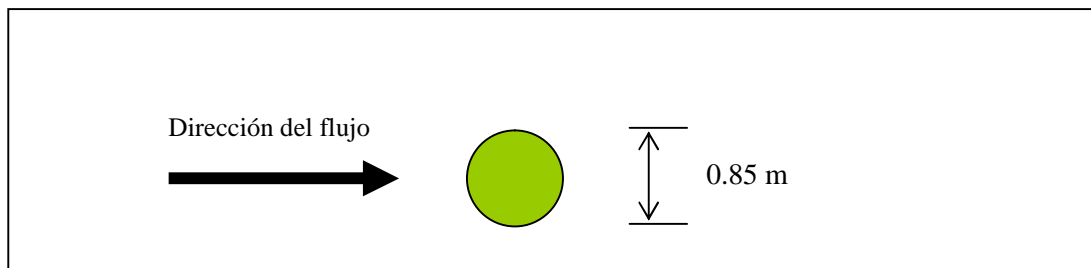


Figura 2.16. Sección del pilar del Puente Suarez, carretera Paucartambo – Puente El Milagro

PUENTE “RIO SECO”

Carretera Tarapoto-Rioja-Serranoyacu.

Luz : 41.725 m

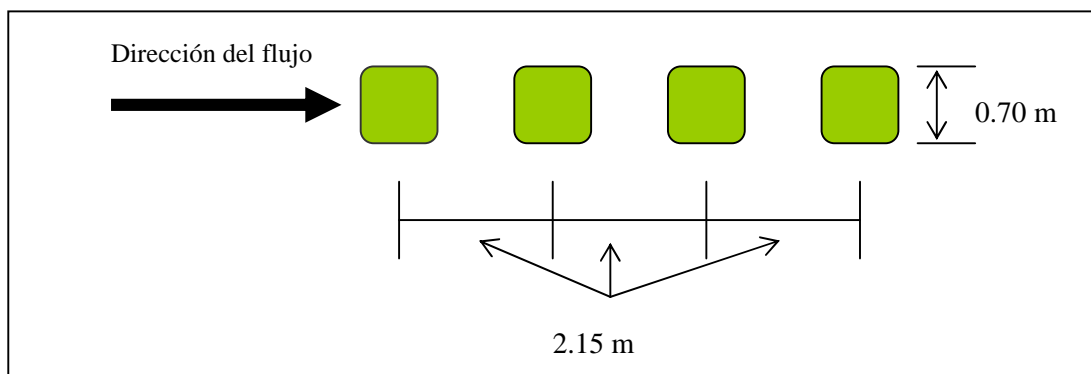


Figura 2.17. Sección del Pilar del Puente Rio Seco, carretera Marginal

PUENTE INTERNACIONAL “AGUAS VERDES”

Carretera Panamericana Aguas Verdes-Huaquillas. Km 1331.646

Luz: 42.40 m

Luz tributaria promedio: 6 m

R = 0.15 m

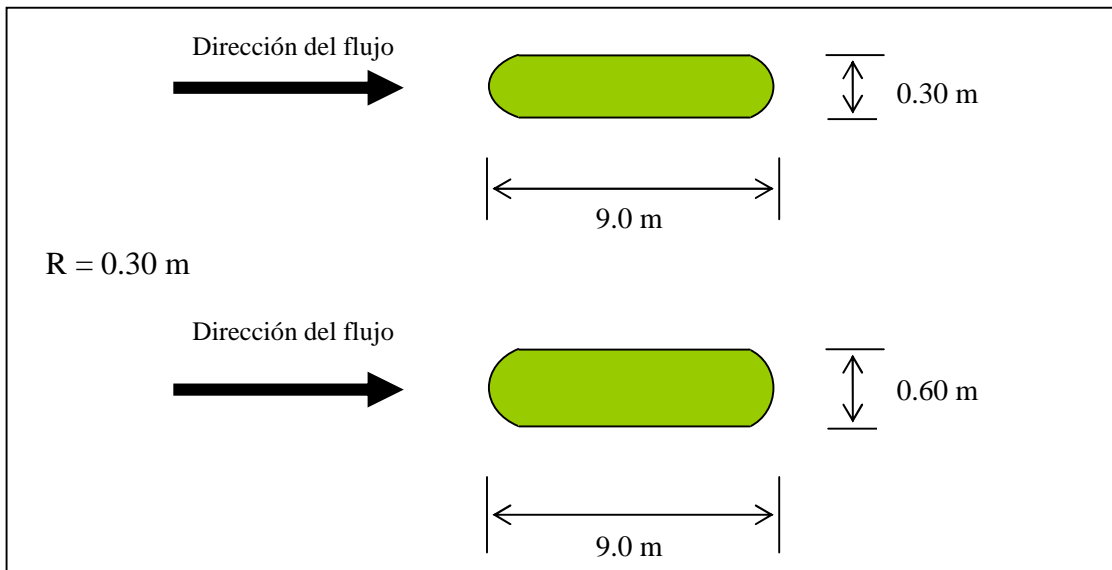


Figura 2.18. Sección del pilar del Puente Aguas Verdes, carretera Panamericana Norte

PUENTE “SAMÁN”

Carretera Panamericana Norte

Luz : 127.0 m

Luz tributaria aproximada: 42.0 m

R = 1.00 m

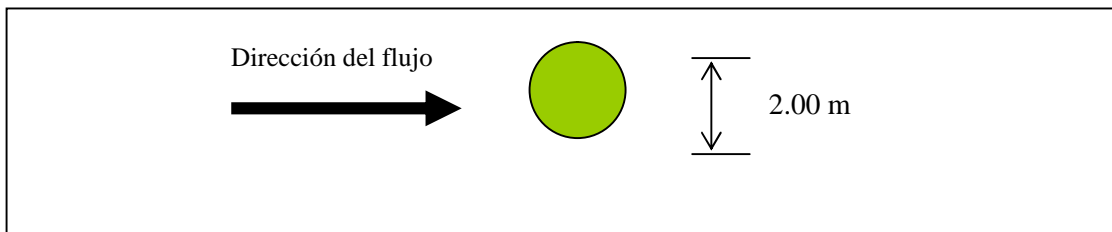


Figura 2.19. Sección del pilar del Puente Aguas Verdes, carretera Panamericana Norte

PUENTE “RICA PLAYA”

Carretera Tumbes – Rica Playa

R = 0.60 m

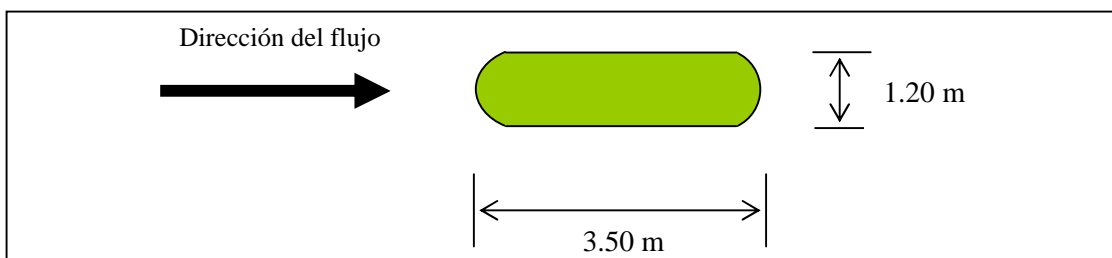


Figura 2.20. Sección del pilar del Puente Rica Playa, carretera Tumbes – Rica Playa

CAPÍTULO 03

3. ANALISIS DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN

La socavación local alrededor de pilares se genera por la acción de corrientes, aceleraciones y vórtices que se forman al pasar el flujo alrededor del pilar, como se ilustra en la Figura 3.1. Dependiendo del tipo de pilar y las condiciones de flujo se forman y acomodan dos tipos de vórtices, el vórtice herradura y el vórtice en estela. Estos dos fenómenos participan en el proceso de socavación local del pilar, el primero de estos produce la fosa de erosión y el segundo deposita el sedimento aguas abajo que según el régimen del flujo puede variar.

El sistema de vórtices herradura se produce por el fuerte gradiente de presiones inducido por la inercia del flujo y la obstrucción que representa el pilar en la porción aguas arriba de éste. El eje de giro del vórtice herradura tiende a ser horizontal, éste vórtice es casi siempre responsable de la máxima socavación local, pues contribuye a mantener en suspensión a partículas de sedimento de la fosa de erosión para luego trasladarlas en dirección aguas abajo. El sistema de vórtices en estela tiene ejes verticales y se desarrolla hacia aguas abajo del pilar en la región separada como se muestra en la Figura 3.1 para un pilar cilíndrico circular, estos vórtices actúan como rodillos hidrodinámicos, que al alejarse se diluyen hacia aguas abajo, sobre los que fluye la corriente esto explica la deposición de sedimento inmediatamente aguas debajo de la fosa de erosión.

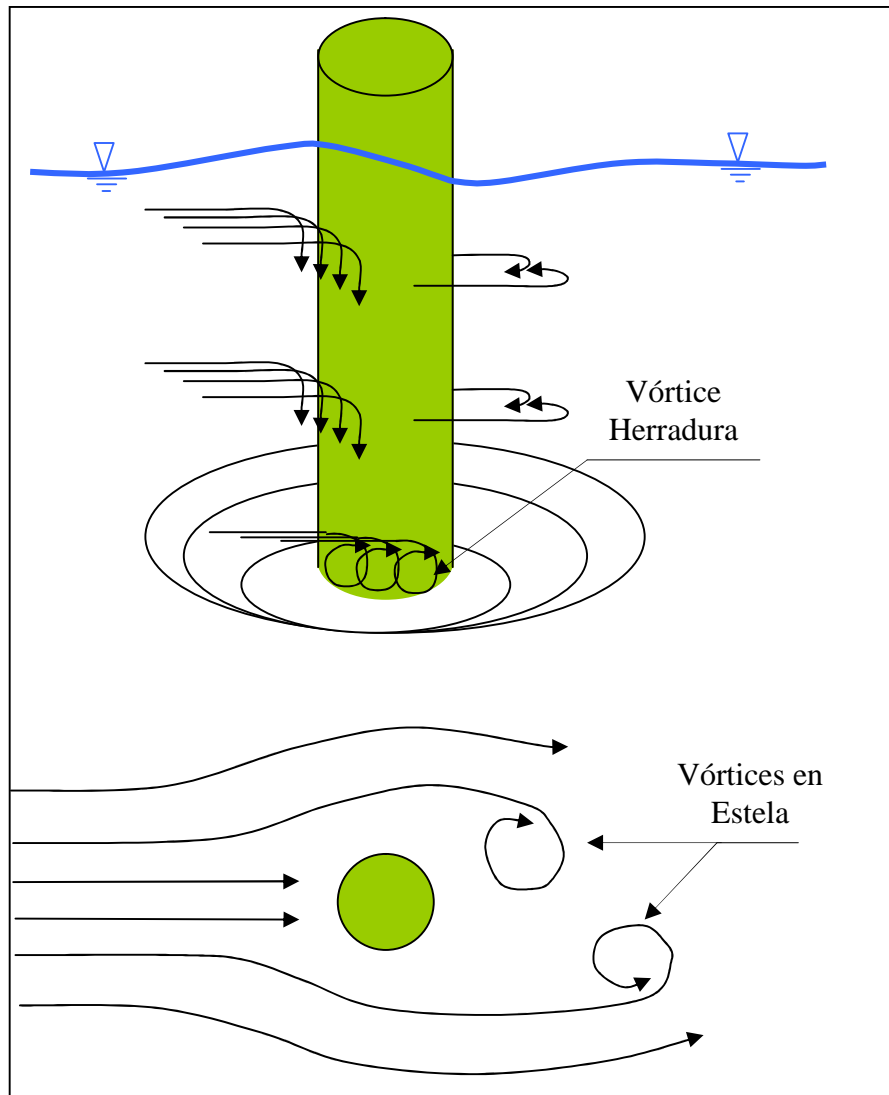


Figura 3.1 Vórtices que se forman al pasar el flujo alrededor del pilar

3.1 Condiciones Iniciales Para el Caso de Un Pilar.

Las condiciones iniciales de la forma del lecho y de los valores de las descargas antes de una avenida influyen de modo determinante en cualquier proceso físico y en el caso del proceso de socavación también es de gran importancia. En la naturaleza existen cauces con caudal permanente y otros que cargan estacionalmente ó cauces secos.

En los cauces con caudal permanente los factores que generan el movimiento del material del lecho, las formas de fondo y cuencos de socavación son relativamente constantes y solo si varía el caudal, las formas del fondo del lecho varían.

Por otro lado en cauces secos que son cauces en formación y que generalmente tienen fuerte pendiente en las zonas de inundación, el fenómeno de erosión ocurre cuando se presenta un torrente de agua o avenida esporádica y según el tiempo de

duración de la avenida se puede producir un desbalance entre el caudal sólido que entra al cauce producto de erosión aguas arriba y el que sale de él.

3.2 Condiciones Finales “Fosa de Erosión”.

Experimentalmente se observa, ya sea durante o al final del proceso de socavación, acumulación de material inmediatamente aguas abajo del cuenco de erosión cuya forma varía de acuerdo a la forma del pilar y la interacción de las corrientes de agua.

En pruebas experimentales en las que las mediciones de las formas del lecho se hacen luego de cortar el ingreso del agua, la forma de secado del caudal influye en la configuración final de la fosa de erosión.

3.3 Proceso de Socavación.

El vórtice de herradura es el que ocasiona la socavación local alrededor del pilar, la fuerza de éste vórtice depende de varios factores como el ancho del pilar y la cantidad de movimiento del flujo por unidad de ancho en cercanías del pilar, éste vórtice se encarga de suspender el sedimento y extraerlo de la fosa de erosión en un proceso continuo con intensidad intermitente debido al ingreso, acumulación y salida de los sedimentos en el cuenco y a la influencia de las formas de fondo en su desplazamiento.

En ausencia de transporte de sedimentos por el fondo del lecho y sin variación en las descargas, el cuenco tiende a alcanzar una profundidad de socavación máxima de equilibrio en el tiempo.

Así, en procesos con transporte de sedimentos que produce un ingreso de sedimentos proveniente de aguas arriba del lecho, ocurre simultáneamente el proceso de socavación y evacuación del cuenco de erosión en forma, es decir la profundidad de erosión no siempre se incrementa, sino también a veces disminuye. Al mismo tiempo, hacia aguas abajo, inmediatamente después del cuenco de erosión, en suelos no cohesivos, se produce sedimentación del material, cuyas características dependen de la velocidad del flujo.

Las variables que se acepta influyen en el proceso de socavación en ambos regímenes, subcrítico y supercrítico, y en la determinación de la profundidad de socavación (Y_s), se considera que son los siguientes:

- Características geométricas del pilar.

Longitud (l), ancho (b), forma de la nariz del pilar (FORMA) y ángulo vertical del pilar (β).

- Características del agua y el flujo.

Densidad del agua (ρ), viscosidad cinemática del agua (ν), Tirante normal (Y_n), velocidad media (V) del flujo de aproximación, la aceleración de la gravedad (g) y pendiente del cauce (S_0).

- Ángulo de incidencia del flujo o ángulo de ataque (α).
- Características del material del cauce.

Diámetro representativo del sedimento (d_s), densidad del sedimento (ρ_s), velocidad crítica para la iniciación del movimiento (V_c) y el esfuerzo cortante crítico para la iniciación del movimiento (τ_c)

Según Mellville (1997) los efectos del tiempo generalmente no son incorporados como variable para el análisis debido a que no se dispone de una escala de tiempo adecuada para el fenómeno de erosión localizada.

Utilizando la teoría del análisis dimensional se tiene la siguiente matriz.

Variables	Y_s	L	b	Forma	α	β	ρ	ν	Y_n	V	g	S	d_s	ρ_s	V_c	τ_c
Unidades																
M	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	1
L	1	1	1	0	0	0	-3	2	1	1	1	0	1	-3	1	-1
T	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-1	-2	0	0	0	-1	-2

Considerando varias combinaciones de variables, y la combinación que considera el ancho (b) del pilar y la velocidad media del flujo (V), como variables dependientes, lo mismo que la densidad del agua (ρ) por su relación con la densidad de los sólidos en transporte. Realizando las operaciones respectivas pueden formarse los siguientes grupos adimensionales:

$$N_1 = \frac{Y_s}{b}$$

$$N_8 = \frac{bg}{V^2}$$

$$N_2 = \frac{l}{b}$$

$$N_9 = S$$

$$N_3 = \text{Forma}$$

$$N_{10} = \frac{d_s}{b}$$

$$\begin{array}{ll}
N_4 = \alpha & N_{11} = \frac{\rho_s}{\rho} \\
N_5 = \beta & N_{12} = \frac{V_c}{V} \\
N_6 = \frac{v}{bV} & N_{13} = \frac{\tau_c}{\rho V^2} \\
N_7 = \frac{Y_n}{b} &
\end{array}$$

Tomando como base estos parámetros adimensionales, se procederá al análisis.

3.4 Influencia de l/b . N_2 .

A pesar que investigaciones anteriores no han demostrado una dependencia significativa entre la profundidad de socavación (Y_s) y la longitud del pilar (l), cuando esta longitud es paralela a la dirección del flujo, el parámetro $N_2 = \frac{l}{b}$ puede ser usado para el análisis.

3.5 Influencia de la Forma del Pilar. N_3

Varios estudios de socavación de pilares de puentes dan los valores de factores de la forma que incluyen aquéllos hechos por Laursen y Toch (1956), Larras (1963), Maza Alvarez (1968), y Richardson (1993). Melville y Sutherland (1988) dan una selección de valores para pilares, tomados de estudios anteriores. Los valores de estos factores que se muestran en la Tabla 2.9 del Capítulo 2 son aplicables para pilares alineados con el flujo.

Raudkivi y Sutherland (1981) dan valores, basados en un estudio realizado por Hannah (1978), de factor de la forma para fundaciones de grupo de pilotes. Los valores de estos factores se muestran en la Tabla 3.1 para una sola fila y doble fila del grupo en términos del ángulo del flujo de aproximación, α , diámetro del pilote D_p , y el espacio entre pilotes, S_p . Los valores mostrados incluyen los efectos de la alineación del pilar y los efectos de forma, es decir, ellos representan en conjunto a los dos factores.

Tabla 3.1 Factor de corrección para un Grupo de Pilotes. Mellville (1997)

Tipo	Espaciamiento/ Diámetro del Pilote (S_p/D_p)	Factor de corrección		
		$\alpha < 5^\circ$	$\alpha = 5-45^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
Una Fila	2	1.12	1.40	1.20
	4	1.12	1.20	1.10
	6	1.07	1.16	1.08
	8	1.04	1.12	1.02
	10	1.00	1.00	1.00
Doble Fila	2	1.50	1.80	-
	4	1.35	1.50	-

Melville y Raudkivi (1994) emprendieron una investigación sistemática de socavación en pilares cilíndricos diámetro D cimentado en un cilindro más grande de diámetro D^* . Los resultados del estudio aplicados a los pilares no uniformes, incluso pilares cimentados en losa, donde la cimentación se encuentra en la fosa de erosión. Si la cimentación está por debajo del fondo de la fosa de erosión, el pilar se trata como un pilar uniforme de diámetro D porque la cimentación no afecta la socavación. Usaron datos para mostrar que la profundidad de socavación es el equivalente a un pilar uniforme de diámetro D_e siempre que esté dentro de los límites dados por el método de Melville y Sutherland (1988). La ecuación para D_e está dado en términos de las variables geométricas mostradas en la Figura. 3.2. El nivel de la cara superior de la cimentación, Z , es positivo como se muestra, pero es negativo si la cara superior de la cimentación está debajo del nivel del lecho.

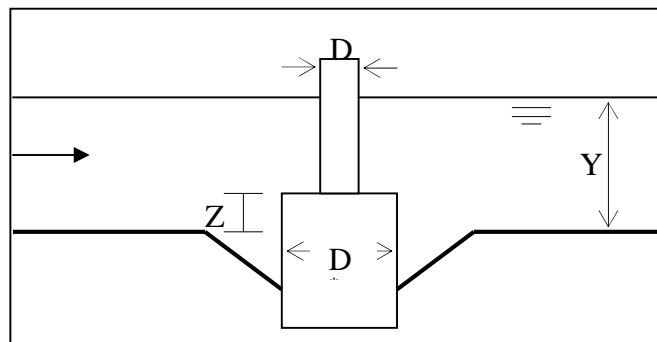


Figura 3.2 Variables geométricas para la socavación en pilares cilíndricos no uniformes.
Mellville (1997)

$$D_e = D \left(\frac{Y_n - Z}{Y_n + D^*} \right) + D^* \left(\frac{D^* + Z}{D^* + Y_n} \right) \quad (3.1)$$

Similarmente, para los efectos de escombros flotantes o palizada en los pilares de puentes, Melville y Dongol (1992) definieron un diámetro uniforme equivalente para determinar la profundidad de socavación. La ecuación para D_e correspondiente a los efectos de escombros o palizada, cubriendo un área de diámetro D_d .

$$D_e = \frac{0.52T_d D_d + D(Y_n - 0.52T_d)}{Y_n} \quad (3.2)$$

Donde T_d y D_d = corresponden al espesor y diámetro de la acumulación de escombros flotantes o palizada, como se muestra en la Figura 3.3. Sin embargo dependen del espacio entre los pilares.

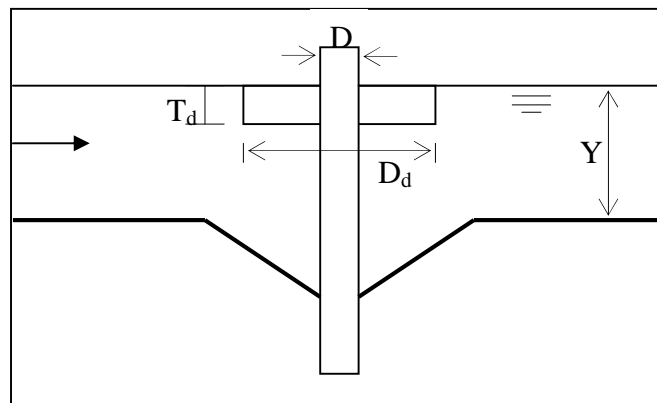


Figura 3.3 Variables geométricas para los efectos de escombros flotantes o palizada en los pilares de puente. Mellville (1997).

3.6 Influencia del Alineación del Pilar. N_4 , N_5 .

Los parámetros $N_4 = \alpha$ y $N_5 = \beta$ indican el alineamiento en dos direcciones. El ángulo de alineación para los pilares (α) es el ángulo entre la dirección del flujo y el eje mayor del pilar, también se denomina como el ángulo de incidencia del flujo, mientras que (β) es el ángulo respecto a la vertical. La curva de Laursen y Toch (1956) para los efectos del alineamiento del flujo de los pilares de puentes es usada ampliamente. Los valores de los factores de alineación para pilares dados por Richardson (1993) concuerdan razonablemente con los de Laursen y Toch (1956) y se muestran en la Tabla 2.6 del Capítulo 2 para valores diferentes de la relación longitud del pilar y ancho de

éste, l/b . Para $l/b > 12$, Richardson (1993) recomienda que se usen los valores para $l/b = 12$ como un máximo. Claramente los efectos de alineación del flujo son muy importantes en los pilares de puentes con los valores del factor de hasta 5 que son para un posible ángulo grande. Por la importancia de los efectos de alineación del flujo, un pilar circular cilíndrico (factor igual a 1 independiente del ángulo de alineación) o pilares compuestos por una sola fila de pilares circulares dependiendo del espaciamiento (factor menor a 1.20 para todos los ángulos de alineación y $S_p/D_p > 4$) son preferidos a otros tipos de pilares en lugares donde pueden ocurrir significativos ángulos en la alineación del flujo.

3.7 Influencia de la Profundidad del Flujo. N_7 .

El parámetro $N_7 = \frac{Y_n}{b}$ es usado para estudiar esta influencia. Usando dibujos tridimensionales de datos de laboratorio, Kandasamy (1989) identificó varias zonas de dependencia de la profundidad de socavación (Y_s) con la profundidad del flujo (Y_n) y la dimensión transversal del pilar (b). Para flujos profundos (que se puede definir como tal, cuando $b/Y_n < 0.7$), Kandasamy concluyó que la profundidad de socavación aumenta proporcionalmente con b , pero es independiente de Y_n . Este hallazgo no era nuevo para pilares, pues es consistente con muchos estudios anteriores, que explican que para flujos poco profundos, la estela de vórtices de la superficie que se forma delante del pilar del puente interfiere con la acción de socavación del vórtice herradura porque los dos tienen sentidos opuestos de rotación. A medida que se incrementa la profundidad de flujo, la interferencia se reduce y posteriormente se convierte en insignificante. Para flujos poco profundos la profundidad de socavación crece proporcionalmente con Y_n , pero es independiente de b , mientras que para profundidades de flujo intermedios, Y_s depende de Y_n y b . Mellville (1997).

Estas conclusiones son consistentes con los modelos de flujo discutidos antes. En los flujos más profundos, la fuerza del vórtice herradura y asociado al flujo por el fondo, se relaciona al tamaño transversal del pilar. Así, la profundidad de socavación debe relacionarse al ancho de la obstrucción, que para un pilar circular sería su diámetro.

Melville (1997) analizó y graficó datos de socavación de pilares en términos de Y_n/b con Y_s/b , Figura 3.4, utilizando aproximadamente 100 datos para pilares

cilíndricos obtenidos por Chabert y Engeldinger (1956) Laursen y Toch (1956), Hancu (1971), Bonasoundas (1973), Basak (1975), Jain y Fischer (1979), Chee (1982), Chiew (1984), Ettema (1980), además por Kwan (1984) y Kandasamy (1989). Todos los datos son aplicables a lechos conformados por sedimentos uniformes y se obtuvieron para flujos igual a o excediendo la condición de iniciación de movimiento de los sedimentos, con la mayoría de los datos que igualan esta condición. Los datos mostrados son independientes del efecto del tamaño del sedimento, cuando $b/d_{50} \geq 50$.

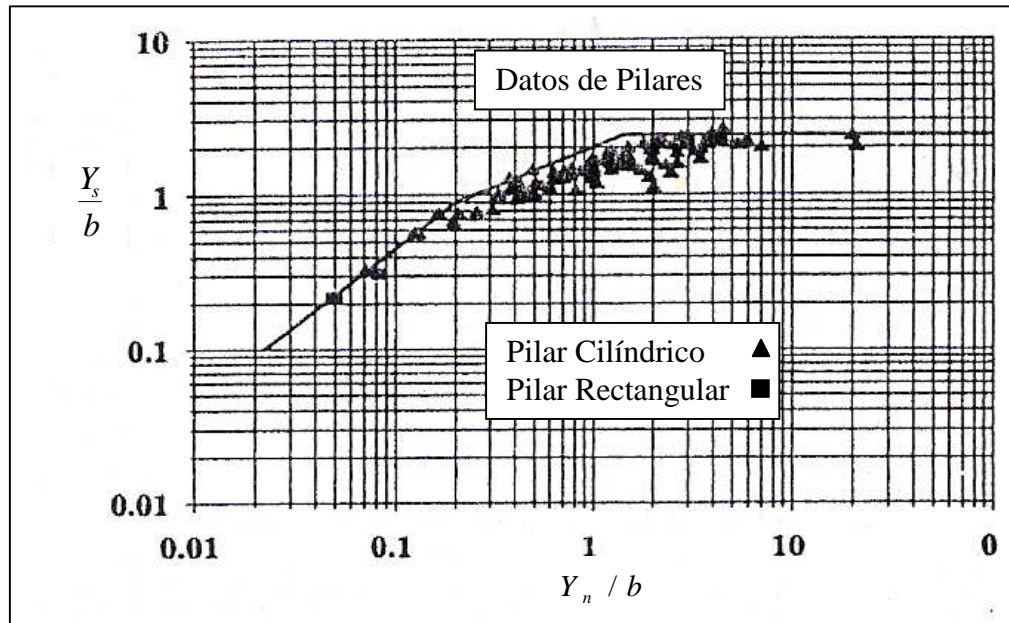


Figura 3.4 Datos de Socavación de Pilares en términos de Y_n/b con Y_s/b utilizando aproximadamente 100 datos para pilares cilíndricos. Mellville (1997).

Este análisis identifica tres clases de socavación en pilares de puentes, socavación en pilares anchos ($b/Y_n > 5$), pilares de ancho intermedio ($0.7 < b/Y_n < 5$), y pilares estrechos ($b/Y_n < 0.7$). Para pilares circulares puede escribirse refiriéndose al diámetro del pilar D en lugar del ancho b . Cuando el $b/Y_n < 0.7$, Y_s es independiente de Y_n y la socavación ocurre en un pilar estrecho, es decir, en un flujo profundo. Se observa que este límite que es equivalente a $Y_n/b > 1.43$. Normalmente se acepta que la profundidad de socavación en los pilares es independiente de efectos de profundidad del flujo para $Y_n/b > 3$ ó 4 ; tal como mencionan, por ejemplo, Breusers (1977), Ettema (1980), y Raudkivi (1986). Cuando $b/Y_n > 5$, Y_s es independiente de b y la socavación ocurre en un pilar ancho. Este límite, previamente desconocido, es improbable que ocurra en la práctica para los pilares de puentes donde existe influencia del ancho del cauce, por lo que su uso no correspondería a puentes de ríos.

3.8 Influencia de la Velocidad del Flujo. N_6 , N_8 , N_{12} y N_{13}

Para estudiar la influencia de la velocidad del flujo, que consideramos es importante, tendremos en cuenta los parámetros:

$$N_6 = \frac{v}{bV}; \quad N_8 = \frac{bg}{V^2}; \quad N_{12} = \frac{V_c}{V} \text{ y}$$

$$N_{13} = \frac{\tau_c}{\rho V^2}$$

estos parámetros los podemos clasificar en dos grupos, el primero que no incluye los parámetros de iniciación del movimiento de los sedimentos, y el segundo que si los incluye.

3.8.1 Influencia de la Velocidad del Flujo Sin Considerar Parámetros de Iniciación del Movimiento de Los Sedimentos. N_6 y N_8

Tendremos en cuenta los parámetros: $N_6 = \frac{v}{bV}$ y $N_8 = \frac{bg}{V^2}$.

Si invertimos el primero de ellos obtendremos $N_{6(1)} = \frac{bV}{v}$ que tiene semejanza con el

Número de Reynolds que en la mecánica de fluidos nos sirve para determinar el tipo de flujo (laminar, turbulento o de transición), en este caso se denominará “Número de Reynolds del Pilar (Re_p)” para el análisis de su influencia.

Ahora si invertimos el segundo parámetro y extraemos la raíz cuadrada, tanto al numerador como al denominador, obtendremos $N_{8(1)} = \frac{V}{\sqrt{gb}}$ este último parámetro

tiene semejanza con el Número de Froude que en el estudio de los movimientos de líquido con superficie libre nos da la naturaleza del movimiento (Subcrítico, Supercrítico o Crítico), en este caso se denominará “Número de Froude del Pilar (F_p)” para el análisis de su influencia. Si a la última expresión la multiplicamos y dividimos

por $\sqrt{\frac{Y_n}{b}}$ obtendremos $N_{8(2)} = \frac{V}{\sqrt{gY_n}} \sqrt{\frac{Y_n}{b}} = F\left(\frac{Y_n}{b}\right)^{1/2}$ donde F es el Número de

Froude que determina la naturaleza del movimiento, en esta última expresión se observan dos parámetros considerados en la fórmula del CSU para socavación en pilares de puentes, los cuales serán analizados.

3.8.2 Influencia de la Velocidad del Flujo Considerando Parámetros de Iniciación del Movimiento de Los Sedimentos. N_{12} y N_{13}

Para éste análisis se tomarán en cuenta los parámetros: $N_{12} = \frac{V_c}{V}$ y $N_{13} = \frac{\tau_c}{\rho V^2}$

Si invertimos el primer parámetro obtendremos $N_{12(1)} = \frac{V}{V_c}$ éste último parámetro es utilizado por varios autores (entre ellos Hancu, Breusers, Melville y otros) en las fórmulas de socavación de pilares de puentes.

Ahora si invertimos el segundo parámetro obtendremos $N_{13(1)} = \frac{\rho V^2}{\tau_c}$, de los

estudios realizados por Chezy tenemos la fórmula $V = \sqrt{\frac{2g}{\lambda}} \sqrt{RS}$, si a esta expresión la

elevamos al cuadrado y la multiplicamos por ρ obtenemos $\rho V^2 = \left(\frac{2}{\lambda}\right)(\gamma RS)$ que

también puede escribirse como $\rho V^2 = k\tau$, donde γ es el peso específico del fluido, k es una constante y τ es el esfuerzo cortante ejercido por el fluido, si reemplazamos lo

obtenido en $N_{13(1)}$ y obviamos la constante obtenemos $N_{13(2)} = \frac{\tau}{\tau_c}$, ésta presentación

del parámetro es menos utilizado por los autores en las fórmulas de socavación de pilares de puentes, aunque Aguirre Pe y León lo utilizaron para determinar la profundidad de socavación en pilares de sección circular.

Considerando el transporte de sedimentos, el fenómeno de socavación local de los pilares de un puente puede ser clasificado como, aquel que ocurre en condiciones de transporte de sedimentos por el lecho del cauce al que llamaremos de “lecho en movimiento”, y el que ocurre en ausencia de transporte de sedimentos al que llamaremos de “agua limpia”. La socavación en agua limpia ocurre para las velocidades en el cauce hasta la velocidad límite para el movimiento general del lecho, es decir, $V/V_c \leq 1$ ó $\tau/\tau_c \leq 1$, mientras que la socavación en lecho en movimiento ocurre para $V/V_c > 1$ ó $\tau/\tau_c > 1$.

Como fuera mencionado por muchos investigadores, incluso los estudios clásicos tempranos de Chabert y Engeldinger (1956), Laursen y Toch (1956), Laursen (1958) y Shen (1966), hay diferencias significativas entre las dos clases de socavación y es importante considerarlos separadamente. En la socavación bajo condiciones de agua

limpia, no hay ningún suministro de sedimento proveniente de aguas arriba hacia la fosa de erosión. Las condiciones de agua limpia se ubicarían típicamente en el lecho de un cauce de orilla con poca pendiente longitudinal y donde no exista erosión al fluir el agua sobre ella. En la socavación bajo condiciones de lecho en movimiento, el sedimento es continuamente suministrado a la fosa de erosión y la “profundidad de equilibrio” se logra cuando el suministro del sedimento y el que es transportado fuera de la fosa para condiciones de flujo permanente y uniforme es el mismo.

La proporción V/V_c es una medida de intensidad de flujo y determina si existe movimiento de sedimento en el lecho del cauce. Para $V/V_c < 1$, cuando exista erosión alrededor del pilar, se dirá que existe socavación en condiciones de agua limpia, pues el lecho no ha comenzado a moverse, esto para sedimentos uniformes y no uniformes.

Si la desviación normal geométrica de la distribución de tamaño de las partículas, $\sigma_g < 1.3$, el sedimento puede ser considerado uniforme. Para los sedimentos no uniformes ($\sigma_g > 1.3$), y las condiciones del flujo presentan la relación $V/V_c > 1$, después de iniciado el movimiento de fondo ocurriría acorazamiento del lecho del cauce y de la fosa de erosión. La formación de la capa de acorazada dentro de la fosa de erosión, se conoce que reduce la profundidad de socavación, como es discutido por Raudkivi y Ettema (1977).

Melville y Sutherland (1988) usaron la relación V/V_a como una medida de la intensidad del flujo para socavación con sedimentos no uniformes donde V_a marca la transición de la condición de agua limpia a la de lecho en movimiento para un flujo con transporte de sedimentos y es equivalente a V_c para sedimentos uniformes. Para sedimentos no uniformes, las condiciones de lecho en movimiento ocurren cuando $V/V_a > 1$. Sin embargo si $V/V_a < 1$, ocurre un acorazamiento del lecho y condiciones de socavación en agua limpia. Un método para determinar V_a , es dado por Melville y Sutherland (1988). Así $V_a = 0.8V_{ca}$ dónde V_{ca} es la velocidad media del flujo para la cual un acorazamiento del lecho es posible. Esta condición marca la condición de un lecho acorazado estable para un material del cauce dado bajo las condiciones de ninguna reposición del sedimento desde aguas arriba.

Las velocidades críticas V_{ca} y V_c pueden determinarse por la fórmula logarítmica del perfil de velocidad

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 5.75 \log(5.53 \frac{y}{d_{50}}); \quad \frac{V_{ca}}{V_{*ca}} = 5.75 \log(5.53 \frac{y}{d_{50a}}) \quad (3.3)$$

$$d_{50a} = \frac{d_{\max}}{1.8} \quad (3.4)$$

Donde V_{*c} Es la velocidad de corte crítico correspondiente al tamaño d_{50} del sedimento calculado utilizando el diagrama de Shields. V_{*ca} Es la velocidad de corte crítico correspondiente al tamaño d_{50a} del sedimento calculado utilizando el diagrama de Shields y d_{\max} es la partícula de mayor tamaño que es determinada de la distribución granulométrica.

Chiew (1984) y Baker (1986) hicieron experimentos del efecto de la velocidad del flujo en socavación de pilares bajo condiciones de lecho en movimiento para sedimentos uniformes y no uniformes respectivamente. Melville y Sutherland (1988) usaron los datos de Chiew y Baker para definir el factor de intensidad de flujo, K_I para socavación en pilares. En el análisis bajo condiciones de agua limpia, la máxima profundidad de socavación ocurre a V_c . Para $V/V_c > 1$ bajo las condiciones de lecho en movimiento, Y_s , inicialmente se reduce con el incremento de la velocidad de flujo, alcanzando un mínimo valor, entonces aumenta de nuevo hacia un segundo máximo. El segundo máximo ocurre en la transición a lecho plano de la fase de transporte de sedimentos del cauce.

Para sedimentos no uniformes, Melville y Sutherland (1988) analizaron datos que muestran la influencia de la intensidad de flujo en la profundidad de socavación de los pilares en términos del parámetro de velocidad $[V - (V_a - V_c)]/V_c$. Este parámetro tiene el efecto de diferenciar la velocidad de acorazamiento para sedimentos no uniformes con la velocidad crítica para los sedimentos uniformes. Para los sedimentos uniformes, $V_a \equiv V_c$ y $[V - (V_a - V_c)]/V_c = V/V_c$. El parámetro de velocidad V_a incorpora los efectos de gradación del sedimento, esto determinado en laboratorio.

