

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFECIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“MODELAMIENTO HIDRAULICO PARA EL ESTUDIO DE LA
SOCAVACIÓN EN PILARES DE PUENTES Y ANALISIS DE LOS
MÉTODOS PARA SU CALCULO”**

TESIS DE PREGRADO

PRESENTADO POR

BACH. WILSON TEODORO ROJAS GOMEZ

AREQUIPA – PERÚ

2014



DEDICATORIA

En la vida las personas somos el cúmulo de dos cosas: excusas o resultados, y para llegar a buenos resultados requerimos de perseverancia y pasión, y tener pasión no solo es enamorarse de una idea, ir tras ella es también sufrir y padecer en el camino, recordando que cuando se habla de la pasión y nos referimos a la Pasión que tubo Cristo hablamos de lo bueno y de lo difícil que fue para Él cumplir la voluntad de nuestro Padre celestial, y sin duda este resultado; mi Tesis, que ahora les presento fue contribución en gran medida de una pasión muy intensa por querer aportar algo a la ciencia y al conocimiento, es por ello que este resultado lo dedico al hombre que supo fundar en mí grandes valores y logro hacerme comprender que nada podría ser realizable sin pasión, hablo de Melitón Gómez del Carpio, mi padrino de Confirmación, mi segundo padre, mi abuelo; hombre que añoro ver mi más grande sueño hecho realidad, y a que ahora descansa para siempre.

Para ti "Papá Ton" gracias por todo.



AGRADECIMIENTOS

El primero en ser mencionado indudablemente es Dios, quien me doto de habilidades y supo poner a grandes personas en mi camino, agradezco todo ello y le pido salud que es lo único que se necesita para ser grande en la vida.

Este trabajo no hubiera sido posible sin la contribución de muchas personas a las que aprecio y les estoy infinitamente agradecido. Como verán más adelante, para la realización de esta Tesis se tuvo que construir un canal de pendiente variable que sin la ayuda que recibí no hubiera podido o quizá tardado mucho en realizarlo, es por ello que quiero agradecer a Yuri Robles, Sixto Paz, Christopher Alagón, Bill Navarro, Abel Aguilar quienes desinteresadamente me ayudaron a construir el canal y entre otras cosas culminar quizá la etapa más laboriosa de esta investigación.

No podría olvidarme de personas que ayudaron en pequeños detalles que en su momento fueron de gran ayuda, y me refiero a Milagros Holgado y a su padre Juan Holgado Rojas, a Jesús Velásquez, Maleny Salas, Rodrigo Acuña, Franklin López, Karina Arias, Cristian y Aldo Urday.

Quiero hacer un agradecimiento especial a mi Asesor el Ing. Héctor Novoa quien asumió el compromiso y me acompañó en la secuencia de toda la investigación.

Quedo muy agradecido también con mi familia que desde siempre me han apoyado, económica y moralmente a que consiga mis objetivos, teniendo la paciencia y comprendiendo que para todo se necesita tiempo y esfuerzo.

Wilson T. Rojas Gómez



“MODELAMIENTO HIDRAULICO PARA EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN PILARES DE PUENTES Y ANALISIS DE LOS MÉTODOS PARA SU CALCULO”

CONTENIDO

RESUMEN	i
NOMECLATURA.....	ii
INDICE DE FIGURAS	iii
INDICE DE TABLAS	viii
CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Antecedentes.....	1
1.3 Objetivos.....	2
1.4 Partes de la investigación.....	2
CAPÍTULO 2 : INFORMACIÓN BÁSICA	4
2.1 Generalidades.....	4
2.2 Falla de puentes	5
2.2.1 Puentes en el Perú	6
2.3 Transporte de sedimentos.....	9
2.3.1 Sedimento	9
2.3.2 Propiedades físicas de los sólidos	10
2.3.3 Transporte de sedimentos	13
2.3.4 Flujo Bifásico.....	15
2.3.5 Fuerza tractiva	16
2.3.6 Iniciación del movimiento.....	20
2.3.7 Acorazamiento	23
CAPÍTULO 3 : SOCAVACIÓN, ESTUDIO DEL FENOMENO.....	25
3.1 Generalidades.....	25
3.2 Tipos de socavación.....	26
3.2.1 Socavación General	26
3.2.2 Socavación por contracción.....	27
3.2.3 Socavación local.....	27



3.3 Socavación Local en Pilares de Puentes	27
3.3.1 Descripción del fenómeno.....	27
3.3.2 Campo de flujo alrededor de una pila.....	32
3.3.3 Proceso de socavación	34
3.3.4 Variables que influyen en la socavación.....	38
3.3.5 Factores importantes	38
CAPÍTULO 4 : MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS	40
4.1 Introducción	40
4.2 Antecedentes.....	40
4.3 Métodos para el cálculo.....	41
4.3.1 Inglis (1942).....	41
4.3.2 Laursen y Toch (1956).....	42
4.3.3 Yaroslavtziev (1960)	45
4.3.4 Laursen (1962)	48
4.3.5 Larras (1963).....	49
4.3.6 Neil (1964).....	52
4.3.7 Arunachalam (1965, 1967).....	52
4.3.8 Carstens (1966)	53
4.3.9 Maza – Sánchez (1966).....	53
4.3.10 Shen (1969)	56
4.3.11 Hancu (1971)	56
4.3.12 Breusers, Nicollet y Shen (1977)	57
4.3.13 Flores (1977).....	58
4.3.14 Jain y Fischer (1979).....	58
4.3.15 Melville y Sutherland (1988).....	58
4.3.16 Universidad de Auckland UAK (1990).....	60
4.3.17 Froehlich (1991).....	61
4.3.18 TRRL (1992).....	62
4.3.19 FHWA HEC-18 (1995)	63
4.3.20 Colorado State University (1996).....	65
4.3.21 Arturo León (2000)	68
4.3.22 Luis Gómez (2010).....	68
4.4 Resumen.....	69



CAPÍTULO 5 : MODELAMIENTO HIDRAULICO Y EL ANALISIS DIMENCIONAL.....	70
5.1 Introducción	70
5.2 Modelamiento hidráulico	71
5.3 Clasificación general de los modelos hidráulicos.....	71
5.3.1 Modelo físico	71
5.3.2 Modelo analógico	72
5.3.3 Modelo matemático.....	73
5.4 Importancia de los modelos físicos en una investigación.....	73
5.5 Bases teóricas de modelación física.....	75
5.6 Análisis dimensional	75
5.6.1 Definiciones	76
5.6.2 Teorema de Buckingham-Pi	77
5.6.3 Aplicación práctica del teorema.....	77
5.6.4 Leyes de semejanza condicionantes del diseño	78
5.7 Principios de similitud en modelos físicos.....	79
5.7.1 Similitud geométrica.....	79
5.7.2 Similitud cinemática	80
5.7.3 Similitud dinámica.....	81
5.7.4 Similitud sedimentológica.....	82
5.8 Selección de características de un modelo.....	83
5.8.1 Escalas y razones de distorsión.....	83
5.8.2 Dominio, alcances y condiciones limites	84
5.8.3 Naturaleza del fondo.....	84
5.9 Efectos de escalas	85
5.10 Calibración.....	86
5.11 Análisis dimensional: socavación local en pilares de puentes.....	86
5.11.1 Influencia de l/b $\Pi 2$	90
5.11.2 Influencia de la forma del pilar $\Pi 3$	91
5.11.3 Influencia de la alineación del pilar $\Pi 4$	93
5.11.4 Influencia de la velocidad del flujo $\Pi 5, \Pi 10, \Pi 11, \Pi 12$	93
5.11.5 Influencia de la Profundidad del Flujo ($\Pi 6$)	95
5.11.6 Influencia del tamaño del sedimento y las formas de fondo ($\Pi 8$).....	96
5.11.7 Influencia del tiempo	97



CAPÍTULO 6 : INSTALACIONES PARA LA INVESTIGACION, EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS	98
6.1 Instalaciones para la investigación	98
6.1.1 Construcción del sistema para los ensayos	98
6.2 Procedimiento para la toma de datos en los ensayos.....	104
6.2.1 Medición de Caudales.....	105
6.2.2 Medición de la pendiente de cauce	107
6.2.3 Medición de tirantes	107
6.2.4 Medición de velocidades.....	107
6.2.5 Medición de la temperatura.....	107
6.2.6 Medición de la profundidad de socavación.....	107
6.3 Pilares a escala.....	108
6.4 Material de lecho utilizado	109
CAPÍTULO 7 : DATOS ADQUIRIDOS DEL MODELAMIENTO	112
7.1 Generalidades.....	112
7.2 Geometría de los pilares del modelo	112
7.3 Caudales	115
7.4 Pendiente del cauce	115
7.5 Tirante de agua.....	115
7.6 Velocidades	116
7.7 Temperatura del agua.....	116
7.8 Profundidad de socavación obtenida.....	116
7.8.1 Para un pilar aislado	117
7.8.2 Para un pilar alargado.....	118
7.9 Fosa de Socavación	124
7.10 Otras condiciones observadas.....	126
CAPÍTULO 8 : COMPARACIÓN, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	128
8.1 Introducción	128
8.2 Comparación de fórmulas usuales	128
8.2.1 Pilar circular.....	129
8.2.2 Resumen de la comparación.....	139
8.3 Influencia de los factores.....	140
8.3.1 Forma del pilar	140
8.3.2 Velocidad del flujo	140



8.3.3 Profundidad del flujo	141
8.3.4 Condiciones críticas	142
8.3.5 Tamaño de sedimento.....	144
8.4 Formulación de Ecuaciones.....	145
8.4.1 Influencia de la velocidad del flujo	148
8.4.2 Influencia de la profundidad del flujo.....	150
8.4.3 Influencia de las condiciones críticas	151
8.4.4 Influencia del tamaño de la partícula.....	153
8.5 Análisis y discusión de resultados.....	155
CONCLUSIONES	162
RECOMENDACIONES	165
BIBLIOGRAFÍA	166



RESUMEN

En la actualidad se tiene un registro que revela que la razón fundamental del colapso de puentes cimentados sobre lechos de ríos, es la socavación alrededor de sus apoyos, es por ello que en la presente Tesis se realiza un trabajo netamente de investigación con dos objetivos fundamentales, el primero es determinar un método que permita el cálculo de la profundidad de desgaste del lecho que se desarrolla generalmente con gran rapidez durante una avenida.

Y el segundo objetivo consiste en determinar la aplicabilidad de los métodos existentes para el cálculo de tal profundidad, recomendando la utilización de aquellos métodos que mejor resultado ofrezcan contribuyendo así a la efectividad de estimación a la hora de realizar el diseño adecuado de la cimentación de puentes ubicado sobre un río.



NOMECLATURA

y_s	: Profundidad de socavación
L	: Largo del pilar
b	: Ancho del pilar
α	: Ángulo de ataque de la corriente con alineamiento del pilar
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	: Pendiente del cauce
ρ_s	: Densidad del sedimento
V_*	: Velocidad de corte
V_c	: Velocidad crítica para la iniciación de arrastre
τ	: Esfuerzo cortante hidráulico
τ_c	: Esfuerzo cortante crítico para la iniciación del movimiento de los sedimentos



INDICE DE FIGURAS

Capítulo 2:

<i>Figura 2.2 Causas más comunes del colapso de puentes. ^{PA}</i>	5
<i>Figura 2.3 Causa del colapso de puentes ocurridos en avenidas. ^{PA}</i>	5
<i>Figura 2.4 Puentes destruidos en El Niño “Peor que una Guerra”, (Caretas 1998).</i>	6
<i>Figura 2.5, Sección de Pila puente “Cayumbra” ^{PA}</i>	7
<i>Figura 2. 6, Sección de Pila puente “Picota”. ^{PA}</i>	7
<i>Figura 2. 7, Sección de Pila puente “Suarez”. ^{PA}</i>	8
<i>Figura 2. 8, Sección de Pila puente “Rio Seco”. ^{PA}</i>	8
<i>Figura 2. 9, Sección de Pila puente “Aguas Verdes”. ^{PA}</i>	8
<i>Figura 2. 10, Sección de Pila puente “Samán”. ^{PA}</i>	9
<i>Figura 2. 11, Sección de Pila puente “Rica Playa” ^{PA}</i>	9
<i>Figura 2. 12, Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC 18 – 1993. ^{PA}</i>	12
<i>Figura 2. 13, Modos de transporte. ^{PA}</i>	14
<i>Figura 2. 14, Fuerzas en el canal ^{PA}</i>	16
<i>Figura 2. 15, Curva de inicio de transporte de sedimentos según Shields.</i>	17
<i>Figura 2. 16, Curva de Shields para movimiento incipiente de sedimentos.</i>	18
<i>Figura 2. 17, Fuerza tractiva unitaria permitida en el fondo, para canales en material no cohesivo ^{PA}</i>	19
<i>Figura 2. 18, Fases de transporte. ^{PA}</i>	22
<i>Figura 2. 19., Acorazamiento del lecho fluvial. ^{PA}</i>	24

Capítulo 3:

<i>Figura 3. 2, Proceso de socavación general. ^{PA}</i>	26
<i>Figura 3. 3, Esquema de la contracción de un canal. ^{PA}</i>	27
<i>Figura 3. 4, Tipos de socavación que puede producirse en un puente (Melville, 1988) ^{PA}</i>	29
<i>Figura 3. 5, Modelos matemáticos de la socavación. ^{PA}</i>	29
<i>Figura 3. 6, Proceso de socavación general. ^{PA}</i>	30
<i>Figura 3. 7, Proceso de socavación local para pilas rectangulares (Maza, 1966) ^{PA}</i>	30
<i>Figura 3. 8, Profundidad de socavación de equilibrio en aguas claras (Maza, 1966) ^{PA}</i>	31
<i>Figura 3. 9, Profundidad de socavación de equilibrio con arrastre de sedimentos (Maza, 1966) ^{PA}</i>	31
<i>Figura 3. 10, Esquema del flujo alrededor de un pilar circular ^{PA}</i>	32
<i>Figura 3. 11, Calle de vórtices Karman</i>	33
<i>Figura 3. 12, Estado inicial e intermedio de socavación en pilares rectangulares. (Maza, 1966) ^{PA}</i>	35
<i>Figura 3. 13, Estado avanzado de socavación en pilares rectangulares (Maza, 1966) ^{PA}</i>	36
<i>Figura 3. 14, Estado inicial e intermedio de socavación en pilares circulares (Maza, 1966) ^{PA}</i>	37



Capítulo 4:

Figura 4. 1, Coeficiente K que depende de la relación yn/b . Laursen y Toch (1956).....	43
Figura 4. 2, Coeficiente $K\alpha$ que depende del ángulo de incidencia del flujo. Laursen y Toch (1956)	44
Figura 4. 3, Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de ataque. ^{PA}	46
Figura 4. 4, Coeficiente K_v para la fórmula de Yaroslavtziev. ^{PA}	46
Figura 4. 5, Coeficiente K_H para la fórmula de Yaroslavtziev. ^{PA}	47
Figura 4. 6, Ancho proyectada de la pila b_1	48
Figura 4. 7, Formas usuales de pilas. Método de Larras. ^{PA}	52
Figura 4. 8, Calculo de la socavación local al pie de una pila rectangular Grafica 1: (Maza, 1966)	55
Figura 4. 9, Coeficiente K_3 debido al tamaño de la partícula VS desviación geométrica, K_g (FHWA 1990) ^{PA}	61
Figura 4. 10, Curvas para estimar la profundidad local de socavación en pilares de puentes de acuerdo al TRRL-1992	62

Capítulo 5:

Figura 5. 1, Variables para la socavación en pilares cilíndricos no uniformes. Melville (1997) ^{PA} 92	
Figura 5. 2, Variables geométricas para los efectos de escombros flotantes o palizada en los pilares de puente. Meville (1997) ^{PA}	92
Figura 5. 3, Datos de socavación en pilares cilíndricos en términos de yn/b con ys/b (Melville) ^{PA}	95

Capítulo 6:

Figura 6. 2, Sistema de circulación cerrada para los ensayos. ^{PA}	99
Figura 6. 3, Cisterna del sistema, (Piscina Bestway) ^{PA}	99
Figura 6. 4, Soporte de madera para el tanque elevado ^{PA}	100
Figura 6. 5, Fijación del soporte de madera para el tanque elevado. ^{PA}	100
Figura 6. 6, Tanque elevado 200 litros, Ubicación final ^{PA}	100
Figura 6. 7, Canal de pendiente variable en el proceso de construcción, antes de prueba de funcionamiento. ^{PA}	101
Figura 6. 8, Ensamble del canal de pendiente variable en Laboratorio de Ing. Civil de la UCSM ^{PA}	101
Figura 6. 9, Desarenador/Tanque de disipación ensamblado. ^{PA}	102
Figura 6. 10, Desarenador/Tanque de disipación en funcionamiento. ^{PA}	102
Figura 6. 11, Obstáculo colocador a la salida de agua al tanque de aproximación ^{PA}	103
Figura 6. 12, Vertedero en funcionamiento. ^{PA}	103



Figura 6. 13, Banco de bombas; una bomba de 2HP y tres de 0.5HP. ^{PA}	104
Figura 6. 14, Curva calibrada para medición de caudales con el vertedero triangular de 30° ^{PA}	106
Figura 6. 15, Visor con espejo adherido a 45° ^{PA}	108
Figura 6. 16, Pilares de acrílico utilizado en los ensayos. ^{PA}	108
Figura 6. 17, Puntos de interés para la medición de la profundidad de socavación; Pilar circular y Pilar alargado. ^{PA}	109
Figura 6. 18, Curvas granulométricas de las muestras utilizadas en los ensayos ^{PA}	110
Figura 6. 19, Puente “La mansión del fundador” Ciudad mi trabajo, Socabaya - Arequipa ^{PA}	111
Figura 6. 20, Curva granulométrica de la muestra extraída del puente “Mansión del Fundador” ^{PA}	111

Capítulo 7:

Figura 7. 2, Características geométricas de los pilares ensayados ^{PA}	115
Figura 7. 3, Puntos de interés para la lectura de la profundidad de socavación. ^{PA}	117
Figura 7. 4, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #4, $F = 0.46$, pilar aislado régimen subcrítico. ^{PA}	117
Figura 7. 5, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #11, $F = 0.65$, pilar aislado régimen subcrítico. ^{PA}	118
Figura 7. 6, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #21, $F = 0.52$, pilar alargado régimen subcrítico. ^{PA}	119
Figura 7. 7, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #36, $F = 0.43$, pilar alargado régimen subcrítico. ^{PA}	119
Figura 7. 8, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #56, $F = 0.52$, pilar alargado régimen subcrítico. ^{PA}	120
Figura 7. 9, Fosa de socavación para un pilar circular, $d_{50} = 0.73 \text{ mm}$ ^{PA}	124
Figura 7. 10, Fosa de socavación para un pilar alargado, $d_{50} = 0.73 \text{ mm}$ ángulo de incidencia 0° ^{PA}	125
Figura 7. 11, Fosa de socavación para un pilar alargado, $d_{50} = 0.73 \text{ mm}$ ángulo de incidencia 10° ^{PA}	125
Figura 7. 12, Fosa de socavación para un pilar alargado, $d_{50} = 1.18 \text{ mm}$ ángulo de incidencia 20° ^{PA}	125
Figura 7. 13, Antidunas producidas en zona localizada ^{PA}	126
Figura 7. 14, Antidunas producidas en lo largo del ancho del modelo de río. ^{PA}	126
Figura 7. 15, Fondo de lecho acorazado después del ensayo con granulometría gruesa. ^{PA}	126
Figura 7. 16, Ondas de choque para un pilar aislado. ^{PA}	127
Figura 7. 17, Ondas de choque para un pilar alargado. ^{PA}	127
Figura 7. 18, Perfil del nivel de agua alrededor de un pilar circular y un pilar alargado. ^{PA}	127



Capítulo 8:

<i>Figura 8.2, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Inglis (1942), para un pilar circular. ^{PA}</i>	129
<i>Figura 8.3, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Laursen y Toch (1956), para un pilar circular. ^{PA}</i>	129
<i>Figura 8.4, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Yaroslavtziev (1960), para un pilar circular. ^{PA}</i>	130
<i>Figura 8.5, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Laursen (1962), para un pilar circular. ^{PA}</i>	130
<i>Figura 8.6, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Larras (1963), para un pilar circular. ^{PA}</i>	131
<i>Figura 8.7, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Neil (1964), para un pilar circular. ^{PA}</i>	131
<i>Figura 8.8, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Arunachalam (1965), para un pilar circular. ^{PA}</i>	132
<i>Figura 8.9, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Carstens (1966), para un pilar circular. ^{PA}</i>	132
<i>Figura 8.10, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Maza (1966), para un pilar circular. ^{PA}</i>	133
<i>Figura 8.11, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Shen (1969), para un pilar circular. ^{PA}</i>	133
<i>Figura 8.12, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Hancu (1971), para un pilar circular. ^{PA}</i>	134
<i>Figura 8.13, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Breusers (1977), para un pilar circular. ^{PA}</i>	134
<i>Figura 8.14, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Flores (1977), para un pilar circular. ^{PA}</i>	135
<i>Figura 8.15, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Jain y Fischer (1979), para un pilar circular. ^{PA}</i>	135
<i>Figura 8.16, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Melville (1988), para un pilar circular. ^{PA}</i>	136
<i>Figura 8.17, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Froehlich (1991), para un pilar circular. ^{PA}</i>	136
<i>Figura 8.18, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de TRRL (1992), para un pilar circular. ^{PA}</i>	137
<i>Figura 8.19, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de la CSU (1966), para un pilar circular. ^{PA}</i>	137
<i>Figura 8.20, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de León (2000), para un pilar circular. ^{PA}</i>	138
<i>Figura 8.21, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Gómez (2010), para un pilar circular. ^{PA}</i>	138
<i>Figura 8.22, Interacción entre y_s/b y el Número de Reynolds del Pilar $Rep = Vb/\nu$ ^{PA}</i>	140
<i>Figura 8.23, Interacción entre y_s/b y el Número de Froude del Pilar $Fp = V/gb$ ^{PA}</i>	141



<i>Figura 8.24, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y y_n/b. ^{PA}</i>	142
<i>Figura 8.25, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y V/V_c. ^{PA}</i>	142
<i>Figura 8.26, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y τ/τ_c. ^{PA}</i>	143
<i>Figura 8.27, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y $F_{yn}/ds^{1/2}$. ^{PA}</i>	144
<i>Figura 8.28, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.1, influencia de V_{bv}. ^{PA}</i>	149
<i>Figura 8.29, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.2, influencia de $F_{yn}b^{1/2}$. ^{PA}</i>	149
<i>Figura 8.30, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.3, influencia de $y_n b$. ^{PA}</i>	150
<i>Figura 8.31, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.4, influencia de $V V_c$. ^{PA}</i>	151
<i>Figura 8.32, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.5, influencia de $\tau \tau_c$. ^{PA}</i>	152
<i>Figura 8.33, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.6, influencia de $F_{yn} ds^{1/2}$. ^{PA}</i>	153
<i>Figura 8.34, Comparación de las formulas propuestas con los datos de Campo (USGS) ^{PA}</i>	157
<i>Figura 8.35, Comparación para los valores medidos en campo USGS, con las ecuaciones de algunos autores y la Ecuación propuesta 8.6 ^{PA}</i>	159
<i>Figura 8.36, Comparación de fórmulas seleccionadas de socavación con datos de campo ^{PA}</i>	160

NOTA: Para identificar las Figuras elaboradas por el autor, estas estarán acotadas con las siguientes siglas PA (Por el Autor)



INDICE DE TABLAS

Capítulo 2:

Tabla 2. 1, Clasificación de partículas.....	10
Tabla 2. 2, Equivalencia de mallas y aberturas	11
Tabla 2. 3, Rango de valores del peso específico de partículas sólidas. Maza J.A. 1987.....	12
Tabla 2. 4, Valores de densidad y peso específico para arenas. Maza. J.A. 1987.....	12

Capítulo 3:

Tabla 3. 1, Factores importantes en la socavación (Maza, 1966) ^{PA}	39
--	----

Capítulo 4:

Tabla 4. 1, Coeficiente Ks que depende la forma de la nariz del pilar, aplicable a pilares orientados con la dirección de la corriente para la fórmula de Laursen y Toch.	43
Tabla 4. 2, Diámetros equivalentes para suelos cohesivos para la fórmula de Yaroslavtziev. ^{PA} ..	48
Tabla 4. 3, Factor de corrección Kf por forma de la pila.	50
Tabla 4. 4, Factor de corrección K ϕ por el ángulo de ataque del flujo, para la fórmula de Larras.	51
Tabla 4. 5, Factor de corrección Kf, Método de Froehlich (1991)	54
Tabla 4. 6, Factor de corrección Kf, Método de Froehlich (1991)	61
Tabla 4. 7 Factores multiplicadores para el cálculo de socavación en pilares de puentes método TRRL 1992	62
Tabla 4. 8, Factor de corrección por la forma de la pila K1, método CSU.	66
Tabla 4. 9., Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K2, Método CSU.	66
Tabla 4. 10, Factor de corrección por la forma del lecho K3, Método CSU.	66
Tabla 4. 11 Criterios para adoptar K4	67
Tabla 4. 12, Valores de B1 y B2.....	67
Tabla 4. 13, Ecuaciones propuestas por Gómez 2010	68
Tabla 4. 14, Ecuaciones existentes para el cálculo de la socavación en Pilares de puentes	69

Capítulo 5:

Tabla 5. 1, Dimensiones de las variables involucradas en el fenómeno de socavación ^{PA}	87
Tabla 5. 2, Variables fundamentales para el análisis dimensional de la socavación ^{PA}	87
Tabla 5. 3, Factor de corrección para un grupo de pilotes, Melville (1997) ^{PA}	91



Capítulo 6:

<i>Tabla 6. 1, Datos para la calibración del vertedero</i> ^{PA}	105
<i>Tabla 6. 2, Cuadro del análisis granulométrico del agregado 1, $d_{50} = 0.73\text{mm}$</i> ^{PA}	109
<i>Tabla 6. 3, Cuadro del análisis granulométrico del agregado 2, $d_{50} = 1.18\text{mm}$</i> ^{PA}	110

Capítulo 7:

<i>Tabla 7. 1, Patrón de características generales para los ensayos</i> ^{PA}	113
<i>Tabla 7. 2, Resumen de valores para los parámetros medidos y calculados.</i> ^{PA}	114
<i>Tabla 7. 3, Escalas de conversión.</i> ^{PA}	120
<i>Tabla 7. 4, Resumen de los parámetros estudiados en el estudio de la socavación en pilares</i> ^{PA}	121
<i>Tabla 7. 5, Resumen de parámetros estudiados a escala real</i> ^{PA}	123

Capítulo 8:

<i>Tabla 8.2, Resumen de la comparación de las formulas según los resultados de la experimentación con un pilar circular.</i> ^{PA}	139
<i>Tabla 8.3, Tabla para la extrapolación de la profundidad de socavación obtenida en los ensayos, y variación en porcentaje respectiva.</i> ^{PA}	145
<i>Tabla 8.4, Variación promedio para el y_s extrapolado según los tiempos de ocurrencia de una crecida.</i> ^{PA}	147
<i>Tabla 8.5, Coeficientes de correlación de Pearson para los ajustes de tendencia de las envolventes de los parámetros adimensionales analizados</i> ^{PA}	148
<i>Tabla 8.6, Ecuaciones propuestas para el cálculo de la profundidad de socavación</i>	154
<i>Tabla 8.7, Hidrología de los lugares seleccionados para la socavación en puentes USGS (2004)</i>	155
<i>Tabla 8.8, Medición de la profundidad de socavación en campo USGS (2004)</i>	155
<i>Tabla 8.9, Factores involucrados para el cálculo de la profundidad de socavación</i> ^{PA}	156
<i>Tabla 8.10, Estimación de la profundidad de socavación con las ecuaciones propuestas</i> ^{PA}	156
<i>Tabla 8.11, Características matemáticas para el análisis de correlación entre las formulas propuesta por varios autores (Ver Figura 8.34).</i> ^{PA}	159

NOTA: Para identificar las Tablas elaboradas por el autor, estas estarán acotadas con las siguientes siglas PA (Por el Autor)



CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La socavación consiste en una profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente provocada por el incremento del nivel de agua en una avenida, esta profundidad de socavación cuando se produce en los alrededores de estructuras hidráulicas pueden alcanzar valores críticos poniendo en juego la estabilidad de la estructura. Por esta razón llevar a cabo estudios para garantizar la estabilidad de las estructuras hidráulicas en épocas de avenidas es de gran importancia, esto sin recurrir a criterios de sobredimensionamiento.

A pesar de esto, la socavación local en pilares de puentes viene siendo un fenómeno muy complejo que involucra la participación de diversas variables, resultantes de la interacción puente-río. A bien de facilitar la comprensión de esta interacción a lo largo de las últimas décadas diversos investigadores han tratado mediante experimentos de laboratorio idealizar este fenómeno, que siendo estudios con ciertas limitaciones, son de gran ayuda para el diseño hoy en día.

1.2 Antecedentes

Estadísticas mundiales de fallas de puentes sobre cursos de agua, demuestran que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, siendo generalmente problemas de erosión en pilares y estribos, superando así a las fallas estructurales que suelen ser raras en comparación con las ya mencionadas.



En el Perú, las fallas hidráulicas en puentes son probablemente aún más altas que en otros lugares del mundo, por causa de las avenidas extremas del Fenómeno del Niño, trayendo consigo grandes pérdidas económicas para el país así como problemas de interrupción vial.

Ya que estos problemas no son ajenos a otros lugares, en el mundo la socavación local alrededor de pilares es un tema muy estudiado comúnmente mediante estudios de laboratorio, sin embargo en nuestro país la investigación al respecto ha sido casi nula en comparación con países de Europa y USA, en los que investigadores han propuesto varias fórmulas para estimar la profundidad de socavación local en pilares de puentes, válidas para ciertas condiciones y determinado rango de aplicación que no siempre se presentan en nuestros ríos, por tanto estas no serían aplicables si no se analizan las condiciones bajo las cuales fueron elaboradas, esto nos lleva a la necesidad de realizar estudios específicos y validar la aplicación de formular para nuestra zona.

1.3 Objetivos

El objetivo fundamental de esta Tesis consiste que mediante la investigación del fenómeno de erosión en pilares de puentes se pueda estimar un método para la determinación de la profundidad de socavación, alimentando así el historial hasta la fecha los estudios realizados en el país con respecto a este tema.

Establecer la aplicabilidad de los métodos ya existentes, haciendo comparaciones con la investigación a realizar y datos de campo tomados del U.S. Geological Service USGS (2004).

1.4 Partes de la investigación

A continuación se presenta la estructuración de la presente investigación, siendo así; en el Capítulo 2 se comienza explicando conceptos básicos para comprender el fenómeno de socavación local en pilares de puentes, viendo temas como el colapso de puentes y el transporte de sedimentos.

En el Capítulo 3, se hará un estudio a profundidad de la socavación local en pilares de puentes, analizando el fenómeno como tal y las consideraciones teóricas para el entendimiento de la actuación de los factores involucrados.

En el Capítulo 4, se presentan los métodos de cálculo para la profundidad de socavación local en pilas, dichos métodos están ordenados cronológicamente y se presenta en su gran mayoría son sus parámetros de aplicación.

En el Capítulo 5, se desarrolla brevemente los temas del Análisis Dimensional y el Modelamiento Hidráulico como herramienta de investigación, para así presentar la influencia de los factores que intervienen en el fenómeno de erosión localizada en pilares de puentes dando introducción al siguiente capítulo.

Establecidos los conceptos básicos, en el Capítulo 6 se describe la construcción del modelo hidráulico, fundamento de la presente investigación, además de ellos se explica la calibración



de diversos instrumentos para la correcta toma de datos. Ha de mencionarse que se ensayaron los tres tipos de pilares más usados en el Perú (Circular, dos pilas circulares y rectangular boleada).

En el Capítulo 7, se presentan de manera ordenada la totalidad de resultados provenientes de los ensayos realizados.

Casi para concluir, en el Capítulo 8 se realiza el análisis de todos los datos obtenidos formulando una metodología de cálculo, para compáralo con datos de campo y con los métodos existentes validando la aplicación de los mismos, bajo los parámetros de la investigación.

Finalmente se presentan las Conclusiones del trabajo de investigación y Recomendaciones para futuros estudios al respecto.



CAPÍTULO 2 : INFORMACIÓN BÁSICA

2.1 Generalidades

Un puente sobre un río ancho normalmente consiste de una superestructura de concreto o acero con terraplenes de acceso, que comunican la estructura principal con las riberas del río. La razón por la cual se construyen terraplenes es meramente económica. En ríos muy anchos, una superestructura de concreto o acero que abarque todo el ancho del río puede resultar excesivamente costosa. El terraplén por ser construido con materiales naturales es comparativamente menos costoso y se emplea para cerrar parte del ancho total del puente, especialmente en las llanuras de inundación donde la concentración del flujo es menor. Sin embargo, cerrar artificialmente el ancho natural de un río tiene consecuencias negativas desde el punto de vista hidráulico y sedimentológico.

El tablero se refiere a la superestructura por donde circulan los vehículos, e incluye las vigas, pista, veredas, guardavías, etc. Los pilares son las columnas verticales que transmiten las cargas del tablero y su peso propio al suelo. Los pilares incluyen las obras de cimentación que pueden ser superficiales (zapatas) ó profundas (pilotes.) Los estribos sirven de apoyo a ambos extremos del tablero. Finalmente los terraplenes conectan los estribos con las riberas del río. Los únicos componentes obligatorios de un puente son el tablero y los estribos. Algunos puentes carecen de pilares ó de terraplenes de acceso, especialmente en ríos de poco ancho.



2.2 Falla de puentes

En una estadística de 1976 sobre las causas de fallo ó rotura de 143 puentes en todo el mundo, resultó 1 fallo debido a corrosión, 4 a la fatiga, 4 al viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallos fueron causados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debido a la socavación, un 46 % del total).

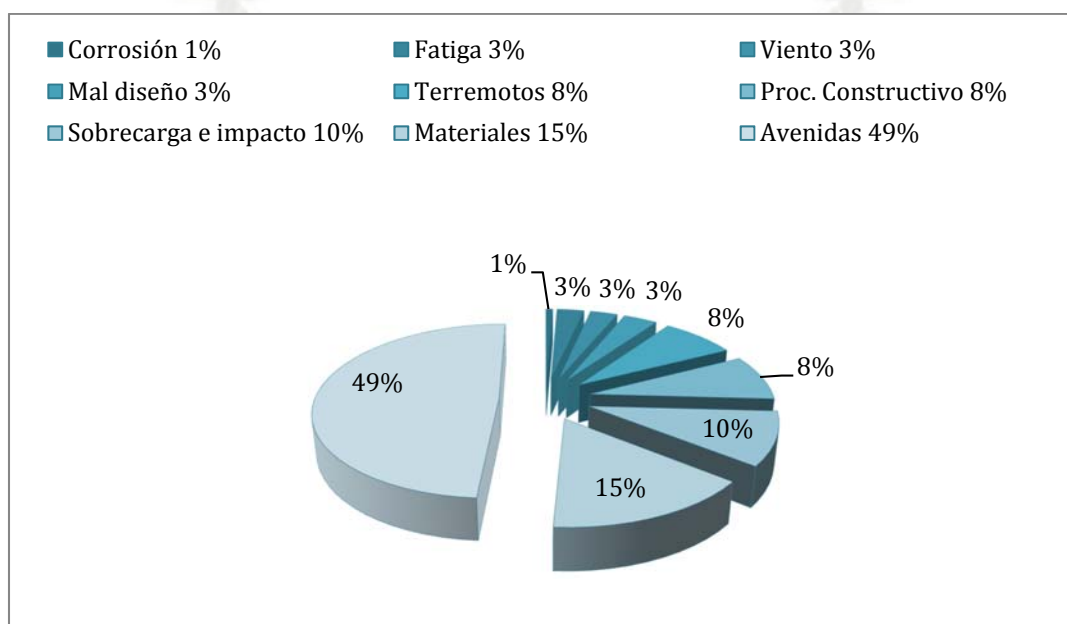


Figura 2.1 Causas más comunes del colapso de puentes. ^{PA}



Figura 2.2 Causa del colapso de puentes ocurridos en avenidas. ^{PA}

Esto muestra que los aspectos hidráulicos son fundamentales en los puentes fluviales: un buen conocimiento de estos aspectos hará el puente más seguro y más barato. También se desprende que lo que se ha avanzado en el conocimiento de las estructuras, las cargas, los materiales y los procedimientos de construcción es mucho más que lo conocido sobre las acciones del agua. Pero no sólo la acción del agua es el objeto de la hidráulica de puentes, sino también cuestiones de concepción del puente y de la misma vía, como son las dimensiones del vano y el emplazamiento del puente.

2.2.1 Puentes en el Perú

Como consecuencia de las intensas lluvias ocurridas durante El Niño de 1998 en el Perú, en sólo los primeros 3 meses de ese año 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían más de 14 años de antigüedad, y ocho de ellos fueron construidos en los últimos cinco años previos a El Niño (Ver Figura 0.1). Los mayores daños se produjeron en la costa norte del país, en los departamentos de Lambayeque, Piura y Tumbes. Tan sólo en la ciudad de Piura, dos de los cuatro puentes existentes colapsaron; el puente Bolognesi sucumbió en las aguas del Río Piura (murieron 3 personas, y desaparecieron 10), demostrando la vulnerabilidad hidráulica de nuestros puentes que simplemente no están diseñados para soportar este tipo de caudales producidos por las lluvias: no son suficiente ó adecuadamente largos, sus estribos y pilares no son suficientemente profundos y el nivel del tablero no es lo suficientemente alto.



Figura 2.3 Puentes destruidos en El Niño “Peor que una Guerra”, (Caretas 1998).¹

La falla de estos puentes se produce por erosión hidráulica, en la mayoría de casos porque la longitud del puente es demasiado corta. En la costa los ríos tienen cauces relativamente planos y amplios, el puente no cubre el ancho total del río sino sólo una parte del cauce principal y el resto es cubierto mediante la construcción de terraplenes. Este estrechamiento del cauce genera dos efectos negativos: aumenta los niveles de agua e incrementa la profundidad de erosión.

¹ Helberg, Kristin (1998) “Del puente a la tragedia”, Revista Caretas Nº 1508, Lima, Perú.

El aumento del nivel de agua puede causar inundación aguas arriba del puente y hasta el vertido de agua por encima del mismo, lo que causa la destrucción del terraplén. Por otro lado, la erosión socava la cimentación de los pilares y estribos del puente, pudiendo causar su falla. Es evidente que uno de los aspectos más importantes del diseño de un puente con terraplenes que estrechen un cauce, es precisamente el dimensionamiento hidráulico de su longitud y elevación para minimizar los riesgos de falla.

2.2.1.1 Descripción de algunos puentes nacionales

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

PUENTE “CAYUMBRA”

Ubicación: Carretera Huánuco-Tingo María

Luz: 140.0 m

Luz tributaria promedio: 45m

$l/b = 2$

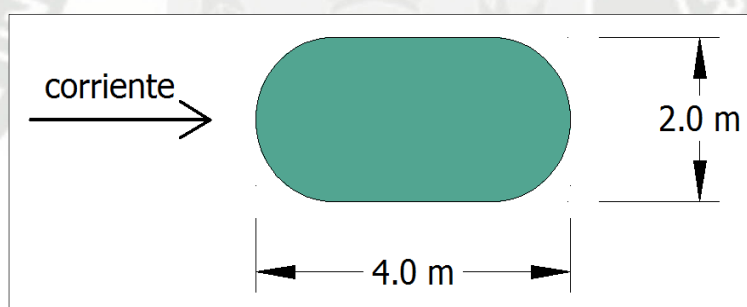


Figura 2.4, Sección de Pila puente “Cayumbra”^{PA}

PUENTE “PICOTA”

Ubicación: Intersección Carretera Marginal. Sistema Vial Biambo Ponaza.

Luz: 263.2 m

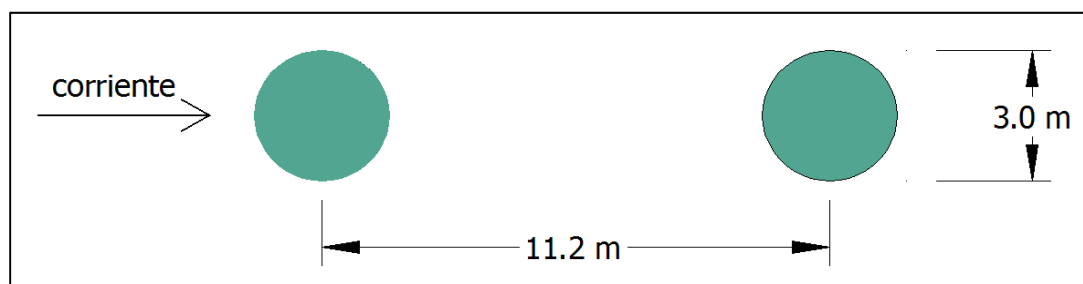


Figura 2. 5, Sección de Pila puente “Picota”.^{PA}

PUENTE “SUAREZ”

Ubicación: Carretera Paucartambo – Puente El milagro, Oxapampa.

Luz: 27.48 m

Luz tributaria promedio: 14m

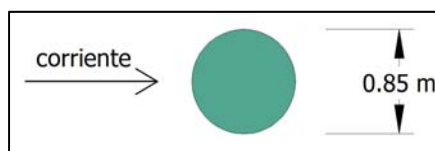


Figura 2. 6, Sección de Pila puente “Suarez”. ^{PA}

PUENTE “RIO SECO”

Ubicación: Carretera Tarapoto – Rioja – Serramoyacu.

Luz: 41.73 m

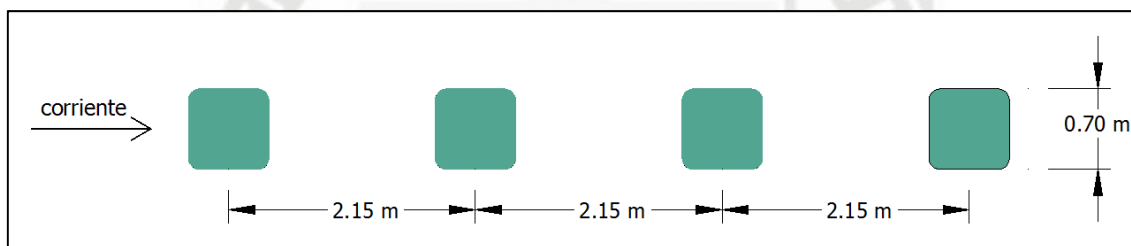


Figura 2. 7, Sección de Pila puente “Rio Seco”. ^{PA}

PUENTE INTERNACIONAL “AGUAS VERDES”

Ubicación: Carretera Panamericana Aguas Verdes – Huaquillas Km 1331.65

Luz: 42.4 m

Luz tributaria promedio: 6 m

$l/b = 30$ y 15

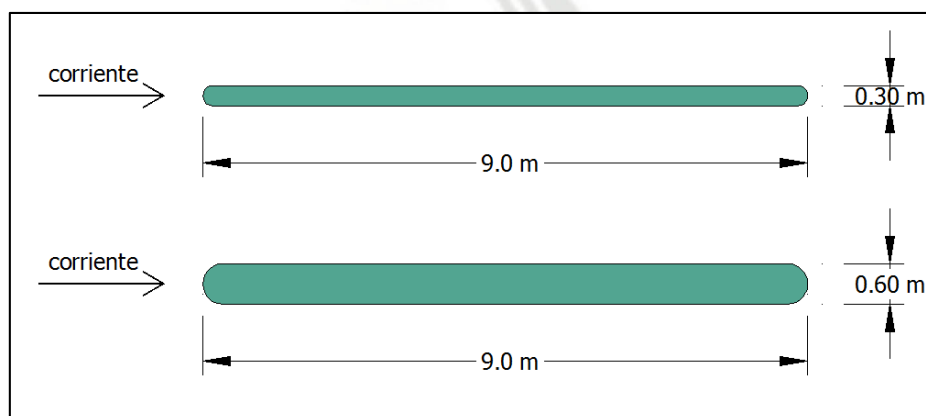


Figura 2. 8, Sección de Pila puente “Aguas Verdes”. ^{PA}

PUENTE “SAMÁN”

Ubicación: Carretera Panamericana Norte

Luz: 127.0 m

Luz tributaria promedio: 42 m

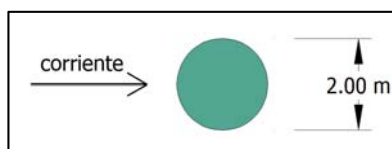


Figura 2. 9, Sección de Pila puente “Samán”.^{PA}

PUENTE “RICA PLAYA”

Ubicación: Carretera Tumbes Rica Playa

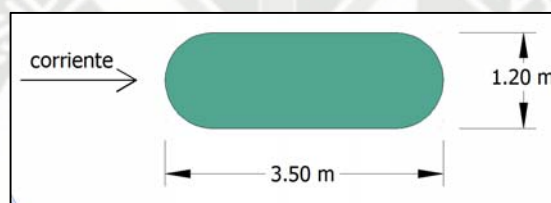


Figura 2. 10, Sección de Pila puente “Rica Playa”^{PA}

2.3 Transporte de sedimentos

2.3.1 Sedimento

Sedimento es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En hidráulica Fluvial se entiende por sedimentos (sólido) cualquier material granular más pesado que el agua que es transportado en algún momento por la corriente y luego depositado.

Los sedimentos se originan en la erosión de la cuenca, lo que es un proceso natural que se debe a la acción de agentes externos como el agua, viento y heladas. La cantidad de sólidos resultante de la erosión se expresa en unidades de peso o volumen por unidad de área y de tiempo ($tn/km^2/año$, $m^3/ha/mes$, etc.). Como los ríos son los elementos de drenaje de la cuenca, el agua que llevan arrastra los sedimentos provenientes de la erosión de la cuenca.

En general, los sedimentos fluviales están constituidos por materiales no cohesivos (granulares), que pueden ser limos, arenas, gravas y a veces piedras. En consecuencia, en la hidráulica fluvial la palabra sedimento se aplica tanto a una enorme roca como a una partícula muy fina. Referencialmente, se puede señalar que las arenas de los ríos son cuarzosas y que su peso específico es alrededor de 2650 kgf/m^3 . Por lo tanto, su peso específico sumergido es 1650 kgf/m^3 y su peso específico relativo es 2.65.

Los sedimentos pueden ser naturales como los descritos, y también artificiales. En los estudios en modelos hidráulicos en los que se trata de reproducir el transporte de los sólidos se usa, algunas veces partículas artificiales que tiene en peso específico menor que al de los sedimentos naturales. Se usa por ejemplo, baquelita cuyo peso específico es aproximadamente 1300 kgf/m^3 . Pero siempre son partículas más pesadas que el agua y cumplen la definición dada para sedimento.

2.3.2 Propiedades físicas de los sólidos

Las partículas sólidas se pueden clasificar en cohesivas y no cohesivas. Las primeras son las que están adheridas unas a otras, y lo cual representa para el transporte una fuerza adicional que se conoce como fuerza de cohesión. Los materiales cohesivos pueden encontrarse en arcillas y limos en cambio los materiales no cohesivos (granulares) carecen de esta fuerza adicional, y para no ser arrastrados solo ofrecen la resistencia proveniente de su propio peso y de su forma.

Las propiedades físicas de las partículas sólidas granulares que más nos interesa son: tamaño y forma, composición mineralógica, peso específico y velocidad de caída. Estas propiedades se refieren a partículas individuales no al conjunto de ellas, como sería el caso de la porosidad o peso específico aparente.

Tabla 2. 1, Clasificación de partículas²

1) Cantos rodados (250 - 4000 mm)	Muy grande	4000 - 2000 mm
	Grandes	2000 - 1000 mm
	Medianos	1000 - 500 mm
	Pequeños	500 - 250 mm
2) Guijarros (64 - 250 mm)	Grandes	250 - 125 mm
	Pequeños	125 - 64 mm
3) Gravas (250 - 4000 mm)	Muy gruesa	64 - 32 mm
	Gruesa	32 - 16 mm
	Media	16 - 8 mm
	Fina	8 - 4 mm
	Muy fina	4 - 2 mm
4) Arena (0.062 - 2 mm)	Muy gruesa	2 - 1 mm
	Gruesa	1 - 0.5 mm
	Media	0.5 - 0.25 mm
	Fina	0.25 - 0.125 mm
	Muy fina	0.125 - 0.062 mm
5) Limos (4 a 62) = (0.004 a 0.062 mm)		
6) Arcillas (0.24 a 4) = (0.00024 a 0.004 mm)		

² Tablas extraídas de ROCHA, Arturo "Introducción de las Obras Viales"

2.3.2.1 Tamaño y forma

La propiedad más característica de los sólidos es su tamaño. Existen diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. En la **Tabla 2.1** Se presenta una clasificación perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U.), hecha en base al diámetro de las partículas.

El tamaño de los cantos rodados y guijarros se pueden medir directamente el de las gravas y arenas se miden mediante mallas y el de los limos y arcillas se determinan por medio de sedimentación o con un microscopio. Para la determinación de la curva de distribución granulométrica de muestras muy pequeñas de arena se usa un tubo de acumulación visual. La equivalencia de mallas y aberturas se muestra en la **Tabla 2.2**

Tabla 2. 2, Equivalencia de mallas y aberturas

Malla	Abertura (mm)
0.742"	18.850
0.525"	13.330
0.371"	9.423
# 4	4.760
# 5	4.000
# 8	2.380
# 10	2.000
# 18	1.000
# 20	0.840
# 30	0.590
# 35	0.500
# 40	0.420
# 50	0.297
# 60	0.250
# 100	0.149
# 200	0.075

2.3.2.2 Peso específico

Es la relación entre el peso de la partícula y su volumen, o lo que es igual, el producto de la densidad y la aceleración de la gravedad.

$$\gamma_s = \frac{P}{V} = g\rho_s \quad (2.1)$$

dónde:

γ_s	: Peso específico de la partícula	(kgf/m ³)
P	: Peso de la partícula	(kgf)
g	: Aceleración de la gravedad	(m/s ²)

Tabla 2. 3, Rango de valores del peso específico de partículas sólidas. Maza J.A. 1987

Material	γ_s SI	γ_s ST
	(N/m ³)	(kg/m ³)
Piedras y guijarros	18000 a 28000	1800 a 2800
Gravas	21000 a 24000	2100 a 2400
Arenas	26000 a 27000	2600 a 2700

La mayoría de las arenas están formadas por partículas de cuarzo, y por lo tanto los valores característicos de densidad y peso específico son los que figuran en la **Tabla 2.4**

Tabla 2. 4, Valores de densidad y peso específico para arenas. Maza J.A. 1987.

Parámetro	SI	ST
ρ_s	2650 kg/m ³	270 kg.s ² /m ⁴
γ_s	26000 N/m ³	2650 kgf/m ³

SI: Sistema internacional de unidades.

ST: Sistema técnico de unidades.

2.3.2.3 Velocidad de caída

La velocidad de caída es la máxima velocidad que la partícula alcanza cuando cae libremente en el agua. La velocidad de caída tiene en cuenta el peso, la forma, el tamaño de la partícula, la temperatura y la densidad del agua. La **Figura 2.11** presenta valores de la velocidad de caída en función del diámetro de la partícula y la temperatura.

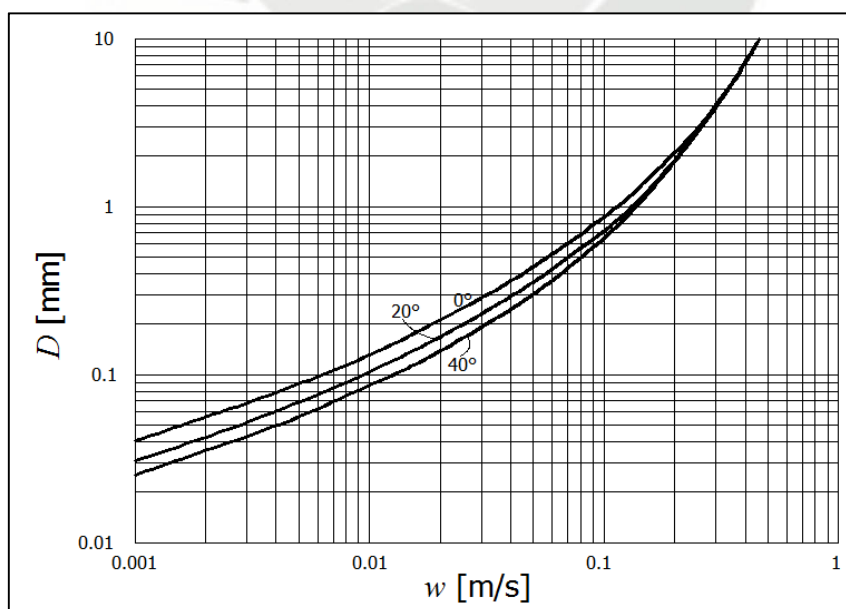


Figura 2. 11, Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC 18 – 1993, PA



Para obtener la velocidad de caída de partículas naturales, Rubey propuso la siguiente ecuación, García F., M. y Maza, J.A. (1998):

$$w = \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D + \frac{36 \nu^2}{D^2} \right]^{1/2} - \frac{6 \nu}{D} \quad (2.2)$$

dónde:

w	: Velocidad de caída	(m/s)
ν	: Viscosidad cinemática del agua	(m ² /s)
D	: Diámetro característico	(m)

2.3.3 Transporte de sedimentos

Se denomina así al proceso de erosión, iniciación del movimiento, transporte, depósito y compactación de las partículas sólidas. La teoría se refiere a las partículas no cohesivas.

Yalin señala que si un material granular está bien graduado puede ser considerado como homogéneo e isotrópico. En realidad, esta es la hipótesis que generalmente se hace, como consecuencia de la cual las “propiedades estadísticas del material son independientes de la posición y de la dirección”.

Para la mejor comprensión general de la teoría del transporte de sedimentos es conveniente tener siempre presente los párrafos siguientes, cuyo autor es Hans A. Einstein, quien fue estudioso de los problemas de transporte de sedimentos y autor de una conocida fórmula para el cálculo del gasto sólido de fondo.

“Toda partícula sólida que pasa a través de una sección de un río debe satisfacer las dos condiciones siguientes:

- a) Debe provenir de la erosión de un punto de una cuenca situado aguas arriba de la sección considerada,
- b) Debe haber sido transportada por la corriente desde el punto de erosión hasta la sección considerada.

Cada una de estas dos condiciones limita la cantidad de sedimentos a través de la sección considerada en función de la disponibilidad de sólidos en la cuenca y capacidad de transporte de la corriente”.

Las partículas sólidas transportadas por un río lo hacen con las siguientes modalidades: transporte sólido de fondo, transporte sólido en suspensión y transporte por saltación.

2.3.3.1 Transporte sólido de fondo (arrastre)

El material de arrastre está constituido por las partículas de mayor tamaño, que van permanentemente en contacto con el fondo del río y que ruedan o se deslizan. La velocidad de una partícula sólida transportada como material de fondo es en general inferior a la correspondiente velocidad de la corriente. Generalmente se asocia al ruido de la corriente.

2.3.3.2 Transporte sólido en suspensión

El transporte sólido en suspensión está constituido por las partículas más finas, las que prácticamente se hallan distribuidas en toda la sección transversal. La velocidad con la que avanza una partícula sólida en suspensión es prácticamente igual a la de la corriente en ese punto.

No es fácil establecer y definir un límite claro y nítido entre los dos modos de transporte antes señalados. Cualquier alteración que ocurra en la velocidad de la corriente puede determinar aumento de la velocidad media de la corriente, lo que puede traer como consecuencia que las partículas de fondo entren en suspensión. Las leyes que rigen y describen cada uno de estos modos fundamentales de transporte son en principio diferentes.

2.3.3.3 Transporte por "saltación"

Algunas partículas de transporten de un modo peculiar: a saltos. A esta modalidad se le denomina transporte por "saltación". En la **Figura 2.12** se aprecia esquemáticamente los modos de transporte.

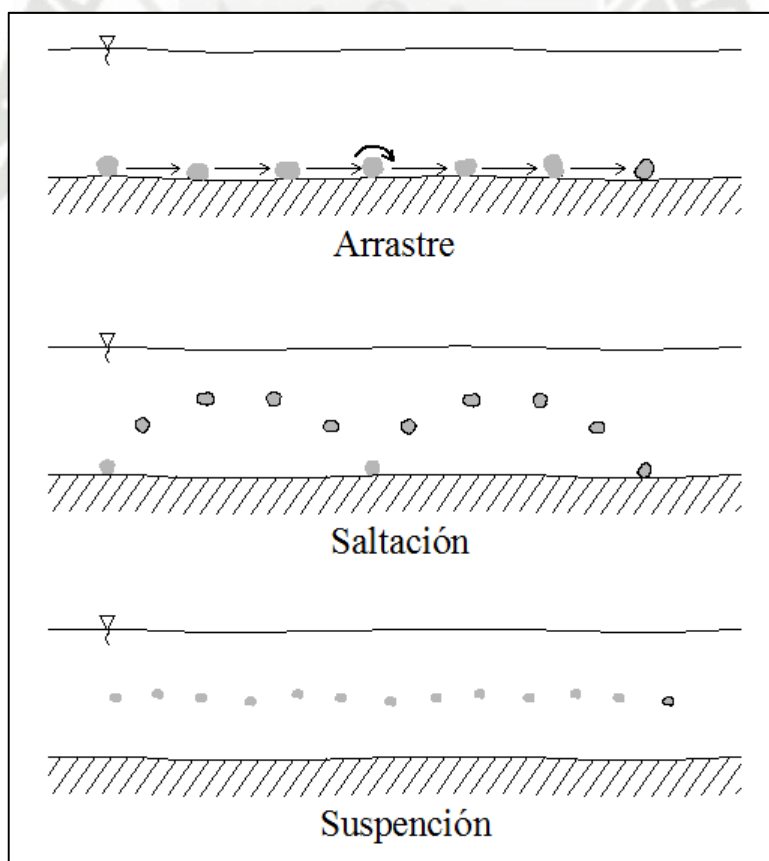


Figura 2. 12, Modos de transporte.^{PA}



2.3.4 Flujo Bifásico

En un río se llama flujo bifásico o flujo a dos fases al movimiento simultáneo del agua y de los sólidos arrastrados por la corriente. El agua constituye una fase líquida y los sedimentos, la fase sólida. Son dos movimientos interdependientes que no deben ser tratados separadamente. Las dos fases tienen que ser estudiadas conjuntamente. El estudio de una no puede ignorar la otra. Usualmente recibe varios nombres: movimiento bifásico, fenómeno de dos fases o fenómeno del transporte sólido.

Para efectos de estudio del transporte de sedimentos en un curso de agua a pelo libre (un río) se considera que el flujo es permanente y uniforme y que puede ser descrito como un flujo bidimensional.

2.3.4.1 Gasto Sólido

Se denomina gasto sólido de fondo o de suspensión, a la cantidad de partículas, en unidades de peso o de volumen, que pasa por una sección determinada del río en la unidad de tiempo. (Kg/día; N/s; m³/año)

La determinación del gasto sólido está fuertemente relacionada en primer lugar, con las características de la cuenca. Especialmente, con su erosinabilidad, y por tanto, con la producción de sedimentos, por ello que la cuantificación del gasto sólido debe empezar por el conocimiento de la cuenca. La erosión de las cuencas es un fenómeno de intensidad variable, en el tiempo y en el espacio. Esta es una de las causas por las que el gasto sólido es tan variable en el tiempo. Para determinar el gasto sólido también hay que tener en cuenta las características del río como son: Pendiente, velocidad, tirantes, rugosidad, etc.

Los resultados de investigaciones y mediciones indican que en algunos casos de torrentes la proporción entre la cantidad de material de sólidos transportados en suspensión y aquella transportados por el fondo puede acercarse a uno. En la interpretación de estos resultados debemos tener en cuenta que los torrentes se caracterizan por transportar en corto tiempo gran cantidad de sólidos que generalmente no pueden ser medidos.

El transporte sólido en suspensión se caracteriza mediante la concentración c , que es la cantidad de partículas sólidas, expresadas como peso seco por unidad de volumen de la mezcla agua-sedimento. Por ende el producto de la concentración por caudal da como resultado el gasto sólido.

$$T_s = cQ \quad (2.3)$$

Teóricamente la concentración puntual es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. La curva de distribución vertical de concentraciones es logarítmica, como se ve en la Figura 2. También lo es la de velocidades, pero el máximo está en la superficie. La distribución del caudal es lineal y el máximo está en el fondo.

2.3.5 Fuerza tractiva

El movimiento de partículas en suelos granulares se produce cuando el esfuerzo cortante del lecho supera al esfuerzo cortante crítico.

2.3.5.1 Esfuerzo cortante medio sobre el lecho

Cuando el agua fluye en un canal, se desarrolla una fuerza que actúa en la dirección del flujo sobre el lecho del canal. Esta fuerza, la cual es simplemente el jalar del agua sobre el área con agua, es cortante como la fuerza tractiva. Por definición, la fuerza tractiva, también llamada fuerza cortante o de arrastre o tangencial, es la fuerza que actúa sobre las partículas que componen el perímetro del canal y es producida por el flujo del agua sobre las partículas. En la práctica, la fuerza tractiva no es la fuerza sobre la partícula individual, sino la fuerza que ejercida sobre una rea perimetral del canal, (**Figura 2.13**) Este concepto aparentemente fue planteado por primera vez por DuBoys (1879) y representado por Lane (1955).

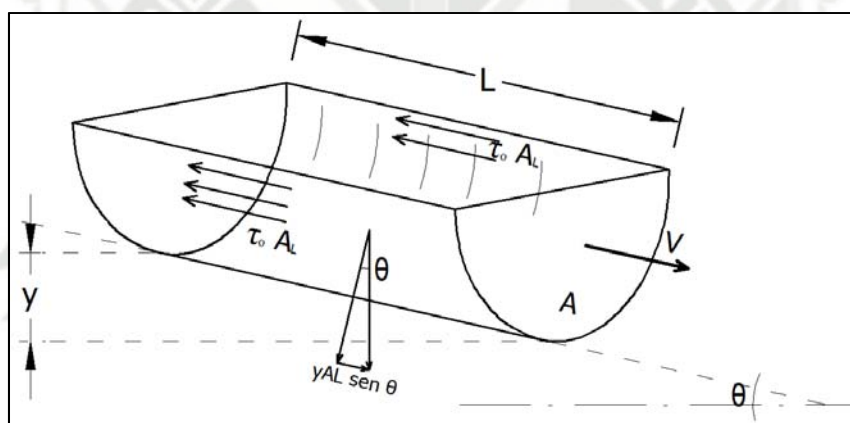


Figura 2. 13, Fuerzas en el canal^{PA}

En el flujo uniforme la fuerza tractiva es aparentemente igual a la componente efectiva de la fuerza de gravedad actuando sobre el cuerpo del agua, paralela al fondo del canal e igual a $\gamma AL \sin \theta$. Así, el valor medio de la fuerza tractiva por unidad de área mojada, o llamada fuerza tractiva unitaria, es igual a $\gamma AL \sin \theta / PL = \gamma R \sin \theta$, donde P es el perímetro mojado y R es el radio hidráulico; para ángulos de inclinación del canal bajos, el $\sin \theta$ es aproximadamente igual a la tangente e igual a la pendiente del canal S, es decir:

$$\tau_o = \gamma ALS \quad (2.4)$$

$$\tau = \gamma RS \quad (2.5)$$

dónde:

τ_o	: Fuerza tractiva	(kgf)
τ	: Esfuerzo cortante (Fuerza tractiva unitaria)	(kgf/m ²)
γ	: Peso específico del agua	(kgf/m ³)
A	: Área mojada	(m ²)

- R : Radio hidráulico (m)
 L : Longitud del tramo del canal (m)
 S : Pendiente del canal

En flujo variado se debe trabajar con el gradiente hidráulico I y no con la pendiente del canal.

2.3.5.2 Esfuerzo cortante crítico

Muchos métodos se han propuesto para evaluar el esfuerzo cortante crítico de materiales no cohesivos de granulometría uniforme siendo la contribución más importante del siglo XX la propuesta de Shields, que se ilustra en la **Figura 2.14**

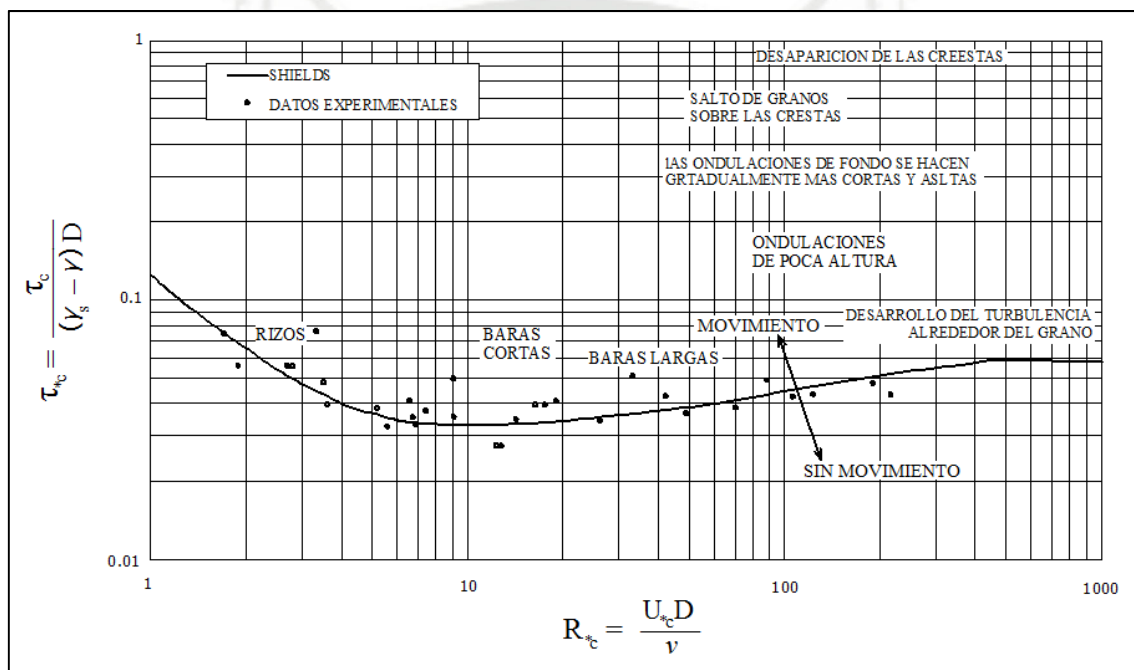


Figura 2. 14, Curva de inicio de transporte de sedimentos según Shields.
 Garcia F., M. y Maza A., J.A. (1997) ^{PA}

El uso de la anterior figura para encontrar el esfuerzo cortante crítico representa un proceso iterativo ya que el parámetro adimensional del número del Reynolds crítico es función de la velocidad cortante crítico y ésta a su vez del esfuerzo cortante crítico.

$$R_{*c} = \frac{V_{*c} D}{\nu} \quad (2.6)$$

$$V_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \quad (2.7)$$

dónde:

- R_{*c} : Número de Reynolds cortante crítico
 V_{*c} : Velocidad cortante crítica (m/s)

Por lo anterior, se ha deducido la figura derivada del diagrama de Shields, que relaciona el diámetro medio del material (d_{50}) con el esfuerzo cortante crítico y la velocidad cortante crítica.