Varias ecuaciones para la estimación de la profundidad de socavación de los pilares de puentes, no distinguen correctamente entre la socavación en agua limpia y en lecho en movimiento, la limitación se presenta por una dependencia fuerte en V (o del Número de Froude basado en V) de las relaciones de socavación en lecho en movimiento. Melville (1997), de análisis hechos con datos experimentales, refiere que Y_s es aproximadamente proporcional a la velocidad del flujo bajo las condiciones de agua limpia, pero es muy independiente de la velocidad del flujo bajo condiciones de lecho en movimiento.

3.9 Influencia del Tamaño del Sedimento y las Formas de Fondo.

El análisis en este caso lo obtendremos del parámetro $N_{10} = \frac{d_s}{b}$ que al invertirlo resulta

$N_{10(1)} = \frac{b}{d_s}$ que es el que nos dará números más manejables debido al valor que pueda

tomar cada una de las variables.

Ettema (1980) para los flujos de agua limpia y Chiew (1984) para socavación en lecho en movimiento, definieron la influencia de tamaño del sedimento en la profundidad de socavación en pilares circulares para sedimentos uniformes. Sus datos muestran que Y_s aumenta con el tamaño relativo del sedimento (b/d_{50}) hasta $b/d_{50} = 50$. Para $b/d_{50} > 50$, Y_s es independiente del tamaño del sedimento. Ettema explicó que las reducciones en la profundidad de socavación para los sedimentos relativamente grandes son debido a partículas grandes que impiden el proceso erosión en el fondo de la fosa de erosión y disipan algo de la energía de flujo en la zona de erosión. Se ha de tomar en consideración ahora a los efectos de tamaño de sedimento para sedimentos no uniformes que se caracterizan por acorazar el lecho del cauce como se discutió antes, en este caso Melville (1997) toma en cuenta el parámetro de velocidad $[V - (V_a - V_c)]/V_c$ porque considera el tamaño del medio característico de sedimento de la capa del lecho acorazado.

3.10 Influencia del Tiempo.

Los efectos del tiempo son complicados de incorporar porque ningún parámetro de escala de tiempo adecuada está disponible para la socavación local. Por este motivo todos los métodos disponibles en la literatura son incapaces de predecir profundidades menores de socavación que pueden ocurrir si, por ejemplo, la duración de la avenida de diseño es más corta que el requerido para lograr desarrollar la “profundidad de socavación de equilibrio”. Esta limitación es más seria bajo condiciones de “agua limpia”, que pueden ocurrir en cimentaciones de puentes en área de inundación. En los ensayos realizados como parte del presente trabajo, se han obtenido datos desde los pocos segundos de iniciado el proceso de socavación hasta la finalización de los mismos y se han colectado datos a intervalos de tiempo que dependían del comportamiento del lecho, es así que no se descuidaba los instantes en los cuales se producía la máxima socavación.

CAPITULO 4

4. INSTALACIONES PARA LA INVESTIGACIÓN, EQUIPOS Y PROCEDIMIENTO

El presente trabajo experimental esta conducido al estudio de la socavación en pilares de puentes y los ensayos se realizaron en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica. La descripción de las instalaciones, el equipo usado en los ensayos y los procedimientos llevados a cabo en la fase experimental del presente estudio se detallan en las siguientes páginas.

4.1 Instalaciones Para la Investigación.

Las pruebas experimentales se realizaron entre los meses de febrero a agosto del 2001. Del 01 al 23 de Febrero, se acondicionó el canal de pendiente variable existente en el Laboratorio Nacional de Hidráulica para realizar el presente trabajo de investigación de acuerdo al plan de tesis antes presentado. Estos trabajos consistieron en limpieza, lijado y pintado del canal del modelo hidráulico, reparación de la bomba hidráulica, reconstrucción del tanque elevado de agua, reparación y reinstalación del sistema de tuberías, colocación de material granular en el canal y otros. Del 26 de Febrero al 02 de Marzo se construyó, instaló y calibró los pilares de prueba y el modelo en su conjunto. Del 05 de marzo al 03 de agosto se realizaron pruebas de laboratorio, cuyos datos se presentan en el presente trabajo y Anexos.

4.2 Equipo Utilizado en los Ensayos Experimentales.

La Fotografía 4.1 muestra la vista panorámica del equipamiento experimental empleado para la realización de los ensayos de socavación y en las Figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 se

aprecia sus dimensiones. A continuación se describe dicho equipo.



Fotografía 4.1 Vista panorámica del equipo experimental empleado

El Laboratorio Nacional de Hidráulica dispone de un área de 12 000 m², especialmente preparada para la ejecución de los modelos físicos, entre sus componentes principales se encuentra una cisterna principal de 180 m³ y otra secundaria de 80 m³, también cuenta con un banco de bombas de 700 l/s de capacidad, un tanque elevado de 20 m³ de capacidad, sistemas de alimentación de 12” y 14”, sistema de canales de retorno, talleres equipados de mecánica y carpintería y además equipos de medición. A partir del sistema principal de alimentación se suministró el caudal necesario a un sistema independiente con caudal recirculante que constaba de lo siguiente:

Canal de pendiente variable

Mide 12 m de largo, 0.40 m de ancho y 0.40 m de alto. Su construcción fue realizada para la Tesis de León Cuba (2000) tiene estructura metálica y algunos tramos de las paredes de vidrio. La base del canal es íntegramente de metal, al igual que sus paredes laterales en los 4.80 y los 2.40 metros iniciales y finales respectivamente. Los 4.80 m de las paredes intermedias son de vidrio, para poder visualizar la socavación y fenómenos asociados, y cuenta con refuerzos metálicos. El apoyo móvil permite alcanzar en el canal pendientes entre 0 y 7%. Los detalles y dimensiones se muestran en la Figura 4.1.

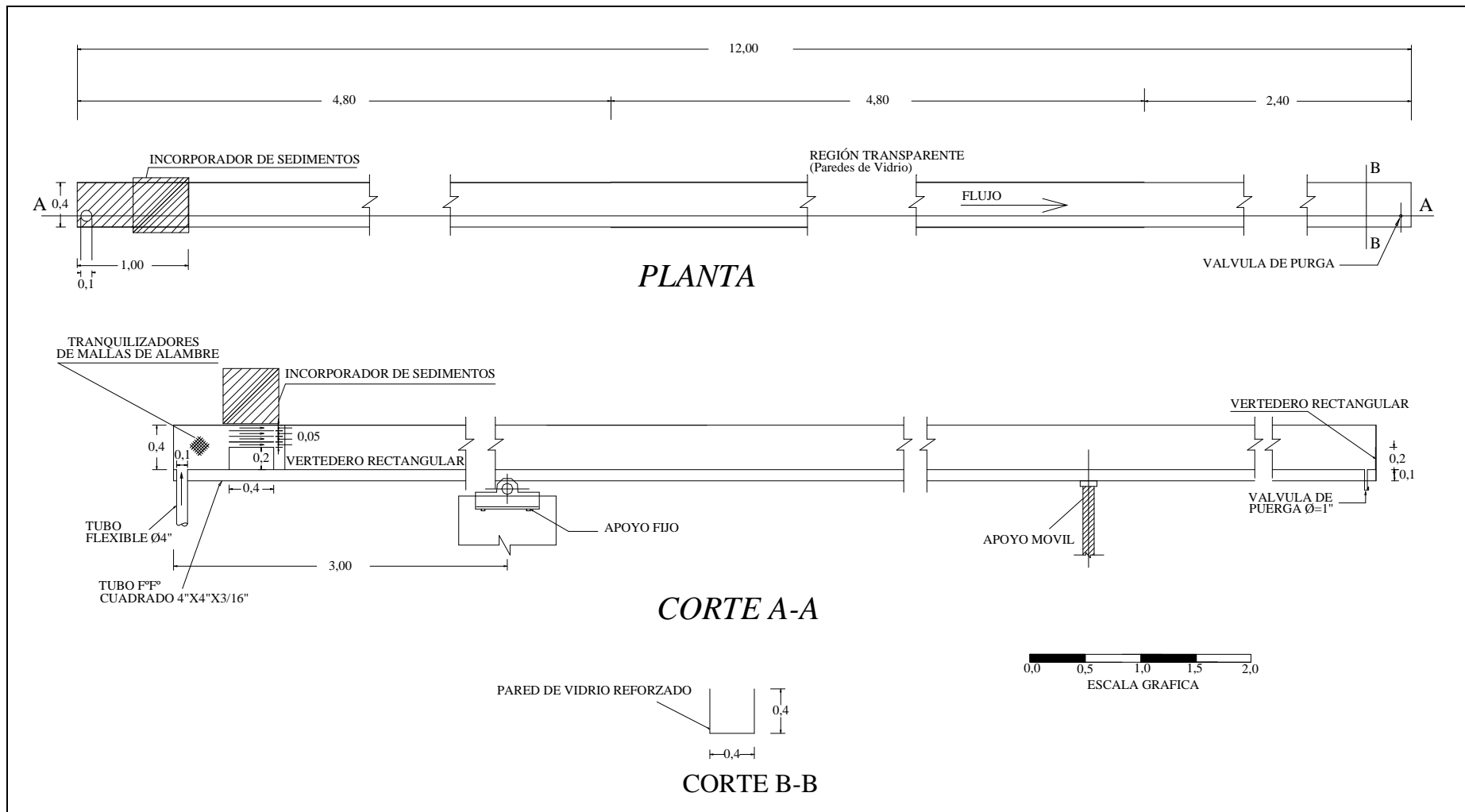


Figura 4.1 Dimensiones del equipo experimental empleado. Canal de pendiente variable

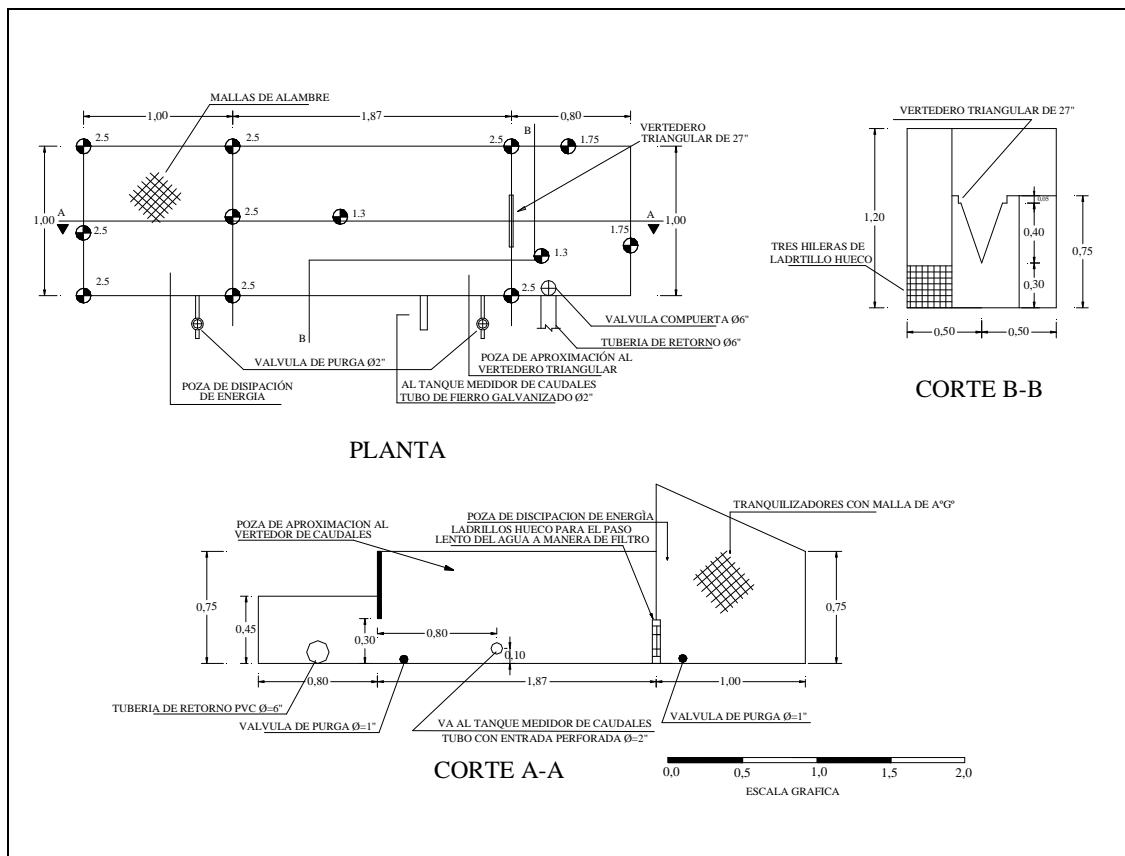


Figura 4.2 Dimensiones del equipo experimental empleado. Poza de disipación de energía y poza de aproximación al vertedero triangular.

Poza de disipación de energía y poza de aproximación al vertedor triangular.

La poza de disipación de energía recibe las aguas del canal de pendiente variable y tiene la función de disipar la energía del agua proveniente del canal, esta poza está provista de tranquilizadores de mallas de alambre y de tres hileras de ladrillo hueco para lograr un mejor acercamiento del agua en la poza de aproximación al vertedero triangular de 27°. La poza de aproximación al vertedero triangular, tiene la función de direccionar el flujo que se acerca a éste para una medición óptima de los caudales. Inmediatamente después del vertedero triangular se encuentra una poza que se conecta por medio de un tubo de 6" con el desarenador. Los detalles y dimensiones se muestran en la Figura 4.2.

Tanque elevado

Consta de dos compartimentos. El primero es un tanque de almacenamiento de agua, a éste compartimento ingresa el agua bombeada de la poza de succión por medio de una tubería PVC pesada de 2" de diámetro, de él también sale un tubo de fierro galvanizado de 4" de diámetro que alimenta de agua al canal, y que es controlado por una válvula de

compuerta colocado antes del empalme entre el tubo y la manguera flexible también de 4” de diámetro, este compartimento tiene una capacidad de almacenamiento de 1 m³ y dispone de un rebose con vertedero rectangular, cuyos excedentes de agua ingresan al segundo compartimento. El segundo compartimento sirve para evacuar el agua de rebose, en el fondo dispone de un orificio circular de 4” de diámetro, que retorna el agua a la poza de succión por medio de una tubería PVC de 4” de diámetro. De este modo el agua utilizada recircula en el sistema. Los detalles y dimensiones se muestran en la Figura 4.3.

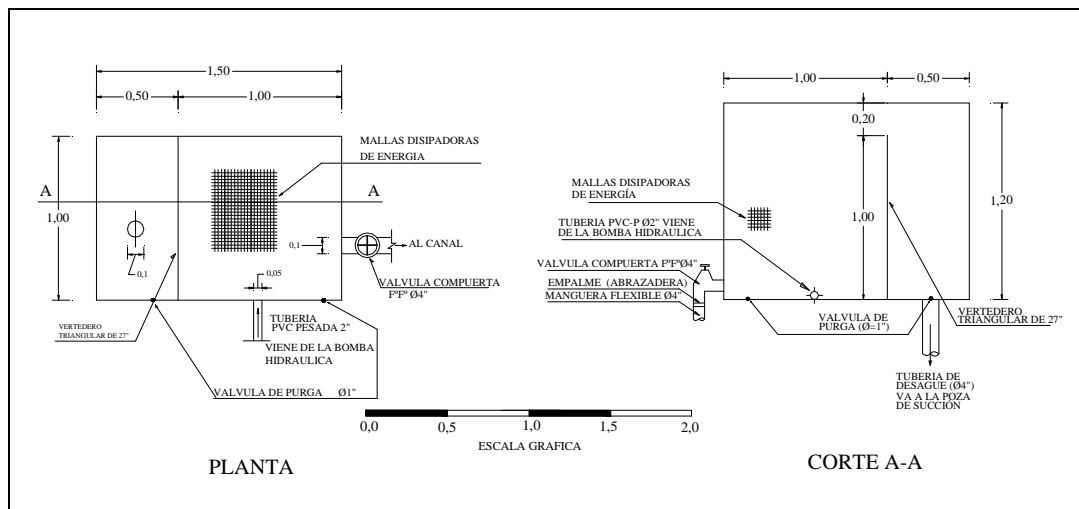


Figura 4.3 Dimensiones del equipo experimental empleado. Tanque elevado.

Desarenador, poza de succión y bomba hidráulica.

El desarenador tiene por objeto minimizar el paso de los sedimentos hacia la poza de succión para reducir daños a la bomba hidráulica y, fundamentalmente, para controlar el aporte de sedimentos al canal. La evacuación de los sedimentos que llegan hasta el desarenador se realiza a través de una válvula compuerta de 3” de diámetro. La poza de succión, tiene la función de abastecer de agua a la bomba hidráulica, además de recibir el caudal excedente del tanque elevado. La bomba hidráulica, tiene una potencia de 4.8 HP que proveyó caudales de hasta 8 lt/s en el sistema. Los detalles y dimensiones se muestran en la Figura 4.4.

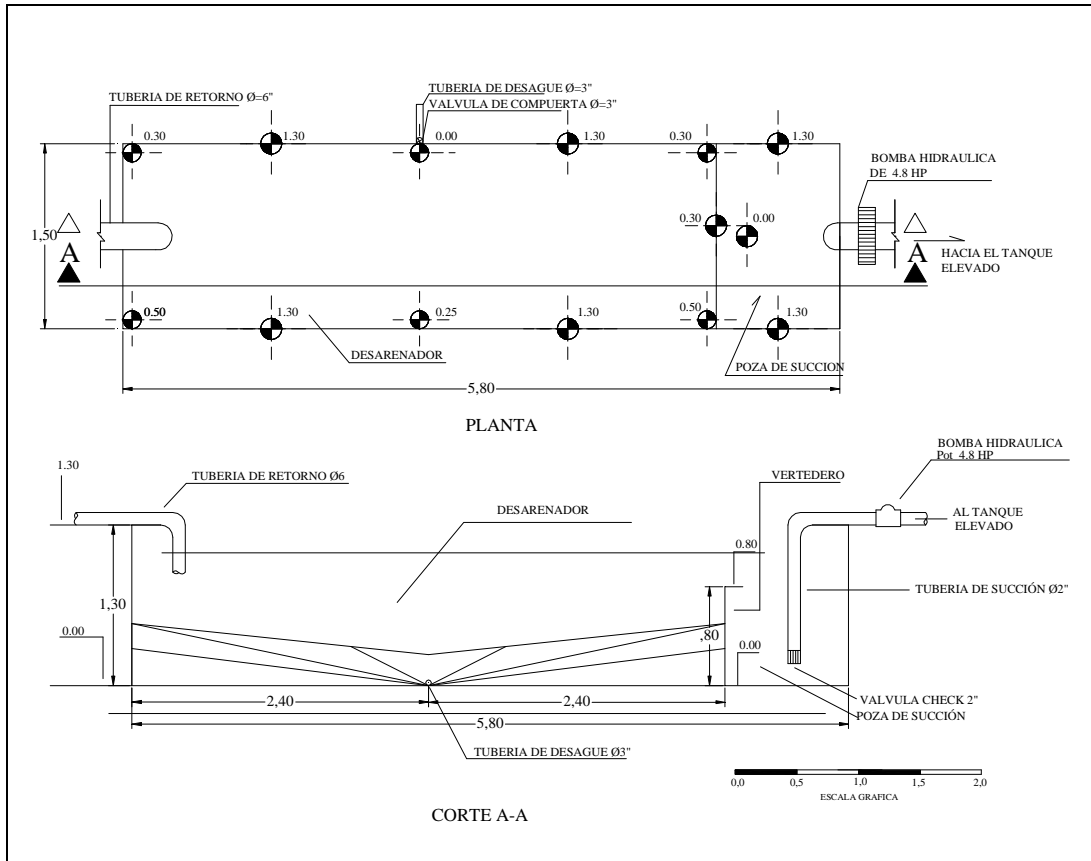


Figura 4.4 Dimensiones del equipo experimental empleado. Desarenador, Pasa de succión y bomba hidráulica.



Fotografía 4.2 Vista hacia aguas arriba del canal del equipamiento experimental empleado

4.3 Procedimiento Para la Toma de Datos en los Ensayos.

El procedimiento inicial para cada prueba fue tal y como se detalla: llenado de agua el pozo desarenador y la poza de succión para dotar de agua al sistema, luego se preparó y colocó arena en el lecho del cauce del canal así como las secciones de pilar para la prueba. Inmediatamente después de la entrada al canal, se colocó un enrocado de protección con diámetros comprendidos entre 2 y 4 cm en una longitud de 0.70 m, esto con la finalidad de lograr el desarrollo de la subcapa laminar y evitar la erosión local debido al flujo y la interacción suelo - estructura a la entrada de agua al canal. Se ajusto el canal a la pendiente de prueba regulando el apoyo móvil, para esta pendiente de prueba se procedía a poner en funcionamiento la bomba y abrir la válvula compuerta hasta lograr el caudal de prueba, hecho esto se esperaba a que el lecho alcance su configuración natural, esto se hacía visualmente, una vez que se observaba un comportamiento relativamente uniforme del lecho en todo el tramo del canal de prueba se paraba el suministro de agua suspendiendo el funcionamiento de la bomba y se procedía a nivelar el lecho de arena aproximadamente hasta 0.60 m aguas arriba de la sección de prueba y 0.50 m aguas abajo de esta, luego se procedió a medir las condiciones iniciales antes de la prueba, inmediatamente después se iniciaba la prueba con el lecho así saturado y con las condiciones ya establecidas, así, se tomó el tiempo desde el primer contacto del agua con la sección de prueba. A continuación se detalla el equipo y procedimiento para la toma de datos para cada una de las pruebas.

4.3.1 Medición de Temperatura.

Se hizo la medición de la temperatura del agua utilizando un termómetro electrónico de marca Toshiba y un termómetro de mercurio, obteniendo luego un valor promedio de la temperatura del agua para cada ensayo. Estas mediciones se realizaron en todas las pruebas, los datos sirven para obtener la viscosidad del agua.

4.3.2 Medición de Tirantes en el canal.

La medición de tirantes en el canal se realizó tal y como se describe a continuación. Antes del inicio de la prueba se tomaba el nivel del lecho nivelado en inmediaciones de la sección de prueba tres centímetros aguas arriba y luego durante la prueba se tomó el nivel del agua en el mismo punto, por diferencia tenemos un valor de tirante del flujo. Adicionalmente, se realizaron otros dos modos, uno fue tomar los tirantes existentes en

varios tramos del canal con medición directa utilizando una wincha adosada a la pared transparente del canal y otra forma fue tomarlos en varios puntos intermedios del canal utilizando un limnómetro de punta tipo Neyrpic que tiene una precisión de 0.1 mm, En estos dos últimos modos de medición se tuvo cuidado en la toma de datos debido a las formas de fondo haciendo lecturas en puntos elegidos al azar, se tomó i datos con valores y_i y se obtiene el valor promedio del tirante del flujo en el canal.

Se ha analizado la influencia de la tensión superficial en la medición de tirantes del flujo, considerando el ascenso capilar que pudiese ocurrir en inmediaciones de las zonas de medición, especialmente en inmediaciones del pilar de prueba de 3.2 cm de diámetro, así, Jurin define la altura que se alcanza cuando se equilibra el peso de la columna de líquido y la fuerza de ascensión por capilaridad. La altura h en metros de una columna líquida está dada por la ecuación:

$$h = \frac{2\delta \cos \theta}{\rho g r} \quad (4.1).$$

donde:

- δ = tensión superficial interfacial (N/m)
- θ = ángulo de contacto entre la superficie y el fluido.
- ρ = densidad del líquido (kg/m³)
- g = aceleración debida a la gravedad (m/s²)
- r = radio del tubo (m)

Realizando una simplificación para nuestro caso para un tubo de plexiglás en el aire a nivel del mar y lleno de agua,

- δ = 0,0728 N/m a 20 °C
- θ = 20°
- ρ = 1000 kg/m³
- g = 9,80665 m/s²

Entonces, la altura de la columna de agua que alcanzaría el ascenso capilar en inmediaciones del pilar de prueba es de 0.88 mm, este valor representa el 1.2% y 4.7% de los de los valores extremos del rango de tirantes medidos en los ensayos. La distancia horizontal de la curva del afectada por el menisco estaría por el mismo orden. Dado que las mediciones aguas arriba del pilar de prueba estuvieron a 3.0 cm, la capilaridad no afecta los valores medidos.

4.3.3 Medición de Caudales Q.

Inicialmente se realizó la calibración del sistema de medición de caudales. El sistema de medición de caudales consistió en un vertedero triangular de 27° ubicado a la salida de una poza tanque ubicado aguas abajo del canal de pendiente variable como se mencionó anteriormente esta poza se comunicaba mediante una manguera a un pequeño tanque para registrar el nivel de agua mediante un limnómetro de gancho Neyrpic con una precisión de 0.1 mm, pudiéndose medir de esta manera la carga hidráulica sobre el vertedero triangular. La calibración de los caudales en el vertedero triangular se efectuó por el método volumétrico. La ecuación de calibración se estableció a partir de la fórmula del vertedero triangular $Q = kH^{5/2}$ y un análisis por mínimos cuadrados a partir de $\frac{\partial}{\partial k} \sum (Q - kH^{5/2})^2 = 0$, obteniéndose $Q = 0.3602H^{5/2}$ que es la ecuación que nos permite obtener el caudal Q en función de la altura de carga H sobre el vertedero triangular de 27° .

4.3.4 Medición de Velocidades.

El sistema de medición de velocidades consistió en medir las velocidades superficiales en cada una de las pruebas por el método del flotador, para esto se utilizó un flotador de madera triplay de 4 mm de espesor y 1.0 x 1.5 cm de sección y un cronómetro Casio F-18. El proceso de medición fue el convencional para éste método y se tomaron n datos con valores v_i y se obtiene el valor promedio de la velocidad superficial.

4.3.5 Medición de la Pendiente del flujo en el canal.

La medición de pendientes en el canal se describe a continuación. Antes del inicio de la prueba se tomó la diferencia de niveles del lecho en puntos establecidos al inicio y al final del canal, durante la prueba se tomó la diferencia de niveles de la superficie de agua en los puntos establecidos al inicio y al final del canal, esta diferencia dividida entre la distancia entre los puntos de control nos da el valor de la pendiente. Este último procedimiento se realizó varias veces durante la prueba para observar la variación de la pendiente durante el ensayo para esto se utilizó un nivel de ingeniero Kern TK-2 en todas las pruebas.

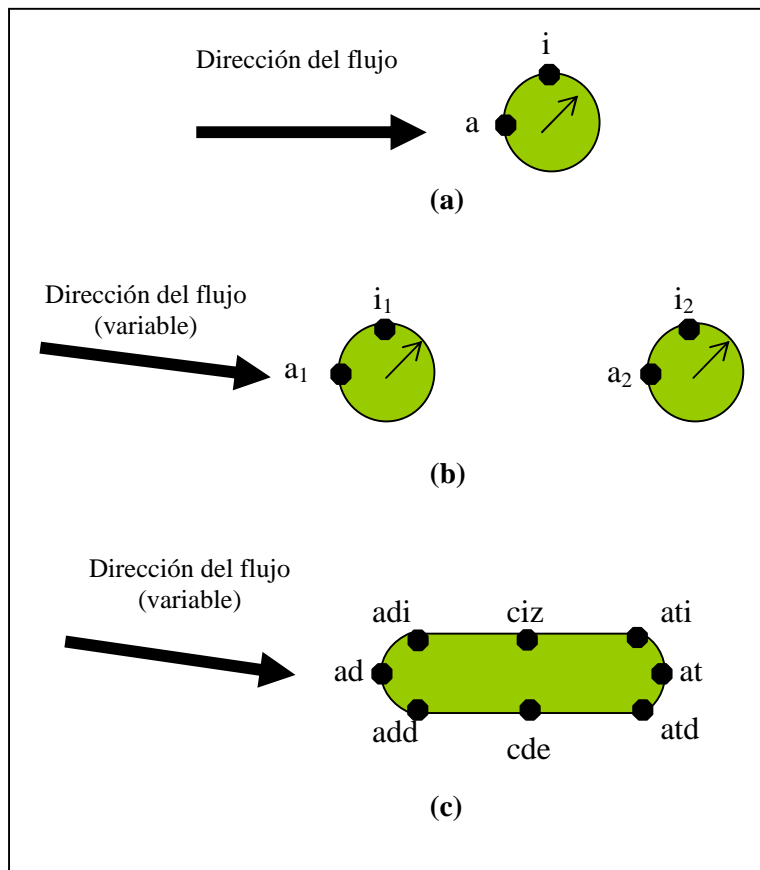


Figura 4.5 Puntos de interés para la medición de la socavación en los pilares (a) Un solo pilar circular aislado. (b) Dos pilares circulares alineados. (c) Un pilar alargado.

4.3.6 Medición de la Profundidad de Socavación.

La medición de la profundidad de socavación se efectuó en varios puntos de la sección del pilar y dependiendo del tipo de pilar y las características del flujo. Los puntos de interés para la medición se muestran en la Figura 4.2. El procedimiento de medición consistió en winchas adheridas interiormente al pilar transparente y utilizando un espejo móvil inclinado 45° respecto al eje vertical del pilar, que según la Ley de Snell ocasiona una distorsión nula, se efectuó las lecturas correspondientes al inicio de la prueba, así como, durante la duración de la misma.

4.3.7 Medición de la Incorporación de Sedimentos.

La incorporación de sedimentos se hizo para algunas de las pruebas, para lo cual se utilizó un incorporador de sedimentos Syntron mostrado en la Fotografía 4.3, previamente se calibraron las cantidades de caudal sólido a ser incorporado para cada prueba, esto se hizo utilizando datos de las pruebas sin incorporación de sedimentos. El

incorporador estuvo ubicado al inicio del canal y el sedimento incorporado caía en la zona enrocada al ingreso al canal.



Fotografía 4.3 Vista del equipo experimental empleado para incorporación de sedimentos

4.3.8 Medición Batimétrica de la Socavación.

Esta medición se realizó después de terminada la prueba, esto consistió en hacer la batimetría de hueco de erosión tomando datos de la configuración final del hueco en las inmediaciones de la sección de prueba. La toma de datos se hizo utilizando un limnómetro de punta tipo Neyrpic que tiene una precisión de 0.1 mm, se debe mencionar que esta medición se hizo cuando las condiciones finales del hueco de erosión quedaban casi inalteradas en el secado del agua.



Fotografía 4.4 Vista del equipamiento experimental para la medición de la batimetría

4.4 Material del Lecho Usado en los Ensayos

Se usaron principalmente dos tipos de sedimentos, de propiedad del Laboratorio Nacional de Hidráulica, uno de granulometría más fina que el otro, previamente preparados y libres de cualquier material cohesivo y materiales extraños. Se realizó un análisis granulométrico por tamizado para cada uno de ellos, el cual se efectuó en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica. Las Tablas 4.1 y 4.2 muestran la distribución granulométrica para el material fino y para el material grueso respectivamente y la curva resultante del análisis granulométrico se muestra en la Figura 4.6.

Tabla 4.1 Distribución Granulométrica del Material del Lecho Usado en los Ensayos con Granulometría Fina

Tamiz	Abertura(mm)	Peso Retenido + Recipiente (gr)	Peso Retenido (gr)	Peso Acumulado Que Pasa (gr)	% Acumulado Que Pasa
3"	76.200				
2"	50.300				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
1/2"	12.700				
3/8"	9.525				
1/4"	6.350			1528.200	100.000
4	4.760	512.100	0.600	1527.600	99.961
8	2.380	520.000	8.500	1519.100	99.405
40	0.426	604.500	93.000	1426.100	93.319
50	0.297	653.200	141.700	1284.400	84.047
60	0.250	1108.000	596.500	687.900	45.014
70	0.212	711.000	199.500	488.400	31.959
100	0.149	889.400	377.900	110.500	7.231
140	0.110	582.000	70.500	40.000	2.617
200	0.074	545.700	34.200	5.800	0.380
Fondo		1028.800	5.800	0.000	0.000
	Total		1528.200		

Tabla 4.2 Distribución Granulométrica del Material del Lecho Usado en los Ensayos con Granulometría Gruesa

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido +Recipiente (gr)	Peso Retenido (gr)	Peso Acumulado Que Pasa (gr)	% Acumulado Que Pasa
3"	76.200				
2"	50.300				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
1/2"	12.700				
3/8"	9.525			2504.200	100.000
1/4"	6.350	511.600	0.100	2504.100	99.996
4	4.760	546.700	35.200	2468.900	98.590
8	2.380	1179.800	668.300	1800.600	71.903
40	0.426	2264.800	1753.300	47.300	1.889
50	0.297	531.600	20.100	27.200	1.086
60	0.250	515.300	3.800	23.400	0.934
70	0.212	518.200	6.700	16.700	0.667
100	0.149	520.900	9.400	7.300	0.292
140	0.110	515.600	4.100	3.200	0.128
200	0.074	513.500	2.000	1.200	0.048
Fondo		1024.200	1.200	0.000	0.000
	Total		2504.200		

CAPITULO 5

5. DATOS ADQUIRIDOS

Se tomaron datos para ciento veintidós procesos de socavación para tres tipos de pilares y condiciones de prueba distintas. De esta manera se tienen diecisiete ensayos con un pilar de sección circular aislado, cincuentiocho ensayos con dos pilares de sección circular alineados y cuarentisiete ensayos con un pilar alargado. Los ensayos con sus características más generales se muestran en la Tabla 5.1 clasificados inicialmente de acuerdo al tipo de pilar ensayado, luego por el ángulo de alineamiento con el flujo, granulometría del material del lecho del cauce para el ensayo y la condición de incorporación de sedimentos.

Tabla 5.1 Datos Generales Para los Ensayos (Ensayo 1 al 34)

Con un Pilar Aislado				Con Dos Pilares Alineados			
Ensayo	Ángulo de Alineamiento con el Flujo	Granulometría	Incorporación de Sedimentos	Ensayo	Ángulo de Alineamiento con el Flujo	Granulometría	Incorporación de Sedimentos
1	-	1	No	18	0°	1	No
2	-	1	No	19	0°	1	No
3	-	1	No	20	0°	1	No
4	-	1	No	21	0°	1	No
5	-	1	No	22	0°	1	No
6	-	1	No	23	0°	1	No
7	-	1	No	24	0°	1	No
8	-	1	No	25	0°	1	No
9	-	1	No	26	0°	1	No
10	-	1	No	27	0°	1	No
11	-	1	No	28	0°	1	No
12	-	1	No	29	0°	1	No
13	-	1	No	30	0°	1	No
14	-	1	No	31	0°	1	No
15	-	2	Sí	32	0°	1	No
16	-	2	Sí	33	0°	1	No
17	-	2	Sí	34	0°	1	No

Tabla 5.1 Datos Generales Para los Ensayos (Ensayo 35 al 122)

Con Dos Pilares Alineados				Con Un Pilar Alargado			
Ensayo	Ángulo de Alineamiento con el Flujo	Granulometría	Incorporación de Sedimentos	Ensayo	Ángulo de Alineamiento con el Flujo	Granulometría	Incorporación de Sedimentos
35	0°	1	No	76	0°	1	No
36	0°	1	No	77	0°	1	No
37	0°	1	No	78	0°	1	No
38	0°	1	No	79	0°	1	No
39	0°	1	No	80	0°	1	No
40	0°	1	No	81	0°	1	No
41	0°	1	No	82	0°	1	No
42	0°	1	No	83	0°	1	No
43	0°	1	No	84	0°	1	No
44	5°	1	No	85	0°	1	No
45	5°	1	No	86	0°	1	No
46	5°	1	No	87	0°	1	No
47	5°	1	No	88	5°	1	No
48	5°	1	No	89	5°	1	No
49	5°	1	No	90	5°	1	No
50	15°	1	No	91	5°	1	No
51	15°	1	No	92	5°	1	No
52	15°	1	No	93	5°	1	No
53	15°	1	No	94	15°	1	No
54	15°	1	No	95	15°	1	No
55	15°	1	No	96	15°	1	No
56	0°	2	No	97	15°	1	No
57	0°	2	No	98	15°	1	No
58	0°	2	No	99	15°	1	No
59	0°	2	No	100	0°	2	No
60	0°	2	No	101	0°	2	No
61	0°	2	No	102	0°	2	No
62	5°	2	No	103	0°	2	No
63	5°	2	No	104	0°	2	No
64	5°	2	No	105	0°	2	No
65	5°	2	No	106	5°	2	No
66	5°	2	No	107	5°	2	No
67	5°	2	No	108	5°	2	No
68	5°	2	Sí	109	5°	2	No
69	5°	2	Sí	110	5°	2	No
70	5°	2	Sí	111	5°	2	No
71	15°	2	Sí	112	5°	2	Sí
72	15°	2	No	113	5°	2	Sí
73	15°	2	Sí	114	5°	2	Sí
74	15°	2	Sí	115	15°	2	Sí
75	15°	2	Sí	116	15°	2	No
				117	15°	2	Sí
				118	15°	2	Sí
				119	15°	2	Sí
				120	15°	2	Sí
				121	15°	2	Sí
				122	15°	2	Sí

El rango de los datos obtenidos se muestra en la Tabla 5.2

Tabla 5.2 Rango de los Ensayos

Rango	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (cm)	Longitud l (cm)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T ($^\circ\text{C}$)	Viscosidad Cinemática $\cdot 10^6 \text{m}^2/\text{s}$	Profundidad del flujo Y_n (cm)	Caudal Q (l/s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d_{50} (mm)	Peso Especifico ρ_s (kg/m^3)	Profundidad Máxima Y_s (cm)	Ubicación	HPromedio (cm)	LPromedio (cm)
Máximo			15.0°		30.20	1.12	7.38	7.91	1.26	0.89	0.93	1.89	3.76	1.80	2734.00	8.40		4.02	14.00
Mínimo			0.0°		15.20	0.78	1.89	2.14	0.29	0.17	0.60	0.27	0.19	0.25	2615.00	1.70		0.50	10.50

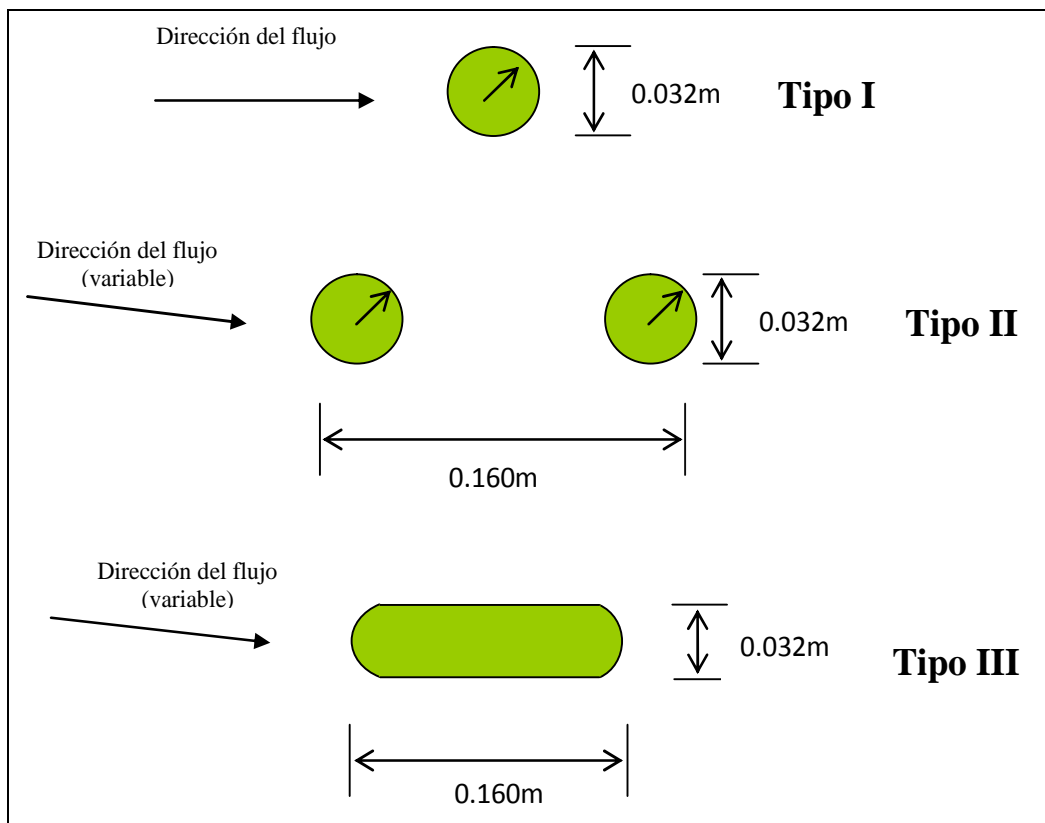


Figura 5.1 Características Geométricas de los Tres tipos de Pilares

5.1 Características Geométricas de los Pilares de Prueba.

Tal y como ya se mencionó los tipos de pilares que se usaron en los ensayos son tres, que son los más comúnmente usados en las construcciones de puentes, las características geométricas de estos tres tipos de pilares se vuelven a mostrar en la Figura 5.1. Para el pilar tipo I se utilizó un diámetro de 0.032 m, para el pilar tipo II se usó también un diámetro de 0.032 m para los dos pilares alineados y distanciados a 0.160 m como se muestra en la Figura 5.1 y para el pilar tipo III se usó un ancho b de 0.032 m y una longitud l de 0.160 m.