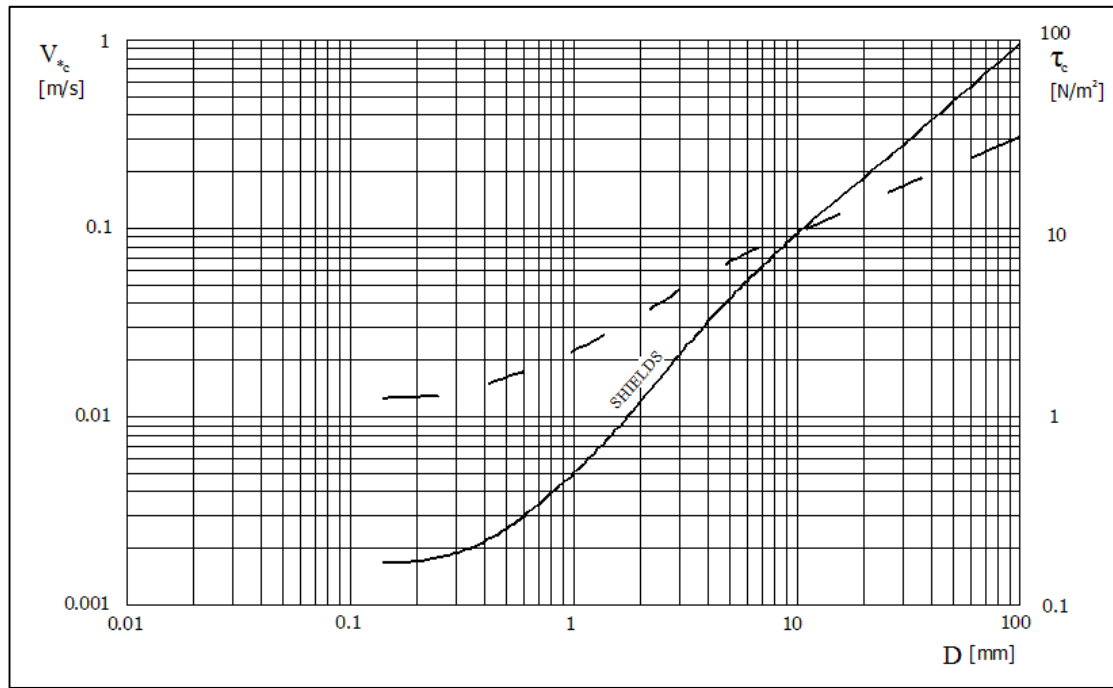


Figura 2. 15, Curva de Shields para movimiento incipiente de sedimentos.
 $\rho_s=2,650 \text{ kg/m}^3$, $\rho_w=1,000 \text{ kg/m}^3$, $\nu=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ y $T^\circ=20^\circ$. Breusers, H. N. C., 1984. ^{PA}

Otros criterios basados en el esfuerzo cortante crítico para determinar el inicio del movimiento son:

- Meyer-Peter y Muller

$$\tau_c = 0.047(\gamma_s - \gamma)d_m \quad (2.8)$$

- Laursen

$$\tau_c = 0.039(\gamma_s - \gamma)d_{50} \quad (2.9)$$

Existen varios métodos para calcular el esfuerzo cortante crítico de un material granular, con granulometría uniforme, con base en la llamada curva de Shields; uno de ellos es el propuesto en García y Maza (1997), donde se presentan fórmulas de ajuste a la curva obtenidas por García. Primero se calcula el parámetro adimensional D_*

$$D_* = \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \frac{g}{\nu^2} \right]^{1/3} D \quad (2.10)$$

En función del valor de D_* , se calcula el parámetro de Shields, τ_* como sigue

Cuando $3.46 < D_* < 182.011861$, entonces

$$\tau_* = \frac{0.2061}{D_*^{0.969}} + 0.0947 \exp\left(-\left[\frac{44.6685}{D_*}\right]^{0.517}\right) \quad (2.11)$$

Si $D_* \geq 182.011861$, entonces $\tau_* = 0.06$.

El esfuerzo cortante crítico de Shields τ_c , se obtiene con

$$\tau_c = \tau_* (\gamma_s - \gamma) D \quad (2.12)$$

Con τ_c se calcula la llamada velocidad de fricción asociada al esfuerzo cortante crítico

$$V_{*cri} = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \quad (2.13)$$

Para el diseño de canales de tierra se utiliza un concepto conocido como la fuerza tractiva unitaria permitida, esta es el esfuerzo cortante máximo que no causara erosión del material que forma el lecho del canal.

Esta fuerza ha sido determinada en el laboratorio para diferentes tipos de suelos no cohesivos y cohesivos y se conoce como la Fuerza Tractiva Unitaria Crítica. En la Figura 2.16 se muestra los valores de esta en (kgf/m^2). Para material no cohesivo grueso el diámetro a considerar es el d_{75} . Para material no cohesivo fino el d_{50} y además se sugiere tres curvas para el diseño según la calidad del agua transportada.

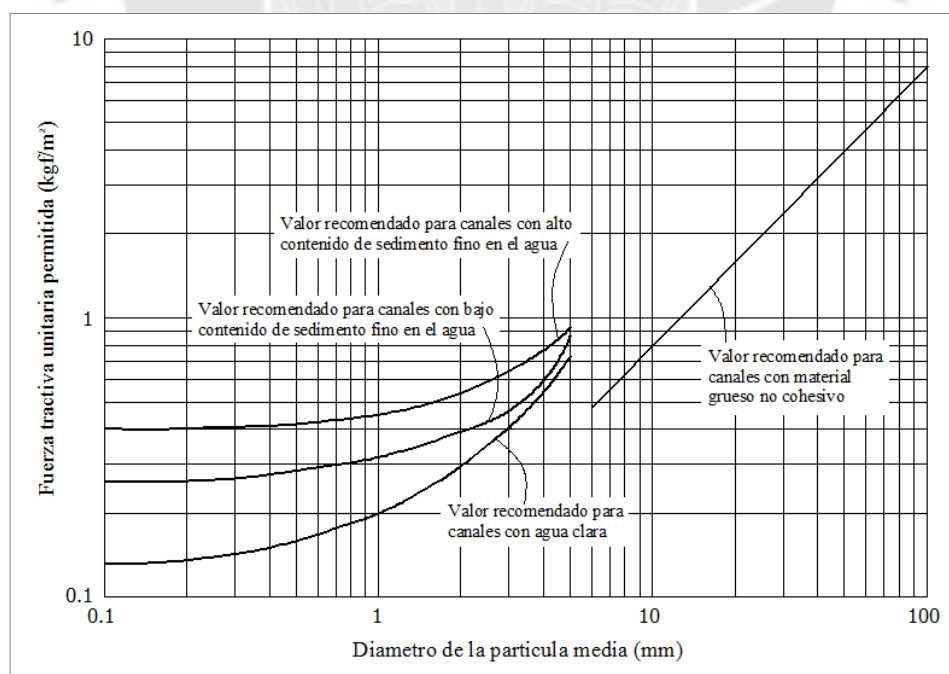


Figura 2. 16, Fuerza tractiva unitaria permitida en el fondo,
para canales en material no cohesivo ^{PA}



La FTU permitida obtenidas de la gráfica se refiere a canales rectos. Para canales sinuosos deben considerarse porcentajes de reducción como los sugeridos por Lane:

- 10% para canales ligeramente sinuosos
- 25% para canales moderadamente sinuosos
- 40% para canales muy sinuosos

2.3.6 Iniciación del movimiento

Para el estudio de la teoría del transporte de sedimentos y para la solución de numerosos problemas de ingeniería fluvial es necesario conocer las condiciones de iniciación de movimiento de las partículas constituyentes del lecho.

El conocimiento de las condiciones de iniciación de movimiento permite calcular el gasto sólido de fondo (el arrastre), así como dimensionar canales estables, diseñar sistemas de protección contra la erosión y resolver problemas de hidráulica fluvial.

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, $\frac{V}{V_c} \leq 1$ ó $\frac{\tau}{\tau_c} \leq 1$ mientras que la socavación en lecho en movimiento ocurre para $\frac{V}{V_c} > 1$ ó $\frac{\tau}{\tau_c} > 1$

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 ($\sigma_g \geq 1.3$), 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 $V_a = 0.8V_{ca}$ donde 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

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y_n}{d_{50}} \right) \quad \frac{V_{ca}}{V_{*ca}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y_n}{d_{50a}} \right) \quad (2.14)$$

$$d_{50a} = \frac{d_{max}}{1.8} \quad (2.15)$$

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 $V_a = V_c$ 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.

2.3.6.1 Fases de transporte sólido

Para un flujo de velocidad gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable y pasa por varios estados que son función de la velocidad media de la corriente dichos estados son los que se ven en la **Figura 2.16**

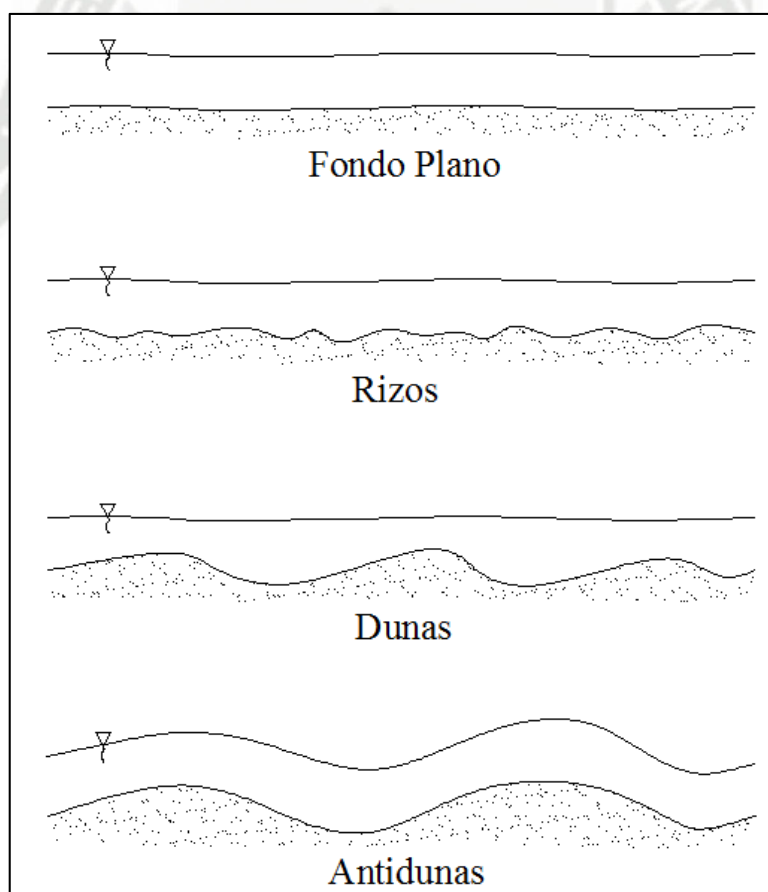


Figura 2. 17, Fases de transporte. ^{PA}



a) Fondo plano:

Es una etapa inicial que corresponde a una velocidad pequeña. Se observa movimientos aislados e intermitentes de las partículas más finas constituyentes del fondo, las más pequeñas entran eventualmente en suspensión.

b) Rizos:

Al incrementarse la velocidad aparecen en el fondo ondulaciones de pequeña amplitud. Hay un aumento de resistencia (aumento del coeficiente de Manning y disminución del de Chezy) el de Froude es menor que 1.

c) Dunas:

La fase siguiente representa un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. Hay un aumento de la resistencia eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras. El número de Froude es menor que 1. En ciertos ríos puede haber dunas muy grandes cuya consideración es indispensable para estudiar la erosión de pilares. En algunos casos, la consideración de la altura de las dunas (digamos de más de un metro de altura) ha llevado a resultados equivocados con respecto a la medición de la profundidad de la corriente.

d) Antidunas:

Representan una inversión de las dunas. Suelen ser más simétricas. El número de Froude es mayor que 1.

e) Fondo plano:

Aparecen nuevamente en las altas velocidades.

Los rizos y las dunas se distinguen entre sí por su tamaño. Se mueven en dirección de la corriente, pero con una velocidad menor a la del flujo. No producen perturbaciones en la superficie libre. En cambio las antidunas pueden moverse en cualquier dirección o ser estacionarias. Producen perturbación en la superficie libre del escurrimiento. Aunque no se muestre en la Figura ocurre que entre las fases de dunas y antidunas pueden presentarse nuevamente en el fondo plano.

2.3.7 Acorazamiento

Es un fenómeno natural que bajo determinadas circunstancias se presenta en un lecho móvil. Imaginemos el fondo de un río constituido por partículas de diversa granulometría. En principio, como sabemos, cada partícula empieza a moverse cuando la fuerza tractiva de la corriente iguala y luego excede la fuerza tractiva crítica de iniciación de movimiento que es propia de cada partícula.

Como consecuencia de lo anterior resulta que para el flujo creciente sobre un lecho móvil, en el que no haya aportes de sólidos de aguas arriba (como pudiera ser un tramo fluvial ubicado aguas debajo de un embalse o un canal de laboratorio) se podrán en movimiento sucesivamente las partículas empezando por las más finas luego las medianas y así hasta llegar al máximo tamaño de partículas que puedan ser movidas por el caudal existente. Al llegar a este momento se tendrá que la capa superficial del lecho fluvial solo estará constituida por las partículas más gruesas, pues las más finas fueron arrastradas por la corriente: Decimos entonces que el lecho está acorazado, como se observa en la **Figura 2.17**.

Naturalmente que debajo de la capa superficial de acorazamiento estará el lecho fluvial con la granulometría correspondiente a las condiciones originales. Si se presentase posteriormente un caudal mayor, entonces, al fluir este sobre el lecho acorazado llegará un momento en que empieza a transportar las partículas más gruesas constituyentes de la coraza, hasta llegar a la ruptura de esta. Aparece entonces nuevamente el lecho con su granulometría original y con las correspondientes condiciones de transporte.

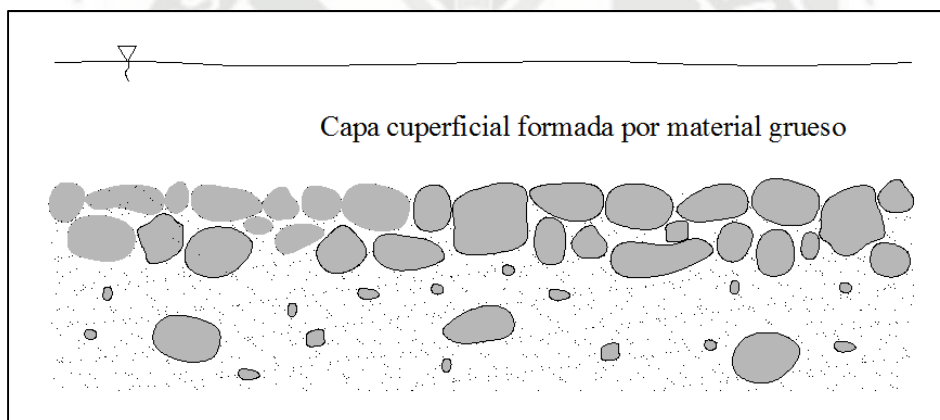


Figura 2. 18., Acorazamiento del lecho fluvial. ^{PA}

Desde el punto de vista práctico el acorazamiento significa que una fracción (la más gruesa) de los sólidos de fondo como elemento protector y fundamental contra la erosión. El desconocimiento del fenómeno del acorazamiento puede llegar a una interpretación equivocada de los fenómenos observados. Por ende debemos tener presente la posibilidad del acorazamiento en las piedras.



CAPÍTULO 3 : SOCAVACIÓN, ESTUDIO DEL FENOMENO

3.1 Generalidades

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc.

La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

La socavación se relaciona con las fallas de las cimentaciones de puentes en todo el mundo, algunas de ellas catastróficas y con pérdidas de vidas humanas. Los puentes y otras estructuras representan una contracción del ancho del cauce y al presentarse un aumento en los caudales de la corriente, el aumento de la velocidad y la turbulencia en la construcción puede generar niveles de socavación de varios metros.

La mayoría de las fallas de puentes en el mundo es debida a la socavación (Richardson, 1999). El problema es tan delicado que la FHWA (1998) recomienda diseñar los puentes contra

socavación para una inundación con periodo de retorno de 500 años, y en los Estados Unidos se realiza la inspección de puentes contra socavación cada dos años. La instrumentación de las pilas de los puentes como medida de control, es ya un proceso común en el manejo de puentes en los países desarrollados.

Sin embargo el estudio de la socavación es realmente nuevo y se inició con las investigaciones de Laursen en 1949, pero los procedimientos de diseño de estructuras contra socavación no se iniciaron hasta 1960 y fue hasta 1998 cuando se especificaron procedimientos unificados para el cálculo de socavación en los diseños de puentes por parte de la FHWA en los EE.UU.

3.2 Tipos de socavación

La socavación se puede clasificar en tres; Socavación General, Socavación por contracción y Socavación Local.

3.2.1 Socavación General

La socavación general consiste en la disminución generalizada del nivel del, este fenómeno es un proceso natural que puede ocurrir a todo lo largo del río y no depende de que exista o no un puente u otra estructura.

Este tipo de socavación puede producirse por varias razones:

- Aumento del caudal durante avenidas
- Incremento de la pendiente por alteración del canal, o corte de meandros
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal
- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.

La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones, de los oleoductos y otras estructuras colocadas en el cauce del río.

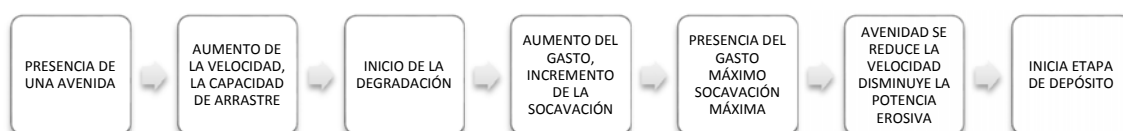


Figura 3. 1, Proceso de socavación general. ^{PA}

Maza define la socavación general como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que toma don fondo del cauce. Según Maza al aumentar la velocidad de

la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionar más. **Figura 3.1**

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida. Los niveles de socavación general varían de acuerdo a los caudales y la profundidad de socavación no es la misma en toda la sección. Generalmente la socavación es mayor en el sector más cercano al Thalweg.

3.2.2 Socavación por contracción

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones. **Figura**

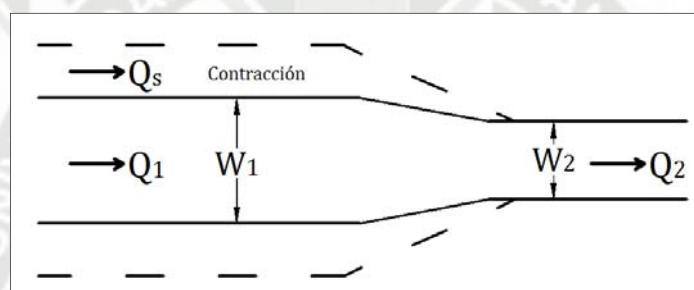


Figura 3. 2, Esquema de la contracción de un canal. ^{PA}

3.2.3 Socavación local

Es el tipo de socavación que se produce en zonas aledañas a una estructura en específico, que bien podría ser; espigones, muros de protección lateral, pilares y estribos de puentes, etc. esta es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia y la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo. La socavación local puede presentarse bajo condiciones de agua con o sin transporte de sedimentos. (B.W. Melville 1975).

3.3 Socavación Local en Pilares de Puentes

3.3.1 Descripción del fenómeno

Al llevar a cabo el proyecto de un puente es importante predecir la magnitud de la erosión que el flujo de agua puede provocar en el terreno donde desplantará su cimentación. La mayoría de las fallas registradas en la ciudad de México son provocadas por socavación en sus apoyos.

Es importante el cálculo de la socavación en la construcción y diseño de puentes ya que si se conoce la magnitud de la socavación total, se estará en posibilidad de construir puentes más estables. La construcción de un puente impone cambios a la corriente, que puede ser:



- a) Cambios de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el cauce de avenidas.
- b) Cambios en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transporte sedimentos. Estos originan un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce y, cuando ello es posible un ensanchamiento del cauce, hasta que este aumento en el área hidráulica asemeje otra vez la sección del cruce con cualquier otra del río y restablezca el equilibrio de la corriente. Como la presencia de estribos y aleros de concreto o mampostería, impiden que se gane área hidráulica por ensanchamiento, la presencia del puente es de por sí un incentivo para la socavación general del fondo del arroyo por lo menos hasta que la corriente restablezca su equilibrio de área hidráulica entre la sección del cruce y las demás del río.
- c) Además del estrechamiento producido por los terraplenes de acceso, la colocación de pilas intermedias hacen que se reduzca aún más el área hidráulica bajo el puente, además, este obstáculo colocado en la trayectoria del flujo induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor en la zona alrededor del obstáculo, a este fenómeno se conoce como socavación local.

En términos generales la socavación es la degradación del fondo de un cauce, por la acción dinámica de la corriente de agua cuando el material arrastrado es mayor que el depositado en un punto específico. El fenómeno de socavación se divide en varias partes: socavación general, socavación transversal, socavación local, socavación en curvas; su valor total es la suma de los valores parciales de socavación específica, aunque pueden o no, presentarse simultáneamente. Existen varias causas por las que los puentes pueden fallar por el efecto de la socavación:

- a) Error en la estimulación del gasto de diseño o escurrimientos de un gasto mayor que el proyectado.
- b) Reducción del área hidráulica del cauce principal del río y falta de drenaje en la planicie de inundación.
- c) Error en la determinación de la socavación asociada al gasto de diseño al gasto máximo esperado.
- d) Localización errónea del camino y sus cruces.
- e) Falta de observación del comportamiento del río durante la vida útil del puente.

La socavación comprende varias etapas desde su inicio hasta la falla de la estructura. Por su ubicación en el cauce la socavación, se divide en: socavación general y local, como ya se dijo anteriormente (fig. 1.1). En el presente estudio se considera sólo la socavación local.

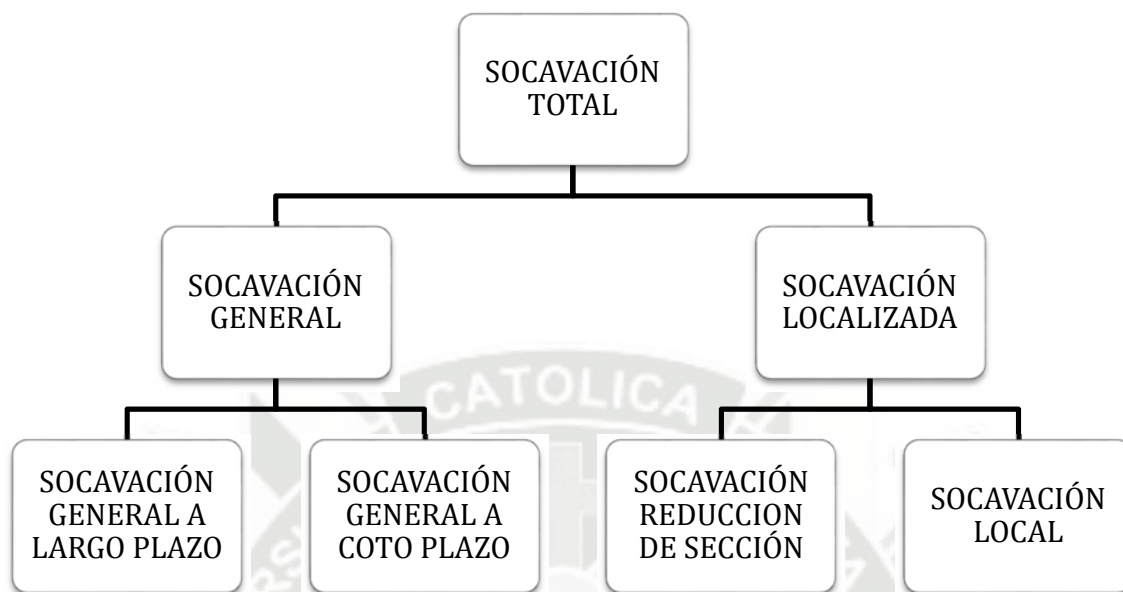


Figura 3. 3, Tipos de socavación que puede producirse en un puente (Melville, 1988) ^{PA}

La socavación general a corto plazo existe cuando una avenida provoca un aumento en la velocidad del agua, lo cual origina un desequilibrio entre la cantidad del material desprendido del fondo y el transportado por la corriente. La socavación transversal se presenta en las secciones transversales de los ríos donde tienen zonas de estrechamiento, que provocan el aumento de la velocidad y el arrastre de material. La socavación local es originada por obstáculos en la corriente del río y genera hoyos en el fondo del cauce al pie de la estructura interpuesta a la corriente. El proceso de desarrollo total del fenómeno no necesariamente incluye a todos los tipos mencionados, tampoco existe un orden cronológico del inicio de uno a otro, con fines de análisis se considera que la socavación general ocurre antes de la local (fig. 1.2). En el análisis de la socavación general y local, que incluye la socavación transversal y local, como local.



Figura 3. 4, Modelos matemáticos de la socavación. ^{PA}

La socavación general se presenta cuando aumenta la velocidad debido a una avenida, este incremento provoca el aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que empieza a degradar el fondo y los taludes del cauce. Al continuar el proceso, existe un

incremento de gasto, crece la socavación y genera una mayor área hidráulica, hasta llegar a un valor máximo de gasto y socavación, después disminuye la velocidad media de la corriente e inicia la etapa de depósito de material. De manera esquemática en la fig. 1.3 se expresa el fenómeno de socavación general.



Figura 3. 5, Proceso de socavación general. ^{PA}

La socavación local es más compleja comparada con lo descrito anteriormente Maza (1966), Melville (1988), Melih-Dogan (1991) y Jensen (1972), entre otros, han realizado observación en experimentos, mediante los cuales es posible identificar el avance de este fenómeno en tiempo y espacio, para conocer su valor máximo y la geometría del agujero formado. De acuerdo con Maza (1966) el proceso de socavación local en pilas presenta tres condiciones básicas:

- Inicio de socavación.
- Inicio de arrastre.
- Condiciones de fuerte arrastre con formación de dunas (Figura 3.6)

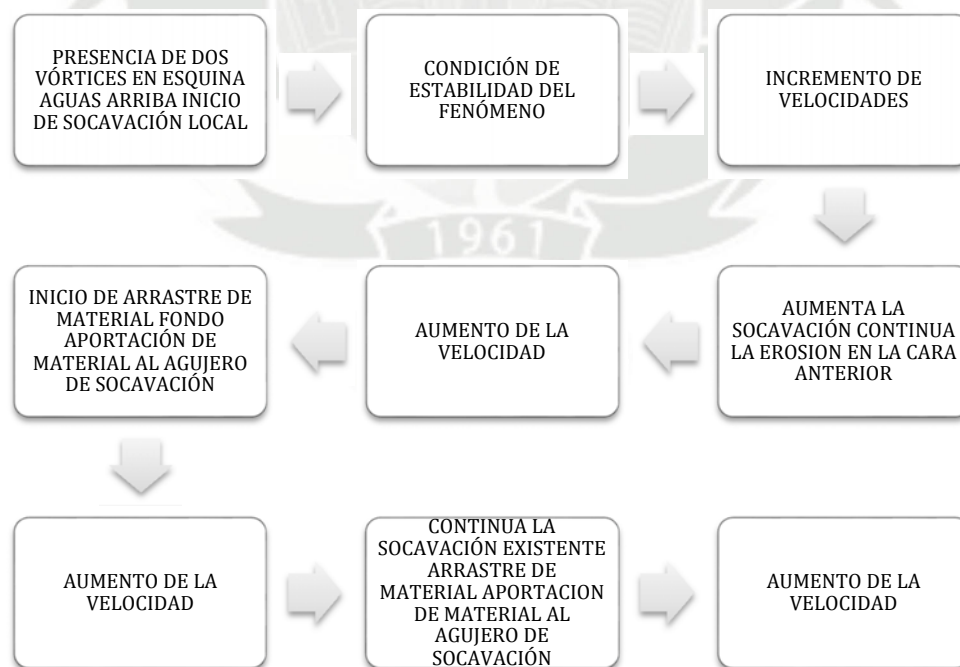


Figura 3. 6, Proceso de socavación local para pilas rectangulares (Maza, 1966) ^{PA}

La socavación local presenta dos características de forma, con o sin arrastre de materiales. En el primer caso, es necesario un tiempo grande para alcanzar el equilibrio, mientras en el segundo, éste es mucho menor (**Figuras 3.7, 3.8**). El equilibrio del fenómeno es alcanzado cuando el agujero de socavación no presenta cambios en su tamaño.

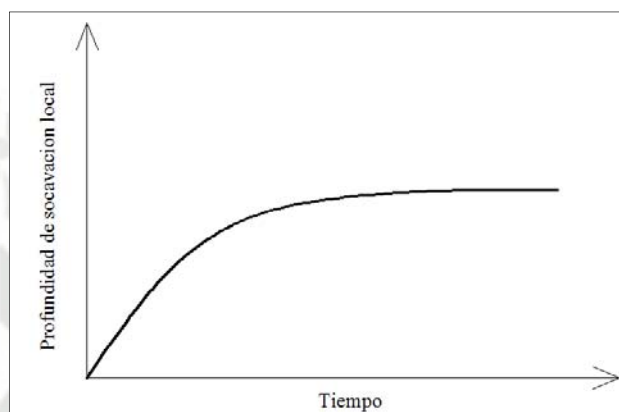


Figura 3. 7, Profundidad de socavación de equilibrio en aguas claras (Maza, 1966) ^{PA}

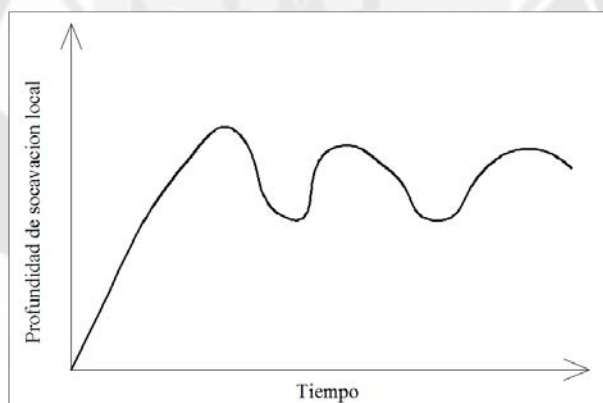


Figura 3. 8, Profundidad de socavación de equilibrio con arrastre de sedimentos (Maza, 1966) ^{PA}

La socavación local ocurre debido a la presencia de algún obstáculo al flujo y provoca una disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo. La rapidez de la socavación local puede expresarse como la diferencia entre la capacidad del flujo de extraer el material que se encuentre en la hoya de socavación y la aportación de sedimentos a ésta.

$$q_r = q_{s1} - q_{s2} \quad (3.1)$$

Dónde: q_s es la rapidez de la socavación en volumen por unidad de tiempo, q_{s1} es la capacidad del flujo de extraer material de la hoya de socavación en volumen por unidad de tiempo y q_{s2} es la aportación de sedimentos por el flujo a la hoya de socavación en volumen por unidad de tiempo.

De acuerdo con la ecuación (3.1) pueden considerarse 3 casos:

- Socavación nula que ocurre cuando $q_r = q_{s1}$. En este caso la socavación es fluctuante ya que ocurre erosión momentáneamente para recuperarse enseguida con la aportación q_{s1} .
- Socavación en aguas claras es decir sin arrastre de sedimentos. En este caso $q_{s2} = 0$, por lo que la ecuación (3.2) se convierte en $q_r = q_{s1}$, y socavación es máxima.
- Socavación con movimiento continuo de sedimentos, que $q_s > q_{s1} > 0$.

Cuando ocurre la socavación en aguas claras la profundidad máxima de socavación se alcanza en forma asintótica respecto al tiempo, mientras que cuando hay arrastre de sedimentos la socavación oscila alrededor de un valor al que se llama profundidad de socavación de equilibrio y_{se} .

3.3.2 Campo de flujo alrededor de una pila

La existencia de una pila como obstáculo al flujo provoca la formación de sistemas de vórtices a su alrededor, los cuales son el mecanismo básico de socavación local.

Dependiendo del tipo de pila y las condiciones de la corriente fluvial no perturbada, los tres sistemas básicos son:

- Vórtice en herradura
- Vórtice de estela
- Vórtice de extremo

Pueden estar presentes en el fenómeno, uno, todos o ninguno de estos vórtices.

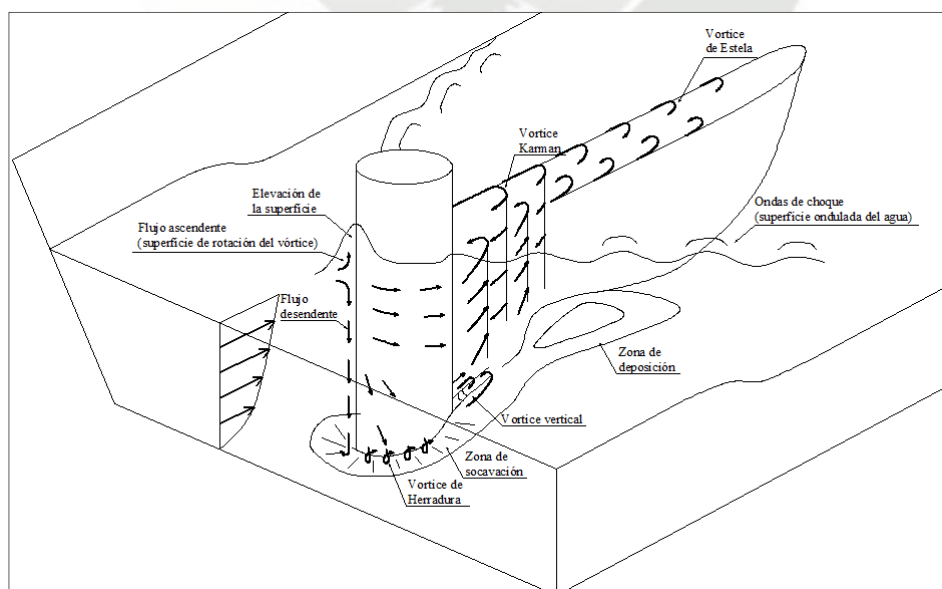


Figura 3. 9, Esquema del flujo alrededor de un pilar circular ^{PA}

En la **Figura 3.10**, aparece la denominación del Vortice Karman, que en dinámica de fluidos se define como un patrón de repetición de remolinos de vórtices provocados por la inestabilidad de separación de flujo de un fluido alrededor de los cuerpos romos.

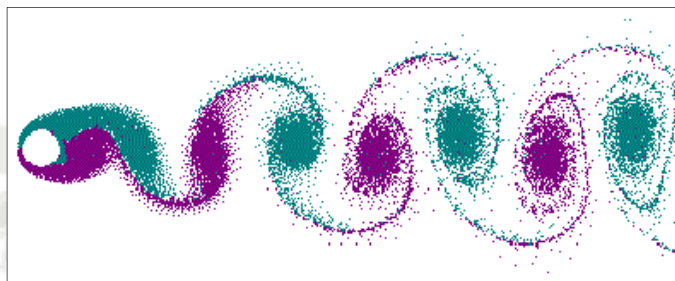


Figura 3. 10, Calle de vórtices Karman

3.3.2.1 Vórtice en Herradura

Los filamentos vorticosos que atraviesan el escurrimiento de un campo de velocidades bidimensionales no perturbando, son concentrados por la presencia de una pila con borde de ataque redondeado (nariz roma) para dar origen al sistema de vórtice en herradura.

El campo de presiones inducido por la pila es el mecanismo que provoca esa concentración. Si el campo de presiones es fuerte, se produce una separación tridimensional de la capa límite, la que a su vez se enrula delante de la pila formando el vórtice en herradura.

Tal como se puede observar en la Figura 3., la parte final de los filamentos vorticosos componentes en herradura se extiende aguas abajo hacia el infinito.

Las pilas de nariz roma son unas de las que inducen un gradiente de presiones suficientemente importante como para desencadenar el proceso previamente descrito. Todas las otras pilas son referidas como de borde de ataque agudo (nariz aguzada) y, al menos conceptualmente, no pueden generar vorticidad como la expuesta, aunque algunos sistemas de remolinos siempre se desarrollan alrededor de cualquier pila de puente. Sin embargo, algunas formas de pila, como en cuña o lenticular, pueden actuar como de nariz aguzada, dependiendo del ángulo de la cuña del ángulo de ataque del escurrimiento no perturbado.

3.3.2.2 Vórtice de Estela

La vorticidad concentrada en el sistema de vórtices de estela está generada por la propia pila, contrariamente al caso de vórtice en herradura.

El sistema de vórtices de estela está formado por el enrolamiento de capa límite inestable, generado en la superficie de la pila, a partir de la línea de separación a cada lado de ella.

Para bajos números de Reynolds los vórtices son estables y forman un sistema fijo inmediatamente aguas debajo de la pila. Para números de Reynolds de interés práctico el sistema es inestable y los vórtices se desprenden alternativamente a cada lado de la pila y se



desplazan hacia aguas abajo. La intensidad de estos vórtices depende en grado sumo de la forma de la pila y la velocidad del fluido. Una pila de forma hidrodinámica provocará una estela débil, mientras que en otras más tosca producirá una fuerte.

El sistema de vórtice de estela actúa, debido a su baja presión, como una aspiradora, removiendo el material del lecho que es transportado aguas abajo por los remolinos desprendidos de la pila.

3.3.2.3 Vórtices de Extremo

El sistema de vórtices de extremo generalmente ocurre con pilas completamente sumergidas, y es similar al que ocurre en las extremidades de perfiles alares sometidos a acción de flujos reales.

Está compuesto por uno o más vórtices discretos pegados al dintel de las pilas y extendidos hacia aguas abajo. Esos vórtices se forman cuando existen diferencias finitas de presión entre dos superficies que se encuentran en un ángulo, tal como ocurre en la parte superior de las pilas.

3.3.3 Proceso de socavación

El fenómeno dominante del proceso de erosión local alrededor de pilares de nariz roma es el vórtice en herradura. Si el fondo es erosionable, la socavación máxima se producirá en correspondencia con la máxima intensidad del vórtice, que tiene lugar en la generatriz que incluye el punto de estancamiento de la corriente. Es decir que la máxima erosión estará en general situada delante del pie de la pila, aguas arriba de esta.

El vórtice en herradura es inicialmente pequeño en sección transversal y comparativamente débil. Con la formación de la fosa de erosión, el vórtice rápidamente crece en tamaño e inmediatamente así como la componente hacia el lecho se presenta, incrementando el escurrimiento descendente.

Ese flujo hacia abajo actúa como vena líquida vertical erosionando el lecho granular. A medida que aumenta la fosa de erosión la circulación asociada con el vórtice en herradura aumenta debido a su sección transversal en expansión pero con una velocidad de variación decreciente, con la variación del incremento controlado por la cantidad de fluido suministrado al vórtice mediante el flujo descendente aguas arriba del cilindro.

La magnitud del escurrimiento vertical decrece a medida que el foso aumente. Por lo tanto, la velocidad de erosión decrece. La condición de equilibrio se logra cuando la profundidad de erosión aguas arriba del cilindro es suficiente para que la magnitud del flujo descendente vertical, delante del cilindro, no pueda echar fuera grano del lecho.

Sin embargo, aunque se haya alcanzado el equilibrio para la profundidad de erosión aguas arriba de la pila, la erosión puede continuar en la región de duna aguas abajo. Para pilas de

nariz aguda, en ausencia de un fuerte vórtice en herradura, pueden desarrollarse grandes de erosión aguas debajo de las pilas debido a los vórtices de estela.

A continuación se presenta las características más importantes del desarrollo de la socavación local para distintas formas de pilas.

1) Pila rectangular orientada según el flujo:

Con un valor específico de esta la socavación se inicia en las esquinas de una pila rectangular, estabilizándose posteriormente si no aumenta la velocidad, en caso contrario el fenómeno prosigue lo mismo que la erosión en toda la cara anterior, hasta alcanzar igual profundidad todo el agujero. En la segunda condición el incremento de velocidades inicia el arrastre de material y lo transporta dentro del agujero, así existe un valor que provoca una socavación máxima, para después disminuir y obtener el punto de equilibrio. Cuando no existe arrastre de material, este se alcanza después de un tiempo relativamente corto. Si solo están formados los conos en las esquinas el lapso es de treinta a sesenta minutos. A mayores velocidades corresponden grandes periodos para obtener el punto de balance, en todas las pruebas realizadas, el valor máximo fue de cuatro horas, con respecto a esta situación existen discrepancias entre los distintos investigadores, Raudkivi (1977), propone un valor de cincuenta horas.

Las formas de las líneas de corriente y las trayectorias de las partículas se describen a continuación, **(Figura 3.11)**

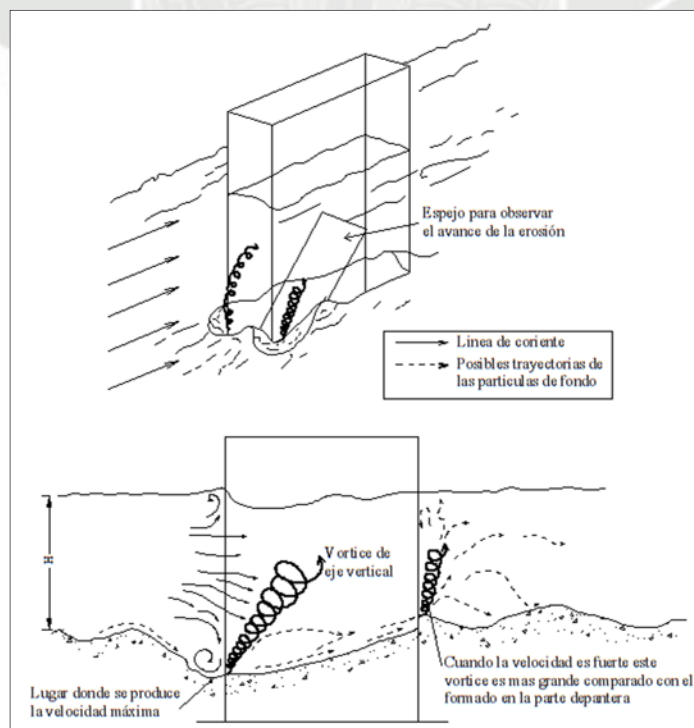


Figura 3. 11, Estado inicial e intermedio de socavación en pilares rectangulares. (Maza, 1966)^{PA}

La condición inicial de socavación se origina en las esquinas cuando la velocidad es baja provocada por dos vórtices de ejes vertical generados por la presencia del obstáculo. Las partículas son succionadas por estos levantadas y depositadas en la zona B. Al aumentar la profundidad del cono, resbalan por el talud hasta la parte inferior, en donde son succionadas o arrastradas por los vórtices nuevamente sobre este. Este tipo de turbulencia permanece siempre aunque exista un fuerte arrastre de material del fondo.

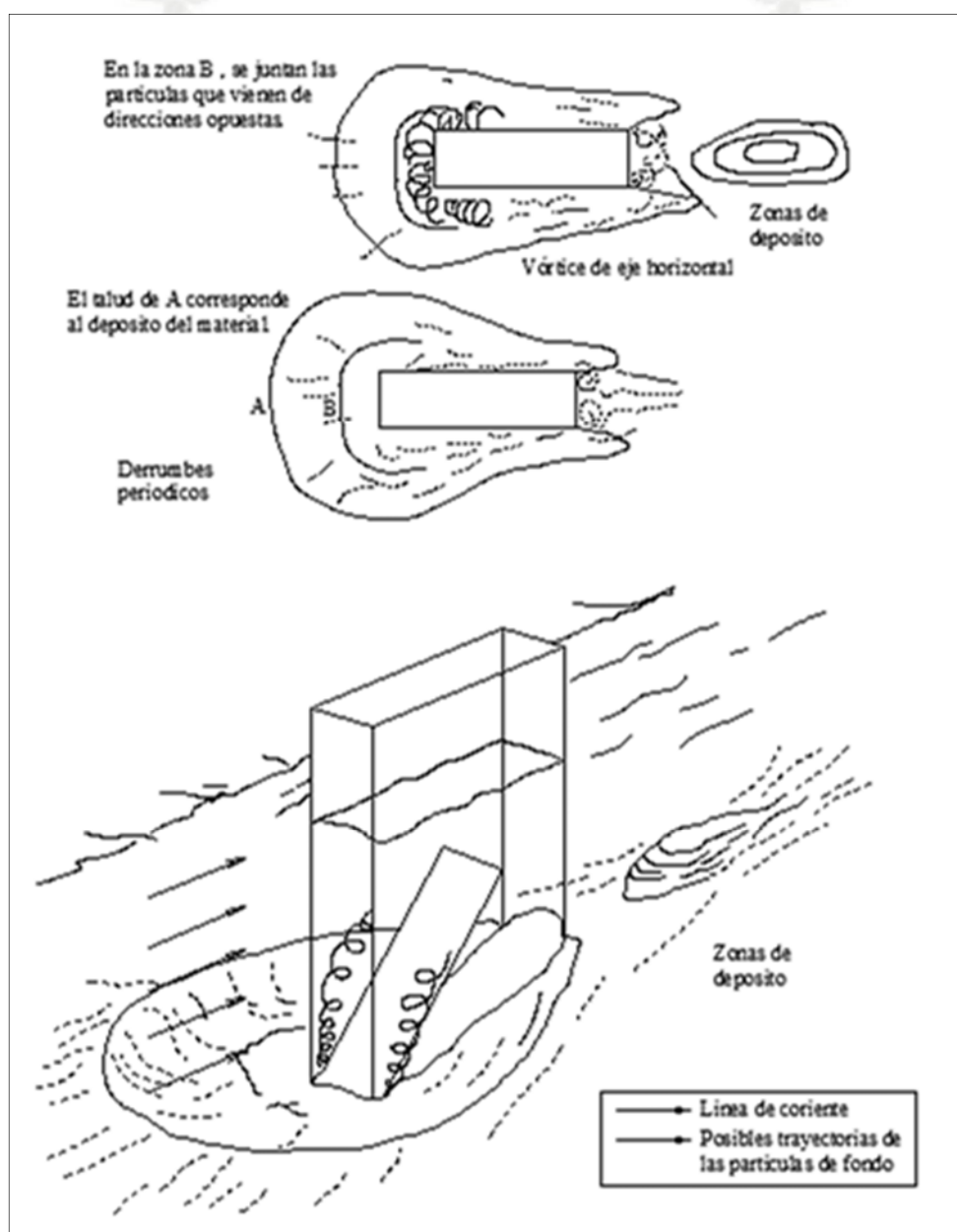


Figura 3. 12, Estado avanzado de socavación en pilares rectangulares (Maza, 1966) ^{PA}

Con el aumento de la velocidad las líneas de corriente comprendidas entre el fondo y $1/3$ de la altura de tirante, que chocan la pila, toma un movimiento vertical descendente (corrientes jet). Este efecto más el aumento en la profundidad de los dos pequeños agujeros, provoca la unión de estos e incrementa la profundidad de socavación en el centro de la cara aguas arriba, hasta alcanzar el mismo nivel de erosión. En esta parte del proceso, el mayor agente erosionado es el vórtice 1 que se presenta en eje horizontal perpendicular el flujo, formado en la cara frontal de la pila y se extiende después hacia los lados con dirección constante. El movimiento de la corriente arrastra las partículas de la zona C y las depositadas en la zona D acumulándose. En un corto tiempo, esto origina pequeñas avalanchas de D hacia C, para mover las partículas en zig-zag, hasta llegar al punto E, donde son arrastradas en contrapendiente hacia aguas abajo.

Las partículas de la zona F al aumentar la socavación, resbalan hasta llegar a la zona D y son afectadas por el movimiento anterior descrito. Cuando existe una velocidad alta se provoca un fuerte arrastre de material, que aumenta la erosión y el tamaño del cono, con las partículas en movimientos como se describió.

2) Pila Circular:

El desarrollo de la socavación se parece al obtenido en la pila rectangular. La erosión comienza en dos zonas localizadas a 65° con respecto al eje de la pila, figura 1.8(a) y 1.8 (b). Al aumentar la velocidad, los dos agujeros en forma de conos invertidos llegan a juntarse e incrementar la erosión hasta alcanzar el mismo nivel en toda la zona delantera. El resto del proceso es idéntico el desarrollo en las pilas rectangulares, aunque el valor de la velocidad a la cual se alcanza la socavación máxima es diferente.

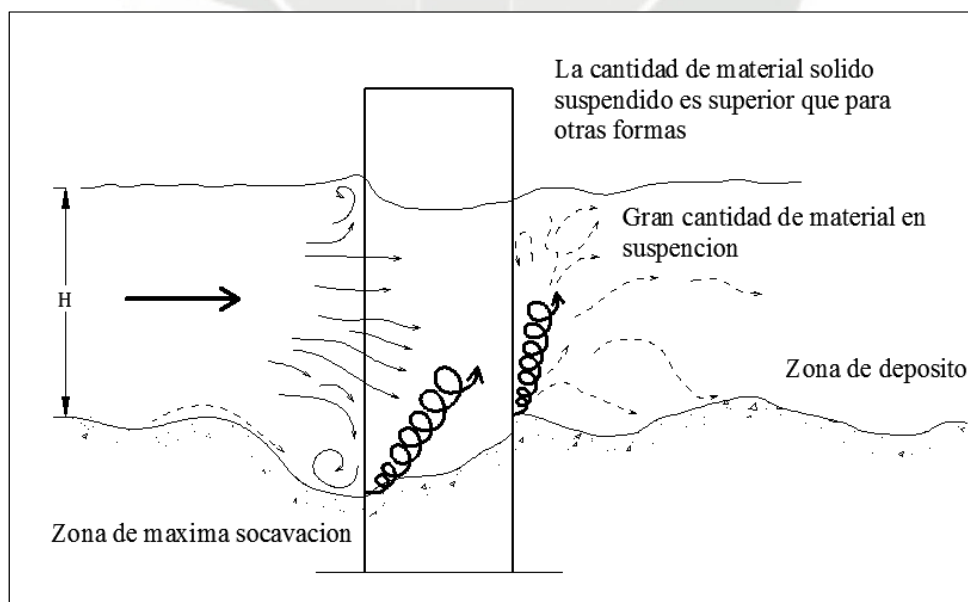


Figura 3. 13, Estado inicial e intermedio de socavación en pilares circulares (Maza, 1966) ^{PA}



3) Pila rectangular con nariz redondeada:

Existe la misma situación de las pilas rectangulares, con la excepción de que el material retirado al iniciarse la socavación se deposita en las caras laterales, se necesita una mayor velocidad para arrastrarlo a la parte trasera de la pila.

4) Pilas esviajadas:

En bajas velocidades, la socavación se inicia en el punto A, (**figura 1.4 b**), como consecuencia de un vórtice de eje vertical existe, al inicia, el material es arrastrado hacia el punto D. Con el aumento de velocidades, el arrastre crece en dirección de los puntos B y C, el cono formado se incrementa poco hacia D y aumenta en toda la cara AB. Si velocidad produce arrastre en el material del fondo, los lados AB y BC tiene prácticamente la misma profundidad, para el valor de la velocidad asociada a la máxima socavación, el punto C presenta el valor máximo de erosión. Al comparar la socavación en una pila enviajada y otra no enviajada, es mucho mayor en las primeras y se localizan en la cara aguas abajo.

3.3.4 Variables que influyen en la socavación

Las variables que influyen en el fenómeno de la socavación local en un pilar aislado bajo condiciones de flujo permanente y uniforme son:

- Propiedades del flujo: la velocidad media de llegada (V), el tirante de flujo de llegada (y_n), la pendiente hidráulica (S), la rugosidad del flujo de llegada (k) y el ángulo de incidencia de la corriente con el eje de la pila (α).
- Propiedades del fluido: la viscosidad cinemática (ν), y el peso específico (γ_w).
- Propiedades de los sedimentos: peso específico (γ_s), el diámetro de las partículas (d), la granulometría, forma de partículas, cohesión del material, y velocidad de caída (ω).
- Propiedades del pilar: su ancho (b), su forma y la rugosidad de su superficie.

Como sería muy complicado manejar todos los parámetros citados para hacer el análisis del fenómeno, aparte de las dificultades para cuantificar algunos de ellos como la forma de las partículas y su cohesión los investigadores que han estudiado este problema se han concretado a considerar únicamente variables, que se detallan el **Capítulo 5** donde se trata el tema del análisis dimensional de este fenómeno.

3.3.5 Factores importantes

Las cimentaciones de los puentes se diseñan en una gran variedad de tipo y formas, su geometría es descrita en términos del tipo de obstrucción, por el factor de forma y el ángulo entre la dirección del flujo y el obstáculo. La socavación local depende del tipo de cimentación, alineamiento y forma; además en las avenidas el material arrastrado contra la pila o estribo con respecto al ancho total del canal, es una evaluación del grado de contracción que determina el valor de la socavación transversal (Melville 1988). Existen cuatro tipos de factores determinantes en la valoración de la socavación general y local que son: hidráulico



del fondo del cauce, parámetros geométricos de las pilas y ubicación de la estructura en el cruce (**Tabla 3.1**).

Tabla 3. 1, Factores importantes en la socavación (Maza, 1966) ^{PA}

Tipo de factor	Descripción
Hidráulico	- Velocidad media de la corriente - Tirante frente a la pila aguas arriba - Distribución de velocidades - Dirección de la corriente con respecto al eje
Fondo del cauce	- Diámetro de los granos - Distribución granulométrica - Forma de los granos - Peso específico sumergido - Estratificación del subsuelo
Parámetros geométricos	- Ancho de pila - Relación largo/ancho - Forma de la sección transversal de la pila
Ubicación del puente	- Contracción en la sección del puente, por efecto de las pilas y presencia de material de arrastre - Forma del río en planta - Obras de control aguas arriba



CAPÍTULO 4 : MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS

4.1 Introducción

Existen en la actualidad gran cantidad de métodos para estimar la socavación local alrededor de pilas de puentes; algunos de estos se obtienen de información de campo y en su gran mayoría de datos de laboratorio. En el presente capítulo se muestran algunos métodos encontrados en la literatura relacionada a la socavación en pilares de puentes.

4.2 Antecedentes

Smith (1976) estudio el caso de 143 fallas de puentes de las que aproximadamente el 50% ocurrieron debido a la socavación local alrededor de sus pilas.

La magnitud del problema ha motivado a muchos investigadores a encontrar ecuaciones que permitan diseñar la cimentación de los puentes que cruzan ríos de una manera segura, evitando sobredimensionarla. En la actualidad los diseñadores encuentran infinidad de métodos para determinar la profundidad de socavación.

Estos métodos sugieren diferentes parámetros como influyentes en el fenómeno mencionado, además de que la estructura de las ecuaciones propuestas difiere de manera importante. Algunos estudios comparativos demuestran que la variabilidad en los cálculos de los diferentes métodos es muy alta.



Otros estudios obtienen ecuaciones de datos de laboratorio, donde no se sabe si su aplicación a los casos de campo producirán predicciones aceptadas. Algunas ecuaciones han sido obtenidas de mediciones de campo, que no es una solución definitiva ya que al comparar métodos de diferentes fuentes se encuentran marcadas diferencias.

4.3 Métodos para el cálculo

4.3.1 Inglis (1942)

Durante los años de 1938 a 1942 se llevaron a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de Poona (India), bajo la dirección de Inglis, unos ensayos sobre un modelo reducido de una pila alineada con la corriente, reproducción de la existente en el puente Harding sobre el río Ganges. La arena del modelo fue la misma del prototipo, con un diámetro de 0.29 mm, y en la experimentación se dejó correr el agua a caudal constante sin carga sólida hasta que cesaba la erosión. Se hicieron posteriores ensayos a diferentes escalas, variando los tirantes y el material próximo a la pila y manteniendo fija la arena del canal. La expresión deducida, conocida con el nombre de la fórmula de Poona:

$$y_s = 1.7b^{0.22}q^{0.52} - y_n \quad (4.1)$$

dónde:

y_s	: Profundidad de socavación medida desde el lecho sin erosión	(m)
b	: Ancho del pilar	(m)
q	: Caudal unitario por metro de ancho	(m ³ /s/m)
y_n	: Tirante normal del flujo medido aguas arriba	(m)

Está basada en un campo limitado de ensayos antiguos en torno a una pila concreta, donde las principales variaciones se debían al caudal, por lo que no puede extrañar que se acuse deficientemente la influencia de las distintas variaciones. El régimen sin carga sólida, mantenido hasta que hubiese cesado la erosión, corresponde a agua clara “clear water” y no a la posición de equilibrio con movimiento general del fondo, que es la que tiene un mayor interés. Ello puede explicar que sus valores resulten notablemente más reducidos que los de Laursen. Tratándose de “clear water”, debería reflejarse la influencia del material de fondo y no sucede así. Además no es dimensionalmente homogénea.

El propio Inglis, basado en datos de diferentes puentes construidos en la India, valoró por otra parte la máxima erosión medida desde la superficie del agua como dos veces el tirante de régimen de Lacey (y_r):

$$y_s = 2y_r = 2 \left(\frac{Q}{1.76\sqrt{d_m}} \right)^{1/3} \quad (4.2)$$

dónde:

Q	: Caudal medio	(ft ³ /s)
d_m	: Tamaño medio del material	(mm)



En su expresión omite la anchura de la pila cuya influencia es evidente y decisiva por otra parte, las dificultades que encierran las medidas de las erosiones en el prototipo hacen dudosa la presión de esos registros efectuados en épocas con escasos de auxilios técnicos, y que tampoco es seguro correspondan a las máximas profundidades de equilibrio, que se alcanzan con movimiento general del fondo. Por otra parte, tampoco es correcta dimensionalmente.

Blench, uno de los principales propulsores de la teoría de régimen, ha retocado recientemente la fórmula de Inglis de la forma siguiente:

$$y_s = 1.8b \left(\frac{y_r}{b} \right)^{3/4} - y_n \quad (4.3)$$

En ella ya figura la anchura de pila, pero sus datos básicos son los de registros de los modelos y prototipos de Inglis, antes calificados de poco significativos aunque los complementa con nueva documentación.

4.3.2 Laursen y Toch (1956)

Este método fue desarrollado en el Instituto de Investigación de Hidráulica de Iowa y fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por P.G. Hubbard, del mismo laboratorio, en la década de los cincuenta. Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente.

Observaron que la máxima profundidad de socavación era independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio proporcional en el cortante límite, y en la capacidad de transporte de sedimentos desde la fosa y hasta la fosa de socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación.

Considerando dos casos en la determinación de la socavación a pie de las pilas, uno cuando la pila está alineada con la corriente y otro cuando se forma un determinado ángulo entre el eje flujo y el eje de la pila.

a) La fórmula propuesta para el primer caso es ($\alpha = 0^\circ$):

$$y_s = K K_s b \quad (4.4)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho (m)
- b : Ancho del pilar (m)
- K : Coeficiente que depende de la relación y_n/b ; **Figura 4.1**
- K_s : Coeficiente que depende de la forma del pilar; **Tabla 4.1**

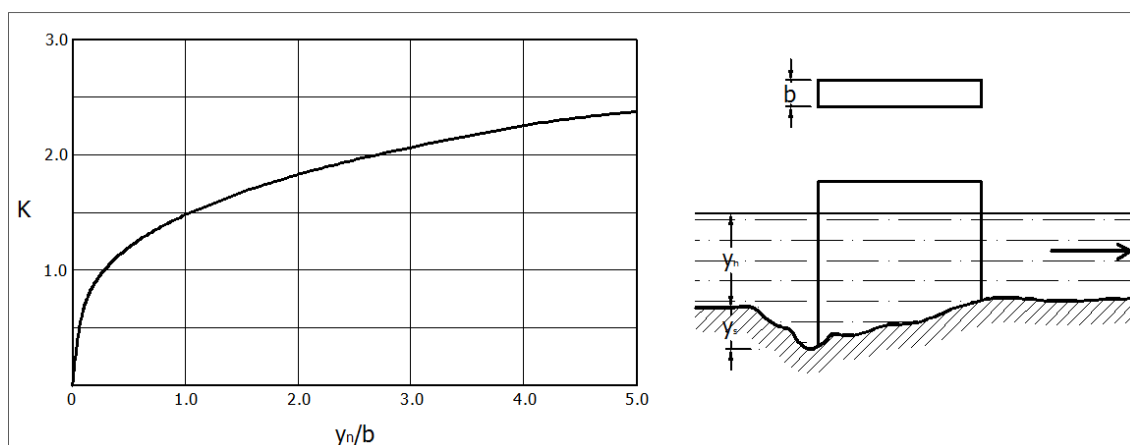


Figura 4. 1, Coeficiente K que depende de la relación y_n/b . Laursen y Toch (1956).³

Tabla 4. 1, Coeficiente K_s que depende la forma de la nariz del pilar, aplicable a pilares orientados con la dirección de la corriente para la fórmula de Laursen y Toch.⁴

Forma de la nariz del pilar	Gráfico	l/b	K_s
Rectangular		4:1	1
Semicircular			0.9
Elíptica		2:1	0.8
		3:1	0.75
Biselada		4:1	0.78
Hidrodinámico		4:1	0.75

b) La fórmula propuesta para el segundo caso, donde la dirección de la corriente forma un ángulo con el eje de la pila, es:

$$y_s = K K_\alpha b \quad (4.5)$$

dónde:

K_α : Coeficiente que depende del ángulo α y de la relación L/b ; **Figura 4.2**

³ García F., M. y Maza A., J. A. (1996). Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.

⁴ García F., M. y Maza A., J. A. (1996). Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.

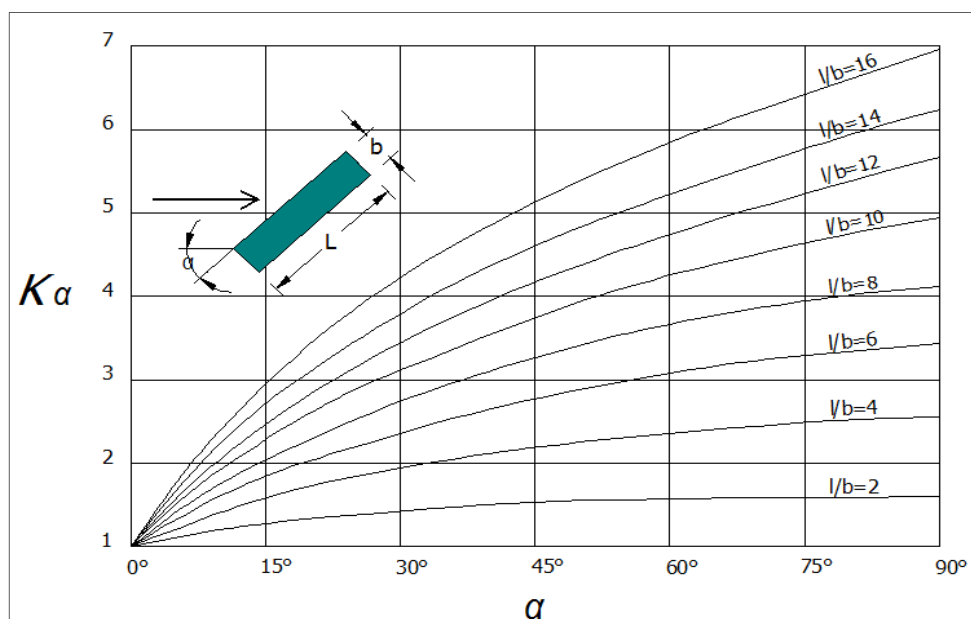


Figura 4. 2, Coeficiente K_α que depende del ángulo de incidencia del flujo.
Laursen y Toch (1956)⁵

Algunas limitaciones:

- Todos los ensayos realizados para la deducción de este método fueron hechos en condiciones de flujo subcrítico, para números de Froude < 0.5
- Es aplicable solo cuando existe un arrastre generalizados de sedimentos, es decir, un aporte de sedimentos al foso socavado
- Es válido para arenas, para fondos de sedimento suelto más finos, el método debería utilizarse con reservas, siendo inaplicable para sedimentos muy finos con cohesión.
- No toma en cuenta la velocidad media de la corriente.
- No toma en cuenta ningún parámetro geológico, sus desarrolladores analizaron la influencia del diámetro sobre la profundidad de socavación de la fosa pero llegaron a la misma conclusión con la velocidad.
- No hay concordancia entre el grafico para hallar el parámetro K y la formula dada para hallar la profundidad de la socavación cuando el ángulo de incidencia es igual a cero. En la figura no especifican la forma del pilar.

⁵ García F., M. y Maza A., J. A. (1996). Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.

4.3.3 Yaroslavtziev (1960)

El criterio de Yaroslavtziev es el resultado de la observación directa de varios puentes en la Unión Soviética, distingue dos casos una para material granular y otro para material cohesivo.

a) Para suelos granulares sin cohesión la ecuación es:

$$y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{2g} - 30d_s \quad (4.6)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida a partir del lecho (m)

K_f : Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma; **Figura 4.3**

K_v : Coeficiente definido por la expresión o con la **Figura 4.4**

$$\log K_v = -0.28 \sqrt[3]{\frac{V^2}{gb_1}} \quad (4.7)$$

b_1 : Proyección normal del ancho del pilar a la dirección del flujo (m)

e : Coeficiente de corrección, cuyo valor depende de la ubicación de las pilas; vale 0.6 si se encuentra en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

K_H : Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente; definido por:

$$\log K_H = 0.17 - 0.35 \frac{y_n}{b_1} \quad (4.8)$$

y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la **Figura 4.5**

y_n : Tirante normal del flujo medido aguas arriba (m)

V : Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

d_s : Diámetro en metros de las partículas más gruesa que forma el fondo representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse la fosa producida por la erosión se realiza una selección de materiales y quedan únicamente los de mayor tamaño. En el caso de que la distribución de 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 tomara como diámetro representativo al d_{85} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5cm, 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 α 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 este inclinado respecto a la corriente y añade que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

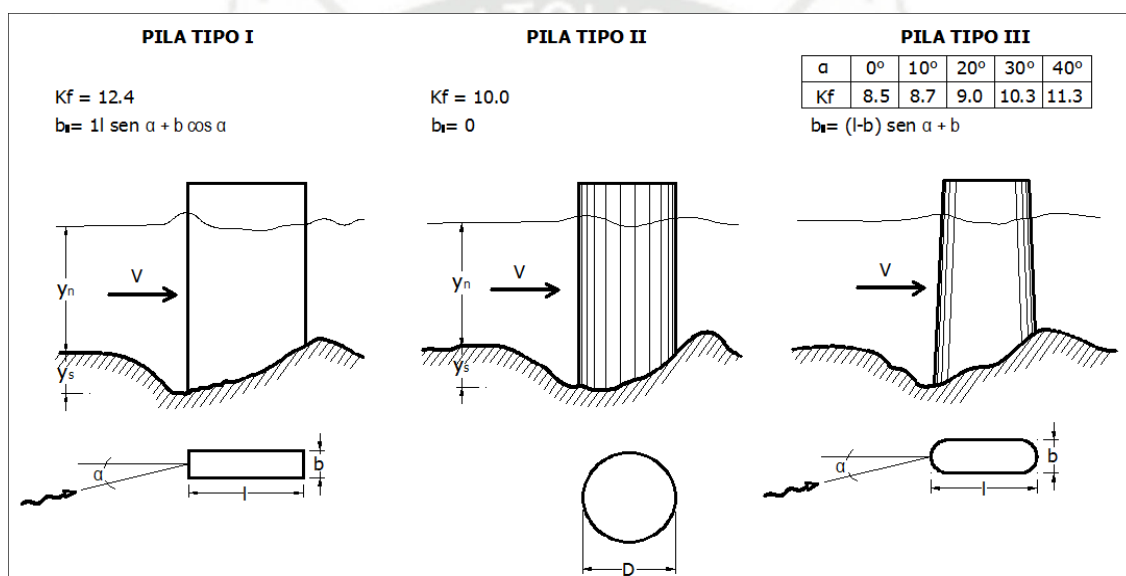


Figura 4. 3, Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de ataque.^{PA}

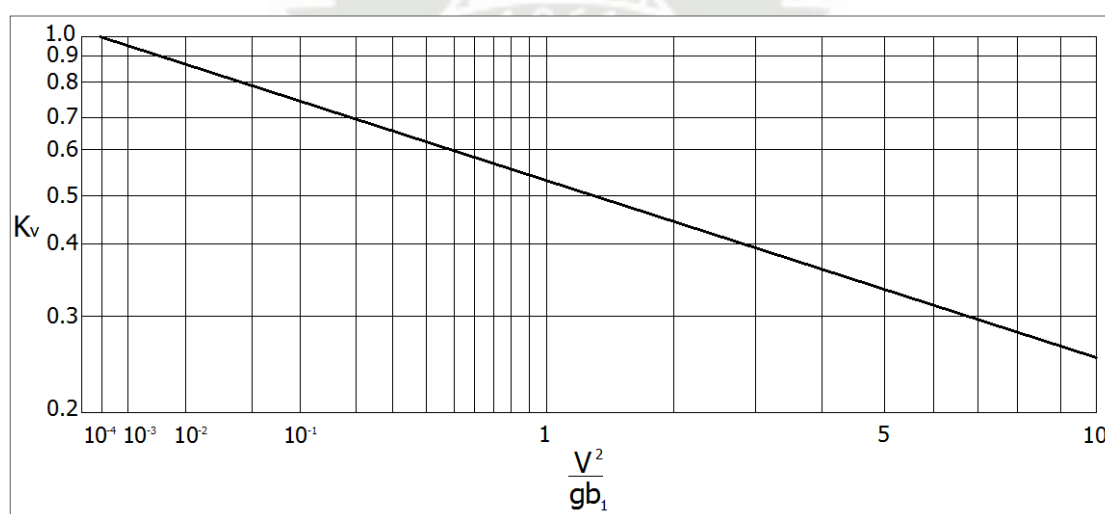


Figura 4. 4, Coeficiente K_v para la fórmula de Yaroslavtziev.^{PA}

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.