5.2 Temperatura T del Agua Medidas.

La medición de la temperatura del agua utilizando un termómetro se realizó en todas las pruebas, en algunos de los ensayos se tomó más de una medición y se calculó el promedio de los datos tomados durante cada ensayo. El rango de las temperaturas del agua medidas en los ensayos estuvo comprendido entre un mínimo de 15.2°C hasta un

máximo de 30.2°C El resumen de las temperaturas y las correspondientes viscosidades para el agua correspondientes a cada una de ellas para todos los ensayos se muestran en la Tabla 5.3.

5.3 Tirantes Y en el canal Obtenidos.

La medición de tirantes en el canal se describió en el Capítulo 4. Durante la mayoría de los ensayos se realizaron por lo menos dos grupos de lecturas de tirantes, estos valores corresponden a la diferencia de la cota del lecho y la cota de la superficie de agua correspondiente al tiempo t a partir del inicio de la prueba. Los datos correspondientes a la cota promedio del lecho fueron procesados después de medir la altura en el canal considerando las formas de fondo para el tiempo t correspondiente, al igual que los datos correspondientes a la cota de la superficie de agua. También se midieron datos de la cota promedio del lecho para un tiempo t igual a cero al inicio del ensayo en inmediaciones del pilar de prueba. Se pudo observar que, en los ensayos con pendientes mayores donde el arrastre de sedimentos era tal que erosionaba el lecho y disminuía la cota del fondo aguas arriba, las velocidades disminuían a medida que se sucedía la degradación del lecho, las formas de fondo en el régimen subcrítico eran más pronunciadas y los tirantes de agua se incrementaban a medida que transcurría el tiempo hasta el final de la prueba. El rango de tirantes promedio medidos en los ensayos estuvo comprendido entre un mínimo de 1.89 cm hasta un máximo de 7.38 cm, el resumen de los tirantes promedio para todos los ensayos se muestran en la Tabla 5.3.

5.4 Caudales Q Obtenidos.

El sistema de medición de caudales consistió en un vertedero triangular de 27° registrándose el nivel de agua mediante un limnómetro de gancho Neyrpic con una precisión de 0.1 mm. La ecuación de calibración establecida a partir de la fórmula del vertedero triangular fue $Q = 0.3602H^{5/2}$ que es la ecuación que nos permite obtener el caudal Q en función de la altura de carga H sobre el vertedero triangular. Durante los ensayos se realizaron por lo menos dos lecturas de caudal, realizada con observación de la altura sobre el vertedero, a partir de estos datos se calcularon los caudales. En todos los ensayos se pudo observar que las mediciones de caudal realizadas en tiempos distintos durante un solo ensayo no difieren significativamente entre si. El rango de

caudales usados en los ensayos estuvo comprendido entre un mínimo de 2.14 l/s hasta un máximo de 7.91 l/s, el resumen de los caudales promedio para todos los ensayos se muestran en la Tabla 5.3.

5.5 Velocidades Obtenidas.

En cada una de las pruebas se hicieron mediciones de las velocidades superficiales por el método del flotador, utilizando una sección de madera triplay de 2.0 cm por 2.0 cm con un espesor de 4.0 mm, no se pudo realizar la medición con correntómetro debido a que los tirantes ensayados eran pequeños y no permitía su colocación adecuada. Los valores medidos de las velocidades superficiales corresponden al tiempo t medido desde el inicio de la prueba. El rango de las velocidades superficiales medidas en los ensayos a un tiempo t del inicio de la prueba estuvo comprendido entre un mínimo de 0.29 m/s hasta un máximo de 1.26 m/s. Los valores de las velocidades superficiales medidas y las obtenidas usando los datos de caudal y tirantes, mediante la ecuación de continuidad, son contrastados y en la Tabla 5.3, se observa que el porcentaje que representa la velocidad media V , que serán utilizados para el análisis, respecto a la velocidad superficial medida al tiempo t del inicio de la prueba. La velocidad media V correspondiente a cada ensayo se obtiene utilizando la ecuación de continuidad con el caudal medio del ensayo y la profundidad media del flujo promediada para todo el ensayo, el rango de las velocidades medias V obtenidas para los ensayos están comprendidas entre una mínima de 0.17 m/s hasta una máxima de 0.89 m/s, el resumen de estos valores de la velocidad media V para todos los ensayos se muestran en la Tabla 5.3, además se muestra el Número de Froude F correspondiente obtenido con la velocidad media y cuyo rango está comprendido entre un mínimo de 0.27 obtenido en las pruebas con granulometría mas fina y un máximo de 1.89 obtenido en las pruebas con granulometría gruesa.

5.6 Pendiente S del flujo en el canal Obtenidas.

La medición de pendientes se realizaron desde antes del inicio de la prueba y durante la prueba tal como se explicó en el Capítulo 4. En la mayoría de los ensayos se realizaron por lo menos dos lecturas de pendientes, correspondiente al tiempo t a partir del inicio de la prueba y se calculan el promedio de los datos tomados durante todo el ensayo. También se tomaron datos de pendiente para un tiempo t igual a cero a partir del inicio,

esto es, la pendiente del lecho tomada antes del inicio del ensayo. Se pudo observar que, en los ensayos con pendientes mayores donde el arrastre de sedimentos era tal que erosionaba el lecho y disminuía la cota del fondo aguas arriba, las pendientes disminuían a medida que se sucedía la degradación del lecho y transcurría el tiempo hasta el final de la prueba, siendo más acelerado el cambio en los inicios del ensayo. El rango de pendientes promedio medidos en los ensayos estuvo comprendido entre un mínimo de 0.19 % hasta un máximo de 3.76 %, el resumen de las pendientes promedio para todos los ensayos se muestran en la Tabla 5.3.

5.7 Influencia de la Incorporación de Sedimentos.

Algunas de las pruebas se hicieron con incorporación de sedimentos y las cantidades de caudal sólido a ser incorporado se calibraron previamente para cada prueba. Se utilizó datos de las pruebas sin incorporación de sedimentos, calculando el material erosionado para un determinado tiempo de prueba, con la cual se obtuvo una curva específica sólo para las pruebas que se hicieron. Al realizar las pruebas con incorporación de sedimentos se observó que la variación de la profundidad de socavación total era menos acelerada, esto se explica por la reposición del material granular que era erosionado del lecho principalmente aguas arriba del canal, incluso en algunas de las pruebas se produjo deposición del material incorporado a lo largo del canal, elevando el nivel del lecho y por consiguiente disminuyendo gradualmente en el tiempo la profundidad de socavación total en el pilar, tal y como se muestra en los gráficos respectivos de estas pruebas. En otras pruebas se observó una aproximación al equilibrio entre el material erosionado del lecho y el incorporado y por ende la línea de tendencia de las fluctuaciones en las lecturas de la profundidad de socavación total también se aproxima al equilibrio. Para los ensayos con pendientes mayores a 1.6 % aproximadamente con caudales de 7.8 l/s, el incorporador de sedimentos no abastecía suficientemente como para compensar el material erosionado del lecho y se producía una degradación de éste, así mismo la línea de tendencia de las fluctuaciones en las lecturas de la profundidad de socavación total siempre van en incremento hasta el final de la prueba.

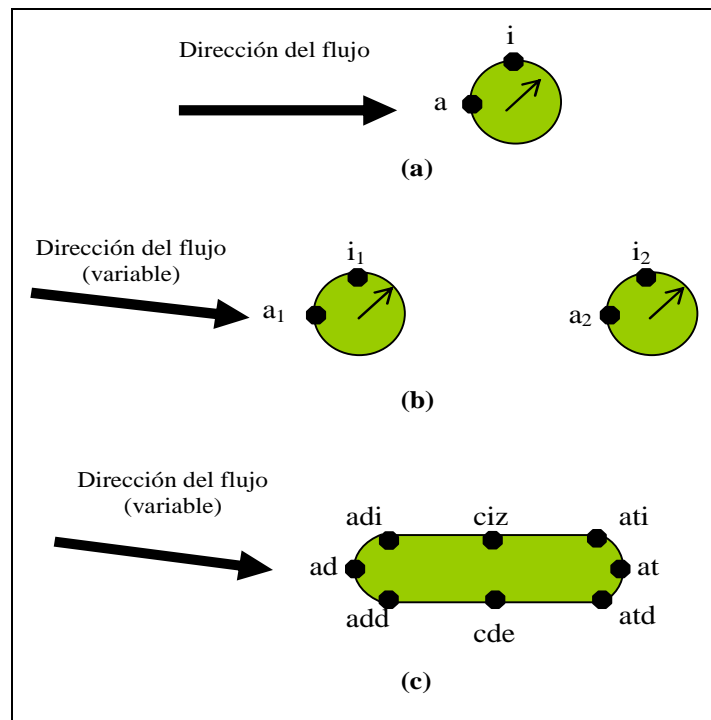


Figura 5.2 Puntos de interés para la medición de la socavación en los pilares (a) Un solo pilar circular aislado. (b) Dos pilares circulares alineados. (c) Un pilar alargado.

5.8 Profundidad de Socavación Y_s Obtenida.

La profundidad de socavación fue medida en varios puntos de la sección del pilar de prueba y dependiendo del tipo de pilar y las características del flujo tal como se describió en el Capítulo 4. En todos los ensayos se realizaron mediciones de la socavación total, medidas a partir del nivel inicial del lecho antes del inicio de la prueba “lectura inicial”, luego se tomaron las lecturas de la socavación total correspondientes al tiempo t a partir del inicio de la prueba que aparecen como “lectura final”, luego se calcula la diferencia correspondiente a la lectura inicial y la lectura final, “Diferencia”, esto se hace para todos los puntos de interés medidos en la sección del pilar de prueba. La convención usada para los valores finales que aparecen como “Diferencia” es que los valores positivos indican socavación y los valores negativos sedimentación, asumiéndose como cero el nivel al inicio del ensayo del lecho del cauce en inmediaciones del pilar. Al inicio de la prueba la toma de datos fue más densa debido a que la erosión era más acelerada en este intervalo. Se observó en la totalidad de los ensayos que la socavación no es constante, sino, existen fluctuaciones, es decir en algunos instantes la fosa erosión es profundizada y en otros disminuye la profundidad

de la fosa debido al ingreso y sedimentación del material. Se observó que en los ensayos con pendientes mayores donde el arrastre de sedimentos era tal que la erosión del lecho era más acelerada, la socavación total en el pilar también lo era hasta el final de la prueba, siendo más acelerada en los inicios del ensayo.

Observando los datos colectados y tomando como referencia los puntos de medición de la profundidad de socavación total que se vuelven a mostrar en la Figura 5.2, se puede mencionar lo siguiente.

Para Un Pilar Circular Aislado, en las pruebas en régimen subcrítico se observó que la profundidad máxima de socavación se producía en la parte frontal del pilar es decir en el punto “a” de la Figura 5.2, a medida que se incrementaba la velocidad del flujo y por ende el Número de Froude hasta lograr condiciones de flujo supercrítico, la ubicación de la profundidad máxima de socavación se desplazaba hacia los lados, produciéndose esta máxima profundidad en el punto “i” de la Figura 5.2, siendo mayor su valor que el producido en “a” durante casi el cien por ciento del tiempo. En la Figura 5.3 se observa un comportamiento típico en el tiempo de las variaciones de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para el régimen subcrítico y en la Figura 5.4 para el régimen supercrítico.

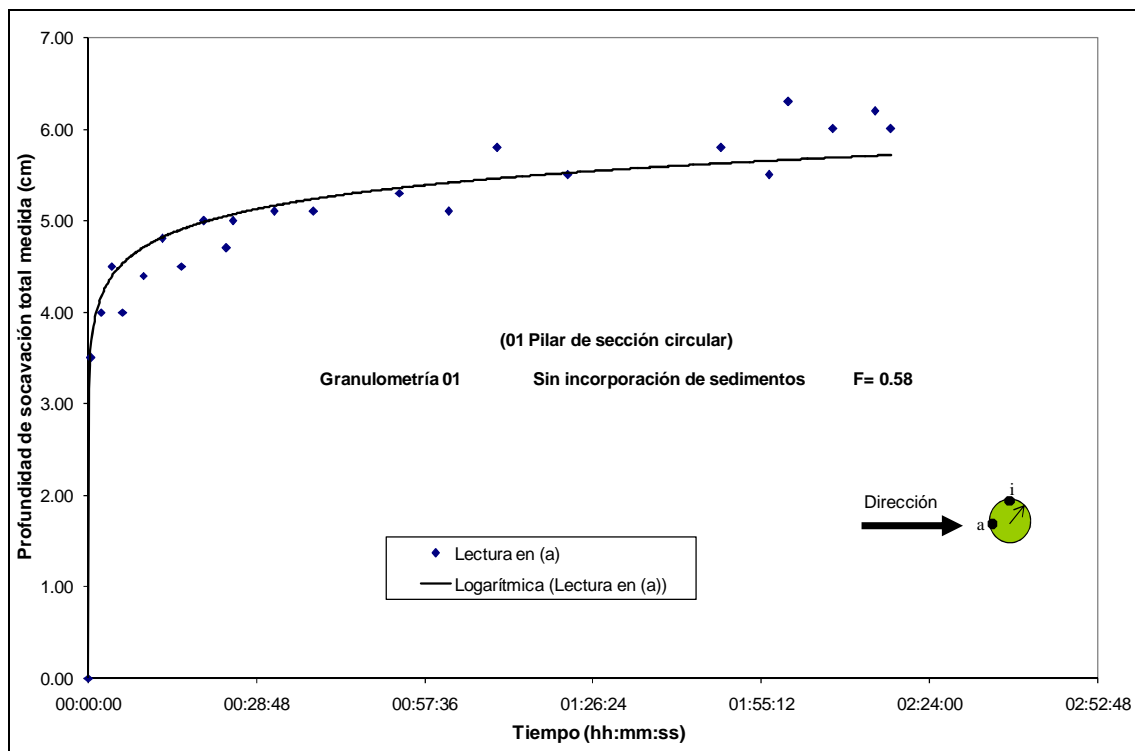


Figura 5.3 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para un pilar aislado en régimen subcrítico.

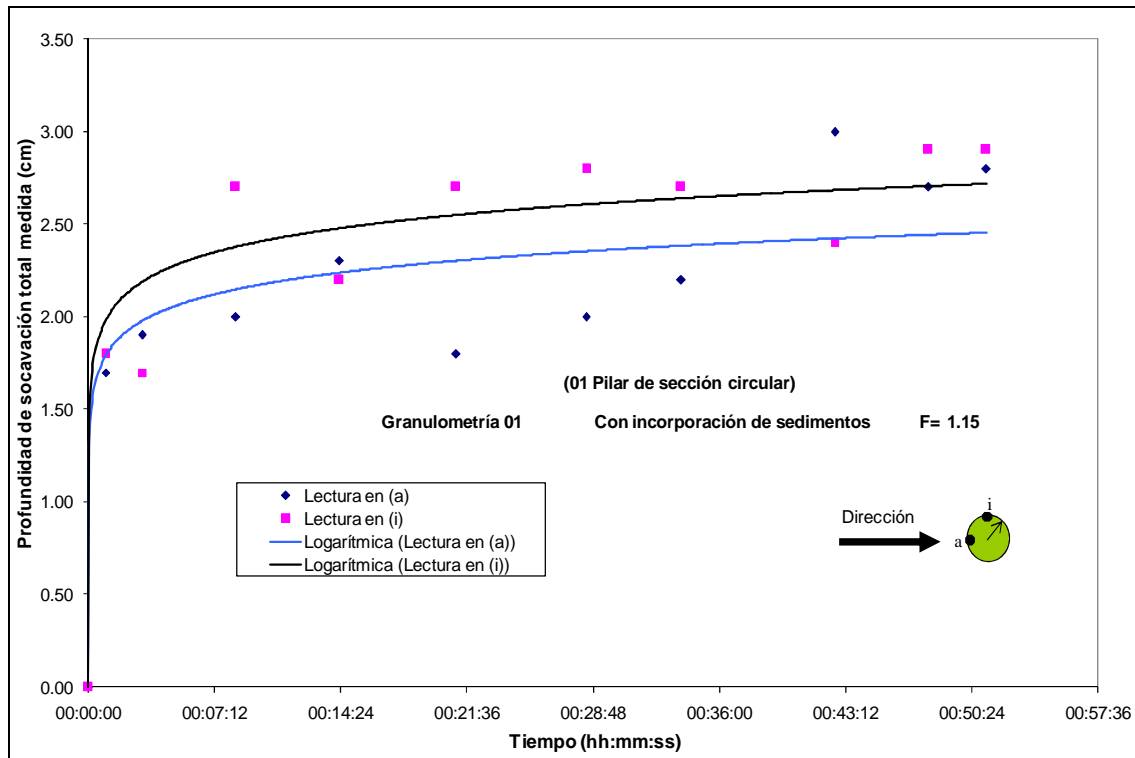


Figura 5.4 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para un pilar aislado en régimen supercrítico.

Para Dos Pilares Circulares Alineados, el comportamiento para cada uno de los pilares era similar que para el pilar aislado, es decir, que para las pruebas en régimen subcrítico la profundidad de socavación máxima se producía en la parte frontal de los pilares correspondiente a los puntos “a₁” y “a₂” de la Figura 5.2 y para las condiciones de flujo con números de Froude mayores a 0.8 y supercrítico las profundidades máximas se producían en “i₁” e “i₂” generalmente. En estos ensayos también se observó que la máxima profundidad de socavación en todo el ensayo, para un ángulo de alineamiento con el flujo de 0.0°, se producía en el primer pilar frontal al flujo, aunque durante el ensayo hubo instantes en los cuales la profundidad de socavación en el segundo pilar era mayor que el producido en el primer pilar en ese instante, pero nunca era mayor que el máximo alcanzado durante el ensayo para el primer pilar, además se debe mencionar que en la fosa de erosión del segundo pilar se produce mayor acorazamiento atribuible a la disminución de la fuerza del vórtice de herradura. Al modificar el ángulo de alineamiento con el flujo desde cero grados hasta quince grados sexagesimales se observó que la profundidad de socavación en el segundo pilar se incrementa pero como se mencionó, generalmente, la máxima profundidad de socavación era alcanzada aguas arriba del primer pilar en todos los ensayos, el comportamiento en el tiempo respecto a las variaciones de las profundidades de erosión

medidas en los ensayos se observa en la Figura 5.5 para el régimen subcrítico y en la Figura 5.6 para el régimen supercrítico.

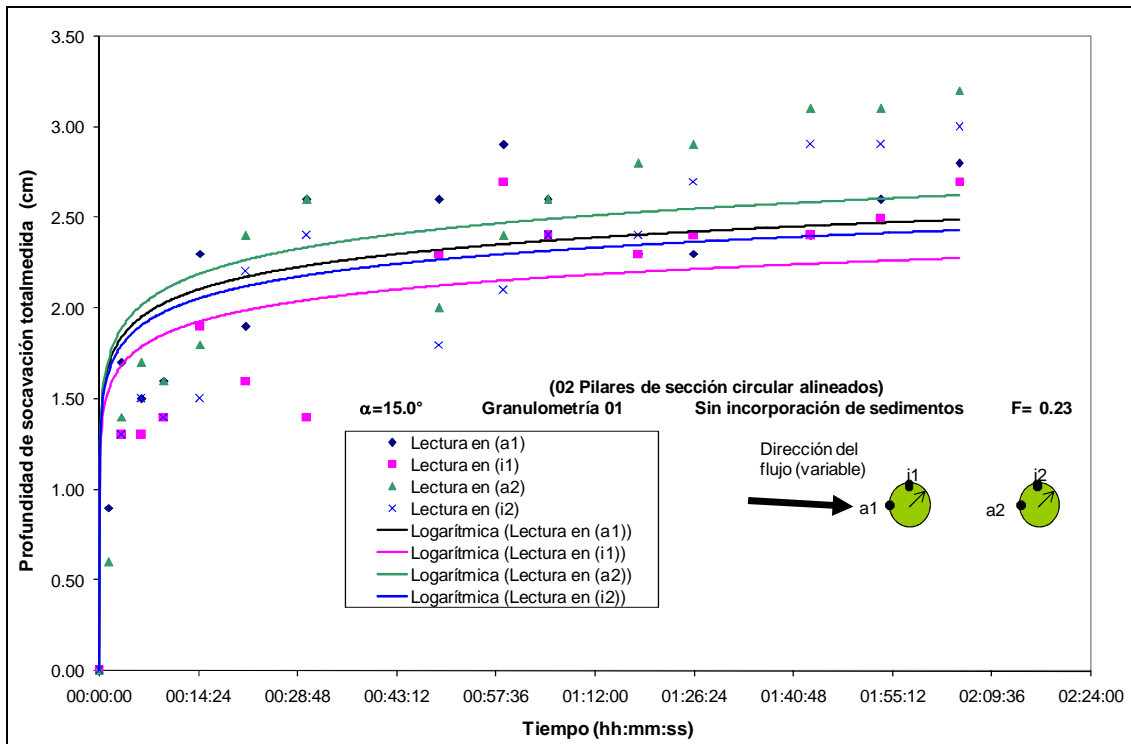


Figura 5.5 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para dos pilares alineados en régimen subcrítico.

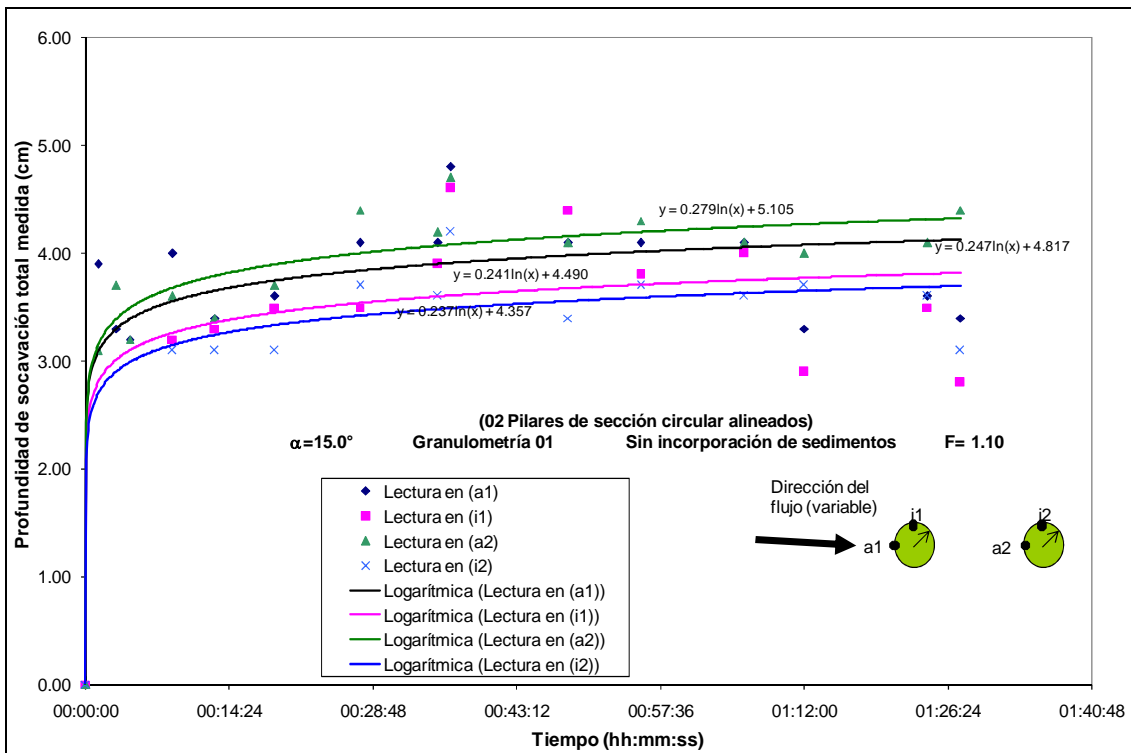


Figura 5.6 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para dos pilares alineados en régimen supercrítico.

Para Un Pilar Alargado, en los ensayos con flujo subcrítico, números de Froude bajos y un ángulo de alineamiento con el flujo de cero grados, la máxima profundidad de socavación se producía en la parte frontal del pilar, en el punto “ad” de la Figura 5.2, produciéndose también socavación en la parte central del pilar, puntos “ciz” y “cde”, pero menores en comparación con el producido en “ad”, mientras que en la parte posterior, punto “at”, se producía acumulación de material inmediatamente después del pilar, esta acumulación está representada con valores negativos en los gráficos correspondientes pues indica una cota superior a la del lecho del cauce al inicio del ensayo, el comportamiento es similar para el caso en el que el ángulo de alineamiento con el flujo es de cinco o quince grados sexagesimales excepto por que en la región comprendida entre los puntos “cde” y “atd” además de “at” ubicada en la parte posterior del lado del pilar que es impactado directamente por el flujo, se produce acumulación de material que ocasionado por la aparición de vórtices en estela en esta región, en cuanto al mecanismo de transporte de este material acumulado es que una parte es arrastrado directamente hacia aguas abajo del cauce y la otra parte inicialmente es introducida a la fosa de erosión, a inmediaciones del punto “ati”, para luego ser expulsado y arrastrado. A medida que la velocidad del flujo se incrementa y por tanto también se incrementa el Número de Froude, la ubicación de la profundidad máxima de socavación del pilar se desplaza más hacia atrás. En la Figura 5.7 se observa un comportamiento típico en el tiempo de las variaciones de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para el régimen subcrítico y en la Figura 5.8 para el régimen supercrítico.

En general se observó que existe acumulación de material aguas abajo inmediatamente después de la fosa de erosión, aparentemente debido a que el flujo tiene tendencia a la sinuosidad, la orientación del material acumulado se traslada de un lado a otro y también la erosión a ambos lados del pilar es fluctuante. En las pruebas en régimen subcrítico con granulometría fina se observó la existencia de formas de fondo, en estas pruebas cuando la duna se acercaba al pilar de ensayo ocurría mayor turbulencia y gran movimiento de sedimentos formándose una nube de sedimentos en inmediaciones del pilar y buena parte del material de la duna era arrojado a la fosa de erosión y existía deposición de sedimentos y no se llegaba al máximo de la socavación, mientras que en los instantes en los cuales la duna estaba alejada y el tirante del flujo en inmediaciones del pilar era el máximo se aceleraba el proceso de erosión y se alcanzaban los valores máximos de la profundidad de socavación.

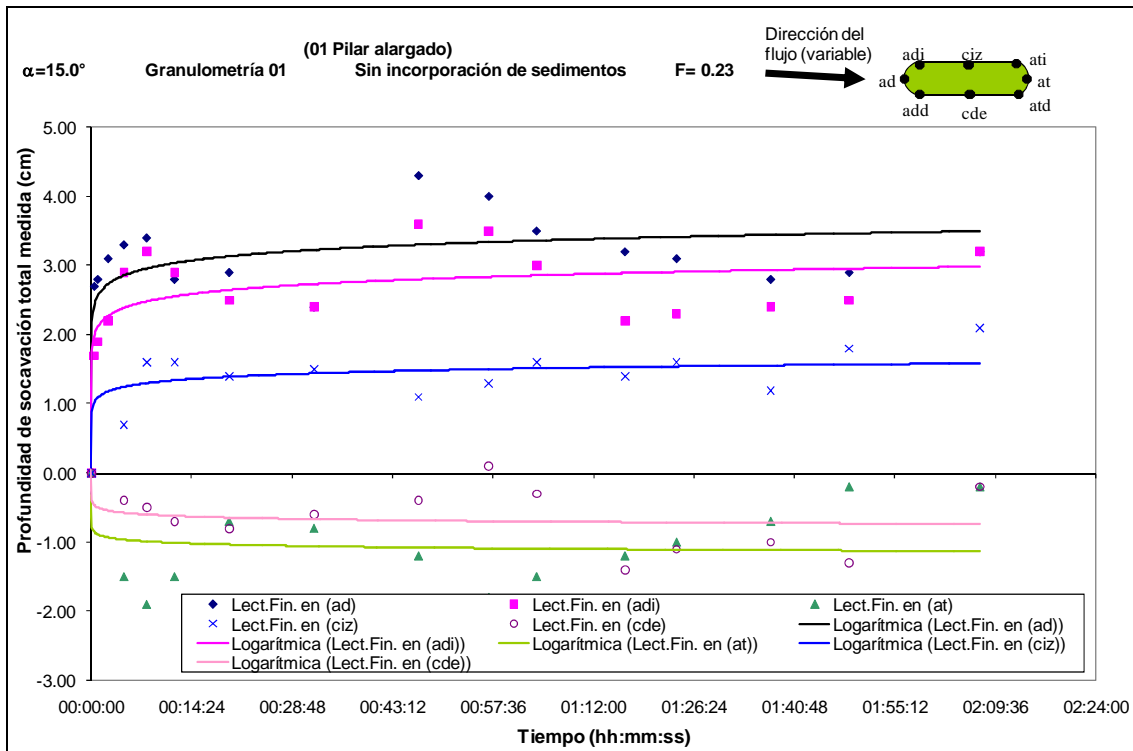


Figura 5.7 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para un pilar alargado en régimen subcrítico.

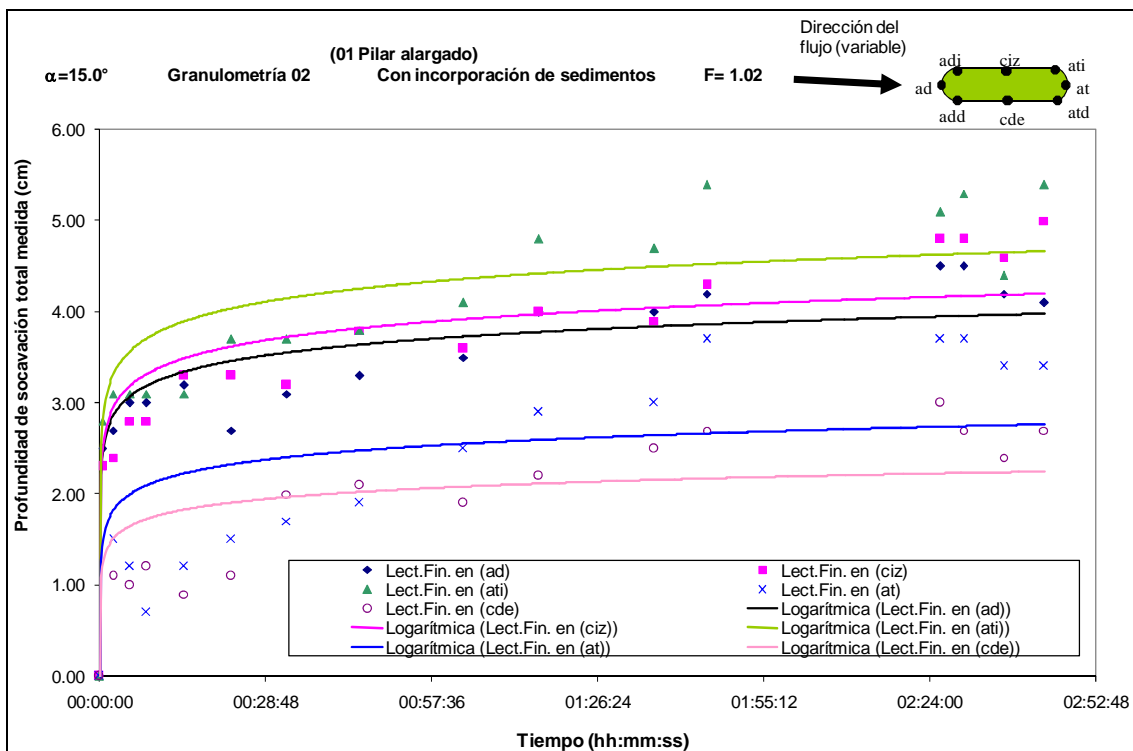
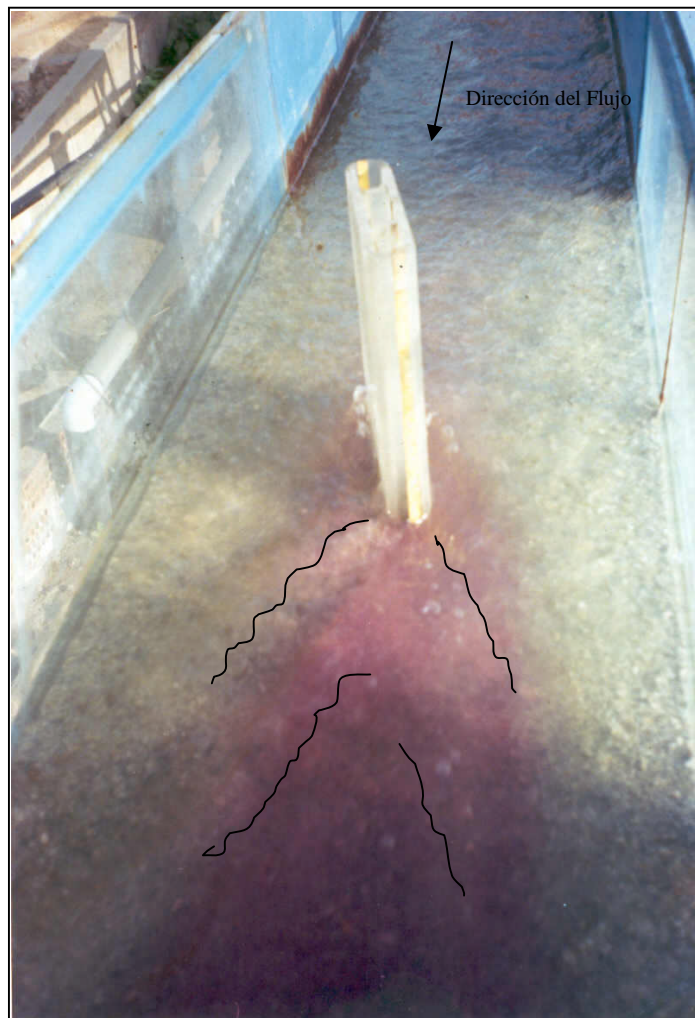


Figura 5.8 Comportamiento en el tiempo de las profundidades de erosión medidas en los ensayos para un pilar alargado en régimen supercrítico.



Fotografía 5.1 Formación de ondas a ambos lados del pilar en el flujo supercrítico.



Fotografía 5.2 Ondas a ambos lados del pilar en flujo supercrítico, se observa la formación de surcos en el lecho, paralelos a la dirección de las ondas.

En los ensayos con granulometría gruesa era más evidente el fenómeno de acorazamiento en la fosa de erosión donde se encontraba que debajo de la capa acorazada existía movimiento de material más fino. En cuanto al proceso de acorazamiento, tanto en la fosa de erosión como en el lecho del cauce en general, debemos mencionar que éste era intermitente, es decir, existían intervalos de tiempo en los cuales el lecho estaba acorazado y repentinamente esta coraza, constituida por los granos más gruesos, era arrastrada por la corriente y es el instante en el cual se iniciaba un proceso de erosión acelerada hasta que el lecho lograba un nuevo acorazamiento.