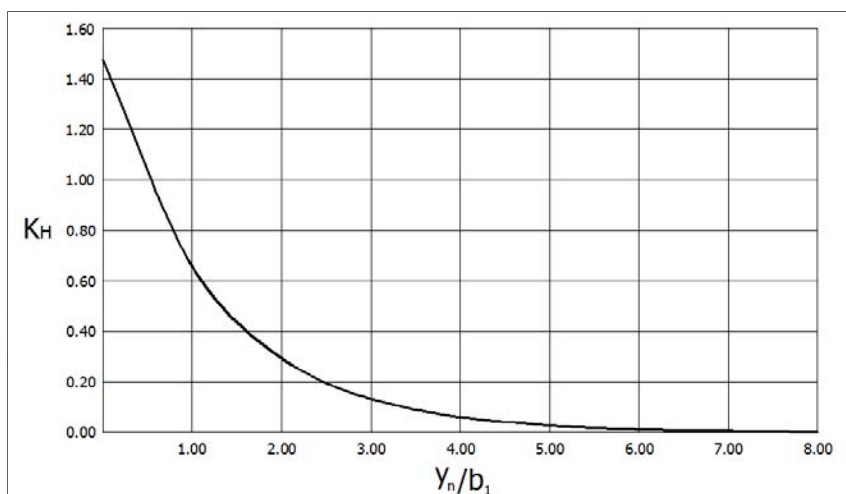


Figura 4. 5, Coeficiente K_H para la fórmula de Yaroslavtziev.^{PA}

b) Para suelos cohesivos:

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia del suelo granular. Este es tomado en cuenta en el segundo término $30d_s$ de la siguiente expresión:

$$y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_s \quad (4.9)$$

En donde se considera un diámetro d_s equivalente para suelos cohesivos tal y como se muestra en la **Tabla 4.2**

Cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo arenoso. Así, es probable que durante el tiempo que tarda la avenida no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como gasto de diseño el que se presenta durante una avenida con un periodo de retorno más corto.

Como puede observarse, para Yaroslavtziev la profundidad depende principalmente de la velocidad media del tirante, de las características de la pila y del material de esta formado el fondo, pero para él no existe un límite en la socavación. Los estudios realizados por Yaroslavtziev presentan dos ventajas notables que son que permiten valorar aproximadamente la profundidad de la socavación cuando el material del fondo es cohesivo y que incluyen el estudio de pilas no tratadas por otros investigadores. Su método permite también considerar estratos con boleas en el cauce.

Tabla 4. 2, Diámetros equivalentes para suelos cohesivos para la fórmula de Yaroslavtziev.^{PA}

Características de los suelos	Peso volumétrico del material seco (ton/m ³)	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm)		
		Arcillas y suelos altamente plásticos	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margosas)
Poco compactos	< 1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos	1.2 – 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 – 2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0 – 2.5	10	10	6

4.3.4 Laursen (1962)

La máxima profundidad de erosión y_s , medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:

$$y_s = 1.5b_1^{2/3}y_n^{1/3} \quad (4.10)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho (m)

b_1 : Ancho proyectada de la pila; Figura (m)

y_n : Tirante de agua (m)

$$b_1 = b(\cos \alpha + \frac{L}{b} \operatorname{sen} \alpha) \quad (4.11)$$

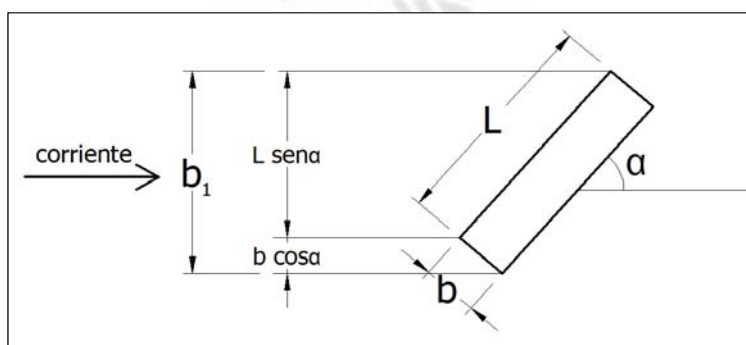


Figura 4. 6, Ancho proyectada de la pila b_1 ⁶

⁶ MOPT “Control de la erosión fluvial en puentes”



Solamente cuando la pila tenga la misma dirección que la corriente, se puede considerar una reducción en las erosiones debida a una forma hidrodinámica de su frente, que será del orden de 0.9 para las circulares y de 0.75 para las elípticas t lenticulares (en caso contrario no se tendrán en cuenta esas circunstancias).

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

4.3.5 Larras (1963)

Larras propone una ecuación teórico-práctico deducida de medidas de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

Señala además, que luego de alcanzarse el valor máximo de socavación, esta disminuye hasta alcanzar la profundidad de equilibrio ya que las corrientes fuertes tienden a nivelar el fondo en vez de 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 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:

$$y_s = 1.05Kb^{0.75} \quad (4.12)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho (m)

b : Ancho proyectada de la pila (m)

K : Coeficiente producto de $K_f \cdot K_\phi$

Para pilares no circulares, pero alineados con el flujo, puede utilizarse la misma ecuación multiplicada por un coeficiente K_f , que varía de 0.41 a 1.40 según la forma del pilar, con valores que se muestran en la **Tabla 4.3**

Si el pilar esta esviado, la fórmula de Larras debe multiplicarse por un segundo coeficiente K_ϕ dado en la **Tabla 4.4**

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, solo 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 formula.

Larras no puede extrapolar los registros de los modelos a los valores habituales en prototipo mediante el factor de escala geométrica, puesto que su fórmula es dimensionalmente incorrecta e implícitamente niega esa semejanza.

Tabla 4. 3, Factor de corrección K_f por forma de la pila.⁷

Forma del Pilar	Largo/ancho	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

⁷ MTC, Ministerio de transportes y comunicación “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje”



Por ello para trazar su ley en el intervalo de las grandes anchuras, se ve obligado a recurrir directamente a datos reales, cuya obtención reconoce que es casi impracticable puesto que los máximos valores tienen lugar durante el paso de las crecidas.

Sin embargo dispone de una interesante serie de datos más accesible, como son las erosiones residuales registradas una vez vueltas las aguas a sus niveles ordinarios y que si bien son menores a causa de los rellenos ocurridos durante la decrecida, deben guardar alguna relación con las máximas profundidades habidas y desde luego constituyen un límite inferior para las mismas.

Tabla 4. 4, Factor de corrección K_θ por el ángulo de ataque del flujo, para la fórmula de Larras.⁸

Forma del Pilar	Largo/ancho						
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

⁸ MTC, Ministerio de transportes y comunicación “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje”

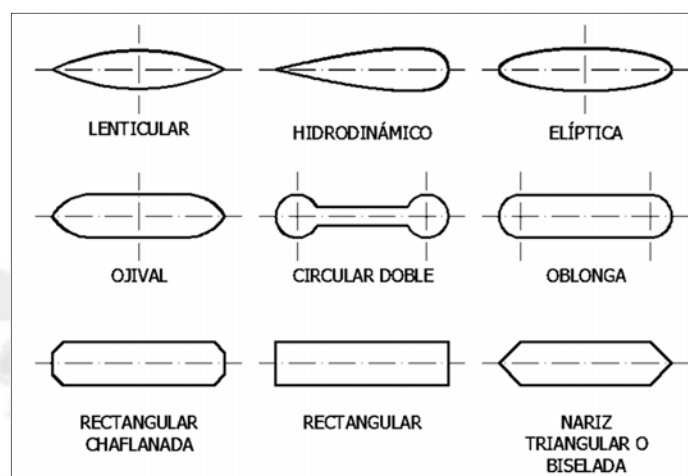


Figura 4. 7, Formas usuales de pilas. Método de Larras. ^{PA}

4.3.6 Neil (1964)

Neil subraya la evidente influencia del factor y_n/b representativo de la geometría del sistema de vórtices y dice que la experiencia así lo confirma: comenta la dificultad del tema y cree preferible el proceso de cálculo de Laursen a los demás. La fórmula de este investigador, transcrita en el Boletín n°90 del Laboratorio del Transporte y Mecánica de Suelo:

$$y_s = 1.5b^{0.7}y_n^{0.3} \quad (4.13)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho (m)
- b : Ancho proyectada de la pila (m)
- y_n : Profundidad de flujo aguas arriba de la pila (m)

es prácticamente coincidente con la ley de Laursen.

Se considera que esta ecuación da la máxima profundidad de socavación que se espera para cualquier velocidad. Para pilas de nariz redondeada el coeficiente puede ser 1.2 en vez de 1.5.

4.3.7 Arunachalam (1965, 1967)

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Inglis (1942) y propuso la siguiente expresión:

$$y_s = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{b} \right)^{-1/6} - 1 \right] \quad (4.14)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación (m)
- b : Ancho de la pila ($m^3/s \cdot m$)
- q : Caudal unitario aguas arriba del puente (m^2/s)

4.3.8 Carstens (1966)

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

$$N_s = \frac{V}{\left[gd_s\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)\right]^{0.5}} \quad (4.15)$$

dónde:

V	: Velocidad media del flujo de aproximación	(m/s)
γ_s	: Peso específico del sedimento.	(kg/m ³)
γ	: Peso específico del agua.	(kg/m ³)
d_s	: Tamaño representativo del sedimento.	(m)

Carstens, con los resultados de los experimentos de Chabert, Engeldinger (1956) estimo valores para algunos de los parámetros y concluye que la profundidad de equilibrio de socavación y_s , esta dada por:

$$y_s = 0.546b \left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02} \right)^{5/6} \quad (4.16)$$

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.

Además, esta ley carece de sentido para $N_s < 5.02$, y para valores altos de N_s , como son habituales en la práctica, la ecuación se reduce a $y_s = 0.546b$, ya de por si errónea por defecto.

4.3.9 Maza – Sánchez (1966)

Este método está basado en las experiencias de Maza – Sánchez (1966) y complementados con los resultados proponiendo la determinación de la socavación local, la utilización de la **Figura 4.8**

Es un método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuadas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuados en la Dirección de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México. Las curvas se obtuvieron experimentando con materiales entre 0.17mm y 0.56mm de diámetro. La socavación obtenida a partir de estas

curvas para partículas con diámetro medio de 1.3mm es mayor a la obtenida experimentalmente.

Los parámetros que intervienen en el método son: profundidad de flujo, ancho del pilar, número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. El diámetro de las partículas no se toma en cuenta. A continuación se detalla los pasos a seguir mediante este método.

- a) Cálculo del cuadrado del número de Froude de la corriente:

$$F_r^2 = \frac{V^2}{gy_n} \quad (4.17)$$

dónde:

y_n : Tirante de agua hacia aguas arriba del pilar (m)

V : Velocidad media de la corriente frente a la pila (m/s)

$$V_r = \frac{\alpha h^2}{y_n} \quad (4.18)$$

- b) Evaluación del factor de corrección f_c que considera el ángulo de ataque de la corriente.

Tabla 4. 5, Factor de corrección K_f , Método de Froehlich (1991)

α	0°	15°	30°	45°
f_c	1.00	1.25	1.40	1.45

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y $F_r^2 < 0.06$, $f_c = 1.0$

Si el pilar se encuentra sesgado con respecto al flujo y $F_r^2 \geq 0.06$, se trabaja con la siguiente expresión:

$$F_r^2 = f_c \frac{V^2}{gy_n} \quad (4.19)$$

- c) Cálculo de la relación $\frac{y_n}{b'}$; donde b' es el ancho del pilar proyectado sobre un plano normal a la dirección de la corriente.
- d) Selección de la curva a usar dependiendo de la forma del pilar, (**Figura 4.8**)
- e) Cálculo de la profundidad de socavación

Con el número de Froude corregido según sea el caso, se ingresa en las abscisas de la gráfica respectiva hasta interpolar la curva de $\frac{y_n}{b'}$ y se lee en las ordenadas el valor de $\frac{y_t}{b'}$ del cual se despeja el valor de y_s

$$y_s = y_t - y_n \quad (4.20)$$

Dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida desde el fondo del cauce (m)

y_t : Profundidad de sección socavada medida desde la superficie del flujo (m)

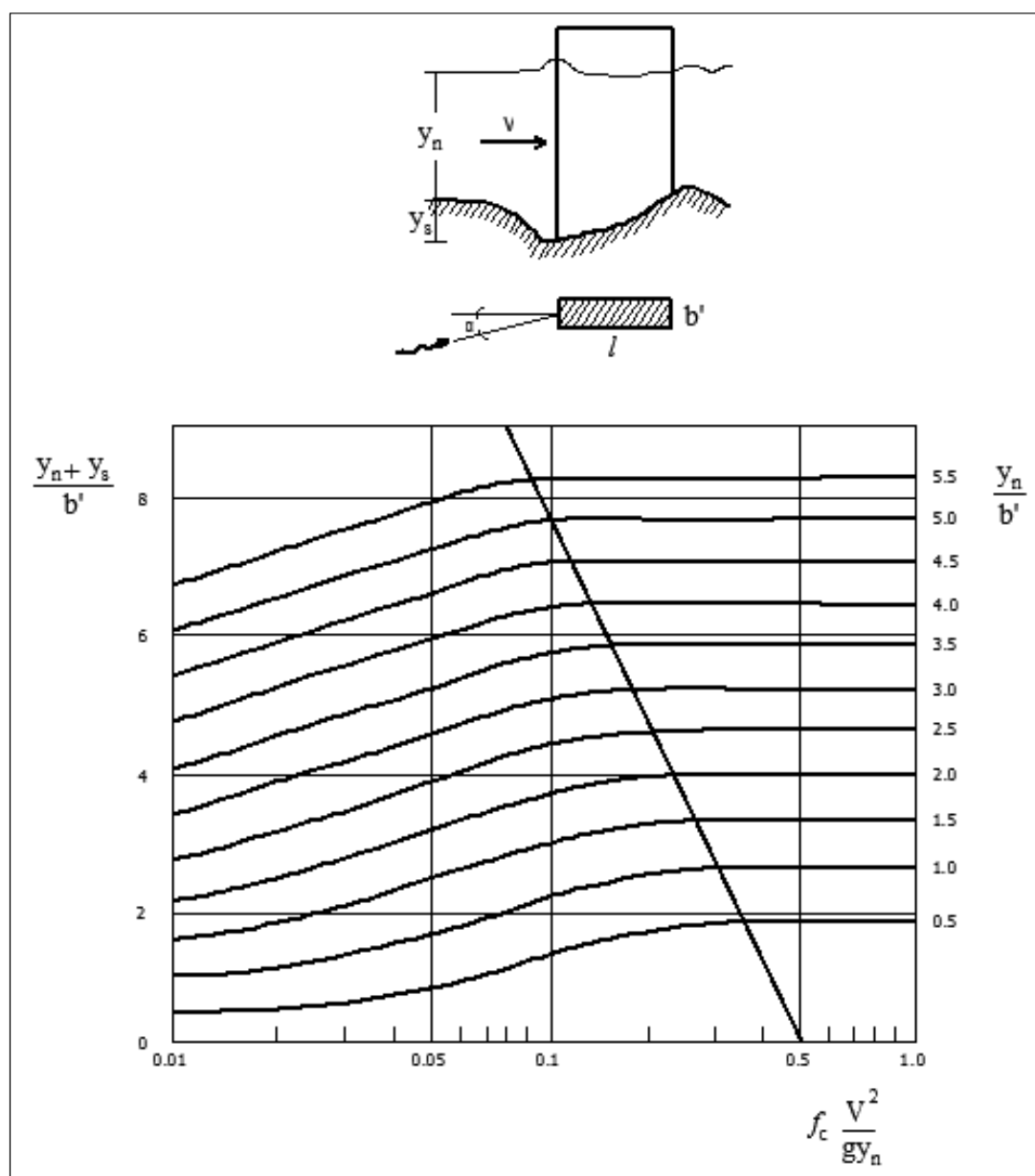


Figura 4. 8, Cálculo de la socavación local al pie de una pila rectangular
Grafica 1: (Maza, 1966)⁹

En el caso de los métodos de Laursen – Toch (1960), Yaroslavtziev (1968) y Maza (1966) se ha encontrado que no se deben de aplicar de forma separada ya que uno limita en su aplicación al otro, recomendando que se seleccione el valor menos de la socavación determinada por ambos métodos.

⁹ García F., M. y Maza A., J. A. (1996). Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.

4.3.10 Shen (1969)

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

$$y_s = 3.4bF_r^{2/3} \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/3} \quad (4.21)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho. (m)
- b : Ancho del pilar. (m)
- F_r : Número de Froude.
- y_n : Tirante normal del flujo de agua. (m)

4.3.11 Hancu (1971)

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

$$y_s = 2.42b \left(2 \frac{V}{V_c} - 1 \right) \left(\frac{V_c^2}{gb} \right) \quad (4.22)$$

$$V_c = 1.2 \sqrt{gd_{50} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \left(\frac{y_n}{d_{50}} \right)^{0.2}} \quad (4.23)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación. (m)
- b : Ancho del pilar. (m)
- V : Velocidad media del flujo. (m/s)
- V_c : Velocidad Crítica. (m/s)
- g : Aceleración de la gravedad. (m/s²)
- ρ_s : Densidad del material de fondo. (kg/m³)
- ρ : Densidad del agua. (kg/m³)
- y_n : Tirante normal del flujo de agua. (m)
- d_{50} : Diámetro característico del lecho. (m)

Estas ecuaciones cumplen para $0.05 \leq \frac{V_c^2}{gb} \leq 0.6$, para socavación en agua limpia el término $\left(2 \frac{V}{V_c} - 1 \right) = 1$, y esta ecuación no es aplicable para $V/V_c \leq 0.5$.



4.3.12 Breusers, Nicollet y Shen (1977)

H. N. C. Breusers en 1965, propone una sencilla ecuación basada en estudios con varillas de sondeo en corrientes, en la que la profundidad de socavación depende únicamente del ancho del pilar

$$y_s = 1.4b \quad (4.24)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho. (m)
 b : Ancho del pilar. (m)

En la década de los setenta Breusers, Nicollet y Shen propusieron la siguiente ecuación:

$$y_s = b \cdot f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) \cdot f_2\left(\frac{y_n}{b}\right) \cdot f_3(forma) \cdot f_4\left(\alpha \frac{l}{b}\right) \quad (4.25)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho. (m)
 b : Ancho del pilar. (m)
 V : Velocidad media del flujo de agua. (m/s)
 V_c : Velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo (m/s)
 y_n : Tirante normal del flujo de agua. (m)
 α : Ángulo de ataque. (m)
 l : Longitud del pilar. (m)

f_1, f_2, f_3 y f_4 son coeficientes en función de:

a) $f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 0$, para $\frac{V}{V_c} \leq 0.5$

$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 2\left(\frac{V}{V_c} - 0.5\right)$, para $0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1.0$

$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1.0$, para $1.0 \leq \frac{V}{V_c}$

La condición más común es esta última, cuando $1.0 \leq \frac{V}{V_c}$

b) $f_2\left(\frac{y_n}{b}\right) = 2.0 \tanh\left(\frac{y_n}{b}\right)$, para valores altos de y_n/b , f_2 tiende a 2.0

c) $f_3(forma)$: 1.0 para pilares circulares o de nariz circular, 0.75 para pilares de forma hidrodinámica y 1.3 para pilares rectangulares.

d) $f_4\left(\alpha \frac{l}{b}\right)$, se obtiene de la **Figura 4.2**

4.3.13 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:

$$y_s = b \left(1.56 - 14.14 \frac{d_{80}}{b} \right) F^{(0.62 + 15.02 d_{50}/b)} \quad (4.26)$$

$$y_s = 0.21b \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.59} \text{ Para el } d_{80} \quad (4.27)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho. (m)
- b : Ancho del pilar. (m)
- τ : Esfuerzo de corte hidráulico (kg/m²)
- τ_c : Esfuerzo de corte critico calculado con el diagrama de Shields (m/s)

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

4.3.14 Jain y Fischer (1979)

Desarrollaron ecuaciones basadas en experimentos de laboratorio,

$$y_s = 2.0b(F - F_c)^{0.25} \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.5} \text{ Para } (F - F_c) > 0.2 \quad (4.28)$$

$$y_s = 1.85b(F_c)^{0.25} \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.5} \text{ Para } (F - F_c) < 0 \quad (4.29)$$

dónde:

$$F_c : \text{número de Froude critico} = V_c / (g y_n)^{0.5}$$

Para $0 < (F - F_c) < 0.2$ se empleara la mayor de las dos profundidades de socavación calculadas.

4.3.15 Melville y Sutherland (1988)

El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelandia) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio. Según R. Ettema (1990), el método propuesto por B. W. Melville para estimar profundidades de socavación de equilibrio en pilas es mejor que otros métodos recomendados en algunas guías para diseño de los Estados Unidos de América, ya que ilustra sobre la sensibilidad de la socavación ante parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones de la pila.

Sin embargo, R. Ettema, también argumenta que por tratar de considerar los efectos más significativos son reconocimiento adecuado de las incertidumbres sobre las condiciones bajo

las cuales la socavación se presenta, el método puede llegar a ser en algunos casos muy preciso e insuficientemente conservados. Estima también, que el método adolece de problemas relacionados con el uso conjunto de los factores de corrección por ángulo de ataque y por la forma de la pila y por la manera como se considera el efecto de la velocidad del flujo y del tamaño de los sedimentos. R. Ettema se inclina por usar la expresión simplificada $y_s = 2.4b$.

La estimación de la profundidad de socavación según el método propuesto por B. W. Melville (1988), esta basada en la máxima que es posible obtener en una pila cilíndrica, la cual es $2.4b$. De acuerdo con el método, esta profundidad máxima se reduce afectándola por ciertos factores que consideran condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila.

$$y_s = bK_iK_yK_dK_\sigma K_f K_\alpha \quad (4.30)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación local. (m)

b : Ancho del pilar. (m)

K_i : Coeficiente que depende de la intensidad del flujo

K_y : Coeficiente que depende de la profundidad del flujo

K_d : Coeficiente que depende del tamaño del sedimento

K_σ : Coeficiente que depende de la gradación del sedimento

K_f : Coeficiente que depende de la forma del pilar

K_α : Coeficiente que depende del ángulo de incidencia del flujo con el pilar

Procedimiento de cálculo:

a) Cálculo del K_i

$$K_i = 2.4 \left[\frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \right] \quad \text{Para } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} < 1; \text{ condición de agua clara}$$

$$K_i = 2.4 \quad \text{Para } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1; \text{ condición de lecho móvil}$$

a. Cálculo de la velocidad límite de acorazamiento V_a :

$$d_{50a} = \frac{d_{max}}{1.8} \quad (4.31)$$

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y_n}{d_{50}} \right) \quad (4.32)$$

$$\frac{V_{ca}}{V_{*ca}} = 5.75 \log \left(5.53 \frac{y_n}{d_{50a}} \right) \quad (4.33)$$

$$V_a = 0.8V_{ca} \quad (4.34)$$

Dónde:

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.

b) Cálculo del K_y

$$K_y = 1.0 \quad \text{Si } \frac{y_n}{b} > 2.6$$

$$K_y = 0.78 \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.255} \quad \text{Si } \frac{y_n}{b} < 2.6$$

c) Cálculo del K_d

$$K_d = 0.57 \log \left(2.24 \frac{b}{d_{50}} \right) \quad \text{Para } \frac{b}{d_{50}} \leq 25$$

$$K_d = 1.0 \quad \text{Para } \frac{b}{d_{50}} > 25$$

d) $K_\sigma = 1.0$, según recomendaciones del autor hasta que se tenga mejores investigaciones.

e) Para K_f utilizar la **Tabla 4.8** Y para K_α utilizar la **Tabla 4.9**

4.3.16 Universidad de Auckland UAK (1990)

Una ecuación desarrollada en la Universidad de Auckland, definiendo que para $b/d_{50} > 18$

$$y_s = 2.1bK_1K_2K_3 \quad (4.35)$$

Y que para $b/d_{50} < 18$;

$$y_s = 2.1 \frac{b^{1.53}}{d_{50}^{0.53}} K_1K_2K_3 \quad (4.36)$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación local. (m)

b : Ancho del pilar. (m)

K_1 : Coeficiente para el tipo de pilar, Tabla 4.

K_2 : Coeficiente para el ángulo de ataque, Tabla 4.

K_3 : Coeficiente por el efecto de la graduación del sedimento, **Figura 4.11**

K_g : Coeficiente que depende de la gradación del sedimento

Copp y Johnson (1987) recomiendan que los valores obtenidos con las ecuaciones anteriores sean multiplicados por un coeficiente de seguridad K_{fs} porque 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 $1/K_3$ cuando quiera que K_g sea menor que 2.0. Si K_g es mayor que 2.0, seleccione a $K_{fs} = 1.5$. Esto anula reducciones de profundidad de socavación para gradaciones materiales cuando $K_g < 2.0$ pero tiene en cuenta la profundidad de socavación cuando $K_g > 2.0$ ”

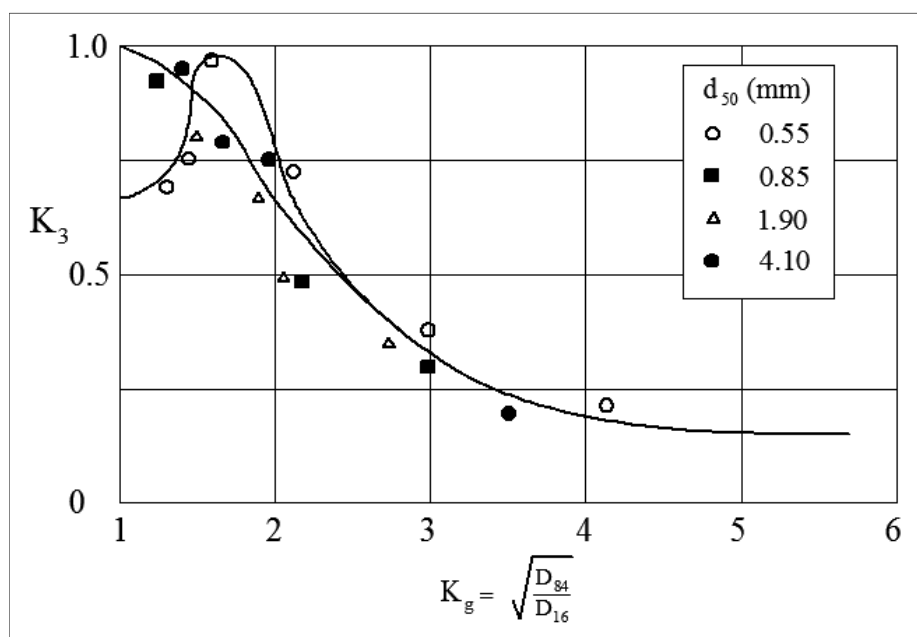


Figura 4. 9, Coeficiente K_3 debido al tamaño de la partícula VS desviación geométrica, K_g (FHWA 1990) PA

4.3.17 Froehlich (1991)

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).

$$y_s = 0.32 K_f b'^{0.62} y_n^{0.47} F_r^{0.22} d_{50}^{-0.09} + b \quad (4.37)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación medida desde el lecho. (m)
- K_f : Factor de corrección por forma del pilar
- b' : Ancho del pilar proyectado con relación al ángulo de ataque (m)
- b : Ancho del pilar adicionado como factor de seguridad. (m)
- y_n : Profundidad del flujo de agua. (m)
- F_r : Numero de Froude en la sección aguas arriba del pilar
- d_{50} : Diámetro representativo al 50% (m)

Tabla 4. 6, Factor de corrección K_f , Método de Froehlich (1991)

Forma de la pila	K_f
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Para pilares con nariz de forma circular alineadas con el flujo, se tiene:

$$y_s \leq 2.4b, \text{ Para } F_r \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0b, \text{ Para } F_r > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad “b” al final de la ecuación. El programa HEC-RAS siempre adiciona este factor de seguridad.

4.3.18 TRRL (1992)

El TRRL recomienda utilizar las curvas de la **Figura 4.12**, multiplicada por un factor que se obtiene de la **Tabla 4.7**

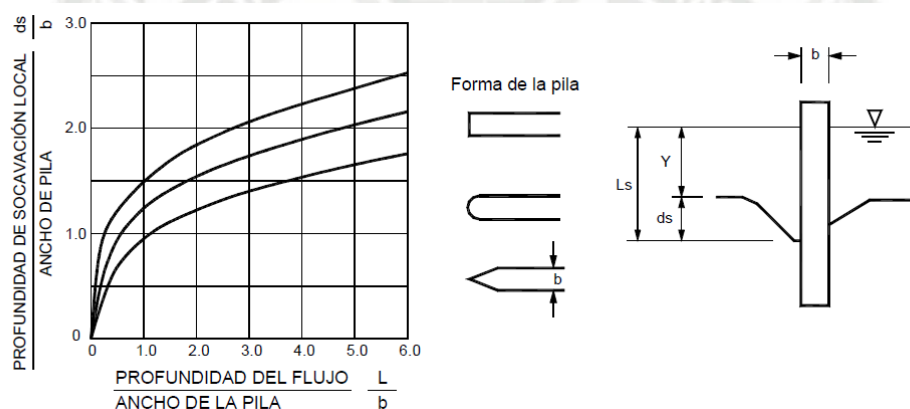


Figura 4. 10, Curvas para estimar la profundidad local de socavación en pilares de puentes de acuerdo al TRRL-1992

Tabla 4. 7 Factores multiplicadores para el cálculo de socavación en pilares de puentes método TRRL 1992

Angulo de inclinacion de la pila con la corriente	Relación Largo / Ancho de la pila		
	4	8	12
	Factor multiplicador		
0°	1.00	1.00	1.00
5°	1.17	1.40	1.65
10°	1.33	1.70	2.12
15°	1.50	2.00	2.50
20°	1.67	2.25	2.83
25°	1.83	2.50	3.17
30°	2.00	2.75	3.50

4.3.19 FHWA HEC-18 (1995)

Este método fue desarrollado por Richardson y Davis y presentado como norma de diseño por la Federal Highway Administration de los EE.UU, la ecuación que presentan es recomendada para flujos con lecho en movimiento y sin movimiento:

$$y_s = 2.0K_1K_2K_3K_4K_5b^{0.65}y_n^{0.35}F^{0.43} \quad (4.38)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación total. (m)
- b : Ancho del pilar (m)
- y_n : Tirante de agua aguas arriba del pilar (m)
- K_1 : Factor de corrección por forma del pilar
- K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar
- K_3 : Factor de corrección por condición del lecho
- K_4 : Factor de corrección por acorazamiento debido al tamaño del lecho
- K_5 : Factor de corrección por ancho del pilar

Determinación de los factores de corrección:

- a) K_1 : Factor de corrección por forma del pilar, **Tabla 4.8**
El factor de corrección K_1 para la forma de la nariz del pilar debería ser determinado usando la **Tabla 4.8** Para ángulos de ataque hasta 5° . Para ángulos mayores, K_2 es dominante y K_1 debería ser considerado como 1.0.
- b) K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar **Tabla 4.9** Y con la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left(\cos\alpha + \frac{l}{b} \sin\alpha \right)^{0.65} \quad (4.39)$$

Si $l/b > 12$, entonces usar valores de $l/b = 12$ como máximo para ambos.

Los valores del factor de corrección K_2 deberían ser aplicados solo cuando las condiciones del campo son tales que toda la longitud del pilar está expuesta al ángulo de ataque con el 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
- (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.

c) K_3 : Factor de corrección por condición del lecho **Tabla 4.13**

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 para el diseño, la socavación máxima puede ser 10% mayor que el calculado con la **Ecuación 4.** En una situación inusual donde la configuración del lecho, don dunas grandes, existe en un lugar durante el transito del flujo, donde la máxima profundidad de socavación puede ser 30% mayor que el valor calcula con la ecuación. Esto puede ocurrir en ríos muy grandes. Para corrientes más pequeñas y la socavación máxima puede ser solamente 10 a 20%.

d) K_4 : Factor de corrección por acorazamiento debido al tamaño del lecho, dada por la ecuación 4.40

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

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

$$K_4 = 0.4(K_R)^{0.15} \quad (4.40)$$

$$K_R = \frac{V - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{50}}} > 0 \quad (4.41)$$

dónde:

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

$$V_{icd_x} = 0.645 \left(\frac{d_x}{b} \right)^{0.053} V_{cd_x} \quad (4.42)$$

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

$$V_{cd_x} = K_U \gamma_n^{1/6} d_x^{1/3} \quad (4.43)$$

$K_U = 11.25$, en unidades del SI y $K_U = 6.19$, 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} esta 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.

- e) K_5 : Factor de corrección por ancho del pilar. Ecuaciones 4.44 y 4.45

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 4. Para pilares anchos en flujos poco profundos. El factor de corrección debe ser aplicado cuando la relación de la profundidad del flujo y el ancho del pilar es menor a 0.8; la relación del ancho del pilar y el diámetro medio del material del lecho es mayor a 50; y el número de Froude del flujo es subcrítico.

$$K_5 = 2.58 \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.34} F^{0.65} \quad \text{Para } V/V_c < 1 \quad (4.44)$$

$$K_5 = 1.0 \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.13} F^{0.25} \quad \text{Para } V/V_c > 1 \quad (4.45)$$

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.

4.3.20 Colorado State University (1996)

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilas. Es uno de los métodos de mayor uso en los Estados Unidos y es recomendada por el Ministerio de Transportes del mismo país. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio, siendo una fórmula usada por el programa HEC-RAS.

Según este método la profundidad de socavación total está expresada por:

$$y_s = 2bK_1K_2K_3K_4 \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.35} F^{0.43} \quad (4.46)$$

Esta ecuación es “dimensionalmente correcta” y puede usarse cualquier sistema de unidades, donde:

y_s : Profundidad de socavación total (m)

b : Ancho de la pilar (m)

K_1 : Factor de corrección por la forma del pilar; **Tabla 4.8**

K_2 : Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo; **Tabla 4.9**

K_3 : Factor de corrección por la condición del lecho; **Tabla 4.10**

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 la **Tabla 4.11**

y_n : Tirante normal del flujo de aproximación (m)

F : Número de Froude del flujo

Tabla 4. 8, Factor de corrección por la forma de la pila K_1 , método CSU.

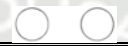
Forma de la pila	Gráfico	K_1
Nariz cuadrada		1.1
Nariz redonda		1.0
Cilíndrica		1.0
Punta aguda		0.9
Grupo de cilindros		1.0

Tabla 4. 9., Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K_2 , Método CSU.

Ángulo de incidencia del flujo	K_2		
	$l/b = 7$	$l/b = 8$	$l/b = 12$
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

Si l/b es mayor a 12, se usan los valores correspondientes de $l/b = 12$ como máximos.

Tabla 4. 10, Factor de corrección por la forma del lecho K_3 , Método CSU.

Condición del lecho	Altura H de la duna (pies)	K_3
Erosión en agua limpia	-	1.1
Lecho plano y antidunas	-	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

Se recomienda usar un valor de K_3 de 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

El factor de corrección K_4 disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación.

Tabla 4. 11 Criterios para adoptar K_4

Condición	K_4
$d_{50} < 2\text{mm}$ o $d_{95} < 20\text{mm}$	1.0
$d_{50} > 2\text{mm}$ o $d_{95} > 20\text{mm}$	$0.4(V_R)^{0.15}$

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15} \quad (4.47)$$

$$V_R = \left(\frac{V - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{95}}} \right) > 0 \quad (4.48)$$

$$V_{icd_x} = 0.645 \left(\frac{d_x}{b} \right)^{0.053} V_{cd_x} \quad (4.49)$$

$$V_{cd_x} = 56.29 K_{CM}^{1/2} y_n^{1/6} d_x^{1/3} \quad (4.50)$$

$$K_{CM} = B_1 d_x^{B_2} \quad (4.51)$$

V_R : Relación de velocidad

V : Velocidad del flujo de aproximación al pilar (m/s)

V_{icd_x} : Velocidad de aproximación requerida para iniciar la socavación en la pila para el tamaño d_x de las partículas de sedimento (m/s)

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

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

Los valores de B_1 y B_2 se dan en la **Tabla 1.12**

d_x : Tamaño de la partícula para el x por ciento de material de lecho (m)

Tabla 4. 12, Valores de B_1 y B_2

Criterios	B_1	B_2
$< 0.0009 \text{ m}$	0.0019	-0.384
$0.0009 < d < 0.002 \text{ m}$	0.0965	0.175
$d < 0.002 \text{ m}$	0.047	0

Nota: El valor mínimo de K_4 es 0.4

4.3.21 Arturo 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 el 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:

$$y_s = 0.66b \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.31} \quad (4.52)$$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación total en el pilar (m)
- b : Diámetro del pilar (m)
- τ : Esfuerzo cortante hidráulico sobre el lecho = γRS (kg/m²)
- τ_c : Esfuerzo crítico para d_{80} calculado con el diagrama de Shields (kg/m²)

4.3.22 Luis Gómez (2010)

Desarrollado en la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) Lima- Perú por el Magister Luis Gómez, quien experimentó en 122 oportunidades con dos tipos de lecho distinto; $d_{50} = 0.25mm$ y $d_{50} = 1.8mm$; resultado de esta experimentación obtuvo 8 ecuaciones para la estimación de la profundidad de socavación, las cuales se muestran en la **Tabla 4.13**

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

Tabla 4. 13, Ecuaciones propuestas por Gómez 2010

Ecuación	Rango de Aplicación	Rango Utilizado Para el Ajuste de la Ecuación	Rango Analizado
$Y_s = 3b$	$\frac{Y_s}{b} > 0.9$	$0.90 < \frac{Y_s}{b} < 2.31$	$0.45 < \frac{Y_s}{b} < 2.31$
$Y_s = 5.4bY_n - 2.1b$	$\frac{Y_s}{b} < 0.9$	$0.45 < \frac{Y_s}{b} < 0.90$	$0.45 < \frac{Y_s}{b} < 2.31$
$Y_s = 0.000182b \left(\frac{bV}{v} \right) - 0.05b$	$bV/v < 13,500$	$6,800 < \left(\frac{bV}{v} \right) < 13,500$	$6,800 < \left(\frac{bV}{v} \right) < 23,800$
$Y_s = 2.6b \left(\frac{V}{\sqrt{gb}} \right)^{0.52}$	$F_p < 0.8$ ó $b > 0.16V^2$	$0.30 < F_p < 0.80$	$0.30 < F_p < 1.45$
$Y_s = 2.7b \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.27} F^{0.34}$	$F^2(Y_n/b) < 0.7$ ó $b > 0.15V^2$	$0.1 < F^2(Y_n/b) < 0.7$	$0.1 < F^2(Y_n/b) < 2.1$
$Y_s = 0.5be^{0.10 \left(\frac{V}{v} \right)}$	$v/\tau_s < 5$	$2 < v/\tau_s < 5$	$2 < v/\tau_s < 21$
$Y_s = 0.09b \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right) + b$	$v/\tau_s > 9$	$9 < v/\tau_s < 21$	$2 < v/\tau_s < 21$
$Y_s = 1.8b$	$\frac{Y_s}{d_s} > 200$	$200 < Y_s/d_s < 300$	$10 < Y_s/d_s < 300$

El aporte importante que se realizó en este estudio fue definir la aplicabilidad de cada ecuación, factor que ignoran la gran mayoría de métodos presentados en este capítulo.



4.4 Resumen

Tabla 4. 14, Ecuaciones existentes para el cálculo de la socavación en Pilares de puentes

#	Año	Autor	Ecuación General
1	1942	Inglis	$y_s = 1.7b^{0.22}q^{0.52} - y_n$
2	1956	Laursen y Toch	$y_s = KK_s b$
3	1960	Yaroslavtziev	$y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_s$
4	1962	Laursen	$y_s = 1.5b_1^{2/3}y_n^{1/3}$
5	1963	Larras	$y_s = 1.05Kb^{0.75}$
6	1964	Neil	$y_s = 1.5b^{0.7}y_n^{0.3}$
7	1965, 1967	Arunachalam	$y_s = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{b} \right)^{-1/6} - 1 \right]$
8	1966	Carstens	$y_s = 0.546b \left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02} \right)^{5/6}$
9	1968	Maza Sanchez	Método gráfico
10	1969	Shen	$y_s = 3.4bF_r^{2/3} \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/3}$
11	1971	Hancu	$y_s = 2.42b \left(2 \frac{V}{V_c} - 1 \right) \left(\frac{V_c^2}{gb} \right)$
12	1977	Breusers, Nicollet y Shen	$y_s = b \cdot f_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) \cdot f_2 \left(\frac{y_n}{b} \right) \cdot f_3(forma) \cdot f_4 \left(\alpha \frac{l}{b} \right)$
13	1977	Flores	$y_s = b \left(1.56 - 14.14 \frac{d_{80}}{b} \right) F^{(0.62+15.02d_{80}/b)}$
14	1979	Jain y Fischer	$y_s = 2.0b(F - F_c)^{0.25} \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.5}$
15	1988	Melville	$y_s = bK_i K_y K_d K_\sigma K_f K_\alpha$
16	1990	UAK	$y_s = 2.1bK_1 K_2 K_3$
17	1991	Froechlich	$y_s = 0.32K_f b'^{0.62} y_n^{0.47} F_r^{0.22} d_{50}^{-0.09} + a$
18	1992	TRRL	Método gráfico
19	1995	FHWA HEC-18	$y_s = 2.0K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$
20	1996	Colorado State University	$y_s = 2bK_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.35} F^{0.43}$
21	2000	Arturo León	$y_s = 0.66b \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.31}$
22	2010	Luis Gómez	$y_s = 2.6bK_1 K_2 \left(\frac{V}{\sqrt{gb}} \right)^{0.52}$



CAPÍTULO 5 : MODELAMIENTO HIDRAULICO Y EL ANALISIS DIMENCIONAL

5.1 Introducción

Con frecuencia, el ingeniero debe dar soluciones factibles, en base a ciertos requerimientos, a problemas ingenieriles. Debe decidir a priori el enfoque, técnicas o métodos más convenientes para cada caso en particular.

Algunas veces, estas soluciones pueden ser sencillas, debido a que están bien definidas tanto la parte técnica como la parte económica, por lo que sólo basta aplicarlas.

En otros casos, los problemas son complejos o desconocidos como es el de conocer el comportamiento hidráulico del flujo de agua al pasar por una presa derivadora y al ser captada por una toma.

En estos casos, se evaluará que tipo de investigación se va a adoptar. Dicha investigación se iniciará conceptualizando y esquematizando el problema, después se seleccionará la técnica física o matemática para estudiar el problema. A este proceso de abstracción se le conoce como modelación.

En definitiva, la modelación implica simular un fenómeno real, conceptualizándolo y simplificándolo en mayor o menor medida, para luego, por último describirlo y cuantificarlo.



5.2 Modelamiento hidráulico

La modelación se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde tiempos antiguos, mediante pequeñas representaciones de estructuras y máquinas, por los cuales se ha llegado a enunciar principios fundamentales en la hidráulica; sin embargo hasta hace poco tiempo la experimentación hidráulica se llevaba a cabo habitualmente a escala real ya sea en vertederos, canales, tuberías y presas construidas sobre el terreno.

Es durante el último medio siglo, cuando se han desarrollado métodos por los cuales, como resultado de experimentos realizados en modelos a escala reducida, es posible predecir la conducta de una estructura o prototipo.

El sistema semejante reducido o simplificado es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo.

Los principios en que se basa este procedimiento incluyen las teorías de similitud hidráulica. El análisis de las relaciones básicas de las diversas cantidades físicas incluidas en el movimiento y la acción dinámica del fluido denominada análisis dimensional.

En la actualidad, se diseñan y construyen pocas o ninguna estructura hidráulica importante, sin estudios preliminares de modelos, más o menos extensos.

5.3 Clasificación general de los modelos hidráulicos

5.3.1 Modelo físico

Es la simulación física de un fenómeno hidráulico, que ocurre en relación con una obra de ingeniería, en un sistema semejante simplificado que permite observarlo y controlarlo con facilidad, además confirmar la validez del diseño de la obra, optimizarla o tomar nota de los efectos colaterales, que deberán ser considerados durante la operación de la misma.

Según las características propias de los modelos se pueden clasificar en:

a) Clasificación respecto de la semejanza geométrica con el prototipo:

- **Modelos geoméricamente semejantes:** son aquellos en los que se conserva la semejanza de todas las variables geométricas. Existe un único factor de reducción o amplificación, llamado escala, de todas las magnitudes geométricas y las que se derivan de ellas, además de la igualdad de ángulos correspondientes entre el modelo y el prototipo.
Dentro de estos tenemos: modelos de desarenadores, desgravadores, bocatomas, canales. Etc.



- **Modelos geoméricamente distorsionados:** se conserva la semejanza con el prototipo, pero los factores a usar de reducción o ampliación son distintos para diferentes dimensiones del mismo. Es frecuente que las dimensiones horizontales tengan una escala o factor y las dimensiones verticales, otras. El uso de distorsiones resulta, muchas veces, necesario cuando el factor único produce una reducción demasiado grande en las dimensiones verticales, lo cual originaría efectos significativos en fuerzas que en el modelo son despreciables o inexistentes en el prototipo. Este tipo de modelos es usual en estructuras marítimas.

b) Clasificación respecto de la movilidad y deformabilidad del contorno:

- **Modelos de contorno fijo:** hay casos en que la deformabilidad del contorno no es relevante al fenómeno estricto, por tanto, puede representarse simplícidamente en el modelo como si fuera fijo o indeformable. Los modelos de este tipo serían, por ejemplo, sistemas de presión, canales revestidos o cursos naturales donde el fondo no experimente muchos cambios.
- **Modelos de contorno móvil:** existen situaciones en que el modelo debe representar el contorno móvil en una forma fiel y confiable, ya que los fenómenos que ocurren, caso del escurrimiento vienen determinados por la movilidad y deformabilidad de la sección. Estos casos son frecuentes sobretodo en obras hidráulicas y de mecánica fluvial.

El modelo puede tener sólo lecho móvil y las riberas o bordes fijos, o bien tener el perímetro móvil o lecho móvil por zonas.

5.3.2 Modelo analógico

Es la reproducción de un fenómeno en estudio de un prototipo en un sistema físico diferente al original (modelo), pero que aprovecha la similitud de las leyes matemáticas que gobiernan el fenómeno en ambos sistemas. Su uso no es muy frecuente en la actualidad.

Es común que uno de los dos fenómenos sea de menor dificultad, por lo que éste se emplea para resolver el otro. Lo anterior ofrece una posibilidad de resolver problemas hidráulicos basándose en mediciones hechas sobre un fenómeno análogo, siendo los más comunes:

- Analogía entre un flujo a través de medios permeables y flujo laminar en capas delgadas.
- Analogía entre flujo laminar y flujo turbulento.
- Analogía entre un flujo a través de medios permeables y la deformación de una placa elástica bajo carga.
- Analogía eléctrica y otros fenómenos físicos (como hidráulicos, mecánicos, etc).



5.3.3 Modelo matemático

Son aquellos en la que se hace uso de las ecuaciones o expresiones matemáticas que definen de una manera simplificada el fenómeno en estudio que ocurre en el prototipo. Son tres los modelos matemáticos:

- **Modelos determinísticos:** Los procesos físicos involucrados se expresan a través de relaciones funcionales determinísticas en los que no se considera la probabilidad de ocurrencia del fenómeno.
- **Modelos estocásticos:** Los procesos físicos se representan haciendo uso de variables aleatorias, probabilísticas que involucran el fenómeno en estudio.
- **Modelos de simulación numérica:** Son modelos en los que se emplea, principalmente, ecuaciones diferenciales y condiciones iniciales de borde, que son resueltos utilizando técnicas de análisis numérico, tales como métodos de diferencias finitas y elementos finitos.

Los métodos de diferencias finitas son capaces de simular algunos procesos que son imposibles de resolver con el simple cálculo. Ambos métodos resuelven las ecuaciones que tienen dominio continuo mediante la solución en un número finito de puntos discretos en dicho dominio, llamados nodos.

Cuando los valores buscados (tirante, velocidad, etc.) en dichos puntos discretos son encontrados, la solución en cualquier otro punto puede ser aproximada mediante métodos de interpolación. Estos modelos numéricos proporcionan mucho más detalle y precisión que los métodos analíticos convencionales, siendo capaces de manejar condiciones de borde e iniciales complejas, para los cuales no existen en la mayoría de los casos soluciones analíticas.

El método de elementos finitos discretiza el área de estudio mediante una malla conformada por pequeños elementos que tienen formas triangulares o cuadrangulares. Los vértices de estos elementos representan los nodos de la malla en los cuales se busca encontrar el valor de la variable incógnita, ya sea el nivel de agua o velocidad. Estos elementos locales son ensamblados mediante los procedimientos de álgebra lineal en matrices globales, en los cuales el vector solución representa las soluciones nodales. Este método es esencialmente útil y versátil para acomodar geometrías complejas, permitiendo acomodar el tamaño y forma de los elementos a las necesidades de modelación.

5.4 Importancia de los modelos físicos en una investigación

Los modelos físicos se utilizan normalmente como una herramienta técnica de apoyo al diseño de estructuras hidráulicas y en general a la ingeniería hidráulica, cuando éstos involucran fenómenos complejos o desconocidos para los cuales no hay una teoría y solución aceptadas, como son los fenómenos de turbulencia y la dificultad que imponen los contornos reales tridimensionales caprichosos, tal es el caso de un río.



En estos modelos interesa observar y estudiar los fenómenos, principalmente, en relación con su incidencia en el diseño pudiendo a veces reunir suficiente información como para formular criterios más generales de diseño, que pueden ser aplicables a sistemas similares, sin necesidad de recurrir, luego, a estudios en modelos. Pero es más común que los resultados del estudio en modelos físicos sean empleados en la práctica sólo para el sistema particular modelado.

Existen diversas situaciones en las cuales es posible recurrir a modelos físicos como una forma de investigar, bajo condiciones relativamente simples, seguras y controlados ciertos tipos de fenómenos más básicos que sería muy difícil o costoso investigar directamente en el prototipo. Tales situaciones como problemas concretos de proyectos de obras e intervenciones fluviales aunque puede ser algo costoso y necesita un tiempo de construcción y ensayo, suponen un ahorro mucho mayor gracias a las mejoras introducidas, a la corrección de defectos que hubieran obligado a obras futuras de reparación, al mejor conocimiento y a la mayor seguridad que se consigue.

Es obvio que la investigación en modelo es una fase previa a la construcción del correspondiente prototipo, pues, será mucho más simple y sobretodo económico efectuar el estudio en modelo reducido, para posteriormente hacer la optimización en el prototipo por construir, que en el prototipo ya construido en el campo.

Si bien las capacidades de los modelos matemáticos en la actualidad son muy grandes, estos se basan en la solución numérica de ciertas ecuaciones matemáticas que describen el fenómeno en estudio, y por lo tanto su uso sigue limitado a los casos en los cuales existan dichas relaciones. Es conocido que en la hidráulica no todos los fenómenos pueden ser descritos completamente en forma matemática, especialmente aquellas que involucran la interacción con las partículas sólidas; como por ejemplo la erosión local en una estructura de forma complicada. Para esos casos, la modelación física sigue siendo aún una herramienta poderosa de análisis.

Y en esto radica la importancia de la investigación en modelos físicos, principalmente, en lo concerniente a la hidráulica donde existe un gran avance pero donde el cálculo hidráulico no ha alcanzado la técnica suficiente para sustituirlos, resultando su uso cada vez más frecuentes, tanto en esta área como en múltiples campos de la técnica; y en la tranquilidad para todos los actores de la obra y el poder de convicción del ensayo experimental.

Un modelo hidráulico permite evaluar diversas alternativas de dimensiones y ubicaciones relativas. Cualquier cambio que se efectúe en modelo es rápido y económico respecto al prototipo. Los resultados arrojarían posibles problemas locales, así como alternativas de solución a dichos problemas.



- a) **En la investigación primaria:** Se logra obtener una forma geométrica adecuada; se conocen diversas características del flujo como las líneas de corriente, las velocidades, los niveles de turbulencia, etc; se puede establecer la distribución de presiones; se logra definir capacidades de las estructuras de captación o derivación; se puede despejar pérdidas de energía localizadas.
- b) **En el diseño:** Se logra obtener el funcionamiento deseado, modificaciones estructurales necesarias; se obtiene reducciones de costo al presentar un diseño óptimo.

Para decidirse por uno u otro tipo de modelo, se deben tener en cuenta los principales factores limitantes: la precisión requerida, la simplicidad, del costo, el tiempo, así como otros factores.

5.5 Bases teóricas de modelación física

La similitud junto con el análisis dimensional constituye la base teórica de la modelación física. El análisis dimensional es una técnica que ha probado ser muy útil para reducir al mínimo el número de experimentos requerido. Aunque no produce soluciones analíticas de los problemas, proporciona información acerca de la forma de las relaciones que guardan entre sí las variables pertinentes, y sugiere el modo más efectivo de agrupar estas variables entre sí, dando lugar a las leyes de semejanza.

En relación cercana al análisis dimensional, se encuentra el concepto de similitud que es la condición por la cual las variables características, en el modelo y en el prototipo, guardan perfecta correspondencia; gracias a ellas las observaciones efectuadas en el modelo pueden ser utilizadas para predecir el comportamiento del prototipo y viceversa.

5.6 Análisis dimensional

El requisito de la homogeneidad dimensional impone condiciones sobre las cantidades implicadas en un fenómeno físico, y así provee valiosos indicios acerca de las relaciones que conectan entre sí sus magnitudes. La búsqueda correcta de estas relaciones se llama análisis dimensional.

Los resultados obtenidos en el análisis dependen de qué cantidades se consideran al principio que afectan al fenómeno que se está estudiando.

El análisis dimensional no proveerá por sí mismo una solución completa a un problema, pero la solución parcial que proporciona, indicará que cualquiera que sea la forma de una relación desconocida que conecta las magnitudes implicadas, ciertas características de ésta son ineludibles. Además la técnica puede guiar al experimentador de modo que pueda obtener la cantidad máxima de información a partir del menor número de experimentos.

5.6.1 Definiciones

Considerando una magnitud física a la propiedad medible de un elemento o conjunto físico. Hay que tener en cuenta que hay propiedades, como la dureza, que son comparables, pero no medibles. Esta no constituiría una magnitud física.

Cuando algo es medible lo hacemos en un sistema de referencia, pero este no tiene por qué ser único. Por ejemplo, sean $(L_1, L_2, \dots, L_p)$ unas medidas de longitud observables. Sean L_u y L'_u dos medidas de longitud distintas que tomaremos como referencia.

$$u_1 = \frac{L_1}{L_u} \quad (5.1)$$

Expresa el número de veces que L_1 contiene la unidad de referencia L_u , mientras que:

$$u'_1 = \frac{L_1}{L'_u} \quad (5.2)$$

Expresa el número de veces que L_1 contiene la unidad de referencia L'_u .

Como L_1 no varía independientemente de la unidad adoptada como referencia:

$$L_1 = u_1 L_u = u'_1 L'_u \Rightarrow u'_1 = u_1 \frac{L_u}{L'_u} \quad (5.3)$$

Por tanto: $\frac{L_u}{L'_u} \quad (5.4)$

Representa la transformación que nos permite pasar de un sistema de coordenadas al otro.

Dentro de las magnitudes físicas existen una serie de magnitudes únicamente dependientes de sí mismas a las que llamaremos magnitudes fundamentales pudiendo el resto de las magnitudes expresarse en función de estas. A estas últimas las denominaremos magnitudes derivadas.

Las unidades fundamentales son las que, en cada problema, quieran tomarse como tales, y pueden estar formadas por cualquier conjunto de magnitudes físicas independientes entre sí. Es decir, puede ser cualquier conjunto de magnitudes físicas siempre que cumplan el criterio de independencia lineal entre ellas cuando se encuentran expresadas sobre el mismo sistema de referencia. Las demás magnitudes físicas se expresarán en función de las elegidas.

En un movimiento uniforme la velocidad es una expresión de la distancia recorrida en función del tiempo que se tarda en recorrer dicha distancia. Por tanto, se tendrán 2 magnitudes fundamentales, distancia (L) y tiempo (t), expresándose la magnitud derivada (v) como:

$$v = \frac{L}{t} \quad (5.5)$$

Sim embargo, cuando se trabaja con la distancia entre cuerpos en el espacio estamos acostumbrados a referirnos a ella como “años luz”, lo que en realidad constituye un ejemplo

de expresión de la distancia como magnitud derivada de las fundamentales dadas por la velocidad de la luz (c) y el tiempo (t), en la forma:

$$L = c \cdot t \quad (5.6)$$

5.6.2 Teorema de Buckingham-Pi

Sean $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ las n magnitudes físicas relevantes del problema a estudio y que se relacionan entre sí mediante un conjunto conocido de ecuaciones homogéneas. Esta relación puede expresarse de la forma:

$$F(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0; \text{ de forma equivalente } q_1 = f(q_2, q_3, \dots, q_n) \quad (5.7)$$

Si el sistema formado por las n variables tiene dimensión k , existe, al menos, un conjunto k de variables independientes, y el resto de variables, dado por $j = n - k$ puede expresarse en función de una serie de j monomios adimensionales ($\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k}$). En este caso, la relación funcional dada en la ecuación (5.) puede expresarse de forma más compacta como:

$$\varphi(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k}) = 0; \text{ de forma equivalente } \Pi_1 = \varphi(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k}) \quad (5.8)$$

Téngase en cuenta que el sistema formado por las k variables independientes no tiene por qué ser único, aunque sí debe cumplir la condición de independencia lineal entre ellas.

5.6.3 Aplicación práctica del teorema

Dado un problema a estudio, deben seguirse los siguientes pasos:

- Identificar todas las magnitudes físicas existentes en el modelo.
- Elegir las magnitudes físicas más relevantes en función de aquellos aspectos que se quieren analizar en el modelo. Este paso requiere un profundo conocimiento del comportamiento físico. Habrá que pensar en las posibles restricciones del problema y la posibilidad, o no, de que pueda variar las diferentes magnitudes físicas de forma independiente.

Si estudiamos el peso de un objeto $P = \rho g V$, solo podemos actuar sobre dos parámetros, la masa ρ y el volumen V , a no ser que seamos capaces de cambiar la gravedad. Incluso puede ser posible que no podamos variar la masa, como puede ser el caso de un modelo hidráulico donde la existencia de un volumen de agua importante en circulación no pueda sustituirse por otro fluido.

- Expresar las n magnitudes físicas del problema en función del conjunto de variables fundamentales $\{[M][L][T][\theta]\}$ o $\{[F][L][T][\theta]\}$, donde $[M]$ es masa, $[L]$ longitud, $[T]$ tiempo, $[\theta]$ temperatura y $[F]$ es fuerza.
- Seleccionar dentro de las magnitudes físicas más relevantes, el conjunto linealmente independientes de dimensión de k sobre el que se expresaran las demás ($j = n - k$) variables como monomios adimensionales.

- e) Calcular los Π_j monomios adimensionales. Para ello basta con trabajar sobre una matriz con todas las magnitudes físicas del problema, e ir realizando transformaciones hasta conseguir que las k magnitudes elegidas como fundamentales formen una matriz unitaria. Los coeficientes asociados al resto de las j variables son las potencias que las relacionan a esas k magnitudes.
- f) Comprobar la adimensionalidad de los monomios para evitar posibles errores.
- g) Expresar los monomios en función de la magnitud que se ha considerado como relevantes. Si esta es Π_1 :
$$\Pi_1 = \varphi(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k}) \quad (5.9)$$
- h) Realizar una interpretación física del resultado
- i) Asegúrese de la independencia de cada uno de los monomios. Esto implica que la variación de uno de ellos no afecta al resto que permanecerán constantes.
- j) Finalmente, comparar los resultados de los distintos ensayos.

5.6.4 Leyes de semejanza condicionantes del diseño

La interpretación dada a los números adimensionales o leyes de semejanza en donde existe una relación entre la fuerza de inercia y la fuerza específica asociada a una propiedad del fluido o del flujo, y el concepto de semejanza planteado como la constancia de dichos números en la transformación de la escala en un modelo físico; permiten determinar las condiciones de diseño de un modelo que sea dinámicamente semejante con su prototipo.

5.6.4.1 Modelos a semejanza de Froude

El número de Froude representa la razón entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitatorias, por tanto, para aquellos prototipos en que los fenómenos están, principalmente, determinados por fuerzas gravitacionales se acepta que la condición de semejanza dinámica esté dada para el modelo $F = 1$, siendo F la relación de los números de Froude entre modelo y prototipo, lo que implica que las demás escalas estarán gobernadas por esta relación. Este tipo de modelación es aplicable a flujos con superficie libre, particularmente, cuando el escurrimiento es bruscamente variado donde los efectos friccionales son despreciables.

Cuando los escurrimientos son gradualmente variados o uniformes, junto con las fuerzas gravitacionales actúan las fuerzas de fricción interna dependiendo de las condiciones de borde como por ejemplo, la rugosidad relativa. En estos casos la semejanza geométrica y la semejanza de Froude aseguran en gran medida la similitud dinámica.

El criterio de Froude, también, es válido para fuerzas distintas a las gravitacionales, como por ejemplo, las fuerzas centrífugas, etc.

5.6.4.2 Modelos a semejanza de Reynolds

El número de Reynolds expresa la razón entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de fricción interna, debido a la viscosidad. Existen muchos fenómenos que están determinados, principalmente, por esta razón; tal es el caso del flujo en régimen laminar en presión o superficie libre, el flujo turbulento hidrodinámicamente liso y el flujo viscoso alrededor de un obstáculo sumergido, etc. La condición de semejanza viene expresada por $R_e = 1$, siendo R_e la relación de los números de Reynolds entre modelo y prototipo.

5.6.4.3 Modelos a semejanza de Weber

El número de Weber expresa el efecto de la tensión superficial entre líquidos y gases y entre dos líquidos; por ser la fuerza de origen molecular, la fuerza resulta significativa sólo cuando las dimensiones del flujo son pequeñas: escurrimiento de muy baja altura, napas vertientes de pequeño tamaño y pequeñas ondas superficiales (ondas capilares), donde la condición a satisfacer es $W_e = 1$, donde W_e es la relación de los números de Weber entre modelo y prototipo.

5.7 Principios de similitud en modelos físicos

Para asegurar que el modelo represente adecuadamente al prototipo, es necesario que aquel sea mecánicamente similar con éste, es decir, exista similitud geométrica, cinemática y dinámica, además de las similitudes relacionadas con los sedimentos.

5.7.1 Similitud geométrica

Esta similitud es independiente de la clase de movimiento y contempla sólo similitud en la forma. La propiedad característica de los sistemas geoméricamente similares, ya sea figuras planas, cuerpos sólidos o modelos de flujo, es que la relación de cualquier longitud en el modelo con respecto a la longitud correspondiente en el prototipo, es en todas partes igual. Esta relación se conoce como factor de escala y puede expresarse como sigue:

$$L_r = L_m/L_p \quad (5.10)$$

Siendo L_m y L_p dimensiones lineales correspondientes en modelo y prototipo, respectivamente y L_r factor de escalas. Entonces:

$$\text{Relación de áreas:} \quad A_r = \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^2 = L_r^2 \quad (5.11)$$

$$\text{Relación de volúmenes:} \quad Vol_r = \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^3 = L_r^3 \quad (5.12)$$



La similitud geométrica es quizá el requisito más obvio en un sistema modelo proyectado para corresponder a un sistema prototipo dado. Sin embargo, la similitud geométrica perfecta no siempre es fácil de obtener. No sólo debería ser la forma general del modelo geoméricamente similar a la del prototipo, sino que también deberían ser geoméricamente similares las inevitables rugosidades de la superficie. En un modelo pequeño la rugosidad superficial podría no ser reducida de acuerdo con el factor de escala a menos que las superficies del modelo se pudieran hacer mucho más pulidas que las del prototipo. Y, por ejemplo, en el estudio del movimiento de los sedimentos en los ríos, un modelo pequeño requeriría (de acuerdo con el factor de escala) el uso para representar la arena, de un polvo de finura imposible de obtener.

Si por cualquier razón el factor de escala no es igual en todas partes, resulta un modelo distorsionado, tal como ya se explicó en 5.3.1. Por ejemplo un prototipo y su modelo pueden tener la misma conformación general, que es geoméricamente similar, pero tener acabados superficiales que no lo son. En el caso de prototipos muy grandes, tales como ríos, el tamaño del modelo se limitará con probabilidad por el espacio que se dispone; pero si el factor de escala utilizado para reducir las longitudes horizontales se usa también para reducir las longitudes verticales, el resultado puede ser una corriente de tan poca profundidad que la tensión superficial produzca un efecto considerable y, además, el flujo puede ser laminar en lugar de turbulento. En este caso puede ser inevitable un modelo distorsionado.

Naturalmente, el grado hasta el cual debe buscarse la similitud geométrica perfecta depende del problema bajo investigación, y de la precisión requerida en la solución.

5.7.2 Similitud cinemática

La similitud cinemática implica similitud en el movimiento. Esto implica similitud de longitud (esto es similitud geométrica) y en adición similitud de intervalos de tiempo. Entonces, ya que las longitudes correspondientes se encuentran en una relación fija, las velocidades de las partículas correspondientes deben estar en una relación fija de magnitudes de tiempos correspondientes. Si la relación de longitudes correspondiente es L_r y la relación de intervalos de tiempo correspondiente es T_r , entonces las magnitudes de las velocidades correspondientes están en la relación:

$$V_r = L_r/T_r \quad (5.13)$$

Cuando los movimientos de los fluidos son cinemáticamente similares, los patrones formados por líneas de corriente son geoméricamente similares en los tiempos correspondientes. Ya que los límites consisten de líneas de corriente, los flujos cinemáticamente similares sólo son posibles a través de límites geoméricamente similares. No obstante esta condición no es suficiente para asegurar la similitud geométrica, a cierta distancia a partir de los límites, de los patrones de líneas de corriente por tanto los límites geométricos similares no es necesario que impliquen flujos similares de manera cinemática.

5.7.3 Similitud dinámica

La similitud dinámica entre dos sistemas geométrica y cinemáticamente similares, requiere que la razón de todas las fuerzas homólogas (incluyendo la fuerza de inercia) en los dos sistemas sea la misma.

La segunda ley de Newton puede escribirse como sigue:

$$\sum F = m \cdot a \quad (5.14)$$

$$F_p + F_g + F_v + F_t + F_e = m \cdot a \quad (5.15)$$

Dónde: $m \cdot a$ es la reacción de la masa de las fuerzas actuantes o fuerza de inercia; F_p fuerza de presión; F_g fuerza debida a la acción de la gravedad; F_t fuerza producida por la tensión superficial; F_v fuerza de corte debido a la viscosidad; F_e fuerza producida por compresión elástica del fluido. Es decir:

$$\frac{m_m \cdot a_m}{m_p \cdot a_p} = \frac{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_m}{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_p} \quad (5.16)$$

Los subíndices “m” se refieren al modelo y el “p” al prototipo. Para que la similitud sea perfecta es necesario además que:

$$\frac{m_m \cdot a_m}{m_p \cdot a_p} = \frac{(F_p)_m}{(F_p)_p} = \frac{(F_g)_m}{(F_g)_p} = \frac{(F_v)_m}{(F_v)_p} = \frac{(F_t)_m}{(F_t)_p} = \frac{(F_e)_m}{(F_e)_p} \quad (5.17)$$

Pero no todas estas relaciones pueden considerarse como independientes debiendo determinarse algunas de ellas una vez establecidas las demás. Así tenemos fuerzas que actúan en forma mínima comparada con la fuerza actuante predominante y otras fuerzas no actúan según el caso que se esté tratando. En la práctica, el movimiento de un fluido puede ser reproducido buscando en el modelo la similitud de sólo una de las fuerzas de la ecuación 5.16.

Los problemas de obras hidráulicas y de ingeniería fluvial gobernados por flujo libre son dominados por las fuerzas de gravedad. La ley de semejanza en este caso, llamada semejanza de Froude, garantiza que esta fuerza en su proporción con la resultante, se reproduzca correctamente en el modelo.

Sabemos que el número de Froude viene dado por la siguiente relación:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (5.18)$$

Dónde: F es el número de Froude; V es la velocidad del fluido; g es la aceleración de la gravedad y L es una longitud característica.