En los ensayos en régimen supercrítico se observó la formación de ondas a ambos lados del pilar tal y como se muestra en las Fotografías 5.1 y 5.2, y también se observó que en el material del lecho del cauce se forman surcos que se alinean con el mismo ángulo de las ondas formadas en la superficie del agua. El resumen de las profundidades de socavación total máximas para todos los ensayos se muestran en la Tabla 5.3.

5.9 Batimetría de la Fosa de Erosión.

Después de terminada la prueba se procedía al levantamiento de la batimetría de la fosa de erosión como se mencionó en el Capítulo 4. Los datos batimétricos obtenidos fueron procesados y graficados, los datos corresponden a las profundidades de socavación al final de la prueba y su configuración después del secado del agua para los tres tipos de pilares.

Se logró recoger datos de batimetría de la configuración final de la fosa de erosión después de la prueba para ensayos con la granulometría más fina, cuyos datos sufrían una mínima distorsión por el poco ingreso de material a la fosa de erosión después del secado, mientras que en las pruebas con granulometría gruesa el lecho resultaba muy distorsionado después del secado del agua, esto debido a que al haberse realizado todas las pruebas en condiciones de flujo supercrítico, después del secado el lecho continuaba transportándose con un apreciable volumen de sedimentos, tal que llenaba el fosa de erosión y secado el agua resultaba muy distorsionado, por lo cual para estas pruebas no se recogieron datos de batimetría al final de la prueba. En las Figuras 5.3, 5.4 y 5.5 se pueden ver las características generales de la fosa de erosión al final de la prueba para cada uno de los tipos de pilar ensayados con granulometría fina. Observando los datos batimétricos y gráficos se puede mencionar lo siguiente.

Tabla 5.3 Resumen de los datos obtenidos para los parámetros que intervienen en el proceso de socavación en pilares de puentes

Ensayo N°	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (*10 ⁻² m)	Longitud l (*10 ⁻² m)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T (°C)	Viscosidad Cinemática ν(*10 ⁶ m ² /s)	Profundidad del flujo Y _n (*10 ⁻² m)	Caudal Q (*10 ⁻³ m ³ /s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d ₅₀ (*10 ⁻³ m)	Peso Específico γ _s (kg/m ³)	Profundidad Máxima Y _s (*10 ⁻² m)	Ubicación	H Promedio (*10 ⁻² m)	L Promedio (*10 ⁻² m)
1	3.20	-	-	Circular	28.80	0.81	3.06	2.14		0.17		0.32	0.21	0.25	2734.00	3.10	a	4.02	12.20
2	3.20	-	-	Circular	29.00	0.81	6.17	6.41		0.26		0.33	0.32	0.25	2734.00	4.10	a	3.00	12.50
3	3.20	-	-	Circular	29.00	0.81	5.40	4.85		0.22		0.31	0.28	0.25	2734.00	3.70	a	2.22	13.40
4	3.20	-	-	Circular	29.45	0.80	6.35	6.96		0.27		0.35	0.27	0.25	2734.00	4.65	a	2.61	12.80
5	3.20	-	-	Circular	30.20	0.78	7.02	7.59		0.27		0.33	0.27	0.25	2734.00	4.10	a	2.98	12.50
6	3.20	-	-	Circular	28.50	0.82	6.24	5.69		0.23		0.29	0.27	0.25	2734.00	4.50	a	2.73	12.60
7	3.20	-	-	Circular	29.10	0.80	7.13	7.65		0.27		0.32	0.28	0.25	2734.00	4.40	a	3.37	12.70
8	3.20	-	-	Circular	29.60	0.79	5.40	6.12		0.28		0.39	0.46	0.25	2734.00	5.60	a	2.90	12.00
9	3.20	-	-	Circular	29.50	0.80	5.73	7.28		0.32		0.42	0.37	0.25	2734.00	4.90	a	2.20	12.50
10	3.20	-	-	Circular	29.07	0.81	6.58	7.70	0.46	0.29	0.64	0.36	0.33	0.25	2734.00	4.70	a	2.17	12.60
11	3.20	-	-	Circular	28.75	0.81	4.65	7.24		0.39		0.58	0.55	0.25	2734.00	6.30	a	0.70	14.00
12	3.20	-	-	Circular	28.17	0.83	3.70	6.40		0.43		0.72	0.67	0.25	2734.00	6.80	a	0.50	12.00
13	3.20	-	-	Circular	27.75	0.83	4.47	7.51	0.53	0.42	0.79	0.63	0.48	0.25	2734.00	5.70	a	1.10	11.00
14	3.20	-	-	Circular	26.17	0.87	4.59	7.55	0.60	0.41	0.69	0.61	0.42	0.25	2734.00	4.30	a	1.30	11.80
15	3.20	-	-	Circular	15.50	1.11	3.65	7.63	0.69	0.52	0.76	0.87	0.73	1.80	2615.00	2.80	i	Lecho Plano	
16	3.20	-	-	Circular	15.50	1.11	3.03	7.63	0.86	0.63	0.73	1.15	1.41	1.80	2615.00	3.00	a	Lecho Plano	
17	3.20	-	-	Circular	15.20	1.12	2.73	7.63	0.96	0.70	0.73	1.35	1.91	1.80	2615.00	4.60	i	Lecho Plano	
18	3.20	16.00	0.0°	Circular	28.80	0.81	3.06	2.14		0.17		0.32	0.19	0.25	2734.00	3.30	a1	4.02	12.20
19	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.00	0.81	6.17	6.41		0.26		0.33	0.32	0.25	2734.00	4.70	a1	3.00	12.50
20	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.00	0.81	5.97	4.85		0.20		0.27	0.28	0.25	2734.00	3.50	a1	2.22	13.40
21	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.45	0.80	6.42	6.96		0.27		0.34	0.27	0.25	2734.00	4.60	a1	2.61	12.80
22	3.20	16.00	0.0°	Circular	30.20	0.78	7.29	7.59		0.26		0.31	0.27	0.25	2734.00	4.50	a1	2.98	12.50
23	3.20	16.00	0.0°	Circular	28.50	0.82	5.85	5.69		0.24		0.32	0.27	0.25	2734.00	4.60	a1	2.73	12.60

Ensayo N°	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (*10 ⁻² m)	Longitud l (*10 ⁻² m)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T (°C)	Viscosidad Cinemática ν(*10 ⁶ m ² /s)	Profundidad del flujo Y _n (*10 ⁻² m)	Caudal Q (*10 ⁻³ m ³ /s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d ₅₀ (*10 ⁻³ m)	Peso Especifico γ _s (kg/m ³)	Profundidad Máxima Y _s (*10 ⁻² m)	Ubicación	H Promedio (*10 ⁻² m)	L Promedio (*10 ⁻² m)
24	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.10	0.80	7.38	7.65		0.26		0.30	0.28	0.25	2734.00	5.40	a1	3.37	12.70
25	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.60	0.79	5.85	6.12		0.26		0.35	0.46	0.25	2734.00	3.70	a1	2.90	12.00
26	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.50	0.80	5.98	7.28		0.30		0.40	0.37	0.25	2734.00	5.50	a1	2.20	12.50
27	3.20	16.00	0.0°	Circular	29.07	0.81	6.30	7.70	0.46	0.31	0.66	0.39	0.33	0.25	2734.00	4.60	a1	2.17	12.60
28	3.20	16.00	0.0°	Circular	28.75	0.81	4.00	7.24		0.45		0.72	0.55	0.25	2734.00	6.00	a1	0.70	14.00
29	3.20	16.00	0.0°	Circular	28.17	0.83	4.10	6.40		0.39		0.62	0.67	0.25	2734.00	5.70	a1	0.50	12.00
30	3.20	16.00	0.0°	Circular	27.75	0.83	4.52	7.51	0.53	0.42	0.78	0.62	0.48	0.25	2734.00	4.70	a1	1.10	10.50
31	3.20	16.00	0.0°	Circular	26.17	0.87	4.41	7.55	0.60	0.43	0.71	0.65	0.42	0.25	2734.00	4.90	a1	1.30	11.80
32	3.20	16.00	0.0°	Circular	25.70	0.88	3.79	4.76		0.31		0.52	0.62	0.25	2734.00	4.30	a2	2.30	11.50
33	3.20	16.00	0.0°	Circular	24.33	0.91	4.99	5.79	0.44	0.29	0.66	0.41	0.48	0.25	2734.00	5.20	a1	2.20	12.00
34	3.20	16.00	0.0°	Circular	23.95	0.92	5.99	6.98	0.43	0.29	0.68	0.38	0.40	0.25	2734.00	4.20	a1	2.30	12.00
35	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.47	0.98	4.65	5.64	0.40	0.30	0.75	0.45	0.51	0.25	2734.00	4.20	a1	2.18	12.50
36	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.83	0.97	4.93	7.10	0.43	0.36	0.84	0.52	0.48	0.25	2734.00	4.60	a1	1.40	12.20
37	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.90	0.97	5.17	7.19	0.45	0.35	0.77	0.49	0.45	0.25	2734.00	5.50	a1	3.10	12.50
38	3.20	16.00	0.0°	Circular	22.05	0.96	4.35	5.58	0.47	0.32	0.68	0.49	0.52	0.25	2734.00	4.00	a1	2.50	12.40
39	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.93	0.97	3.65	7.25	0.64	0.50	0.77	0.83	0.68	0.25	2734.00	6.90	a1	1.00	11.50
40	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.75	0.97	3.35	6.28	0.58	0.47	0.81	0.82	0.63	0.25	2734.00	4.90	a1	1.00	11.40
41	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.60	0.97	3.56	7.25	0.67	0.51	0.76	0.86	0.61	0.25	2734.00	4.80	a1	1.00	11.50
42	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.20	0.98	3.29	5.57	0.49	0.42	0.87	0.74	0.69	0.25	2734.00	5.20	a1	1.50	11.70
43	3.20	16.00	0.0°	Circular	21.20	0.98	3.08	6.95	0.77	0.56	0.73	1.03	1.15	0.25	2734.00	6.20	a1	0.90	11.40
44	3.20	16.00	5.0°	Circular	20.35	1.00	5.60	5.65	0.34	0.25	0.74	0.34	0.37	0.25	2734.00	4.20	a1,a2	2.80	12.80
45	3.20	16.00	5.0°	Circular	20.40	1.00	6.22	6.86	0.33	0.28	0.82	0.35	0.31	0.25	2734.00	5.10	a1	3.00	12.80
46	3.20	16.00	5.0°	Circular	20.05	1.01	5.27	5.17	0.37	0.25	0.66	0.34	0.47	0.25	2734.00	4.20	a1	3.40	12.90
47	3.20	16.00	5.0°	Circular	20.05	1.01	5.65	6.85		0.30		0.41	0.44	0.25	2734.00	4.20	a1	3.00	12.50

Ensayo N°	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (*10 ⁻² m)	Longitud l (*10 ⁻² m)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T (°C)	Viscosidad Cinemática ν(*10 ⁶ m ² /s)	Profundidad del flujo Y _n (*10 ⁻² m)	Caudal Q (*10 ⁻³ m ³ /s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d ₅₀ (*10 ⁻³ m)	Peso Especifico γ _s (kg/m ³)	Profundidad Máxima Y _s (*10 ⁻² m)	Ubicación	H Promedio (*10 ⁻² m)	L Promedio (*10 ⁻² m)
48	3.20	16.00	5.0°	Circular	20.00	1.01	3.60	5.91	0.50	0.41	0.82	0.69	0.70	0.25	2734.00	4.60	a1	1.50	11.70
49	3.20	16.00	5.0°	Circular	19.95	1.01	2.90	5.48	0.47			0.89	1.10	0.25	2734.00	5.10	a1	0.90	11.40
50	3.20	16.00	15.0°	Circular	20.00	1.01	5.30	4.27	0.29	0.20	0.69	0.28	0.30	0.25	2734.00	3.20	a2	2.90	12.80
51	3.20	16.00	15.0°	Circular	20.00	1.01	6.50	6.09	0.38	0.23	0.62	0.29	0.36	0.25	2734.00	4.30	a2	2.90	12.00
52	3.20	16.00	15.0°	Circular	19.90	1.01	4.90	5.45	0.43	0.28	0.64	0.40	0.52	0.25	2734.00	3.70	a1	2.00	12.20
53	3.20	16.00	15.0°	Circular	19.70	1.02	5.20	6.90	0.44	0.33	0.76	0.46	0.49	0.25	2734.00	4.90	a2	2.80	12.50
54	3.20	16.00	15.0°	Circular	19.20	1.03	2.70	6.09	0.63	0.56	0.90	1.10	0.73	0.25	2734.00	4.80	a1	0.70	11.10
55	3.20	16.00	15.0°	Circular	19.00	1.03	3.10	6.20	0.72	0.50	0.70	0.91	0.98	0.25	2734.00	5.40	a1,a2	0.60	11.00
56	3.20	16.00	0.0°	Circular	18.90	1.03	3.28	7.06	0.73	0.54	0.74	0.95	1.20	1.80	2615.00	2.50	a1	Lecho Plano	
57	3.20	16.00	0.0°	Circular	18.70	1.04	3.05	7.09	0.77	0.58	0.76	1.06	1.46	1.80	2615.00	2.50	a1	Lecho Plano	
58	3.20	16.00	0.0°	Circular	18.00	1.05	3.33	7.33	0.78	0.55	0.71	0.97	1.24	1.80	2615.00	2.90	a1	Lecho Plano	
59	3.20	16.00	0.0°	Circular	17.50	1.06	2.95	7.24	0.87	0.61	0.71	1.14	1.70	1.80	2615.00	2.20	i1	Lecho Plano	
60	3.20	16.00	0.0°	Circular	17.30	1.07	3.00	7.37	0.93	0.61	0.66	1.13	1.76	1.80	2615.00	3.70	a1,i1	Lecho Plano	
61	3.20	16.00	0.0°	Circular	16.30	1.09	2.20	6.13	0.87	0.70	0.80	1.50	3.04	1.80	2615.00	1.70	a1,i1	Lecho Plano	
62	3.20	16.00	5.0°	Circular	16.90	1.08	3.38	7.59	0.77	0.56	0.73	0.98	1.15	1.80	2615.00	2.10	a1,i1	Lecho Plano	
63	3.20	16.00	5.0°	Circular	16.80	1.08	4.00	7.43	0.61	0.46	0.76	0.74	0.54	1.80	2615.00	1.80	i1	Lecho Plano	
64	3.20	16.00	5.0°	Circular	16.50	1.09	3.35	7.41	0.77	0.55	0.72	0.96	1.16	1.80	2615.00	3.30	i1	Lecho Plano	
65	3.20	16.00	5.0°	Circular	16.30	1.09	3.15	7.03	0.80	0.56	0.70	1.00	1.27	1.80	2615.00	4.00	i1	Lecho Plano	
66	3.20	16.00	5.0°	Circular	16.00	1.10	2.70	7.54	0.96	0.70	0.73	1.36	2.11	1.80	2615.00	3.40	i1	Lecho Plano	
67	3.20	16.00	5.0°	Circular	15.50	1.11	2.10	6.98	1.01	0.83	0.82	1.83	3.38	1.80	2615.00	3.00	i1	Lecho Plano	
68	3.20	16.00	5.0°	Circular	16.50	1.09	2.87	7.87	0.90	0.69	0.76	1.29	1.68	1.80	2615.00	1.90	i1	Lecho Plano	
69	3.20	16.00	5.0°	Circular	17.00	1.08	2.83	7.81	1.16	0.69	0.60	1.31	2.86	1.80	2615.00	2.30	a1	Lecho Plano	
70	3.20	16.00	5.0°	Circular	17.00	1.08	2.35	7.90	1.26	0.84	0.66	1.75	3.76	1.80	2615.00	3.80	a1	Lecho Plano	
71	3.20	16.00	15.0°	Circular	15.80	1.10	3.67	7.90	0.67	0.54	0.80	0.90	0.71	1.80	2615.00	3.20	i1	Lecho Plano	

Ensayo N°	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (*10 ⁻² m)	Longitud l (*10 ⁻² m)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T (°C)	Viscosidad Cinemática ν(*10 ⁶ m ² /s)	Profundidad del flujo Y _n (*10 ⁻² m)	Caudal Q (*10 ⁻³ m ³ /s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d ₅₀ (*10 ⁻³ m)	Peso Especifico γ _s (kg/m ³)	Profundidad Máxima Y _s (*10 ⁻² m)	Ubicación	H Promedio (*10 ⁻² m)	L Promedio (*10 ⁻² m)
72	3.20	16.00	15.0°	Circular	16.10	1.10	3.23	7.91	0.75	0.61	0.81	1.09	1.15	1.80	2615.00	4.40	i1	Lecho Plano	
73	3.20	16.00	15.0°	Circular	16.00	1.10	3.17	7.86	0.78	0.62	0.80	1.11	1.17	1.80	2615.00	2.50	i1	Lecho Plano	
74	3.20	16.00	15.0°	Circular	16.20	1.09	2.73	7.87	0.89	0.72	0.81	1.39	1.65	1.80	2615.00	2.60	a2,i2	Lecho Plano	
75	3.20	16.00	15.0°	Circular	15.90	1.10	2.33	7.90	0.95	0.85	0.89	1.77	2.11	1.80	2615.00	3.00	1,a2,i2	Lecho Plano	
76	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	25.70	0.88	3.99	4.76		0.30		0.48	0.62	0.25	2734.00	4.70	ad	2.30	11.50
77	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	24.33	0.91	5.04	5.79	0.44	0.29	0.65	0.41	0.48	0.25	2734.00	5.30	ad	2.20	12.00
78	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	23.95	0.92	6.03	6.98	0.43	0.29	0.68	0.38	0.40	0.25	2734.00	4.10	ad	2.30	12.00
79	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.47	0.98	4.57	5.64	0.40	0.31	0.76	0.46	0.51	0.25	2734.00	4.40	ad	2.18	12.50
80	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.83	0.97	5.18	7.10	0.43	0.34	0.80	0.48	0.48	0.25	2734.00	4.50	ad	1.40	12.20
81	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.90	0.97	5.52	7.19	0.45	0.33	0.72	0.44	0.45	0.25	2734.00	4.80	ad	3.10	12.50
82	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	22.05	0.96	4.31	5.58	0.47	0.32	0.69	0.50	0.52	0.25	2734.00	4.50	ad	2.50	12.40
83	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.93	0.97	3.67	7.25	0.64	0.49	0.77	0.82	0.68	0.25	2734.00	8.40	ad	1.00	11.50
84	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.75	0.97	3.42	6.28	0.58	0.46	0.79	0.79	0.63	0.25	2734.00	5.20	ad	1.00	11.40
85	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.60	0.97	3.68	7.25	0.67	0.49	0.74	0.82	0.61	0.25	2734.00	6.20	ad	1.00	11.50
86	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.20	0.98	3.63	5.57	0.49	0.38	0.79	0.64	0.69	0.25	2734.00	5.00	ad	1.50	11.70
87	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	21.20	0.98	3.03	6.95	0.77	0.57	0.75	1.05	1.15	0.25	2734.00	8.20	ad	0.90	11.40
88	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	20.35	1.00	5.83	5.65	0.34	0.24	0.71	0.32	0.37	0.25	2734.00	4.40	ad	2.80	12.80
89	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	20.40	1.00	6.52	6.86	0.33	0.26	0.79	0.33	0.31	0.25	2734.00	4.30	ad	3.00	12.80
90	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	20.05	1.01	5.46	5.17	0.37	0.24	0.63	0.32	0.47	0.25	2734.00	4.00	ad	3.40	12.90
91	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	20.05	1.01	5.67	6.85		0.30		0.41	0.44	0.25	2734.00	4.60	ad	3.00	12.50
92	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	20.00	1.01	3.60	5.91	0.50	0.41	0.82	0.69	0.70	0.25	2734.00	5.60	ad	1.50	11.70
93	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	19.95	1.01	2.90	5.48		0.47		0.89	1.10	0.25	2734.00	7.20	ad	0.90	11.40
94	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	20.00	1.01	5.30	4.27	0.29	0.20	0.69	0.28	0.30	0.25	2734.00	4.30	ad	2.90	12.80
95	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	20.00	1.01	6.25	6.09	0.38	0.24	0.65	0.31	0.36	0.25	2734.00	5.00	adi	2.90	12.00

Ensayo N°	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (*10 ⁻² m)	Longitud l (*10 ⁻² m)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T (°C)	Viscosidad Cinemática ν(*10 ⁶ m ² /s)	Profundidad del flujo Y _n (*10 ⁻² m)	Caudal Q (*10 ⁻³ m ³ /s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d ₅₀ (*10 ⁻³ m)	Peso Especifico γ _s (kg/m ³)	Profundidad Máxima Y _s (*10 ⁻² m)	Ubicación	H Promedio (*10 ⁻² m)	L Promedio (*10 ⁻² m)
96	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	19.90	1.01	4.15	5.45	0.43	0.33	0.76	0.51	0.52	0.25	2734.00	4.20	ad	2.00	12.20
97	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	19.70	1.02	5.70	6.90	0.44	0.30	0.69	0.40	0.49	0.25	2734.00	6.10	adi	2.80	12.50
98	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	19.20	1.03	3.00	6.09	0.63	0.51	0.81	0.94	0.73	0.25	2734.00	5.80	ad	0.70	11.10
99	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	19.00	1.03	3.31	6.20	0.72	0.47	0.65	0.82	0.98	0.25	2734.00	6.70	ad	0.60	11.00
100	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	18.90	1.03	3.60	7.06	0.73	0.49	0.67	0.83	1.20	1.80	2615.00	5.20	ad,ciz		Lecho Plano
101	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	18.70	1.04	3.00	7.09	0.77	0.59	0.77	1.09	1.46	1.80	2615.00	4.30	ciz,ac		Lecho Plano
102	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	18.00	1.05	3.47	7.33	0.78	0.53	0.68	0.91	1.24	1.80	2615.00	5.60	cde		Lecho Plano
103	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	17.50	1.06	3.15	7.24	0.87	0.57	0.66	1.03	1.70	1.80	2615.00	6.30	cde		Lecho Plano
104	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	17.30	1.07	3.17	7.37	0.93	0.58	0.62	1.04	1.76	1.80	2615.00	6.70	adi		Lecho Plano
105	3.20	16.00	0.0°	Semicircular	16.30	1.09	1.89	6.13	0.87	0.81	0.93	1.88	3.04	1.80	2615.00	2.30	ad		Lecho Plano
106	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	16.90	1.08	3.45	7.59	0.77	0.55	0.72	0.94	1.15	1.80	2615.00	3.80	adi,ciz		Lecho Plano
107	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	16.80	1.08	4.00	7.43	0.61	0.46	0.76	0.74	0.54	1.80	2615.00	2.10	ciz		Lecho Plano
108	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	16.50	1.09	3.40	7.41	0.77	0.54	0.70	0.94	1.16	1.80	2615.00	4.30	ciz		Lecho Plano
109	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	16.30	1.09	3.33	7.03	0.80	0.53	0.66	0.92	1.27	1.80	2615.00	6.30	ciz		Lecho Plano
110	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	16.00	1.10	2.95	7.54	0.96	0.64	0.67	1.19	2.11	1.80	2615.00	8.00	ciz		Lecho Plano
111	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	15.50	1.11	2.35	6.98	1.01	0.74	0.74	1.55	3.38	1.80	2615.00	8.20	ad		Lecho Plano
112	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	16.50	1.09	2.82	7.87	0.90	0.70	0.78	1.33	1.73	1.80	2615.00	2.80	ad		Lecho Plano
113	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	17.00	1.08	2.70	7.81	1.16	0.72	0.63	1.41	2.86	1.80	2615.00	2.80	ad		Lecho Plano
114	3.20	16.00	5.0°	Semicircular	17.00	1.08	2.23	7.90	1.26	0.89	0.70	1.89	3.76	1.80	2615.00	4.90	ad		Lecho Plano
115	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	15.80	1.10	3.60	7.90	0.67	0.55	0.82	0.92	0.71	1.80	2615.00	5.30	ati		Lecho Plano
116	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	16.10	1.10	3.37	7.91	0.75	0.59	0.78	1.02	1.15	1.80	2615.00	7.70	ati		Lecho Plano
117	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	16.00	1.10	3.37	7.86	0.78	0.58	0.75	1.02	1.17	1.80	2615.00	5.40	ati		Lecho Plano
118	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	16.20	1.09	2.53	7.87	0.89	0.78	0.88	1.56	1.65	1.80	2615.00	3.50	ciz		Lecho Plano
119	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	15.90	1.10	2.57	7.90	0.95	0.77	0.81	1.53	2.11	1.80	2615.00	4.50	ad		Lecho Plano

Ensayo N°	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable		Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Ancho b ó D (*10 ⁻² m)	Longitud l (*10 ⁻² m)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T (°C)	Viscosidad Cinemática ν(*10 ⁶ m ² /s)	Profundidad del flujo Y _n (*10 ⁻² m)	Caudal Q (*10 ⁻³ m ³ /s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d ₅₀ (*10 ⁻³ m)	Peso Especifico γ _s (kg/m ³)	Profundidad Máxima Y _s (*10 ⁻² m)	Ubicación	H Promedio (*10 ⁻² m)	L Promedio (*10 ⁻² m)
120	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	15.50	1.11	3.65	7.63	0.69	0.52	0.76	0.87	0.73	1.80	2615.00	5.00	ati	Lecho Plano	
121	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	15.50	1.11	3.27	7.63	0.86	0.58	0.68	1.03	1.41	1.80	2615.00	5.40	ati	Lecho Plano	
122	3.20	16.00	15.0°	Semicircular	15.20	1.12	2.80	7.63	0.96	0.68	0.71	1.30	1.91	1.80	2615.00	7.30	ati	Lecho Plano	
Maximo			15.0°		30.20	1.12	7.38	7.91	1.26	0.89	0.93	1.89	3.76	1.80	2734.00	8.40		4.02	14.00
Minimo			0.0°		15.20	0.78	1.89	2.14	0.29	0.17	0.60	0.27	0.19	0.25	2615.00	1.70		0.50	10.50

En Un Pilar de Sección Circular Aislado.

Se observa que la fosa de erosión producida tiene la forma circular y existe acumulación de material inmediatamente aguas debajo de la fosa de erosión tal y como se muestra en la Figura 5.9, se debe mencionar que la longitud del material acumulado era variable.

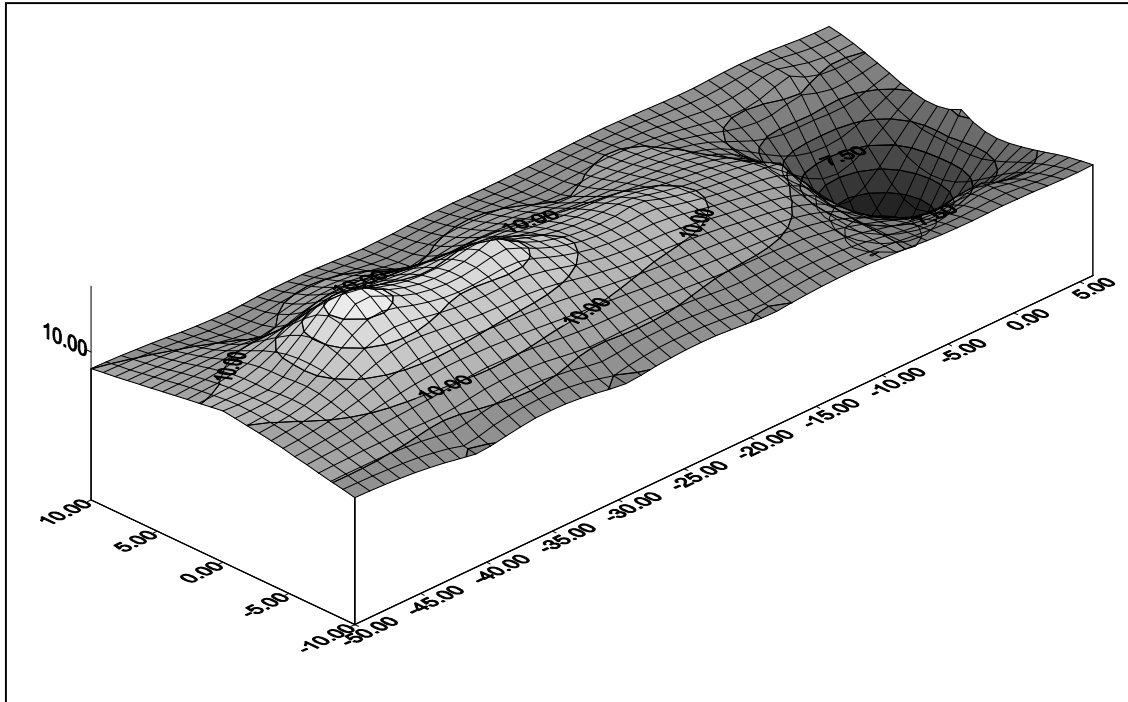


Figura 5.9 Características generales de la fosa de erosión al final del ensayo para un pilar de sección circular aislado (en cm). Número de Froude $F = 0.45$

En dos Pilares de Sección Circular Alineados.

Se observa que la fosa de erosión producida para ambos pilares tiene la forma circular y también existe acumulación de material inmediatamente aguas debajo de la fosa de erosión del segundo pilar tal y como se muestra en la Figura 5.10, también en este caso la longitud del material acumulado era variable, además se observa que el diámetro de la fosa de erosión del primer pilar es mayor que el del segundo, esto es atribuible a que al alcanzar el material granular de la fosa, en ambos casos, el mismo ángulo de reposo, la mayor profundidad de socavación alcanzada por el primer pilar hace que su diámetro en la parte superior del lecho también sea mayor.

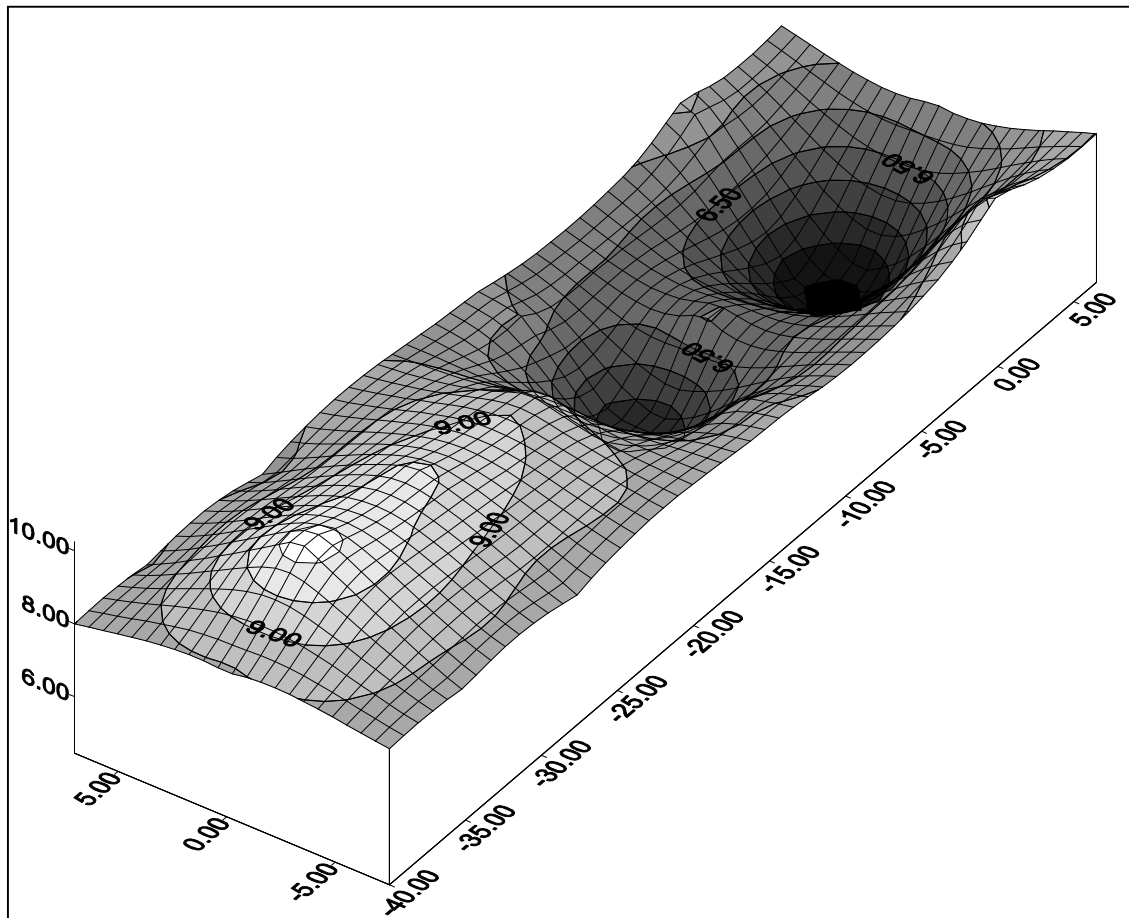


Figura 5.10 Características generales del hueco de erosión al final del ensayo para dos pilares de sección circular alineados (en cm). Número de Froude $F=0.48$

En Un Pilar Alargado

La fosa de erosión en el caso de un alineamiento con el flujo de cero grados sexagesimales es también alargado y en este caso existe acumulación de material inmediatamente aguas debajo de la parte posterior del pilar, también aquí la longitud del material acumulado era variable, se puede notar además que cuando se varía el ángulo de alineamiento respecto a la dirección del flujo de cero a quince grados sexagesimales, se produce acumulación de material inmediatamente después del lado posterior a aquel que es impactado directamente por el flujo tal como se aprecia en la Figura 5.10, donde se aprecia que la fosa de erosión se asemeja a un grano de pallar.

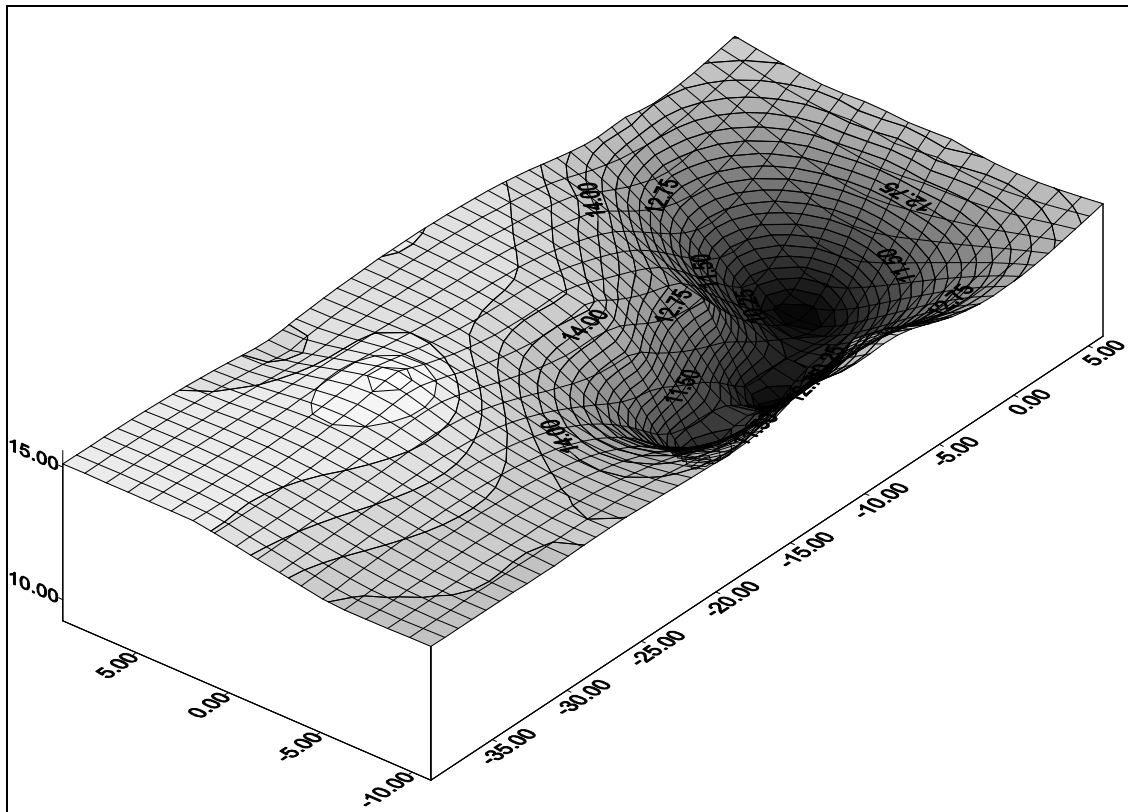


Figura 5.11 Características generales del hueco de erosión al final del ensayo, pilar alargado con un ángulo de alineamiento de 15° con la dirección del flujo (en cm). Número de Froude $F = 0.48$

En los ensayos realizados, las formas más definidas de la fosa de erosión se apreciaban en aquellos producidos con Números de Froude cercanos a uno, o mayores, tales que las formas de fondo, como las dunas, eran menos pronunciadas o el lecho del cauce era prácticamente plano. Mientras que para valores menores a 0.35 del Número de Froude, las formas de fondo del lecho del cauce eran pronunciadas, tal que apenas se distinguía la forma de la fosa de erosión.

CAPÍTULO 06

6. ANÁLISIS DE LOS DATOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se analizan los resultados obtenidos en los 122 ensayos con tres tipos de secciones de pilares de puentes y sedimentos de dos distribuciones granulométricas con $d_{50} = 0.25$ mm y $d_{50} = 1.8$ mm, para viscosidades cinemáticas que varían entre 0.78 a $1.12 \cdot 10^{-6}$ m²/s, el rango de los tirantes ensayados está comprendido entre 1.89 a 7.38 centímetros de profundidad media, el número de Froude de los ensayos estuvo comprendido entre un mínimo de 0.27 a un máximo de 1.89 con pendientes entre 0.19 a 3.76 %. El resumen de los datos usados se muestra en la Tabla 6.1.

6.1 Comparación de fórmulas usuales con datos obtenidos.

Se ha analizado los datos y parámetros utilizados para los ensayos y aplicando las fórmulas descritas en el Capítulo 02 se calculan las correspondientes profundidades de socavación y se las contrasta con los datos obtenidos en cada uno de los ensayos, obteniendo los resultados que se describen a continuación.