La semejanza dinámica está dada cuando $F = 1$, es decir, la razón de los números de Froude del prototipo y modelo sea igual a uno; como la gravedad es la misma para los dos sistemas, tenemos:

$$\frac{V_m}{V_p} = \frac{\sqrt{L_m}}{\sqrt{L_p}} = L_r^{1/2} \quad (5.19)$$

Para determinar la relación de caudales Q_r tenemos:

$$Q_r = V_r A_r = L_r^{1/2} L_r^2 = L_r^{5/2} \quad (5.20)$$

5.7.4 Similitud sedimentológica

Abarca muchos aspectos según sea el caso del modelo en estudio, tales como el proceso de sedimentación en sí (erosión, transporte, deposición, concentración de sedimento, ondas sedimentarias, etc.)

Por ejemplo, para modelar el proceso de sedimentación se utiliza la semejanza del número de Froude y ha de tenerse en cuenta que la escala de velocidad del flujo $V_r = W_r = L_r^{1/2}$

Donde V_r , es la relación entre velocidades del flujo entre modelo y prototipo; (W_r), relación de velocidad de caída del sedimento entre modelo y prototipo; y (L_r), relación entre escalas de longitud.

Con las velocidades de caída en el prototipo se determina la velocidad correspondiente en el modelo y con ésta se determina el diámetro de las partículas en el modelo, con esto se garantiza que estas partículas caen con una velocidad homóloga con su correspondiente del prototipo.

5.7.4.1 Selección del material del lecho móvil

El material del lecho móvil deberá seleccionarse cumpliendo, por lo menos, con la identidad del número de Froude, relacionado al grano (F^*), en modelo y prototipo.

$$F^* = \frac{\tau}{\Delta \rho \cdot g \cdot d} \quad (5.21)$$

$$F^* = \frac{\gamma \cdot R \cdot S}{(\gamma_s - \gamma) d} \quad (5.22)$$

Dónde: R es el radio hidráulico en metros; S la pendiente energética; d Diámetro del grano; γ peso específico del agua cuyo valor depende de la Temperatura; γ_s peso específico del sedimento; τ esfuerzo cortante; ρ densidad en Kg/m^3 .

Y si el número de Reynolds relacionado al grano en el modelo tiene el valor que según el diagrama de Shields $Re^* > 400$ y además el número de Froude es mayor a 0.060, el número de

Reynolds deja de tener influencia sobre el inicio del movimiento. Por lo que se darán buenas condiciones de semejanza.

De la identidad del número de Froude, se desprende que la escala de diámetro del grano es igual a la escala geométrica, considerando un modelo sin distorsión y usando sedimentos de igual origen natural que el prototipo.

$$F_m^* = F_p^* \quad (5.23)$$

$$\frac{\gamma R_m S_m}{(\gamma_s - \gamma)_m d_m} = \frac{\gamma R_p S_p}{(\gamma_s - \gamma)_p d_p} \quad (5.24)$$

Teniendo en cuenta que el modelo no tiene distorsión de escala $S_m = S_p$ y usando los sedimentos de origen natural igual que en el prototipo $(\gamma_s - \gamma)_m = (\gamma_s - \gamma)_p$, (se trata de materiales del mismo peso específico), se tiene:

$$\frac{R_m}{d_m} = \frac{R_p}{d_p} \quad (5.25)$$

$$d_r = \frac{d_p}{d_m} = \frac{R_p}{R_m} = L_r \Rightarrow d_r = L_r \quad (5.26)$$

Donde d_r es la relación de diámetros entre modelo y prototipo y L_r , la relación de escalas de longitud entre modelo y prototipo.

Esto mismo se cumple para el material sólido que constituye el transporte de fondo, ya que en realidad esto es válido para el grano que se pretende modelar.

5.8 Selección de características de un modelo

Las principales características de un modelo, son las siguientes:

- a) Escalas y razones de distorsión
- b) Dominio, alcances y condiciones límites
- c) Naturaleza del fondo (fondo fijo y fondo móvil)

Examinaremos las principales consideraciones que intervienen en la determinación de las diversas características.

5.8.1 Escalas y razones de distorsión

El precio de construcción de un modelo crece con la superficie de este; en primera aproximación se admite que el precio es proporcional al cuadrado de la escala adoptada para las longitudes en planta. Los gastos de explotación crecen igualmente con la escala.



Se precisa realizar modelos a la más pequeña escala posible, compatible con la precisión de los aparatos de medida y la influencia de los efectos de escala.

5.8.2 Dominio, alcances y condiciones límites

La determinación del dominio de un modelo, es decir de la extensión a representarse, está ligada a la realización de las condiciones límites. El dominio debe ser lo más restringido posible para reducir el precio de la construcción del modelo, pero también debe ser lo suficientemente grande para que las condiciones límites puedan ser representadas de manera satisfactoria.

5.8.3 Naturaleza del fondo

Siguiendo las características del fenómeno estudiado, será conducente utilizar un modelo de fondo o lecho rígido o un modelo de lecho móvil.

5.8.3.1 Cauce con lecho fijo

Son utilizados para estudios que tratan únicamente sobre el desarrollo líquido, excluyendo el transporte sólido por arrastre. Modelos con lecho rígido son por ejemplo los evacuadores de crecidas, están destinados a los estudios de la protección contra inundaciones, y los modelos marítimos relativos a la tranquilización de los estanques de un puerto.

5.8.3.2 Cauce con lecho móvil

Son utilizados en los ensayos e investigaciones concernientes ya sea a las modificaciones de fondos naturales debidas al transporte de material sólido por arrastre, o ya sea para buscar disposición apropiadas a la obra para evitar lo inconveniente del transporte sólido (por ejemplo las formas a dar al ingeniero de una bocatoma para aprovechamiento hidroeléctrico para evitar que las aguas a turbinar lleven material sólido)

Para estos modelos, hay más condiciones de similitud que en los modelos de fondo rígido, es necesario representar las condiciones de similitud del transporte de material sólido y para esto determinar la naturaleza y granulometría del material de fondo que reproducirá el transporte por arrastre geoméricamente semejante a las condiciones naturales (en lo que concierne al gasto por arrastre y el gasto transportado en régimen de saturación)

El ensayo en modelos reducidos de ríos y canales cuyo cauce es móvil es uno de los problemas más complejos y que ponen más a prueba la habilidad del experimentador.

Un procedimiento válido es realizar el ensayo utilizando un modelo no erosionable, determinar la forma de las líneas de corriente y las distribuciones de velocidades, realizando después un estudio teórico del movimiento real a partir de las características hidráulicas deducidas del ensayo. Sin embargo, hoy en día no existe una teoría que permita este estudio y por ello, lo que busca precisamente el ensayo es cubrir esta deficiencia.



5.9 Efectos de escalas

Al no darse las condiciones de completa semejanza mecánica, pueden aparecer “efectos de escala” en los modelos donde en razón de la magnitud de la transformación adoptada existen fuerzas que cobran importancia, fundamentalmente, las fuerzas moleculares que son, por lo general, insignificantes en el prototipo y que en cambio, por el reducido tamaño del modelo se hacen relevantes los fenómenos observados en éste.

Tales fuerzas se asocian, principalmente, con las fuerzas capilares derivadas de la tensión superficial y con las fuerzas viscosas o de fricción interna.

Es por ello, que en el diseño del modelo se deben considerar ciertos límites para evitar o minimizar estos efectos de escala.

En los modelos a semejanza de Froude:

Los efectos de capilaridad se hacen despreciables cuando la carga en vertederos de pared delgada o napas vertientes a través de aberturas es mayor de 6 cm ($h \geq 6$ cm), así mismo la longitud de ondas de superficie debe ser $L \geq 1,7$ cm.

Para que se produzcan ondas de gravedad, la velocidad de la corriente en superficie libre debe ser $V \geq 23$ cm/s.

La profundidad del escurrimiento debe ser $h \geq 1,5$ cm.

Los fenómenos de cavitación, efectos de viscosidad y la tensión superficial se eliminan, si tanto el número de Weber y el número de Reynolds son suficientemente grandes.

- El régimen de escurrimiento en el modelo y prototipo debe ser el mismo: laminar o turbulento. El límite de régimen laminar $R_{ED} = 2000$ a 2300 , basado en el diámetro de la tubería o bien, $R_{ER} = 500$ a 800 basado en el radio hidráulico, permite asegurar que en el modelo no se establezca este tipo de régimen cuando en el prototipo se tiene régimen turbulento.
- El régimen turbulento que puede ser hidrodinámicamente liso, rugoso o en transición lisa-rugosa, debe conservarse en el modelo, reproduciéndose así las características del prototipo.
- Para la modelación de arrastre de fondo, debe garantizarse que las partículas granulares del prototipo, al ser reproducidas en modelo, no sean tan pequeñas que pasen a ser cohesivas. Adicionalmente debe asegurarse la independencia respecto del número de Reynolds del grano, para así lograr que la escala de diámetros relativos del grano, sea simplemente la geométrica ($d_r = L_r$)



- Cuando se utilizan modelos distorsionados, o los modelos cambian la pendiente con relación a la del prototipo, o usan sedimento de distinta densidad, es posible preservar la similitud dinámica aunque se abandone la similitud geométrica.

Estas recomendaciones no pueden ser siempre observadas, por lo que ciertos resultados del modelo pierden sus cualidades cuantitativas y sólo pueden usarse como referencias cualitativas del comportamiento del prototipo.

5.10 Calibración

Para que el modelo en estudio refleje las cualidades del prototipo que se trata de reproducir, es necesario verificar si es efectivamente capaz de reproducirlas o si es necesario efectuar cambios para superar todo aquello que discrepe con la realidad.

Estos pasos son esenciales antes de empezar cualquier investigación.

La calibración, generalmente, consiste en adecuar las condiciones y características físicas e hidráulicas, como la rugosidad del lecho, la descarga y los niveles de agua, con las del prototipo.

En modelos de cauces naturales, generalmente, la calibración consiste en un proceso iterativo en el cual se modifica la rugosidad del cauce hasta hacer equivalentes las curvas “tirante-caudal” del modelo con las del prototipo, en secciones de medición establecidas de antemano en el prototipo.

5.11 Análisis dimensional: socavación local en pilares de puentes

Como se analizó en el Capítulo 3, las variables que intervienen en el fenómeno de socavación, e influyen en la aparición de una profundidad de socavación, y siguiendo con el procedimiento descrito en el acápite 5.6.3, tenemos:

Identificación de todas las magnitudes físicas involucradas en la socavación:

- a) Características geométricas del pilar:
Longitud de la sección transversal (l), ancho de la sección transversal (b), forma de la nariz del pilar (Forma) y ángulo de incidencia con el flujo (α)
- b) Propiedades del fluido (agua):
Densidad (ρ) y viscosidad cinemática (ν)
- c) Propiedades del flujo:
Tirante de agua (y_n), velocidad media (V) y pendiente del cauce (S)
- d) Características del lecho de río:
Diámetro representativo del lecho (d), densidad del sedimento (ρ_s), velocidad crítica de iniciación de movimiento (V_c) y la fuerza tractiva de iniciación del movimiento (τ_c).
- e) Características externas:
Aceleración de la gravedad (g)

Según Melville, los efectos del tiempo generalmente no son incorporados como una variable para el análisis debido a que no se dispone de una escala de tiempo adecuada.

En el siguiente cuadro se muestran todas las magnitudes identificadas en función de sus variables fundamentales.

Tabla 5. 1, Dimensiones de las variables involucradas en el fenómeno de socavación ^{PA}

Dimenciones	Variables													
	l	b	Forma	α	ρ	v	y_n	V	S	d	ρ_s	V_c	τ_c	g
[M]	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0
[L]	1	1	0	0	-3	2	1	1	0	1	-3	1	-1	1
[T]	0	0	0	0	0	-1	0	-1	0	0	0	-1	-2	-2

De la tabla anterior se puede expresar la siguiente ecuación que describe funcionalmente la obtención de la profundidad de socavación (y_s)

$$y_s = f(l, b, \text{Forma}, \alpha, \rho, v, y_n, V, S, d, \rho_s, V_c, \tau_c, g) \quad (5.27)$$

$$\text{ó} \Rightarrow 0 = f(y_s, l, b, \text{Forma}, \alpha, \rho, v, y_n, V, S, d, \rho_s, V_c, \tau_c, g) \quad (5.28)$$

Como se aprecia en la ecuación anterior tenemos 15 variables donde una de ellas; la profundidad de socavación y_s , depende de las otras 14. Analizar la relación funcional anterior y llegar a una expresión directa de cálculo sería muy complejo y engorroso de resolver, afortunadamente con ayuda del análisis dimensional podremos reducir esta cantidad a grupos adimensionales tal como se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Numero de variables:} & n = 15 \\ \text{Numero de variables fundamentales:} & k = 3 \\ \text{Numero de grupos adimensionales:} & j = n - k = 12 \end{aligned}$$

Según esto, se pueden formar un total de 12 grupos adimensionales, para ello de entre las 15 variables involucradas se escogerán 3, que representen a las variables fundamentales.

Las variables escogidas son: la densidad del agua (ρ) en representación de [M]; el ancho del pilar (b) en representación de [L] y la velocidad media del agua (V) en representación de [T].

Tabla 5. 2, Variables fundamentales para el análisis dimensional de la socavación ^{PA}

Variable	Dimenciones
Densidad del agua	ρ [ML ⁻³]
Ancho del pilar	b [L]
Velocidad media	V [LT ⁻¹]

Una vez determinadas las dimensiones fundamentales, se procede a la determinación de los grupos adimensionales. A continuación se muestra la memoria de cálculo de los 12 grupos adimensionales que serán la base para la interacción de datos experimentales obtenidos en laboratorio.

- a) Las tres primeras dimensiones que son adimensionales por si solas son el tercer, cuarto y el séptimo parámetro de la ecuación 5.28, sin contar a las variables fundamentales, es decir ($y_s, l, Forma, \alpha, v, y_n, S, d, \rho_s, V_c, \tau_c, g$)

$$\Pi_3 = Forma$$

$$\Pi_4 = \alpha$$

$$\Pi_7 = S$$

- b) Determinación del primer parámetro adimensional:

$$\Pi_1 = y_s \rho^a b^b V^c = [L][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{1-3a+b+c} T^{-c}$$

$$a = 0$$

$$1 - 3a + b + c = 0$$

$$-c = 0$$

$$b = 3a - c - 1$$

$$c = 0$$

$$b = -1$$

$$\Pi_1 = y_s \rho^0 b^{-1} V^0$$

$$\Pi_1 = \frac{y_s}{b}$$

- c) Determinación del segundo parámetro adimensional:

$$\Pi_2 = l \rho^a b^b V^c = [L][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{1-3a+b+c} T^{-c}$$

$$a = 0$$

$$1 - 3a + b + c = 0$$

$$-c = 0$$

$$b = 3a - c - 1$$

$$c = 0$$

$$b = -1$$

$$\Pi_2 = l \rho^0 b^{-1} V^0$$

$$\Pi_2 = \frac{l}{b}$$

- d) Determinación del quinto parámetro adimensional:

$$\Pi_5 = v \rho^a b^b V^c = [L^2 T^{-1}][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{2-3a+b+c} T^{-1-c}$$

$$a = 0$$

$$2 - 3a + b + c = 0$$

$$-1 - c = 0$$

$$b = 3a - c - 2$$

$$c = -1$$

$$b = -1$$

$$\Pi_5 = v \rho^0 b^{-1} V^{-1}$$

$$\Pi_5 = \frac{v}{bV}$$

e) Determinación del sexto parámetro adimensional:

$$\Pi_6 = \gamma_n \rho^a b^b V^c = [L][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{1-3a+b+c} T^{-c}$$

$$\begin{aligned} a &= 0 & 1 - 3a + b + c &= 0 & -c &= 0 \\ & & b &= 3a - c - 1 & c &= 0 \\ & & b &= -1 \end{aligned}$$

$$\Pi_6 = \gamma_n \rho^0 b^{-1} V^0$$

$$\Pi_6 = \frac{\gamma_n}{b}$$

f) Determinación del octavo parámetro adimensional:

$$\Pi_8 = d_s \rho^a b^b V^c = [L][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{1-3a+b+c} T^{-c}$$

$$\begin{aligned} a &= 0 & 1 - 3a + b + c &= 0 & -c &= 0 \\ & & b &= 3a - c - 1 & c &= 0 \\ & & b &= -1 \end{aligned}$$

$$\Pi_8 = d_s \rho^0 b^{-1} V^0$$

$$\Pi_8 = \frac{d_s}{b}$$

g) Determinación del noveno parámetro adimensional:

$$\Pi_9 = \rho_s \rho^a b^b V^c = [ML^{-3}][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^{1+a} L^{-3-3a+b+c} T^{-c}$$

$$\begin{aligned} 1 + a &= 0 & -3 - 3a + b + c &= 0 & -c &= 0 \\ a &= -1 & b &= 3 + 3a - c & c &= 0 \\ & & b &= 0 \end{aligned}$$

$$\Pi_9 = \rho_s \rho^{-1} b^0 V^0$$

$$\Pi_9 = \frac{\rho_s}{\rho}$$

h) Determinación del décimo parámetro adimensional:

$$\Pi_{10} = V_c \rho^a b^b V^c = [LT^{-1}][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{1-3a+b+c} T^{-1-c}$$

$$\begin{aligned} a &= 0 & 1 - 3a + b + c &= 0 & -1 - c &= 0 \\ & & b &= 3a - c - 1 & c &= -1 \\ & & b &= 0 \end{aligned}$$

$$\Pi_{10} = V_c \rho^0 b^0 V^{-1}$$

$$\Pi_{10} = \frac{V_c}{V}$$

i) Determinación del onceavo parámetro adimensional:

$$\Pi_{11} = \tau_c \rho^a b^b V^c = [ML^{-1}T^{-2}][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^{1+a} L^{-1-3a+b+c} T^{-2-c}$$

$$\begin{aligned} 1 + a &= 0 & -1 - 3a + b + c &= 0 & -2 - c &= 0 \\ a &= -1 & b &= 3a - c + 1 & c &= -2 \\ & & b &= 0 & & \end{aligned}$$

$$\Pi_{11} = \tau_c \rho^{-1} b^0 V^{-2}$$

$$\Pi_{11} = \frac{\tau_c}{\rho V^2}$$

j) Determinación del doceavo parámetro adimensional:

$$\Pi_{12} = g \rho^a b^b V^c = [LT^{-2}][ML^{-3}]^a [L]^b [LT^{-1}]^c = M^a L^{1-3a+b+c} T^{-2-c}$$

$$\begin{aligned} a &= 0 & 1 - 3a + b + c &= 0 & -2 - c &= 0 \\ & & b &= 3a - c - 1 & c &= -2 \\ & & b &= 1 & & \end{aligned}$$

$$\Pi_{12} = g \rho^0 b^1 V^{-2}$$

$$\Pi_{12} = \frac{gb}{V^2}$$

Definidos todos los parámetros adimensionales se puede expresar la siguiente relación funcional de estos de la forma $\Pi_1 = \varphi(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k})$.

$$\frac{y_s}{b} = \varphi\left(\frac{l}{b}, Forma, \alpha, \frac{v}{bV}, \frac{y_n}{b}, S, \frac{d_s}{b}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{V_c}{V}, \frac{\tau_c}{\rho V^2}, \frac{gb}{V^2}\right) \quad (5.29)$$

$$\Pi_1 = \frac{y_s}{b} \quad \Pi_2 = \frac{l}{b} \quad \Pi_3 = Forma \quad \Pi_4 = \alpha$$

$$\Pi_5 = \frac{v}{bV} \quad \Pi_6 = \frac{y_n}{b} \quad \Pi_7 = S \quad \Pi_8 = \frac{d_s}{b}$$

$$\Pi_9 = \frac{\rho_s}{\rho} \quad \Pi_{10} = \frac{V_c}{V} \quad \Pi_{11} = \frac{\tau_c}{\rho V^2} \quad \Pi_{12} = \frac{gb}{V^2}$$

5.11.1 Influencia de l/b (Π_2)

A pesar que investigadores 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 $\Pi_5 = \frac{l}{b}$ puede ser usado para el análisis.

5.11.2 Influencia de la forma del pilar (Π_3)

Varios estudios de socavación de pilares de puentes dan los valores de factores de la forma que influyen aquellos hechos por Laursen y Toch (1956), Larras (1963), Maza Álvarez (1968), y Richardson (1993). Meville 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 4.3 y 4.7** del capítulo 4 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 pilares. Los valores de estos factores se muestran en la Tabla 5.555 para una sola fila y doble fila del grupo en términos del ángulo 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 5. 3, Factor de corrección para un grupo de pilotes, Melville (1997) ^{PA}

Tipo	Espaciamento/ Diámetro del pilote	Factor de corrección		
		$\alpha < 5^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
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	-

Meville 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 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 5.1**. 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.

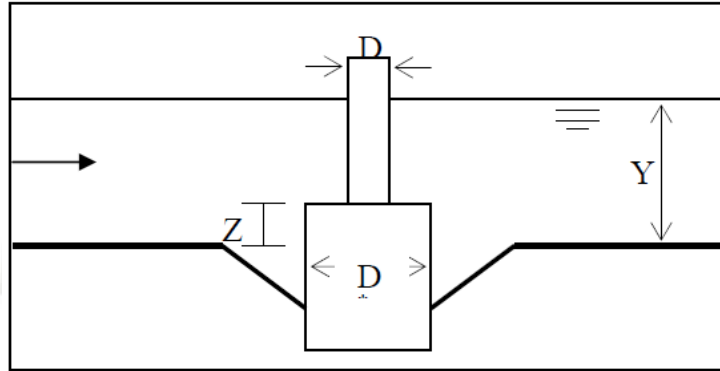


Figura 5. 1, Variables para la socavación en pilares cilíndricos no uniformes. Melville (1997) ^{PA}

$$D_e = D \left(\frac{y_n - Z}{y_n + D^*} \right) + D^* \left(\frac{D^* + Z}{y_n + D^*} \right) \quad (5.30)$$

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 .

$$D_e = \frac{0.52T_d D_d + D(y_n - 0.52T_d)}{y_n} \quad (5.31)$$

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 5.2**. Sin embargo dependen del espacio entre los pilares.

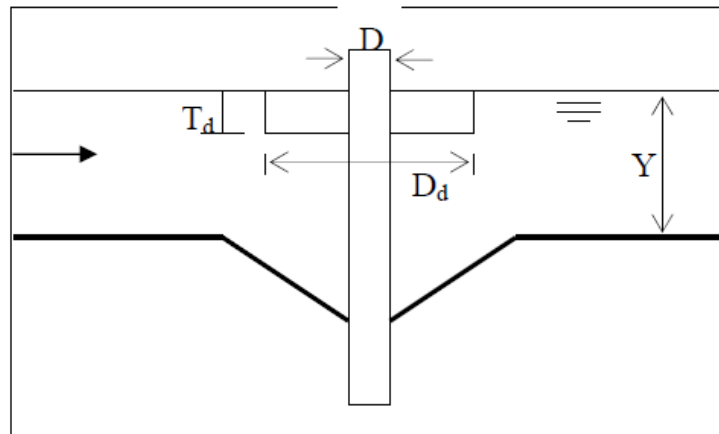


Figura 5. 2, Variables geométricas para los efectos de escombros flotantes o palizada en los pilares de puente. Melville (1997) ^{PA}

5.11.3 Influencia de la alineación del pilar (Π_4)

El parámetro $\Pi_4 = \alpha$ define el ángulo de incidencia de del flujo con la dirección del pilar. 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 alineación para pilares dados por Richardson (1993) concuerdan razonablemente con los de Laursen y Toch (1956) y se muestran en la **Tabla 4.8** del Capítulo 4 para valores diferentes de la relación longitud del pilar y ancho de este, 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 alineación del flujo, un pilar circular cilíndrico (factor igual a 1 independientemente del ángulo de alineación) o pilares compuestos por una sola fila de pilares circulares dependiendo del espaciamiento (factor menor a 1.2 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.

5.11.4 Influencia de la velocidad del flujo ($\Pi_5, \Pi_{10}, \Pi_{11}, \Pi_{12}$)

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

$$\Pi_5 = \frac{v}{bV} \quad \Pi_{10} = \frac{V_c}{V} \quad \Pi_{11} = \frac{\tau_c}{\rho V^2} \quad \Pi_{12} = \frac{gb}{V^2}$$

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.

5.11.4.1 Influencia de la velocidad sin considerar parámetros de iniciación de movimiento (Π_5, Π_{12})

Tendremos en cuenta los parámetros:

$$\Pi_5 = \frac{v}{bV} \quad \Pi_{12} = \frac{gb}{V^2}$$

Si invertimos el primero de ellos obtendremos $\Pi_5^{-1} = \frac{bV}{v}$ 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.

$$Re_p = \frac{bV}{v} \quad (5.32)$$

Ahora si invertimos el segundo parámetro y extraemos la raíz cuadrada, tanto al numerador como al denominador, obtendremos $\Pi_{12}^{-1/2} = \frac{V}{\sqrt{gb}}$ este último parámetro tiene semejanza con el Número de Froude que en el estudio de los movimientos de líquido con superficie libre

nos da el régimen del movimiento (Subcrítico, Supercrítico o Crítico), en este caso se denominará “Número de Froude del Pilar (F_p)” para el análisis de su influencia.

$$F_p = \frac{V}{\sqrt{gb}} \quad (5.33)$$

Si a la ecuación 5.33 la multiplicamos y dividimos por $\sqrt{y_n}$ obtendremos:

$$\frac{V}{\sqrt{gb}} \frac{\sqrt{y_n}}{\sqrt{y_n}} = \frac{V}{\sqrt{gy_n}} \frac{\sqrt{y_n}}{\sqrt{b}} \Rightarrow F \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/2} \quad (5.34)$$

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

5.11.4.2 Influencia de la velocidad del flujo considerando la iniciación de movimiento (Π_{10}, Π_{11})

Se tomarán en cuenta los parámetros:

$$\Pi_{10} = \frac{V_c}{V} \quad \Pi_{11} = \frac{\tau_c}{\rho V^2}$$

Si invertimos el primer parámetro obtendremos $\Pi_{10}^{-1} = \frac{V}{V_c}$ éste último parámetro es utilizado por varios autores (entre ellos Hancu, Breusers, Melville y otros) en las fórmulas de socavación de pilares de puentes.

$$\Pi_{10}^{-1} = \frac{V}{V_c} \quad (5.35)$$

Ahora si invertimos el segundo parámetro obtendremos $\Pi_{11}^{-1} = \frac{\rho V^2}{\tau_c}$, 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 $\rho V^2 = \frac{2}{\lambda} \gamma RS$ 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 Π_{11}^{-1} y obviamos la constante obtenemos:

$$\Pi_{11}^{-1} = \frac{\tau}{\tau_c} \quad (5.36)$$

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

5.11.5 Influencia de la Profundidad del Flujo (Π_6)

El parámetro $\Pi_6 = \frac{y_n}{b}$ 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 de flujo (y_n) y la dimensión transversal del pilar (b_1). 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 del 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 intermedias, y_s depende de y_n y b . Melville (1997)

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

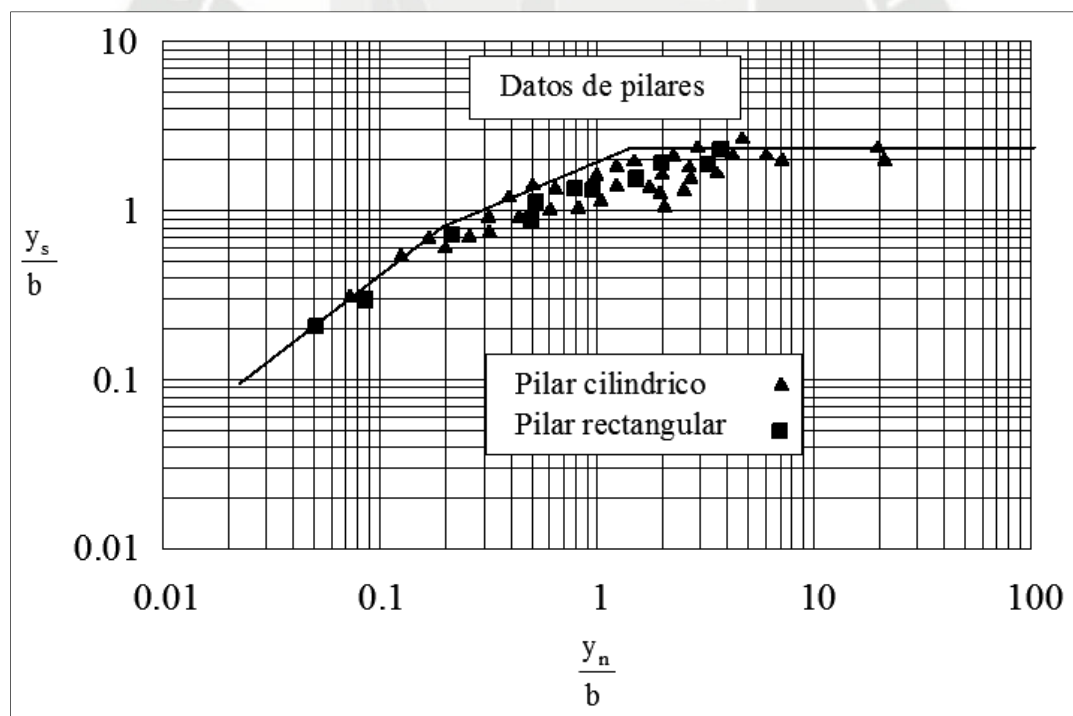


Figura 5.3, Datos de socavación en pilares cilíndricos en términos de y_n/b con y_s/b (Melville) ^{PA}



Melville (1997) analizó y graficó datos de socavación de pilares en términos de y_n/b con y_s/b , **Figura 5.3**, 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 $b/d_{50} \geq 50$.

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.

5.11.6 Influencia del tamaño del sedimento y las formas de fondo (Π_8)

El análisis en este caso analizaremos el parámetro $\Pi_8 = \frac{d_s}{b}$, que al invertirlo resulta $\Pi_8^{-1} = \frac{b}{d_s}$ que es el coeficiente que muestra 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.



5.11.7 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.



CAPÍTULO 6 : INSTALACIONES PARA LA INVESTIGACION, EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS

6.1 Instalaciones para la investigación

La presente investigación fue realizada en las instalaciones del Laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santa María (Arequipa – Perú), para lo cual se construyó un canal de pendiente variable de 3.6 metros de longitud que fue el principal equipamiento para la modelación hidráulica de un cauce de río.

6.1.1 Construcción del sistema para los ensayos

El sistema estuvo conformado por varias estructuras que permitían el funcionamiento y circulación cerrada de agua a través del canal de pendiente variable, mencionado anteriormente.

Todo el sistema estuvo conformado por:

- a) Cisterna
- b) Tanque elevado
- c) Canal de pendiente variable
- d) Desarenador y tanque de disipación
- e) Vertedero
- f) Banco de bombas

Todas las partes del sistema narrados se muestran en la **Figura 6.1**.

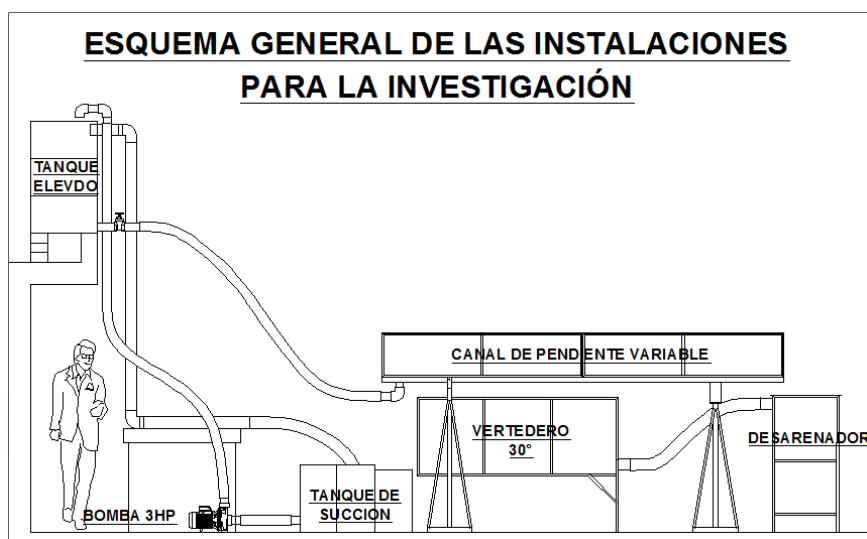


Figura 6. 1, Sistema de circulación cerrada para los ensayos. ^{PA}

Todas las piezas del sistema fueron construidas en su mayoría con ángulos de acero, el diseño del sistema no será analizado ya que este fue construido para dar factibilidad a la realización de los ensayos. A continuación se describe brevemente la construcción de cada uno de las partes del sistema.

a) Cisterna

La función principal de la cisterna era almacenar agua y así poder dotar de esta a todo el sistema, para ello se utilizó una piscina desarmable marca Bestway que tenía una capacidad de almacenamiento de 1.7m³, **Figura 6.2**.



Figura 6. 2, Cisterna del sistema, (Piscina Bestway) ^{PA}

b) Tanque elevado

El tanque elevado estuvo constituido por un bidón con una capacidad de 200 litros, el objetivo de incluir este elemento en el sistema era para poder regular el caudal que ingresaba al canal, generando altura de presión regulada por una válvula de 3" de diámetro.

En las siguientes imágenes se muestra la instalación del tanque elevado:
Para la correcta ubicación del tanque elevado se construyó un soporte de madera que se muestra en la Figura 6.3



Figura 6. 3, Soporte de madera para el tanque elevado ^{PA}

Este soporte de madera fue ubicado sobre dos muros que colindaban con la zona donde posteriormente se ubicaría el canal de pendiente variable con el resto de los equipos.



Figura 6. 4, Fijación del soporte de madera para el tanque elevado. ^{PA}

Finalmente se colocó el tanque elevado en su lugar, previo a ello se habilitó e instaló las tuberías y accesorios correspondientes: la de llegada de agua, la de rebose y la de salida.



Figura 6. 5, Tanque elevado 200 litros, Ubicación final ^{PA}

c) Canal de pendiente variable

El canal de pendiente variable estuvo constituido por un armazón metálico de 3.6m de largo con una sección de 0.4m x 0.4m. La base del canal está constituido por planchas metálicas y las paredes de planchas de acrílico transparente de 2mm de espesor. Tiene dos apoyos uno fijo a una altura de 1.8m y un apoyo móvil donde se ensambló una gata mecánica que permita la variación de la pendiente del canal, este permite variar la pendiente desde 0% a 7%. **Figura 6.6 y 6.7**



Figura 6. 6, Canal de pendiente variable en el proceso de construcción, antes de prueba de funcionamiento. ^{PA}



Figura 6. 7, Ensamble del canal de pendiente variable en Laboratorio de Ing. Civil de la UCSM ^{PA}

d) Desarenador y tanque de disipación

Dentro del sistema se diseñó una estructura que cumplía una doble función, la primera fue la de desarenador, esta estructura estuvo ubicada a salida del canal del pendiente variable recepcionando el agua con sedimentos que venía del canal. Esta estructura también fungía como tanque de disipación del chorro de caída de agua que venía del canal de pendiente variable. **Figura 6.8 y 6.9**



Figura 6. 8, Desarenador/Tanque de disipación ensamblado. ^{PA}



Figura 6. 9, Desarenador/Tanque de disipación en funcionamiento. ^{PA}

e) Vertedero

Estuvo conformado por un tanque de aproximación de dimensiones 0.36m x 0.7m x 1.8m, el vertedero triangular tuvo una abertura de 30° que se calibro una vez instalado, dentro del tanque de aproximación de colocaron obstáculos a la salida de agua proveniente del tanque dissipador de energía, con el objetivo de disipar las ondas del nivel de agua y así poder tomar lectura de la altura carga de agua sobre el vertedero.

A los costados del tanque de aproximación se diseñaron dos ventanas de acrílico transparentes para poder observar la altura de agua.



Figura 6. 10, Obstáculo colocador a la salida de agua al tanque de aproximación ^{PA}



Figura 6. 11, Vertedero en funcionamiento. ^{PA}

f) Banco de bombas

El banco de bombas utilizado para esta investigación estuvo conformado por 4 bombas; una bomba de 2HP con una capacidad de 10l/s y 3 bombas más pequeñas de 0.5HP con una capacidad de 0.5l/s. Figura 6.654



Figura 6. 12, Banco de bombas; una bomba de 2HP y tres de 0.5HP. ^{PA}

6.2 Procedimiento para la toma de datos en los ensayos

El procedimiento realizado para cada ensayo de socavación estuvo constituido de los siguientes pasos:

- Se llenaron los tanques de agua; el tanque cisterna, el tanque elevado, el tanque de disipación y el tanque de aproximación para el vertedero.
- Se colocó la arena a ensayar dentro del canal de pendiente variable. En los primeros 50 cm del canal se colocó un enrocado con un diámetro de entre 2 y 3 cm, esto con la finalidad de evitar socavaciones locales a la entrada del canal y permitir la estabilización del flujo aguas abajo.
- Se colocó el pilar respectivo de cada ensayo apoyado sobre el fondo del canal, posterior a esto se saturó de agua todo el lecho, activando una de las bombas de agua.

Los procedimientos a) b) y c) se realizaron cada vez que era necesario y no en todos los ensayos.

- Antes de iniciar el ensayo se nivelaba el lecho antes y después del pilar aproximadamente 1.2m antes y 0.6m después del pilar. Además de ello se “compactaba el lecho” con pequeños golpes, esto para eliminar los vacíos de aire.
- Se establecía una pendiente con ayuda del apoyo móvil del canal.
- Una vez preparado todo esto se tomaba lectura de las condiciones iniciales del lecho con un limnómetro de punta.
- Se encendían las bombas de agua necesarias y se graduaba el caudal con la válvula de entrada al canal.
- Se marcaba con un cronometro el tiempo desde el primer contacto del agua con el pilar, y se procedían a medir todos los parámetros tal y como se describe a continuación.



6.2.1 Medición de Caudales

Esto fue posible con el uso de un vertedero de 30°, para esto se tuvo que calibrar, para ello se hizo funcionar el sistema para distintos caudales.

En la Tabla 6.1 se muestra los datos respectivos para la calibración del vertedero.

Tabla 6. 1, Datos para la calibración del vertedero ^{PA}

#	H (cm)	Vol (l)	t (s)	Q real (l/s)	Q Calculado (l/s)	k Q_r/Q_c
1	18.00	14.76	2.28	6.47	8.70	0.74
2	18.20	15.76	2.47	6.38	8.94	0.71
3	18.20	15.41	2.60	5.93	8.94	0.66
4	18.00	17.09	2.75	6.21	8.70	0.71
5	18.00	14.60	2.75	5.31	8.70	0.61
6	16.00	10.54	2.47	4.27	6.48	0.66
7	16.00	10.10	2.13	4.74	6.48	0.73
8	16.00	12.09	2.88	4.20	6.48	0.65
9	16.00	10.70	2.69	3.98	6.48	0.61
10	16.00	8.67	1.94	4.47	6.48	0.69
11	16.00	10.16	2.41	4.22	6.48	0.65
12	15.50	11.31	2.78	4.07	5.99	0.68
13	15.60	11.18	2.75	4.07	6.08	0.67
14	15.50	9.69	2.25	4.31	5.99	0.72
15	15.50	10.31	2.47	4.17	5.99	0.70
16	15.50	7.60	1.79	4.25	5.99	0.71
17	14.60	11.22	3.31	3.39	5.16	0.66
18	14.60	8.06	2.22	3.63	5.16	0.70
19	14.60	11.52	3.31	3.48	5.16	0.68
20	14.60	8.52	2.53	3.37	5.16	0.65
21	13.40	9.35	3.09	3.03	4.16	0.73
22	13.40	9.59	3.28	2.92	4.16	0.70
23	13.40	8.96	3.10	2.89	4.16	0.69
24	13.30	10.38	3.78	2.75	4.08	0.67
25	11.60	9.05	4.38	2.07	2.90	0.71
26	11.60	10.02	4.91	2.04	2.90	0.70
27	11.50	11.00	5.59	1.97	2.84	0.69
28	11.50	9.70	4.72	2.06	2.84	0.72
29	8.70	10.30	9.79	1.05	1.41	0.74
30	8.70	8.19	7.62	1.07	1.41	0.76
31	8.80	8.45	7.84	1.08	1.45	0.74
32	8.80	11.49	11.50	1.00	1.45	0.69

Por el método matemático de regresión cuadrática se obtuvo la siguiente ecuación para la estimación del caudal:

$$Q = 5.596 \times 10^{-3} H^{2.407} \quad (6.1)$$

dónde:

Q : Caudal de flujo. (l/s)
 H : Altura de carga sobre el vertedero triangular (cm)

Para la ecuación 6.1 se graficó la curva Q vs. H , que se muestra en la Figura 6.1654

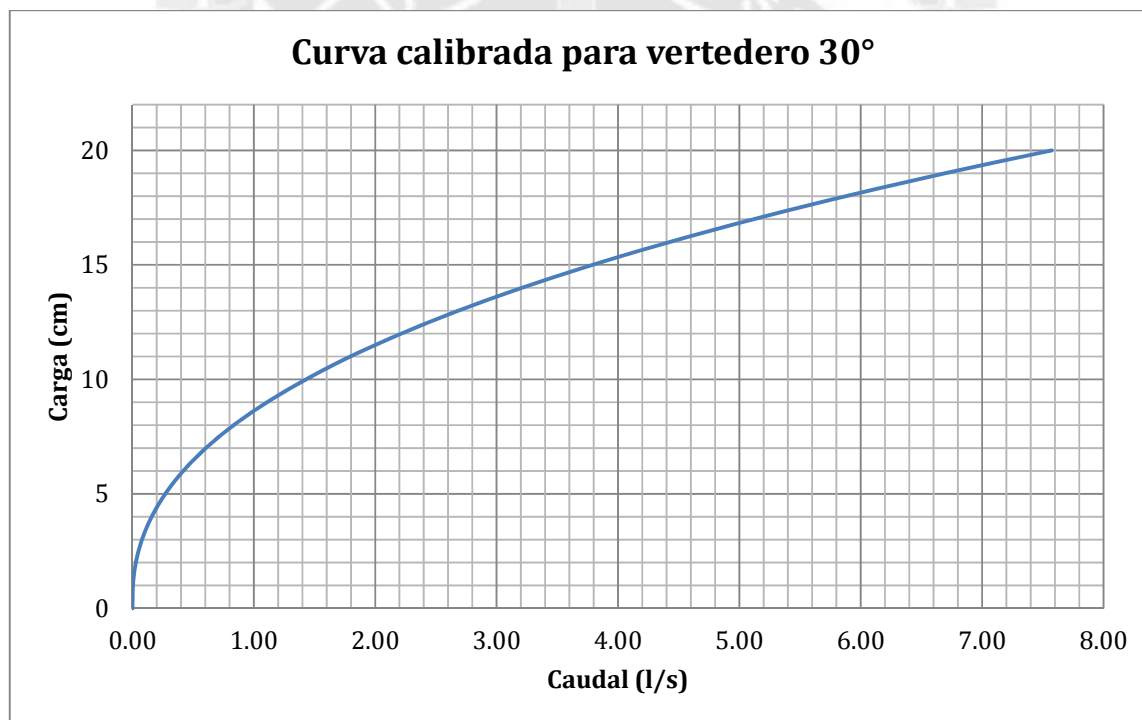


Figura 6. 13, Curva calibrada para medición de caudales con el vertedero triangular de 30° PA

Durante todos los ensayos se tomó lectura de la altura de carga sobre el vertedero, esto se hizo con una regla transparente pegada aguas arriba del vertedero, en una de las ventanas de observación laterales del tanque de aproximación.

En algunos ensayos se tomó lectura más de una vez de la altura de carga sobre el vertedero, para así tener valores promedio.



6.2.2 Medición de la pendiente de cauce

Para la medición de las pendientes se tomaban dos puntos a lo largo del canal para los que se medía su distancia longitudinal horizontal, y la diferencia de cotas con el empleo de un Teodolito marca Leica.

El cociente de la distancia vertical entre la horizontal nos daba la pendiente, finalmente se consideró la pendiente promedio de todas la mediciones hechas durante cada ensayo.

6.2.3 Medición de tirantes

Para tomar lectura a los tirantes de agua se trabajó mediante dos métodos, el primero consistió en medir directamente el tirante de agua por las paredes transparentes del canal.

El segundo método de medición fue con ayuda de un limnómetro de punta; antes de finalizar el ensayo se tomaban lectura de la altura de la superficie de agua con respecto a un punto de referencia, una vez terminado el ensayo y por ende suspendiendo el funcionamiento de las bombas de agua, se tomaba lectura con respecto al mismo nivel de referencia del limnómetro, la superficie del lecho.

El promedio de la diferencia de estas dos lecturas daba como resultado el tirante de agua de cada ensayo. Es importante mencionar que las lecturas de los tirantes son efectuados justo antes de la ubicación del pilar.

6.2.4 Medición de velocidades

Para medir las velocidades del flujo de agua se utilizó el método del flotador; que consistió en calcular el tiempo que tardaba un tozo de triplay de 1cm x 1.5cm, en flotar por el agua a lo largo de una distancia previamente media.

La división de esta distancia entre el tiempo que fue medido con un cronometro, nos daba el valor de la velocidad superficial del flujo.

6.2.5 Medición de la temperatura

Para la medición de la temperatura del agua se utilizó un Termómetro de mercurio fijado a la pared interna del canal a la entrada, en contacto con el agua.

Se realizaron más de una mediación de la temperatura en cada ensayo esto con la finalidad de obtener un promedio y así estimar la densidad u la viscosidad cinemática del agua.

6.2.6 Medición de la profundidad de socavación

Para las mediciones de la profundidad de socavación es emplearon pilares hechos de acrílico transparente, y fundamentalmente con un visor que tenía incorporado en un extremo un espejo a 45°, que según la Ley de Snell ocasiona una distorsión nula. **Figura 6.14**

Antes del ensayo se tomaba lectura del nivel inicial del lecho, en las cintas graduadas adheridas al pilar, y durante todo el ensayo se iban registrando las variaciones del nivel de lecho. La diferencia de estas variación con la lectura de las condiciones iniciales daban como resultado la profundidad de socavación, bajo la siguiente convención, si la diferencia daba positiva significaba que el nivel había disminuido y por ende nos referimos a una socavación, por lo contrario si la diferencia arroja signos negativos se había producido una deposición de sedimentos.

Las lecturas de la profundidad de socavación tuvieron mayor densidad al inicio de cada ensayo ya que durante los primeros minutos se producía la mayor variación del lecho.



Figura 6. 14, Visor con espejo adherido a 45°. PA

6.3 Pilares a escala

Para la confección de los pilares previamente se hicieron pilares de madera los cuales serían el molde para los pilares que finalmente se utilizaron en los ensayos, estos últimos se hicieron moldeando acrílico con fuego sobre los moldes de madera. **Figura 6.15**

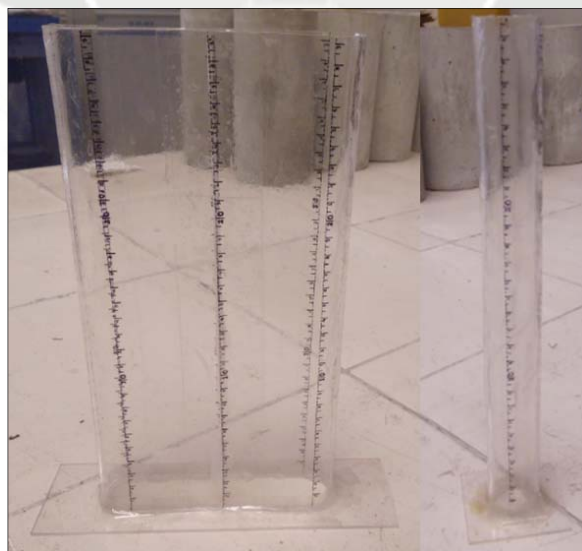


Figura 6. 15, Pilares de acrílico utilizado en los ensayos. PA

En la sección 2.2.1.1 se presenta un listado de las secciones de pilares de algunos puentes en el Perú, siendo el ancho promedio aproximadamente 1.2m. Por ello para una escala de 1/40 los pilares fueron construidos con un ancho de 3cm.

La sección de los pilares utilizados se muestra en la **Figura 6.16** junto con la nomenclatura de los puntos de interés para la medición de la profundidad de socavación en cada ensayo.

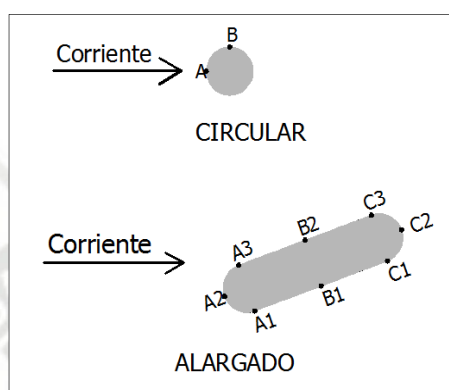


Figura 6. 16, Puntos de interés para la medición de la profundidad de socavación;
Pilar circular y Pilar alargado. ^{PA}

6.4 Material de lecho utilizado

El material de lecho estuvo conformado por dos tipos de granulometría, una granulometría “fina” y una granulometría “gruesa”, los cuadros de granulometría se presenta en las **Tablas 6.2 y 6.3** las curvas granulométricas se presentan en la **Figura 6.17**

Tabla 6. 2, Cuadro del análisis granulométrico del agregado 1, $d_{50} = 0.73\text{mm}$ ^{PA}

GRANULOMETRÍA MUESTRA FINA					
Malla	Diametro (mm)	Peso (gr)	% Retenido (%)	% Acumulado (%)	% Pasante (%)
# 12	1.70				100.00
# 16	1.18	15.00	0.64	0.64	99.36
# 20	0.85	945.00	40.31	40.31	59.05
# 30	0.60	432.00	18.43	18.43	40.63
# 40	0.43	383.00	16.34	16.34	24.29
# 50	0.30	302.50	12.90	12.90	11.39
# 80	0.18	193.00	8.23	8.23	3.16
# 100	0.15	28.00	1.19	1.19	1.96
# 200	0.08	37.00	1.58	1.58	0.38
Fondo		9.00	0.38	0.38	0.00
Total		2344.50			
$d_{50} = 0.73 \text{ mm}$					

Tabla 6. 3, Cuadro del análisis granulométrico del agregado 2, $d_{50} = 1.18\text{mm}$ ^{PA}

GRANULOMETRÍA MUESTRA GRUESA					
Malla	Diametro (mm)	Peso (gr)	% Retenido (%)	% Acumulado (%)	% Pasante (%)
1/4"	6.30				100.00
# 4	4.75	5.00	0.29	0.29	99.71
# 8	2.36	396.50	23.39	23.39	76.32
# 10	2.00	135.50	7.99	7.99	68.33
# 12	1.70	105.00	6.19	6.19	62.14
# 16	1.18	206.50	12.18	12.18	49.96
# 20	0.85	222.50	13.12	13.12	36.83
# 30	0.60	221.00	13.03	13.03	23.80
# 40	0.43	165.00	9.73	9.73	14.07
# 50	0.30	127.50	7.52	7.52	6.55
# 80	0.18	86.00	5.07	5.07	1.47
# 100	0.15	9.50	0.56	0.56	0.91
# 200	0.08	8.50	0.50	0.50	0.41
Fondo		7.00	0.41	0.41	0.00
Total		1695.50			
$d_{50} = 1.18 \text{ mm}$					

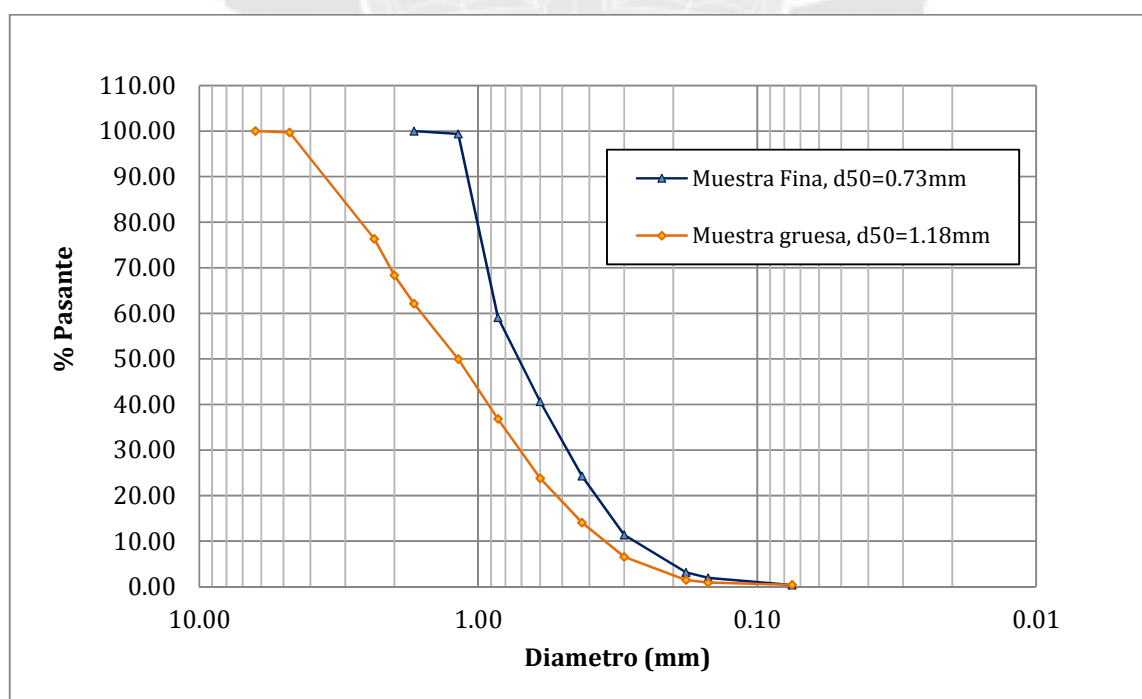


Figura 6. 17, Curvas granulométricas de las muestras utilizadas en los ensayos ^{PA}

Se encontró mediante pruebas de laboratorio la gravedad específica para cada una de las muestras utilizadas en los ensayos, obteniéndose:

- a) Muestra fina; $G_s = 2.64$, por ende $\gamma = 2612.78 \text{ kgf/m}^3$
- b) Muestra fina; $G_s = 2.36$, por ende $\gamma = 2334.72 \text{ kgf/m}^3$

Adicional a esto, se extrajeron muestras de lecho real de un río local (Río Socabaya – Arequipa) donde se ha cimentado un pilar de sección alargado. **Figura 6.18**



Figura 6. 18, Puente “La mansión del fundador” Ciudad mi trabajo, Socabaya - Arequipa ^{PA}

La curva granulométrica de la muestra extraída se presenta en la **Figura 6.19**, como ve en la figura el d_{50} es igual a 15.75mm, que con la escala geométrica (1/40) equivale a un d_{50} en modelo equivalente a 0.39mm

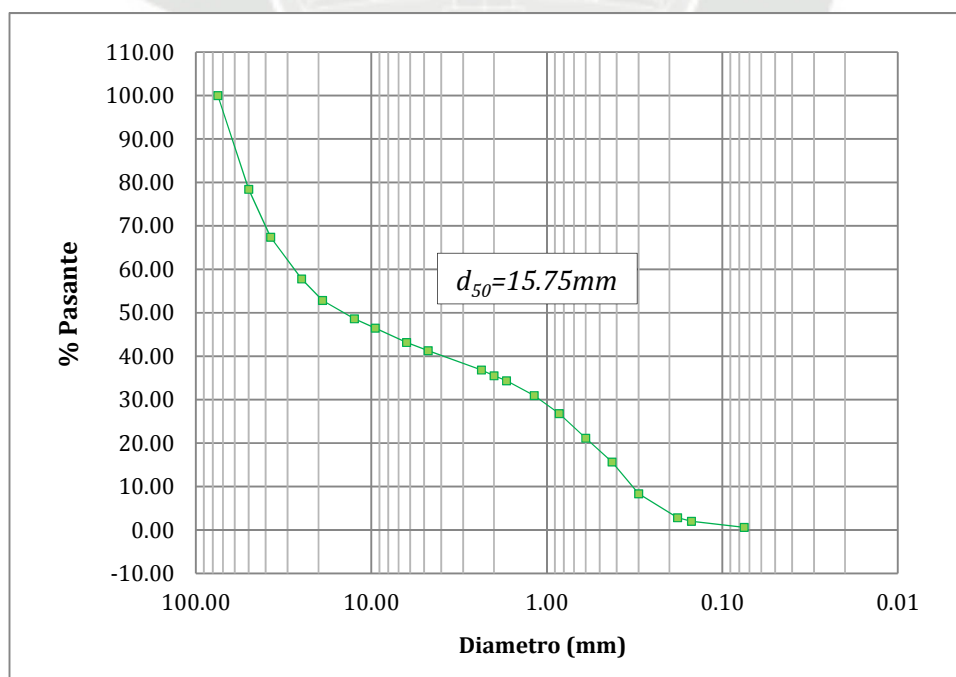


Figura 6. 19, Curva granulométrica de la muestra extraída del puente “Mansión del Fundador” ^{PA}



CAPÍTULO 7 : DATOS ADQUIRIDOS DEL MODELAMIENTO

7.1 Generalidades

Para el presente trabajo de investigación se realizaron un total de sesenta ensayos de laboratorio en los cuales se tomó medida de la profundidad de socavación tal como se describió en el capítulo anterior. Se ensayaron dos secciones de pilares para ellos veinte ensayos correspondieron a un pilar de sección circular y cuarenta ensayos para un pilar de sección alargada, estos ensayos se realizaron para distintas condiciones de caudal, pendiente de cauce, granulometría y ángulo de incidencia del flujo con el pilar, dichas características de muestran en la **Tabla 7.1**.

En la **Tabla 7.2** se muestra el resumen (máximos y mínimos) de todos los parámetros medidos y calculados para los sesenta ensayos.

7.2 Geometría de los pilares del modelo

En la realización de estos ensayos se utilizaron dos tipos de pilares, los que como ya se describió representan los pilares de mayor presencia en la construcción de puentes de Perú; el primero fue uno de sección circular con un diámetro igual a 3.37cm y el segundo fue un pilar de sección alargada de ancho igual a 3.4cm y largo 15.4cm tal y como se muestra en la Figura 7.1.



Tabla 7. 1, Patrón de características generales para los ensayos ^{PA}

Ensayo	Alineación con el flujo	Forma del Pilar	Granulometría d ₅₀	Ensayo	Alineación con el flujo	Forma del Pilar	Granulometría d ₅₀
#	(°)	[]	(mm)	#	(°)	[]	(mm)
1	-	Circular	0.73	31	10	Alargado	0.73
2	-	Circular	0.73	32	10	Alargado	0.73
3	-	Circular	0.73	33	10	Alargado	0.73
4	-	Circular	0.73	34	10	Alargado	0.73
5	-	Circular	0.73	35	10	Alargado	0.73
6	-	Circular	0.73	36	10	Alargado	0.73
7	-	Circular	0.73	37	10	Alargado	0.73
8	-	Circular	0.73	38	10	Alargado	0.73
9	-	Circular	0.73	39	10	Alargado	0.73
10	-	Circular	0.73	40	10	Alargado	0.73
11	-	Circular	1.18	41	10	Alargado	1.18
12	-	Circular	1.18	42	10	Alargado	1.18
13	-	Circular	1.18	43	10	Alargado	1.18
14	-	Circular	1.18	44	10	Alargado	1.18
15	-	Circular	1.18	45	10	Alargado	1.18
16	0	Alargado	0.73	46	20	Alargado	0.73
17	0	Alargado	0.73	47	20	Alargado	0.73
18	0	Alargado	0.73	48	20	Alargado	0.73
19	0	Alargado	0.73	49	20	Alargado	0.73
20	0	Alargado	0.73	50	20	Alargado	0.73
21	0	Alargado	0.73	51	20	Alargado	0.73
22	0	Alargado	0.73	52	20	Alargado	0.73
23	0	Alargado	0.73	53	20	Alargado	0.73
24	0	Alargado	0.73	54	20	Alargado	0.73
25	0	Alargado	0.73	55	20	Alargado	0.73
26	0	Alargado	1.18	56	20	Alargado	1.18
27	0	Alargado	1.18	57	20	Alargado	1.18
28	0	Alargado	1.18	58	20	Alargado	1.18
29	0	Alargado	1.18	59	20	Alargado	1.18
30	0	Alargado	1.18	60	20	Alargado	1.18

NOTA: En el Anexo A se presenta el detalle de los datos de laboratorio obtenidos para cada uno de los ensayos realizados en la presente investigación.



Tabla 7. 2, Resumen de valores para los parámetros medidos y calculados. ^{PA}

Rango	Geometría del pilar				Características de Flujo										Material				Socavación	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
	Ancho	Largo	Alineación	Forma	Caudal	Pendiente de cauce	Tirante	Velocidad Medida	Temperatura	Viscosidad Cinematica	Velocidad Calculada	Relacion (8)/(11)	Numero de Froude	Peso Especifico	Diametro	Peso Especifico	Profundidad socavada	Ubicación		
	<i>b</i>	<i>L</i>	α		<i>Q</i>	<i>S</i>	<i>y_n</i>	<i>V_m</i>	<i>T</i> ^o	ν	<i>V</i>		<i>F</i>	γ	<i>d</i> ₅₀	γ_s	<i>y_s</i>			
	(cm)	(cm)	(°)	[]	(l/s)	(%)		(m/s)	(°C)	*10 ⁻⁶ (m ² /s)	(m/s)	[]	[]	(kgf/m3)	(mm)	(kgf/m3)	(cm)	[]		
Máximo			20°		5.92	3.05	5.38	0.70	19.90	1.31	0.49	0.99	0.91	999.70	1.18	2612.78	7.20			
Mínimo			0°		1.05	0.21	1.04	0.26	12.97	1.03	0.20	0.62	0.35	998.22	0.73	2334.72	1.60			

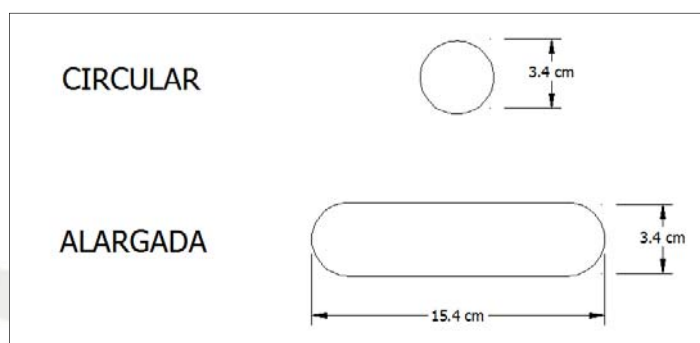


Figura 7. 1, Características geométricas de los pilares ensayados ^{PA}

7.3 Caudales

Para la obtención de caudales se utilizó un vertedero de 30° para lo que se medía la altura de agua sobre el vertedero aguas arriba como se explica en el capítulo 6.

La ecuación calibrada con el método de regresión cuadrática para la obtención de caudales fue $Q = 5.596 \times 10^{-3} H^{2.407}$, donde la H es la altura de carga de agua 5H aguas arriba del vertedero media en (cm) y Q es el caudal calculado en (l/s).

En todos los ensayos se tomó la altura de carga en algunos otros hasta más de 2 lecturas de altura, concertando en la variación del caudal durante el ensayo era prácticamente nulo, el resumen de los caudales obtenidos se presente en la **Tabla 7.3**. El rango de caudales obtenidos están comprendidos entre un mínimo de 1.05 l/s y un máximo de 5.92 l/s.

7.4 Pendiente del cauce

La toma de lectura de pendiente se realizó al inicio de cada prueba y durante el tiempo que tardaba cada ensayo, es por la variación de cotas que se presentaba en el fondo del canal aguas arriba. Esto era más notorio en los ensayos con gran pendiente donde a medida que transcurría en tiempo del ensayo la pendiente del cauce disminuía hasta encontrar un estado aproximado de equilibrio.

El rango de pendientes utilizadas en los ensayos estuvo comprendida por un mínimo de 0.21% y un máximo de 3.05%. Estos valores se muestran en la **Tabla 7.3**.

7.5 Tirante de agua

Los tirantes de agua se midieron tal como se describió en el capítulo anterior, obteniéndose rangos con un valor mínimo de 1.04 cm y un máximo de 5.38 cm, cabe mencionarse que para cada ensayo los tirantes no fueron constantes y fueron variando a lo largo de todo el ensayo, esto ocurría primordialmente en los ensayos con pendiente considerable, lo suficiente como para que ocurra un arrastre de sedimentos que alteraban de forma más acelerada las cotas del lecho de río, es por ello que en los prácticamente todos los ensayos se procuró utilizar estados



de “clear wáter”. El resumen de los tirantes promedio para cada ensayo se muestra en la **Tabla 7.4.**

7.6 Velocidades

Las velocidades superficiales se midieron durante el tiempo que tomaba cada ensayo, esto utilizando el método del flotador que consistía en una sección de madera triplay de 1cm por 1.5cm y un espesor de 4mm. El rango de velocidades medidas en los ensayos estuvo comprendida por un mínimo de 0.26 m/s y un máximo de 0.70 m/s.

Además de ello con la ecuación de continuidad se calculó los valores de la velocidad media obteniéndose un rango de valores con un mínimo de 0.20 m/s y un máximo de 0.49 m/s. Por ende también se calculó la relación entre la velocidad superficial del agua y la velocidad media, demostrando que la velocidad superficial en todos los ensayos siempre era mayor. El rango de valores de esta relación de velocidades estuvo comprendido entre un mínimo de 0.62 y un máximo de 0.99.

Con los valores de la velocidad media se estimó el Numero de Froude, parámetro fundamental para la similitud cinemática, el rango de Números de Froude ensayados estuvo comprendido entre un mínimo de 0.35 y un máximo de 0.91. El resumen de todos estos valores se presentan en la **Tabla 7.4.**

7.7 Temperatura del agua

La temperatura del agua se tomó en todos los ensayos de socavación con un termómetro, en casi todos los ensayos se tomó más de una lectura utilizando finalmente el promedio de estos valores. Para los 60 ensayos se obtuvieron valores con un mínimo de 12.97°C y hasta un máximo de 19.0°C, esto con el objetivo de estimar la viscosidad cinemática respectiva a cada temperatura. Las viscosidades estuvieron en un rango de 1.03×10^{-6} m²/s y 1.31×10^{-6} m²/s. Todos estos valores aparecen en la **Tabla 7.4.**

7.8 Profundidad de socavación obtenida

La profundidad de socavación no solo se tomó lectura en el punto donde se estimaba que sucedería el máximo valor sino en varios puntos de interés Figura 7.2. Para ello antes del ensayo se tomaba lectura tal como describió en el Capítulo 6, el nivel del lecho y a medida que transcurría el tiempo del ensayo se fueron tomando lectura en los puntos de interés notándose la fluctuación que existía en estos, es decir en algunos puntos la socavación aumentaba y en otros esta disminuía o lo que se interpreta como una deposición de sedimentos, esto ocurría por el aporte de sedimentos del lecho aguas arriba del pilar.

La profundidad de socavación que se presenta en los cuadros y graficas de los Anexos A y B corresponden a la diferencia de la lectura de condición inicial y las lecturas durante todo el ensayo, definiendo una convención de socavación para valores positivos y una deposición de sedimentos para valores negativos.

Se tomó lectura de socavaciones con mayor densidad al inicio de cada prueba esto debido a que el dinamismo de erosión en la fosa era mayor, este dinamismo disminuía a medida que transcurría el tiempo del ensayo.

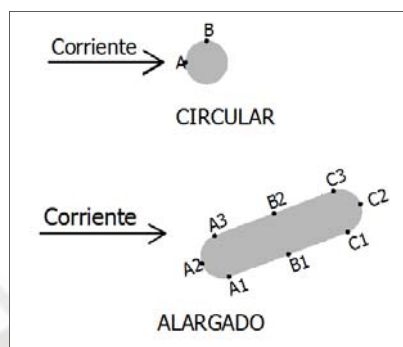


Figura 7. 2, Puntos de interés para la lectura de la profundidad de socavación. ^{PA}

7.8.1 Para un pilar aislado

Se ensayaron veinte pruebas para el pilar aislado de las cuales quince fueron para una granulometría fina y el resto para la granulometría de mayor diámetro. El rango de socavaciones para dichas granulometrías respectivamente estuvieron comprendida entre 4.0cm y 6.1cm; y entre 2.4cm y 6.3cm para la granulometría 2.