Para ensayos con 01 pilar de sección circular aislado.

Para el análisis se considera ensayos con dos tipos de granulometría, una de ellas más fina, con un $d_{50} = 0.25$ mm y otra más gruesa con $d_{50} = 1.80$ mm, en el primero de los casos durante los ensayos el arrastre de sedimentos del lecho era lento, tal que la degradación del lecho era despreciable y al calcular el volumen para la incorporación de sedimentos resultó difícil de calibrarlo, mientras que para los ensayos con granulometría gruesa, la degradación del lecho fue más acelerada y pudo medirse y calibrarse la incorporación de sedimentos tal y como explica en el Capítulo 4 ítem 4.3.7,

Tabla 6.1 Resumen de los Datos Ensayados

Ensayo	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo									Características del Material Erosionable			Socavación total		Características de las formas de fondo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	Ancho b ó D (cm)	Longitud / (cm)	Alineamiento con el Flujo (α°)	Forma de la Nariz	Temperatura del Agua T ($^\circ\text{C}$)	Viscosidad Cinemática ν ($\times 10^6 \text{m}^2/\text{s}$)	Profundidad del flujo Y_n (cm)	Caudal Q (l/s)	Velocidad Superficial Medida (m/s)	Velocidad Media V Calculada (m/s)	Relación (10)/(9)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d_{50} (mm)	Peso Específico γ_s (kg/m^3)	Esfuerzo Cortante Crítico τ_c (kg/m^2)	Profundidad Máxima Y_s (cm)	Ubicación	H Promedio (cm)	L Promedio (cm)
Maximo	3.2		15.0°		30.20	1.12	7.38	7.91	1.26	0.89	0.93	1.89	3.76	1.80	2734.00	0.116	8.40		4.02	14.00
Mínimo	3.2		0.0°		15.20	0.78	1.89	2.14	0.29	0.17	0.60	0.27	0.19	0.25	2615.00	0.017	1.70		0.50	10.50

la curva de incorporación de sedimentos obtenida a partir de la medición de los datos de volumen de sedimento desalojado se muestra en la Tabla 6.2 y la Figura 6.1.

Tabla 6.2 Incorporación de sedimentos para las condiciones de los ensayos en función a la variación de la pendiente del canal de prueba

Pendiente Inicial del Canal	Volumen de Incorporación
%	cm ³ /seg
0.565	0.142
1.260	21.631
1.260	20.142
1.366	23.925
2.203	83.320
3.616	414.605

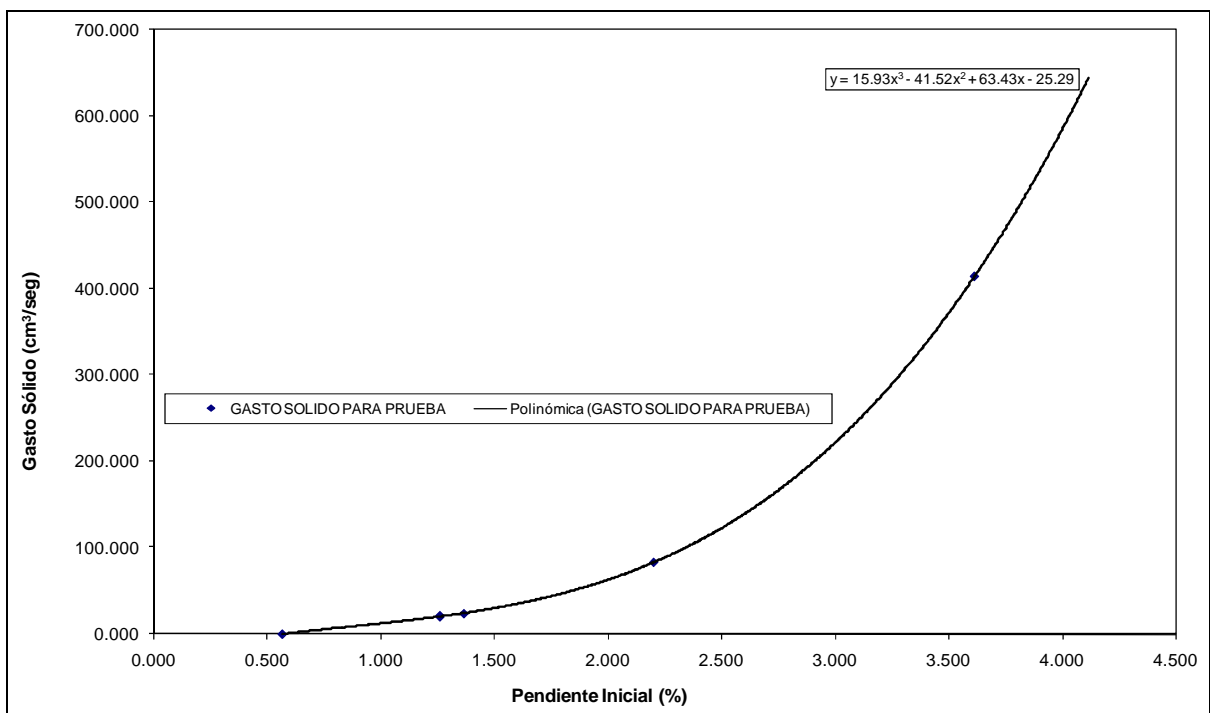


Figura 6.1 Incorporación de sedimentos para las condiciones de los ensayos en función a la variación de la pendiente del canal de prueba

En la Figura 6.2 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de *Inglis (1949)*, obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, y los medidos. Se muestra que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 2.1 a 5.5 cm., mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 6.7 a 7.5 cm. para

valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. Una observación adicional es que en estas pruebas la Ecuación de Inglis tiende a sobre estimar la socavación cuando el diámetro es mayor y tiende a subestimar la socavación cuando el diámetro es menor.

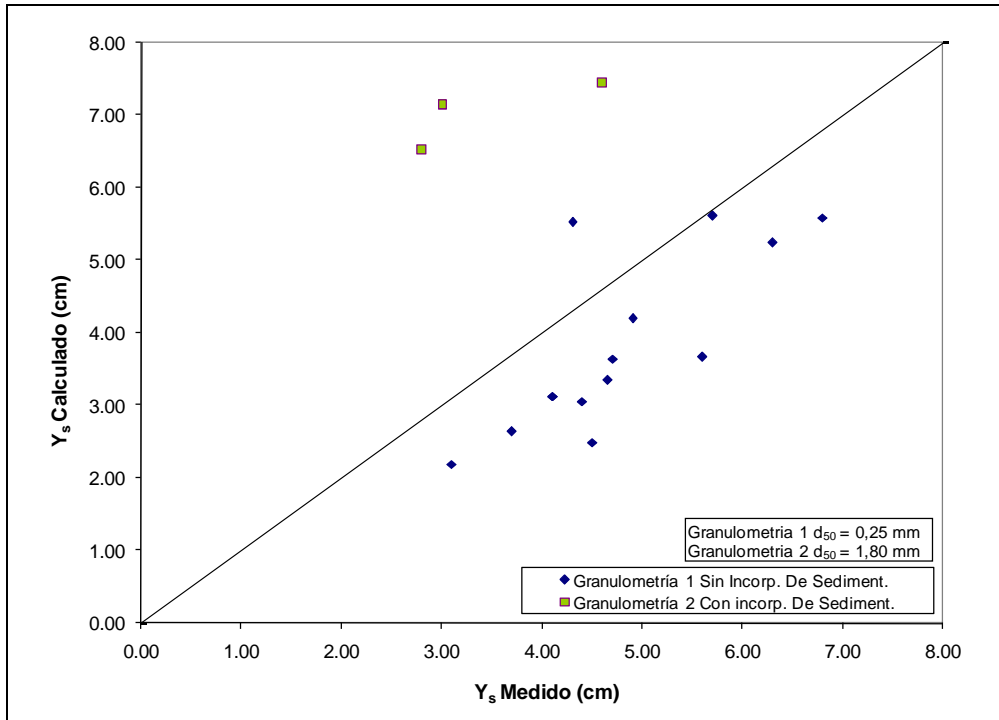


Figura 6.2 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Inglis para un pilar de sección circular aislado.

En la Figura 6.3 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de *Laursen y Toch (1956)* obtenido con datos de laboratorio, y los medidos. Se muestra que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 4.3 a 5.8 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores cercanos a 4.2 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. De los datos obtenidos se puede inferir que para valores de Y_s mayores a 1.30 veces el ancho del pilar, la ecuación tiende a subestimar los valores de profundidad de socavación.

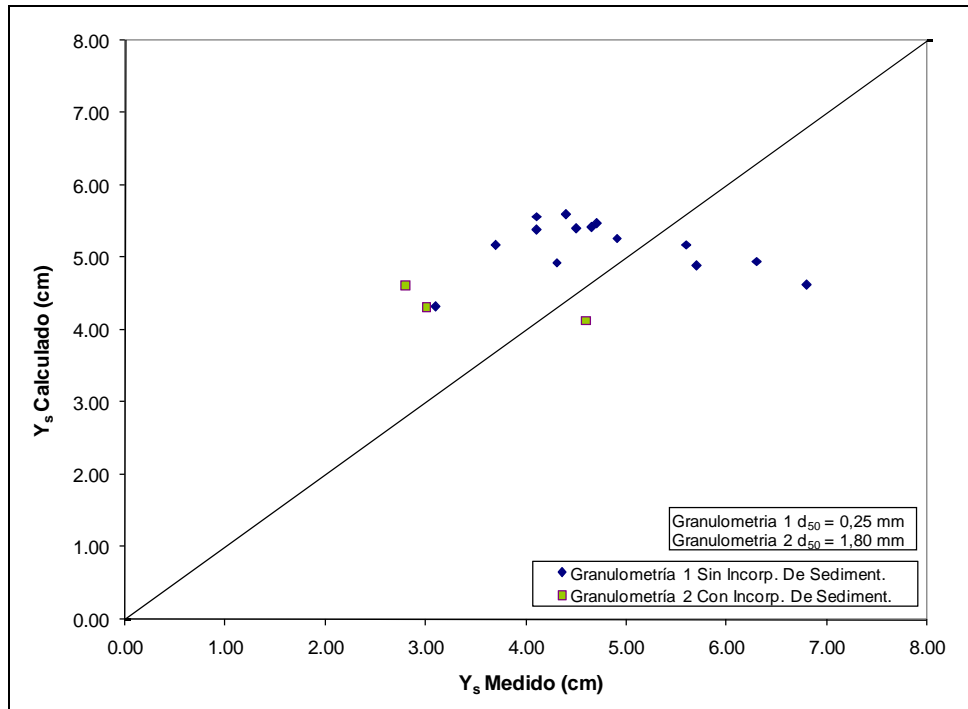


Figura 6.3 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Laursen y Toch para un pilar de sección circular aislado.

Se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de *Yaroslavtziev (1960)*, determinada con datos de laboratorio, y los medidos que se muestran en la Figura 6.4, se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 0.6 a 5.9 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se obtienen valores entre 3.5 a 10.5 cm y mediciones entre 2.7 a 4.6 cm. En los resultados se observa demasiada dispersión de los datos, para pequeños valores de diámetro de sedimento, la fórmula subestima valores de profundidad de socavación, y para valores mayores los sobreestima, el incremento de los valores calculados tienen una tendencia exponencial. Para determinar el rango debería utilizarse datos medidos con varios diámetros de sedimento.

También se grafica datos de valores calculados con la fórmula de *Neill (1969)*, obtenida con datos de laboratorio, y los medidos, que se muestran en la Figura 6.5 donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 4.8 a 6.3 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 4.7 a 5.1 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm, De los datos obtenidos se observa que

para valores de Y_s mayores a 1.30 veces el ancho del pilar, la ecuación tiende a subestimar los valores de profundidad de socavación.

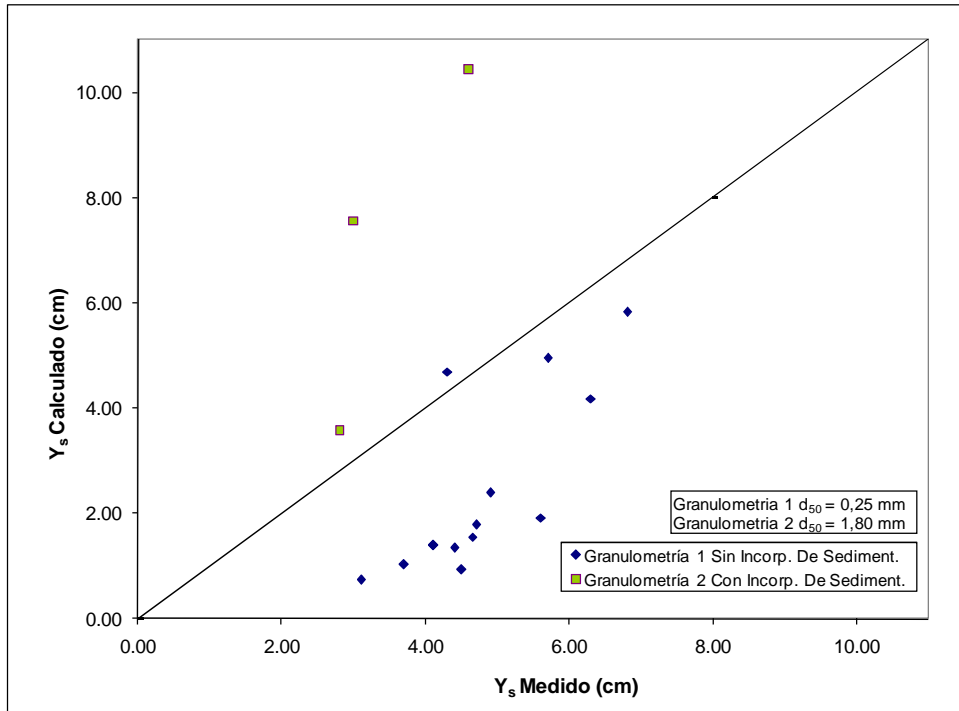


Figura 6.4 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Yaroslavtziev para un pilar de sección circular aislado.

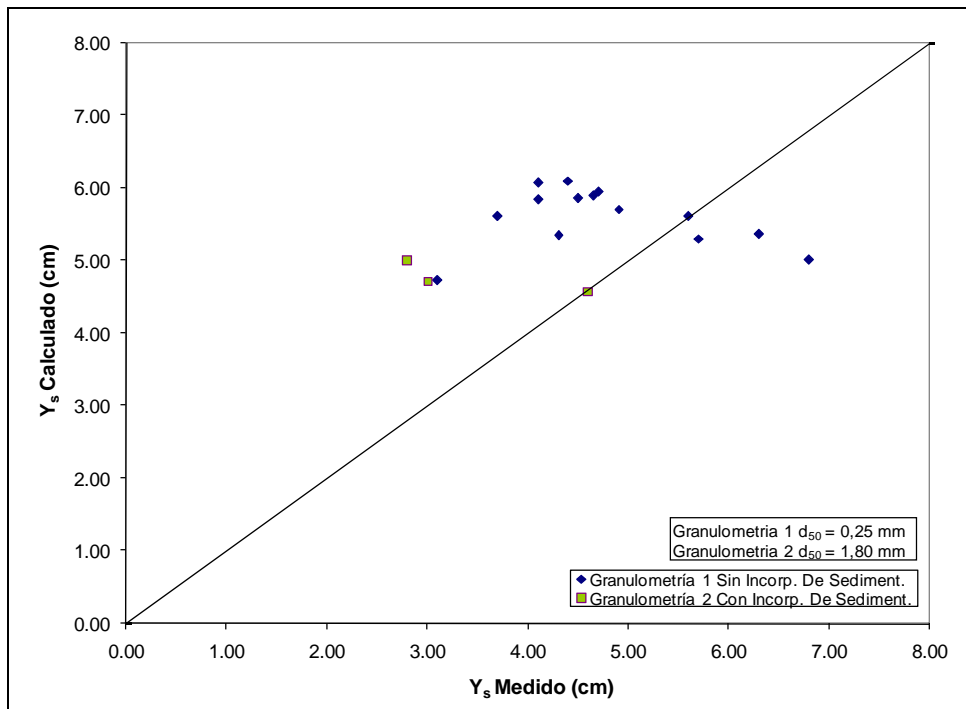


Figura 6.5 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Neill para un pilar de sección circular aislado.

El gráfico de datos con valores calculados utilizando la fórmula de *Carstens* (1966) obtenida a partir de datos de laboratorio, y los medidos, se muestran en la Figura 6.6 donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 1.8 a 3.9 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 2.1 a 2.8 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en ambos casos se observa que la fórmula subestima los valores de profundidad de socavación.

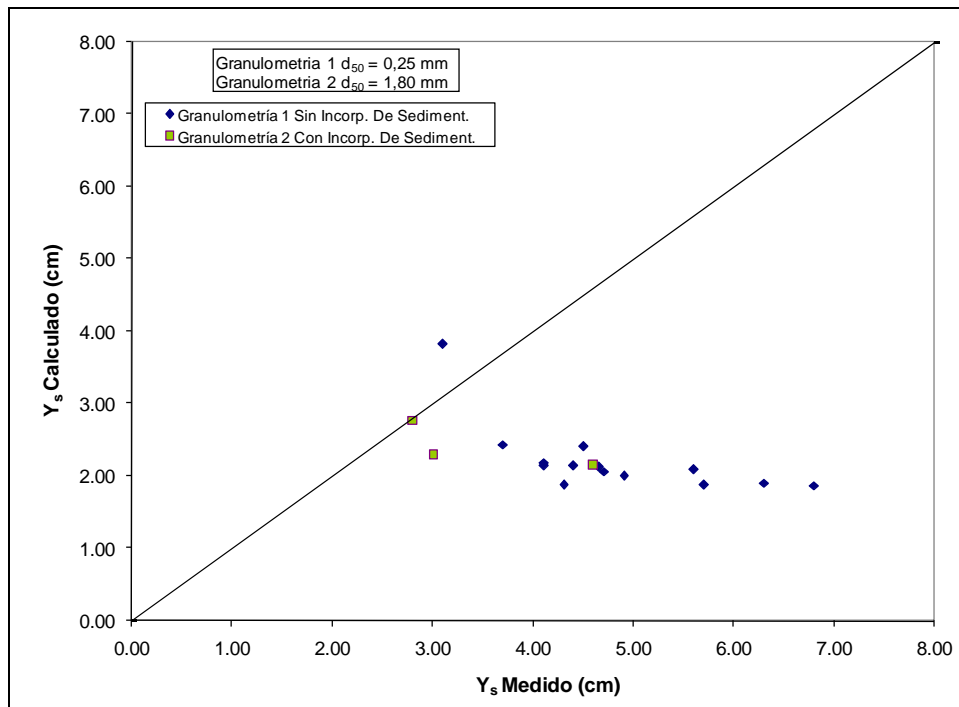


Figura 6.6 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Carstens para un pilar de sección circular aislado.

En la Figura 6.7 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de *Shen*(1969) y los medidos, donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 5.0 a 9.2 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 10.2 a 12.8 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en ambos casos se observa que al incrementarse el valor medido de socavación el calculado también aumenta. Se puede notar que la Ecuación de Shen sobreestima el valor de la socavación para los ensayos analizados, pudiéndose ver que los valores para la los ensayos con la granulometría mayor llegan casi a ser triplicados respecto al valor medido.

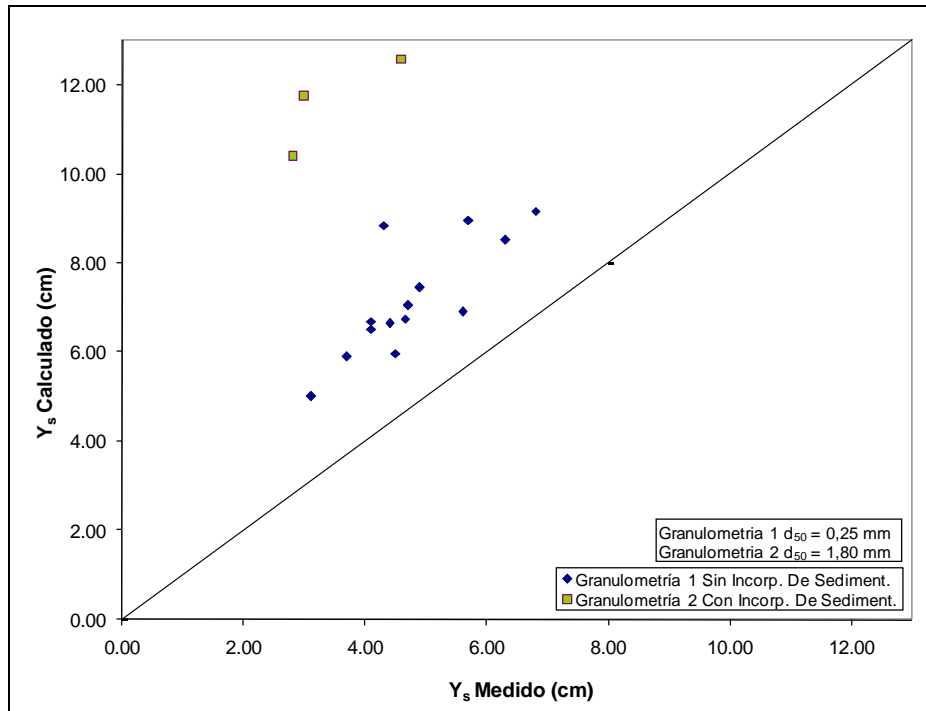


Figura 6.7 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Shen para un pilar de sección circular aislado.

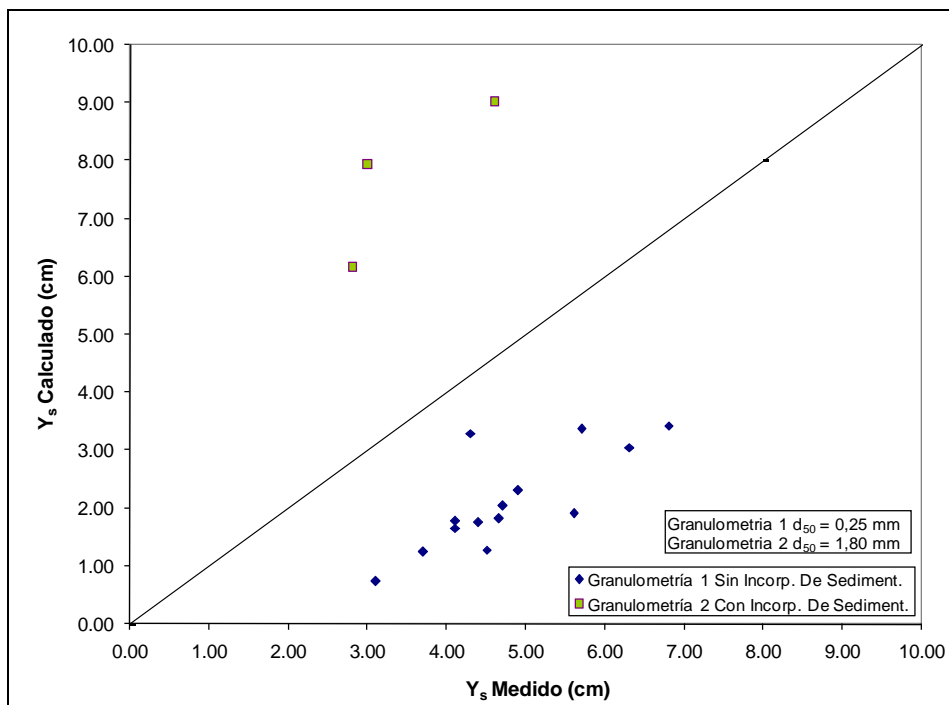


Figura 6.8 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Hancu para un pilar de sección circular aislado.

En la Figura 6.8 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de *Hancu (1971)* y los medidos, donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 0.7 a 3.5 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 6.0 a 9.0 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en ambos casos se observa que al incrementarse el valor medido de socavación el calculado también aumenta. Se nota que la Ecuación de *Hancu* sobreestima el valor de la socavación para los ensayos analizados con granulometría gruesa y para los ensayos con granulometría fina los subestima, siendo notoria la diferencia entre ambas, por lo que debiera merecer mejor análisis con datos de ensayos con otros diámetros de sedimento.

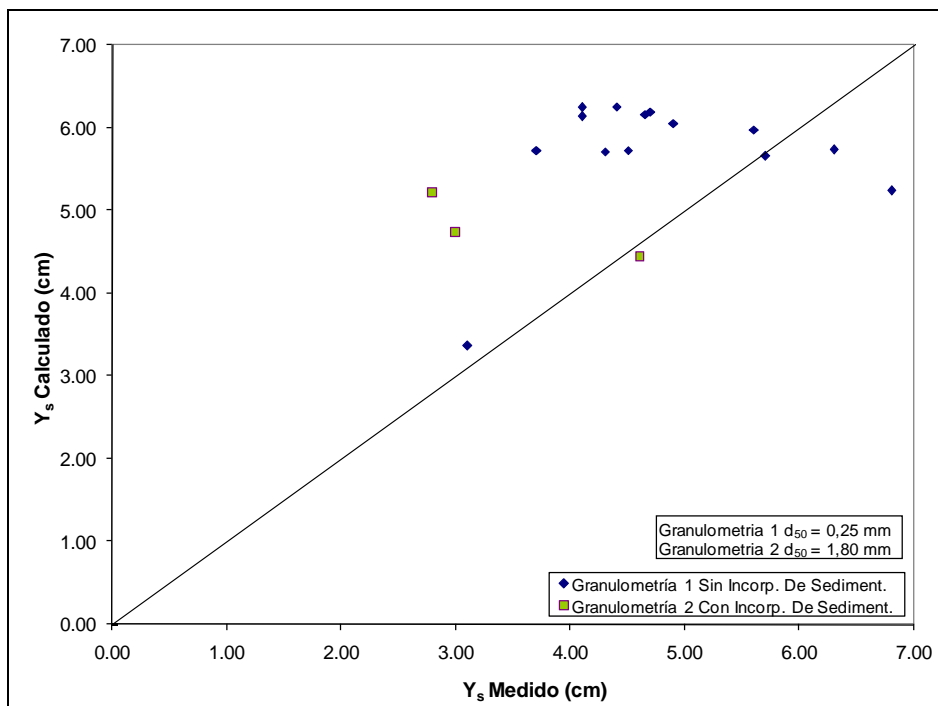


Figura 6.9 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de *Breusers (1977)* para un pilar de sección circular aislado.

En la Figura 6.9 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de *Breusers (1977)* y los medidos, donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 3.4 a 6.5 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 4.4 a 5.3 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en

el caso de tamaño de sedimento menor se observa que al incrementarse el valor medido de socavación el calculado disminuye a partir de los 4.4 cm de profundidad de socavación medida. De los datos obtenidos se puede inferir que para valores de Y_s mayores a 1.40 veces el ancho del pilar, la ecuación tiene una tendencia a subestimar los valores de profundidad de socavación.

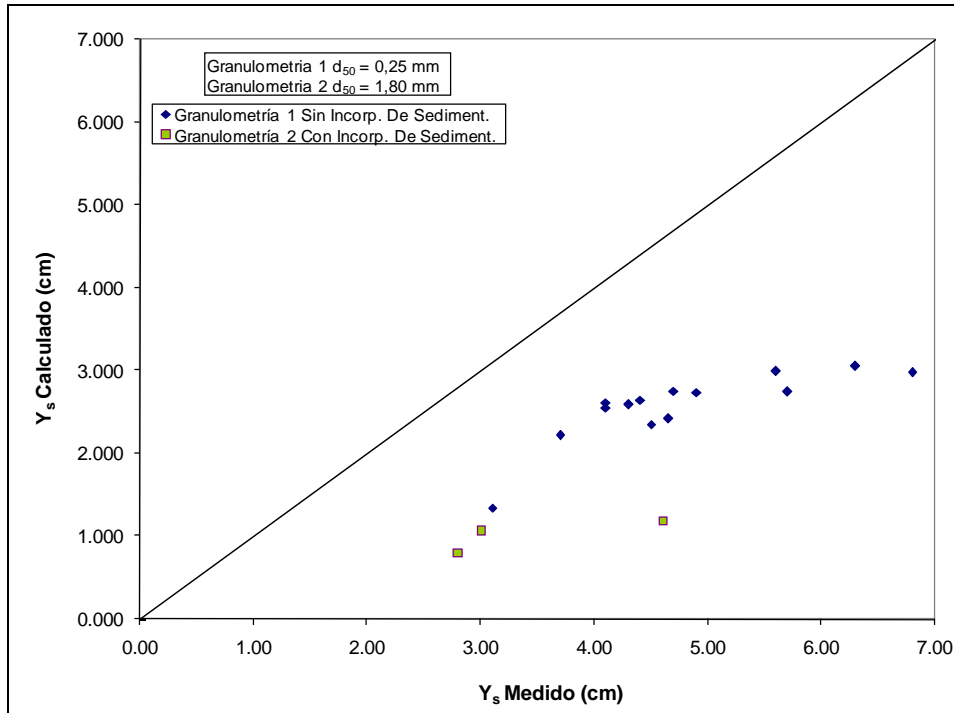


Figura 6.10 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Flores para un pilar de sección circular aislado.

El gráfico de datos con valores calculados utilizando la fórmula de Flores (1977) y los medidos, se muestran en la Figura 6.10 donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 1.3 a 3.0 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 0.8 a 1.2 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en ambos casos se observa que al incrementarse el valor medido de socavación el calculado también aumenta. En general la fórmula de Flores subestima las profundidades de socavación.

En la Figura 6.11 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de Jain y Fischer (1979) y los medidos, donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 4.6 a 6.6 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento

mayor se calculan valores entre 4.9 a 5.4 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en el caso del material de granulometría más fina se observa que al incrementarse el valor medido de socavación a partir de los 4.7 cm. el calculado disminuye. Se puede observar que para valores de Y_s mayores a 1.70 veces el ancho del pilar, la ecuación tiene una tendencia a subestimar los valores de profundidad de socavación.

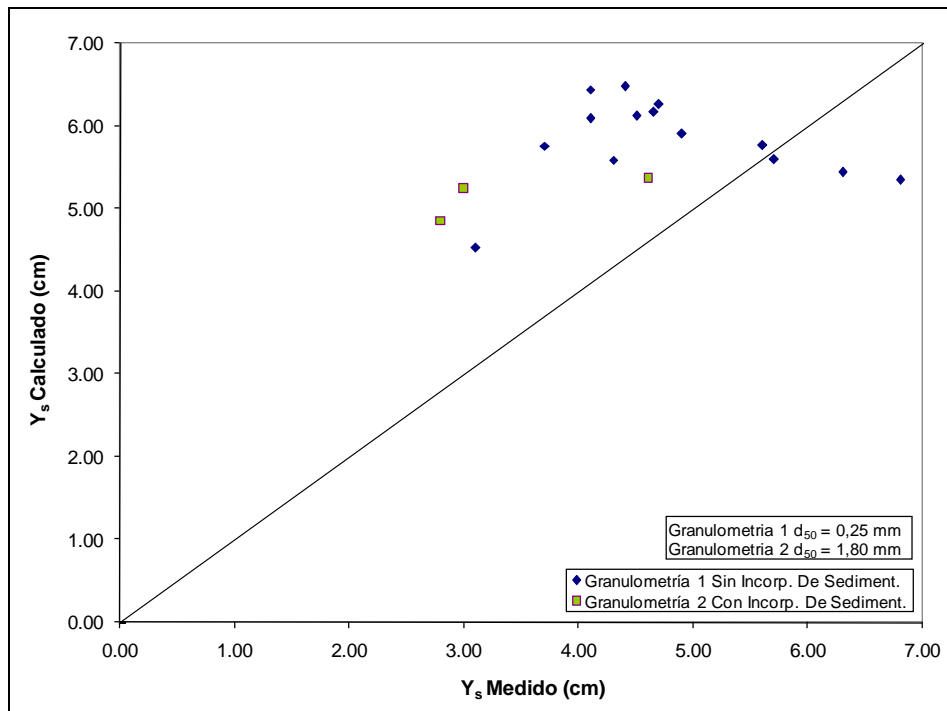


Figura 6.11 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Jain y Fischer para un pilar de sección circular aislado.

El gráfico de datos con valores calculados utilizando la fórmula de Colorado State University (CSU modificado en 1996) y los medidos, se muestran en la Figura 6.12, donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 4.3 a 6.6 cm., mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 6.9 a 8.8 cm. para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en ambos casos se observa que al incrementarse el valor medido de socavación el calculado también aumenta. Se puede observar que la fórmula del CSU sobreestima los valores de socavación, especialmente para granulometría gruesa, también se puede observar que en el caso de los ensayos con granulometría fina para valores de Y_s mayores a 1.85 veces el ancho del pilar, los valores calculados con la ecuación tienen una tendencia a subestimar los valores de profundidad de socavación.

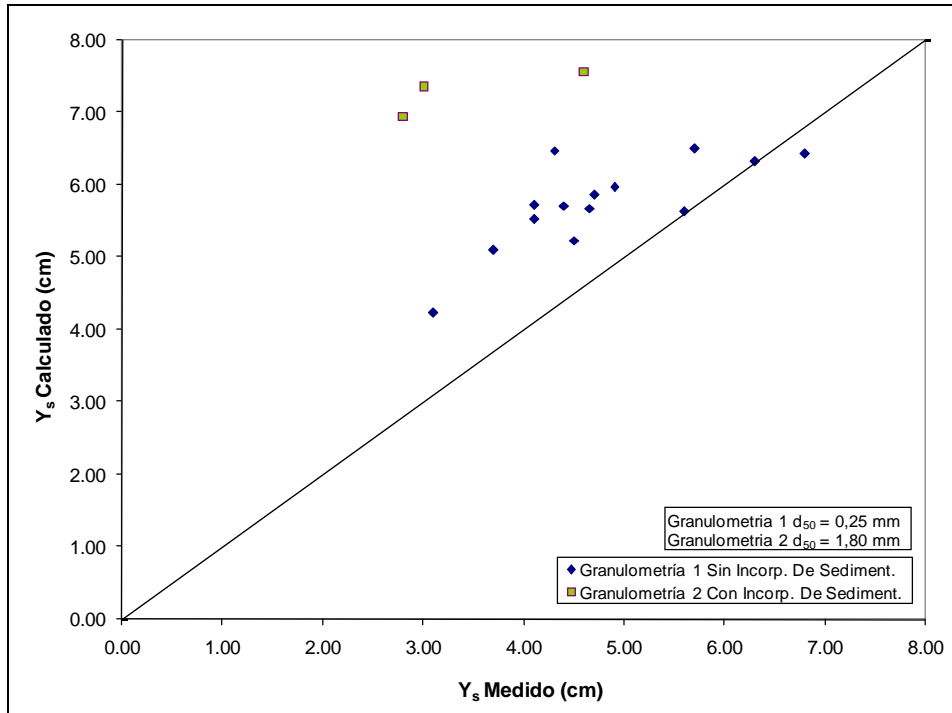


Figura 6.12 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula del Colorado State University (CSU) para un pilar de sección circular aislado.

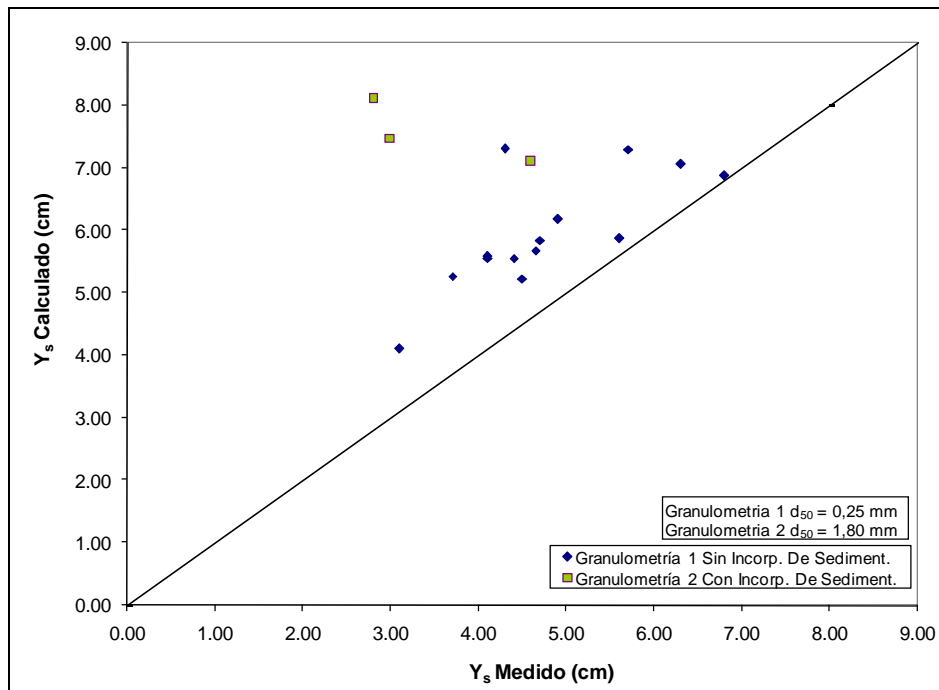


Figura 6.13 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de Melville para un pilar de sección circular aislado.

En la Figura 6.13 se grafica los datos de valores calculados con la fórmula de Melville (1997) y los medidos donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 4.2 a 7.3 cm, mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 7.0 a 8.2 cm. para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. En el caso de granulometría mayor, se observa que al incrementarse el valor medido de socavación el calculado disminuye. En General La fórmula de Mellville sobreestima la profundidad de socavación. Observando la tendencia de los valores calculados en el caso de los ensayos con granulometría fina se observa que para valores de Y_s mayores a 2.2 veces el ancho del pilar guardan congruencia con los valores medidos y habría que analizar más valores para determinar si esta tendencia continua.

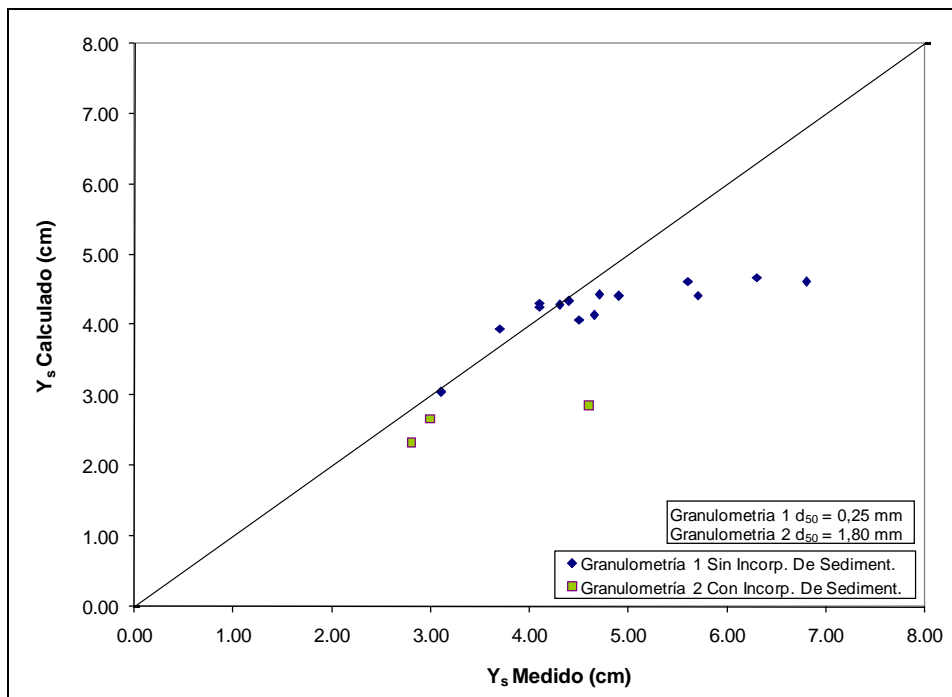


Figura 6.14 Correlación entre la socavación total máxima Y_s medida y calculada con la fórmula de León para un pilar de sección circular aislado.

El gráfico de datos con valores calculados utilizando la fórmula de León (2000) y los medidos, se muestran en la Figura 6.14 donde se observa que al utilizar la fórmula para los ensayos con granulometría fina se obtienen valores de 3.0 a 4.8 cm., mientras los valores medidos estuvieron entre 3 a 6.8 cm. Para los ensayos con el diámetro de sedimento mayor se calculan valores entre 2.3 a 2.9 cm para valores medidos entre 2.7 a 4.6 cm. en ambos casos se observa que al incrementarse el valor medido de socavación

el calculado también aumenta. En la mayoría de los casos, para los ensayos realizados, se observa que los valores calculados con la fórmula de León subestiman los valores de la profundidad de socavación.

6.2 Influencia de la Forma del Pilar.

Diversos estudios, según Mellville (1997), encuentran valores similares de factor de forma para pilares alineados con el flujo y son aplicables a todas las ecuaciones y fueron citadas anteriormente.

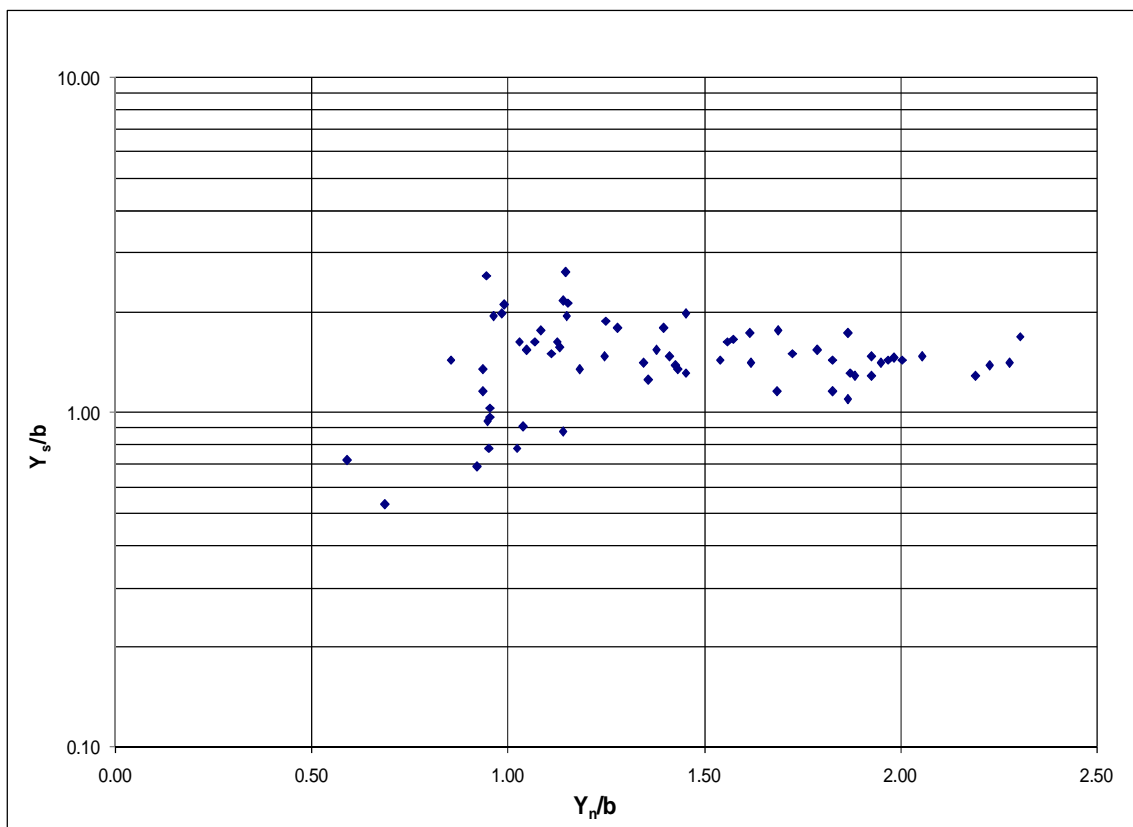


Figura 6.15 Influencia de la profundidad del Flujo, Parámetro Y_n/b

6.3 Influencia de la Profundidad del Flujo.

El parámetro Y_n/b es usado para estudiar esta influencia, se grafica 67 profundidades máximas de socavación medidas para secciones de pilares alineadas con el flujo en la Figura 6.15 en la que se observa que para valores de 1.3 la profundidad de socavación alcanzaría aproximadamente a 1.5 del ancho b en promedio, confirmando las observaciones de Mellville, Kandasamy y otros.

6.4 Influencia de la Velocidad del Flujo.

Un parámetro utilizado es el Número de Reynolds del Pilar bV/ν (Re_p), en la Figura 6.16 se grafica 67 profundidades máximas de socavación medidas para secciones de pilares alineadas con el flujo donde se muestra la influencia de este parámetro, que como era de esperar, muestra correlación para valores menores a 13 000 por lo que no debería de considerarse para el flujo turbulento.

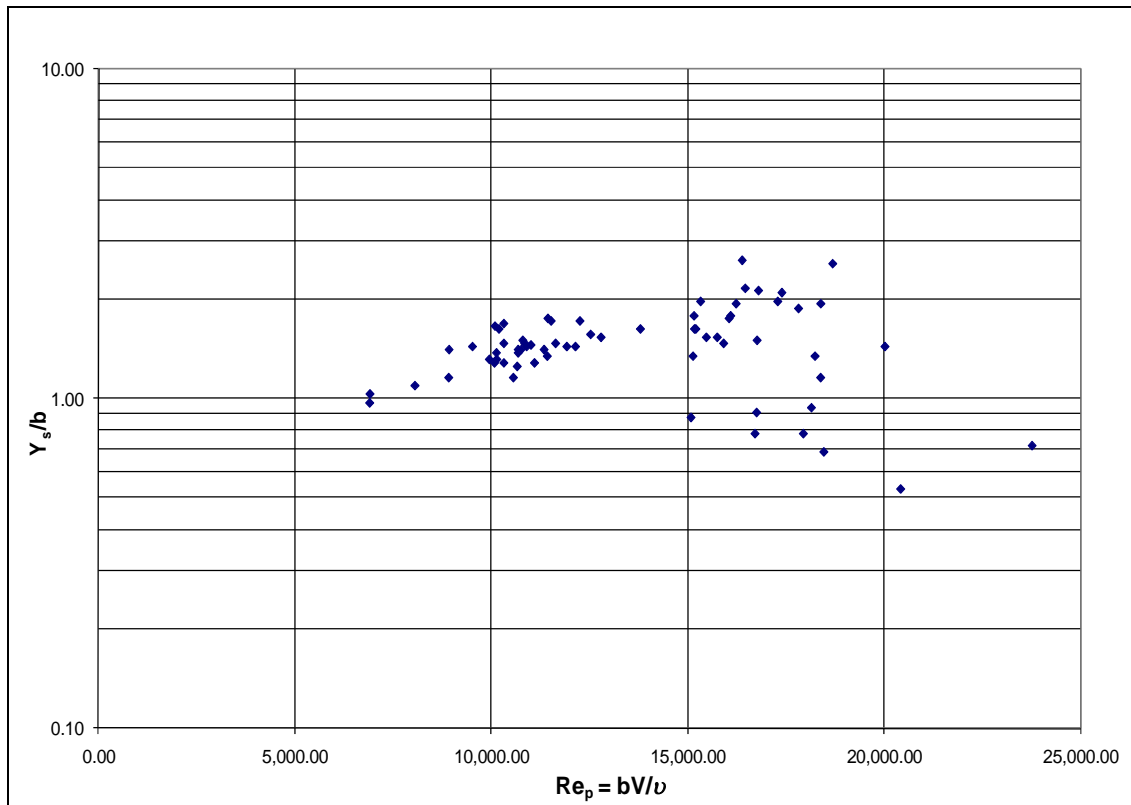


Figura 6.16 Influencia del Parámetro bV/ν (Reynolds del Pilar)

En cambio para el Número de Froude del Pilar V/\sqrt{gb} la Figura 6.17, donde se grafica 67 profundidades máximas de socavación medidas para secciones de pilares alineadas con el flujo, muestra la influencia notoria de este parámetro para valores menores a 0.8, al ser analizado se ha encontrado que una correlación potencial es la que mejor se ajusta con una expresión del tipo $Y_s/b = 1.965(F_p)^{0.496}$ con un coeficiente de correlación $R = 0.693$ y $R^2 = 0.480$, mientras que para correlaciones del tipo logarítmico y exponencial se encontraron coeficientes $R^2 = 0.444$ y $R^2 = 0.441$ respectivamente.

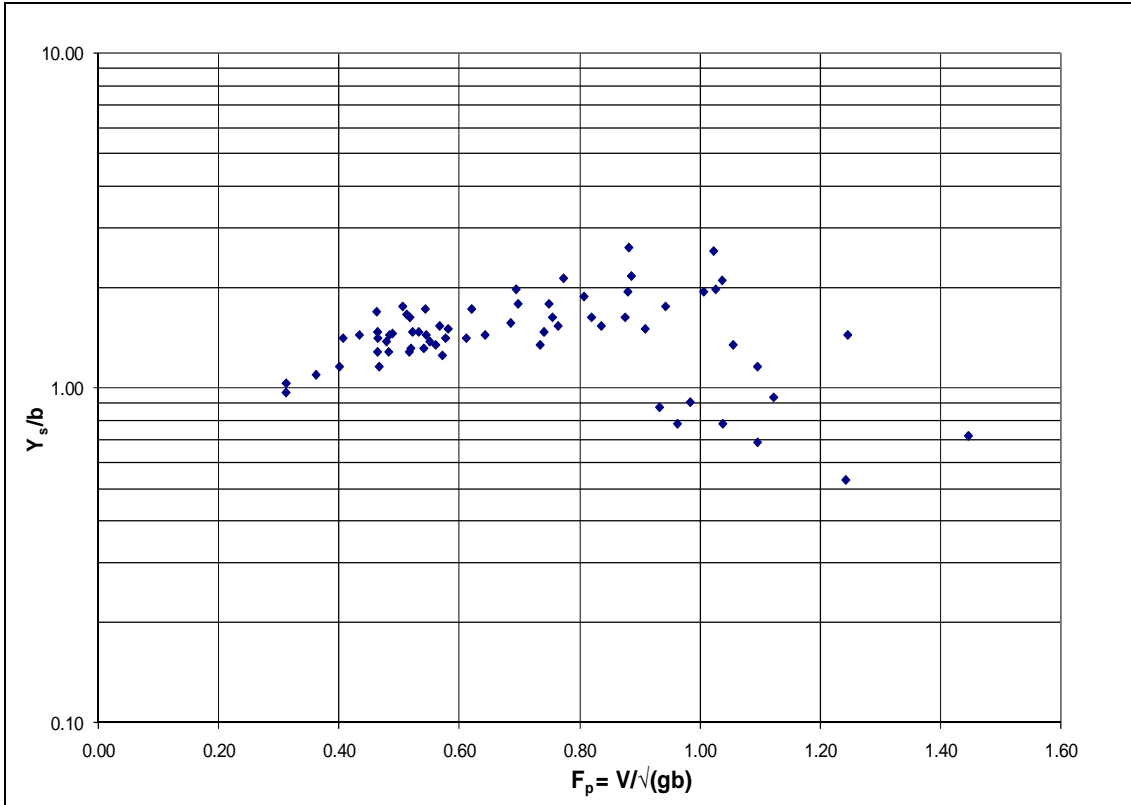


Figura 6.17 Influencia del Parámetro F_p (Froude del Pilar)

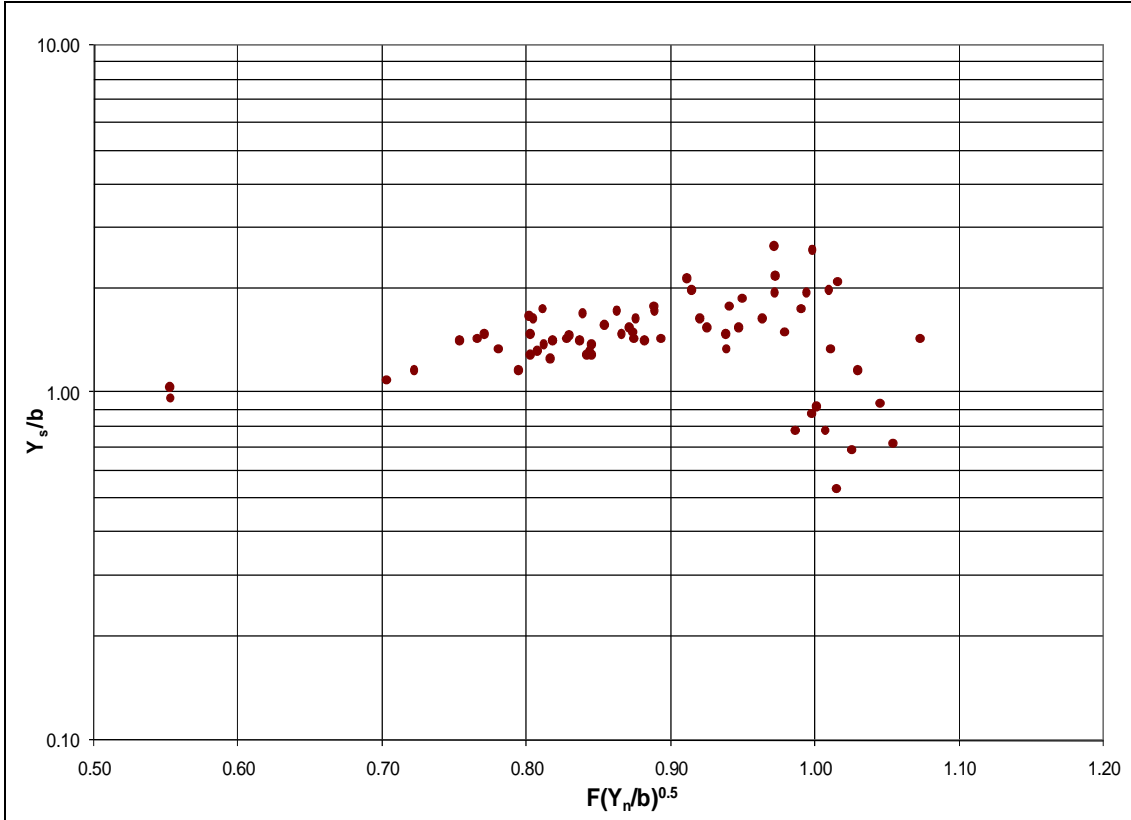


Figura 6.18 Influencia del Parámetro $F(Y_n/b)^{1/2}$

La expresión anterior puede modificarse a la forma $F(Y_n/b)^{1/2}$ donde F es el Número de Froude que determina el régimen del flujo, en esta última expresión se observa dos parámetros considerados en la fórmula del CSU para el cálculo de socavación en pilares de puentes, similarmente al análisis anterior, se grafica 67 profundidades máximas de socavación medidas para secciones de pilares alineadas con el flujo en la Figura 6.18 donde se muestra la influencia clara de este parámetro hasta valores menores a 0.95 para los datos de los tres tipos de pilares recogidos en los ensayos. Los Números de Froude para el rango del Parámetro $0.55 \leq F(Y_n/b)^{1/2} \leq 0.95$ están comprendidos entre $0.27 \leq F \leq 0.82$ y para $0.95 < F(Y_n/b)^{1/2} \leq 1.07$ tienen valores de $0.82 \leq F \leq 1.88$. Se observa que para valores de Numero de Froude Mayores a 0.9, el uso del parámetro $F(Y_n/b)^{1/2}$ tiene una tendencia a sobrestimar la profundidad de socavación. Al analizar los datos de los ensayos para el rango del Parámetro $0.55 \leq F(Y_n/b)^{1/2} \leq 0.95$, se ha encontrado que una correlación potencial es la que mejor se ajusta con una expresión del tipo $Y_s/b = 1.732F^{0.483}(Y_n/b)^{0.242}$ con un coeficiente de correlación $R = 0.722$ y $R^2 = 0.522$, mientras que para una correlación exponencial se obtiene un coeficiente de correlación $R^2 = 0.520$ y para una correlación del tipo logarítmico se encontró un coeficiente $R^2 = 0.454$.

Analizando solamente para ensayos con un pilar circular aislado y la granulometría más fina se ha encontrado que una correlación exponencial es la que mejor se ajusta con una expresión del tipo $Y_s/b = 0.725e^{1.005F(Y_n/b)^{1/2}}$ con un coeficiente de correlación $R = 0.749$ y $R^2 = 0.562$, mientras que para una correlación potencial se obtiene una expresión del tipo $Y_s/b = 1.825F^{0.566}(Y_n/b)^{0.283}$ con un coeficiente de correlación $R = 0.746$ y $R^2 = 0.556$ y para una correlación del tipo logarítmico se encontró un coeficiente $R^2 = 0.466$.

De otro lado con el análisis, se obtiene un parámetro importante, la relación entre los esfuerzos de corte del flujo y de corte crítico para la iniciación del movimiento de los sedimentos τ/τ_c , aunque es menos utilizado por los autores en las fórmulas de socavación de pilares de puentes, León (2000) lo utilizó para determinar la profundidad de socavación en pilares de sección circular. en el Figura 6.19 se grafica 67 profundidades máximas de socavación medidas para secciones de pilares alineadas con el flujo y se muestra la influencia de este parámetro para valores de τ/τ_c mayores a 9,

para los datos de los tres tipos de pilares recogidos en los ensayos, y al ser analizando se ha encontrado que una correlación lineal es la que mejor se ajusta con una expresión del tipo $Y_s/b = 0.077 \frac{\tau}{\tau_c} + 0.534$ con un coeficiente de correlación $R = 0.561$ y $R^2 = 0.315$, mientras que para una correlación potencial se obtiene un coeficiente de correlación $R^2 = 0.297$, para una correlación del tipo exponencial se encontró un coeficiente $R^2 = 0.305$ y para una correlación del tipo logarítmico se encontró un coeficiente $R^2 = 0.298$.

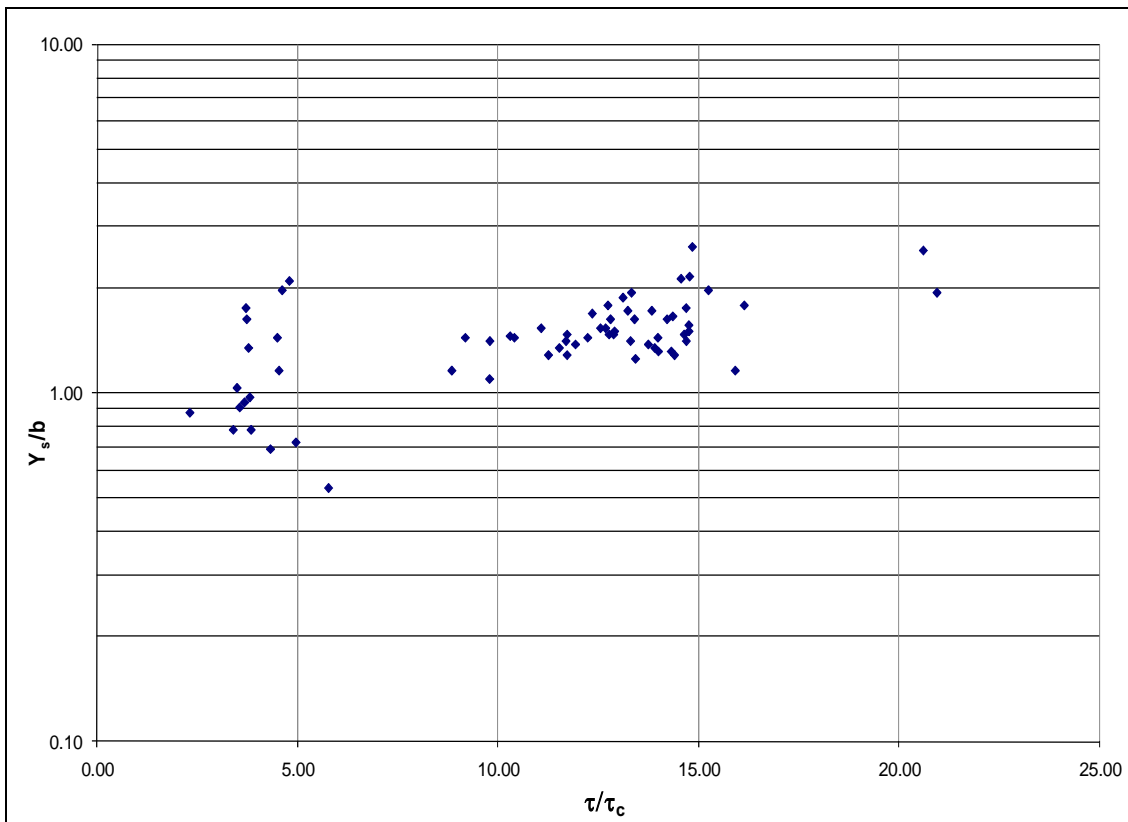


Figura 6.19 Influencia del Parámetro τ/τ_c

Analizando solamente para ensayos con un pilar circular aislado y la granulometría más fina se ha encontrado que una correlación exponencial es la que mejor se ajusta con una expresión del tipo $Y_s/b = 0.697e^{0.064 \frac{\tau}{\tau_c}}$ con un coeficiente de correlación $R = 0.882$ y $R^2 = 0.778$, mientras que para una correlación lineal se obtiene una expresión del tipo $Y_s/b = 0.091 \frac{\tau}{\tau_c} + 0.432$ con un coeficiente de correlación $R = 0.838$ y $R^2 = 0.703$ y para una correlación del tipo logarítmico se encontró un coeficiente $R^2 = 0.560$.

En los análisis anteriores se ha evitado las denominadas correlaciones espúreas o espurias, es decir, que llevan a conclusiones erróneas, que ocurren cuando dos variables, X e Y, son realmente independientes entre sí, pero dependientes ambas de una misma causa común, Z.

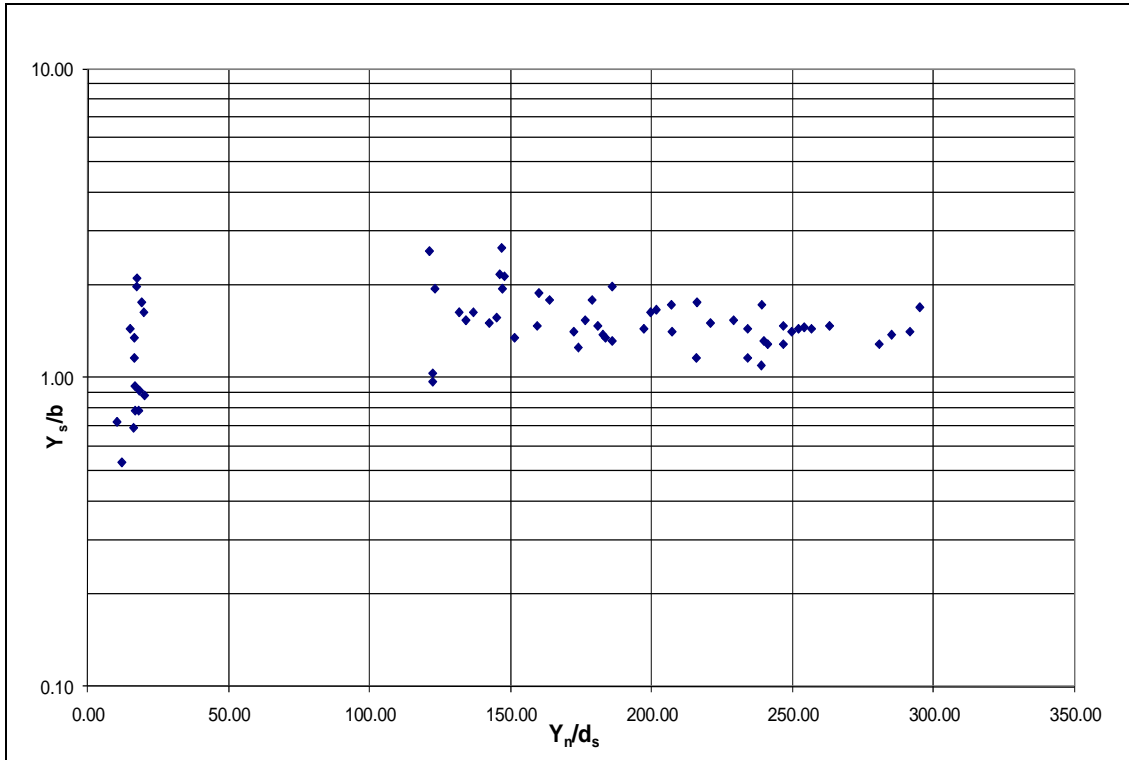


Figura 6.20 Influencia del Parámetro Y_n/d_s

6.5 Influencia del Tamaño del Sedimento.

Para el análisis en esta variable se define el parámetro Y_n/d_s . En el Figura 6.20 se grafica 67 profundidades máximas de socavación medidas para secciones de pilares alineadas con el flujo y se muestra que para valores mayores a 200 la profundidad de socavación alcanzaría en promedio 1.5 veces el ancho del pilar. Con lo que se confirma que la dimensión del sedimento no tendría mayor influencia en la determinación de la profundidad de socavación para relaciones altas entre estas dos variables.

6.6 Formulación de Ecuaciones.

A continuación se describe el proceso de formulación de una ecuación para el cálculo de la socavación de pilares a partir de los datos obtenidos en los ensayos realizados, cuya metodología se describe.

1. Se graficaron los datos de profundidad de socavación obtenidos en laboratorio teniendo como abscisa el tiempo después del inicio de la prueba en el que fueron medidos. Los Gráficos se presentan en las Figuras B.1 al B.122 en el anexo B del Tomo de Datos Colectados de la presente Tesis.
2. Se observó que los valores obtenidos se ajustan mejor a una ecuación logarítmica, por lo que se obtienen las ecuaciones de los datos graficados en el paso 1 y se muestran en la columna (2) de la Tabla 6.3, en estas ecuaciones Y_s es la profundidad de socavación que es función del tiempo t .
3. En la columna (3) de la Tabla 6.3 se muestran las profundidades de socavación totales medidas para cada ensayo y en la columna (4) se ajusta un tiempo tal que con las ecuaciones obtenidas en el paso 2 se obtenga la misma profundidad máxima de socavación que se muestra en la columna (3) de la Tabla 6.3 y que se comprueba en la columna (5), el valor del tiempo de la columna (4) se encuentra días y en la columna (6) se muestra en horas.
4. A este tiempo así obtenido en la columna (4) y (6) se le adiciona un tiempo de 24 horas que se muestra en las columnas (7) y (8) de la Tabla 6.3, calculado bajo las siguientes consideraciones:
 - a. En nuestro caso para flujo con transporte de sedimentos (bed load) consideramos una extrapolación del tiempo de duración de los ensayos utilizando las ecuaciones de tendencia logarítmica obtenidas para cada uno de los ensayos.
 - b. De las secciones de puentes utilizadas en los ensayos, que son las comúnmente construidas, se deduce un ancho medio de 1.30 metros para pilares construidos en el Perú, de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 02. La relación del ancho medio mencionado con el de los ensayos le correspondería una escala geométrica ajustada de 1/40 y el factor de conversión de la escala de tiempos sería 6.32.
 - c. Ahora considerando que en una crecida (por ejemplo en el fenómeno del niño) la duración del hidrograma de los caudales máximos y la ocurrencia del caudal pico ocurre en un intervalo de 20 a 48 horas, consideramos esto para aplicar la escala de tiempo según la escala geométrica asumida. En la Tabla 6.4 se muestra los tiempos de prototipo y modelo, y las variaciones promedio de profundidad de socavación para incrementos de tiempo utilizando extrapolaciones en las ecuaciones obtenidas para los 122 ensayos de la Tabla 6.3.

Tabla 6.3 Ajuste de Ecuaciones y tiempos para formulación

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ensayo	Ecuación	Y _s Medido	Tiempo de Ajuste (t)	Y _s ajustado	Hora de Ajuste = (4)x24	Tiempo Estimado = (4)+24/24	Hora Estimada (7)x24	Y _s Calculado con tiempo de (7)	% de Variación de Y _s
		cm	días	cm	horas	días	horas	cm	%
1	$Y_s = 0.1851\ln(t) + 3.3714$	3.10	0.23	3.10	5.52	1.23	29.52	3.41	10.0
2	$Y_s = 0.2624\ln(t) + 4.6382$	4.10	0.13	4.10	3.12	1.13	27.12	4.67	13.9
3	$Y_s = 0.2086\ln(t) + 3.8454$	3.70	0.50	3.70	12.00	1.50	36.00	3.93	6.2
4	$Y_s = 0.2789\ln(t) + 4.7437$	4.65	0.72	4.65	17.28	1.72	41.28	4.89	5.3
5	$Y_s = 0.2424\ln(t) + 4.2863$	4.10	0.47	4.10	11.28	1.47	35.28	4.38	6.8
6	$Y_s = 0.2845\ln(t) + 4.7439$	4.50	0.42	4.50	10.08	1.42	34.08	4.84	7.6
7	$Y_s = 0.2525\ln(t) + 4.5853$	4.40	0.48	4.40	11.52	1.48	35.52	4.68	6.5
8	$Y_s = 0.3181\ln(t) + 5.4223$	5.60	1.75	5.60	42.00	2.75	66.00	5.74	2.6
9	$Y_s = 0.2923\ln(t) + 5.1466$	4.90	0.43	4.90	10.32	1.43	34.32	5.25	7.2
10	$Y_s = 0.2623\ln(t) + 4.7816$	4.70	0.72	4.70	17.28	1.72	41.28	4.92	4.8
11	$Y_s = 0.378\ln(t) + 6.6083$	6.30	0.44	6.30	10.56	1.44	34.56	6.75	7.1
12	$Y_s = 0.3646\ln(t) + 6.4969$	6.80	2.30	6.80	55.20	3.30	79.20	6.93	1.9
13	$Y_s = 0.2699\ln(t) + 5.2187$	5.70	6.00	5.70	144.00	7.00	168.00	5.74	0.8
14	$Y_s = 0.2254\ln(t) + 4.5909$	4.30	0.28	4.30	6.72	1.28	30.72	4.65	8.1
15	$Y_s = 0.1637\ln(t) + 2.803$	2.80	0.98	2.80	23.52	1.98	47.52	2.91	4.1
16	$Y_s = 0.1889\ln(t) + 3.347$	3.00	0.16	3.00	3.84	1.16	27.84	3.38	12.5
17	$Y_s = 0.2678\ln(t) + 4.4844$	4.60	1.55	4.60	37.20	2.55	61.20	4.74	2.9
18	$Y_s = 0.1994\ln(t) + 2.7287$	3.30	17.50	3.30	420.00	18.50	444.00	3.31	0.3
19	$Y_s = 0.2854\ln(t) + 4.9804$	4.70	0.38	4.70	9.12	1.38	33.12	5.07	7.9
20	$Y_s = 0.1891\ln(t) + 3.3245$	3.50	2.50	3.50	60.00	3.50	84.00	3.56	1.8
21	$Y_s = 0.285\ln(t) + 4.7101$	4.60	0.67	4.60	16.08	1.67	40.08	4.86	5.6
22	$Y_s = 0.2695\ln(t) + 4.5426$	4.50	0.86	4.50	20.64	1.86	44.64	4.71	4.7
23	$Y_s = 0.2715\ln(t) + 4.6684$	4.60	0.78	4.60	18.72	1.78	42.72	4.82	4.9
24	$Y_s = 0.2823\ln(t) + 4.7$	5.40	12.00	5.40	288.00	13.00	312.00	5.42	0.4
25	$Y_s = 0.1975\ln(t) + 3.9398$	3.70	0.30	3.70	7.20	1.30	31.20	3.99	7.9
26	$Y_s = 0.2382\ln(t) + 4.5806$	5.50	48.00	5.50	1152.00	49.00	1176.00	5.51	0.1
27	$Y_s = 0.269\ln(t) + 4.5786$	4.60	1.10	4.60	26.40	2.10	50.40	4.78	3.9
28	$Y_s = 0.3404\ln(t) + 5.9695$	6.00	1.10	6.00	26.40	2.10	50.40	6.22	3.7
29	$Y_s = 0.2795\ln(t) + 5.3098$	5.70	4.00	5.70	96.00	5.00	120.00	5.76	1.0
30	$Y_s = 0.2484\ln(t) + 5.0155$	4.70	0.28	4.70	6.72	1.28	30.72	5.08	8.0
31	$Y_s = 0.2401\ln(t) + 4.8989$	4.90	1.00	4.90	24.00	2.00	48.00	5.07	3.4
32	$Y_s = 0.1953\ln(t) + 4.2085$	4.30	1.60	4.30	38.40	2.60	62.40	4.40	2.2
33	$Y_s = 0.2583\ln(t) + 4.8078$	5.20	4.50	5.20	108.00	5.50	132.00	5.25	0.9
34	$Y_s = 0.2272\ln(t) + 4.2766$	4.20	0.70	4.20	16.80	1.70	40.80	4.40	4.7
35	$Y_s = 0.1933\ln(t) + 4.0548$	4.20	2.10	4.20	50.40	3.10	74.40	4.27	1.8
36	$Y_s = 0.211\ln(t) + 4.3663$	4.60	3.00	4.60	72.00	4.00	96.00	4.66	1.3
37	$Y_s = 0.2857\ln(t) + 5.1161$	5.50	3.90	5.50	93.60	4.90	117.60	5.57	1.3
38	$Y_s = 0.2071\ln(t) + 3.7676$	4.00	3.00	4.00	72.00	4.00	96.00	4.05	1.4
39	$Y_s = 0.4212\ln(t) + 7.3237$	6.90	0.37	6.90	8.88	1.37	32.88	7.46	8.1
40	$Y_s = 0.2852\ln(t) + 5.5245$	4.90	0.11	4.90	2.71	1.11	26.71	5.56	13.4
41	$Y_s = 0.2742\ln(t) + 5.4807$	4.80	0.09	4.80	2.04	1.09	26.04	5.50	14.6
42	$Y_s = 0.2755\ln(t) + 5.5113$	5.20	0.32	5.20	7.68	1.32	31.68	5.59	7.5
43	$Y_s = 0.3659\ln(t) + 6.4201$	6.20	0.55	6.20	13.20	1.55	37.20	6.58	6.1
44	$Y_s = 0.2491\ln(t) + 4.0083$	4.20	2.20	4.20	52.80	3.20	76.80	4.30	2.3
45	$Y_s = 0.2116\ln(t) + 4.3534$	5.10	34.00	5.10	816.00	35.00	840.00	5.11	0.1
46	$Y_s = 0.2525\ln(t) + 4.399$	4.20	0.46	4.20	11.04	1.46	35.04	4.49	7.0
47	$Y_s = 0.2448\ln(t) + 4.6277$	4.20	0.18	4.20	4.20	1.18	28.20	4.67	11.1
48	$Y_s = 0.2318\ln(t) + 4.4882$	4.60	1.60	4.60	38.40	2.60	62.40	4.71	2.4
49	$Y_s = 0.3234\ln(t) + 5.8162$	5.10	0.11	5.10	2.64	1.11	26.64	5.85	14.7
50	$Y_s = 0.2023\ln(t) + 3.1164$	3.20	1.50	3.20	36.00	2.50	60.00	3.30	3.2

Continúa Tabla 6.3...