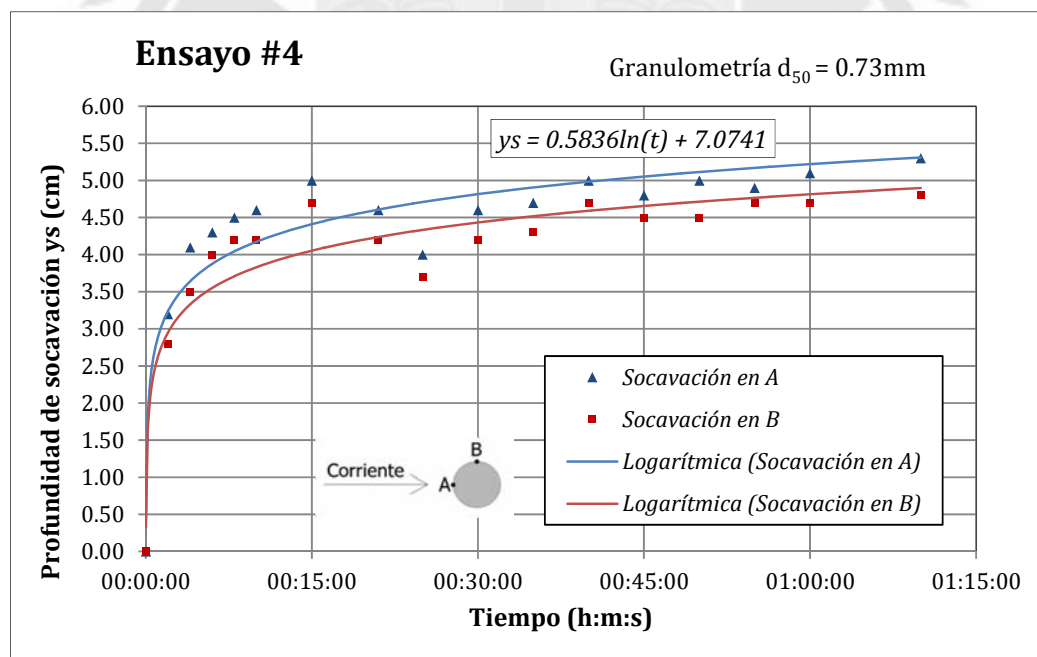


Figura 7. 3, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #4,
 $F = 0.46$, pilar aislado régimen subcrítico. ^{PA}

En las pruebas se observó que la profundidad máxima se producía en el punto “A” aunque en algunas ocasiones cuando el número de Froude se aproximaba al régimen supercrítico esta socavación cambiaba y aparecían lecturas máximas en el punto “B”, en la **Figura 7.3** se presenta la socavación para cuando se encontraban máximos en el punto “A” y en la **Figura 7.4** para las socavaciones máximas del punto “B”.

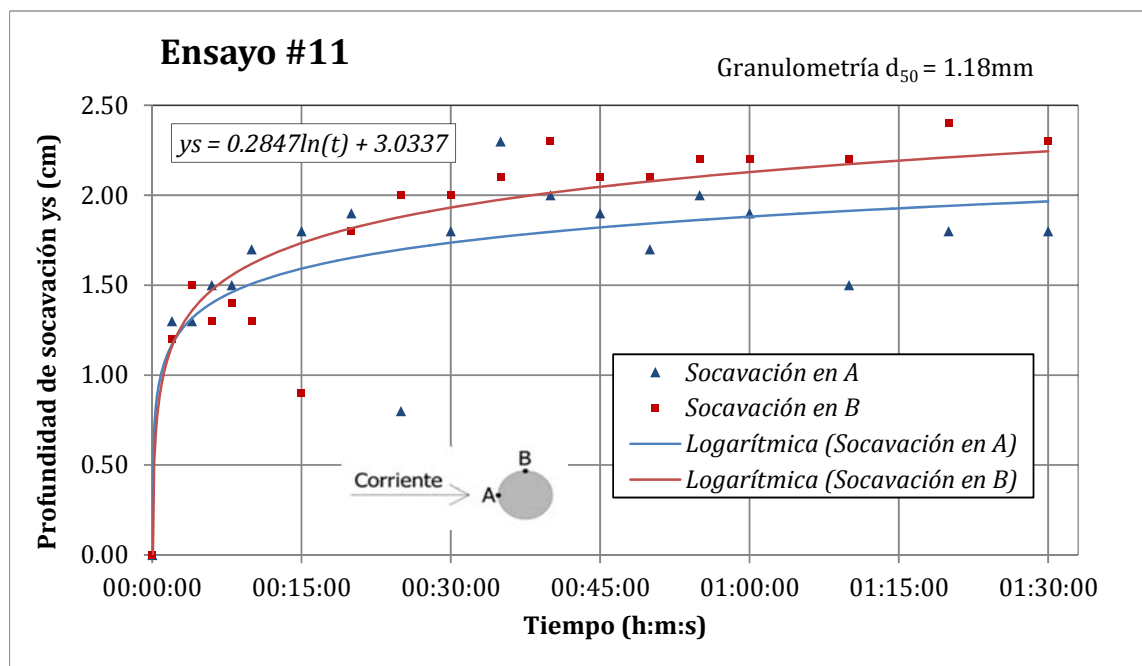


Figura 7. 4, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #11,
 $F = 0.65$, pilar aislado régimen subcrítico. ^{PA}

7.8.2 Para un pilar alargado

En las casi todas las pruebas en régimen subcrítico se observó que la profundidad máxima se producía en la parte frontal del pilar en especial en el punto “A2” y una acumulación de sedimentos en la parte posterior, tal como se estudió en el Capítulo 3.

Para el pilar alineado con el flujo el comportamiento del sedimento alrededor del pilar era simétrico con respecto al eje de la dirección del flujo, es decir los puntos “A1” y “A3”; “B1” y “B2” así como “C1” y “C3” (Figura 7.2) tenían socavaciones prácticamente iguales, esto se muestra en la Figura 7.5.

Para los ensayos con el pilar donde se varió el ángulo de incidencia con el flujo, $\alpha = 10^\circ$ y $\alpha = 20^\circ$, evidentemente las socavaciones perdieron simetría, sin embargo la socavación máxima seguía presentándose en la parte frontal. Estas variaciones de la socavación se presentan en las Figuras 7.6 y 7.7.

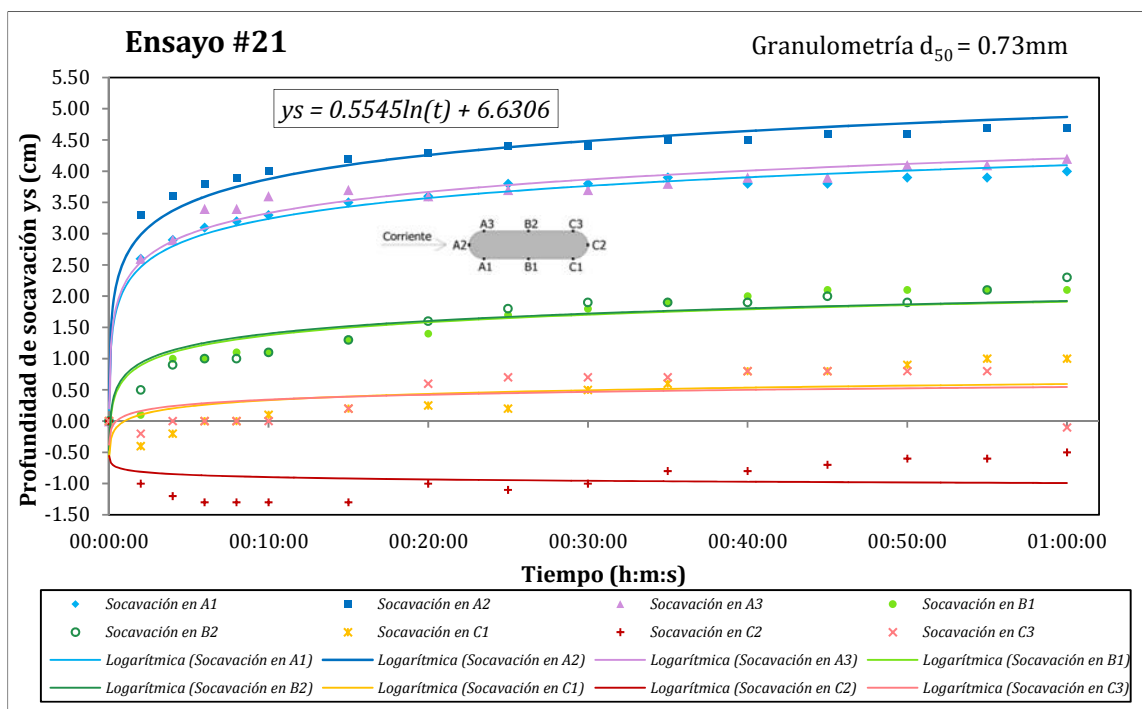


Figura 7. 5, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #21,
 $F = 0.52$, pilar alargado régimen subcrítico. ^{PA}

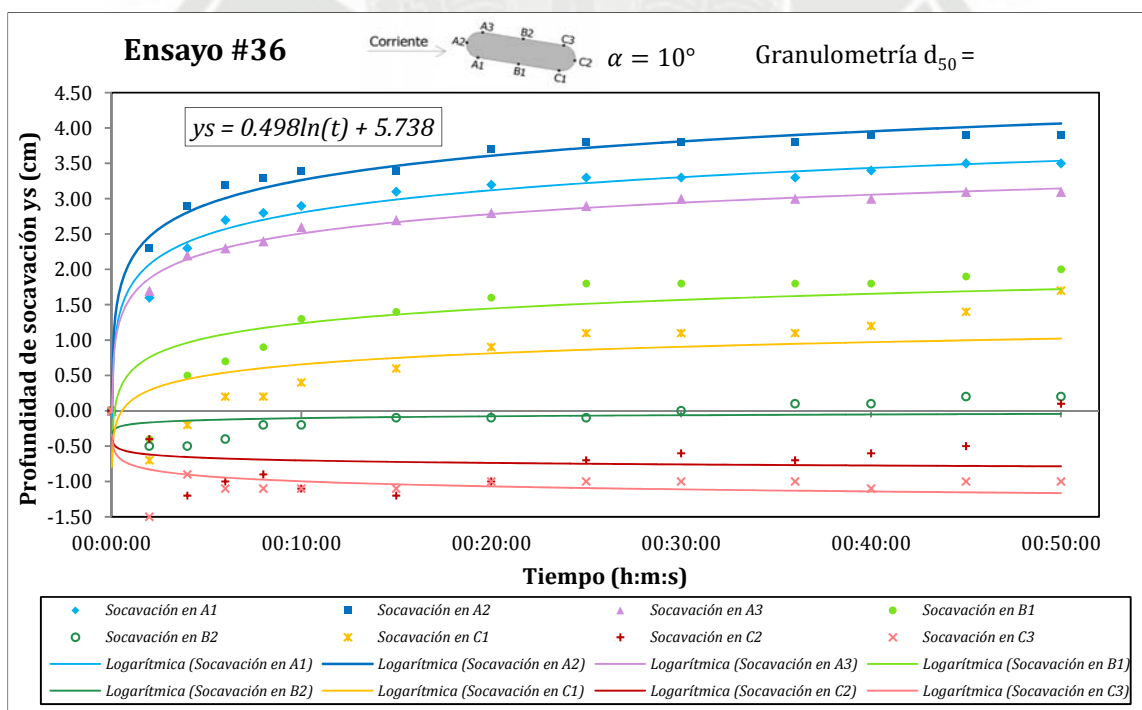


Figura 7. 6, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #36,
 $F = 0.43$, pilar alargado régimen subcrítico. ^{PA}

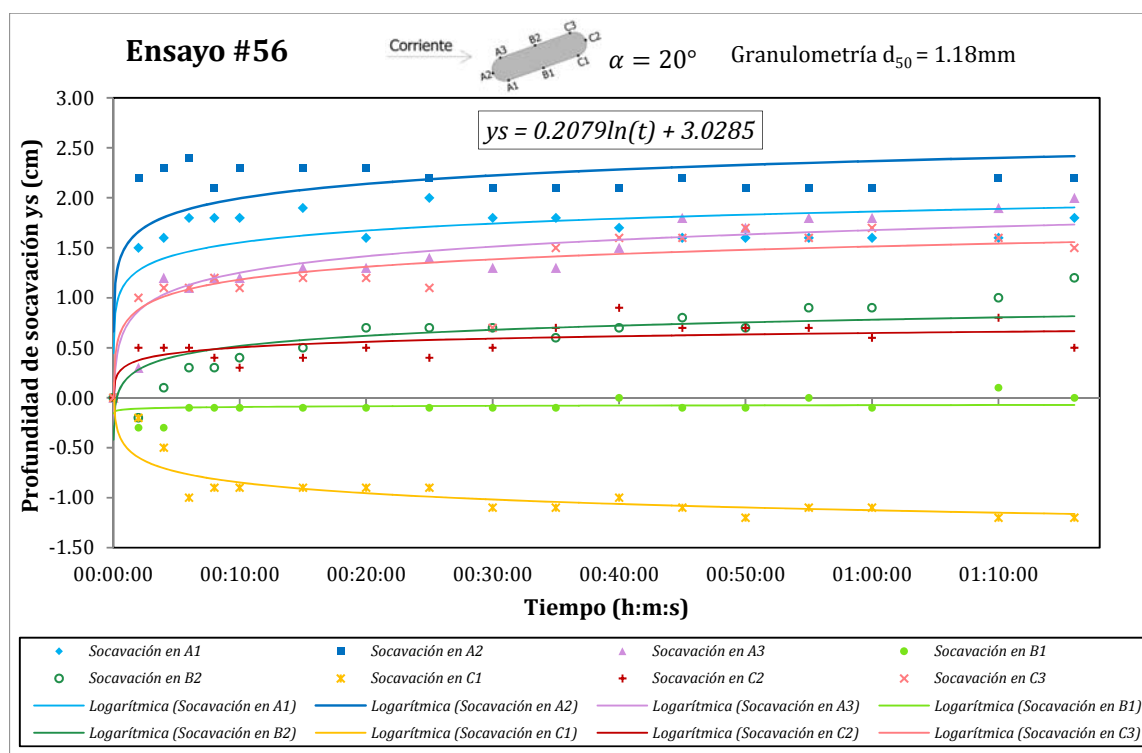


Figura 7. 7, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #56,
 $F = 0.52$, pilar alargado régimen subcrítico. ^{PA}

NOTA: En el Anexo A, se presentan los cuadros resumen de la toma de datos para los sesenta ensayos realizados, y en el Anexo B se presentan las gráficas respectivas de profundidad de socavación vs. Tiempo de duración de los ensayos.

A continuación se muestra la Tabla 7.4, que es la Tabla que contempla el resumen para todos los ensayos mostrando los parámetros descritos en este capítulo.

En la Tabla 7.5 se presentan algunos de los valores de la Tabla 7.4, pero a escala real, esto con el objetivo que el lector tenga una referencia más exacta de los parámetros que se habrían estudiado en la vida real. Según la escala geométrica 1/40, y aplicando las teorías de similitud tenemos siguiente escalas para los parámetros analizados.

Tabla 7. 3, Escalas de conversión. ^{PA}

Variables	Escala
Geométrica	1/ 40
Velocidad	1/ 6.325
Tiempo	1/ 6.325
Caudal	1/ 10119.3



Tabla 7. 4, Resumen de los parámetros estudiados en el estudio de la socavación en pilares ^{PA}

Ensayo	Geometría del pilar				Características de Flujo								Material			Socavación		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	Ancho	Largo	Alineación	Forma	Caudal	Pendiente de cauce	Tirante	Velocidad Medida	Temperatura	Viscosidad Cinemática	Velocidad Calculada	Relación (8)/(11)	Número de Froude	Peso Específico	Dímetro	Peso Específico	Profundidad socavada	Ubicación
	b	L	α		Q	S	y _n	V _m	T°	ν	V		F	γ	d ₅₀	γ_s	y _s	
#	(cm)	(cm)	(°)	[]	(l/s)	(%)	(cm)	(m/s)	(°C)	*10 ⁻⁶ (m ² /s)	(m/s)	[]	[]	(kgf/m ³)	(mm)	(kgf/m ³)	(cm)	[]
1	3.37	-	-	Circular	1.83	0.28	1.82	0.32	16.70	1.11	0.25	0.77	0.60	998.88	0.73	2612.78	4.00	A
2	3.37	-	-	Circular	2.70	0.75	3.29	0.33	17.88	1.09	0.21	0.63	0.36	998.66	0.73	2612.78	4.68	A
3	3.37	-	-	Circular	3.55	1.06	3.46	0.37	18.72	1.06	0.26	0.69	0.44	998.44	0.73	2612.78	4.80	A
4	3.37	-	-	Circular	4.03	0.44	3.63	0.31	15.23	1.14	0.28	0.89	0.46	999.10	0.73	2612.78	5.30	A
5	3.37	-	-	Circular	4.33	0.49	3.34	0.35	17.95	1.09	0.32	0.92	0.57	998.66	0.73	2612.78	5.80	A
6	3.37	-	-	Circular	4.22	0.32	3.65	0.35	18.63	1.06	0.29	0.84	0.48	998.44	0.73	2612.78	5.00	A
7	3.37	-	-	Circular	4.22	0.80	3.90	0.35	19.14	1.03	0.27	0.78	0.44	998.22	0.73	2612.78	5.10	A
8	3.37	-	-	Circular	4.88	0.61	4.26	0.38	15.87	1.14	0.29	0.76	0.44	999.10	0.73	2612.78	5.00	A
9	3.37	-	-	Circular	5.26	0.35	4.32	0.38	16.93	1.11	0.30	0.80	0.47	998.88	0.73	2612.78	5.90	A
10	3.37	-	-	Circular	5.81	0.21	5.11	0.34	17.88	1.09	0.28	0.84	0.40	998.66	0.73	2612.78	6.10	A
11	3.37	-	-	Circular	3.93	1.14	2.85	0.41	14.90	1.31	0.35	0.84	0.65	999.70	1.18	2334.72	2.40	B
12	3.37	-	-	Circular	4.40	0.70	3.00	0.46	13.60	1.31	0.37	0.80	0.68	999.70	1.18	2334.72	2.25	A
13	3.37	-	-	Circular	4.98	2.50	2.74	0.49	15.61	1.14	0.45	0.92	0.88	999.10	1.18	2334.72	3.40	A
14	3.37	-	-	Circular	5.47	1.44	3.23	0.46	15.00	1.14	0.42	0.92	0.75	999.10	1.18	2334.72	5.80	A
15	3.37	-	-	Circular	5.73	2.32	3.26	0.53	17.00	1.09	0.44	0.83	0.78	998.66	1.18	2334.72	6.30	A
16	3.40	15.4	0	Alargado	1.41	1.33	1.49	0.32	14.22	1.307	0.24	0.75	0.62	999.70	0.73	2612.78	2.90	A2
17	3.40	15.4	0	Alargado	4.31	0.75	3.74	0.33	16.05	1.112	0.29	0.86	0.48	998.88	0.73	2612.78	4.60	A2
18	3.40	15.4	0	Alargado	1.62	1.39	1.32	0.36	16.68	1.112	0.31	0.86	0.85	998.88	0.73	2612.78	3.70	A2
19	3.40	15.4	0	Alargado	2.58	1.10	2.64	0.32	14.87	1.307	0.24	0.76	0.48	999.70	0.73	2612.78	3.60	A2
20	3.40	15.4	0	Alargado	3.43	0.28	3.45	0.30	16.65	1.112	0.25	0.84	0.43	998.88	0.73	2612.78	4.20	A2
21	3.40	15.4	0	Alargado	4.11	0.29	3.43	0.31	13.15	1.307	0.30	0.96	0.52	999.70	0.73	2612.78	4.70	A2
22	3.40	15.4	0	Alargado	4.41	0.44	3.93	0.34	15.48	1.139	0.28	0.83	0.45	999.10	0.73	2612.78	5.10	A2
23	3.40	15.4	0	Alargado	4.93	1.18	4.03	0.39	14.70	1.307	0.31	0.78	0.49	999.70	0.73	2612.78	5.20	A2
24	3.40	15.4	0	Alargado	5.26	0.54	4.56	0.36	16.45	1.112	0.29	0.81	0.43	998.88	0.73	2612.78	4.80	A2
25	3.40	15.4	0	Alargado	5.92	0.41	5.15	0.34	17.50	1.085	0.29	0.85	0.41	998.66	0.73	2612.78	4.60	A2
26	3.40	15.4	0	Alargado	3.37	0.73	2.26	0.45	19.48	1.031	0.37	0.82	0.79	998.22	1.18	2334.72	2.50	A1
27	3.40	15.4	0	Alargado	4.50	2.19	2.69	0.53	15.91	1.139	0.42	0.79	0.82	999.10	1.18	2334.72	3.20	A2
28	3.40	15.4	0	Alargado	5.01	0.59	3.17	0.44	16.95	1.112	0.40	0.89	0.71	998.88	1.18	2334.72	3.60	A2
29	3.40	15.4	0	Alargado	5.44	2.30	3.54	0.60	18.36	1.058	0.38	0.65	0.65	998.44	1.18	2334.72	4.60	A3
30	3.40	15.4	0	Alargado	5.90	3.05	3.00	0.70	19.88	1.031	0.49	0.70	0.91	998.22	1.18	2334.72	6.20	A2



MODELAMIENO HIDRÁULICO PARA EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN PILARES DE PUENTES Y ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS PARA SU CÁLCULO



Ensayo	Geometría del pilar				Características de Flujo										Material			Socavación	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
	Ancho	Largo	Alineación	Forma	Caudal	Pendiente de cauce	Tirante	Velocidad Medida	Temperatura	Viscosidad Cinematica	Velocidad Calculada	Relación (8)/(11)	Número de Froude	Peso Especifico	Diametro	Peso Especifico	Profundidad socavada	Ubicación	
	<i>b</i>	<i>L</i>	<i>α</i>		<i>Q</i>	<i>S</i>	<i>y_n</i>	<i>V_m</i>	<i>T^o</i>	<i>ν</i>	<i>V</i>		<i>F</i>	<i>γ</i>	<i>d₅₀</i>	<i>γ_s</i>	<i>y_s</i>		
#	(cm)	(cm)	(°)		(l/s)	(%)	(cm)	(m/s)	(°C)	*10 ⁻⁶ (m ² /s)	(m/s)			(kgf/m ³)	(mm)	(kgf/m ³)	(cm)		
31	3.40	15.4	10	Alargado	1.07	1.30	1.04	0.40	12.97	1.307	0.26	0.65	0.81	999.70	0.73	2612.78	4.00	A2	
32	3.40	15.4	10	Alargado	1.41	0.50	1.73	0.30	15.63	1.139	0.20	0.69	0.50	999.10	0.73	2612.78	3.10	A2	
33	3.40	15.4	10	Alargado	4.46	0.80	4.68	0.33	16.43	1.112	0.24	0.72	0.35	998.88	0.73	2612.78	4.70	A2	
34	3.40	15.4	10	Alargado	4.25	0.44	4.22	0.32	17.00	1.085	0.25	0.78	0.39	998.66	0.73	2612.78	4.10	A2	
35	3.40	15.4	10	Alargado	3.46	0.54	3.69	0.28	14.55	1.307	0.23	0.85	0.39	999.70	0.73	2612.78	4.20	A2	
36	3.40	15.4	10	Alargado	2.58	0.59	2.84	0.26	15.67	1.139	0.23	0.88	0.43	999.10	0.73	2612.78	3.90	A2	
37	3.40	15.4	10	Alargado	3.01	1.55	3.47	0.30	16.70	1.112	0.22	0.72	0.37	998.88	0.73	2612.78	4.00	A2	
38	3.40	15.4	10	Alargado	2.00	1.41	1.66	0.36	18.00	1.058	0.30	0.83	0.75	998.44	0.73	2612.78	3.40	A2	
39	3.40	15.4	10	Alargado	5.34	0.93	4.49	0.40	16.10	1.112	0.30	0.74	0.45	998.88	0.73	2612.78	5.60	A2	
40	3.40	15.4	10	Alargado	5.88	1.23	5.38	0.33	15.10	1.139	0.27	0.82	0.38	999.10	0.73	2612.78	4.80	A2	
41	3.40	15.4	10	Alargado	3.45	1.56	2.19	0.53	18.05	1.058	0.39	0.74	0.85	998.44	1.18	2334.72	4.50	A2	
42	3.40	15.4	10	Alargado	4.12	0.80	2.66	0.51	19.43	1.031	0.39	0.77	0.76	998.22	1.18	2334.72	3.80	A2	
43	3.40	15.4	10	Alargado	4.85	1.67	3.25	0.55	16.16	1.112	0.37	0.68	0.66	998.88	1.18	2334.72	3.90	A1	
44	3.40	15.4	10	Alargado	5.55	0.92	3.60	0.52	17.60	1.085	0.39	0.75	0.65	998.66	1.18	2334.72	3.70	A2	
45	3.40	15.4	10	Alargado	5.76	0.92	3.85	0.38	19.90	1.031	0.37	0.99	0.61	998.22	1.18	2334.72	2.70	A2	
46	3.40	15.4	20	Alargado	1.42	0.53	1.29	0.42	16.33	1.112	0.28	0.65	0.78	998.88	0.73	2612.78	3.10	A2	
47	3.40	15.4	20	Alargado	4.46	1.70	4.05	0.31	16.94	1.112	0.28	0.88	0.44	998.88	0.73	2612.78	4.70	A2	
48	3.40	15.4	20	Alargado	4.51	0.56	4.02	0.34	17.57	1.085	0.28	0.82	0.45	998.66	0.73	2612.78	5.00	C1	
49	3.40	15.4	20	Alargado	2.89	0.85	3.05	0.32	18.17	1.058	0.24	0.75	0.43	998.44	0.73	2612.78	5.10	A2	
50	3.40	15.4	20	Alargado	3.78	1.89	4.22	0.32	15.52	1.139	0.22	0.7	0.35	999.10	0.73	2612.78	4.80	A2	
51	3.40	15.4	20	Alargado	4.45	1.48	4.01	0.37	16.07	1.112	0.28	0.75	0.44	998.88	0.73	2612.78	5.00	A2	
52	3.40	15.4	20	Alargado	4.98	0.21	3.62	0.35	16.57	1.112	0.34	0.98	0.58	998.88	0.73	2612.78	6.00	C1	
53	3.40	15.4	20	Alargado	5.35	0.60	4.07	0.38	17.09	1.085	0.33	0.86	0.52	998.66	0.73	2612.78	6.00	C1	
54	3.40	15.4	20	Alargado	5.42	0.94	4.51	0.40	17.66	1.085	0.30	0.75	0.45	998.66	0.73	2612.78	5.30	C1	
55	3.40	15.4	20	Alargado	5.88	1.34	4.31	0.51	18.24	1.058	0.34	0.66	0.52	998.44	0.73	2612.78	7.20	C1	
56	3.40	15.4	20	Alargado	4.34	0.55	3.52	0.34	15.40	1.139	0.31	0.9	0.52	999.10	1.18	2334.72	2.40	A2	
57	3.40	15.4	20	Alargado	1.61	0.75	1.50	0.35	14.68	1.307	0.27	0.77	0.70	999.70	1.18	2334.72	2.50	A2	
58	3.40	15.4	20	Alargado	1.05	1.13	1.06	0.40	15.78	1.139	0.25	0.62	0.77	999.10	1.18	2334.72	1.60	A2	
59	3.40	15.4	20	Alargado	4.27	0.35	3.41	0.38	16.90	1.112	0.31	0.83	0.54	998.88	1.18	2334.72	3.70	A2	
60	3.40	15.4	20	Alargado	5.48	0.60	3.69	0.46	17.90	1.085	0.37	0.81	0.62	998.66	1.18	2334.72	3.90	A2	
Maximo			0°		5.92	3.05	5.38	0.70	19.90	1.31	0.49	0.99	0.91	999.70	1.18	2334.72	7.20		
Minimo			20°		1.05	0.21	1.04	0.26	12.97	1.03	0.20	0.62	0.35	998.22	0.73	2334.72	1.60		



Tabla 7. 5, Resumen de parámetros estudiados a escala real ^{PA}

Ensayo	Geometría del pilar				Características generales						
	Ancho	Largo	Alineación	Forma	Tirante	Area Hidraulica	Velocidad	Caudal	Diametro	Profundidad socavada	Ubicación
	b	L	α		y_n	A	V	Q	d_{50}	y_s	
#	(m)	(m)	(°)	[]	(m)	(m ²)	(m/s)	(m ³ /s)	(mm)	(m)	[]
1	1.35	-	-	Circular	0.73	11.6	1.59	18.5	29.2	1.60	A
2	1.35	-	-	Circular	1.31	21.0	1.30	27.3	29.2	1.87	A
3	1.35	-	-	Circular	1.38	22.1	1.62	35.9	29.2	1.92	A
4	1.35	-	-	Circular	1.45	23.3	1.75	40.8	29.2	2.12	A
5	1.35	-	-	Circular	1.33	21.3	2.05	43.8	29.2	2.32	A
6	1.35	-	-	Circular	1.46	23.4	1.83	42.8	29.2	2.00	A
7	1.35	-	-	Circular	1.56	25.0	1.71	42.7	29.2	2.04	A
8	1.35	-	-	Circular	1.71	27.3	1.81	49.4	29.2	2.00	A
9	1.35	-	-	Circular	1.73	27.6	1.93	53.2	29.2	2.36	A
10	1.35	-	-	Circular	2.05	32.7	1.80	58.8	29.2	2.44	A
11	1.35	-	-	Circular	1.14	18.2	2.18	39.8	47.2	0.96	B
12	1.35	-	-	Circular	1.20	19.2	2.32	44.6	47.2	0.90	A
13	1.35	-	-	Circular	1.10	17.5	2.87	50.4	47.2	1.36	A
14	1.35	-	-	Circular	1.29	20.6	2.68	55.3	47.2	2.32	A
15	1.35	-	-	Circular	1.30	20.9	2.78	58.0	47.2	2.52	A
16	1.36	6.16	0	Alargado	0.60	9.5	1.49	14.2	29.2	1.16	A2
17	1.36	6.16	0	Alargado	1.50	24.0	1.82	43.7	29.2	1.84	A2
18	1.36	6.16	0	Alargado	0.53	8.5	1.94	16.4	29.2	1.48	A2
19	1.36	6.16	0	Alargado	1.06	16.9	1.55	26.1	29.2	1.44	A2
20	1.36	6.16	0	Alargado	1.38	22.1	1.57	34.8	29.2	1.68	A2
21	1.36	6.16	0	Alargado	1.37	21.9	1.90	41.6	29.2	1.88	A2
22	1.36	6.16	0	Alargado	1.57	25.2	1.77	44.7	29.2	2.04	A2
23	1.36	6.16	0	Alargado	1.61	25.8	1.93	49.9	29.2	2.08	A2
24	1.36	6.16	0	Alargado	1.82	29.2	1.82	53.2	29.2	1.92	A2
25	1.36	6.16	0	Alargado	2.06	32.9	1.82	60.0	29.2	1.84	A2
26	1.36	6.16	0	Alargado	0.90	14.4	2.36	34.1	47.2	1.00	A1
27	1.36	6.16	0	Alargado	1.08	17.2	2.65	45.6	47.2	1.28	A2
28	1.36	6.16	0	Alargado	1.27	20.3	2.50	50.7	47.2	1.44	A2
29	1.36	6.16	0	Alargado	1.42	22.6	2.43	55.0	47.2	1.84	A3
30	1.36	6.16	0	Alargado	1.20	19.2	3.11	59.7	47.2	2.48	A2
31	1.36	6.16	10	Alargado	0.41	6.6	1.63	10.8	29.2	1.60	A2
32	1.36	6.16	10	Alargado	0.69	11.1	1.29	14.3	29.2	1.24	A2
33	1.36	6.16	10	Alargado	1.87	30.0	1.51	45.1	29.2	1.88	A2
34	1.36	6.16	10	Alargado	1.69	27.0	1.59	43.0	29.2	1.64	A2
35	1.36	6.16	10	Alargado	1.48	23.6	1.48	35.0	29.2	1.68	A2
36	1.36	6.16	10	Alargado	1.14	18.2	1.43	26.1	29.2	1.56	A2
37	1.36	6.16	10	Alargado	1.39	22.2	1.38	30.5	29.2	1.60	A2
38	1.36	6.16	10	Alargado	0.66	10.6	1.91	20.3	29.2	1.36	A2
39	1.36	6.16	10	Alargado	1.80	28.7	1.88	54.1	29.2	2.24	A2
40	1.36	6.16	10	Alargado	2.15	34.4	1.73	59.5	29.2	1.92	A2

Ensayo	Geometría del pilar				Características generales						
	Ancho	Largo	Alineación	Forma	Tirante	Area Hidraulica	Velocidad	Caudal	Diametro	Profundidad socavada	Ubicación
	b	L	α		y_n	A	V	Q	d_{50}	y_s	
#	(m)	(m)	(°)	[]	(m)	(m ²)	(m/s)	(m ³ /s)	(mm)	(m)	[]
41	1.36	6.16	10	Alargado	0.88	14.0	2.49	35.0	47.2	1.80	A2
42	1.36	6.16	10	Alargado	1.06	17.0	2.45	41.7	47.2	1.52	A2
43	1.36	6.16	10	Alargado	1.30	20.8	2.36	49.1	47.2	1.56	A1
44	1.36	6.16	10	Alargado	1.44	23.1	2.44	56.1	47.2	1.48	A2
45	1.36	6.16	10	Alargado	1.54	24.6	2.37	58.3	47.2	1.08	A2
46	1.36	6.16	20	Alargado	0.51	8.2	1.75	14.4	29.2	1.24	A2
47	1.36	6.16	20	Alargado	1.62	25.9	1.74	45.2	29.2	1.88	A2
48	1.36	6.16	20	Alargado	1.61	25.7	1.78	45.7	29.2	2.00	C1
49	1.36	6.16	20	Alargado	1.22	19.5	1.50	29.2	29.2	2.04	A2
50	1.36	6.16	20	Alargado	1.69	27.0	1.42	38.3	29.2	1.92	A2
51	1.36	6.16	20	Alargado	1.60	25.6	1.76	45.1	29.2	2.00	A2
52	1.36	6.16	20	Alargado	1.45	23.2	2.17	50.4	29.2	2.40	C1
53	1.36	6.16	20	Alargado	1.63	26.0	2.08	54.1	29.2	2.40	C1
54	1.36	6.16	20	Alargado	1.81	28.9	1.90	54.9	29.2	2.12	C1
55	1.36	6.16	20	Alargado	1.73	27.6	2.15	59.5	29.2	2.88	C1
56	1.36	6.16	20	Alargado	1.41	22.5	1.95	43.9	47.2	0.96	A2
57	1.36	6.16	20	Alargado	0.60	9.6	1.69	16.3	47.2	1.00	A2
58	1.36	6.16	20	Alargado	0.42	6.8	1.57	10.6	47.2	0.64	A2
59	1.36	6.16	20	Alargado	1.36	21.8	1.98	43.2	47.2	1.48	A2
60	1.36	6.16	20	Alargado	1.48	23.6	2.34	55.4	47.2	1.56	A2
Máximo			0°		2.15	34.42	3.11	59.95	47.2	2.88	
Mínimo			20°		0.41	6.62	1.29	10.62	29.2	0.64	

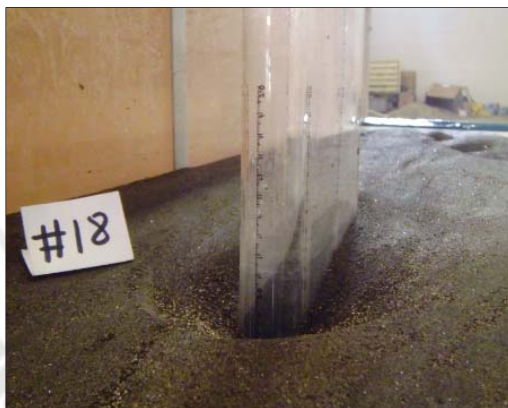
7.9 Fosa de Socavación

La fosa de socavación está constituida por la forma en cómo queda el lecho por acción de las corrientes vorticosos en contacto con el pilar. Esta forma del lecho después del paso de una avenida es actualmente poco estudiada. En los ensayos realizados se obtuvieron distintas formas de socavación que seguían un patrón para cada pilar utilizado en función a las ondas producidas en la superficie.



Figura 7. 8, Fosa de socavación para un pilar circular, $d_{50} = 0.73 \text{ mm}$ ^{PA}

En las **Figuras 7.8, 7.9 7.10 y 7.11** se muestran fotografías de las fosas de socavación obtenidas después de los ensayos para un pilar circular y alargado variando el ángulo de incidencia con el flujo.



*Figura 7. 9, Fosa de socavación para un pilar alargado, $d_{50} = 0.73 \text{ mm}$
ángulo de incidencia 0° PA*



*Figura 7. 10, Fosa de socavación para un pilar alargado, $d_{50} = 0.73 \text{ mm}$
ángulo de incidencia 10° PA*



*Figura 7. 11, Fosa de socavación para un pilar alargado, $d_{50} = 1.18 \text{ mm}$
ángulo de incidencia 20° PA*

7.10 Otras condiciones observadas

En el capítulo 2 se estudiaron los conceptos de transporte de sedimentos entre otros conceptos que en la realización de los ensayo se pudieron observar; uno de ellos fue el proceso de las fases de transporte del sedimento y la formación de dunas que como se vio es la última etapa del proceso de transporte de sedimentos, en las **Figuras 7.12 y 7.13** se muestra la fotografía de una antiduna registrada.



Figura 7. 12, Antidunas producidas en zona localizada ^{PA}



Figura 7. 13, Antidunas producidas en lo largo del ancho del modelo de río. ^{PA}

Generalmente para granulometría gruesa se vio la degradación del lecho después del ensayo presentando estados evidentes de acorazamiento. En la **Figura 7.14** se presenta el lecho acorazado cerca del pilar alargado.



Figura 7. 14, Fondo de lecho acorazado después del ensayo con granulometría gruesa. ^{PA}

Para las condiciones de flujo subcrítico se presentaban ondas en la superficie alrededor del pilar así como sobre elevaciones del nivel del flujo de agua en la parte frontal del pilar.

En la **Figuras 7.15 7.16** se aprecian las ondas generadas por el choque del flujo de agua y el pilar, en la **Figura 7.17** se presenta el perfil del nivel de agua en contacto con un pilar alargado.



Figura 7. 15, Ondas de choque para un pilar aislado. ^{PA}



Figura 7. 16, Ondas de choque para un pilar alargado. ^{PA}



Figura 7. 17, Perfil del nivel de agua alrededor de un pilar circular y un pilar alargado. ^{PA}



CAPÍTULO 8 : COMPARACIÓN, ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

8.1 Introducción

En el presente capítulo se hará la comparación de los resultados con las formulas citadas en el capítulo 4, fórmulas de estimación de la profundidad de socavación local en pilares de puentes según su aplicabilidad.

Se presenta además de ello la influencia que tienen los parámetros adimensionales obtenidos en el capítulo 5, con la finalidad de obtener ecuaciones representativas para el cálculo de la profundidad de socavación.

Finalmente se analizará tales ecuaciones determinando la aplicabilidad de cada una de ellas, esto con la comparación de datos obtenidos de mediciones en campo de la socavación real en pilares de puentes.

8.2 Comparación de fórmulas usuales

Como se vio en capítulo anterior, se realizaron 60 ensayos de socavación, 20 pertenecieron a un pilar de sección circular, y el resto a un pilar de sección alargada, la comparación de todos estos datos con el valor obtenido en formulas propuestas con anterioridad se presenta a continuación.

8.2.1 Pilar circular

Para los ensayos con el pilar circular se obtuvieron valores máximos los cuales en la presente sección se compararan con valores calculados con las ecuaciones descritas en el capítulo 4. Según el orden descrito y aplicabilidad la primera ecuación es la de Inglis.

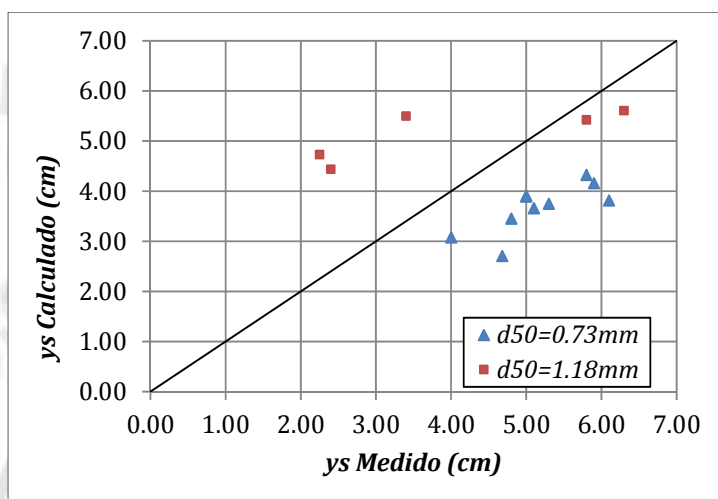


Figura 8.1, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Inglis (1942), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.1 se muestra la comparación de los datos medidos con los calculados con la ecuación de Inglis (1942), al analizar dicha grafica se observa una subestimación de valores para diámetros de partículas menores y una sobre estimación para una granulometría mayor, de aquí se puede concluir que esta ecuación muestra resultados confiables para granulometrías grandes.

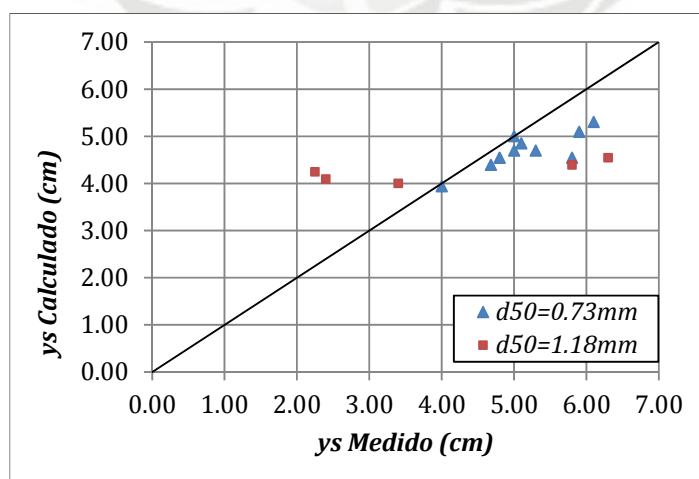


Figura 8.2, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Laursen y Toch (1956), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.2, se presenta la comparación de los valores de socavación medidos con la ecuación de Laursen y Toch (1956), se observa que existe una subestimación para casi todos los valores obtenidos en los ensayos.

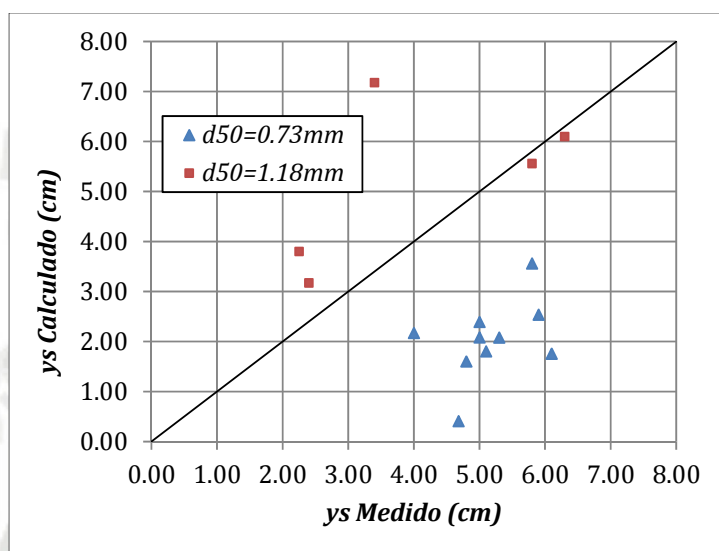


Figura 8.3, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Yaroslavtziev (1960), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.3 se presenta la comparación de la socavación medida con la calculada con la ecuación de Yaroslavtziev, se observa un fuerte subestimación para los ensayos con granulometría fina.

En la Figura 8.4 se han comparado los valores de socavación medidos y los calculados con la ecuación de Laursen.

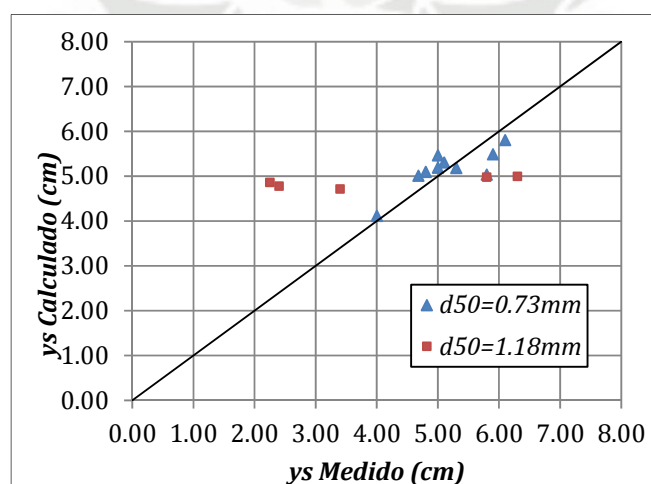


Figura 8.4, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Laursen (1962), para un pilar circular. ^{PA}

Se puede observar de la gráfica anterior una correlación casi perfecta para la granulometría fina, tal cosa no se puede afirmar para la granulometría gruesa donde los valores se muestran muy dispersos.

De la comparación de la Figura 8.5 con la fórmula de Larras, se puede decir que si bien sobre estima lo valores de socavación vemos que otorga valores constantes sin importar las distintas variaciones que se producen durante el fenómeno de socavación.

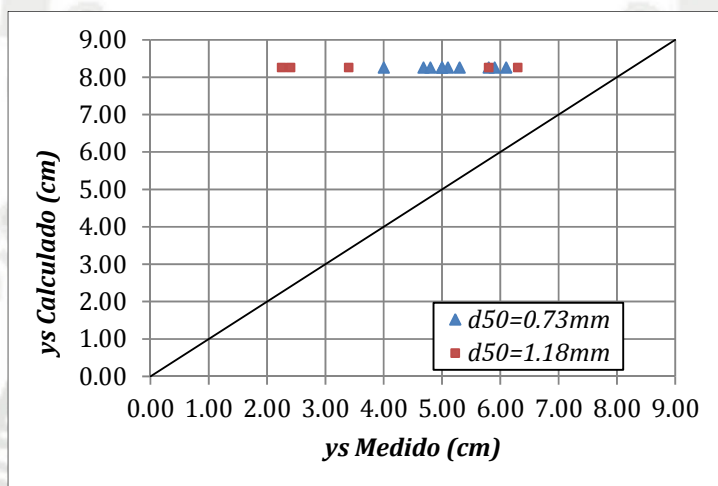


Figura 8.5, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Larras (1963), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.6, se presentan la comparación de socavaciones con la fórmula de Neil, que como se aprecia tiene una correlación muy similar a la corrección de Laursen.

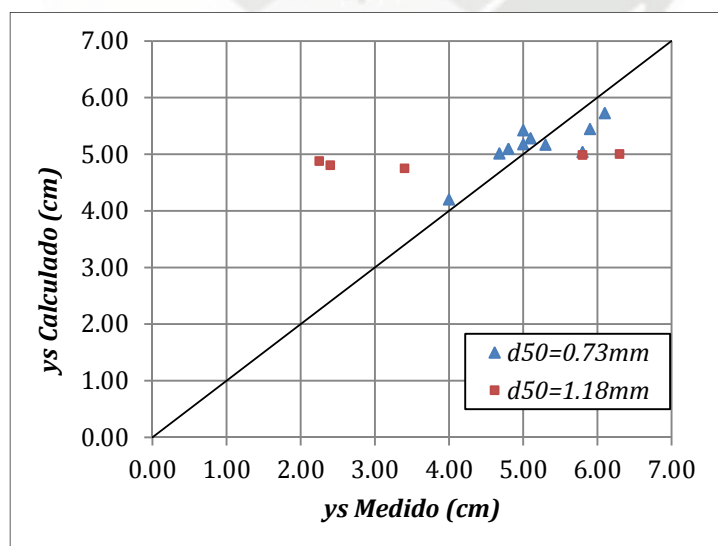


Figura 8.6, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Neil (1964), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.7, se compara la ecuación de Arunachalam que tiene una correlación muy cernada a la central, sin embargo prácticamente para todos los valores subestima los valores.

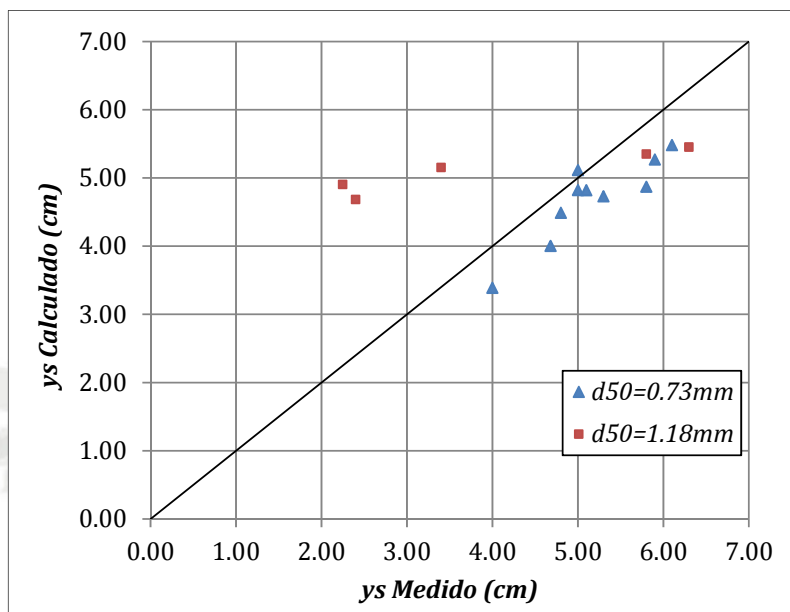


Figura 8.7, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Arunachalam (1965), para un pilar circular. ^{PA}

Para la siguiente comparación con la ecuación de Carstens, se observa una dispersión muy alejada de una correcta correlación, además indiferentemente de la granulometría subestima la gran mayoría de los valores.

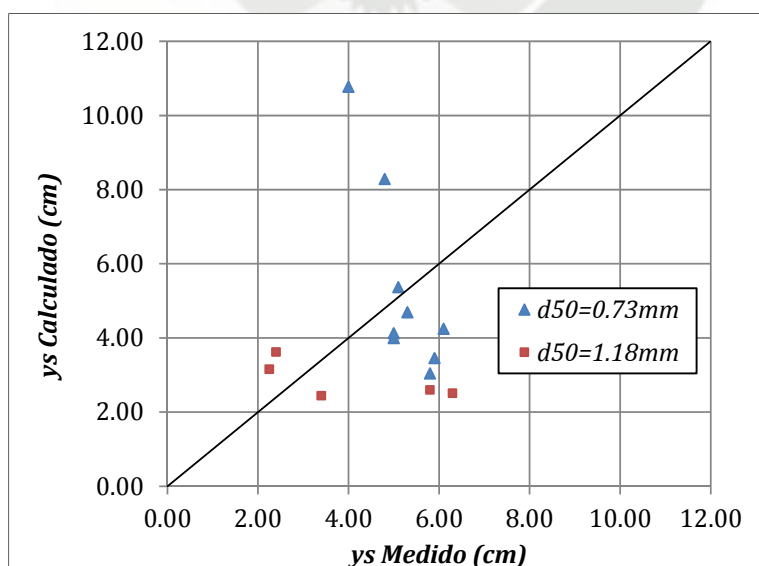


Figura 8.8, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Carstens (1966), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.9 se presenta la comparación con el método gráfico de Maza, observando que presenta una correlación para la granulometría fina casi paralela a una pendiente igual a 1.

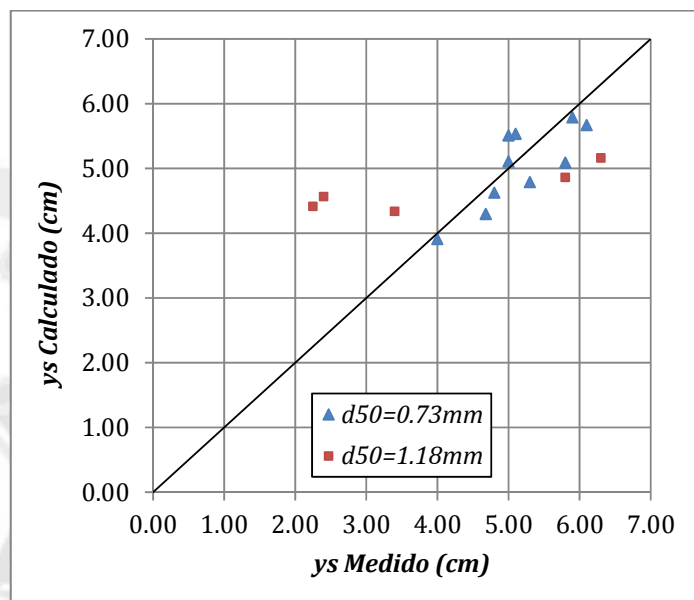


Figura 8.9, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Maza (1966), para un pilar circular. ^{PA}

En la siguiente Figura, se presenta la comparación de socavaciones con una de las ecuaciones más usadas para el cálculo, la ecuación de Shen, como se observa para todos los valores Shen sobreestima la profundidad de socavación, esto resulta bueno en temas de seguridad pero negativo en temas económicos de construcción.

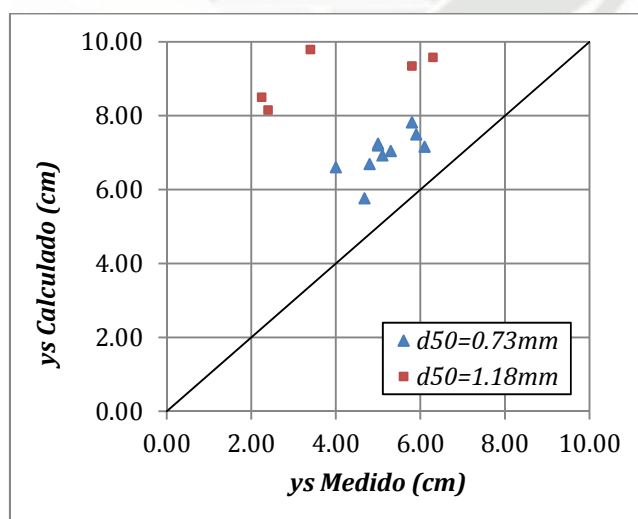


Figura 8.10, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Shen (1969), para un pilar circular. ^{PA}

Por lo contrario en la Figura 8.11 se presenta la comparación de valores de socavación con la ecuación de Hancu quien subestima fuertemente los valores de socavación.

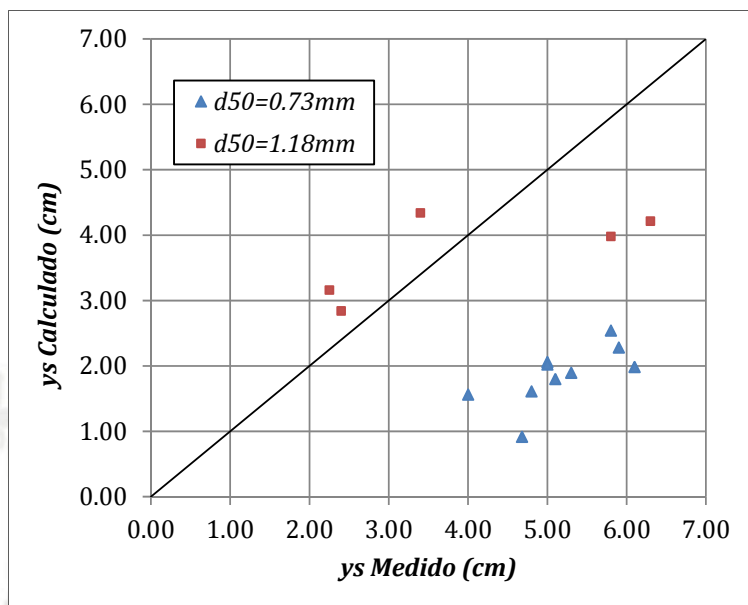


Figura 8.11, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Hancu (1971), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.12, se presenta la comparación de valores con la ecuación de Breusers, donde se muestra que tan solo para 5 datos indistintamente de la granulometría, sobreestima los valores para la profundidad de socavación.

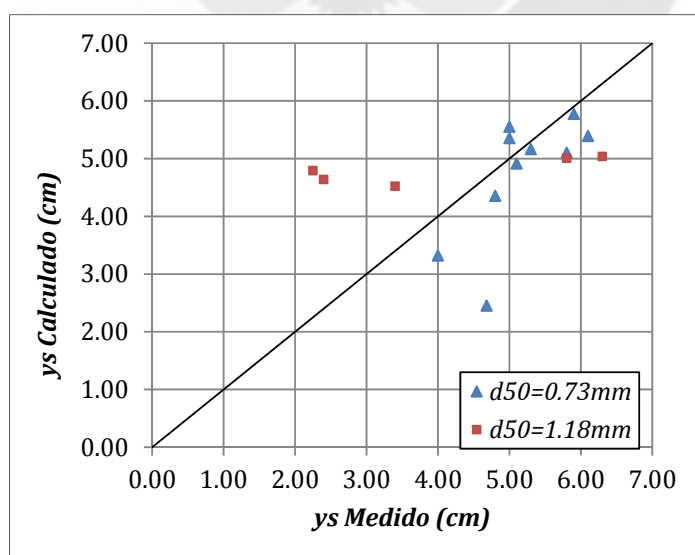


Figura 8.12, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Breusers (1977), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.13, se presenta la comparación de los valores de socavación para la fórmula de Flores, donde se aprecia una tendencia casi lineal cercana a 2.5 para la profundidad de socavación calculada.

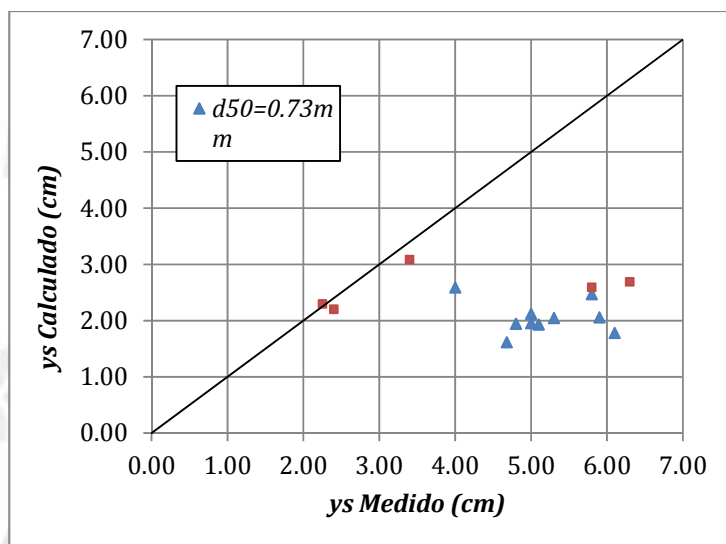


Figura 8.13, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Flores (1977), para un pilar circular. ^{PA}

Para la siguiente comparación se presenta la correlación con la ecuación de Jain y Fischer, donde se observa una muy buena correlación para valores de la granulometría fina.

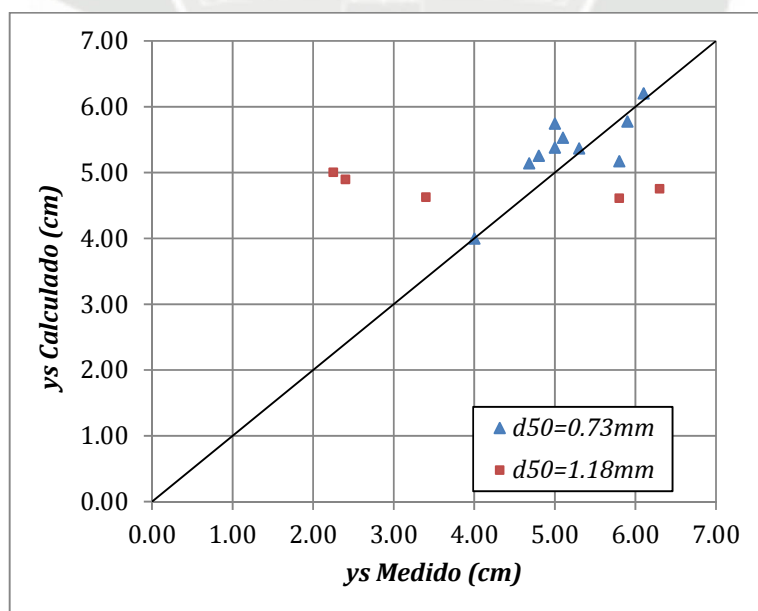


Figura 8.14, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Jain y Fischer (1979), para un pilar circular. ^{PA}

Para la comparación con la ecuación de Melville se observa una correlación para la granulometría fina cercana a una pendiente igual a 1, sin embargo subestima casi para la totalidad de datos encontrados en los ensayos.

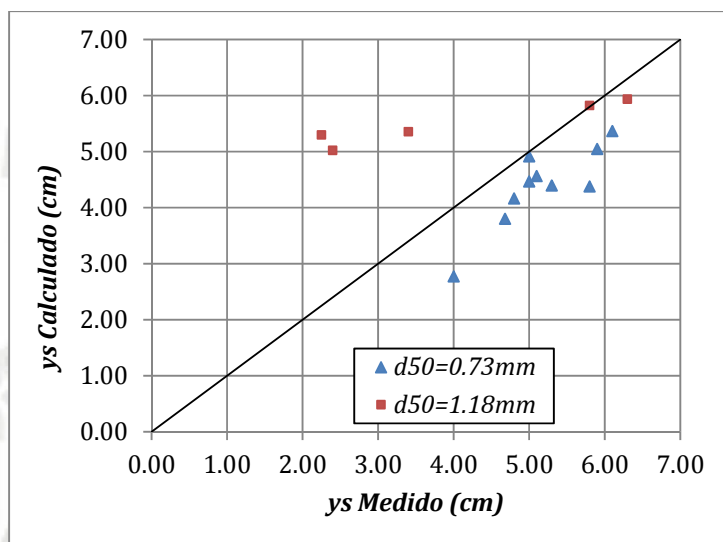


Figura 8.15, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Melville (1988), para un pilar circular. ^{PA}

En la siguiente comparación con la ecuación de Froehlich se aprecia que sin considerar la influencia del diámetro de las partículas se presenta una tendencia lineal cercana a 4.8, subestimando la mayoría de valores encontrados en los ensayos.

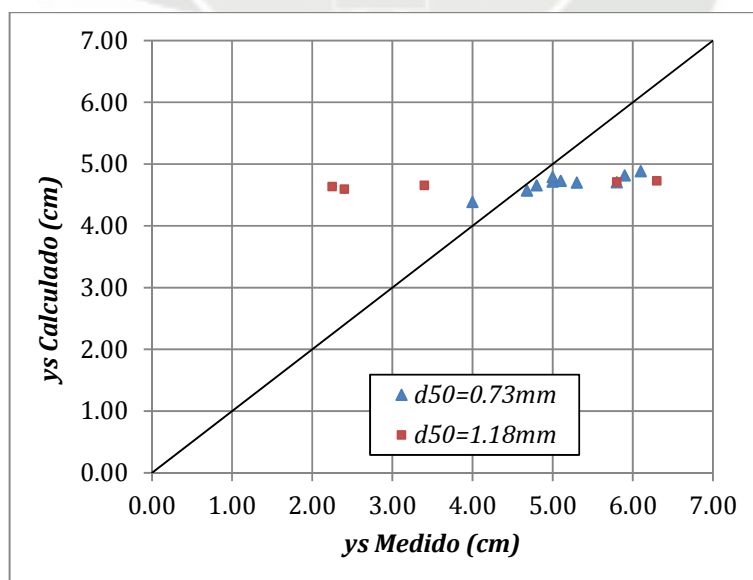


Figura 8.16, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Froehlich (1991), para un pilar circular. ^{PA}

Para el método gráfico ofrecido por la TRRL, se comparan los valores en la Figura 8.17, donde se aprecia la sobrestimación tan solo para 3 valores de la granulometría gruesa.

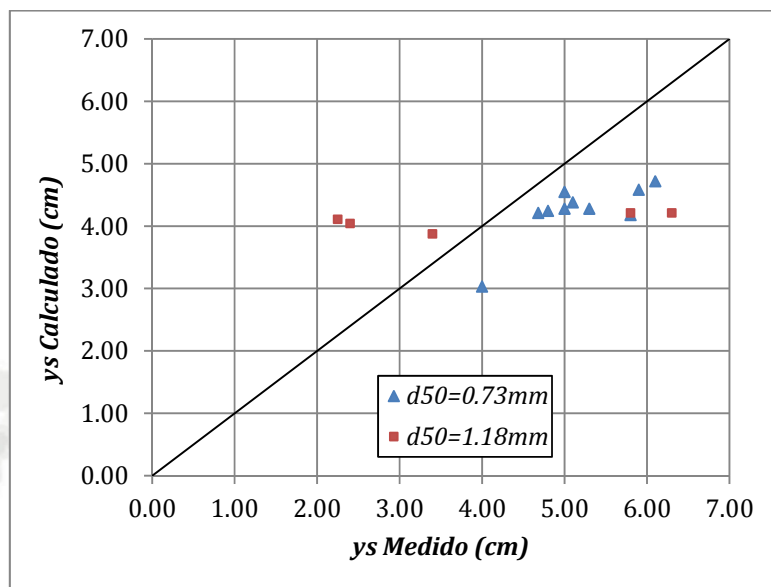


Figura 8.17, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de TRRL (1992), para un pilar circular. ^{PA}

Por el contrario en la Figura 8.18, se presenta la comparación con la ecuación propuesta por la CSU, que es quizá en la actualidad una de las ecuaciones más representativas para el cálculo de la profundidad de socavación, es por ende que se observa una adecuada correlación para los valores encontrados en los ensayos.

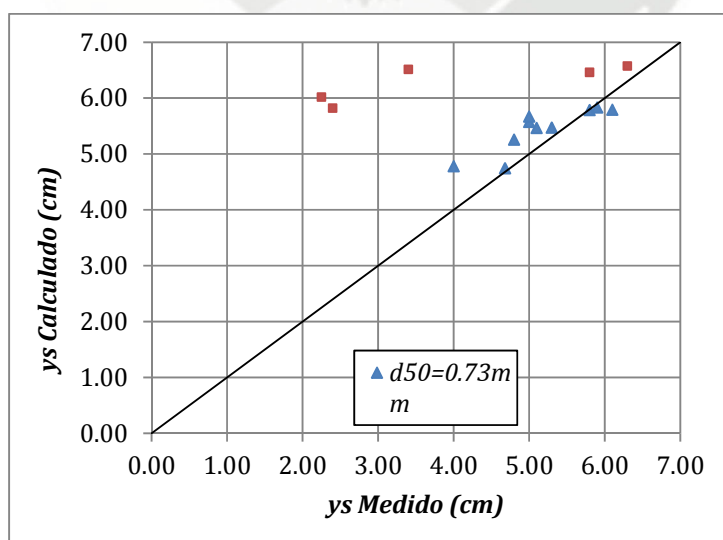


Figura 8.18, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de la CSU (1966), para un pilar circular. ^{PA}

En la Figura 8.19, se presenta la comparación de los valores obtenidos con la ecuación propuesta por León, se observa que existe un subestimación casi total de todos los valores y en general una dispersión con poca correlación entre los datos analizados.

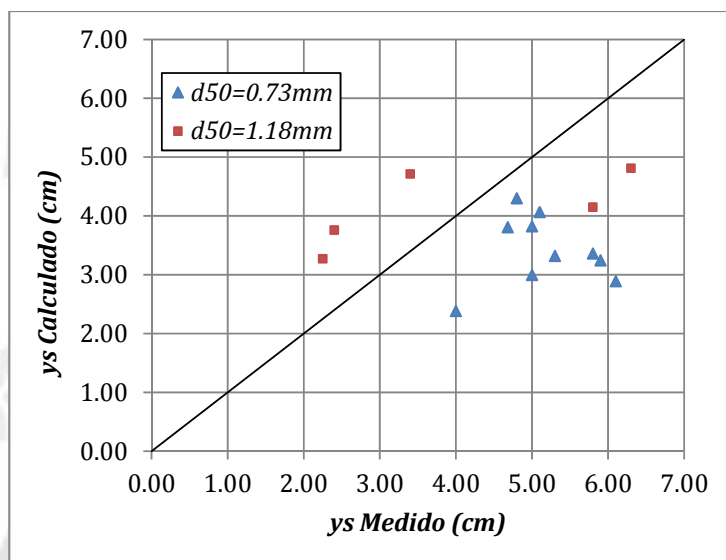


Figura 8.19, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de León (2000), para un pilar circular. ^{PA}

Finalmente en la Figura 8.20 se presenta la comparación de la profundidad de socavación medida con la calculada con la ecuación de Gómez que como se observa tiene una muy buena correlación donde sobrestima los valores prácticamente en todos los casos.