...Viene Tabla 6.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ensayo	Ecuación	Y _s Medido	Tiempo de Ajuste (t)	Y _s ajustado	Hora de Ajuste = (4)x24	Tiempo Estimado = (4)+24/24	Hora Estimada (7)x24	Y _s Calculado con tiempo de (7)	% de Variación de Y _s
		cm	días	cm	horas	días	horas	cm	%
51	$Y_s = 0.2322\ln(t) + 4.2748$	4.30	1.10	4.30	26.40	2.10	50.40	4.45	3.4
52	$Y_s = 0.1827\ln(t) + 3.6591$	3.70	1.25	3.70	30.00	2.25	54.00	3.81	2.9
53	$Y_s = 0.2844\ln(t) + 5.2795$	4.90	0.26	4.90	6.24	1.26	30.24	5.35	9.1
54	$Y_s = 0.2798\ln(t) + 5.1059$	4.80	0.33	4.80	7.92	1.33	31.92	5.19	8.0
55	$Y_s = 0.3288\ln(t) + 5.8093$	5.40	0.29	5.40	6.96	1.29	30.96	5.89	9.1
56	$Y_s = 0.1331\ln(t) + 2.2646$	2.50	6.00	2.50	144.00	7.00	168.00	2.52	0.9
57	$Y_s = 0.1098\ln(t) + 1.9489$	2.50	150.00	2.50	3600.00	151.00	3624.00	2.50	0.0
58	$Y_s = 0.1609\ln(t) + 2.968$	2.90	0.65	2.90	15.60	1.65	39.60	3.05	5.1
59	$Y_s = 0.1081\ln(t) + 1.9621$	2.20	9.00	2.20	216.00	10.00	240.00	2.21	0.5
60	$Y_s = 0.1999\ln(t) + 3.4174$	3.70	4.20	3.70	100.80	5.20	124.80	3.75	1.3
61	$Y_s = 0.0841\ln(t) + 1.6724$	1.70	1.40	1.70	33.60	2.40	57.60	1.75	2.7
62	$Y_s = 0.1024\ln(t) + 1.8511$	2.10	11.00	2.10	264.00	12.00	288.00	2.11	0.3
63	$Y_s = 0.0835\ln(t) + 1.6133$	1.80	9.00	1.80	216.00	10.00	240.00	1.81	0.3
64	$Y_s = 0.1741\ln(t) + 2.7948$	3.30	18.00	3.30	432.00	19.00	456.00	3.31	0.2
65	$Y_s = 0.2357\ln(t) + 3.8391$	4.00	2.00	4.00	48.00	3.00	72.00	4.10	2.5
66	$Y_s = 0.2128\ln(t) + 3.6887$	3.40	0.26	3.40	6.24	1.26	30.24	3.74	9.9
67	$Y_s = 0.1547\ln(t) + 2.7957$	3.00	3.80	3.00	91.20	4.80	115.20	3.04	1.3
68	$Y_s = 0.1137\ln(t) + 2.1185$	1.90	0.15	1.90	3.60	1.15	27.60	2.13	12.3
69	$Y_s = 0.158\ln(t) + 2.9266$	2.30	0.02	2.30	0.46	1.02	24.46	2.93	27.4
70	$Y_s = 0.1971\ln(t) + 3.5492$	3.80	3.60	3.80	86.40	4.60	110.40	3.85	1.3
71	$Y_s = 0.1562\ln(t) + 2.8572$	3.20	9.00	3.20	216.00	10.00	240.00	3.22	0.5
72	$Y_s = 0.2162\ln(t) + 3.7015$	4.40	25.00	4.40	600.00	26.00	624.00	4.41	0.1
73	$Y_s = 0.1304\ln(t) + 2.5971$	2.50	0.46	2.50	11.04	1.46	35.04	2.65	5.9
74	$Y_s = 0.1091\ln(t) + 2.3062$	2.60	15.00	2.60	360.00	16.00	384.00	2.61	0.3
75	$Y_s = 0.1957\ln(t) + 3.6472$	3.00	0.04	3.00	0.86	1.04	24.86	3.65	21.8
76	$Y_s = 0.2905\ln(t) + 4.8342$	4.70	0.63	4.70	15.12	1.63	39.12	4.98	5.9
77	$Y_s = 0.2951\ln(t) + 5.018$	5.30	2.60	5.30	62.40	3.60	86.40	5.40	1.8
78	$Y_s = 0.2494\ln(t) + 4.3901$	4.10	0.31	4.10	7.44	1.31	31.44	4.46	8.7
79	$Y_s = 0.22\ln(t) + 4.5549$	4.40	0.50	4.40	12.00	1.50	36.00	4.64	5.5
80	$Y_s = 0.2095\ln(t) + 4.5453$	4.50	0.80	4.50	19.20	1.80	43.20	4.67	3.7
81	$Y_s = 0.2313\ln(t) + 5.1119$	4.80	0.26	4.80	6.24	1.26	30.24	5.17	7.6
82	$Y_s = 0.263\ln(t) + 4.3893$	4.50	1.50	4.50	36.00	2.50	60.00	4.63	2.9
83	$Y_s = 0.561\ln(t) + 9.021$	8.40	0.33	8.40	7.92	1.33	31.92	9.18	9.3
84	$Y_s = 0.2868\ln(t) + 5.5481$	5.20	0.30	5.20	7.20	1.30	31.20	5.62	8.1
85	$Y_s = 0.3442\ln(t) + 6.4032$	6.20	0.55	6.20	13.20	1.55	37.20	6.55	5.7
86	$Y_s = 0.2865\ln(t) + 5.2863$	5.00	0.37	5.00	8.88	1.37	32.88	5.38	7.5
87	$Y_s = 0.5221\ln(t) + 8.9645$	8.20	0.23	8.20	5.52	1.23	29.52	9.07	10.6
88	$Y_s = 0.23\ln(t) + 3.7809$	4.40	15.00	4.40	360.00	16.00	384.00	4.42	0.4
89	$Y_s = 0.2598\ln(t) + 4.6421$	4.30	0.27	4.30	6.48	1.27	30.48	4.70	9.4
90	$Y_s = 0.1962\ln(t) + 3.7359$	4.00	3.90	4.00	93.60	4.90	117.60	4.05	1.2
91	$Y_s = 0.2323\ln(t) + 4.5136$	4.60	1.45	4.60	34.80	2.45	58.80	4.72	2.6
92	$Y_s = 0.2798\ln(t) + 5.46$	5.60	1.65	5.60	39.60	2.65	63.60	5.73	2.4
93	$Y_s = 0.4303\ln(t) + 7.4468$	7.20	0.56	7.20	13.44	1.56	37.44	7.64	6.1
94	$Y_s = 0.1946\ln(t) + 3.9634$	4.30	5.50	4.30	132.00	6.50	156.00	4.33	0.6
95	$Y_s = 0.2674\ln(t) + 4.8498$	5.00	1.75	5.00	42.00	2.75	66.00	5.12	2.4
96	$Y_s = 0.2379\ln(t) + 4.6422$	4.20	0.16	4.20	3.72	1.16	27.72	4.68	11.3
97	$Y_s = 0.3168\ln(t) + 5.6088$	6.10	4.70	6.10	112.80	5.70	136.80	6.16	1.0
98	$Y_s = 0.3316\ln(t) + 6.1323$	5.80	0.37	5.80	8.88	1.37	32.88	6.24	7.5
99	$Y_s = 0.4359\ln(t) + 7.122$	6.70	0.38	6.70	9.12	1.38	33.12	7.26	8.4
100	$Y_s = 0.3003\ln(t) + 4.8844$	5.20	2.90	5.20	69.60	3.90	93.60	5.29	1.8

Continúa Tabla 6.3...

...Viene Tabla 6.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ensayo	Ecuación	Y_s Medido	Tiempo de Ajuste (t)	Y_s ajustado	Hora de Ajuste = (4)x24	Tiempo Estimado = (4)+24/24	Hora Estimada (7)x24	Y_s Calculado con tiempo de (7)	% de Variación de Y_s
		cm	días	cm	horas	días	horas	cm	%
101	$Y_s = 0.2091 \ln(t) + 3.5212$	4.30	42.00	4.30	1008.00	43.00	1032.00	4.34	0.9
102	$Y_s = 0.3228 \ln(t) + 4.8844$	5.60	9.20	5.60	220.80	10.20	244.80	5.63	0.6
103	$Y_s = 0.3694 \ln(t) + 6.0226$	6.30	2.10	6.30	50.40	3.10	74.40	6.44	2.2
104	$Y_s = 0.3551 \ln(t) + 5.7304$	6.70	15.50	6.70	372.00	16.50	396.00	6.73	0.4
105	$Y_s = 0.1496 \ln(t) + 2.4802$	2.30	0.30	2.30	7.20	1.30	31.20	2.52	9.5
106	$Y_s = 0.2324 \ln(t) + 3.6247$	3.80	2.10	3.80	50.40	3.10	74.40	3.89	2.3
107	$Y_s = 0.1118 \ln(t) + 2.0159$	2.10	2.10	2.10	50.40	3.10	74.40	2.14	2.0
108	$Y_s = 0.2625 \ln(t) + 4.3036$	4.30	1.00	4.30	24.00	2.00	48.00	4.49	4.3
109	$Y_s = 0.4068 \ln(t) + 6.0417$	6.30	1.90	6.30	45.60	2.90	69.60	6.47	2.8
110	$Y_s = 0.4696 \ln(t) + 7.4039$	8.00	3.55	8.00	85.20	4.55	109.20	8.12	1.4
111	$Y_s = 0.4353 \ln(t) + 7.0382$	8.20	14.50	8.20	348.00	15.50	372.00	8.23	0.4
112	$Y_s = 0.1626 \ln(t) + 2.9807$	2.80	0.33	2.80	7.92	1.33	31.92	3.03	8.1
113	$Y_s = 0.1394 \ln(t) + 2.8214$	2.80	0.85	2.80	20.40	1.85	44.40	2.91	3.8
114	$Y_s = 0.2515 \ln(t) + 4.4542$	4.90	6.00	4.90	144.00	7.00	168.00	4.94	0.9
115	$Y_s = 0.3005 \ln(t) + 5.3737$	5.30	0.78	5.30	18.72	1.78	42.72	5.55	4.7
116	$Y_s = 0.467 \ln(t) + 7.7278$	7.70	0.95	7.70	22.80	1.95	46.80	8.04	4.4
117	$Y_s = 0.3189 \ln(t) + 5.355$	5.40	1.15	5.40	27.60	2.15	51.60	5.60	3.7
118	$Y_s = 0.1172 \ln(t) + 2.7248$	3.50	750.00	3.50	18000.00	751.00	18024.00	3.50	0.0
119	$Y_s = 0.2764 \ln(t) + 4.9525$	4.50	0.20	4.50	4.68	1.20	28.68	5.00	11.1
120	$Y_s = 0.3205 \ln(t) + 5.8293$	5.00	0.08	5.00	1.80	1.08	25.80	5.85	17.0
121	$Y_s = 0.3259 \ln(t) + 5.7084$	5.40	0.39	5.40	9.36	1.39	33.36	5.82	7.7
122	$Y_s = 0.3698 \ln(t) + 6.3203$	7.30	14.00	7.30	336.00	15.00	360.00	7.32	0.3
								Promedio	5.0
								Maximo	27.4
								Minimo	0.0

Tabla 6.4 Variaciones de profundidad de socavación utilizando las extrapolaciones en las ecuaciones obtenidas para los 122 ensayos

Tiempo de duración en prototipo (Hr)	Tiempo de duración en modelo (Hr)	Variación promedio para los 122 ensayos de Y_s (%)
20.0	3.20	1.30
40.0	6.32	2.20
48.0	7.60	2.50
72.0	11.38	3.20

d. De lo observado en la Tabla 6.4, el incremento promedio de Y_s es relativamente bajo para distintos incrementos de tiempo extrapolado, esta ligera variación es atribuible a la extrapolación logarítmica utilizada.

e. Finalmente se asume un incremento de tiempo de 24 horas de ensayo en modelo para la extrapolación de Y_s . Los tiempos finales de extrapolación se muestran en las columnas (7 y (8) de la Tabla 6.3.

5. Finalmente con los tiempos de las columnas (7) y (8) de la Tabla 6.3 se extrapolan los valores para Y_s que se muestran en la columna (9), estos datos extrapolados tienen un incremento promedio de 5.0% para los 122 ensayos, respecto de las profundidades de socavación medidas, con un máximo de 27.4% y un mínimo cercano al 0.0%, esto se aprecia en la columna (10) de la Tabla 6.3.

Con los valores obtenidos de Y_s por extrapolación se procede a realizar los análisis, utilizando datos de ensayos con pilares alineados en la dirección del flujo.

Influencia del Tirante del Flujo.

Para el parámetro Y_n/b , en la Figura 6.21 se observa que para valores de 0.90 la envolvente de la profundidad de socavación alcanzaría aproximadamente a 2.9 del ancho b en promedio, así tendríamos:

$$\text{Para } \frac{Y_n}{b} > 0.9 \qquad Y_s = 3b, \qquad (6.1)$$

El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $0.90 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$ y el rango analizado comprende $0.45 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$.

$$\text{Para } \frac{Y_n}{b} < 0.9 \qquad Y_s = 5.4by_n - 2.1b \qquad (6.2)$$

El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $0.45 < \frac{Y_n}{b} < 0.90$ y el rango analizado comprende $0.45 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$.

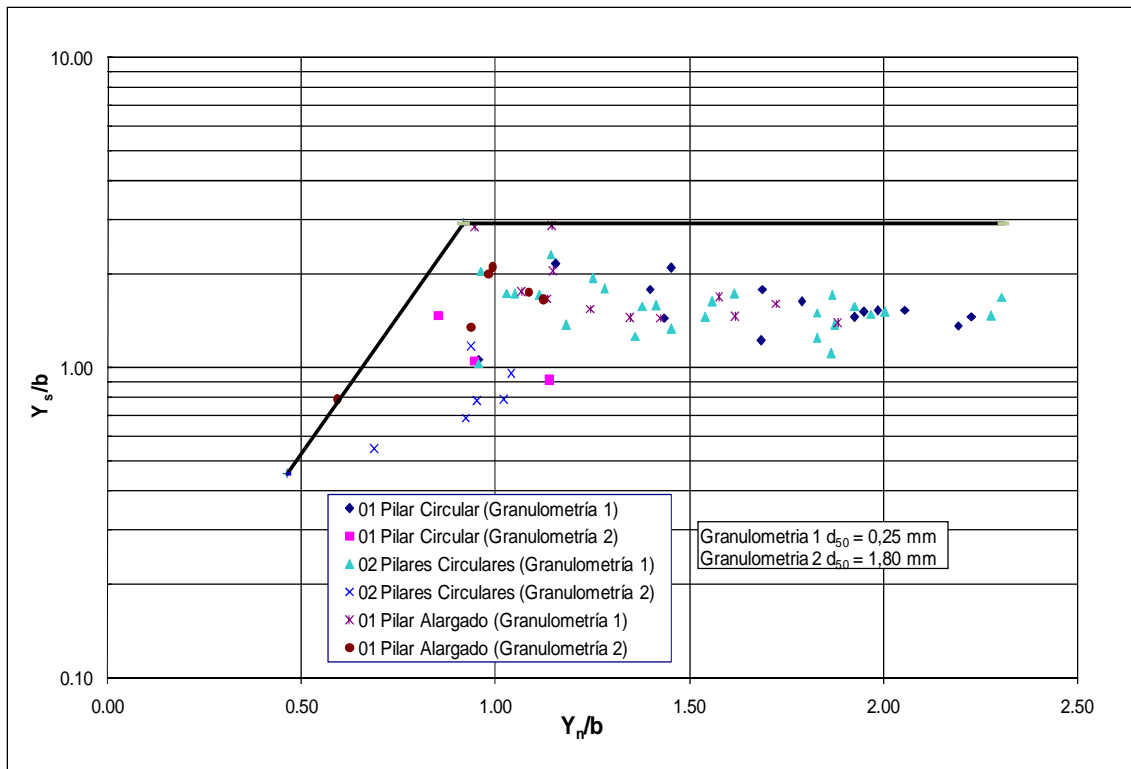


Figura 6.21 Influencia del Parámetro Y_n/b

Influencia de la Velocidad del Flujo.

Un parámetro utilizado es el Número de Reynolds del Pilar bV/ν , en la Figura 6.22 se muestra la influencia de este parámetro, que como era de esperar, muestra correlación para valores menores a 13 500 por lo que no debería de considerarse para el flujo turbulento. Así tendríamos:

$$\text{Para } bV/\nu < 13,500 \quad Y_s = 0.000182b\left(\frac{bV}{\nu}\right) - 0.05b \quad (6.3)$$

En este caso para pilares alineados con el flujo. El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $6,800 < \left(\frac{bV}{\nu}\right) < 13,500$. El rango analizado comprende

$$6,800 < \left(\frac{bV}{\nu}\right) < 23,800.$$

En cambio para el Número de Froude del Pilar $F_p = V/\sqrt{gb}$ en la Figura 6.23 se muestra la influencia notoria de este parámetro para valores menores a 0.8.

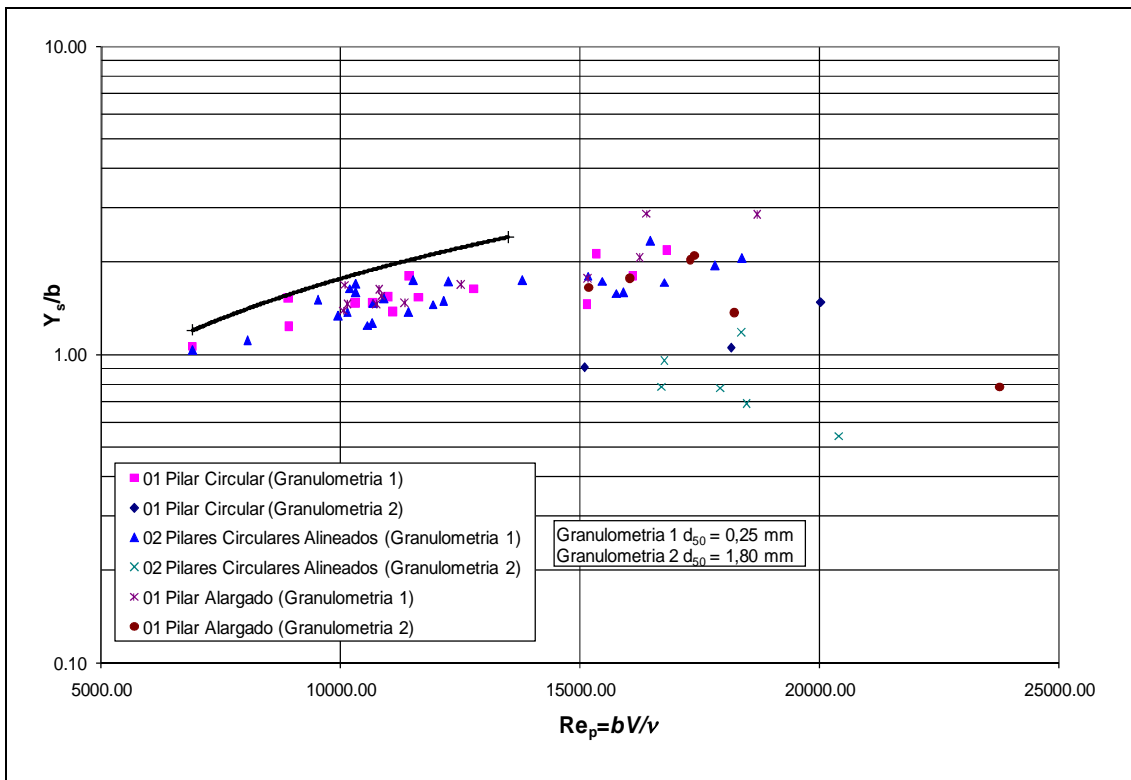


Figura 6.22 Influencia del Parámetro $Re_p = bV/v$

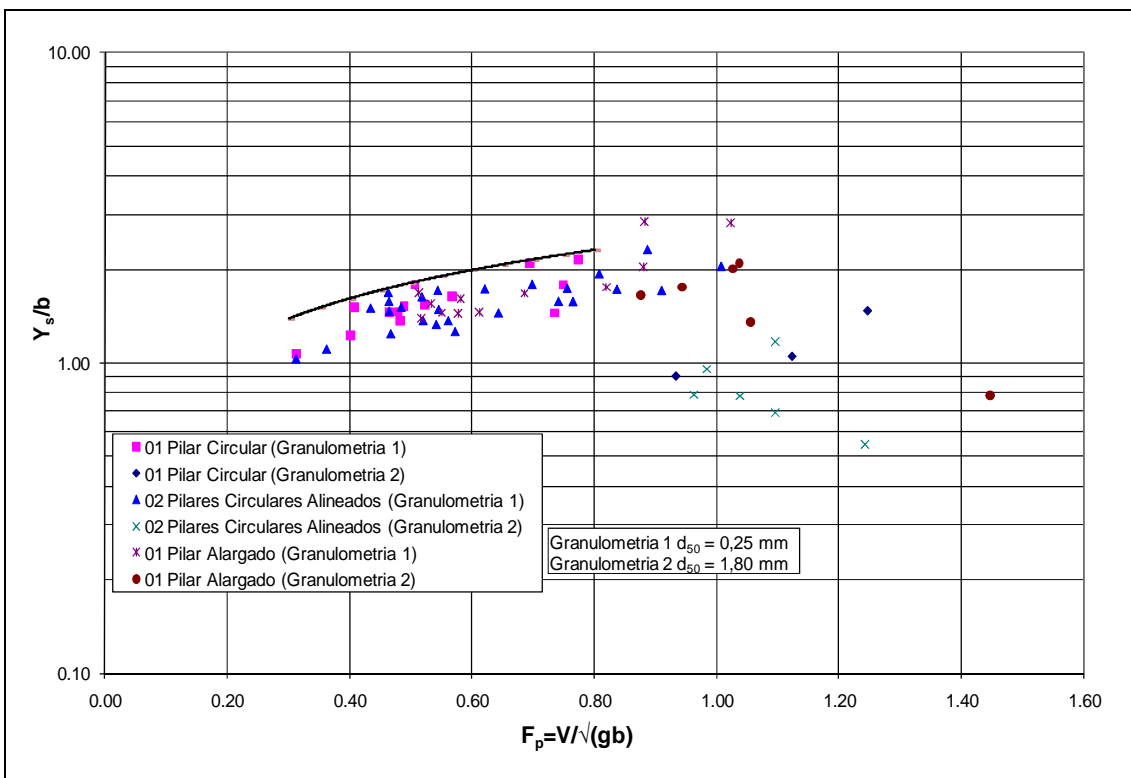


Figura 6.23 Influencia del Parámetro $F_p = V/\sqrt{gb}$

Así tenemos:

$$\text{Para } F_p < 0.8 \text{ ó } b > 0.16V^2 \quad Y_s = 2.6b\left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right)^{0.52} \quad (6.4)$$

Para pilares alineados con el flujo. Se ha ajustado a una ecuación de tipo potencial, con una correlación $R = 0.75$ y $R^2 = 0.57$, la cual ha sido adecuada a una ecuación envolvente, que es la que se presenta en la Ecuación 6.4. Para un ajuste de tipo exponencial se ha encontrado un $R^2 = 0.55$ y para un ajuste logarítmico un $R^2 = 0.51$. El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $0.30 < F_p < 0.80$, mientras que el rango total analizado se encuentra entre $0.30 < F_p < 1.45$.

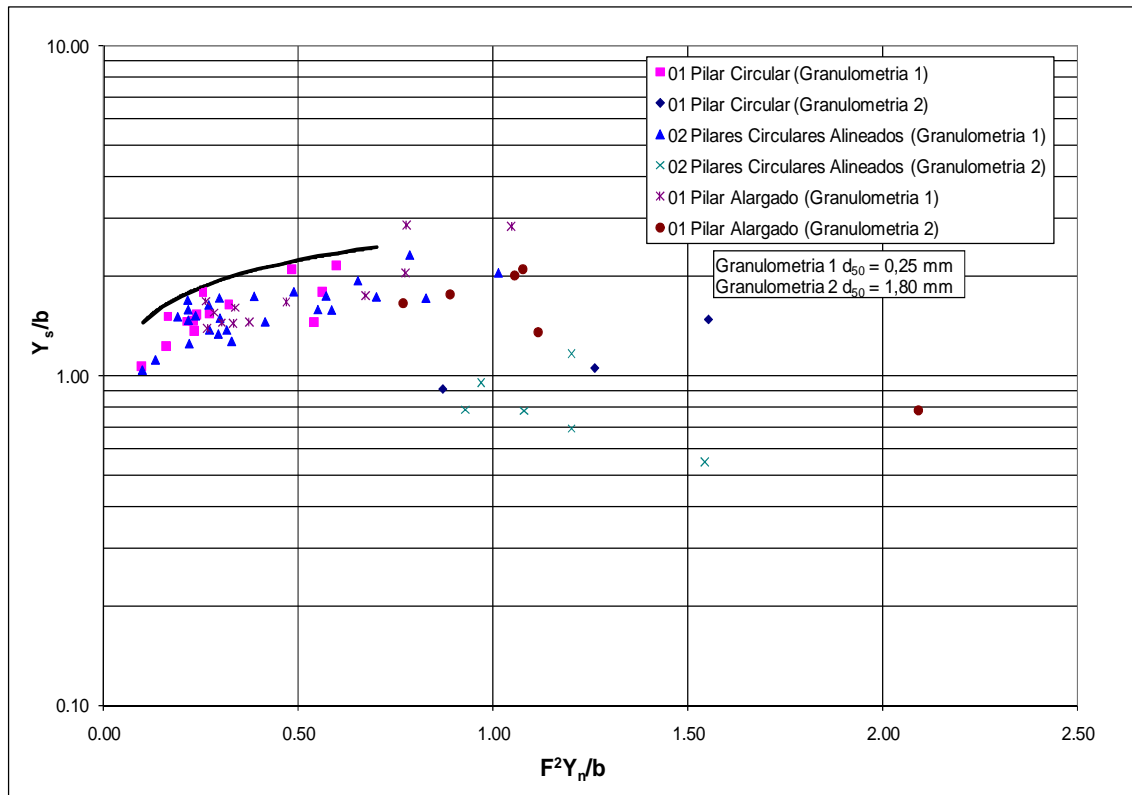


Figura 6.24 Influencia del Parámetro $F^2(Y_n/b)$

El Número de Froude del Pilar $F_p = V/\sqrt{gb}$ puede modificarse a la forma $F^2(Y_n/b)$ donde F es el Número de Froude que determina el régimen del flujo, en esta última expresión se observa dos parámetros considerados en la fórmula del CSU para el cálculo de socavación en pilares de puentes, en la Figura 6.24 se muestra la influencia clara de este parámetro hasta valores menores a 0.7, así tendríamos:

$$\text{Para } F^2(Y_n/b) < 0.7 \text{ ó } b > 0.15V^2; Y_s = 2.7b \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.27} F^{0.54} \quad (6.5)$$

Para pilares alineados con el flujo. Se ha ajustado a una ecuación de tipo potencial, con una correlación $R = 0.76$ y $R^2 = 0.58$, la cual ha sido adecuada a una ecuación envolvente, que es la que se presenta en la Ecuación 6.5. Para un ajuste de tipo exponencial se ha encontrado un $R^2 = 0.55$ y para un ajuste logarítmico un $R^2 = 0.52$. El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $0.1 < F^2(Y_n/b) < 0.7$, mientras que el rango total analizado se encuentra entre $0.1 < F^2(Y_n/b) < 2.1$.

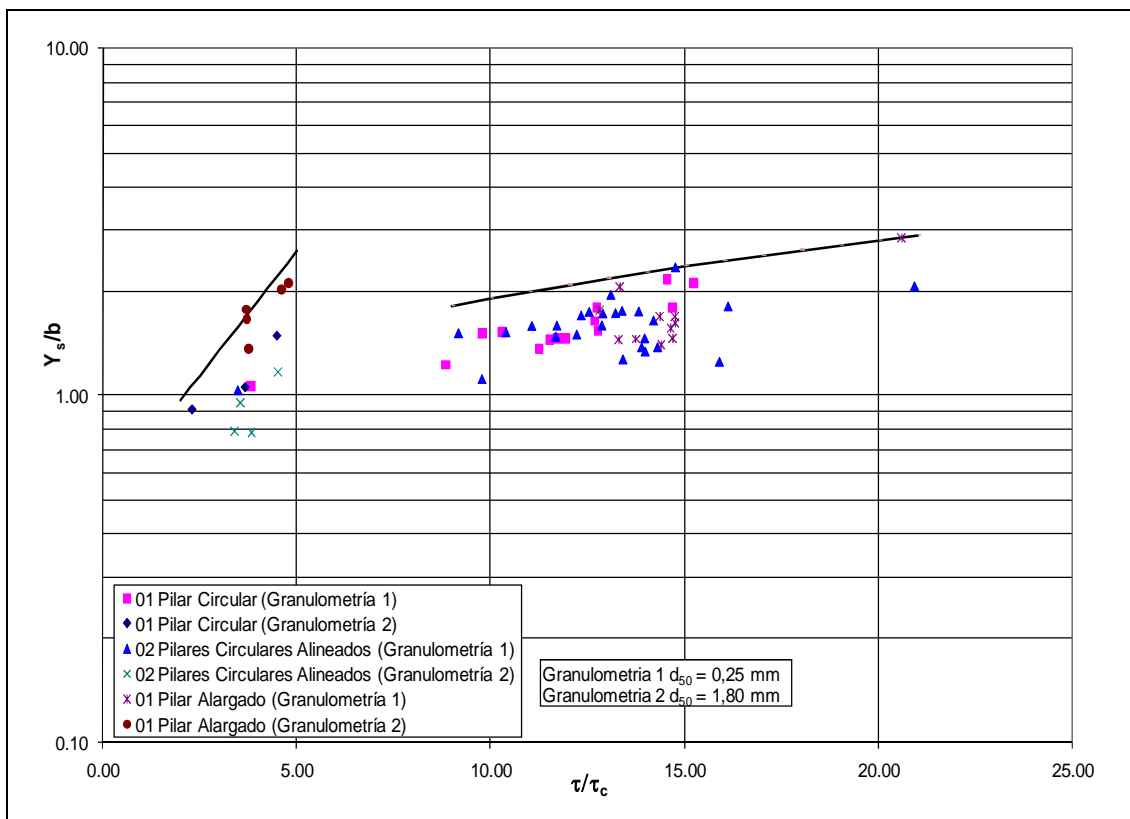


Figura 6.25 Influencia del Parámetro τ/τ_c

Ahora analizaremos un parámetro importante, que es la relación entre los esfuerzos de corte del flujo τ y de corte crítico para la iniciación del movimiento de los sedimentos τ_c determinado por τ/τ_c , aunque es menos utilizado por los autores en las fórmulas de socavación de pilares de puentes, León lo utilizó para determinar la profundidad de socavación en pilares de sección circular. En la Figura 6.25 se observa la influencia notoria de este parámetro para valores de $\tau/\tau_c > 9$, mientras que para el

intervalo entre $5 < \tau/\tau_c < 9$, no se han determinado datos, para valores de $2 < \tau/\tau_c < 5$, también se nota dependencia, así obtenemos,

$$\text{Para } \tau/\tau_c < 5 \quad Y_s = 0.5be^{0.33\left(\frac{\tau}{\tau_c}\right)} \quad (6.6)$$

Donde e es la base de los logaritmos neperianos.

Para pilares alineados con el flujo. Para las dos granulometrías usadas se ha calculado con el diagrama de Shields los valores de $\tau_c = 0.017 \text{ Kg/m}^2$ para la granulometría con $d_{50} = 0.25 \text{ mm}$ y $\tau_c = 0.116 \text{ Kg/m}^2$ para la granulometría con $d_{50} = 1.8 \text{ mm}$. Los valores calculados se muestran en el resumen de datos obtenidos del Tomo de Datos Colectados de la presente Tesis. Se ha ajustado a una ecuación de tipo exponencial, con una correlación $R = 0.68$ y $R^2 = 0.47$, la cual ha sido adecuada a una ecuación envolvente, que es la que se presenta en la Ecuación 6.6. Para un ajuste de tipo lineal se ha encontrado un $R^2 = 0.45$ y para un ajuste potencial un $R^2 = 0.43$. El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $2 < \tau/\tau_c < 5$, mientras que el rango total analizado se encuentra entre $2 < \tau/\tau_c < 21$.

$$\text{Para } \tau/\tau_c > 9 \quad Y_s = 0.09b\left(\frac{\tau}{\tau_c}\right) + b \quad (6.7)$$

Estos valores son válidos para pilares alineados con el flujo. Se ha ajustado a una ecuación de tipo lineal, con una correlación $R = 0.64$ y $R^2 = 0.41$, la cual ha sido adecuada a una ecuación envolvente, que es la que se presenta en la Ecuación 6.7. Para un ajuste de tipo exponencial se ha encontrado un $R^2 = 0.39$ y para un ajuste logarítmico un $R^2 = 0.38$. El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $9 < \tau/\tau_c < 21$, mientras que el rango total analizado se encuentra entre $2 < \tau/\tau_c < 21$.

El último parámetro analizar es Y_n/d_s . En el Figura 6.26 se observa que para valores de $Y_n/d_s > 200$, la profundidad de socavación sería independiente de este parámetro, así obtenemos,

$$\text{Para } \frac{Y_n}{d_s} > 200 \quad Y_s = 1.8b \quad (6.8)$$

Para pilares alineados con el flujo. Se ha ajustado a una ecuación de tipo lineal, con una correlación $R = 0.32$ y $R^2 = 0.10$, la cual ha sido adecuada a una ecuación envolvente, que es la que se presenta en la Ecuación 6.8. Para otros ajustes se obtiene

correlaciones menores. El rango de ajuste de la ecuación comprende el intervalo de $200 < Y_n / d_s < 300$, mientras que el rango total analizado se encuentra entre $10 < Y_n / d_s < 300$.

Resumiendo esta sección, usando el parámetro adimensional Y_n/b para la influencia de la profundidad del flujo, $Re_p = bV/\nu$ para el Número de Reynolds del Pilar, $F_p = V/\sqrt{gb}$ para el Número de Froude del Pilar, una modificación de esta última de la forma $F^2(Y_n/b)$ y finalmente la relación entre el esfuerzo cortante hidráulico y el esfuerzo cortante crítico que determina la iniciación del movimiento de las partículas no cohesivas τ/τ_c , se ha logrado completar experimentalmente ocho ecuaciones cuyo resumen se muestra en la Tabla 6.5, acotando el rango en el cual fueron ajustados.

Donde:

Y_s = Profundidad de socavación total del pilar.

Y_n = Profundidad media del flujo de aproximación al pilar.

b = Ancho del pilar.

V = Velocidad del flujo de aproximación al pilar.

$F_p = \left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right)$ = Numero de Froude del pilar.

e = Base de los logaritmos neperianos.

τ = Esfuerzo cortante hidráulico.

τ_c = Esfuerzo cortante crítico para la iniciación del movimiento del sedimento no cohesivo determinado con el diagrama de Shields.

Tabla 6.5 Ecuaciones completadas con los resultados experimentales

No	Ecuación	Rango de Aplicación	Rango Utilizado Para el Ajuste de la Ecuación	Rango Analizado
6.1	$Y_s = 3b$	$\frac{Y_n}{b} > 0.9$	$0.90 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$	$0.45 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$
6.2	$Y_s = 5.4bY_n - 2.1b$	$\frac{Y_n}{b} < 0.9$	$0.45 < \frac{Y_n}{b} < 0.90$	$0.45 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$
6.3	$Y_s = 0.000182b\left(\frac{bV}{v}\right) - 0.05b$	$bV/v < 13,500$	$6,800 < \left(\frac{bV}{v}\right) < 13,500$	$6,800 < \left(\frac{bV}{v}\right) < 23,800$
6.4	$Y_s = 2.6b\left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right)^{0.52}$	$F_p < 0.8$ ó $b > 0.16V^2$	$0.30 < F_p < 0.80$	$0.30 < F_p < 1.45$
6.5	$Y_s = 2.7b\left(\frac{Y_n}{b}\right)^{0.27} F^{0.54}$	$F^2(Y_n/b) < 0.7$ ó $b > 0.15V^2$	$0.1 < F^2(Y_n/b) < 0.7$	$0.1 < F^2(Y_n/b) < 2.1$
6.6	$Y_s = 0.5be^{0.33\left(\frac{\tau}{\tau_c}\right)}$	$\tau/\tau_c < 5$	$2 < \tau/\tau_c < 5$	$2 < \tau/\tau_c < 21$
6.7	$Y_s = 0.09b\left(\frac{\tau}{\tau_c}\right) + b$	$\tau/\tau_c > 9$	$9 < \tau/\tau_c < 21$	$2 < \tau/\tau_c < 21$
6.8	$Y_s = 1.8b$	$\frac{Y_n}{d_s} > 200$	$200 < Y_n/d_s < 300$	$10 < Y_n/d_s < 300$

6.7 Análisis y discusión de resultados.

Para el análisis de las ecuaciones obtenidas en la sección 6.5 utilizaremos los datos de profundidades de socavación en pilares de puentes medidas en campo, cuyos valores fueron tomados de USGS (2004) de los Estados Unidos, cuyas características hidrológicas e hidráulicas se muestran en la Tabla 6.6 y el resumen de las mediciones de socavación se muestran en la Tabla 6.7. Los datos de las Tablas 6.6 y 6.7 se muestran en sus unidades originales que son las inglesas, las cuales luego son convertidas para el análisis. Los valores tomados corresponden a pilares de puentes de sección cilíndrica con anchos de pilar de 61.0 cm y 76 cm. El flujo de los eventos está caracterizado por Números de Froude entre 0.26 y 0.61 y el diámetro d_{50} del lecho del cauce estuvo comprendido entre 55 mm a 72 mm con valores de d_{95} entre 75 mm y 250 mm.