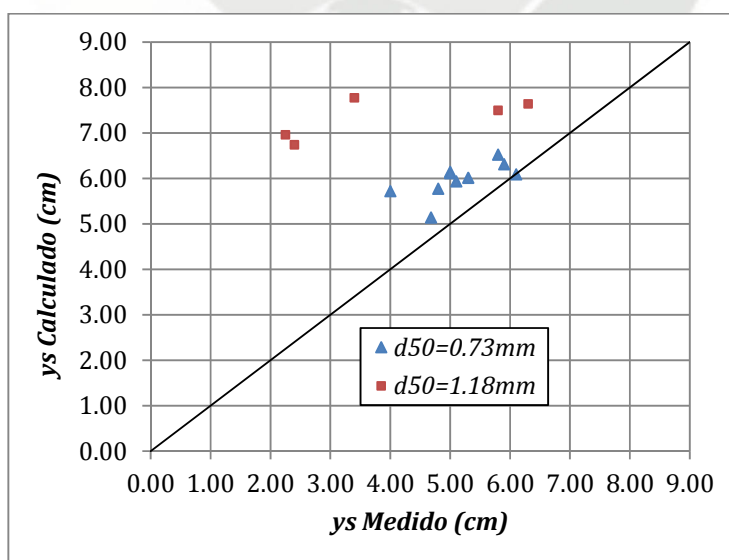


Figura 8.20, Comparación entre la socavación máxima medida en los ensayos y el valor calculado con la fórmula de Gómez (2010), para un pilar circular. ^{PA}



8.2.2 Resumen de la comparación

A continuación se presenta una tabla resumen con la apreciación para cada ecuación comparada en la sección anterior, es importante que si bien llegamos a una de las conclusiones importantes que es la confiabilidad de las ecuaciones presentadas en el Capítulo Cuatro, no podemos dejar de lado que la apreciación que se hace en la Tabla 8.1 se basan en los resultados experimentales realizados en la presente investigación y que no necesariamente nos dan una visión correcta de lo que ocurre en condiciones reales.

Definitivamente cada autor en su momento obtuvo tales ecuaciones a base a sus propias experimentaciones, sin embargo la **Tabla 8.1** sí que nos puede servir de referencia para comenzar con la estimación de la profundidad de socavación, y no deambular en la enorme bibliografía de métodos propuestos para dicha estimación.

Es importante mencionar también que para las observaciones en donde se tildan algunas ecuaciones como “confiables”, resultan ser ecuaciones de gran aplicabilidad para el cálculo como lo es la propuesta por la CSU.

Tabla 8.1, Resumen de la comparación de las formulas según los resultados de la experimentación con un pilar circular. ^{PA}

#	Autor	Sobrestima	Subestima	Observaciones
1	Inglis		SI	
2	Laurson y Toch		SI	
3	Yaroslavtziev		SI	
4	Laurson	SI		No garantiza resultados al 100%
5	Larras	SI		Sobrestima sin patron alguno
6	Neil	SI		No garantiza resultados al 100%
7	Arunachalam		SI	
8	Carstens		SI	
9	Maza		SI	
10	Shen	SI		Confiable
11	Hancu		SI	
12	Breusers		SI	
13	Flores		SI	
14	Jain y Fisher	SI		Confiable
15	Melville		SI	
16	Froehlich		SI	
17	TRRL		SI	
18	CSU	SI		Confiable
19	León		SI	
20	Gómez	SI		Confiable

8.3 Influencia de los factores

8.3.1 Forma del pilar

A lo largo de los años la gran mayoría de investigadores ha encontrado la influencia que tiene la forma del pilar alineados con el flujo en relación con la profundidad de socavación, definiendo tal relación mediante factores que afectan a todas la ecuaciones que fueron analizadas en los capítulos anteriores.

8.3.2 Velocidad del flujo

a) Numero de Reynolds del Pilar

Uno de los parámetros a utilizarse es el Número de Reynolds del pilar Re_p , en la **Figura 8.21** se grafica las profundidades máximas extrapolados de socavación de cada ensayo donde se encuentra una tendencia notoria hasta valores de 10500 para el Numero de Reynolds del pilar.

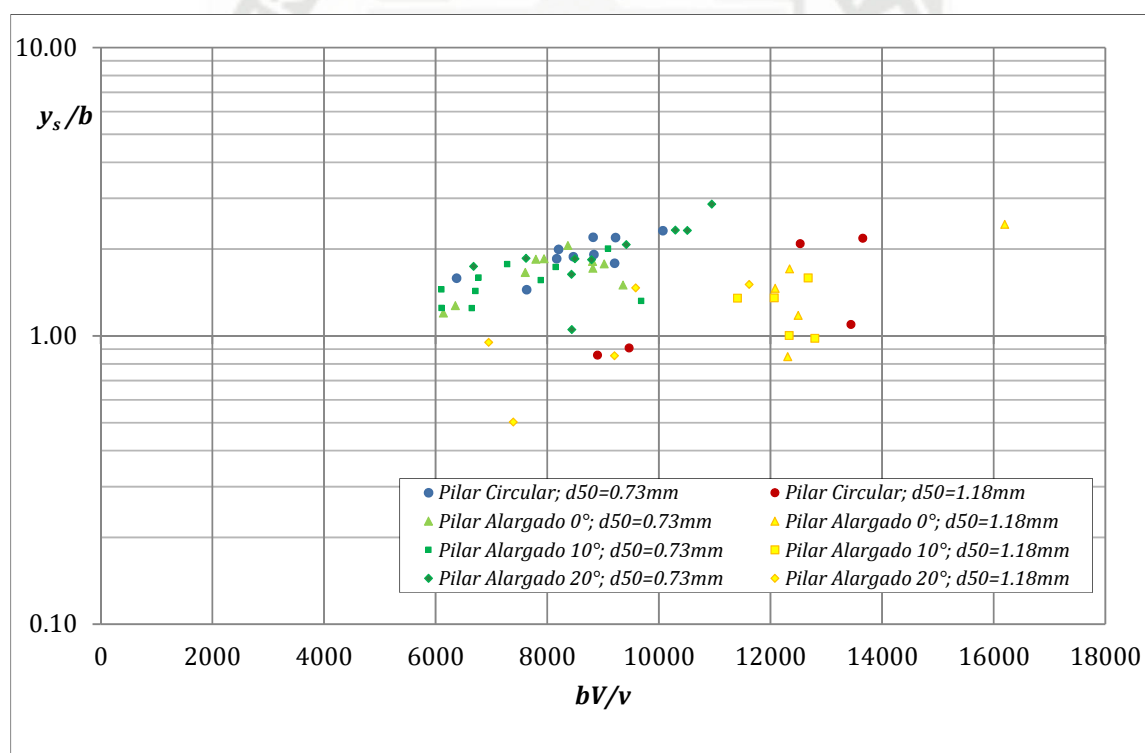


Figura 8.21, Interacción entre y_s/b y el Número de Reynolds del Pilar $Re_p = Vb/v^{PA}$

Para valores mayores a 10500 se observa dispersión sin una tendencia muy marcada, esto ocurre para la granulometría más gruesa.

b) Numero de Froude del Pilar

Ahora para el Número de Froude del pilar $F_p = V/\sqrt{gb}$ se grafican igualmente las socavación máximas de los ensayos, encontrando una tendencia desde valores de 0.35 hasta 0.65. Esto se observa en la **Figura 8.22**. Igualmente para valores mayores a 0.65, se encuentra gran dispersión para los datos analizados.

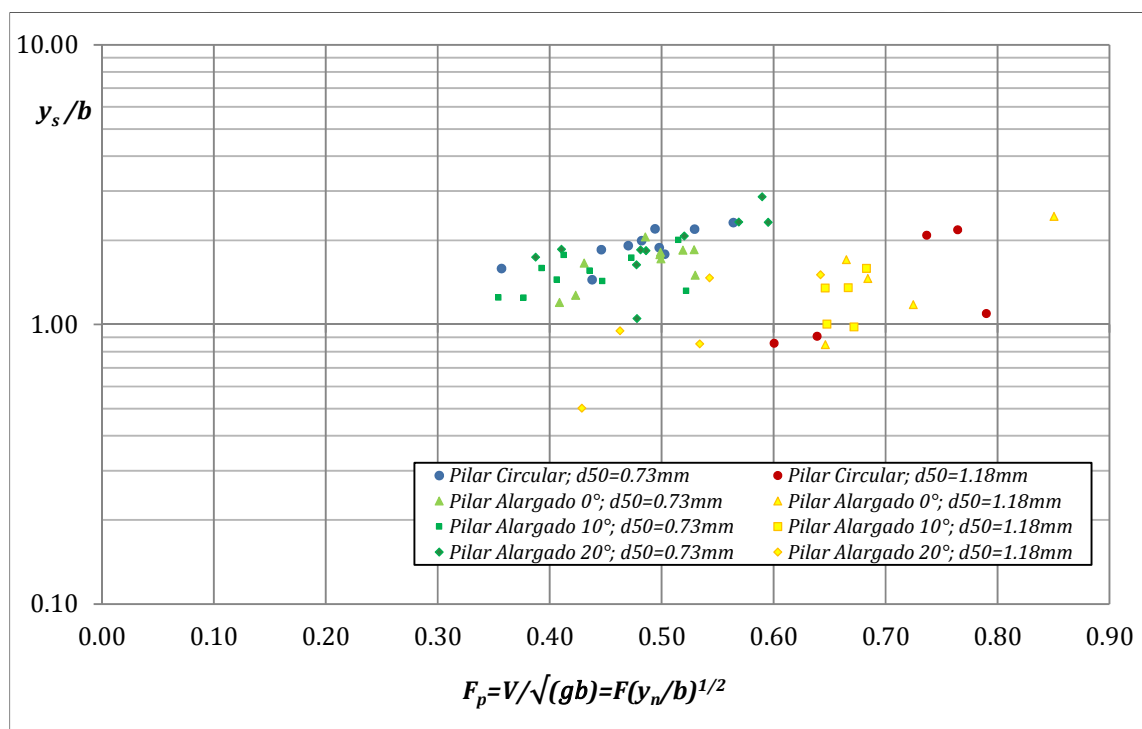


Figura 8.22, Interacción entre y_s/b y el Número de Froude del Pilar $F_p = V/\sqrt{gb}$ ^{PA}

Si al Número de Froude del pilar lo multiplicamos por el factor adimensional y_n/y_n y arreglamos la expresión obtenemos $F(y_n/b)^{1/2}$ donde F viene siendo el Numero de Froude que determina el régimen del flujo. De aquí se determina que el Numero de Froude del Pilar también es igual a $F(y_n/b)^{1/2}$.

8.3.3 Profundidad del flujo

La profundidad del flujo viene definida en el parámetro adimensional y_n/b , el cual se ha relacionado con el parámetro de interés y_s/b , con el objetivo de ver la influencia de este. El la **Figura 8.23** se presente la interacción de estos dos parámetros, pudiéndose notar que para valores de 1.3 en la abscisas se tiene en promedio una relación de 1.5 de la socavación con el ancho del pilar.

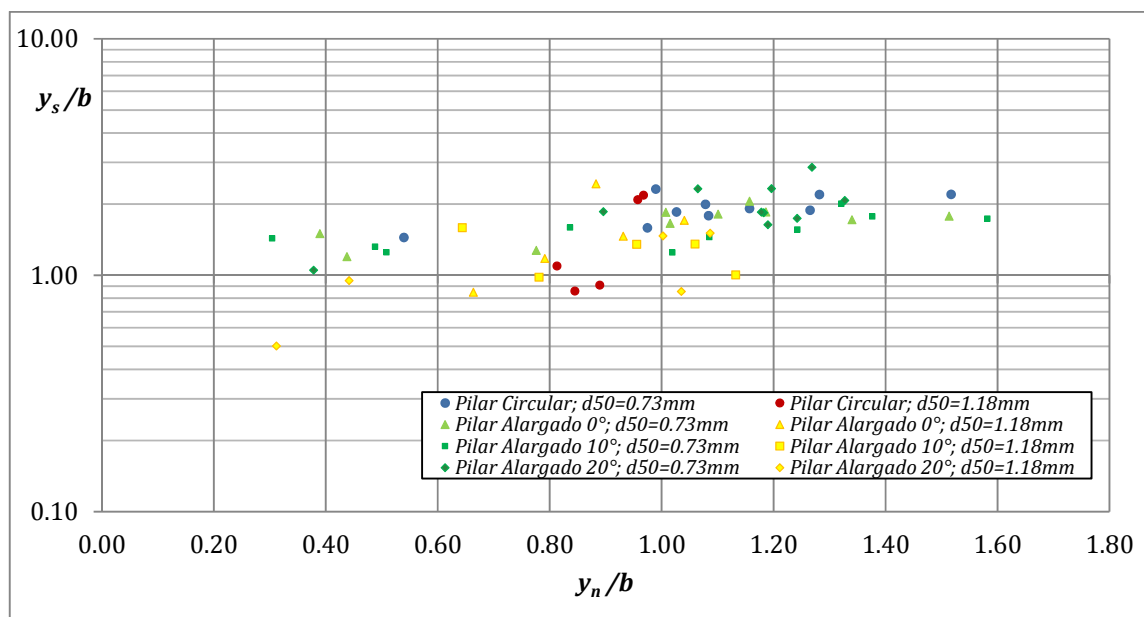


Figura 8.23, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y y_n/b . ^{PA}

8.3.4 Condiciones críticas

Como se vio en sección 5.11.4.2 del Capítulo Cinco, donde se definieron dos parámetros adimensionales en relación con las condiciones críticas del lecho socavado, a continuación en la Figura 8.24 se presenta la interacción entre el parámetro de interés y la relación de la Velocidad del Flujo y la Velocidad crítica para el inicio del movimiento.

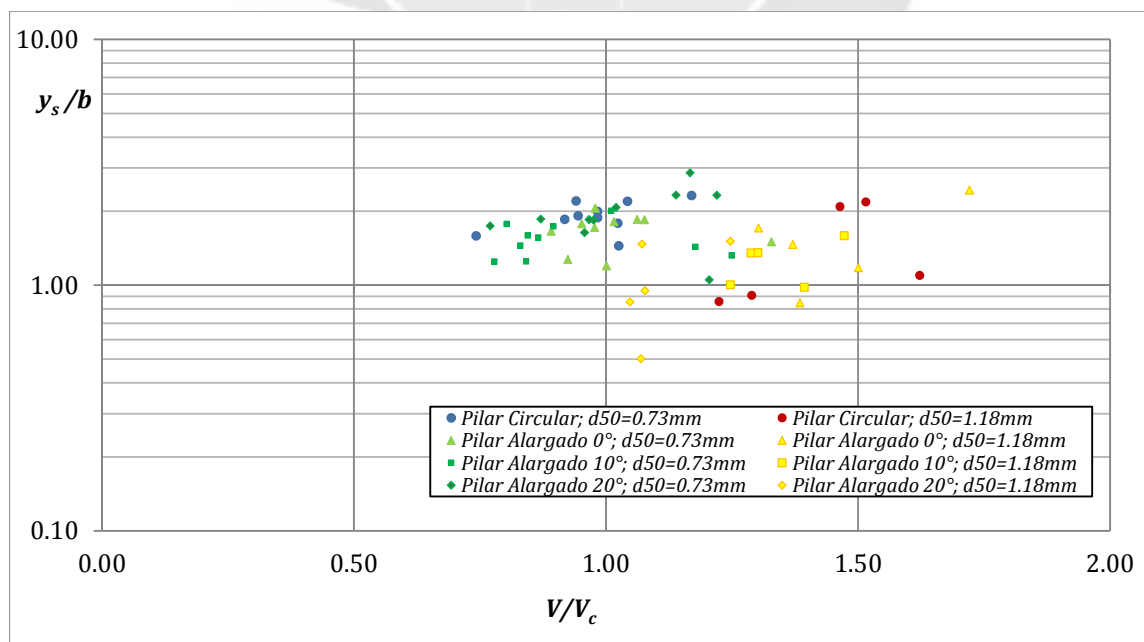


Figura 8. 24, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y V/V_c . ^{PA}

De la **Figura 8.24**, ya que dicha interacción está relacionada directamente con la velocidad del flujo, guarda cierta relación con el Número de Reynolds del Pilar y el Número de Froude del Pilar, para este caso tenemos una tendencia bien marcada para el intervalo de abscisas desde 0.74 y 1.22, para valores mayores a 1.22 tal tendencia pierde continuidad.

Para el siguiente parámetro adimensional τ/τ_c se grafica en la Figura 8.25. la interacción con el parámetro de interés.

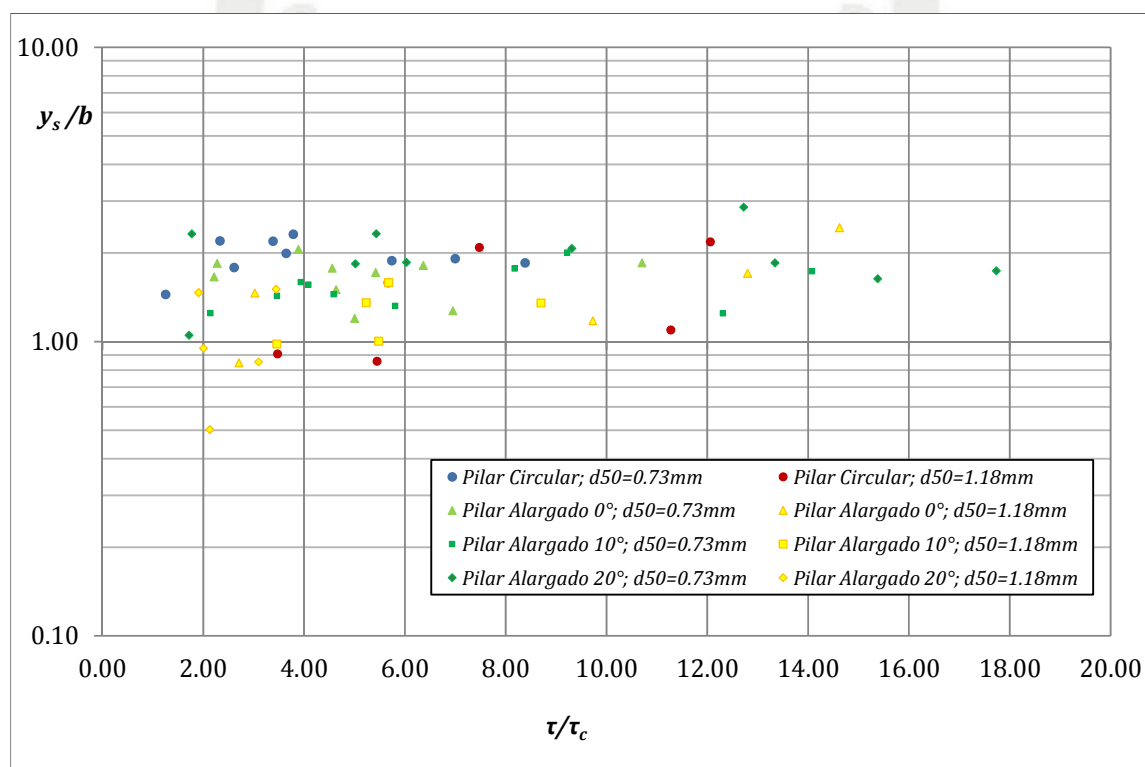


Figura 8.25, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y τ/τ_c . ^{PA}

En esta última interacción de parámetros adimensionales no se encuentra una tendencia muy notoria como en los casos anteriores, pues lo que sí es obvio es que para un esfuerzo cortante en el lecho igual a 0, le corresponde una profundidad de socavación nula, lo que indica que a medida que el esfuerzo cortante va en aumento también lo hará la profundidad de socavación, pero al parecer esta correlación de aumento no pudo ser obtenida con mucha claridad.

A pesar de ello si analizamos los puntos marcados por los ensayos con un Pilar alargado a un ángulo de incidencia de 0° se muestra someramente una relación de incremento con pendiente positiva.

8.3.5 Tamaño de sedimento

Aunque aproximadamente la mitad de los autores no considera influyente el diámetro de las partículas del fondo de lecho como una variable importante, en la presente investigación se tomara tal variable.

Esta influencia se hará no directamente con el parámetro que involucra el diámetro de la partícula d_s/b , sino que se aplicara un artificio que permite el análisis dimensional que es el poder multiplicar o dividir los parámetros adimensionales entre sí, con el objeto de obtener otros nuevos que tengan mayor coherencia con el estudio a fin.

Por ende la lógica del estudio nos dice que a mayor diámetro de la partícula menor será la profundidad de socavación, por ende estas dos variables deben estar relacionadas inversamente, además de ellos ve vio que el Número de Froude del Pilar guarda una muy buena tendencia para ciertos rangos, así que para la siguiente Interacción de parámetros se utilizó el siguiente producto de parámetros como se muestra.

$$\frac{y_s}{b} = f \left[F_p, \frac{b}{d_s} \right] \Rightarrow \frac{y_s}{b} = f \left[F_p \left(\frac{b}{d_s} \right)^{1/2} \right] = f \left[F \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/2} \left(\frac{b}{d_s} \right)^{1/2} \right] = f \left[F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2} \right]$$

En la Figura 8.26, se muestra la interacción del parámetro hallado $F(y_n/d_s)^{1/2}$, con el parámetro de interés.

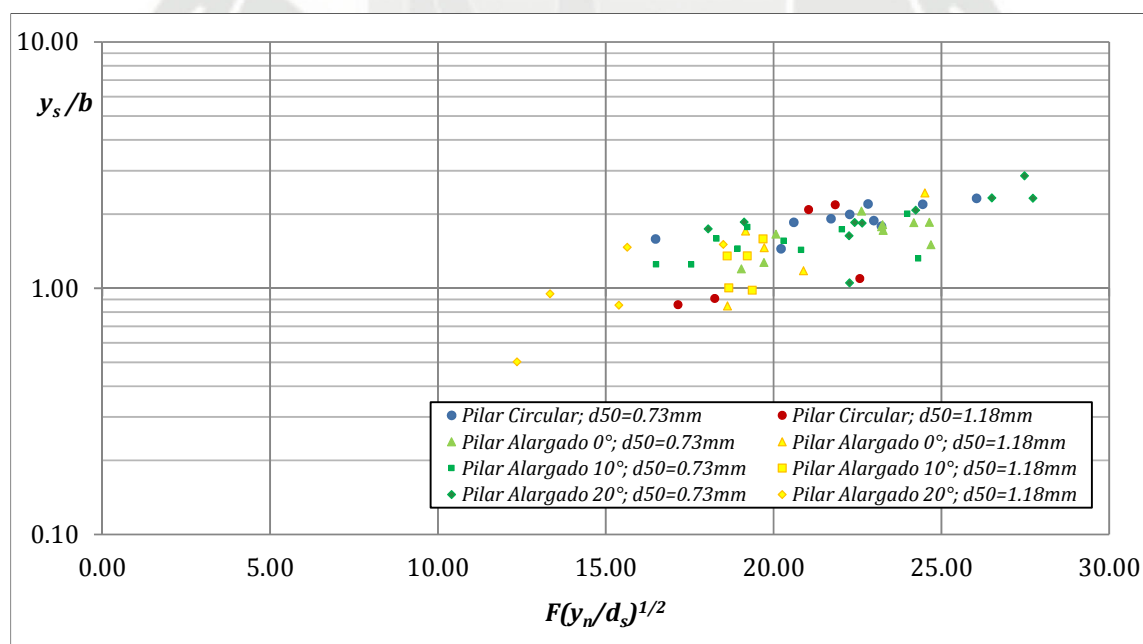


Figura 8.26, Interacción entre los parámetros adimensionales y_s/b y $F(y_n/d_s)^{1/2}$. ^{PA}

Como se puede apreciar en la Figura 8.26, existe una tendencia como de era de esperarse, bien marcada para un rango de aplicación desde 16.5 hasta un máximo de 26.05.

8.4 Formulación de Ecuaciones

En presente acápite se describe el procedimiento seguido para la formulación de ecuación para el cálculo de la profundidad de socavación en base a los parámetros adimensionales analizados en la sección anterior. Siendo así se procede enumerando los pasos seguidos:

- Se graficaron todas las curvas de la relación: profundidad de socavación vs. Tiempo para cada ensayo realizado, cuyas graficas se adelantaron parcialmente en la sección 7.8, la totalidad de estas se presentan en el Anexo B.
- Una vez graficadas las curvas para los puntos de interés de cada pilar, se identificó la curva con valores más altos y se ajustó una curva logarítmica que en casi la mayoría presentaba la mejor correlación para la dispersión de puntos.

Estas ecuaciones con ajuste logarítmico para cada ensayo se muestran en la **Tabla 8.2**.

Tabla 8.2, Tabla para la extrapolación de la profundidad de socavación obtenida en los ensayos, y variación en porcentaje respectiva. ^{PA}

Ensayo #	Ecuación	y_s Medido	Tiempo Modelo Ajustado		Tiempo estimado		y_s Caculado	Variación
		(cm)	(días)	(horas)	(días)	(horas)	(cm)	(%)
1	$y_s = 0.4303 \ln(t) + 5.1088$	4.00	0.08	1.82	0.58	13.82	4.87	21.8
2	$y_s = 0.4240 \ln(t) + 5.5399$	4.68	0.13	3.16	0.63	15.16	5.35	14.2
3	$y_s = 0.5275 \ln(t) + 6.5701$	4.80	0.03	0.84	0.53	12.84	6.24	30.0
4	$y_s = 0.5836 \ln(t) + 7.0741$	5.30	0.05	1.15	0.55	13.15	6.72	26.8
5	$y_s = 0.7111 \ln(t) + 8.2548$	5.80	0.03	0.76	0.53	12.76	7.81	34.6
6	$y_s = 0.4641 \ln(t) + 6.2848$	5.00	0.06	1.51	0.56	13.51	6.02	20.4
7	$y_s = 0.5238 \ln(t) + 6.7746$	5.10	0.04	0.98	0.54	12.98	6.45	26.5
8	$y_s = 0.4984 \ln(t) + 6.6553$	5.00	0.04	0.87	0.54	12.87	6.34	26.9
9	$y_s = 0.6202 \ln(t) + 7.7651$	5.90	0.05	1.19	0.55	13.19	7.39	25.3
10	$y_s = 0.6277 \ln(t) + 7.7632$	6.10	0.07	1.70	0.57	13.70	7.41	21.5
11	$y_s = 0.2847 \ln(t) + 3.0337$	2.40	0.11	2.59	0.61	14.59	2.89	20.5
12	$y_s = 0.2556 \ln(t) + 3.2301$	2.25	0.02	0.52	0.52	12.52	3.06	36.2
13	$y_s = 0.3242 \ln(t) + 3.7491$	3.40	0.34	8.18	0.84	20.18	3.69	8.6
14	$y_s = 0.6584 \ln(t) + 7.3891$	5.80	0.09	2.15	0.59	14.15	7.04	21.4
15	$y_s = 0.6880 \ln(t) + 7.6674$	6.30	0.14	3.29	0.64	15.29	7.36	16.8
16	$y_s = 0.3812 \ln(t) + 4.3266$	2.90	0.02	0.57	0.52	12.57	4.08	40.7
17	$y_s = 0.5446 \ln(t) + 6.5157$	4.60	0.03	0.71	0.53	12.71	6.17	34.1
18	$y_s = 0.4568 \ln(t) + 5.4031$	3.70	0.02	0.58	0.52	12.58	5.11	38.1
19	$y_s = 0.3347 \ln(t) + 4.5233$	3.60	0.06	1.52	0.56	13.52	4.33	20.3
20	$y_s = 0.4795 \ln(t) + 5.9529$	4.20	0.03	0.62	0.53	12.62	5.64	34.4



MODELAMIENO HIDRÁULICO PARA EL ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN PILARES DE PUENTES Y ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS PARA SU CÁLCULO



Ensayo #	Ecuación	y_s Medido	Tiempo Modelo Ajustado		Tiempo estimado		y_s Caculado	Variación
		(cm)	(días)	(horas)	(días)	(horas)	(cm)	(%)
21	$y_s = 0.5545 \ln(t) + 6.6306$	4.70	0.03	0.74	0.53	12.74	6.28	33.6
22	$y_s = 0.6193 \ln(t) + 7.4016$	5.10	0.02	0.58	0.52	12.58	7.00	37.3
23	$y_s = 0.5093 \ln(t) + 6.5934$	5.20	0.06	1.56	0.56	13.56	6.30	21.2
24	$y_s = 0.4856 \ln(t) + 6.1162$	4.80	0.07	1.60	0.57	13.60	5.84	21.7
25	$y_s = 0.4813 \ln(t) + 6.3561$	4.60	0.03	0.62	0.53	12.62	6.05	31.5
26	$y_s = 0.2319 \ln(t) + 2.9950$	2.50	0.12	2.84	0.62	14.84	2.88	15.3
27	$y_s = 0.3960 \ln(t) + 4.2254$	3.20	0.08	1.80	0.58	13.80	4.01	25.2
28	$y_s = 0.4042 \ln(t) + 5.2389$	3.60	0.02	0.42	0.52	12.42	4.97	38.1
29	$y_s = 0.5463 \ln(t) + 6.1219$	4.60	0.06	1.48	0.56	13.48	5.81	26.2
30	$y_s = 0.7857 \ln(t) + 8.7797$	6.20	0.04	0.90	0.54	12.90	8.29	33.7
31	$y_s = 0.4838 \ln(t) + 5.1165$	4.00	0.10	2.39	0.60	14.39	4.87	21.7
32	$y_s = 0.3804 \ln(t) + 4.4979$	3.10	0.03	0.61	0.53	12.61	4.25	37.2
33	$y_s = 0.4856 \ln(t) + 6.3340$	4.70	0.03	0.83	0.53	12.83	6.03	28.3
34	$y_s = 0.4310 \ln(t) + 5.5827$	4.10	0.03	0.77	0.53	12.77	5.31	29.5
35	$y_s = 0.3712 \ln(t) + 5.1295$	4.20	0.08	1.96	0.58	13.96	4.93	17.3
36	$y_s = 0.4980 \ln(t) + 5.7380$	3.90	0.02	0.60	0.52	12.60	5.42	38.9
37	$y_s = 0.2827 \ln(t) + 4.2913$	4.00	0.36	8.56	0.86	20.56	4.25	6.2
38	$y_s = 0.3877 \ln(t) + 4.7400$	3.40	0.03	0.76	0.53	12.76	4.49	32.2
39	$y_s = 0.5452 \ln(t) + 7.1464$	5.60	0.06	1.41	0.56	13.41	6.83	21.9
40	$y_s = 0.4577 \ln(t) + 6.1752$	4.80	0.05	1.19	0.55	13.19	5.90	22.9
41	$y_s = 0.5004 \ln(t) + 5.6611$	4.50	0.10	2.36	0.60	14.36	5.40	20.1
42	$y_s = 0.1877 \ln(t) + 3.4349$	3.00	0.10	2.37	0.60	14.37	3.34	11.3
43	$y_s = 0.3772 \ln(t) + 4.7968$	3.90	0.09	2.23	0.59	14.23	4.60	17.9
44	$y_s = 0.3458 \ln(t) + 4.8244$	3.70	0.04	0.93	0.54	12.93	4.61	24.6
45	$y_s = 0.3552 \ln(t) + 3.6095$	2.70	0.08	1.85	0.58	13.85	3.41	26.5
46	$y_s = 0.2917 \ln(t) + 3.7162$	3.10	0.12	2.90	0.62	14.90	3.58	15.4
47	$y_s = 0.4156 \ln(t) + 5.7963$	4.70	0.07	1.72	0.57	13.72	5.56	18.4
48	$y_s = 0.5419 \ln(t) + 6.5720$	5.00	0.05	1.32	0.55	13.32	6.25	25.1
49	$y_s = 0.5692 \ln(t) + 6.6476$	5.10	0.07	1.58	0.57	13.58	6.32	24.0
50	$y_s = 0.5034 \ln(t) + 6.2156$	4.80	0.06	1.44	0.56	13.44	5.92	23.4
51	$y_s = 0.5589 \ln(t) + 6.6261$	5.00	0.05	1.31	0.55	13.31	6.30	25.9
52	$y_s = 0.7334 \ln(t) + 8.3501$	6.00	0.04	0.97	0.54	12.97	7.90	31.6
53	$y_s = 0.7281 \ln(t) + 8.3636$	6.00	0.04	0.93	0.54	12.93	7.91	31.9
54	$y_s = 0.6048 \ln(t) + 7.4409$	5.30	0.03	0.70	0.53	12.70	7.06	33.1
55	$y_s = 0.9331 \ln(t) + 10.3240$	7.20	0.04	0.84	0.54	12.84	9.74	35.3
56	$y_s = 0.2079 \ln(t) + 3.0285$	2.40	0.05	1.17	0.55	13.17	2.90	21.0
57	$y_s = 0.2749 \ln(t) + 3.4008$	2.50	0.04	0.91	0.54	12.91	3.23	29.2
58	$y_s = 0.1040 \ln(t) + 1.7369$	1.60	0.27	6.43	0.77	18.43	1.71	6.8
59	$y_s = 0.4698 \ln(t) + 5.2891$	3.70	0.03	0.82	0.53	12.82	4.99	35.0
60	$y_s = 0.4033 \ln(t) + 5.3880$	3.90	0.02	0.60	0.52	12.60	5.13	31.5
							Máximo	40.7
							Mínimo	6.2
							Promedio	25.8

- c) En la Tabla 8.2, también se muestra los valores máximos medidos en cada uno de los ensayos (columna 3 de la tabla), esto con el objetivo de despejar dentro del ajuste de la ecuación logarítmica, en que supuesto tiempo sucedería tal socavación; así por ejemplo para el ensayo #1, los 4cm medidos se producirían en 0.08días o en 1.82horas.
- d) A este tiempo ajustado para cada ensayo se le debía sumar un tiempo adicional bajo el criterio de tratar de simular el tiempo aproximado de duración de una crecida, así entonces la duración de los hidrogramas de los caudales máximos y la ocurrencia del caudal pico ocurre en un periodo de entre 24 a 48 horas.
- e) Tomando en consideración el valor máximo de 48horas y escalándola al modelo según la escala de tiempo ($1/6.32$) tendríamos un equivalente a 7.59horas. Sin embargo para la estimación de las formulas se considerada un tiempo algo mayor a las 72horas en el prototipo es decir un tiempo algo mayor a 11.38horas en el modelo (Tabla 8.3)
- f) Es por ello entonces que en la Tabla 8.2, al tiempo ajustado se le suma 0.5días el equivalente a 12horas, que en un prototipo es 75.8horas aproximadamente. Ahora con estos nuevos tiempos (columnas 6 y 7 de la tabla 8.2) se extrapolan los valores de y_s , los cuales serán los utilizados para el ajuste de las ecuaciones presentadas más adelante.
- g) Finalmente en la última columna de la Tabla 8.2 se presenta el porcentaje de variación entre el y_s medido en los ensayos y el y_s extrapolado, encontrando un % de variación promedio de 25.8%.
En la Tabla 8.3 se presenta es la variación para distintos tiempos de ocurrencia.

Tabla 8.3, Variación promedio para el y_s extrapolado según los tiempos de ocurrencia de una crecida. ^{PA}

Tiempo en el Prototipo (horas)	Tiempo en el Modelo (horas)	Variación Promedio para el y_s (%)
12	1.90	4.8
24	3.79	12.2
48	7.59	19.6
72	11.38	24.0

Con los valores obtenidos por extrapolación se procede a analizar la influencia de cada parámetro predefinido con la profundidad de socavación.

Antes de comenzar a formular las ecuaciones, se presenta en la Tabla 8.4 los coeficientes de correlación de Pearson según el ajuste de tendencia (Exponencial, Lineal, Logarítmica y Potencial) para la envolvente de los intervalos descritos para cada uno de los parámetros analizados en la sección 8.3. (Figuras 8.21 a 8.26)

Tabla 8.4, Coeficientes de correlación de Pearson para los ajustes de tendencia de las envolventes de los parámetros adimensionales analizados ^{PA}

Parámetro	Exponencial		Lineal		Logarítmica		Potencial	
	R ²	R	R ²	R	R ²	R	R ²	R
Re _p	0.5282	0.7268	0.5113	0.7151	0.5230	0.7232	0.5478	0.7401
F _p	0.6177	0.7859	0.6310	0.7944	0.5995	0.7743	0.5906	0.7685
y _n /b	0.5162	0.7185	0.4842	0.6958	0.4928	0.7020	0.5278	0.7265
V/V _c	0.2346	0.4844	0.2625	0.5123	0.2552	0.5052	0.2311	0.4807
τ/τ _c	0.0002	0.0141	0.0011	0.0332	0.0196	0.1400	0.0358	0.1892
F(y _n /d _s)	0.6177	0.7859	0.6310	0.7944	0.5995	0.7743	0.5906	0.7685

En la tabla anterior se presenta un coeficiente de correlación resaltado con negrita para cada parámetro analizado, este coeficiente representa el mejor ajuste de tendencia de la envolvente de los datos analizados.

A continuación se presentaran las ecuaciones que representa el mejor ajuste, siguiendo el mismo orden de la sección 8.3 tenemos:

8.4.1 Influencia de la velocidad del flujo

El primer parámetro analizado fue el Número de Reynolds del Pilar, para lo que se obtiene la siguiente ecuación de ajuste; (en la **Figura 8.27** se presenta la envolvente del rango analizado).

$$\frac{y_s}{b} = 0.0004(Re_p)^{0.95} = 0.0004\left(\frac{Vb}{v}\right)^{0.95}$$

Dicha ecuación presenta un coeficiente de correlación igual a $R = 0.7401$, que arreglando la expresión tenemos:

$$y_s = 0.0004b^{1.95}\left(\frac{V}{v}\right)^{0.95} \quad (8.1)$$

El rango de análisis de la ecuación 8.1 es: $6100 < \left(\frac{Vb}{v}\right)^{0.95} < 10100$

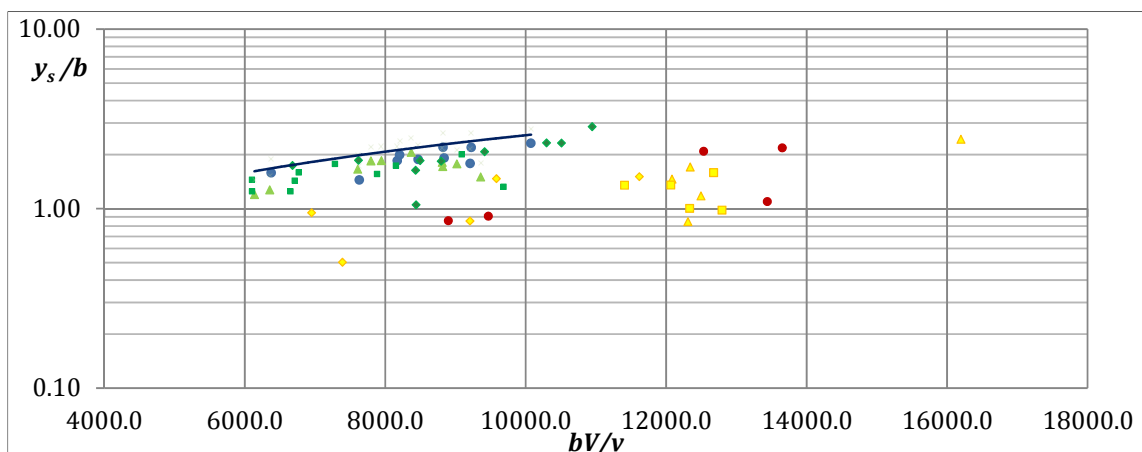


Figura 8.27, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.1,
influencia de $\frac{bv}{v}$. ^{PA}

Para el segundo parámetro; el Número de Froude del Pilar que como se vio se aplicó un artificio y así obtener la influencia directa del Número de Froude, utilizaremos la tercera mejor correlación de ajuste, es decir la ecuación potencial con un $R = 0.7685$ (Figura 8.28), cuya ecuación se formula como sigue:

$$\frac{y_s}{b} = 4.36 \left(F \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/2} \right)^{0.91} = 4.36 F^{0.91} \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.45}$$

Arreglando mejor la expresión tenemos:

$$y_s = 4.36 b^{0.55} y_n^{0.45} F^{0.91} \quad (8.2)$$

El rango de análisis para la ecuación 8.2 es: $0.36 < F \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/2} < 0.56$

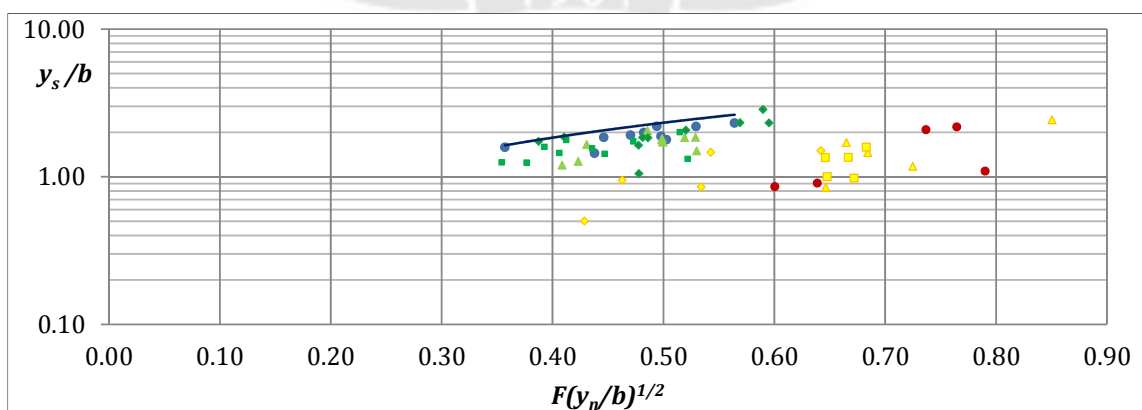


Figura 8.28, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.2,
influencia de $F \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/2}$. ^{PA}

8.4.2 Influencia de la profundidad del flujo

El **tercer parámetro** analizado fue el que contempla la profundidad del flujo o tirante de agua, para ello se utilizó una correlación con tendencia potencial, cuyo coeficiente es $R = 0.7685$, la formulación de esta ecuación que describe la envolvente mostrada en la Figura 8.29, se presenta a continuación:

$$\frac{y_s}{b} = 2.18 \left(\frac{y_n}{b} \right)^{0.31}$$

Acomodando los términos de la expresión anterior tenemos:

$$y_s = 2.18b^{0.68} y_n^{0.32} \quad (8.3)$$

El rango de análisis para la ecuación 8.3 es: $0.39 < \frac{y_n}{b} < 1.51$

Para el ajuste de la ecuación 8.3 no se tomó en cuenta los valores que se alejaban de la tendencia mostrada en la Figura 8.29. Se consideró principalmente los valores para los pilares alineados con el flujo.

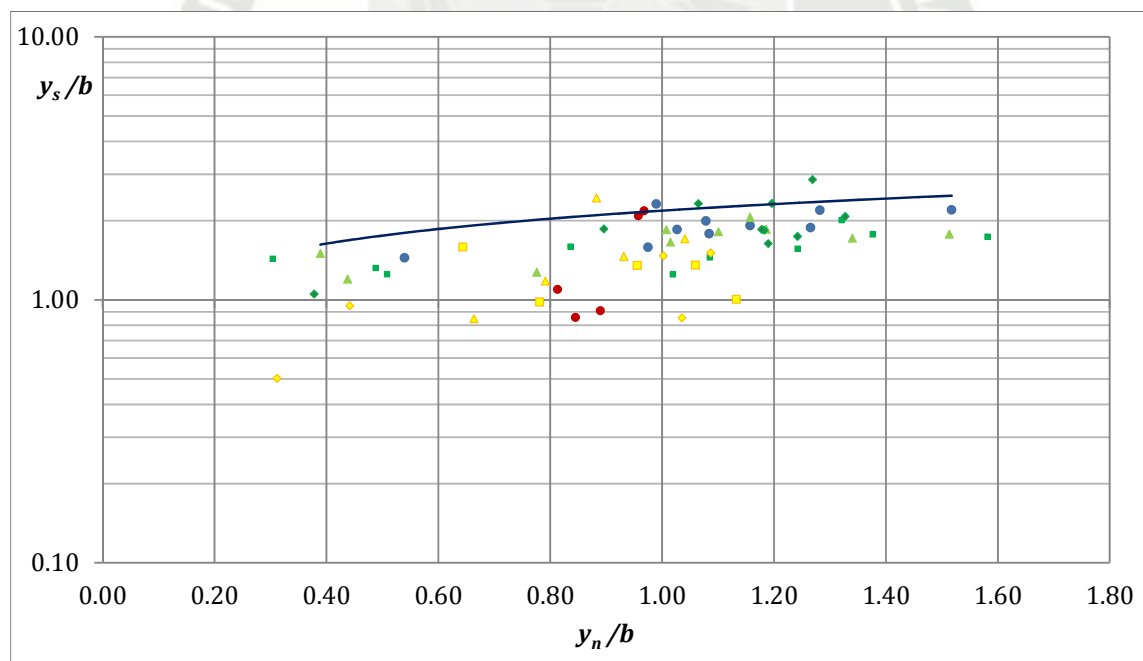


Figura 8.29, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.3, influencia de $\frac{y_n}{b}$. PA

8.4.3 Influencia de las condiciones críticas

El **cuarto parámetro** en mira de análisis es el parámetro adimensional que relaciona la velocidad del flujo con la velocidad crítica para el inicio del movimiento en el fondo del lecho, el coeficiente de correlación escogido para la determinación de la ecuación correspondiente es $R = 0.5123$, cuyo ajuste corresponde a una ecuación lineal que es la que sigue:

$$\frac{y_s}{b} = 1.42 \left(\frac{V}{V_c} \right) + 0.72$$

Multiplicando a toda la ecuación por el ancho del pilar tenemos:

$$y_s = 1.42b \left(\frac{V}{V_c} \right) + 0.72b \quad (8.4)$$

El rango de análisis para la ecuación 8.4 es: $0.74 < \frac{V}{V_c} < 1.17$

Los valores más representativos para el ajuste de esta ecuación fueron los tomados para un pilar circular, sin considerar los del pilar alargado que como se observó y nuevamente se presenta en la Figura 8.30, tienen una dispersión muy alejada como para ajustar algún patrón de comportamiento marcado entre ellos.

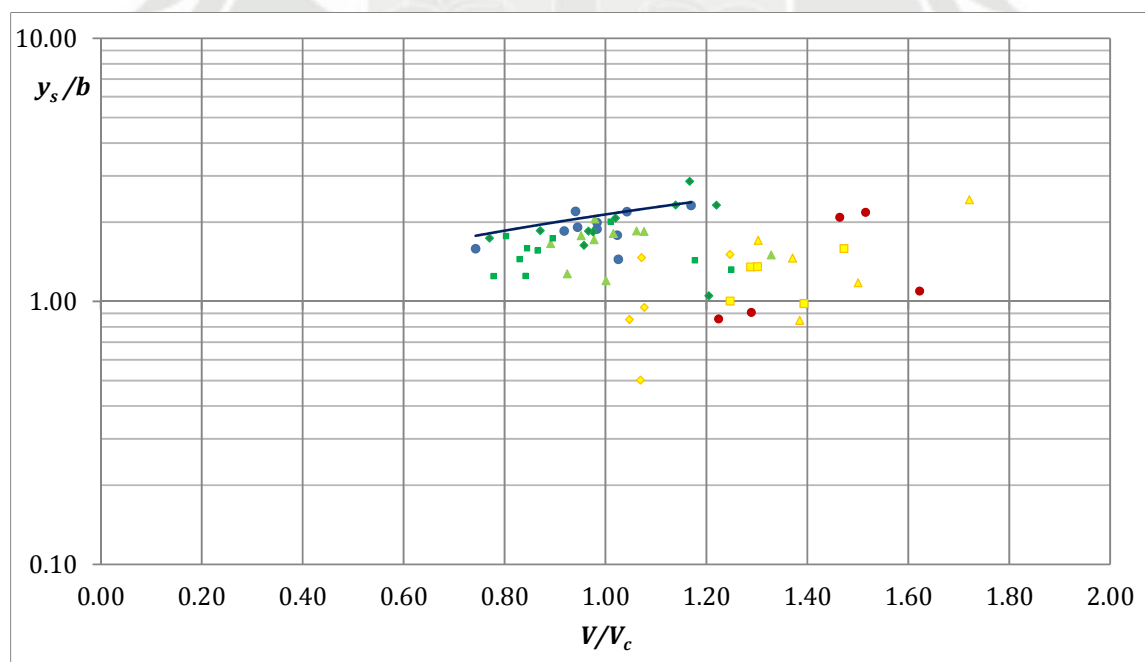


Figura 8.30, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.4,
influencia de $\frac{V}{V_c}$ PA

El quinto parámetro en análisis es el que relaciona los esfuerzos cortantes, tanto el medido como el crítico para la iniciación de movimiento, al analizar este parámetro en la sección 8.3 pudimos notar la baja correlación entre los datos y esto se demuestra en la Tabla 8.4, donde los coeficiente merodean valores cercanos a cero, sin embargo se consideró importante la participación de este parámetro y se ajustó los valores para un pilar circular con granulometría fina con una ecuación potencial cuyo coeficiente de Pearson es $R = 0.1892$, esta ecuación se formula como sigue:

$$\frac{y_s}{b} = 2.31 \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.05}$$

Despejando la profundidad de socavación tenemos:

$$y_s = 2.31b \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.05} \quad (8.5)$$

El rango de análisis para la ecuación 8.5 es: $1.25 < \frac{\tau}{\tau_c} < 8.39$

En la Figura 8.31 se ha trazado la envolvente que marca la tendencia potencial para los valores obtenidos de los ensayos con el pilar circular.

Esta ecuación se aprobara o en caso contrario se obviara en el análisis comparativo que se detalla en la siguiente sección.

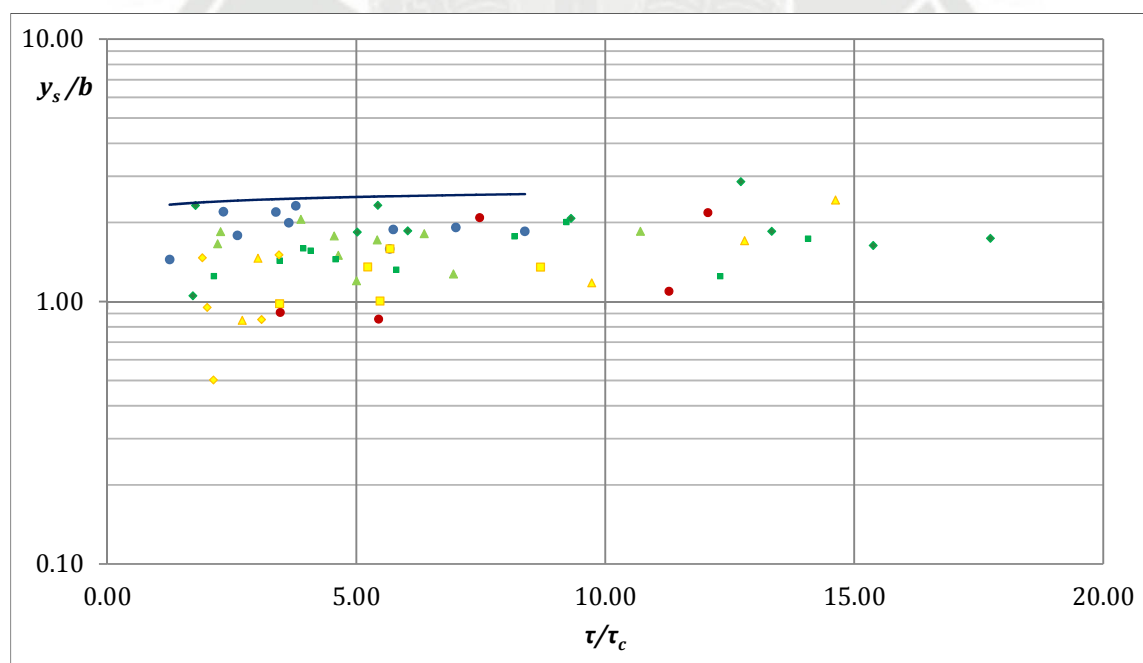


Figura 8.31, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.5, influencia de $\frac{\tau}{\tau_c}$. PA

8.4.4 Influencia del tamaño de la partícula

Finalmente despejaremos la última ecuación que corresponde la influencia del parámetro combinado que involucra el diámetro medio de la granulometría del lecho, la obtención de este parámetro se describió en la sección 8.3.5.

Para este caso se consideró un ajuste potencial con un coeficiente de correlación igual a $R = 0.7685$, cuya ecuación es la siguiente:

$$\frac{y_s}{b} = 0.70 \left(F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2} \right)^{0.91} = 0.70 F^{0.91} \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{0.45}$$

Dejando la expresión en términos de la profundidad de socavación, tenemos:

$$y_s = 0.70 b F^{0.91} \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{0.45} \quad (8.6)$$

El rango de análisis para la ecuación 8.6 es: $2.43 < F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2} < 3.83$

En la Figura 8.32, se muestra la curva envolvente que traza la ecuación 8.6, para el ajuste de esta ecuación se tomaron en cuenta principalmente los valores para un pilar circular.

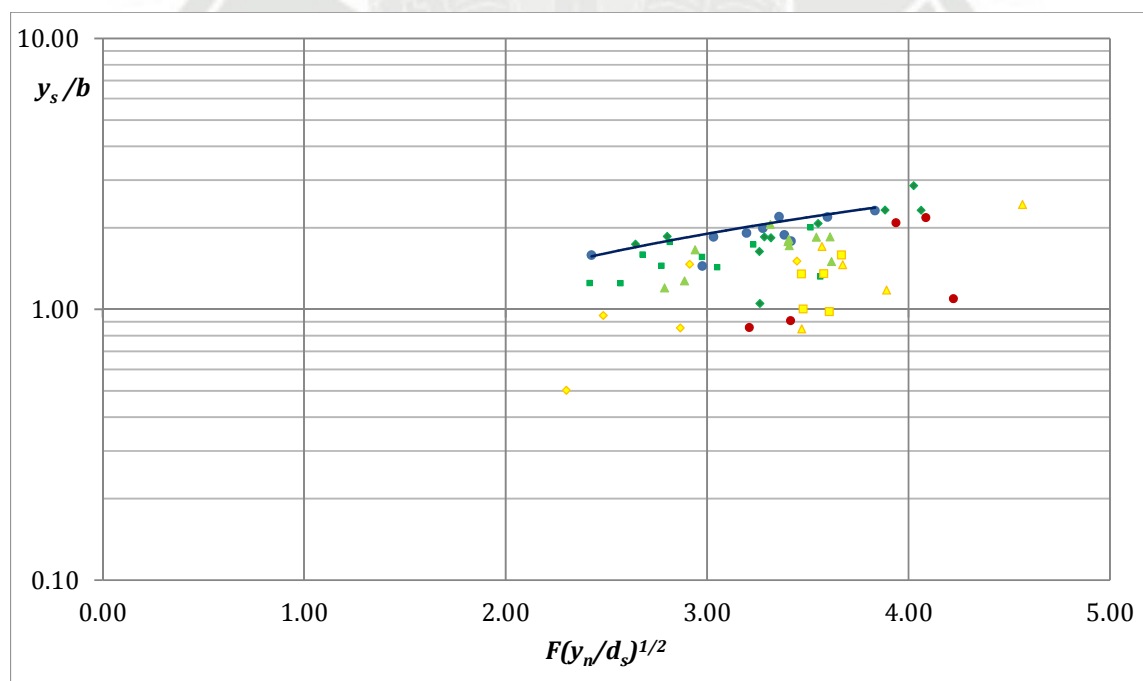


Figura 8.32, Línea envolvente de tendencia para la determinación de la ecuación 8.6,
influencia de $F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2}$. PA

Para hacer más entendible esta sección se presenta un resumen de las ecuaciones propuestas en la Tabla 8.5.

Tabla 8.5, Ecuaciones propuestas para el cálculo de la profundidad de socavación

#	Ecuación	Rango de Ajuste	Rango de aplicación
8.1	$y_s = 0.0004b^{1.95} \left(\frac{V}{v}\right)^{0.95}$	$6100 < \left(\frac{Vb}{v}\right)^{0.95} < 10100$	$\left(\frac{Vb}{v}\right)^{0.95} < 11000$
8.2	$y_s = 4.36b^{0.55} y_n^{0.45} F^{0.91}$	$0.36 < F \left(\frac{y_n}{b}\right)^{1/2} < 0.56$	$F \left(\frac{y_n}{b}\right)^{1/2} < 0.8$
8.3	$y_s = 2.18b^{0.68} y_n^{0.32}$	$0.39 < \frac{y_n}{b} < 1.51$	$\frac{y_n}{b} < 1.51$
8.4	$y_s = 1.42b \frac{V}{V_c} + 0.72b$	$0.74 < \frac{V}{V_c} < 1.17$	$\frac{V}{V_c} < 1.2$
8.5	$y_s = 2.31b \left(\frac{\tau}{\tau_c}\right)^{0.05}$	$1.25 < \frac{\tau}{\tau_c} < 8.39$	$\frac{\tau}{\tau_c} < 8.39$
8.6	$y_s = 0.7b F^{0.91} \left(\frac{y_n}{d_s}\right)^{0.45}$	$2.43 < F \left(\frac{y_n}{d_s}\right)^{1/2} < 3.83$	$F \left(\frac{y_n}{d_s}\right)^{1/2} < 3.83$

Para determinar el rango de aplicación se usó el criterio que para condiciones iniciales donde los parámetros tienden a cero, la socavación también lo hace y por ello todas las ecuaciones son válidas para los máximos permitidos en la columna 3 de la **Tabla 8.5**.

La nomenclatura utilizada es la siguiente:

- y_s : Profundidad de socavación
- b : Ancho del pilar
- v : Viscosidad cinemática del agua
- y_n : Tirante normal del flujo de aproximación
- F : Número de Froude
- d_s : Diámetro medio de la granulometría del lecho
- V : Velocidad media del flujo de aproximación
- V_c : Velocidad crítica para la iniciación de arrastre
- τ : Esfuerzo cortante hidráulico
- τ_c : Esfuerzo cortante crítico para la iniciación de arrastre



8.5 Análisis y discusión de resultados

Para esta sección utilizaremos valores obtenidos de mediciones en campos realizados por la USGS, tales datos se presentan en las Tablas 8.6 y 8.7.

En la Tabla 8.6 se muestran las condiciones hidrológicas en las cuales fueron medidas las profundidades de socavación para tres puentes Ubicados en Ohio y en Virginia. La Tabla 8.7 viene siendo la continuación de la Tabla 8.6, aquí ya se presentan los valores de la profundidad de socavación medido en campo. Estos valores de socavación serán los utilizados para realizar comparaciones con las formulas propuestas.

Tabla 8.6, Hidrología de los lugares seleccionados para la socavación en puentes USGS (2004)

Número de sitio BSDMS	Estado	Ubicación del Puente	N° USGS	Area Drenada	Pendiente del Cauce	Caudal para distintos periodos					Caudal durante la medicion
				(km ²)	(%)	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	1748.24	0.08						1408.2
53	Virginia	Tye River at S.R. 56, near Lovington	2,027,000	240.87	0.29	1079.0	2795.0	5425.5	7010.5	12131.2	264.0
											381.0
											935.7
55	Virginia	Reed Creek at S.R. 649, near Wytheville	3,166,700		0.01						

Tabla 8.7, Medición de la profundidad de socavación en campo USGS (2004)

Número de sitio BSDMS	N° de Medida	Fecha	Identif. Del Pilar	Condición de la socavación	Forma del Pilar	Altura del Pilar	Tamaño de las partículas			y _s Medido	Error de y _s
						(m)	d ₅₀	d ₉₀	d ₉₅		
44	288	19/12/1990	P2	Clear	Circular	7.4	60	74	75	0.21	0.09
53	358	03/05/1989	P2	Clear	Circular	12.5	72	220	250	0.24	0.30
53	359	07/05/1989	P2	Live	Circular	12.5	72	220	250	0.18	0.30
53	360	22/04/1992	P2	Live	Circular	12.5	72	220	250	0.49	0.30
53	361	03/05/1989	P3	Live	Circular	12.5	72	220	250	0.3	0.30
53	362	07/05/1989	P4	Live	Circular	12.5	72	220	250	0.37	0.30
53	363	22/04/1992	P5	Live	Circular	12.5	72	220	250	0.76	0.30
55	376	29/03/1991	P2	Clear	Circular	9.1	55	95	110	0.46	0.30
55	377	05/06/1992	P2	Clear	Circular	9.1	55	95	110	0.64	0.30
55	378	24/03/1993	P2	Clear	Circular	9.1	55	95	110	0.55	0.30

Ahora en la Tabla 8.8, se presentan las variables requeridas para el cálculo respectivo de la profundidad de socavación por medio de las formulas propuestas. Se observa que también se han calculado las variables involucradas en las condiciones críticas para la iniciación del movimiento de las partículas del lecho.

Una vez determinados todos estos factores se procede a calcular la profundidad de socavación con las seis ecuaciones presentadas en la Tabla Resumen 8.5. Los valores que arrojan estas ecuaciones, según su aplicabilidad se presentan en las ultimas columnas de la Tabla 8.9, para poder comprobar la aplicabilidad de las formulas se han calculado los parámetros involucrados los cuales se presentan en las primeras columnas de la Tabla 8.9.



Tabla 8.8, Factores involucrados para el cálculo de la profundidad de socavación ^{PA}

#	Características Generales							Condiciones Críticas		
	Ancho del Pilar "b"	Tirante "y _n "	Velocidad del Flujo "V"	Numero de Froude "F"	Pendiente del cauce "S"	Diametro Medio "d ₅₀ "	Socavación Medida "v _s "	V _c	τ	τ _c
	(m)	(m)	(m/s)	[]	(%)	(mm)	(m)	(m/s)	(kgf/m ²)	(kgf/m ²)
1	0.76	1.71	1.13	0.28	0.08	60.00	0.21	2.31	1.37	7.99
2	0.61	0.46	0.55	0.26	0.29	72.00	0.24	1.88	1.33	9.73
3	0.61	0.67	1.55	0.61	0.29	72.00	0.18	2.02	1.94	9.73
4	0.61	1.68	1.58	0.39	0.29	72.00	0.49	2.43	4.86	9.73
5	0.61	1.22	1.22	0.35	0.29	72.00	0.30	2.28	3.53	9.73
6	0.61	1.52	1.62	0.42	0.29	72.00	0.37	2.38	4.40	9.73
7	0.61	2.62	2.59	0.51	0.29	72.00	0.76	2.66	7.58	9.73
8	0.61	0.76	1.13	0.41	0.01	55.00	0.46	1.91	0.08	7.27
9	0.61	3.20	1.68	0.30	0.01	55.00	0.64	2.55	0.32	7.27
10	0.61	3.20	1.95	0.35	0.01	55.00	0.55	2.55	0.32	7.27
Mínimo	0.61	0.46	0.55	0.26	0.01	55.00	0.18	1.88	0.08	7.27
Máximo	0.76	3.20	2.59	0.61	0.29	72.00	0.76	2.66	7.58	9.73

Tabla 8.9, Estimación de la profundidad de socavación con las ecuaciones propuestas ^{PA}

#	Parametros adimensionales						Socavación calculada con ecuaciones propuestas						Socavación Medida "y _s "
	$\frac{Vb}{v}$	$F \left(\frac{y_n}{b} \right)^{1/2}$	$\frac{y_n}{b}$	$\frac{V}{V_c}$	$\frac{\tau}{\tau_c}$	$F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2}$	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	
	[]	[]	[]	[]	[]	[]	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
1	859353.1	0.42	2.24	0.49	0.17	1.49		1.51		1.08	1.61	0.77	0.21
2	334450.9	0.23	0.75	0.29	0.14	0.66		0.69	1.21	0.69	1.27	0.29	0.24
3	947611.0	0.64	1.10	0.77	0.20	1.86		1.77	1.37	1.10	1.30	0.75	0.18
4	966191.6	0.65	2.76	0.65	0.50	1.88		1.79		1.00	1.36	0.76	0.49
5	743224.3	0.50	2.00	0.53	0.36	1.44		1.40		0.90	1.34	0.59	0.30
6	984772.2	0.66	2.49	0.68	0.45	1.93		1.83		1.03	1.35	0.78	0.37
7	1579351.7	1.06	4.30	0.97	0.78	3.08				1.28	1.39	1.19	0.76
8	687482.5	0.46	1.25	0.59	0.01	1.52		1.31	1.43	0.95	1.12	0.63	0.46
9	1021933.4	0.69	5.25	0.66	0.04	2.29		1.89		1.01	1.20	0.91	0.64
10	1189158.9	0.80	5.25	0.76	0.04	2.67				1.10	1.20	1.04	0.55
Mínimo	334450.9	0.23	0.75	0.29	0.01	0.66	0.00	0.69	1.21	0.69	1.12	0.29	0.18
Máximo	1579351.7	1.06	5.25	0.97	0.78	3.08	0.00	1.89	1.43	1.28	1.61	1.19	0.76

Para poder interpretar mejor los resultados observados en la Tabla 8.9, se presenta en la Figura 8.33, la comparación de las profundidades de socavación medidas en campo con los valores que ofrecen cada una de las ecuaciones propuestas.

Es preciso aclarar que la ecuación 8.1 no tiene ninguna aplicabilidad, ya que según el ajuste realizado solo permite el cálculo para valores de Número de Reynolds del Pilar menores a 10,100 y en la Tabla 8.9 se observa que el menor valor calculado para el Re_p , es redondeando 335,000, lo cual supera enormemente el rango de aplicación.

De igual modo para la ecuación 8.3, solo se pudo estimar tres valores, por el mismo motivo, la aplicabilidad de la fórmula propuesta.

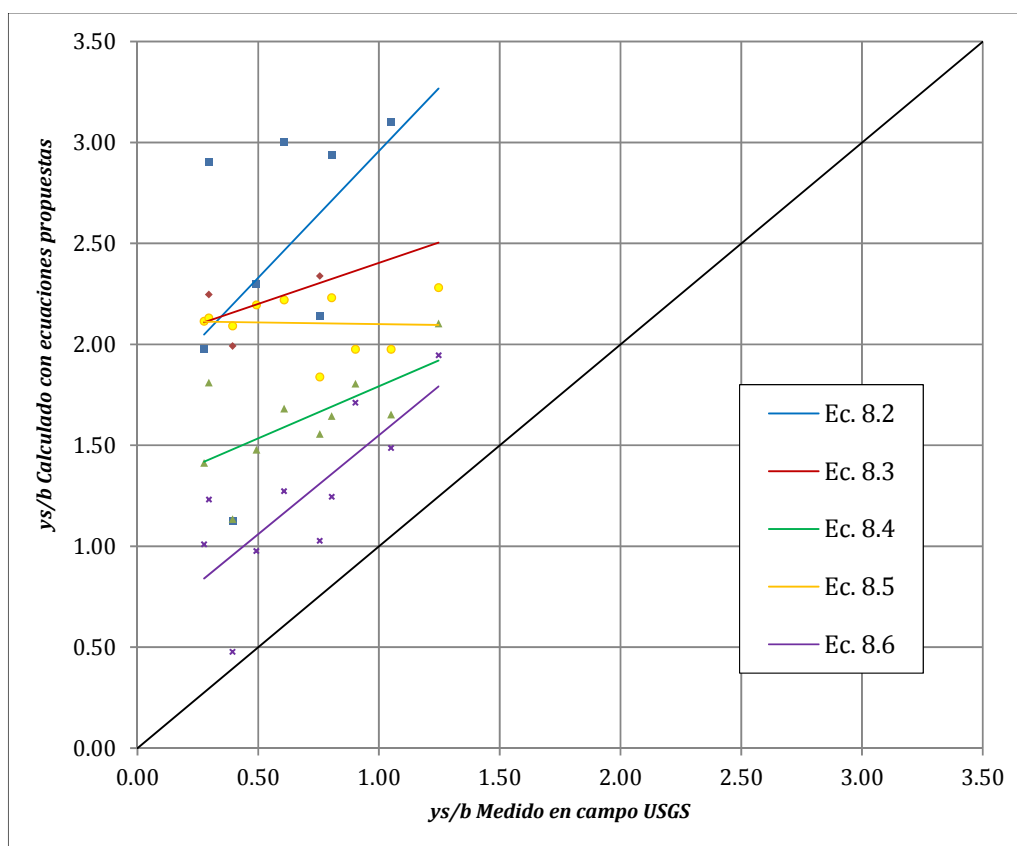


Figura 8. 33, Comparación de las formulas propuestas con los datos de Campo (USGS) ^{PA}

Los puntos que se pueden deducir de la Figura 8.33 son los siguientes:

- Todos los valores calculados sobrestiman la socavación, lo que racionalmente es bueno ya que ofrece valores seguros y en algunos casos sobredimensionados, pero esto no basta para garantizar la correcta aplicación de estas ecuaciones.
Para poder seleccionar la fórmula adecuada debemos tener presente que la línea negra de la Figura 8.33, demarca el estado perfecto de correlación, por ende toda línea representativa de cada ecuación que se aproxime a la línea de correlación perfecta será la más aceptada, esto incluye que la tendencia de cada ecuación tenga como pendiente valores cercanos a la unidad.
- Para la ecuación 8.2 tenemos los siguientes parámetros matemáticos, una pendiente igual a $m = 1.26$, con un coeficiente de correlación lineal igual a $R = 0.5$, adicional a ello se observa que es la ecuación de más sobrestima los valores de la profundidad de socavación.