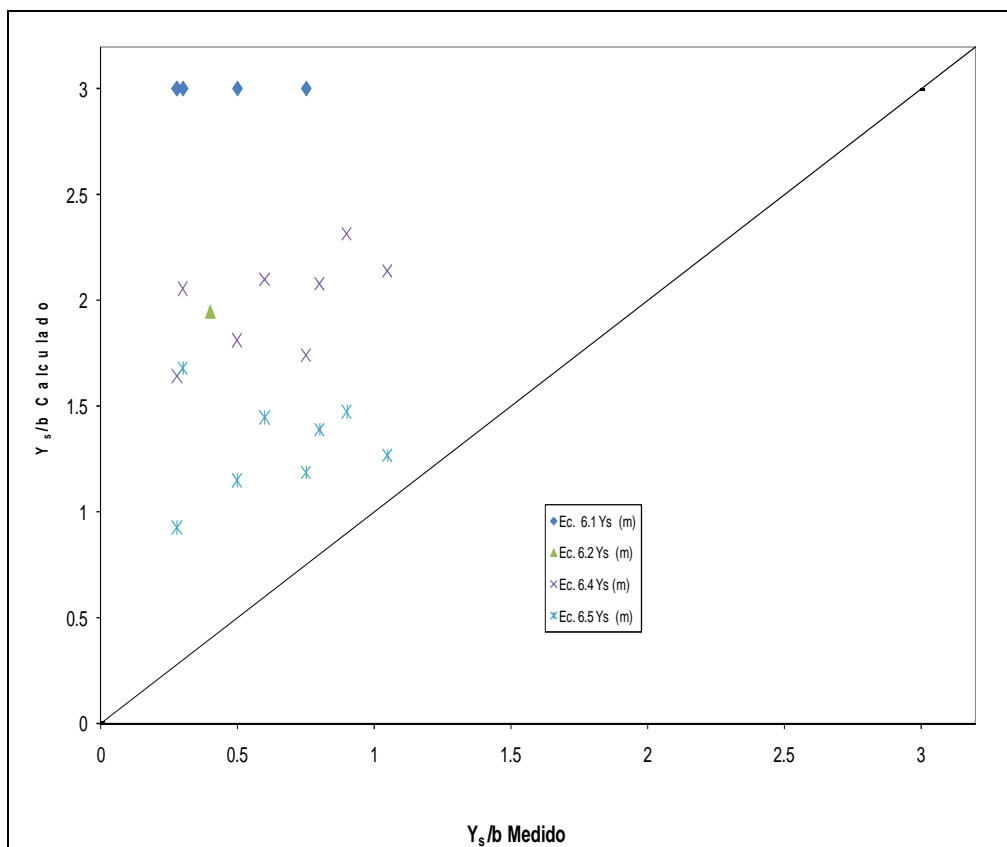


Figura 6.26 Valores de Y_s/b medidos y calculados para datos de campo con las Ecuaciones 6.1, 6.2, 6.4 y 6.5

Tabla 6.6 Hidrología e hidráulica de los lugares seleccionados para la socavación de los pilares. USGS (2004).

Numero del sitio BSDMS	Estado	Ubicación del puente	Nº identificación USGS	Area Drenada (mi ²)	Pendiente del cauce(ft/ft)	Descarga, en ft ³ /s, para distintos periodos de rrecurrencia.					Fecha de medición de la socavación	Descarga durante la medición de la Socavación (ft ³ /s)
						Q ₂	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀	Q ₅₀₀		
44	Ohio	Little Miami river at S.R. 350, at Fort Ancient	3,242,500.00	675.00	0.0008						19/12/1990	4,620.00
53	Virginia	Tye River at S.R. 56, near Iovingston	2,027,000.00	93.00	0.0029	3,540.00	9,170.00	17,800.00	23,000.00	39,800.00	03/05/1989	866.00
											07/05/1989	1,250.00
											22/04/1992	3,070.00
55	Virginia	Reed Creek at S.R. 649, near Wytheville	3,166,700.00		0.0001							

Tabla 6.7 Resumen de la medición de la socavación en los pilares de puente. USGS (2004).

Numero del sitio BSDMS	Nº de medida	Fecha	Identif. del pilar	Condicion de la Socavación	Forma del Pilar	Longitud L (ft)	Alineam. del Pilar (gra. Sexag.)	Ancho del Pilar b (ft)	V (ft/s)	Profundidad del Flujo (ft)	Tamaño de las particulas del lecho de acuerdo a la gradacion del material.			Profundidad de socavación medida (ft)	Error de medición (ft)
											d ₅₀ (mm)	d ₉₀ (mm)	d ₉₅ (mm)		
Ohio															
44	288	19/12/1990	P2	Clear	Circular	24.30	0.00	2.50	3.70	5.60	60.00	74.00	75.00	0.70	0.30
Virginia															
53	358	03/05/1989	P2	Clear	Circular	41.00	0.00	2.00	1.80	1.50	72.00	220.00	250.00	0.80	1.00
53	359	07/05/1989	P2	Live	Circular	41.00	0.00	2.00	5.10	2.20	72.00	220.00	250.00	0.60	1.00
53	360	22/04/1992	P2	Live	Circular	41.00	0.00	2.00	5.20	5.50	72.00	220.00	250.00	1.60	1.00
53	361	03/05/1989	P3	Live	Circular	41.00	0.00	2.00	4.00	4.00	72.00	220.00	250.00	1.00	1.00
53	362	07/05/1989	P3	Live	Circular	41.00	0.00	2.00	5.30	5.00	72.00	220.00	250.00	1.20	1.00
53	363	22/04/1992	P3	Live	Circular	41.00	0.00	2.00	8.50	8.60	72.00	220.00	250.00	2.50	1.00
55	376	29/03/1991	P2	Clear	Circular	30.00	0.00	2.00	3.70	2.50	55.00	95.00	110.00	1.50	1.00
55	377	05/06/1992	P2	Clear	Circular	30.00	0.00	2.00	5.50	10.50	55.00	95.00	110.00	2.10	1.00
55	378	24/03/1993	P2	Clear	Circular	30.00	0.00	2.00	6.40	10.50	55.00	95.00	110.00	1.80	1.00

Con los datos de las Tablas 6.6 y 6.7, se ha calculado las profundidades de socavación utilizando las ecuaciones citadas en la Tabla 6.5, los resultados se presentan en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8 Profundidades de socavación calculadas con las 8 ecuaciones obtenidas.

N°	Características Generales													Profundidades de socavación calculadas con las 8 ecuaciones							
	Ancho del Pilar (m)	Profundidad del flujo Y_n (m)	Número de Froude F	Pendiente del Cauce S (%)	Diámetro Medio d_{50} (mm)	Socavación Medida Y_s (m)	Y_s/b	Y_n/b	$Re_p (*10^3)$	$F_p = V/(gb)^{0.5}$	$F^2(Y_n/b)$	τ/τ_c	Y_n/d_s	Ec. 6.1 Y_s (m)	Ec. 6.2 Y_s (m)	Ec. 6.3 Y_s (m)	Ec. 6.4 Y_s (m)	Ec. 6.5 Y_s (m)	Ec. 6.6 Y_s (m)	Ec. 6.7 Y_s (m)	Ec. 6.8 Y_s (m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	0.76	1.71	0.28	0.0800	60.00	0.21	0.28	2.24	852.11	0.41	0.17	0.25	28.45	2.29			1.25	0.70			
2	0.61	0.46	0.26	0.2900	72.00	0.24	0.40	0.75	331.63	0.22	0.05	0.20	6.35		1.19						
3	0.61	0.67	0.61	0.2900	72.00	0.18	0.30	1.10	939.62	0.64	0.40	0.29	9.31	1.83			1.25	1.02			
4	0.61	1.68	0.39	0.2900	72.00	0.49	0.80	2.75	958.05	0.65	0.42	0.73	23.28				1.26	0.85			
5	0.61	1.22	0.35	0.2900	72.00	0.30	0.50	2.00	736.96	0.50	0.25	0.53	16.93	1.83			1.10	0.70			
6	0.61	1.52	0.42	0.2900	72.00	0.37	0.60	2.50	976.47	0.66	0.44	0.66	21.17				1.28	0.88			
7	0.61	2.62	0.51	0.2900	72.00	0.76	1.25	4.30	1566.04	1.06	1.12	1.14	36.41								
8	0.61	0.76	0.41	0.0100	55.00	0.46	0.75	1.25	681.69	0.46	0.21	0.01	13.85	1.83			1.06	0.72			
9	0.61	3.20	0.30	0.0100	55.00	0.64	1.05	5.25	1013.32	0.69	0.47	0.06	58.19				1.30	0.77			
10	0.61	3.20	0.35	0.0100	55.00	0.55	0.90	5.25	1179.14	0.80	0.64	0.06	58.19				1.41	0.90			
Maximo	0.76	3.20	0.61	0.29	72.00	0.76	1.25	5.25	1566.04	1.06	1.12	1.14	58.19	2.29	1.19		1.41	1.02			
Minimo	0.61	0.46	0.26	0.01	55.00	0.18	0.28	0.75	331.63	0.22	0.05	0.01	6.35	1.83	1.19		1.06	0.70			

En la Tabla 6.8 se muestran los parámetros que definen los rangos para la aplicación de las ecuaciones obtenidas experimentalmente, considerando estos valores, se han calculado los valores de las profundidades de socavación para los diez eventos. Observamos que para la Ecuación 6.1 $Y_s = 3b$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $0.90 < \frac{Y_n}{b} < 2.31$, se encuentran cuatro valores dentro del rango señalado, en general se observa que la ecuación sobrestima los valores de socavación, esta ecuación no debería usarse sin considerar otros parámetros del flujo, pues como se observa en la Figura 6.26, las profundidades de socavación medidas varían con estos, mientras la ecuación proporciona valores constantes. Para la Ecuación 6.2 $Y_s = 5.4by_n - 2.1b$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $0.45 < \frac{Y_n}{b} < 0.90$, se encuentra un solo valor dentro del rango mencionado, se observa que la ecuación sobreestima el valor de socavación. Esta ecuación no es recomendable fuera de su rango de aplicación y considerando que sobrestima los valores de socavación como se observa en la Figura 6.25, además, mientras no se pueda comprobar con más datos de campo no recomendamos su uso. Para la Ecuación 6.3 $Y_s = 0.000182b\left(\frac{bV}{v}\right) - 0.05b$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $6,800 < \left(\frac{bV}{v}\right) < 13,500$, como era de esperarse no se encuentra ningún valor dentro del rango mencionado, para el flujo turbulento no recomendamos su uso. Para la Ecuación 6.4 $Y_s = 2.6b\left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right)^{0.52}$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $0.30 < F_p < 0.80$, se encuentran ocho valores dentro del rango señalado, en general se observa que la ecuación nunca subestima los valores de socavación como se observa en la Figura 6.26, esta ecuación ofrece un buen ajuste, incluso tomando los valores que no están dentro del rango de ajuste de la ecuación, por lo que se compara con ecuaciones de otros autores. Para la Ecuación 6.5 $Y_s = 2.7b\left(\frac{Y_n}{b}\right)^{0.27} F^{0.54}$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $0.1 < F^2(Y_n/b) < 0.7$, se encuentran ocho valores dentro del rango señalado, en general se observa que la ecuación nunca subestima los valores de socavación como se observa en la Figura 6.26, esta ecuación ofrece un buen ajuste, incluso tomando los valores que no están dentro del rango de ajuste de la ecuación, por lo que se compara con

ecuaciones de otros autores. Para la Ecuación 6.6 $Y_s = 0.5be^{0.33\left(\frac{\tau}{\tau_c}\right)}$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $2 < \tau/\tau_c < 5$, no se encuentra ningún valor dentro del rango mencionado. Para la Ecuación 6.7 $Y_s = 0.09b\left(\frac{\tau}{\tau_c}\right) + b$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $9 < \tau/\tau_c < 21$, no se encuentra ningún valor dentro del rango mencionado. Aplicando la Ecuación 6.6 ó 6.7 fuera de sus rangos, estas ecuaciones tienden a subestimar las profundidades de socavación. Para la Ecuación 6.8 $Y_s = 1.8b$, cuyo rango de ajuste comprende el intervalo de $200 < Y_n/d_s < 300$, no se encuentra ningún valor dentro del rango mencionado, lo que indica que en casos reales, no es frecuente su ocurrencia.

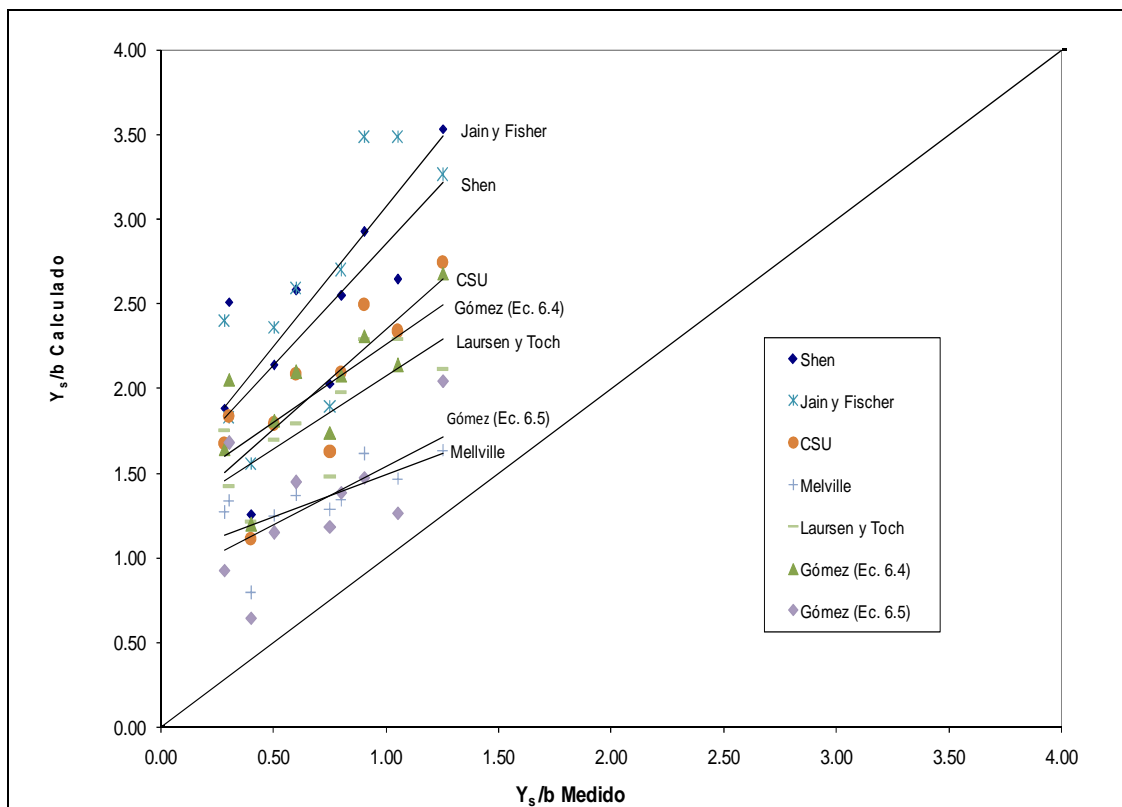


Figura 6.27 Valores de Y_s/b medidos y calculados para datos de campo con Ecuaciones de varios autores y las Ecuaciones 6.4 y 6.5

Continuando con el análisis calculamos las profundidades de socavación para todos los datos de campo utilizando algunas de las ecuaciones conocidas para la socavación en pilares de puentes como son las de Shen, Jain y Fisher, CSU, Mellville,

León y Laursen y Toch, y compararemos los resultados con las Ecuaciones 6.4 y 6.5 que son resultado de la presente investigación. En la Figura 6.27 se muestran los valores de Y_s/b medidos y calculados, el análisis se realiza para pilares circulares alineados con el flujo.

Para el análisis, nosotros tomaremos como referencia la línea de correlación perfecta que se muestra en la Figura 6.27, la cual intercepta al eje de las abscisas y las ordenadas en el punto (0,0) y tiene una pendiente 1.00.

Se utilizan fórmulas que para los datos de campo utilizados no subestimen la profundidad de socavación, se ha realizado un ajuste lineal de los resultados obtenidos, donde se observa que para la Ecuación de Shen los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 1.43 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón de 1.43 veces los valores de Y_s/b medidos. Para la Ecuación de Jain y Fisher los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 1.43 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón 1.65 veces los valores de Y_s/b medidos. Para la Ecuación del CSU los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 1.18 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón de 1.18 veces los valores de Y_s/b medidos. Analizando la Ecuación de Mellville, observamos que los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 1.00 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón de 0.49 veces de los valores de Y_s/b medidos. Analizada la Ecuación de Laursen y Toch, observamos que los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 1.22 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón de 0.86 veces de los valores de Y_s/b medidos. Observando los resultados producidos por la Ecuación 6.4, considerando el valor de F_p hasta uno, vemos que los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 1.35 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón de 0.92 veces de los valores de Y_s/b medidos. Por último analizando la Ecuación 6.5, observamos que los valores de socavación son sobreestimados con un valor inicial promedio de 0.85 veces el ancho del pilar y los valores de Y_s/b calculados van aumentando a razón de 0.69 veces de los valores de Y_s/b medidos.

Ahora tomaremos los datos de campo de FHWA (1990) utilizados por Jones en 1983 y graficamos los valores de Y_n/b en las abscisas y Y_s/b en las ordenadas como se

muestra en la Figura 6.28, también graficamos los datos tomados de FHWA (1990) y además graficamos los resultados producidos por la Ecuación del CSU y la Ecuación 6.4 de la presente investigación, que son las que mejor congruencia mostraron en el análisis anterior graficado en la Figura 6.27, y podemos apreciar que en este gráfico también mantienen la buena congruencia.

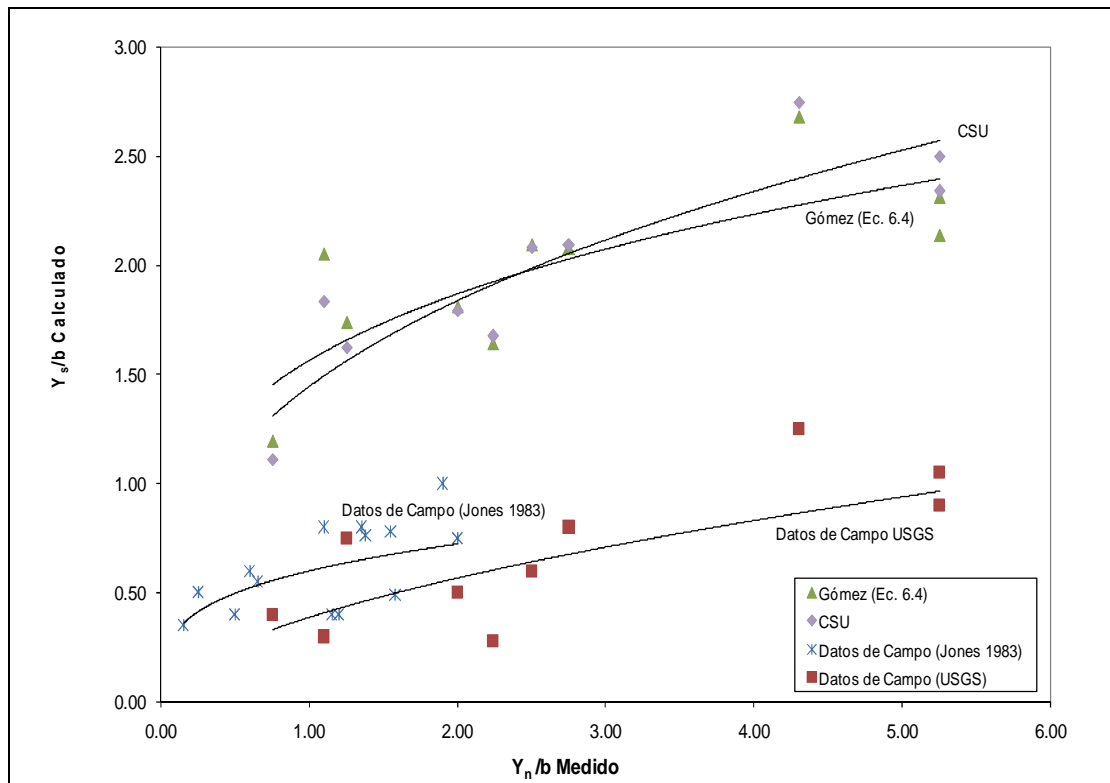


Figura 6.28 Comparación de fórmulas de Socavación con datos de campo

Finalmente, del análisis anterior podemos observar que la Ecuación 6.4 desarrollada en la presente investigación, tiene un buen ajuste con los datos de campo analizados, con un valor de tendencia de la pendiente cercano a uno, respecto al ajuste perfecto, además, en el caso analizado nos ofrece un valor inicial promedio de 1.35 veces el ancho del pilar, lo cual nos da un margen de seguridad razonable. Por lo que plantearemos la ecuación completada con coeficientes para la corrección por la forma de la nariz y el ángulo de incidencia del flujo que ha sido utilizada por otros autores entre ellos la fórmula del CSU, por lo que la Ecuación 6.4 generalizada y simplificada se plantea en la Ecuación 6.9a y 6.9b respectivamente.

$$Y_s = 2.6bK_1K_2\left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right)^{0.52} \quad (6.9.a)$$

En su forma adimensional, ajustada para $0.3 < F_p = \left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right) < 1.0$

$$Y_s = 1.44K_1K_2b^{0.74}V^{0.52} \quad (6.9b)$$

En unidades métricas, ajustada para $1.13V^2 > b > 0.1V^2$

Donde:

- Y_s : Profundidad de socavación local
- b : Ancho del pilar
- K_1 : Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar. Tabla 2.5.
- K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar. Tabla 2.6.
- V : Velocidad del flujo de aproximación al pilar.
- g : aceleración de la gravedad.

Respecto a la corrección por acorazamiento del lecho, como resultado de las observaciones en laboratorio, no se sugiere realizar corrección alguna, pues se ha observado que el acorazamiento del lecho es temporal e intermitente, atribuible a la naturaleza fluctuante del flujo turbulento. Por otra parte, se ha observado en laboratorio, que cuando el flujo no es permanente, las formas de fondo no están definidas y están en cambio constante manteniendo una configuración casi plana, esto debiera ser considerado para la corrección por formas de fondo para el cálculo de la socavación de pilares para un hidrograma de avenidas, en el cual el flujo el no permanente, motivo por el cual no se generaliza en la Ecuación 6.9.

CAPÍTULO 07

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Sumario.

La necesidad de conocer el rango de aplicación de las distintas fórmulas existentes para el cálculo de socavación en pilares de puentes y específicamente los rangos de validez de los parámetros que utilizan, fueron los que motivaron a continuar, en nuestro país, la línea de investigación de erosión en cauces con lechos de composición no cohesiva y cohesiva, asesoradas por el CE. Ing. Francisco Coronado del Águila.

Los experimentos se realizaron en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería en Lima, quien es un auspiciador de la tesis, conjuntamente con sección de Post Grado de la Facultad de Ingeniería Civil y el Instituto General de Investigaciones de la Universidad Nacional de Ingeniería IGI-UNI, y el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONCYTEC.

Con la data obtenida experimentalmente y utilizando el teorema Pi-Buckingham se ha completado 08 fórmulas y sus rangos de aplicación para el cálculo de socavación en pilares de puentes alineados con el flujo, a los cuales se les puede afectar correcciones por la forma de la nariz, el ángulo de incidencia del flujo y la distribución granulométrica del lecho del cauce determinadas por otros autores.

7.2 Conclusiones.

1. El análisis realizado en la presente investigación experimental permitió observar y describir el proceso de socavación en tres tipos de secciones de pilares de puentes y mostrar el rango de influencia de algunos parámetros

utilizados en las fórmulas para el cálculo de la profundidad de socavación en pilares de puentes, los cuales pueden ser tomados en cuenta para el diseño, teniendo presente las condiciones descritas para las cuales fueron desarrolladas.

2. Para Un Pilar Circular Aislado, en las pruebas en régimen subcrítico se observó que la profundidad máxima de socavación se producía en la parte frontal del pilar, a medida que se incrementaba el Número de Froude hasta lograr condiciones de flujo supercrítico, la ubicación de la profundidad máxima de socavación se desplazaba hacia los lados.
3. Para Dos Pilares Circulares Alineados, el comportamiento para cada uno de los pilares era similar que para el pilar aislado, es decir, para las pruebas en régimen subcrítico la profundidad de socavación máxima se producía en la parte frontal de los pilares y para las condiciones de flujo con números de Froude mayores a 0.8 y supercrítico las profundidades máximas se producían en los laterales del pilar. En estos ensayos también se observó que la máxima profundidad de socavación en todo el ensayo, para un ángulo de alineamiento con el flujo de 0.0° , se producía en el primer pilar frontal al flujo, aunque durante el ensayo hubo instantes en los cuales la profundidad de socavación en el segundo pilar era mayor que el producido en el primer pilar en ese instante, pero nunca era mayor que el máximo alcanzado durante el ensayo por el primer pilar, además se debe mencionar que en la fosa de erosión del segundo pilar se produce mayor acorazamiento atribuible a la disminución de la fuerza del vórtice de herradura. Al modificar el ángulo de alineamiento con el flujo desde cero grados hasta quince grados sexagesimales se observó que la profundidad de socavación en el segundo pilar se incrementa pero la máxima profundidad de socavación ocurrió aguas arriba del primer pilar en todos los ensayos.
4. Para Un Pilar Alargado, en los ensayos con flujo subcrítico, y un ángulo de alineamiento con el flujo de cero grados, la máxima profundidad de socavación se produce en la parte frontal del pilar, produciéndose también socavación en la parte central del pilar, pero menores en comparación con el producido en la parte frontal, mientras que en la parte posterior del pilar, se producía acumulación de material, esta acumulación está representada con valores negativos en los gráficos correspondientes pues indica una cota

superior a la del lecho del cauce al inicio del ensayo, el comportamiento es similar para el caso en el que el ángulo de alineamiento con el flujo es de cinco o quince grados sexagesimales excepto en la región que no era impactada por el flujo en la cual se produce acumulación de material que ocasionado por la aparición de vórtices en estela en esta región, se observó que el transporte de este material acumulado ocurría de dos formas, una parte era arrastrada directamente hacia aguas abajo del cauce y la otra parte inicialmente es introducida a la fosa de erosión para luego ser expulsada y arrastrada por la corriente hacia aguas abajo. A medida que se incrementaba el Número de Froude, la ubicación de la profundidad máxima de socavación del pilar se desplaza más hacia atrás.

5. En todos los ensayos se observó que existe acumulación de material aguas abajo inmediatamente después de la fosa de erosión, acumulación de material no permanecía alineada y estática, sino acomodaba hacia un lado y luego de un periodo de tiempo cambiaba de ubicación hacia el otro, aparentemente debido a que el flujo tiene tendencia a la sinuosidad, también para los pilares alineados con el flujo la erosión a ambos lados del pilar es fluctuante y generalmente no tenían la misma profundidad en un instante.
6. En las pruebas en régimen subcrítico con granulometría fina se observó la existencia de formas de fondo, en estas pruebas cuando la duna se acercaba al pilar de ensayo ocurría mayor turbulencia y gran movimiento de sedimentos formándose una nube de sedimentos en inmediaciones del pilar y buena parte del material de la duna era arrojado a la fosa de erosión y existía deposición de sedimentos y no se llegaba al máximo de la socavación, mientras que en los instantes en los cuales la cresta de la duna estaba alejada y el tirante del flujo en inmediaciones del pilar era el mayor, se aceleraba el proceso de erosión y se alcanzaban los valores máximos de la profundidad de socavación.
7. En los ensayos con granulometría gruesa era más evidente el fenómeno de acorazamiento en la fosa de erosión, donde se pudo observar, a través de la pared transparente del canal de prueba, que debajo de la capa acorazada existía movimiento de material más fino. En cuanto al proceso de acorazamiento, tanto en la fosa de erosión como en el lecho del cauce en general, éste era intermitente, es decir, existían intervalos de tiempo en los

cuales el lecho estaba acorazado y repentinamente esta coraza, constituida por los granos más gruesos, era arrastrada por la corriente y en este instante se iniciaba un proceso de erosión acelerada hasta que el lecho lograba un nuevo acorazamiento.

8. En los ensayos en régimen supercrítico ocurrió la formación de ondas en el flujo a ambos lados del pilar y se observó que en el material del lecho del cauce se forman surcos que se alinean con el mismo ángulo de las ondas formadas en la superficie del agua.
9. El resumen de los valores para los distintos parámetros que intervinieron en las pruebas experimentales se muestran a continuación.

Ensayo	Características Geométricas del Pilar				Características del Flujo								Características del Material Erosionable			Socavación total		Características de las formas de fondo		
	1 Ancho b ó D (cm)	2 Longitud l (cm)	3 Alineamiento con el Flujo (α°)	4 Forma de la Nariz	5 Temperatura del Agua T ($^\circ\text{C}$)	6 Viscosidad Cinemática ν ($10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$)	7 Profundidad del flujo Y_n (cm)	8 Caudal Q (m^3/s)	9 Velocidad Superficial Medida (m/s)	10 Velocidad Media V Calculada (m/s)	11 Relación (10)/(9)	12 Número de Froude F	13 Pendiente del Cauce S (%)	14 Diámetro Medio D_{50} (mm)	15 Peso Especifico γ_s (kg/m^3)	16 Esfuerzo Cortante Crítico τ_c (kg/m^2)	17 Profundidad Máxima Y_1 (cm)	18 Ubicación	19 H Promedio (cm)	20 L Promedio (cm)
Maximo	3.2		15.0°		30.20	1.12	7.38	7.91	1.26	0.89	0.93	1.89	3.76	1.80	2734.00	0.116	8.40		4.02	14.00
Minimo	3.2		0.0°		15.20	0.78	1.89	2.14	0.29	0.17	0.60	0.27	0.19	0.25	2615.00	0.017	1.70		0.50	10.50

Para el presente trabajo de investigación se utilizó un canal de pendiente variable, de 12.00 m de longitud y de 0.40 m de ancho; para el dimensionamiento de las secciones de los pilares de puentes se consideran las usualmente diseñadas en nuestro país, tomando tentativamente una relación entre el ancho del pilar y el ancho del cauce de 1/12.5 resultando un ancho del pilar de $b = 3.2$ cm y una relación para el pilar alargado b/L de 1/5 y por tanto $L = 16$ cm, siendo b el ancho del pilar y L la longitud, así, el ancho del pilar de sección circular utilizado en las pruebas fue de 3.2 cm, el cual fue utilizado independientemente y también en tándem de dos pilares separados a una distancia de 16 cm entre caras exteriores, también se utilizó un pilar alargado con bordes o narices semicirculares de un ancho de 3.2 cm y una longitud total de 16 cm.

10. Se han comparado profundidades de socavación calculadas utilizando 13 fórmulas de distintos autores con las profundidades medidas experimentalmente y se demuestra que la mayoría de las ecuaciones existentes no son de aplicación general, por lo que es necesario tomar en cuenta esta observación.
11. Usando el parámetro adimensional Y_n/b para la influencia de la profundidad del flujo, $Re_p = bV/\nu$ para el Número de Reynolds del Pilar,

$F_p = V/\sqrt{gb}$ para el Número de Froude del Pilar, una modificación de esta última de la forma $F^2(Y_n/b)$ y finalmente la relación entre el esfuerzo cortante hidráulico y el esfuerzo cortante crítico que determina la iniciación del movimiento de las partículas no cohesivas, se ha logrado completar experimentalmente ocho ecuaciones, las cuales han sido analizadas para finalmente derivar las ecuaciones que a continuación se presentan.

$$Y_s = 2.6bK_1K_2\left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right)^{0.52}$$

En su forma adimensional, ajustada para $0.3 < F_p = \left(\frac{V}{\sqrt{gb}}\right) < 1.0$; y

$$Y_s = 1.44K_1K_2b^{0.74}V^{0.52}$$

En unidades métricas, ajustada para $1.13V^2 > b > 0.1V^2$

Donde:

- Y_s : Profundidad de socavación local
- b : Ancho del pilar
- K_1 : Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar.
- K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar.
- V : Velocidad del flujo de aproximación al pilar.
- g : Aceleración de la gravedad.

Los factores debido a la forma de la nariz K_1 y ángulo de incidencia del flujo K_2 utilizada en la fórmula del CSU, y que también es usada por otros autores se muestran a continuación.

Factor de corrección que depende de la forma de la nariz del pilar (K_1)

Forma de la Nariz del Pilar	K_1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Cilindro circular	1.0
Nariz Aguda	0.9
Grupo de Cilindros	1.0

Factor de corrección que depende del ángulo de incidencia del flujo (K_2)

Ángulo de Incidencia del Flujo	K_2		
	$l/b = 4$	$l/b = 8$	$l/b = 12$
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.5	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

Respecto a la corrección por acorazamiento del lecho, como resultado de las observaciones en laboratorio, no se sugiere realizar corrección alguna, al menos para un evento de avenidas, pues se ha observado que el acorazamiento del lecho es temporal e intermitente, atribuible a la naturaleza fluctuante del flujo turbulento. Por otra parte, se ha observado en laboratorio, que cuando el flujo no es permanente, las formas de fondo no están definidas y están en cambio constante manteniendo una configuración casi plana, esta observación debiera ser considerada para la corrección por formas de fondo para el cálculo de la socavación de pilares para un hidrograma de avenidas, en el cual el flujo el no permanente, motivo por el cual no se generaliza en las ecuaciones obtenidas.

12. La ecuación deducida fue ajustada con la utilización de una envolvente dentro del rango de validez que se sugiere, así se ha calibrado con datos de campo tomados del USGS (2004), demostrando que para estos datos la ecuación obtenida guarda buena congruencia para el cálculo de la profundidad de socavación en pilares de puentes.
13. Finalmente, la ecuación desarrollada como parte de la presente investigación experimental expone un rango de ajuste que debe ser tomada en cuenta en la etapa de diseño.

7.3 Recomendaciones Para Futuras Investigaciones.

Aunque la socavación en pilares de puentes en lechos granulares no cohesivos ha sido ampliamente estudiada a nivel mundial, es necesario realizar más investigaciones para ajustar las ecuaciones, tal que nos ayuden a pronosticar

con mayor seguridad la socavación. Como consecuencia de la presente investigación mencionaremos a grandes rasgos algunas recomendaciones sobre posibles investigaciones que se pudiesen realizar.

- Es necesario validar y calibrar las ecuaciones existentes en la bibliografía y las obtenidas experimentalmente en la presente tesis con más datos de mediciones en campo, por lo cual se debería implementar un programa de mediciones de socavación en los pilares de los puentes construidos en nuestro país.
- Se debe incrementar e implementar una base de datos experimentales para ajustar mejor las ecuaciones obtenidas en la presente tesis u otras.
- Realizar ensayos con otras granulometrías para tener mayores rangos de análisis del parámetro de esfuerzo cortante crítico para la iniciación de movimiento τ_c .
- Ensayar modelos a mayor escala para distinguir la influencia de las formas de fondo en flujo permanente, pues en el presente trabajo se ha tomado los datos de las formas de fondo para la escala ensayada y no tuvimos un referente para comparar estos datos con otras mediciones.
- Se podría estudiar la cantidad de movimiento de la masa de agua que impacta al pilar y su influencia en la profundidad de socavación del pilar, pues en los ensayos realizados se ha distinguido una sobre elevación de la masa de agua que impacta inmediatamente aguas arriba del pilar, el cual como era de suponerse, era mayor cuando se incrementaba el Número de Froude hasta que en el régimen supercrítico existía un salto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI (1998) "Manual of concrete, practice erosion of concrete in hydraulics structures" ACI international.
2. Aguirre Pe, Julián (1980). "Transporte de sedimentos", Mérida CIDIAT.
3. Cartens, Marion R. (1966) "Similarity laws for localized scour". ASCE Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers/May.
4. Chow, V.T. (1982) "Hidráulica de canales abiertos" Ed. Limusa México D.F.
5. Coronado Del Águila Francisco (1961). "Iniciación de transporte de sedimentos", VI Seminario Latinoamericano de Irrigación y Drenaje; Desarrollo y Financiamiento de las Obras de Drenaje. Lima Perú.
6. Coronado Del Águila Francisco. (1966) "El desarenador, una guía para su diseño hidráulico", Universidad Agraria La Molina. Lima Perú.
7. Ettema, Robert; Mellville, Bruce W. and Barkdoll, Brian (1998) "Scale effect in pier-scour experiments", Journal of Hydraulic Engineering ASCE/June.
8. Federal Highway Administration USA FHWA (1990). "Highways in the river environment". FHWA-HI-90-016.
9. Johnson, Peggy A. (1995) "Comparison of pier-scour equations using field data", Journal of Hydraulic Engineering ASCE/August.
10. Lambe, T. W. (1969) "Soil mechanics". John Wiley & Sons, New York.
11. Laursen, Emmet M. (1952). "Observations on the nature of scour", Iowa Institute of Hydraulic Research, Bulletin 36, Iowa.
12. León Cuba, Arturo (2000). "Socavación alrededor de un pilar cilíndrico en lechos granulares no cohesivos". Tesis de Maestro UNI-SPGFIC.
13. Lim, Siow-Yong y Cheng, Nian-Sheng (1998) "Prediction of live-bed scour at bridge abutments". Journal of Hydraulic Engineering ASCE/June.
14. Melville Bruce W. (1997) "Pier and abutment scour: integrated approach". Journal of Hydraulic Engineering ASCE/Feb.
15. Molinas, Albert y Wu, Baosheng (1998). "Effect of size gradation on transport of sediment mixtures", Journal of Hydraulic Engineering ASCE/August
16. Noa Y. Efraín (2004) "Socavación local por chorros de agua horizontal, sobre un lecho de suelo cohesivo". Tesis de Maestro UNI-SPGFIC.

17. Parola A.C., Mahavadi S.K.; Brown B.M, and Ei Khoury (1996) “Effects of rectangular foundations geometry on local pier scour” Journal of Hydraulic ASCE/Jan.
18. Roberson J.; Crowe T. (1980) “Engineering fluid mechanics”. Houghton Mifflin Company, EUA.
19. Rocha Felices, Arturo/Lescano Rivero, M. (1969) “Transporte de sedimentos”. Lima/Pe/UNI.
20. Schlichting. (1965) “Boundary layer theory”. Mc Graw Hill.
21. Shields, A. (19636) “Application of similarity principles and turbulence research to bed load movement”. Berlin. Cooperative Laboratory California Institute of Technology, Pasadena California.
22. Skoglund, Victor J. (1967) “Similitude Theory and Applications”. International Textbook Company.
23. Sotelo Avila, Gilberto (1982) “Hidráulica general”. Ed. Limusa México D.F.
24. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration FHWA (1993) “Evaluating scour at bridges”. Second Edition Publication No. FHWA-IP-90-017 Hydraulic Engineering Circular No. 18.
25. U.S. Geological Service USGS (2004) “Evaluation of pier-scour equations for coarse-bed streams”. Scientific Investigations Report 2004-5111.
26. Vanoni, Vito A. (1975) “Sedimentation engineering”, American Society of Civil Engineers. Hardcover. Used, Standard. Bookseller Inventory
27. Vide, Martín; Hidalgo, C. y Bateman, A. (1988) “Local scour at piled bridge foundation”. Journal of Hydraulic Engineering ASCE/Apr.
28. Yulistiyanto B.; Zech, Y. y Graf, W.H. (1998) “Flow around a cylinder: shallow-water modeling with diffusion-dispersion”. Journal of Hydraulic Engineering ASCE/Apr.