- c) Para la ecuación 8.3 tenemos los siguientes parámetros matemáticos, una pendiente igual a $m = 1.26$, con un coeficiente de correlación lineal igual a $R = 0.5$, adicional a ello se observa que es la ecuación de más sobrestima los valores de la profundidad de socavación.
Probablemente esta sería una buena ecuación de cálculo con un gran factor de seguridad, por el hecho de que la pendiente se aproxima a la unidad, lo que hace poco confiable el cálculo con esta ecuación es la gran dispersión que presenta.
- d) Para la ecuación 8.3 tenemos los siguientes parámetros matemáticos, una pendiente igual a $m = 0.41$, con un coeficiente de correlación lineal igual a $R = 0.55$, esta es la segunda ecuación que sobreestima los valores de socavación.
Esta ecuación si bien da valores más altos a los medidos, el hecho de que posea una pendiente menor a la unidad nos indica que en algún punto dejara de sobre estimar la profundidad de socavación, además presenta una correlación algo lejana de la unidad.
- e) Para la ecuación 8.4 tenemos los siguientes parámetros matemáticos, una pendiente igual a $m = 0.52$, con un coeficiente de correlación lineal igual a $R = 0.65$.
En este caso se podría tener un buen ajuste para la estimación de la profundidad de socavación, pues hasta el momento esta ecuación presenta la más alta correlación con una valor de 0.65, sin embargo la pendiente lejana de la unidad hace que esta ecuación pueda tener sus deficiencias para rangos más elevados que los permitidos.
- f) Para la ecuación 8.5 tenemos los siguientes parámetros matemáticos, una pendiente igual a $m = -0.02$, con un coeficiente de correlación lineal igual a $R = 0.04$.
Aquí la apreciación es bien clara, sencillamente esta ecuación no nos garantiza ningún ajuste adecuado recordando que tan ecuación se formula a partir de datos con una muy alta dispersión, era quizás de esperar estos resultados negativos.
- g) Para la ecuación 8.6 tenemos los siguientes parámetros matemáticos, una pendiente igual a $m = 0.98$, con un coeficiente de correlación lineal igual a $R = 0.78$.
Esto evidentemente demuestra que es el mejor ajuste de entre las seis ecuaciones propuestas, pues tiene una pendiente prácticamente igual a la unidad y la correlación más alta de todas las analizadas.

Entonces hasta momento podemos asegurar la buena aplicabilidad que tendría la ecuación 8.6, sin embargo ahora compararemos esta ecuación con otras fórmulas propuestas por autores que garantizan estimaciones sobrestimadas, (Ver Tabla 8.1)

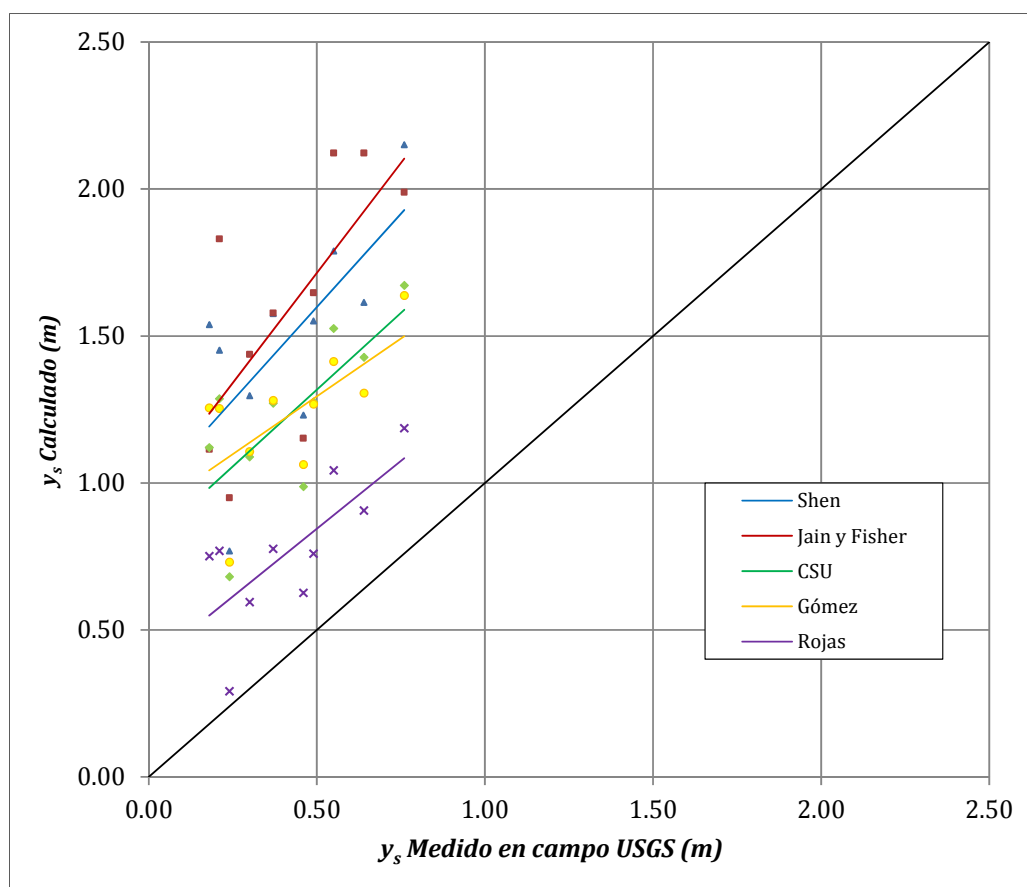


Figura 8.34, Comparación para los valores medidos en campo USGS, con las ecuaciones de algunos autores y la Ecuación propuesta 8.6 ^{PA}

Estos autores son: Shen, Jain y Fisher, la ecuación propuesta por la CSU, y Gómez, los valores estimados por cada uno de estos autores y comparados con los datos de campo de la USGS, se muestran en la Figura 8.34.

Aquí se puede ver claramente la correlación de cada una de estas ecuaciones, así como se analizó todas las ecuaciones propuestas se analizara de igual modo las ecuaciones mostradas en el Figura 8.34, para ello analicemos la Tabla 8.10

Tabla 8.10, Características matemáticas para el análisis de correlación entre las formulas propuesta por varios autores (Ver Figura 8.34). ^{PA}

Autor	Pendiente m	R ²	Correlación R
Shen	1.27	0.46	0.68
Jain y Fisher	1.50	0.46	0.68
CSU	1.05	0.51	0.72
Gómez	0.79	0.42	0.64
Rojas	0.92	0.53	0.73

La Tabla 8.10, ayuda bastante para poder concluir con respecto a notar cuales son las fórmulas que mejor ajustan a valores de la profundidad de socavación tomados en la vida real, por ende encontrar las formulas en las cuales se puede confiar la hora de estimar tal profundidad.

Entonces las tres ecuaciones que se rescatan por poseer condiciones casi ideales (pendiente cercana a la unidad y coeficiente de correlación cercana también a la unidad) son: La ecuación propuesta por la CSU, la ecuación propuesta por el autor de la presente investigación (Ecuación 8.6) y la ecuación propuesta por Gómez.

Ahora seleccionadas estas tres ecuaciones analizaremos la interacción de los parámetros y_n/b y y_s/b , esta interacción se ajusta mejor con una línea potencial la cual se muestra en la Figura 8.35.

Adicional a los valores de campo de la USGS, en esta grafica también se presentan los valores tomados de campo de FHWA (1990) utilizados por Jones (1983), esto con el objetivo de analizar si las ecuaciones seleccionadas aún siguen sobrestimando otros datos de campo.

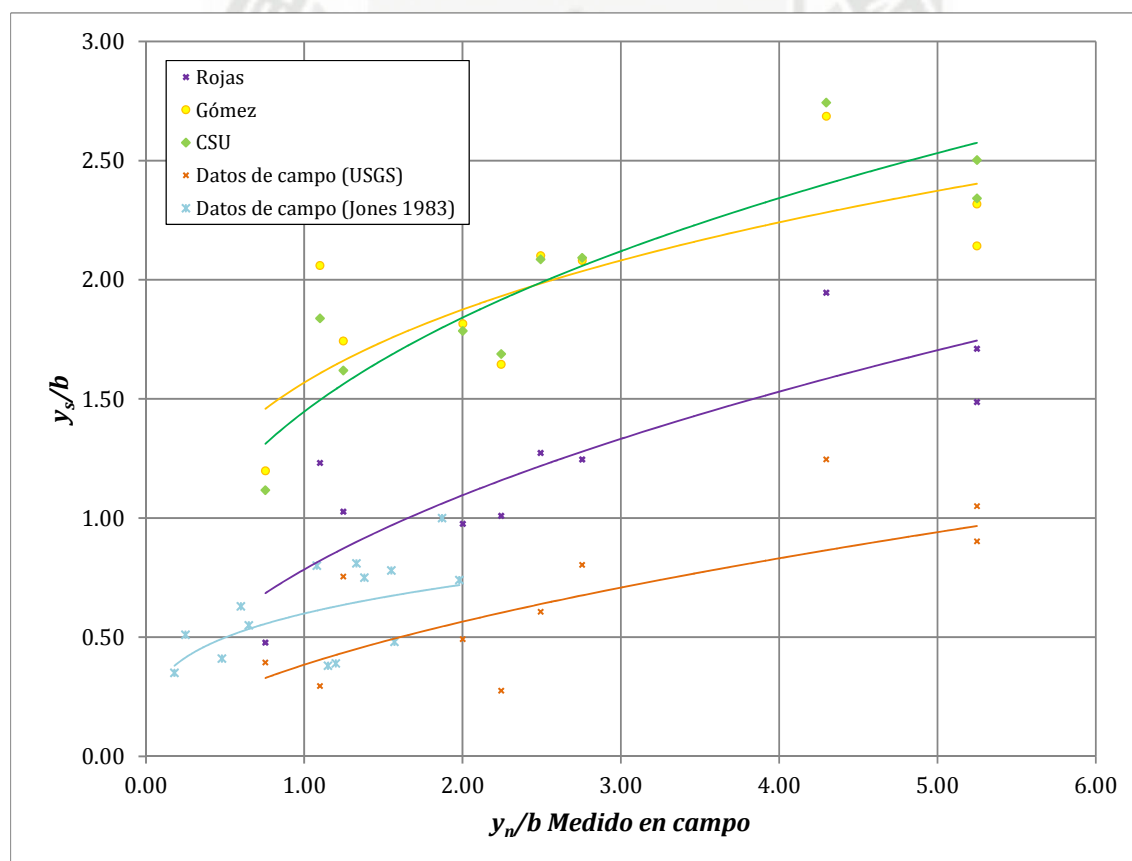


Figura 8. 35, Comparación de fórmulas seleccionadas de socavación con datos de campo ^{PA}



De aquí concluimos en que la ecuación 8.6, sigue teniendo un buen ajuste para otros valores de campo, es por ello que finalmente se presenta esta ecuación como resultado de la investigación realizada.

$$y_s = K_f K_\alpha 0.70 b F^{0.91} \left(\frac{y_n}{d_{50}} \right)^{0.45} \quad (8.7)$$

El rango de aplicación esta parametrizado por: $F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2} < 3.83$

dónde:

- y_s : Profundidad de socavación medida desde el fondo del lecho. (m)
- K_f : Factor de corrección por forma del pilar. Tabla 4.7
- K_α : Factor de corrección por ángulo de incidencia del flujo. Tabla 4.8
- b : Ancho del pilar. (m)
- F : Numero de Froude aguas arriba.
- y_n : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar. (m)
- d_{50} : Diámetro representativo al 50%. (m)

La única modificación de la fórmula 8.7 en relación con la 8.6, es que en esta última se afecta toda la expresión por los factores de forma y ángulo de incidencia respectivamente, pues son factores que han sido ampliamente analizados por diversos autores y que deben ser considerados siempre que se estime el valor de la profundidad de socavación.

Finalmente es importante mencionar que siempre que se estimen valores para la profundidad de socavación deben añadirse ciertos factores de seguridad, como se analizó en esta sección; más allá de la influencia que poseen los parámetros adimensionales estudiados, la profundidad de socavación incrementa en función además del periodo de duración de una crecida, es recomendable incrementar el valor estimado con la ecuación 8.7 por los % obtenidos en la Tabla 8.3.



CONCLUSIONES

A continuación se presentan una serie de conclusiones encontradas a lo largo de toda la investigación:

- a) En la presente investigación se realizaron un total de 60 ensayos de los cuales 15 correspondieron a un Pilar circular y el resto a un pilar Alargado, para los cuales se graficó curvas que relacionan la profundidad de socavación y_s con el tiempo de duración de cada ensayo, para todas estas curvas la correlación que mejor ajustaba todas estas curvas fue la tendencia logarítmica.
- b) En la casi totalidad de ensayos se apreció el depósito de sedimentos inmediatamente aguas abajo del pilar, sobre elevación del nivel del fondo poseía cierto parecido para cada condición de pilar ensayado.
- c) El impacto del flujo de agua frente al Pilar formó ondas que eran las responsables de la formación de la fosa de socavación, tal fosa tenía relación respecto a la onda formada en la superficie. Se apreció además los flujos vorticosos producto de la presencia del pilar en el flujo (Vórtice de herradura y Vórtice de estela).
- d) Se observó sobre todo en los ensayos con Número de Froude altos, la aparición de antidunas sobre la superficie del flujo de agua, esto era señal evidente del proceso de transporte de sedimento que ocurría en ese momento en el lecho modelado.
- e) Para los 60 ensayos realizados se empleó dos tipos de granulometría una fina y una gruesa, un fenómeno que se notó en la totalidad de ensayos con la granulometría gruesa fue el de acorazamiento, proceso que consiste en arrastrar las partículas finas del lecho y dejar las partículas más grandes sobre. Esto generaba que dichas partículas

arrastradas se depositaran dentro de la fosa de socavación después el proceso de socavación, generando así un ciclo repetitivo de socavación y depósito.

- f) El resumen de todos los datos obtenidos de los ensayos se presentan en la Tabla 7.4, estos datos fueron procesados y se utilizaron para la comparación de las ecuaciones presentadas en el capítulo cuatro, de esto se pudo comprobar que para las condiciones encontradas en los ensayos de esta investigación, la gran mayoría de las ecuaciones subestima el valor real, poniendo en riesgo el cálculo de la profundidad de socavación, las ecuaciones que presentaron resultado muy aceptables fueron la ecuaciones propuestas por: Shen, Jain y Fisher, CSU y Gómez.
- g) Gracias a la extrapolación de datos para la profundidad de socavación medida en los ensayos se pudieron determinar diferentes porcentajes de incremento en función al periodo de duración del caudal máximo en una avenida, encontrando un máximo para una avenida de aproximadamente 72 horas un 25% mayor a la socavación encontrada inicialmente.
- h) Es importante tener presente los rangos de los parámetros estudiados escalados en un prototipo, es decir valores que se nos podrían presentar a diario en condiciones reales de un río determinado. tendiendo así:

Ensayo	Geometría del pilar				Características generales						
	Ancho	Largo	Alineación	Forma	Tirante	Area Hidraulica	Velocidad	Caudal	Diametro	Profundidad socavada	Ubicación
	b	L	α		y_n	A	V	Q	d_{50}	y_s	
#	(m)	(m)	(°)	[]	(m)	(m ²)	(m/s)	(m ³ /s)	(mm)	(m)	[]
Máximo			0°		2.15	34.42	3.11	59.95	47.2	2.88	
Mínimo			20°		0.41	6.62	1.29	10.62	29.2	0.64	

- i) En el análisis dimensional realizado los parámetros que se tomaron como representativos para cada Variable Fundamental fueron: el ancho del pilar (b) como magnitud de Longitud, la Densidad del agua (ρ) como magnitud de Masa y la Velocidad del agua (V) como magnitud de Tiempo.

- j) Del análisis dimensional del fenómeno de socavación se obtuvieron 6 parámetros que en un inicio se estimó fuerte influencia sobre el incremento de la profundidad de socavación, estos seis parámetros se analizaron en el capítulo 8.

Dentro de este capítulo se utilizaron datos de campo medidos por la USGS (2004), con el objetivo de validar la aplicabilidad de las 6 ecuaciones propuestas, encontrando el mejor ajuste para la sexta ecuación es decir para la Ecuación 8.6.

Esta ecuación es el resultado de la presente investigación y se presenta nuevamente en esta sección:

$$y_s = K_f K_\alpha 0.70 b F^{0.91} \left(\frac{y_n}{d_{50}} \right)^{0.45} \text{ para } F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2} < 3.83$$

dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida desde el fondo del lecho. (m)

K_f : Factor de corrección por forma del pilar. Tabla 4.7

K_α : Factor de corrección por ángulo de incidencia del flujo. Tabla 4.8

b : Ancho del pilar. (m)

F : Numero de Froude aguas arriba.

y_n : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar. (m)

d_{50} : Diámetro representativo al 50%. (m)

- k) Para la utilización de la ecuación anterior se debe tener en cuenta el rango de ajuste de esta, definido por el parámetro adimensional $2.43 < F \left(\frac{y_n}{d_s} \right)^{1/2} < 3.83$, donde con seguridad arrojará resultados confiables, para rangos menores a 2.43 es utilizable sin embargo no garantiza al 100% la confiabilidad de los resultados.
- l) Se cumplió con los dos objetivos de esta investigación, el primero fue analizar las ecuaciones existentes y determinar la confiabilidad al aplicar cada una de ellas; y finalmente se cumplió con la formulación de un método de cálculo con buenos resultados de ajuste para datos medidos en puentes de la vida real.



RECOMENDACIONES

A pesar que el tema de la socavación en pilares de puentes es un tema muy desarrollado en otros países, es preciso realizar más investigación a nivel nacional, y no solo en el tema de socavación en pilares de puentes, sino que se puede indagar en temas relacionados a este como lo es el transporte de sedimentos y el modelamiento de lechos de ríos, que son temas que afectan directamente la interpretación de resultados en las investigaciones relacionadas a la socavación en pilares de puentes.

Para alguna futura investigación se aconseja seguir las siguientes recomendaciones:

- a) Para un mejor ajuste de las ecuaciones que se puedan formular es necesario, casi un requisito poseer más información de socavación medidas en campo, lo que requiere el compromiso de las empresas constructoras encargadas de la ejecución de puentes en nuestro país de que se responsabilicen además del mantenimiento de la estructura, de la medición constante de la socavación local en pilares cimentados en los lechos de ríos.
- b) Podría indagarse más a fondo la interacción que posee las condiciones críticas del lecho del río sobre la profundidad de socavación, para esto se requiere un estudio aislado del transporte de sedimentos por separado.
- c) Es muy importante, y en definitiva serían un gran aporte desarrollar una investigación relacionada netamente al modelamiento de ríos, definiendo consideraciones que se deben tener en cuenta a la hora de desarrollar un modelo hidráulico de un río.
- d) Otra recomendación también sería estudiar la influencia que tiene la forma del pilar, sin bien ya los autores han abordado en este tema sería interesante definir como norma para el diseño de puentes la colocación de estructuras de quiebre de flujo como los tajamares a que años atrás eran muy usados, en puentes hechos de mampostería.
- e) Finalmente se podrían modelar posibles soluciones para disminuir o atenuar la profundidad de socavación en muchos casos suele ser catastrófica.



BIBLIOGRAFÍA

1. STREETER, Víctor y otros "Mecánica de Fluidos" Ed. MC Graw Hill Interamericana S.A Colombia – 2000
2. SHAMES, Irving H. "Mecánica de Fluidos" Ed. MC Graw Hill Interamericana S.A Colombia – 1997
3. FRANK M. WHITE, "Mecánica de Fluidos" MC Graw Hill Interamericana S.A Colombia – 2010
4. GERHART, Philip M. "Fundamentos de Mecánica de fluidos" 2da Edición Addison Wesley Iberoamericana.
5. ROCHA, Arturo "Introducción de las Obras Viales" – Jun 2013
6. P. NOVAK "Estructuras Hidráulicas" MC Graw Hill Interamericana S.A Colombia
7. GRATESAT "Concepción de puentes" Editores técnicos Asociados, Barcelona España – 1981
8. MOPT "Control de la erosión fluvial en puentes"
9. TESIS de Master UNI 2010 "Socavación alrededor de pilares de puentes en lechos granulares no cohesivos"
10. MTC, Ministerio de transportes y comunicación "Manual de hidrología, hidráulica y drenaje"
11. MUÑOZ, Edgar "Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia"
12. Chow, V. T., Hidráulica de los Canales Abiertos. Primera edición, Editorial Diana. México. 1982.
13. García F., M. y Maza A., J. A. (1996). Transporte de Sedimentos. Instituto de Ingeniería UNAM. México.
14. A. BASILE P. "Movimiento Incipiente de Sedimentos" Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales 2003.
15. FLECHAS, G. (1992), "Estudio de la Influencia del Material granular en la Socavación Local Alrededor de las Pilas de Puente", Proyecto de grado, Universidad de los Andes, Colombia.
16. GUTIÉRREZ, B. (1989), "Efectos de la Separación en Pilas de Puente y su Influencia en la Socavación local", Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.



17. JAIN, S. C. (1981), "Maximum Clear Water Scour Around Circular Piers", Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol 107, No HY5, pp 611 - 626.
18. VOLPI, A., (1988), "Criterio de Cálculo de Parámetros Geométricos que Afectan la Socavación Local en las Pilas de Puente", Proyecto de Grado, Universidad de los Andes, Colombia.





ANEXO A

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS: PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN MEDIDAS (VALORES)

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	9.20	1.30	8.80	1.70
00:04:00	8.00	2.50	8.50	2.00
00:06:00	7.40	3.10	7.90	2.60
00:08:00	7.10	3.40	7.80	2.70
00:10:00	6.90	3.60	7.50	3.00
00:15:00	6.70	3.80	7.00	3.50
00:20:00	6.50	4.00	7.00	3.50
00:25:00	6.50	4.00	7.10	3.40
00:30:00	6.60	3.90	7.00	3.50
00:35:00	6.60	3.90	6.90	3.60
00:40:00	7.40	3.10	7.80	2.70
00:45:00	7.70	2.80	7.90	2.60
00:50:00	7.30	3.20	7.80	2.70
00:55:00	7.20	3.30	7.80	2.70
01:00:00	7.20	3.30	7.80	2.70
01:10:00	7.20	3.30	8.00	2.50
MAXIMOS :		4.00		3.60

Figura A. 1, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #1

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.38	0.00	10.48	0.00
00:02:00	7.20	3.18	7.80	2.68
00:04:00	6.80	3.58	7.30	3.18
00:06:00	6.60	3.78	7.20	3.28
00:08:00	6.50	3.88	7.00	3.48
00:10:00	6.50	3.88	7.00	3.48
00:15:00	6.60	3.78	7.00	3.48
00:20:00	7.30	3.08	8.00	2.48
00:25:00	6.70	3.68	7.10	3.38
00:30:00	6.20	4.18	6.50	3.98
00:35:00	5.70	4.68	6.20	4.28
00:40:00	6.40	3.98	6.50	3.98
00:45:00	6.80	3.58	7.20	3.28
00:50:00	6.20	4.18	6.40	4.08
00:55:00	6.80	3.58	6.90	3.58
01:00:00	7.10	3.28	7.50	2.98
01:02:00	6.40	3.98	7.00	3.48
MAXIMOS :		4.68		4.28

Figura A. 2, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #2

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	6.80	3.70	7.30	3.20
00:04:00	6.60	3.90	7.00	3.50
00:06:00	6.40	4.10	6.90	3.60
00:08:00	6.20	4.30	6.70	3.80
00:10:00	6.40	4.10	6.90	3.60
00:15:00	6.30	4.20	6.70	3.80
00:20:00	6.30	4.20	6.50	4.00
00:25:00	6.80	3.70	7.30	3.20
00:30:00	6.00	4.50	6.10	4.40
00:35:00	5.70	4.80	6.00	4.50
00:40:00	5.80	4.70	6.20	4.30
00:45:00	6.00	4.50	6.30	4.20
00:50:00	5.70	4.80	6.20	4.30
00:55:00	5.90	4.60	6.30	4.20
01:00:00	6.00	4.50	6.30	4.20
MAXIMOS :		4.80		4.50

Figura A. 3, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #3

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	7.30	3.20	7.70	2.80
00:04:00	6.40	4.10	7.00	3.50
00:06:00	6.20	4.30	6.50	4.00
00:08:00	6.00	4.50	6.30	4.20
00:10:00	5.90	4.60	6.30	4.20
00:15:00	5.50	5.00	5.80	4.70
00:21:00	5.90	4.60	6.30	4.20
00:25:00	6.50	4.00	6.80	3.70
00:30:00	5.90	4.60	6.30	4.20
00:35:00	5.80	4.70	6.20	4.30
00:40:00	5.50	5.00	5.80	4.70
00:45:00	5.70	4.80	6.00	4.50
00:50:00	5.50	5.00	6.00	4.50
00:55:00	5.60	4.90	5.80	4.70
01:00:00	5.40	5.10	5.80	4.70
01:10:00	5.20	5.30	5.70	4.80
MAXIMOS :		5.30		4.80

Figura A. 4, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #4

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	7.00	3.50	7.00	3.50
00:04:00	6.20	4.30	6.80	3.70
00:06:00	6.00	4.50	6.60	3.90
00:08:00	5.70	4.80	6.40	4.10
00:10:00	5.70	4.80	6.20	4.30
00:15:00	5.50	5.00	6.00	4.50
00:20:00	5.20	5.30	5.70	4.80
00:25:00	5.00	5.50	5.70	4.80
00:32:00	5.00	5.50	5.50	5.00
00:35:00	4.90	5.60	5.40	5.10
00:40:00	4.80	5.70	5.40	5.10
00:45:00	4.80	5.70	5.30	5.20
00:50:00	4.80	5.70	5.30	5.20
00:55:00	4.70	5.80	5.10	5.40
01:00:00	4.70	5.80	5.20	5.30
MAXIMOS :		5.80		5.40

Figura A. 5, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #5

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	6.70	3.80	7.20	3.30
00:04:00	6.10	4.40	6.70	3.80
00:07:00	5.90	4.60	6.60	3.90
00:08:00	5.80	4.70	6.30	4.20
00:10:00	5.70	4.80	6.30	4.20
00:15:00	5.50	5.00	6.20	4.30
00:20:00	5.70	4.80	6.10	4.40
00:25:00	7.20	3.30	7.40	3.10
00:30:00	6.40	4.10	7.20	3.30
00:35:00	7.20	3.30	7.70	2.80
00:40:00	7.30	3.20	7.80	2.70
MAXIMOS :		5.00		4.40

Figura A. 6, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #6

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	6.80	3.70	7.70	2.80
00:04:00	6.00	4.50	6.80	3.70
00:06:00	5.80	4.70	6.30	4.20
00:08:00	5.70	4.80	6.20	4.30
00:10:00	5.40	5.10	6.20	4.30
00:15:00	6.20	4.30	6.70	3.80
00:20:00	6.40	4.10	6.80	3.70
00:25:00	6.70	3.80	7.20	3.30
00:30:00	6.00	4.50	6.40	4.10
00:35:00	5.40	5.10	6.00	4.50
00:40:00	5.80	4.70	6.00	4.50
00:46:00	6.10	4.40	6.30	4.20
00:50:00	6.20	4.30	6.60	3.90
MAXIMOS :		5.10		4.50

Figura A. 7, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #7

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	6.40	4.10	6.70	3.80
00:04:00	5.90	4.60	6.40	4.10
00:06:00	5.80	4.70	6.20	4.30
00:08:00	5.50	5.00	6.10	4.40
00:10:00	6.00	4.50	6.80	3.70
00:15:00	6.00	4.50	6.20	4.30
00:20:00	6.20	4.30	6.70	3.80
00:25:00	6.50	4.00	6.80	3.70
00:30:00	6.10	4.40	6.70	3.80
00:35:00	5.80	4.70	6.10	4.40
00:40:00	5.60	4.90	5.90	4.60
00:45:00	5.50	5.00	6.00	4.50
00:50:00	5.80	4.70	6.20	4.30
00:55:00	6.00	4.50	6.20	4.30
01:00:00	6.20	4.30	6.60	3.90
MAXIMOS :		5.00		4.60

Figura A. 8, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #8

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	6.20	4.30	6.80	3.70
00:04:00	5.80	4.70	6.40	4.10
00:06:00	5.50	5.00	6.20	4.30
00:08:00	5.50	5.00	6.00	4.50
00:10:00	5.60	4.90	6.20	4.30
00:15:00	5.80	4.70	6.20	4.30
00:20:00	6.50	4.00	6.50	4.00
00:25:00	4.70	5.80	5.20	5.30
00:30:00	4.80	5.70	5.20	5.30
00:35:00	4.60	5.90	4.80	5.70
00:40:00	4.80	5.70	5.30	5.20
00:45:00	4.70	5.80	5.20	5.30
00:50:00	5.00	5.50	5.30	5.20
00:55:00	5.70	4.80	6.00	4.50
01:00:00	5.70	4.80	6.20	4.30
MAXIMOS :		5.90		5.70

Figura A. 9, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #9

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	6.40	4.10	6.90	3.60
00:04:00	5.80	4.70	6.50	4.00
00:06:00	5.80	4.70	6.30	4.20
00:08:00	5.70	4.80	6.20	4.30
00:10:00	5.50	5.00	6.10	4.40
00:15:00	5.20	5.30	5.90	4.60
00:20:00	5.20	5.30	5.80	4.70
00:25:00	5.10	5.40	5.70	4.80
00:30:00	5.00	5.50	5.70	4.80
00:35:00	6.70	3.80	7.00	3.50
00:40:00	5.80	4.70	6.00	4.50
00:45:00	5.30	5.20	5.80	4.70
00:50:00	4.90	5.60	5.70	4.80
00:55:00	4.70	5.80	5.20	5.30
01:00:00	4.40	6.10	5.90	4.60
MAXIMOS :		6.10		5.30

Figura A. 10, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #10

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	9.20	1.30	9.30	1.20
00:04:00	9.20	1.30	9.00	1.50
00:06:00	9.00	1.50	9.20	1.30
00:08:00	9.00	1.50	9.10	1.40
00:10:00	8.80	1.70	9.20	1.30
00:15:00	8.70	1.80	9.60	0.90
00:20:00	8.60	1.90	8.70	1.80
00:25:00	9.70	0.80	8.50	2.00
00:30:00	8.70	1.80	8.50	2.00
00:35:00	8.20	2.30	8.40	2.10
00:40:00	8.50	2.00	8.20	2.30
00:45:00	8.60	1.90	8.40	2.10
00:50:00	8.80	1.70	8.40	2.10
00:55:00	8.50	2.00	8.30	2.20
01:00:00	8.60	1.90	8.30	2.20
01:10:00	9.00	1.50	8.30	2.20
01:20:00	8.70	1.80	8.10	2.40
01:30:00	8.70	1.80	8.20	2.30
MAXIMOS :		2.30		2.40

Figura A. 11, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #11

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	10.80	0.00
00:02:00	9.30	1.70	9.50	1.30
00:04:00	9.00	2.00	9.40	1.40
00:06:00	8.90	2.10	9.40	1.40
00:08:00	8.90	2.10	9.40	1.40
00:10:00	8.80	2.20	9.35	1.45
00:15:00	8.90	2.10	9.50	1.30
00:20:00	8.80	2.20	9.50	1.30
00:25:00	8.80	2.20	9.50	1.30
00:30:00	8.75	2.25	9.60	1.20
00:35:00	8.80	2.20	9.30	1.50
00:40:00	8.80	2.20	9.50	1.30
00:45:00	8.80	2.20	9.50	1.30
00:50:00	8.80	2.20	9.45	1.35
00:55:00	8.80	2.20	9.50	1.30
01:00:00	8.80	2.20	9.40	1.40
MAXIMOS :		2.25		1.50

Figura A. 12, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #12

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00
00:02:00	8.90	1.60	8.50	2.00
00:04:00	8.50	2.00	8.40	2.10
00:06:00	8.00	2.50	8.40	2.10
00:08:00	8.50	2.00	8.60	1.90
00:10:00	8.00	2.50	8.40	2.10
00:15:00	9.00	1.50	7.90	2.60
00:20:00	8.30	2.20	8.00	2.50
00:25:00	8.30	2.20	7.90	2.60
00:30:00	8.00	2.50	8.20	2.30
00:35:00	7.80	2.70	8.00	2.50
00:40:00	8.50	2.00	8.20	2.30
00:45:00	7.70	2.80	8.70	1.80
00:55:00	7.70	2.80	8.50	2.00
01:00:00	7.60	2.90	9.00	1.50
01:05:00	7.70	2.80	8.70	1.80
01:10:00	7.60	2.90	8.70	1.80
01:20:00	7.70	2.80	8.50	2.00
01:30:00	7.60	2.90	8.30	2.20
MAXIMOS :		2.90		2.60

Figura A. 13, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #13

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	11.20	0.00
00:02:00	8.20	2.80	9.50	1.70
00:04:00	8.00	3.00	7.60	3.60
00:06:00	8.10	2.90	7.00	4.20
00:08:00	6.00	5.00	6.80	4.40
00:10:00	6.50	4.50	6.50	4.70
00:15:00	7.20	3.80	6.50	4.70
00:20:00	7.00	4.00	6.70	4.50
00:25:00	6.30	4.70	6.60	4.60
00:30:00	6.00	5.00	6.50	4.70
00:35:00	6.20	4.80	6.50	4.70
00:40:00	5.50	5.50	5.80	5.40
00:45:00	5.30	5.70	5.70	5.50
00:50:00	5.20	5.80	5.80	5.40
00:55:00	5.50	5.50	5.70	5.50
01:00:00	6.00	5.00	5.80	5.40
01:10:00	5.80	5.20	6.20	5.00
01:20:00	6.00	5.00	6.30	4.90
01:30:00	5.90	5.10	6.00	5.20
MAXIMOS :		5.80		5.50

Figura A. 14, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #14

Socavación				
Tiempo	A		B	
(h:m:s)	Lectura (cm)	(cm)	Lectura (cm)	(cm)
00:00:01	11.30	0.00	11.00	0.00
00:02:00	8.00	3.30	8.70	2.30
00:04:00	8.30	3.00	8.70	2.30
00:06:00	7.30	4.00	7.20	3.80
00:08:00	6.70	4.60	7.00	4.00
00:10:00	7.00	4.30	7.30	3.70
00:15:00	7.00	4.30	7.40	3.60
00:20:00	6.80	4.50	7.00	4.00
00:25:00	6.80	4.50	7.10	3.90
00:30:00	7.00	4.30	7.00	4.00
00:35:00	6.70	4.60	7.00	4.00
00:40:00	6.80	4.50	7.20	3.80
00:45:00	5.30	6.00	6.40	4.60
00:50:00	5.30	6.00	6.30	4.70
00:55:00	5.00	6.30	6.50	4.50
01:00:00	5.50	5.80	6.50	4.50
01:10:00	5.50	5.80	6.20	4.80
01:20:00	6.00	5.30	6.50	4.50
MAXIMOS :		6.30		4.80

Figura A. 15, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #15

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	10.00	0.80	9.40	1.40	9.90	0.90	11.50	-0.70	10.90	-0.10	11.60	-0.80	11.10	-0.30	11.30	-0.50
00:04:00	9.40	1.40	8.80	2.00	9.30	1.50	11.10	-0.30	10.70	0.10	11.10	-0.30	11.20	-0.40	10.90	-0.10
00:06:00	9.10	1.70	8.40	2.40	9.00	1.80	11.00	-0.20	10.60	0.20	11.00	-0.20	11.20	-0.40	11.00	-0.20
00:08:00	9.00	1.80	8.20	2.60	8.70	2.10	11.00	-0.20	10.40	0.40	11.10	-0.30	11.30	-0.50	10.80	0.00
00:10:00	8.90	1.90	8.00	2.80	8.70	2.10	10.80	0.00	10.20	0.60	11.10	-0.30	11.30	-0.50	10.90	-0.10
00:15:00	8.80	2.00	8.00	2.80	8.50	2.30	10.70	0.10	10.10	0.70	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.80	0.00
00:20:00	8.80	2.00	8.20	2.60	8.50	2.30	10.70	0.10	10.00	0.80	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.80	0.00
00:25:00	8.70	2.10	8.00	2.80	8.50	2.30	10.70	0.10	9.90	0.90	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.70	0.10
00:30:00	8.60	2.20	8.00	2.80	8.60	2.20	10.70	0.10	9.90	0.90	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.70	0.10
00:35:00	8.60	2.20	7.95	2.85	8.55	2.25	10.70	0.10	9.90	0.90	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.70	0.10
00:40:00	8.60	2.20	7.90	2.90	8.50	2.30	10.50	0.30	9.90	0.90	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.65	0.15
00:45:00	8.60	2.20	7.90	2.90	8.55	2.25	10.50	0.30	9.90	0.90	11.10	-0.30	11.50	-0.70	10.65	0.15
00:50:00	8.60	2.20	7.90	2.90	8.50	2.30	10.50	0.30	9.90	0.90	11.10	-0.30	11.60	-0.80	10.65	0.15
MAXIMOS :	2.20		2.90		2.30		0.30		0.90		-0.80		-0.80		0.15	

Figura A. 16, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #16

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	8.40	2.40	7.70	3.10	8.20	2.60	10.40	0.40	10.10	0.70	11.20	-0.40	11.80	-1.00	10.90	-0.10
00:04:00	7.90	2.90	7.20	3.60	7.90	2.90	9.90	0.90	9.60	1.20	10.80	0.00	12.00	-1.20	10.60	0.20
00:06:00	7.60	3.20	6.90	3.90	7.50	3.30	9.50	1.30	9.40	1.40	10.60	0.20	12.00	-1.20	10.40	0.40
00:08:00	7.50	3.30	6.70	4.10	7.40	3.40	9.20	1.60	9.20	1.60	10.30	0.50	11.90	-1.10	10.10	0.70
00:10:00	7.50	3.30	6.80	4.00	7.30	3.50	9.10	1.70	9.00	1.80	10.20	0.60	11.80	-1.00	10.00	0.80
00:15:00	7.20	3.60	6.70	4.10	7.20	3.60	9.00	1.80	8.90	1.90	10.00	0.80	11.50	-0.70	9.80	1.00
00:20:00	7.40	3.40	6.90	3.90	7.30	3.50	8.60	2.20	8.50	2.30	9.80	1.00	11.20	-0.40	9.50	1.30
00:25:00	7.20	3.60	6.90	3.90	7.20	3.60	8.80	2.00	9.20	1.60	9.30	1.50	11.20	-0.40	9.40	1.40
00:30:00	7.00	3.80	6.50	4.30	7.10	3.70	8.70	2.10	9.20	1.60	9.60	1.20	10.90	-0.10	10.10	0.70
00:35:00	6.70	4.10	6.20	4.60	6.80	4.00	8.90	1.90	8.60	2.20	9.70	1.10	10.80	0.00	9.60	1.20
00:40:00	6.90	3.90	6.30	4.50	6.70	4.10	8.60	2.20	8.50	2.30	9.70	1.10	11.00	-0.20	9.30	1.50
00:45:00	6.80	4.00	6.30	4.50	6.60	4.20	8.20	2.60	8.20	2.60	9.40	1.40	10.80	0.00	9.20	1.60
00:50:00	6.90	3.90	6.40	4.40	6.90	3.90	8.10	2.70	7.80	3.00	9.50	1.30	10.80	0.00	8.90	1.90
MAXIMOS :	4.10		4.60		4.20		2.70		3.00		1.50		-1.20		1.90	

Figura A. 17, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #17

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.90	0.00	10.90	0.00	11.20	0.00	11.00	0.00	11.40	0.00	11.50	0.00	11.40	0.00
00:02:00	8.90	1.90	8.20	2.70	8.90	2.00	10.80	0.40	10.20	0.80	11.10	0.30	11.50	0.00	11.10	0.30
00:04:00	8.80	2.00	8.00	2.90	8.80	2.10	10.50	0.70	10.00	1.00	11.20	0.20	12.00	-0.50	10.90	0.50
00:06:00	8.50	2.30	7.90	3.00	8.50	2.40	10.40	0.80	10.00	1.00	11.20	0.20	11.90	-0.40	10.80	0.60
00:08:00	8.50	2.30	7.80	3.10	8.50	2.40	10.40	0.80	9.90	1.10	11.20	0.20	11.80	-0.30	10.70	0.70
00:10:00	8.40	2.40	7.80	3.10	8.20	2.70	10.30	0.90	9.85	1.15	11.10	0.30	11.90	-0.40	10.70	0.70
00:15:00	8.30	2.50	7.60	3.30	8.20	2.70	10.30	0.90	9.70	1.30	11.20	0.20	11.90	-0.40	10.60	0.80
00:20:00	8.20	2.60	7.40	3.50	7.90	3.00	10.00	1.20	9.50	1.50	11.10	0.30	11.90	-0.40	10.40	1.00
00:25:00	8.00	2.80	7.30	3.60	7.90	3.00	10.00	1.20	9.50	1.50	11.20	0.20	12.00	-0.50	10.30	1.10
00:30:00	8.00	2.80	7.40	3.50	8.00	2.90	10.00	1.20	9.40	1.60	11.20	0.20	12.00	-0.50	10.30	1.10
00:35:00	7.90	2.90	7.20	3.70	7.90	3.00	10.00	1.20	9.50	1.50	11.20	0.20	12.00	-0.50	10.30	1.10
00:40:00	7.80	3.00	7.20	3.70	7.90	3.00	10.00	1.20	9.30	1.70	11.10	0.30	12.00	-0.50	10.30	1.10
00:45:00	7.90	2.90	7.20	3.70	7.90	3.00	10.00	1.20	9.40	1.60	11.10	0.30	12.00	-0.50	10.20	1.20
00:50:00	7.90	2.90	7.20	3.70	7.90	3.00	10.00	1.20	9.40	1.60	11.00	0.40	12.00	-0.50	10.30	1.10
MAXIMOS :	3.00		3.70		3.00		1.20		1.70		0.40		-0.50		1.20	

Figura A. 18, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #18

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	8.50	2.10	8.00	2.60	8.60	2.00	10.20	0.60	10.10	0.70	11.00	0.00	11.80	-0.80	11.00	0.00
00:04:00	8.00	2.60	7.60	3.00	8.00	2.60	9.80	1.00	9.60	1.20	10.80	0.20	12.00	-1.00	10.70	0.30
00:06:00	7.80	2.80	7.20	3.40	7.90	2.70	9.70	1.10	9.50	1.30	10.70	0.30	11.90	-0.90	10.90	0.10
00:08:00	7.80	2.80	7.20	3.40	7.80	2.80	9.60	1.20	9.40	1.40	10.60	0.40	11.80	-0.80	10.40	0.60
00:10:00	7.80	2.80	7.10	3.50	7.80	2.80	9.50	1.30	9.40	1.40	10.60	0.40	11.80	-0.80	10.40	0.60
00:15:00	7.80	2.80	7.20	3.40	7.70	2.90	9.50	1.30	9.50	1.30	10.50	0.50	11.80	-0.80	10.40	0.60
00:20:00	8.00	2.60	8.20	2.40	8.80	1.80	10.00	0.80	10.30	0.50	10.90	0.10	11.70	-0.70	10.70	0.30
00:25:00	8.00	2.60	7.50	3.10	8.10	2.50	10.20	0.60	10.20	0.60	11.50	-0.50	11.70	-0.70	11.10	-0.10
00:30:00	7.50	3.10	7.00	3.60	7.70	2.90	10.10	0.70	10.00	0.80	11.40	-0.40	11.90	-0.90	10.70	0.30
00:40:00	8.20	2.40	7.70	2.90	8.20	2.40	9.70	1.10	9.90	0.90	11.00	0.00	12.40	-1.40	10.90	0.10
00:45:00	7.80	2.80	7.50	3.10	8.00	2.60	10.80	0.00	9.90	0.90	10.40	0.60	11.90	-0.90	10.90	0.10
00:50:00	8.00	2.60	7.50	3.10	8.20	2.40	10.30	0.50	9.70	1.10	10.60	0.40	11.90	-0.90	10.90	0.10
00:55:00	8.00	2.60	7.50	3.10	8.00	2.60	10.30	0.50	10.40	0.40	11.00	0.00	11.70	-0.70	11.30	-0.30
01:03:00	8.70	1.90	7.80	2.80	8.10	2.50	10.20	0.60	10.20	0.60	11.10	-0.10	11.70	-0.70	11.40	-0.40
MAXIMOS :	3.10		3.60		2.90		1.30		1.40		0.60		-1.40		0.60	

Figura A. 19, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #19

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	8.00	2.60	7.20	3.40	7.90	2.70	10.00	0.80	10.00	0.80	11.10	-0.10	12.10	-1.10	10.90	0.10
00:04:00	7.80	2.80	7.10	3.50	7.70	2.90	9.80	1.00	9.80	1.00	10.90	0.10	12.10	-1.10	10.90	0.10
00:06:00	7.50	3.10	7.10	3.50	7.60	3.00	9.50	1.30	9.70	1.10	10.90	0.10	12.10	-1.10	10.90	0.10
00:08:00	7.80	2.80	7.00	3.60	7.50	3.10	9.90	0.90	9.50	1.30	10.60	0.40	12.10	-1.10	10.80	0.20
00:10:00	7.30	3.30	6.80	3.80	7.30	3.30	9.60	1.20	9.70	1.10	10.80	0.20	12.10	-1.10	10.70	0.30
00:15:00	6.80	3.80	6.40	4.20	7.00	3.60	9.50	1.30	9.60	1.20	10.80	0.20	12.10	-1.10	10.80	0.20
00:20:00	7.30	3.30	6.80	3.80	7.50	3.10	9.40	1.40	9.50	1.30	10.80	0.20	12.00	-1.00	10.70	0.30
00:25:00	7.10	3.50	6.70	3.90	7.20	3.40	9.30	1.50	9.70	1.10	10.80	0.20	12.00	-1.00	10.60	0.40
00:30:00	7.10	3.50	6.60	4.00	7.20	3.40	9.40	1.40	9.70	1.10	10.80	0.20	12.00	-1.00	10.60	0.40
00:35:00	7.00	3.60	6.60	4.00	7.30	3.30	9.30	1.50	9.60	1.20	10.80	0.20	11.90	-0.90	10.60	0.40
00:40:00	7.00	3.60	6.60	4.00	7.30	3.30	9.20	1.60	9.30	1.50	10.80	0.20	11.90	-0.90	10.60	0.40
00:45:00	7.10	3.50	6.60	4.00	7.30	3.30	9.10	1.70	9.20	1.60	10.80	0.20	11.80	-0.80	10.60	0.40
00:50:00	7.20	3.40	6.70	3.90	7.20	3.40	9.20	1.60	9.20	1.60	10.80	0.20	11.80	-0.80	10.60	0.40
MAXIMOS :	3.80		4.20		3.60		1.70		1.60		0.40		-1.10		0.40	

Figura A. 20, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #20

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	8.00	2.60	7.30	3.30	8.00	2.60	10.70	0.10	10.30	0.50	11.40	-0.40	12.00	-1.00	11.20	-0.20
00:04:00	7.70	2.90	7.00	3.60	7.70	2.90	9.80	1.00	9.90	0.90	11.20	-0.20	12.20	-1.20	11.00	0.00
00:06:00	7.50	3.10	6.80	3.80	7.20	3.40	9.80	1.00	9.80	1.00	11.00	0.00	12.30	-1.30	11.00	0.00
00:08:00	7.40	3.20	6.70	3.90	7.20	3.40	9.70	1.10	9.80	1.00	11.00	0.00	12.30	-1.30	11.00	0.00
00:10:00	7.30	3.30	6.60	4.00	7.00	3.60	9.70	1.10	9.70	1.10	10.90	0.10	12.30	-1.30	11.00	0.00
00:15:00	7.10	3.50	6.40	4.20	6.90	3.70	9.50	1.30	9.50	1.30	10.80	0.20	12.30	-1.30	10.80	0.20
00:20:00	7.00	3.60	6.30	4.30	7.00	3.60	9.40	1.40	9.20	1.60	10.75	0.25	12.00	-1.00	10.40	0.60
00:25:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.90	3.70	9.10	1.70	9.00	1.80	10.80	0.20	12.10	-1.10	10.30	0.70
00:30:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.90	3.70	9.00	1.80	8.90	1.90	10.50	0.50	12.00	-1.00	10.30	0.70
00:35:00	6.70	3.90	6.10	4.50	6.80	3.80	8.90	1.90	8.90	1.90	10.40	0.60	11.80	-0.80	10.30	0.70
00:40:00	6.80	3.80	6.10	4.50	6.70	3.90	8.80	2.00	8.90	1.90	10.20	0.80	11.80	-0.80	10.20	0.80
00:45:00	6.80	3.80	6.00	4.60	6.70	3.90	8.70	2.10	8.80	2.00	10.20	0.80	11.70	-0.70	10.20	0.80
00:50:00	6.70	3.90	6.00	4.60	6.50	4.10	8.70	2.10	8.90	1.90	10.10	0.90	11.60	-0.60	10.20	0.80
00:55:00	6.70	3.90	5.90	4.70	6.50	4.10	8.70	2.10	8.70	2.10	10.00	1.00	11.60	-0.60	10.20	0.80
01:00:00	6.60	4.00	5.90	4.70	6.40	4.20	8.70	2.10	8.50	2.30	10.00	1.00	11.50	-0.50	11.10	-0.10
MAXIMOS :	4.00		4.70		4.20		2.10		2.30		1.00		-1.30		0.80	

Figura A. 21, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #21

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	7.70	2.90	7.00	3.60	7.50	3.10	9.60	1.20	9.60	1.20	10.10	0.90	12.20	-1.20	10.10	0.90
00:04:00	7.10	3.50	6.50	4.10	7.20	3.40	9.10	1.70	9.20	1.60	10.10	0.90	11.80	-0.80	10.20	0.80
00:06:00	7.60	3.00	6.50	4.10	7.10	3.50	8.70	2.10	8.70	2.10	9.90	1.10	11.50	-0.50	9.90	1.10
00:08:00	6.90	3.70	6.20	4.40	7.00	3.60	8.70	2.10	8.60	2.20	9.90	1.10	11.40	-0.40	9.70	1.30
00:10:00	7.00	3.60	6.30	4.30	6.90	3.70	8.70	2.10	8.80	2.00	9.80	1.20	11.20	-0.20	9.50	1.50
00:16:00	6.80	3.80	5.80	4.80	6.50	4.10	9.00	1.80	8.40	2.40	9.80	1.20	11.20	-0.20	9.40	1.60
00:20:00	6.40	4.20	5.70	4.90	6.20	4.40	8.80	2.00	8.20	2.60	10.10	0.90	11.10	-0.10	9.30	1.70
00:25:00	6.20	4.40	5.50	5.10	6.20	4.40	8.60	2.20	8.30	2.50	10.00	1.00	11.10	-0.10	9.30	1.70
00:30:00	6.20	4.40	5.50	5.10	6.20	4.40	8.20	2.60	8.30	2.50	9.80	1.20	11.10	-0.10	9.30	1.70
00:35:00	6.20	4.40	5.50	5.10	6.10	4.50	8.00	2.80	8.30	2.50	9.80	1.20	11.10	-0.10	9.30	1.70
00:40:00	6.20	4.40	5.50	5.10	6.00	4.60	7.90	2.90	8.10	2.70	9.40	1.60	11.00	0.00	9.30	1.70
00:45:00	6.20	4.40	5.50	5.10	5.90	4.70	7.90	2.90	8.00	2.80	9.00	2.00	10.70	0.30	9.00	2.00
00:50:00	6.20	4.40	5.50	5.10	5.90	4.70	7.90	2.90	7.90	2.90	9.10	1.90	10.70	0.30	9.00	2.00
00:55:00	6.20	4.40	5.50	5.10	5.90	4.70	7.80	3.00	7.80	3.00	9.10	1.90	10.70	0.30	9.00	2.00
01:00:00	6.30	4.30	5.60	5.00	5.80	4.80	7.80	3.00	7.80	3.00	9.10	1.90	10.60	0.40	9.00	2.00
MAXIMOS :	4.40		5.10		4.80		3.00		3.00		2.00		0.40		2.00	

Figura A. 22, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #22

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	7.00	3.60	6.40	4.20	6.80	3.80	8.80	2.00	8.60	2.20	9.80	1.20	11.30	-0.30	9.60	1.40
00:04:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.60	4.00	8.50	2.30	8.20	2.60	9.70	1.30	11.30	-0.30	9.00	2.00
00:06:00	6.70	3.90	6.00	4.60	6.70	3.90	8.50	2.30	8.30	2.50	9.50	1.50	11.20	-0.20	9.10	1.90
00:08:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.70	3.90	8.70	2.10	8.30	2.50	9.60	1.40	11.10	-0.10	9.10	1.90
00:10:00	6.80	3.80	6.50	4.10	6.90	3.70	8.50	2.30	8.20	2.60	9.50	1.50	11.00	0.00	8.90	2.10
00:15:00	6.60	4.00	6.20	4.40	6.90	3.70	8.90	1.90	8.30	2.50	10.00	1.00	11.00	0.00	8.90	2.10
00:20:00	7.00	3.60	6.50	4.10	7.10	3.50	8.90	1.90	8.40	2.40	9.90	1.10	11.00	0.00	9.00	2.00
00:25:00	7.00	3.60	6.30	4.30	6.90	3.70	8.70	2.10	8.70	2.10	9.70	1.30	10.90	0.10	9.60	1.40
00:30:00	7.10	3.50	6.50	4.10	7.20	3.40	8.80	2.00	8.80	2.00	10.10	0.90	11.40	-0.40	9.40	1.60
00:35:00	7.80	2.80	7.90	2.70	7.20	3.40	10.00	0.80	8.80	2.00	10.70	0.30	11.30	-0.30	9.70	1.30
00:42:00	6.70	3.90	5.80	4.80	6.50	4.10	9.10	1.70	8.70	2.10	10.40	0.60	11.40	-0.40	9.70	1.30
00:45:00	6.40	4.20	5.50	5.10	5.90	4.70	8.80	2.00	8.20	2.60	10.40	0.60	11.50	-0.50	9.20	1.80
00:50:00	6.10	4.50	5.50	5.10	6.00	4.60	8.10	2.70	8.20	2.60	10.00	1.00	11.20	-0.20	9.50	1.50
00:55:00	6.00	4.60	5.40	5.20	6.90	3.70	8.10	2.70	7.70	3.10	9.90	1.10	11.10	-0.10	8.90	2.10
01:00:00	6.20	4.40	5.70	4.90	6.20	4.40	7.80	3.00	7.70	3.10	9.30	1.70	10.90	0.10	8.70	2.30
MAXIMOS :	4.60		5.20		4.70		3.00		3.10		1.70		0.10		2.30	

Figura A. 23, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #23

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	7.50	3.10	6.80	3.80	7.50	3.10	9.50	1.30	9.30	1.50	10.50	0.50	11.90	-0.90	10.00	1.00
00:04:00	7.20	3.40	6.70	3.90	7.20	3.40	9.10	1.70	9.00	1.80	10.30	0.70	11.80	-0.80	10.00	1.00
00:06:00	7.30	3.30	6.50	4.10	7.30	3.30	9.00	1.80	8.90	1.90	10.40	0.60	11.70	-0.70	9.90	1.10
00:08:00	7.90	2.70	7.30	3.30	7.70	2.90	10.20	0.60	9.00	1.80	11.00	0.00	11.60	-0.60	9.80	1.20
00:10:00	8.00	2.60	7.00	3.60	7.40	3.20	10.20	0.60	9.20	1.60	11.20	-0.20	12.00	-1.00	10.00	1.00
00:15:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.70	3.90	9.40	1.40	9.00	1.80	11.20	-0.20	12.10	-1.10	10.10	0.90
00:20:00	7.10	3.50	6.50	4.10	7.10	3.50	8.80	2.00	8.80	2.00	10.50	0.50	11.80	-0.80	9.70	1.30
00:26:00	7.40	3.20	7.20	3.40	7.70	2.90	9.70	1.10	8.90	1.90	10.00	1.00	11.10	-0.10	9.20	1.80
00:30:00	7.00	3.60	6.70	3.90	7.00	3.60	8.70	2.10	9.60	1.20	9.40	1.60	11.40	-0.40	10.20	0.80
00:36:00	7.30	3.30	6.90	3.70	7.50	3.10	8.80	2.00	8.90	1.90	9.40	1.60	11.20	-0.20	9.90	1.10
00:40:00	7.00	3.60	6.50	4.10	7.10	3.50	9.70	1.10	9.30	1.50	11.20	-0.20	11.90	-0.90	10.20	0.80
00:46:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.90	3.70	8.70	2.10	8.30	2.50	11.20	-0.20	11.80	-0.80	10.20	0.80
00:50:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.80	3.80	8.50	2.30	8.80	2.00	11.20	-0.20	11.90	-0.90	10.00	1.00
00:55:00	6.70	3.90	5.90	4.70	6.40	4.20	9.50	1.30	8.80	2.00	11.20	-0.20	11.90	-0.90	9.90	1.10
01:00:00	6.50	4.10	5.80	4.80	6.30	4.30	9.40	1.40	8.80	2.00	11.00	0.00	11.90	-0.90	9.80	1.20
MAXIMOS :	4.10		4.80		4.30		2.30		2.50		1.60		-1.10		1.80	

Figura A. 24, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #24

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	7.00	3.60	6.50	4.10	7.00	3.60	9.30	1.50	9.20	1.60	10.70	0.30	12.00	-1.00	10.20	0.80
00:04:00	6.80	3.80	6.20	4.40	6.80	3.80	9.20	1.60	8.80	2.00	10.00	1.00	11.60	-0.60	10.00	1.00
00:06:00	6.80	3.80	6.10	4.50	6.80	3.80	8.70	2.10	8.70	2.10	9.70	1.30	11.50	-0.50	9.80	1.20
00:08:00	7.30	3.30	6.70	3.90	7.40	3.20	8.80	2.00	8.70	2.10	9.70	1.30	11.40	-0.40	9.70	1.30
00:10:00	7.00	3.60	6.50	4.10	6.90	3.70	9.10	1.70	8.80	2.00	9.40	1.60	11.40	-0.40	9.60	1.40
00:15:00	6.80	3.80	6.40	4.20	6.80	3.80	8.80	2.00	8.80	2.00	9.90	1.10	11.20	-0.20	9.50	1.50
00:20:00	6.80	3.80	6.30	4.30	6.60	4.00	8.70	2.10	8.70	2.10	9.70	1.30	11.30	-0.30	9.60	1.40
00:25:00	6.70	3.90	6.00	4.60	6.60	4.00	8.80	2.00	8.40	2.40	10.20	0.80	11.00	0.00	9.40	1.60
00:30:00	7.00	3.60	6.20	4.40	6.40	4.20	9.10	1.70	8.00	2.80	10.20	0.80	11.20	-0.20	9.30	1.70
00:35:00	7.50	3.10	6.40	4.20	6.60	4.00	9.50	1.30	8.00	2.80	9.90	1.10	11.10	-0.10	9.10	1.90
00:45:00	7.20	3.40	6.60	4.00	7.00	3.60	9.10	1.70	8.40	2.40	10.00	1.00	11.20	-0.20	9.00	2.00
00:50:00	7.00	3.60	6.40	4.20	7.90	2.70	9.10	1.70	8.50	2.30	10.30	0.70	11.00	0.00	9.30	1.70
00:55:00	6.60	4.00	6.00	4.60	6.40	4.20	8.90	1.90	8.70	2.10	10.40	0.60	11.30	-0.30	9.60	1.40
01:00:00	6.50	4.10	6.00	4.60	6.50	4.10	8.90	1.90	8.70	2.10	10.20	0.80	11.60	-0.60	9.70	1.30
MAXIMOS :	4.10		4.60		4.20		2.10		2.80		1.60		0.00		2.00	

Figura A. 25, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #25

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00
00:02:00	10.20	1.30	10.50	1.00	9.90	1.60	10.70	0.80	11.10	0.40	11.20	0.30	12.10	-0.60	11.10	0.40
00:04:00	9.00	2.50	9.20	2.30	10.70	0.80	10.30	1.20	11.70	-0.20	11.00	0.50	11.80	-0.30	10.70	0.80
00:06:00	9.10	2.40	9.50	2.00	9.70	1.80	10.30	1.20	10.10	1.40	10.80	0.70	11.90	-0.40	10.70	0.80
00:08:00	9.20	2.30	9.40	2.10	9.60	1.90	10.20	1.30	10.20	1.30	10.80	0.70	11.80	-0.30	10.60	0.90
00:10:00	9.80	1.70	9.30	2.20	9.70	1.80	10.20	1.30	10.00	1.50	10.70	0.80	11.70	-0.20	10.30	1.20
00:15:00	9.70	1.80	9.20	2.30	9.80	1.70	10.70	0.80	10.30	1.20	10.90	0.60	11.80	-0.30	10.50	1.00
00:20:00	9.80	1.70	9.30	2.20	9.70	1.80	10.70	0.80	10.30	1.20	11.00	0.50	11.90	-0.40	10.50	1.00
00:25:00	9.90	1.60	9.30	2.20	9.80	1.70	10.50	1.00	10.30	1.20	10.80	0.70	12.00	-0.50	10.70	0.80
00:30:00	9.80	1.70	9.20	2.30	9.80	1.70	10.80	0.70	10.70	0.80	10.80	0.70	11.80	-0.30	10.40	1.10
00:35:00	9.90	1.60	9.40	2.10	9.90	1.60	10.70	0.80	10.90	0.60	10.90	0.60	11.80	-0.30	10.50	1.00
00:40:00	9.80	1.70	9.50	2.00	9.70	1.80	10.80	0.70	10.40	1.10	10.90	0.60	11.90	-0.40	10.50	1.00
00:45:00	9.90	1.60	9.60	1.90	9.50	2.00	10.80	0.70	10.50	1.00	10.90	0.60	11.70	-0.20	10.90	0.60
00:50:00	9.80	1.70	9.50	2.00	9.70	1.80	10.80	0.70	10.40	1.10	10.80	0.70	11.70	-0.20	10.50	1.00
00:55:00	9.10	2.40	9.50	2.00	9.80	1.70	10.50	1.00	10.40	1.10	10.70	0.80	11.70	-0.20	10.50	1.00
01:00:00	9.20	2.30	9.60	1.90	9.90	1.60	10.70	0.80	10.40	1.10	10.60	0.90	11.80	-0.30	10.40	1.10
01:10:00	9.10	2.40	9.60	1.90	9.90	1.60	10.40	1.10	10.30	1.20	10.60	0.90	11.90	-0.40	10.50	1.00
MAXIMOS :	2.50		2.30		2.00		1.30		1.50		0.90		-0.60		1.20	

Figura A. 26, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #26

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00
00:02:00	10.10	1.40	9.70	1.80	10.10	1.40	9.50	2.00	9.50	2.00	10.80	0.70	12.00	-0.50	10.30	1.20
00:04:00	10.00	1.50	9.70	1.80	9.80	1.70	10.40	1.10	10.20	1.30	11.20	0.30	12.30	-0.80	11.00	0.50
00:06:00	10.10	1.40	10.00	1.50	9.90	1.60	10.30	1.20	9.90	1.60	11.10	0.40	12.00	-0.50	10.90	0.60
00:08:00	10.60	0.90	9.80	1.70	10.00	1.50	10.40	1.10	9.90	1.60	10.90	0.60	12.10	-0.60	10.80	0.70
00:10:00	10.00	1.50	9.80	1.70	10.20	1.30	9.80	1.70	9.90	1.60	11.00	0.50	12.20	-0.70	10.90	0.60
00:15:00	10.10	1.40	9.80	1.70	9.30	2.20	9.50	2.00	9.40	2.10	10.80	0.70	11.70	-0.20	10.30	1.20
00:20:00	8.50	3.00	8.50	3.00	9.00	2.50	9.00	2.50	9.60	1.90	10.70	0.80	11.50	0.00	10.20	1.30
00:25:00	8.60	2.90	8.50	3.00	8.80	2.70	9.00	2.50	9.40	2.10	10.40	1.10	11.40	0.10	10.00	1.50
00:30:00	8.70	2.80	8.30	3.20	9.00	2.50	9.00	2.50	9.40	2.10	10.50	1.00	11.30	0.20	10.00	1.50
00:35:00	8.70	2.80	8.40	3.10	8.80	2.70	9.50	2.00	9.60	1.90	10.20	1.30	11.30	0.20	10.00	1.50
00:40:00	9.00	2.50	8.50	3.00	8.80	2.70	9.80	1.70	9.20	2.30	10.10	1.40	11.40	0.10	10.00	1.50
00:45:00	8.80	2.70	8.60	2.90	9.00	2.50	9.50	2.00	9.70	1.80	10.20	1.30	11.10	0.40	10.00	1.50
00:50:00	8.70	2.80	8.40	3.10	8.80	2.70	9.50	2.00	9.70	1.80	10.10	1.40	11.20	0.30	10.00	1.50
00:55:00	8.70	2.80	8.50	3.00	8.90	2.60	8.70	2.80	9.60	1.90	10.10	1.40	11.10	0.40	10.00	1.50
01:00:00	8.80	2.70	8.50	3.00	8.70	2.80	9.90	1.60	9.90	1.60	10.10	1.40	11.30	0.20	10.05	1.45
01:10:00	8.90	2.60	8.50	3.00	8.90	2.60	9.80	1.70	9.70	1.80	10.20	1.30	11.30	0.20	10.10	1.40
01:20:00	9.00	2.50	8.70	2.80	8.80	2.70	9.90	1.60	9.90	1.60	10.30	1.20	11.10	0.40	10.10	1.40
MAXIMOS :	3.00		3.20		2.80		2.80		2.30		1.40		0.40			1.50

Figura A. 27, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #27

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	11.00	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00
00:02:00	8.10	2.70	7.80	3.20	8.40	2.40	9.60	1.40	9.60	1.40	10.50	0.70	11.70	-0.50	10.30	0.90
00:04:00	7.80	3.00	7.70	3.30	7.60	3.20	9.10	1.90	9.10	1.90	9.90	1.30	11.40	-0.20	10.00	1.20
00:06:00	8.70	2.10	7.40	3.60	7.50	3.30	8.80	2.20	8.80	2.20	9.80	1.40	11.30	-0.10	10.10	1.10
00:08:00	7.80	3.00	7.50	3.50	7.70	3.10	8.90	2.10	8.90	2.10	9.80	1.40	11.50	-0.30	9.70	1.50
00:10:00	7.70	3.10	7.50	3.50	7.60	3.20	8.80	2.20	8.80	2.20	9.60	1.60	11.30	-0.10	9.80	1.40
00:15:00	7.80	3.00	7.50	3.50	7.80	3.00	9.20	1.80	9.20	1.80	9.60	1.60	11.40	-0.20	9.90	1.30
00:20:00	7.80	3.00	7.50	3.50	7.70	3.10	9.10	1.90	9.10	1.90	9.80	1.40	11.20	0.00	9.90	1.30
00:25:00	7.80	3.00	7.50	3.50	7.80	3.00	9.20	1.80	9.20	1.80	9.40	1.80	11.10	0.10	9.80	1.40
00:30:00	7.90	2.90	7.50	3.50	7.80	3.00	9.20	1.80	9.20	1.80	9.30	1.90	11.30	-0.10	9.90	1.30
00:35:00	7.70	3.10	7.50	3.50	7.80	3.00	9.10	1.90	9.10	1.90	9.30	1.90	10.80	0.40	9.90	1.30
00:40:00	7.80	3.00	7.70	3.30	7.90	2.90	9.20	1.80	9.20	1.80	9.40	1.80	10.80	0.40	9.80	1.40
00:45:00	7.80	3.00	7.50	3.50	7.80	3.00	9.20	1.80	9.20	1.80	9.50	1.70	10.80	0.40	9.80	1.40
00:50:00	7.80	3.00	7.50	3.50	7.90	2.90	9.20	1.80	9.20	1.80	9.50	1.70	10.70	0.50	9.80	1.40
MAXIMOS :	3.10		3.60		3.30		2.20		2.20		1.90		0.50		1.50	

Figura A. 28, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #28

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	8.00	3.00	7.50	3.50	8.50	2.50	9.40	1.60	9.50	1.50	10.50	0.50	11.80	-0.80	9.80	1.20
00:04:00	8.00	3.00	8.50	2.50	8.00	3.00	8.80	2.20	8.90	2.10	9.30	1.70	11.20	-0.20	10.00	1.00
00:06:00	8.10	2.90	9.00	2.00	8.20	2.80	8.30	2.70	8.70	2.30	9.10	1.90	11.10	-0.10	9.90	1.10
00:08:00	8.40	2.60	7.00	4.00	8.60	2.40	8.80	2.20	8.70	2.30	9.40	1.60	10.80	0.20	9.70	1.30
00:10:00	7.30	3.70	7.00	4.00	7.20	3.80	8.00	3.00	8.70	2.30	8.50	2.50	10.50	0.50	9.20	1.80
00:15:00	7.00	4.00	8.30	2.70	6.50	4.50	8.00	3.00	7.90	3.10	8.30	2.70	10.30	0.70	9.10	1.90
00:20:00	7.30	3.70	7.20	3.80	7.40	3.60	8.00	3.00	7.90	3.10	9.00	2.00	10.40	0.60	8.70	2.30
00:25:00	7.40	3.60	7.50	3.50	7.50	3.50	8.10	2.90	7.70	3.30	9.00	2.00	10.20	0.80	8.40	2.60
00:30:00	7.40	3.60	7.50	3.50	7.20	3.80	8.20	2.80	7.70	3.30	9.00	2.00	10.20	0.80	8.30	2.70
00:35:00	7.20	3.80	7.20	3.80	6.70	4.30	8.20	2.80	7.10	3.90	9.00	2.00	10.30	0.70	8.40	2.60
00:40:00	6.80	4.20	6.70	4.30	6.50	4.50	8.00	3.00	7.00	4.00	9.00	2.00	10.10	0.90	8.30	2.70
00:45:00	7.40	3.60	7.00	4.00	6.40	4.60	8.10	2.90	6.90	4.10	9.00	2.00	10.20	0.80	8.50	2.50
00:50:00	7.20	3.80	7.20	3.80	6.80	4.20	8.10	2.90	7.00	4.00	9.00	2.00	9.90	1.10	8.60	2.40
00:55:00	7.60	3.40	7.30	3.70	6.50	4.50	8.10	2.90	7.40	3.60	8.90	2.10	9.90	1.10	8.50	2.50
01:00:00	7.70	3.30	6.70	4.30	6.70	4.30	8.00	3.00	7.20	3.80	9.00	2.00	9.70	1.30	8.70	2.30
01:10:00	7.40	3.60	7.30	3.70	6.50	4.50	7.90	3.10	7.30	3.70	8.90	2.10	9.80	1.20	8.60	2.40
01:20:00	7.20	3.80	7.20	3.80	6.80	4.20	8.00	3.00	7.10	3.90	8.90	2.10	9.90	1.10	8.40	2.60
MAXIMOS :	4.20		4.30		4.60		3.10		4.10		2.70		1.30		2.70	

Figura A. 29, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #29

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00
00:01:00	8.00	3.00	8.00	3.00	8.30	2.70	9.50	1.70	9.70	1.50	10.10	1.10	10.20	1.00	11.20	0.00
00:02:00	8.40	2.60	8.00	3.00	8.30	2.70	9.00	2.20	9.20	2.00	9.80	1.40	9.40	1.80	11.00	0.20
00:04:00	8.20	2.80	6.70	4.30	6.70	4.30	8.30	2.90	8.00	3.20	9.00	2.20	10.20	1.00	8.20	3.00
00:06:00	6.80	4.20	6.40	4.60	6.10	4.90	7.80	3.40	7.70	3.50	8.70	2.50	10.50	0.70	8.10	3.10
00:08:00	6.70	4.30	6.20	4.80	6.20	4.80	7.90	3.30	7.00	4.20	8.80	2.40	9.90	1.30	7.20	4.00
00:10:00	6.40	4.60	6.00	5.00	5.70	5.30	8.00	3.20	6.50	4.70	9.00	2.20	9.00	2.20	7.00	4.20
00:15:00	6.50	4.50	5.60	5.40	6.20	4.80	7.20	4.00	5.90	5.30	8.50	2.70	8.50	2.70	6.20	5.00
00:20:00	6.50	4.50	6.20	4.80	6.20	4.80	7.60	3.60	6.40	4.80	8.20	3.00	9.10	2.10	6.90	4.30
00:25:00	6.50	4.50	5.00	6.00	5.50	5.50	7.40	3.80	6.00	5.20	8.30	2.90	8.70	2.50	6.60	4.60
00:30:00	5.90	5.10	4.90	6.10	5.60	5.40	6.80	4.40	6.20	5.00	7.50	3.70	8.90	2.30	7.50	3.70
00:35:00	6.80	4.20	5.70	5.30	5.80	5.20	6.50	4.70	6.50	4.70	6.80	4.40	8.80	2.40	7.40	3.80
00:40:00	6.70	4.30	4.80	6.20	6.00	5.00	7.50	3.70	7.80	3.40	7.00	4.20	8.80	2.40	7.50	3.70
MAXIMOS :	5.10		6.20		5.50		4.70		5.30		4.40		2.70		5.00	

Figura A. 30, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #30

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	9.20	1.60	8.80	2.00	9.40	1.40	10.10	0.70	10.70	0.10	9.90	0.90	11.50	-0.70	11.20	-0.40
00:04:00	9.50	1.30	9.30	1.50	9.90	0.90	10.70	0.10	10.90	-0.10	10.90	-0.10	11.60	-0.80	11.20	-0.40
00:06:00	8.80	2.00	8.60	2.20	9.20	1.60	10.10	0.70	10.60	0.20	10.60	0.20	11.70	-0.90	11.10	-0.30
00:08:00	8.80	2.00	8.20	2.60	8.90	1.90	10.10	0.70	10.30	0.50	10.50	0.30	11.80	-1.00	11.00	-0.20
00:10:00	9.00	1.80	8.70	2.10	9.20	1.60	10.10	0.70	10.70	0.10	10.00	0.80	11.70	-0.90	11.10	-0.30
00:15:00	9.70	1.10	8.20	2.60	8.80	2.00	10.00	0.80	10.50	0.30	10.50	0.30	11.70	-0.90	11.00	-0.20
00:20:00	9.30	1.50	7.70	3.10	8.40	2.40	9.80	1.00	10.00	0.80	10.50	0.30	11.70	-0.90	10.80	0.00
00:25:00	8.00	2.80	7.70	3.10	8.50	2.30	9.30	1.50	10.20	0.60	10.10	0.70	11.70	-0.90	10.90	-0.10
00:30:00	7.70	3.10	7.20	3.60	8.00	2.80	9.10	1.70	9.90	0.90	9.80	1.00	11.60	-0.80	10.70	0.10
00:35:00	7.30	3.50	6.90	3.90	7.30	3.50	8.50	2.30	9.80	1.00	9.50	1.30	11.50	-0.70	10.80	0.00
00:40:00	7.40	3.40	7.10	3.70	7.60	3.20	9.60	1.20	9.90	0.90	10.10	0.70	11.60	-0.80	10.70	0.10
00:45:00	8.00	2.80	6.80	4.00	8.30	2.50	8.70	2.10	10.70	0.10	8.80	2.00	10.00	0.80	11.30	-0.50
00:50:00	7.90	2.90	7.40	3.40	8.10	2.70	8.70	2.10	10.40	0.40	9.30	1.50	11.00	-0.20	11.00	-0.20
00:55:00	7.80	3.00	7.10	3.70	8.00	2.80	8.70	2.10	10.30	0.50	8.90	1.90	10.40	0.40	10.80	0.00
01:00:00	7.80	3.00	7.60	3.20	8.40	2.40	8.60	2.20	10.20	0.60	8.80	2.00	10.20	0.60	10.80	0.00
MAXIMOS :	3.50		4.00		3.50		2.30		1.00		2.00		0.80		0.10	

Figura A. 31, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #31

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	9.70	1.10	8.80	2.00	9.30	1.50	11.00	-0.20	11.00	-0.20	11.00	-0.20	11.30	-0.50	11.70	-0.90
00:04:00	9.20	1.60	8.50	2.30	9.20	1.60	10.90	-0.10	11.00	-0.20	11.00	-0.20	11.20	-0.40	11.70	-0.90
00:06:00	8.80	2.00	8.20	2.60	8.90	1.90	10.70	0.10	11.00	-0.20	10.80	0.00	11.20	-0.40	11.50	-0.70
00:08:00	8.50	2.30	8.10	2.70	8.90	1.90	10.40	0.40	11.00	-0.20	10.80	0.00	11.20	-0.40	11.40	-0.60
00:10:00	8.50	2.30	8.00	2.80	8.80	2.00	10.40	0.40	11.00	-0.20	10.60	0.20	11.30	-0.50	11.40	-0.60
00:15:00	8.30	2.50	7.90	2.90	8.40	2.40	10.30	0.50	10.90	-0.10	10.60	0.20	11.40	-0.60	11.40	-0.60
00:20:00	8.20	2.60	7.80	3.00	8.20	2.60	10.00	0.80	11.00	-0.20	10.60	0.20	11.80	-1.00	11.50	-0.70
00:25:00	8.20	2.60	7.70	3.10	8.30	2.50	10.00	0.80	10.90	-0.10	10.50	0.30	12.00	-1.20	11.40	-0.60
00:30:00	8.00	2.80	7.80	3.00	8.80	2.00	10.00	0.80	10.70	0.10	10.50	0.30	11.80	-1.00	11.40	-0.60
00:35:00	8.10	2.70	7.90	2.90	8.70	2.10	10.10	0.70	11.00	-0.20	10.40	0.40	11.80	-1.00	11.40	-0.60
00:40:00	8.20	2.60	7.90	2.90	8.60	2.20	9.80	1.00	11.10	-0.30	10.50	0.30	11.70	-0.90	11.50	-0.70
00:45:00	8.30	2.50	7.80	3.00	8.50	2.30	9.70	1.10	11.20	-0.40	10.50	0.30	11.80	-1.00	11.60	-0.80
00:50:00	8.20	2.60	7.80	3.00	8.50	2.30	9.70	1.10	11.20	-0.40	10.50	0.30	11.70	-0.90	11.50	-0.70
MAXIMOS :	2.80		3.10		2.60		1.10		0.10		0.40		-1.20		-0.90	

Figura A. 32, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #32

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	7.60	3.20	7.00	3.80	7.80	3.00	9.20	1.60	10.30	0.50	10.70	0.10	11.00	-0.20	11.80	-1.00
00:04:00	7.20	3.60	6.70	4.10	7.50	3.30	9.00	1.80	10.30	0.50	9.30	1.50	11.00	-0.20	11.60	-0.80
00:06:00	7.00	3.80	6.50	4.30	7.40	3.40	8.80	2.00	9.90	0.90	9.30	1.50	10.90	-0.10	11.30	-0.50
00:08:00	7.00	3.80	6.30	4.50	7.10	3.70	8.60	2.20	9.60	1.20	8.80	2.00	10.70	0.10	11.00	-0.20
00:10:00	6.80	4.00	6.60	4.20	7.10	3.70	8.30	2.50	9.60	1.20	8.50	2.30	10.20	0.60	10.90	-0.10
00:15:00	7.00	3.80	6.60	4.20	7.20	3.60	8.60	2.20	9.70	1.10	9.30	1.50	11.10	-0.30	11.10	-0.30
00:20:00	6.70	4.10	6.10	4.70	6.80	4.00	7.40	3.40	9.10	1.70	8.50	2.30	10.50	0.30	10.80	0.00
00:25:00	7.00	3.80	6.50	4.30	7.00	3.80	8.10	2.70	9.70	1.10	8.80	2.00	11.70	-0.90	10.70	0.10
00:30:00	7.20	3.60	6.80	4.00	7.50	3.30	8.20	2.60	10.10	0.70	8.20	2.60	10.90	-0.10	11.40	-0.60
00:35:00	7.20	3.60	7.00	3.80	7.80	3.00	7.60	3.20	10.20	0.60	10.30	0.50	10.40	0.40	11.80	-1.00
00:40:00	6.70	4.10	6.70	4.10	7.50	3.30	7.70	3.10	10.03	0.77	8.30	2.50	10.40	0.40	11.60	-0.80
00:45:00	7.20	3.60	7.00	3.80	7.70	3.10	7.70	3.10	9.70	1.10	8.00	2.80	10.00	0.80	10.80	0.00
MAXIMOS :	4.10		4.70		4.00		3.40		1.70		2.80		0.80		0.10	

Figura A. 33, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #33

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00
00:02:00	7.50	3.10	7.10	3.50	7.80	2.80	9.50	1.10	10.50	0.10	10.00	0.60	11.80	-1.20	11.80	-1.20
00:06:00	7.10	3.50	6.80	3.80	7.60	3.00	8.80	1.80	10.20	0.40	9.50	1.10	11.30	-0.70	11.70	-1.10
00:09:00	7.00	3.60	6.60	4.00	7.40	3.20	8.80	1.80	10.30	0.30	9.50	1.10	11.20	-0.60	11.70	-1.10
00:10:00	7.00	3.60	6.50	4.10	7.30	3.30	8.70	1.90	10.30	0.30	9.40	1.20	11.20	-0.60	11.70	-1.10
00:15:00	7.00	3.60	6.70	3.90	7.40	3.20	7.80	2.80	10.30	0.30	8.20	2.40	10.00	0.60	11.50	-0.90
00:20:00	7.20	3.40	6.80	3.80	7.50	3.10	8.00	2.60	9.80	0.80	7.90	2.70	9.50	1.10	11.30	-0.70
00:25:00	7.40	3.20	7.20	3.40	7.50	3.10	7.90	2.70	9.60	1.00	8.10	2.50	10.10	0.50	10.80	-0.20
00:30:00	7.30	3.30	6.80	3.80	7.20	3.40	8.90	1.70	9.80	0.80	8.80	1.80	10.40	0.20	11.70	-1.10
00:35:00	7.40	3.20	6.90	3.70	7.10	3.50	8.50	2.10	9.60	1.00	9.10	1.50	11.00	-0.40	10.90	-0.30
00:40:00	7.00	3.60	7.10	3.50	7.70	2.90	8.70	1.90	9.60	1.00	9.60	1.00	11.00	-0.40	10.90	-0.30
00:45:00	7.90	2.70	7.40	3.20	8.10	2.50	8.80	1.80	10.20	0.40	9.20	1.40	11.00	-0.40	12.00	-1.40
MAXIMOS :	3.60		4.10		3.50		2.80		1.00		2.70		1.10		-1.40	

Figura A. 34, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #34

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	8.50	2.30	7.80	3.00	8.20	2.60	10.50	0.30	11.20	-0.40	11.10	-0.30	11.30	-0.50	12.00	-1.20
00:04:00	7.90	2.90	7.30	3.50	8.10	2.70	9.80	1.00	11.00	-0.20	10.70	0.10	12.10	-1.30	12.00	-1.20
00:06:00	7.70	3.10	7.10	3.70	7.90	2.90	9.60	1.20	10.80	0.00	10.40	0.40	12.00	-1.20	11.90	-1.10
00:08:00	7.50	3.30	6.90	3.90	7.70	3.10	9.20	1.60	10.80	0.00	10.20	0.60	12.20	-1.40	11.90	-1.10
00:10:00	7.40	3.40	6.90	3.90	7.70	3.10	9.00	1.80	10.80	0.00	10.00	0.80	12.10	-1.30	11.90	-1.10
00:15:00	7.20	3.60	6.70	4.10	7.50	3.30	8.80	2.00	10.60	0.20	9.50	1.30	11.40	-0.60	11.90	-1.10
00:20:00	7.20	3.60	6.60	4.20	7.20	3.60	8.60	2.20	10.40	0.40	9.20	1.60	11.00	-0.20	11.80	-1.00
00:25:00	7.30	3.50	6.80	4.00	7.50	3.30	8.70	2.10	10.30	0.50	9.10	1.70	11.00	-0.20	11.70	-0.90
00:35:00	7.40	3.40	7.10	3.70	7.80	3.00	8.50	2.30	10.20	0.60	9.00	1.80	10.50	0.30	11.20	-0.40
00:40:00	7.30	3.50	7.80	3.00	8.80	2.00	8.40	2.40	10.20	0.60	9.00	1.80	10.50	0.30	11.20	-0.40
00:45:00	8.30	2.50	8.30	2.50	9.00	1.80	8.40	2.40	10.70	0.10	9.00	1.80	10.30	0.50	11.20	-0.40
00:50:00	8.70	2.10	8.30	2.50	8.90	1.90	9.20	1.60	10.70	0.10	8.90	1.90	10.70	0.10	10.80	0.00
MAXIMOS :	3.60		4.20		3.60		2.40		0.60		1.90		0.50		-1.20	

Figura A. 35, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #35

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00
00:02:00	9.00	1.60	8.30	2.30	8.90	1.70	11.00	-0.40	11.10	-0.50	11.30	-0.70	11.00	-0.40	12.10	-1.50
00:04:00	8.30	2.30	7.70	2.90	8.40	2.20	10.10	0.50	11.10	-0.50	10.80	-0.20	11.80	-1.20	11.50	-0.90
00:06:00	7.90	2.70	7.40	3.20	8.30	2.30	9.90	0.70	11.00	-0.40	10.40	0.20	11.60	-1.00	11.70	-1.10
00:08:00	7.80	2.80	7.30	3.30	8.20	2.40	9.70	0.90	10.80	-0.20	10.40	0.20	11.50	-0.90	11.70	-1.10
00:10:00	7.70	2.90	7.20	3.40	8.00	2.60	9.30	1.30	10.80	-0.20	10.20	0.40	11.70	-1.10	11.70	-1.10
00:15:00	7.50	3.10	7.20	3.40	7.90	2.70	9.20	1.40	10.70	-0.10	10.00	0.60	11.80	-1.20	11.70	-1.10
00:20:00	7.40	3.20	6.90	3.70	7.80	2.80	9.00	1.60	10.70	-0.10	9.70	0.90	11.60	-1.00	11.60	-1.00
00:25:00	7.30	3.30	6.80	3.80	7.70	2.90	8.80	1.80	10.70	-0.10	9.50	1.10	11.30	-0.70	11.60	-1.00
00:30:00	7.30	3.30	6.80	3.80	7.60	3.00	8.80	1.80	10.60	0.00	9.50	1.10	11.20	-0.60	11.60	-1.00
00:36:00	7.30	3.30	6.80	3.80	7.60	3.00	8.80	1.80	10.50	0.10	9.50	1.10	11.30	-0.70	11.60	-1.00
00:40:00	7.20	3.40	6.70	3.90	7.60	3.00	8.80	1.80	10.50	0.10	9.40	1.20	11.20	-0.60	11.70	-1.10
00:45:00	7.10	3.50	6.70	3.90	7.50	3.10	8.70	1.90	10.40	0.20	9.20	1.40	11.10	-0.50	11.60	-1.00
00:50:00	7.10	3.50	6.70	3.90	7.50	3.10	8.60	2.00	10.40	0.20	8.90	1.70	10.50	0.10	11.60	-1.00
MAXIMOS :	3.50		3.90		3.10		2.00		0.20		1.70		0.10		-1.50	

Figura A. 36, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #36

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00
00:02:00	7.70	2.90	7.10	3.50	8.00	2.60	8.80	1.80	10.20	0.40	9.20	1.40	11.00	-0.40	11.20	-0.60
00:04:00	7.60	3.00	7.20	3.40	8.20	2.40	8.80	1.80	10.20	0.40	9.90	0.70	10.70	-0.10	11.40	-0.80
00:06:00	7.50	3.10	7.00	3.60	8.00	2.60	8.70	1.90	9.80	0.80	9.20	1.40	11.00	-0.40	11.00	-0.40
00:11:00	7.00	3.60	6.80	3.80	7.40	3.20	8.20	2.40	9.80	0.80	8.70	1.90	10.40	0.20	11.10	-0.50
00:15:00	7.00	3.60	6.60	4.00	7.80	2.80	8.00	2.60	9.40	1.20	8.60	2.00	10.50	0.10	10.70	-0.10
00:20:00	8.00	2.60	8.10	2.50	8.50	2.10	8.60	2.00	10.50	0.10	8.50	2.10	10.00	0.60	10.70	-0.10
00:25:00	7.70	2.90	7.50	3.10	8.20	2.40	8.50	2.10	10.80	-0.20	8.50	2.10	10.30	0.30	11.70	-1.10
00:30:00	8.20	2.40	7.40	3.20	8.70	1.90	9.00	1.60	10.20	0.40	9.20	1.40	10.40	0.20	11.40	-0.80
00:35:00	8.80	1.80	8.20	2.40	8.30	2.30	9.30	1.30	10.70	-0.10	9.70	0.90	10.80	-0.20	11.70	-1.10
00:42:00	8.50	2.10	8.30	2.30	8.80	1.80	9.50	1.10	10.60	0.00	10.20	0.40	11.20	-0.60	11.60	-1.00
00:45:00	8.20	2.40	8.20	2.40	9.00	1.60	9.50	1.10	11.10	-0.50	10.20	0.40	11.40	-0.80	11.80	-1.20
00:50:00	7.80	2.80	7.40	3.20	8.20	2.40	9.40	1.20	11.20	-0.60	10.00	0.60	11.70	-1.10	11.00	-0.40
MAXIMOS :	3.60		4.00		3.20		2.60		1.20		2.10		0.60		-1.20	

Figura A. 37, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #37

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00
00:02:00	8.50	2.10	8.10	2.50	8.70	1.90	9.60	1.00	10.70	-0.10	10.10	0.50	11.50	-0.90	11.20	-0.60
00:04:00	8.10	2.50	7.60	3.00	8.50	2.10	9.30	1.30	10.60	0.00	9.80	0.80	11.50	-0.90	11.40	-0.80
00:06:00	8.30	2.30	7.70	2.90	8.40	2.20	9.60	1.00	10.50	0.10	9.80	0.80	11.50	-0.90	11.20	-0.60
00:08:00	8.20	2.40	7.80	2.80	8.50	2.10	9.20	1.40	10.30	0.30	9.60	1.00	11.30	-0.70	11.20	-0.60
00:10:00	8.00	2.60	7.80	2.80	8.30	2.30	9.20	1.40	10.40	0.20	9.60	1.00	11.30	-0.70	11.20	-0.60
00:15:00	7.80	2.80	7.60	3.00	8.10	2.50	9.20	1.40	10.40	0.20	9.60	1.00	11.20	-0.60	11.20	-0.60
00:20:00	8.30	2.30	7.90	2.70	8.40	2.20	9.40	1.20	10.50	0.10	9.50	1.10	11.20	-0.60	11.20	-0.60
00:25:00	7.90	2.70	7.60	3.00	8.20	2.40	9.30	1.30	10.60	0.00	9.70	0.90	11.20	-0.60	11.30	-0.70
00:30:00	8.00	2.60	7.40	3.20	8.10	2.50	9.20	1.40	10.40	0.20	9.70	0.90	11.20	-0.60	11.30	-0.70
00:35:00	7.60	3.00	7.20	3.40	8.00	2.60	9.00	1.60	10.60	0.00	9.20	1.40	11.00	-0.40	11.40	-0.80
00:40:00	7.80	2.80	7.50	3.10	8.20	2.40	8.90	1.70	10.50	0.10	9.20	1.40	11.00	-0.40	11.40	-0.80
01:08:00	7.70	2.90	7.20	3.40	7.90	2.70	8.60	2.00	10.20	0.40	9.00	1.60	10.70	-0.10	11.20	-0.60
MAXIMOS :	3.00		3.40		2.70		2.00		0.40		1.60		-0.90		-0.80	

Figura A. 38, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #38

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.75	0.00	10.75	0.00	10.75	0.00
00:01:00	7.00	3.60	6.30	4.30	6.80	3.80	8.00	2.70	9.50	1.20	8.30	2.45	10.20	0.55	10.70	0.05
00:02:00	6.80	3.80	6.10	4.50	7.00	3.60	7.60	3.10	9.20	1.50	7.90	2.85	10.00	0.75	10.70	0.05
00:04:00	7.00	3.60	6.50	4.10	7.20	3.40	7.80	2.90	9.40	1.30	8.00	2.75	10.20	0.55	10.90	-0.15
00:06:00	6.40	4.20	6.20	4.40	6.70	3.90	7.80	2.90	9.00	1.70	8.50	2.25	10.20	0.55	10.20	0.55
00:08:00	6.60	4.00	6.20	4.40	6.90	3.70	8.10	2.60	8.70	2.00	8.50	2.25	10.20	0.55	9.80	0.95
00:10:00	6.60	4.00	6.20	4.40	6.80	3.80	7.90	2.80	8.70	2.00	8.20	2.55	10.20	0.55	9.90	0.85
00:16:00	6.30	4.30	5.90	4.70	6.70	3.90	7.40	3.30	8.70	2.00	7.70	3.05	9.50	1.25	10.20	0.55
00:20:00	6.40	4.20	6.00	4.60	7.20	3.40	7.40	3.30	8.70	2.00	7.70	3.05	9.60	1.15	10.10	0.65
00:25:00	6.30	4.30	5.90	4.70	6.50	4.10	7.10	3.60	8.80	1.90	7.20	3.55	9.20	1.55	10.10	0.65
00:30:00	6.50	4.10	6.00	4.60	6.70	3.90	7.20	3.50	9.00	1.70	7.30	3.45	9.20	1.55	10.00	0.75
00:36:00	6.00	4.60	5.70	4.90	6.20	4.40	7.60	3.10	9.10	1.60	8.20	2.55	9.80	0.95	10.60	0.15
00:40:00	6.10	4.50	5.80	4.80	6.50	4.10	8.60	2.10	9.00	1.70	7.40	3.35	9.30	1.45	10.40	0.35
00:45:00	6.00	4.60	5.70	4.90	6.30	4.30	7.10	3.60	8.10	2.60	7.20	3.55	9.20	1.55	10.30	0.45
00:50:00	5.60	5.00	5.20	5.40	5.80	4.80	6.90	3.80	8.40	2.30	7.50	3.25	9.40	1.35	9.90	0.85
00:55:00	5.60	5.00	5.20	5.40	5.80	4.80	7.00	3.70	8.30	2.40	7.40	3.35	9.30	1.45	9.70	1.05
01:00:00	5.20	5.40	5.00	5.60	5.80	4.80	6.50	4.20	7.80	2.90	7.10	3.65	9.30	1.45	9.30	1.45
MAXIMOS :	5.40		5.60		4.80		4.20		2.90		3.65		1.55			1.45

Figura A. 39, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #39

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00
00:02:00	7.00	3.70	6.70	4.00	7.40	3.30	8.50	2.20	10.00	0.70	9.00	1.70	11.00	-0.30	11.50	-0.80
00:04:00	6.50	4.20	6.00	4.70	6.90	3.80	7.90	2.80	9.80	0.90	8.40	2.30	10.40	0.30	11.40	-0.70
00:06:00	6.80	3.90	6.20	4.50	7.10	3.60	7.90	2.80	9.50	1.20	8.40	2.30	10.50	0.20	11.20	-0.50
00:08:00	6.80	3.90	6.40	4.30	7.00	3.70	7.90	2.80	9.70	1.00	8.30	2.40	10.20	0.50	11.00	-0.30
00:10:00	6.90	3.80	6.50	4.20	7.00	3.70	7.80	2.90	9.40	1.30	8.20	2.50	10.10	0.60	11.20	-0.50
00:15:00	7.00	3.70	6.80	3.90	7.20	3.50	8.00	2.70	9.50	1.20	8.20	2.50	10.00	0.70	10.80	-0.10
00:22:00	6.80	3.90	6.70	4.00	7.70	3.00	8.50	2.20	9.50	1.20	8.60	2.10	10.20	0.50	10.50	0.20
00:25:00	6.70	4.00	6.40	4.30	7.70	3.00	8.00	2.70	9.50	1.20	8.80	1.90	10.50	0.20	10.40	0.30
00:30:00	6.50	4.20	6.90	3.80	7.80	2.90	7.80	2.90	9.80	0.90	8.30	2.40	10.00	0.70	10.70	0.00
00:35:00	6.80	3.90	6.70	4.00	7.30	3.40	7.90	2.80	10.30	0.40	8.00	2.70	10.80	-0.10	11.70	-1.00
00:40:00	7.10	3.60	6.90	3.80	7.50	3.20	8.00	2.70	9.80	0.90	8.00	2.70	9.80	0.90	11.20	-0.50
00:46:00	7.10	3.60	6.60	4.10	7.20	3.50	8.40	2.30	10.10	0.60	8.10	2.60	9.90	0.80	11.00	-0.30
00:50:00	6.40	4.30	6.10	4.60	6.80	3.90	8.30	2.40	10.40	0.30	8.80	1.90	10.10	0.60	11.10	-0.40
00:55:00	6.30	4.40	6.00	4.70	6.60	4.10	8.00	2.70	10.10	0.60	9.00	1.70	10.90	-0.20	11.30	-0.60
01:00:00	6.50	4.20	5.90	4.80	6.40	4.30	8.00	2.70	9.70	1.00	8.80	1.90	10.70	0.00	11.20	-0.50
MAXIMOS :	4.40		4.80		4.30		2.90		1.30		2.70		0.90		0.30	

Figura A. 40, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #40

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	10.70	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	10.90	0.00	11.20	0.00	11.10	0.00	11.20	0.00
00:02:00	9.50	1.50	9.80	0.90	9.00	1.80	10.00	1.00	9.40	1.50	11.00	0.20	11.50	-0.40	9.80	1.40
00:04:00	8.60	2.40	8.50	2.20	8.00	2.80	9.80	1.20	8.80	2.10	10.80	0.40	11.20	-0.10	11.20	0.00
00:06:00	7.80	3.20	7.60	3.10	8.90	1.90	9.10	1.90	8.10	2.80	10.50	0.70	10.90	0.20	8.80	2.40
00:08:00	7.00	4.00	7.00	3.70	9.00	1.80	9.40	1.60	9.60	1.30	10.20	1.00	10.80	0.30	9.00	2.20
00:10:00	7.00	4.00	7.50	3.20	8.50	2.30	9.30	1.70	8.60	2.30	9.90	1.30	10.70	0.40	9.00	2.20
00:15:00	7.40	3.60	7.50	3.20	9.00	1.80	9.20	1.80	8.50	2.40	9.70	1.50	10.30	0.80	8.30	2.90
00:20:00	7.30	3.70	7.70	3.00	9.00	1.80	9.00	2.00	8.60	2.30	9.60	1.60	10.00	1.10	8.90	2.30
00:25:00	7.70	3.30	7.50	3.20	8.80	2.00	8.40	2.60	9.50	1.40	9.70	1.50	10.50	0.60	9.60	1.60
00:30:00	7.40	3.60	7.30	3.40	9.00	1.80	8.40	2.60	8.80	2.10	9.90	1.30	10.30	0.80	9.10	2.10
00:35:00	7.80	3.20	7.50	3.20	7.70	3.10	8.70	2.30	8.80	2.10	9.50	1.70	10.40	0.70	8.80	2.40
00:40:00	7.70	3.30	7.40	3.30	7.60	3.20	8.80	2.20	8.70	2.20	9.50	1.70	10.30	0.80	8.70	2.50
00:45:00	7.40	3.60	7.30	3.40	7.60	3.20	7.80	3.20	8.70	2.20	9.20	2.00	10.10	1.00	8.80	2.40
00:50:00	6.70	4.30	6.80	3.90	6.70	4.10	7.60	3.40	7.50	3.40	9.10	2.10	10.20	0.90	8.90	2.30
00:55:00	6.80	4.20	6.70	4.00	6.70	4.10	7.60	3.40	7.50	3.40	9.00	2.20	10.00	1.10	8.30	2.90
01:00:00	6.70	4.30	6.20	4.50	6.80	4.00	7.80	3.20	7.40	3.50	9.10	2.10	10.20	0.90	8.30	2.90
01:10:00	6.90	4.10	6.50	4.20	6.70	4.10	7.90	3.10	7.60	3.30	9.00	2.20	10.20	0.90	8.30	2.90
01:20:00	6.80	4.20	6.40	4.30	6.70	4.10	8.00	3.00	7.60	3.30	9.00	2.20	10.40	0.70	8.40	2.80
MAXIMOS :	4.30		4.50		4.10		3.40		3.50		2.20		1.10		2.90	

Figura A. 41, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #41

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	8.30	2.70	7.20	3.80	7.70	3.30	10.30	0.70	9.20	1.80	11.10	-0.10	10.80	0.20	9.00	2.00
00:04:00	8.30	2.70	7.70	3.30	7.50	3.50	10.80	0.20	8.70	2.30	11.00	0.00	10.80	0.20	8.70	2.30
00:06:00	8.80	2.20	8.00	3.00	8.20	2.80	10.50	0.50	8.80	2.20	11.10	-0.10	10.70	0.30	8.80	2.20
00:08:00	9.00	2.00	8.10	2.90	8.80	2.20	10.20	0.80	8.80	2.20	10.90	0.10	11.10	-0.10	8.90	2.10
00:10:00	9.00	2.00	8.20	2.80	8.70	2.30	9.10	1.90	8.10	2.90	10.10	0.90	10.70	0.30	8.40	2.60
00:15:00	8.00	3.00	8.10	2.90	8.80	2.20	9.90	1.10	8.80	2.20	10.30	0.70	10.40	0.60	8.60	2.40
00:20:00	8.70	2.30	8.40	2.60	8.90	2.10	9.90	1.10	8.80	2.20	11.00	0.00	10.90	0.10	8.90	2.10
00:25:00	8.50	2.50	8.50	2.50	8.80	2.20	10.00	1.00	8.80	2.20	11.00	0.00	10.40	0.60	8.90	2.10
00:30:00	8.70	2.30	8.60	2.40	8.80	2.20	9.90	1.10	8.60	2.40	10.70	0.30	10.60	0.40	8.40	2.60
00:35:00	8.70	2.30	8.50	2.50	8.90	2.10	10.00	1.00	8.70	2.30	10.90	0.10	10.20	0.80	8.30	2.70
00:40:00	8.70	2.30	8.50	2.50	8.90	2.10	10.00	1.00	8.60	2.40	11.00	0.00	10.30	0.70	8.40	2.60
00:45:00	8.70	2.30	8.50	2.50	8.80	2.20	10.30	0.70	8.70	2.30	11.00	0.00	10.30	0.70	8.70	2.30
00:50:00	8.70	2.30	8.50	2.50	8.70	2.30	10.30	0.70	8.60	2.40	11.00	0.00	10.20	0.80	8.40	2.60
00:55:00	8.60	2.40	8.50	2.50	8.90	2.10	10.50	0.50	8.70	2.30	11.00	0.00	9.70	1.30	8.50	2.50
01:00:00	8.80	2.20	8.50	2.50	8.70	2.30	10.30	0.70	8.70	2.30	11.00	0.00	9.80	1.20	8.30	2.70
01:10:00	8.70	2.30	8.40	2.60	8.90	2.10	10.20	0.80	8.70	2.30	11.00	0.00	9.70	1.30	8.50	2.50
01:20:00	8.60	2.40	8.50	2.50	8.70	2.30	10.30	0.70	8.80	2.20	11.00	0.00	9.80	1.20	8.50	2.50
MAXIMOS :		3.00		3.80		3.50		1.90		2.90		0.90		1.30		2.70

Figura A. 42, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #42

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.20	0.00	11.00	0.00	10.90	0.00	11.40	0.00	11.10	0.00	11.70	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00
00:02:00	8.90	2.30	8.80	2.20	8.80	2.10	10.00	1.40	8.80	2.30	11.50	0.20	11.00	0.50	8.80	2.70
00:04:00	8.70	2.50	8.00	3.00	9.00	1.90	9.50	1.90	8.80	2.30	11.30	0.40	11.10	0.40	8.90	2.60
00:06:00	8.60	2.60	7.80	3.20	7.70	3.20	9.70	1.70	8.20	2.90	10.90	0.80	10.70	0.80	9.00	2.50
00:08:00	9.00	2.20	7.80	3.20	8.20	2.70	9.80	1.60	8.50	2.60	10.80	0.90	10.60	0.90	9.30	2.20
00:10:00	8.90	2.30	8.00	3.00	8.10	2.80	8.80	2.60	8.10	3.00	10.30	1.40	11.00	0.50	8.80	2.70
00:15:00	7.80	3.40	7.60	3.40	7.70	3.20	9.50	1.90	8.10	3.00	10.50	1.20	10.30	1.20	8.40	3.10
00:20:00	7.40	3.80	7.20	3.80	8.00	2.90	9.00	2.40	7.80	3.30	10.00	1.70	9.90	1.60	8.00	3.50
00:25:00	7.40	3.80	7.20	3.80	8.00	2.90	8.80	2.60	7.90	3.20	9.80	1.90	9.70	1.80	8.00	3.50
00:30:00	7.30	3.90	7.50	3.50	8.00	2.90	9.00	2.40	7.80	3.30	9.80	1.90	9.90	1.60	7.90	3.60
00:35:00	7.80	3.40	7.30	3.70	8.00	2.90	9.00	2.40	7.70	3.40	10.00	1.70	9.80	1.70	7.90	3.60
00:40:00	7.90	3.30	7.20	3.80	7.80	3.10	9.00	2.40	7.80	3.30	10.00	1.70	10.30	1.20	7.90	3.60
00:45:00	8.00	3.20	9.00	2.00	8.00	2.90	9.00	2.40	7.70	3.40	10.00	1.70	10.50	1.00	8.00	3.50
00:53:00	7.80	3.40	8.00	3.00	7.90	3.00	8.90	2.50	7.80	3.30	10.00	1.70	10.50	1.00	8.10	3.40
00:55:00	7.90	3.30	8.00	3.00	7.90	3.00	8.80	2.60	7.70	3.40	10.00	1.70	10.20	1.30	8.20	3.30
01:00:00	7.90	3.30	7.80	3.20	7.90	3.00	8.80	2.60	7.70	3.40	10.00	1.70	10.20	1.30	8.20	3.30
MAXIMOS :	3.90		3.80		3.20		2.60		3.40		1.90		1.80		3.60	

Figura A. 43, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #43

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.20	0.00	11.20	0.00	11.00	0.00	11.50	0.00	11.30	0.00	11.60	0.00	11.50	0.00	11.30	0.00
00:02:00	8.80	2.40	8.20	3.00	8.10	2.90	9.70	1.80	8.00	3.30	11.70	-0.10	10.40	1.10	8.20	3.10
00:04:00	7.70	3.50	7.60	3.60	7.80	3.20	8.80	2.70	7.80	3.50	10.20	1.40	9.80	1.70	7.90	3.40
00:06:00	8.20	3.00	7.50	3.70	7.80	3.20	9.30	2.20	7.90	3.40	10.70	0.90	10.40	1.10	8.10	3.20
00:08:00	8.00	3.20	7.60	3.60	7.90	3.10	9.80	1.70	8.50	2.80	11.00	0.60	10.30	1.20	8.50	2.80
00:10:00	8.50	2.70	7.50	3.70	7.90	3.10	9.80	1.70	8.30	3.00	10.80	0.80	10.30	1.20	8.10	3.20
00:15:00	8.10	3.10	8.00	3.20	7.90	3.10	9.30	2.20	7.80	3.50	11.20	0.40	10.70	0.80	8.00	3.30
00:20:00	8.00	3.20	7.80	3.40	7.80	3.20	9.30	2.20	7.90	3.40	10.90	0.70	10.80	0.70	8.30	3.00
00:25:00	8.40	2.80	7.90	3.30	7.80	3.20	9.30	2.20	7.80	3.50	11.00	0.60	10.50	1.00	8.20	3.10
00:30:00	8.40	2.80	7.80	3.40	7.80	3.20	9.00	2.50	7.90	3.40	11.20	0.40	10.70	0.80	8.00	3.30
00:35:00	8.50	2.70	7.70	3.50	7.80	3.20	9.00	2.50	7.80	3.50	10.70	0.90	10.60	0.90	8.00	3.30
00:40:00	8.50	2.70	7.80	3.40	7.80	3.20	8.80	2.70	7.90	3.40	10.40	1.20	10.70	0.80	8.20	3.10
00:45:00	8.50	2.70	7.80	3.40	7.80	3.20	8.40	3.10	7.90	3.40	10.40	1.20	10.50	1.00	8.10	3.20
00:50:00	8.60	2.60	8.00	3.20	7.90	3.10	8.50	3.00	7.90	3.40	10.30	1.30	10.30	1.20	8.10	3.20
00:55:00	8.70	2.50	7.80	3.40	7.80	3.20	8.50	3.00	7.90	3.40	10.30	1.30	10.40	1.10	8.20	3.10
01:00:00	8.50	2.70	8.00	3.20	7.80	3.20	8.50	3.00	7.80	3.50	10.30	1.30	10.40	1.10	8.20	3.10
01:08:00	8.60	2.60	7.80	3.40	7.80	3.20	8.50	3.00	7.90	3.40	10.40	1.20	10.60	0.90	8.10	3.20
MAXIMOS :	3.50		3.70		3.20		3.10		3.50		1.40		1.70		3.40	

Figura A. 44, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #44

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00
00:02:00	8.80	1.90	9.40	1.30	10.00	0.70	11.20	-0.50	11.20	-0.50	12.30	-1.60	11.50	-0.80	11.00	-0.30
00:04:00	9.00	1.70	9.30	1.40	9.90	0.80	10.80	-0.10	11.10	-0.40	12.00	-1.30	11.60	-0.90	10.90	-0.20
00:06:00	8.90	1.80	9.30	1.40	10.00	0.70	10.90	-0.20	11.00	-0.30	12.00	-1.30	11.90	-1.20	10.90	-0.20
00:08:00	9.00	1.70	9.50	1.20	9.90	0.80	11.00	-0.30	10.80	-0.10	12.00	-1.30	12.00	-1.30	10.90	-0.20
00:10:00	9.00	1.70	9.30	1.40	9.90	0.80	11.00	-0.30	10.90	-0.20	12.00	-1.30	12.00	-1.30	10.90	-0.20
00:15:00	9.00	1.70	9.30	1.40	9.90	0.80	10.10	0.60	10.50	0.20	11.80	-1.10	11.90	-1.20	10.50	0.20
00:20:00	9.00	1.70	9.30	1.40	9.10	1.60	9.50	1.20	8.80	1.90	11.20	-0.50	11.00	-0.30	9.40	1.30
00:25:00	8.50	2.20	8.20	2.50	8.50	2.20	10.30	0.40	9.10	1.60	11.00	-0.30	10.90	-0.20	9.30	1.40
00:30:00	8.50	2.20	8.20	2.50	8.50	2.20	10.10	0.60	9.20	1.50	11.00	-0.30	10.90	-0.20	9.30	1.40
00:35:00	8.80	1.90	8.20	2.50	8.40	2.30	10.20	0.50	9.20	1.50	11.10	-0.40	11.00	-0.30	9.10	1.60
00:40:00	8.50	2.20	8.00	2.70	8.50	2.20	10.00	0.70	9.10	1.60	11.00	-0.30	11.00	-0.30	9.10	1.60
00:45:00	8.50	2.20	8.10	2.60	8.50	2.20	10.10	0.60	9.20	1.50	11.00	-0.30	10.90	-0.20	9.10	1.60
00:50:00	8.50	2.20	8.10	2.60	8.40	2.30	10.10	0.60	9.20	1.50	11.10	-0.40	10.60	0.10	9.00	1.70
00:55:00	8.50	2.20	8.00	2.70	8.30	2.40	10.00	0.70	9.20	1.50	11.10	-0.40	10.70	0.00	9.10	1.60
01:00:00	8.60	2.10	8.00	2.70	8.30	2.40	10.00	0.70	9.20	1.50	11.00	-0.30	10.70	0.00	9.00	1.70
01:10:00	8.50	2.20	8.00	2.70	8.20	2.50	10.00	0.70	9.20	1.50	11.10	-0.40	10.80	-0.10	9.20	1.50
MAXIMOS :	2.20		2.70		2.50		1.20		1.90		-1.60		0.10		1.70	

Figura A. 45, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #45

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00
00:02:00	8.40	2.40	8.00	2.80	8.80	2.00	9.20	1.80	10.70	0.30	9.10	2.10	10.70	0.50	11.50	-0.30
00:04:00	8.80	2.00	8.50	2.30	9.40	1.40	9.30	1.70	11.00	0.00	9.80	1.40	10.30	0.90	11.60	-0.40
00:06:00	8.50	2.30	8.10	2.70	9.10	1.70	9.30	1.70	10.80	0.20	9.30	1.90	10.70	0.50	11.70	-0.50
00:08:00	9.00	1.80	8.50	2.30	9.20	1.60	9.30	1.70	11.10	-0.10	9.50	1.70	10.30	0.90	11.70	-0.50
00:10:00	9.00	1.80	9.20	1.60	10.20	0.60	9.00	2.00	11.50	-0.50	9.00	2.20	10.70	0.50	11.80	-0.60
00:15:00	9.20	1.60	8.80	2.00	9.80	1.00	9.80	1.20	11.70	-0.70	9.80	1.40	11.20	0.00	11.90	-0.70
00:20:00	8.80	2.00	8.80	2.00	9.50	1.30	8.90	2.10	11.80	-0.80	9.20	2.00	10.60	0.60	12.00	-0.80
00:25:00	8.40	2.40	8.30	2.50	9.30	1.50	8.70	2.30	11.80	-0.80	8.60	2.60	10.20	1.00	11.90	-0.70
00:30:00	8.70	2.10	8.40	2.40	9.10	1.70	8.70	2.30	11.70	-0.70	8.50	2.70	10.00	1.20	11.90	-0.70
00:35:00	8.70	2.10	8.50	2.30	9.20	1.60	8.90	2.10	11.70	-0.70	8.80	2.40	10.20	1.00	11.80	-0.60
00:40:00	8.40	2.40	8.20	2.60	8.90	1.90	8.40	2.60	11.70	-0.70	9.80	1.40	10.80	0.40	11.80	-0.60
00:45:00	8.10	2.70	7.90	2.90	8.70	2.10	8.60	2.40	11.60	-0.60	8.60	2.60	9.20	2.00	11.70	-0.50
00:50:00	7.90	2.90	7.70	3.10	8.20	2.60	8.10	2.90	11.60	-0.60	8.10	3.10	9.60	1.60	11.80	-0.60
MAXIMOS :	2.90		3.10		2.60		2.90		0.30		3.10		2.00		-0.80	

Figura A. 46, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #46

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00	11.20	0.00
00:02:00	7.80	3.00	7.10	3.70	7.80	3.00	9.80	1.20	10.90	0.10	9.50	1.70	11.30	-0.10	12.50	-1.30
00:04:00	7.20	3.60	6.70	4.10	7.60	3.20	9.00	2.00	10.80	0.20	9.10	2.10	10.70	0.50	12.50	-1.30
00:06:00	7.10	3.70	6.60	4.20	7.40	3.40	8.90	2.10	10.80	0.20	9.00	2.20	10.70	0.50	12.40	-1.20
00:08:00	6.80	4.00	6.40	4.40	7.40	3.40	8.60	2.40	10.70	0.30	8.90	2.30	10.50	0.70	12.40	-1.20
00:10:00	6.80	4.00	6.50	4.30	7.20	3.60	8.60	2.40	10.70	0.30	8.80	2.40	10.30	0.90	12.40	-1.20
00:15:00	6.50	4.30	6.20	4.60	7.10	3.70	8.20	2.80	10.60	0.40	8.40	2.80	9.90	1.30	12.30	-1.10
00:20:00	6.30	4.50	6.10	4.70	7.20	3.60	7.70	3.30	10.50	0.50	7.90	3.30	9.50	1.70	11.90	-0.70
00:25:00	6.60	4.20	6.80	4.00	7.40	3.40	7.10	3.90	10.60	0.40	7.50	3.70	9.30	1.90	11.60	-0.40
00:30:00	7.10	3.70	6.80	4.00	7.60	3.20	7.00	4.00	10.70	0.30	7.30	3.90	10.30	0.90	11.40	-0.20
00:35:00	7.40	3.40	7.10	3.70	8.00	2.80	7.90	3.10	10.80	0.20	8.10	3.10	9.70	1.50	11.80	-0.60
00:40:00	7.20	3.60	7.10	3.70	7.90	2.90	7.80	3.20	10.90	0.10	8.00	3.20	9.50	1.70	11.50	-0.30
00:45:00	7.90	2.90	7.30	3.50	8.10	2.70	8.00	3.00	11.20	-0.20	8.10	3.10	9.80	1.40	11.80	-0.60
00:50:00	7.80	3.00	7.80	3.00	8.60	2.20	8.20	2.80	10.80	0.20	8.00	3.20	9.70	1.50	11.40	-0.20
MAXIMOS :	4.50		4.70		3.70		4.00		0.50		3.90		1.90		-1.30	

Figura A. 47, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #47

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	6.80	3.80	6.40	4.20	7.40	3.20	8.00	2.80	10.30	0.50	8.20	2.80	10.20	0.80	12.00	-1.00
00:05:00	6.40	4.20	6.20	4.40	7.00	3.60	7.40	3.40	10.40	0.40	7.70	3.30	9.70	1.30	11.50	-0.50
00:06:00	5.90	4.70	5.80	4.80	6.80	3.80	6.80	4.00	10.20	0.60	6.90	4.10	8.90	2.10	11.20	-0.20
00:08:00	6.20	4.40	6.20	4.40	7.10	3.50	6.40	4.40	10.10	0.70	6.50	4.50	8.30	2.70	10.30	0.70
00:10:00	6.50	4.10	6.20	4.40	7.20	3.40	6.20	4.60	10.30	0.50	6.10	4.90	8.00	3.00	10.20	0.80
00:15:00	6.80	3.80	6.50	4.10	7.30	3.30	7.30	3.50	10.70	0.10	6.50	4.50	8.10	2.90	10.20	0.80
00:20:00	6.80	3.80	6.70	3.90	7.30	3.30	7.20	3.60	10.20	0.60	6.70	4.30	8.20	2.80	10.30	0.70
00:25:00	6.50	4.10	6.20	4.40	7.10	3.50	7.20	3.60	10.10	0.70	6.70	4.30	8.30	2.70	10.20	0.80
00:30:00	7.20	3.40	7.00	3.60	7.60	3.00	6.80	4.00	10.10	0.70	6.00	5.00	7.50	3.50	9.70	1.30
00:35:00	6.70	3.90	6.60	4.00	7.20	3.40	7.40	3.40	10.10	0.70	7.00	4.00	8.70	2.30	10.80	0.20
00:40:00	6.70	3.90	6.50	4.10	7.30	3.30	7.00	3.80	10.00	0.80	6.80	4.20	8.50	2.50	10.50	0.50
00:45:00	6.50	4.10	6.20	4.40	6.80	3.80	7.00	3.80	10.10	0.70	6.90	4.10	8.70	2.30	10.50	0.50
00:50:00	6.80	3.80	6.40	4.20	7.20	3.40	7.20	3.60	10.30	0.50	7.00	4.00	8.80	2.20	10.50	0.50
MAXIMOS :	4.70		4.80		3.80		4.60		0.80		5.00		3.50		1.30	

Figura A. 48, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #48

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	7.70	2.90	7.20	3.40	8.00	2.60	9.20	1.60	10.80	0.00	9.30	1.70	11.00	0.00	12.00	-1.00
00:04:00	7.20	3.40	6.90	3.70	7.90	2.70	8.50	2.30	10.70	0.10	8.70	2.30	10.30	0.70	11.90	-0.90
00:06:00	6.90	3.70	6.70	3.90	7.80	2.80	7.90	2.90	10.50	0.30	8.30	2.70	9.80	1.20	11.90	-0.90
00:08:00	6.80	3.80	7.10	3.50	8.00	2.60	7.30	3.50	11.10	-0.30	7.70	3.30	10.00	1.00	12.00	-1.00
00:10:00	7.30	3.30	7.20	3.40	7.70	2.90	8.10	2.70	11.20	-0.40	8.70	2.30	10.10	0.90	12.10	-1.10
00:15:00	7.30	3.30	7.00	3.60	7.70	2.90	8.00	2.80	10.80	0.00	8.10	2.90	9.90	1.10	12.00	-1.00
00:20:00	7.50	3.10	6.70	3.90	7.10	3.50	8.50	2.30	10.40	0.40	8.80	2.20	10.40	0.60	11.60	-0.60
00:25:00	7.20	3.40	6.70	3.90	7.00	3.60	8.50	2.30	10.20	0.60	8.80	2.20	10.70	0.30	11.70	-0.70
00:30:00	6.00	4.60	5.70	4.90	7.20	3.40	7.80	3.00	9.40	1.40	9.40	1.60	11.30	-0.30	11.20	-0.20
00:35:00	6.70	3.90	6.30	4.30	7.10	3.50	7.50	3.30	10.20	0.60	9.00	2.00	11.00	0.00	11.70	-0.70
00:40:00	6.60	4.00	6.10	4.50	7.00	3.60	8.20	2.60	10.30	0.50	9.20	1.80	10.90	0.10	11.80	-0.80
00:45:00	6.00	4.60	5.50	5.10	6.20	4.40	8.10	2.70	10.20	0.60	9.40	1.60	11.20	-0.20	12.00	-1.00
00:50:00	6.50	4.10	5.70	4.90	6.30	4.30	8.40	2.40	10.00	0.80	9.60	1.40	11.40	-0.40	11.80	-0.80
00:55:00	6.40	4.20	5.80	4.80	6.60	4.00	8.60	2.20	10.10	0.70	9.40	1.60	11.20	-0.20	11.80	-0.80
MAXIMOS :	4.60		5.10		4.40		3.50		1.40		3.30		1.20		-1.10	

Figura A. 49, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #49

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	7.40	3.20	6.90	3.70	7.80	2.80	9.00	1.80	10.80	0.00	9.30	1.70	11.10	-0.10	12.10	-1.10
00:04:00	6.70	3.90	6.40	4.20	7.40	3.20	8.20	2.60	10.60	0.20	8.80	2.20	10.40	0.60	12.20	-1.20
00:06:00	6.50	4.10	6.30	4.30	7.30	3.30	8.10	2.70	10.70	0.10	8.50	2.50	10.30	0.70	12.20	-1.20
00:08:00	6.10	4.50	6.10	4.50	7.20	3.40	7.00	3.80	10.40	0.40	7.30	3.70	9.20	1.80	11.50	-0.50
00:10:00	6.40	4.20	6.50	4.10	7.20	3.40	6.60	4.20	10.60	0.20	7.00	4.00	8.80	2.20	10.90	0.10
00:15:00	7.50	3.10	7.20	3.40	8.20	2.40	7.70	3.10	10.60	0.20	6.90	4.10	8.70	2.30	10.70	0.30
00:20:00	7.60	3.00	7.80	2.80	8.50	2.10	7.20	3.60	10.80	0.00	7.60	3.40	9.90	1.10	11.80	-0.80
00:25:00	7.40	3.20	7.70	2.90	8.30	2.30	7.90	2.90	11.00	-0.20	7.80	3.20	10.00	1.00	12.20	-1.20
00:30:00	5.90	4.70	6.60	4.00	7.70	2.90	7.30	3.50	10.20	0.60	7.70	3.30	10.20	0.80	12.00	-1.00
00:35:00	6.30	4.30	6.60	4.00	7.40	3.20	6.90	3.90	10.50	0.30	7.50	3.50	9.90	1.10	11.70	-0.70
00:40:00	6.20	4.40	5.80	4.80	6.80	3.80	7.40	3.40	10.60	0.20	7.50	3.50	9.80	1.20	11.50	-0.50
MAXIMOS :	4.70		4.80		3.80		4.20		0.60		4.10		2.30		0.30	

Figura A. 50, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #50

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	6.70	3.90	6.60	4.00	7.50	3.10	7.80	3.00	10.40	0.40	8.20	2.80	10.20	0.80	12.00	-1.00
00:04:00	6.50	4.10	6.40	4.20	7.00	3.60	7.20	3.60	10.30	0.50	7.10	3.90	8.80	2.20	10.80	0.20
00:06:00	7.20	3.40	7.20	3.40	8.00	2.60	6.70	4.10	10.70	0.10	6.50	4.50	8.40	2.60	10.80	0.20
00:08:00	7.00	3.60	7.00	3.60	8.10	2.50	7.20	3.60	10.70	0.10	7.20	3.80	9.30	1.70	11.50	-0.50
00:10:00	7.20	3.40	6.90	3.70	8.30	2.30	7.30	3.50	10.70	0.10	7.60	3.40	9.80	1.20	11.70	-0.70
00:15:00	6.60	4.00	6.50	4.10	7.20	3.40	7.20	3.60	10.20	0.60	6.90	4.10	8.80	2.20	10.70	0.30
00:20:00	6.70	3.90	6.90	3.70	7.70	2.90	6.30	4.50	10.80	0.00	6.20	4.80	8.50	2.50	10.60	0.40
00:25:00	6.20	4.40	5.60	5.00	6.70	3.90	7.10	3.70	9.60	1.20	7.20	3.80	9.20	1.80	11.20	-0.20
00:30:00	6.20	4.40	6.30	4.30	7.20	3.40	6.80	4.00	10.20	0.60	7.10	3.90	9.10	1.90	11.00	0.00
00:35:00	7.10	3.50	6.90	3.70	7.50	3.10	7.20	3.60	10.80	0.00	6.40	4.60	8.00	3.00	10.20	0.80
00:40:00	6.90	3.70	6.70	3.90	7.20	3.40	7.10	3.70	10.50	0.30	6.60	4.40	8.20	2.80	10.30	0.70
MAXIMOS :	4.40		5.00		3.90		4.50		1.20		4.80		3.00		0.80	

Figura A. 51, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #51

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	6.70	3.90	6.40	4.20	7.00	3.60	7.60	3.20	10.60	0.20	7.50	3.50	9.80	1.20	11.70	-0.70
00:04:00	6.30	4.30	6.00	4.60	7.00	3.60	6.80	4.00	10.30	0.50	6.80	4.20	9.00	2.00	11.00	0.00
00:06:00	6.20	4.40	6.00	4.60	7.10	3.50	6.60	4.20	10.20	0.60	6.60	4.40	8.50	2.50	10.50	0.50
00:08:00	6.00	4.60	6.00	4.60	7.00	3.60	6.30	4.50	9.60	1.20	6.20	4.80	8.20	2.80	10.30	0.70
00:10:00	6.10	4.50	6.30	4.30	7.00	3.60	6.10	4.70	9.50	1.30	6.00	5.00	8.00	3.00	10.30	0.70
00:15:00	6.50	4.10	6.10	4.50	6.70	3.90	7.10	3.70	10.00	0.80	6.80	4.20	8.50	2.50	10.50	0.50
00:20:00	6.20	4.40	5.90	4.70	7.00	3.60	6.40	4.40	9.70	1.10	6.40	4.60	8.40	2.60	10.20	0.80
00:25:00	6.60	4.00	6.20	4.40	7.20	3.40	6.00	4.80	9.70	1.10	5.70	5.30	7.70	3.30	9.50	1.50
00:30:00	5.70	4.90	6.00	4.60	6.80	3.80	5.90	4.90	9.50	1.30	5.30	5.70	7.00	4.00	9.20	1.80
00:35:00	5.90	4.70	5.80	4.80	6.30	4.30	5.40	5.40	9.90	0.90	5.10	5.90	7.00	4.00	9.00	2.00
00:40:00	5.80	4.80	5.60	5.00	6.20	4.40	5.60	5.20	9.40	1.40	5.00	6.00	6.80	4.20	9.00	2.00
MAXIMOS :	4.90		5.00		4.40		5.40		1.40		6.00		4.20		2.00	

Figura A. 52, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #52

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	6.60	4.00	6.40	4.20	7.40	3.20	7.40	3.40	10.30	0.50	7.70	3.30	9.50	1.50	11.60	-0.60
00:04:00	6.20	4.40	6.10	4.50	7.00	3.60	6.70	4.10	10.00	0.80	6.60	4.40	8.50	2.50	11.40	-0.40
00:06:00	6.40	4.20	6.20	4.40	7.30	3.30	6.20	4.60	9.80	1.00	6.00	5.00	8.30	2.70	10.50	0.50
00:08:00	6.20	4.40	6.50	4.10	7.70	2.90	6.00	4.80	10.20	0.60	5.90	5.10	8.40	2.60	10.20	0.80
00:10:00	7.10	3.50	6.70	3.90	7.50	3.10	7.20	3.60	10.60	0.20	6.80	4.20	8.80	2.20	10.70	0.30
00:15:00	6.40	4.20	6.40	4.20	7.10	3.50	6.20	4.60	10.20	0.60	6.20	4.80	8.70	2.30	10.70	0.30
00:20:00	5.80	4.80	5.60	5.00	6.70	3.90	6.00	4.80	9.20	1.60	6.00	5.00	8.00	3.00	10.20	0.80
00:25:00	5.00	5.60	5.20	5.40	5.80	4.80	5.70	5.10	8.80	2.00	5.80	5.20	7.90	3.10	9.80	1.20
00:30:00	5.70	4.90	5.50	5.10	6.20	4.40	5.60	5.20	8.90	1.90	5.60	5.40	8.00	3.00	10.00	1.00
00:35:00	6.00	4.60	6.10	4.50	6.90	3.70	5.00	5.80	9.80	1.00	5.00	6.00	8.00	3.00	9.30	1.70
00:40:00	6.50	4.10	6.60	4.00	7.20	3.40	5.30	5.50	10.20	0.60	5.30	5.70	7.90	3.10	9.00	2.00
MAXIMOS :	5.60		5.40		4.80		5.80		2.00		6.00		3.10		2.00	

Figura A. 53, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #53

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	6.70	3.90	6.40	4.20	7.40	3.20	7.60	3.20	10.20	0.60	7.80	3.20	9.80	1.20	12.00	-1.00
00:04:00	6.00	4.60	5.80	4.80	7.00	3.60	6.30	4.50	9.90	0.90	6.30	4.70	8.70	2.30	10.60	0.40
00:06:00	5.90	4.70	5.90	4.70	7.10	3.50	5.80	5.00	9.60	1.20	5.80	5.20	7.70	3.30	9.80	1.20
00:08:00	6.20	4.40	6.50	4.10	7.20	3.40	6.20	4.60	9.80	1.00	5.70	5.30	7.70	3.30	10.20	0.80
00:10:00	6.60	4.00	6.60	4.00	7.40	3.20	6.30	4.50	9.70	1.10	6.00	5.00	8.50	2.50	10.60	0.40
00:16:00	6.40	4.20	6.20	4.40	8.20	2.40	6.80	4.00	9.70	1.10	6.70	4.30	8.50	2.50	10.70	0.30
00:20:00	6.10	4.50	6.30	4.30	7.20	3.40	6.40	4.40	10.00	0.80	6.80	4.20	9.10	1.90	11.20	-0.20
00:25:00	6.00	4.60	5.80	4.80	6.70	3.90	6.70	4.10	9.40	1.40	6.50	4.50	8.70	2.30	10.80	0.20
00:30:00	6.50	4.10	6.20	4.40	6.90	3.70	6.30	4.50	9.80	1.00	6.00	5.00	8.30	2.70	10.30	0.70
00:35:00	6.60	4.00	6.30	4.30	6.90	3.70	7.00	3.80	9.70	1.10	6.00	5.00	7.70	3.30	9.60	1.40
00:40:00	6.40	4.20	6.30	4.30	6.90	3.70	7.00	3.80	9.30	1.50	6.50	4.50	8.30	2.70	10.20	0.80
MAXIMOS :	4.70		4.80		3.90		5.00		1.50		5.30		3.30		1.40	

Figura A. 54, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #54

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.60	0.00	10.60	0.00	10.60	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00
00:02:00	6.80	3.80	6.50	4.10	7.50	3.10	7.60	3.20	10.70	0.10	7.20	3.80	9.20	1.80	11.20	-0.20
00:04:00	6.30	4.30	6.20	4.40	7.00	3.60	6.70	4.10	9.30	1.50	6.20	4.80	8.40	2.60	10.80	0.20
00:06:00	6.20	4.40	6.00	4.60	6.30	4.30	6.20	4.60	9.70	1.10	5.80	5.20	8.00	3.00	10.00	1.00
00:08:00	6.20	4.40	5.80	4.80	6.60	4.00	6.20	4.60	9.20	1.60	5.80	5.20	7.90	3.10	10.00	1.00
00:10:00	6.20	4.40	5.90	4.70	6.90	3.70	6.00	4.80	9.20	1.60	5.80	5.20	8.00	3.00	9.80	1.20
00:15:00	5.60	5.00	5.50	5.10	6.00	4.60	5.70	5.10	9.00	1.80	5.10	5.90	7.30	3.70	9.40	1.60
00:20:00	5.30	5.30	5.50	5.10	6.20	4.40	5.00	5.80	8.70	2.10	4.60	6.40	7.30	3.70	8.50	2.50
00:25:00	5.00	5.60	4.90	5.70	6.00	4.60	4.70	6.10	8.60	2.20	4.00	7.00	6.20	4.80	8.20	2.80
00:30:00	5.00	5.60	4.90	5.70	5.80	4.80	4.70	6.10	8.50	2.30	4.10	6.90	6.00	5.00	8.00	3.00
00:35:00	5.00	5.60	5.00	5.60	5.70	4.90	4.70	6.10	8.50	2.30	4.00	7.00	6.00	5.00	7.90	3.10
00:40:00	4.30	6.30	4.70	5.90	5.30	5.30	4.90	5.90	7.80	3.00	3.80	7.20	5.80	5.20	8.00	3.00
MAXIMOS :	6.30		5.90		5.30		6.10		3.00		7.20		5.20		3.10	

Figura A. 55, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #55

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.50	0.00	10.50	0.00	10.70	0.00	10.70	0.00	10.50	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	10.50	0.00
00:02:00	9.00	1.50	8.30	2.20	10.40	0.30	11.00	-0.30	10.70	-0.20	11.20	-0.20	10.50	0.50	9.50	1.00
00:04:00	8.90	1.60	8.20	2.30	9.50	1.20	11.00	-0.30	10.40	0.10	11.50	-0.50	10.50	0.50	9.40	1.10
00:06:00	8.70	1.80	8.10	2.40	9.60	1.10	10.80	-0.10	10.20	0.30	12.00	-1.00	10.50	0.50	9.40	1.10
00:08:00	8.70	1.80	8.40	2.10	9.50	1.20	10.80	-0.10	10.20	0.30	11.90	-0.90	10.60	0.40	9.30	1.20
00:10:00	8.70	1.80	8.20	2.30	9.50	1.20	10.80	-0.10	10.10	0.40	11.90	-0.90	10.70	0.30	9.40	1.10
00:15:00	8.60	1.90	8.20	2.30	9.40	1.30	10.80	-0.10	10.00	0.50	11.90	-0.90	10.60	0.40	9.30	1.20
00:20:00	8.90	1.60	8.20	2.30	9.40	1.30	10.80	-0.10	9.80	0.70	11.90	-0.90	10.50	0.50	9.30	1.20
00:25:00	8.50	2.00	8.30	2.20	9.30	1.40	10.80	-0.10	9.80	0.70	11.90	-0.90	10.60	0.40	9.40	1.10
00:30:00	8.70	1.80	8.40	2.10	9.40	1.30	10.80	-0.10	9.80	0.70	12.10	-1.10	10.50	0.50	9.80	0.70
00:35:00	8.70	1.80	8.40	2.10	9.40	1.30	10.80	-0.10	9.90	0.60	12.10	-1.10	10.30	0.70	9.00	1.50
00:40:00	8.80	1.70	8.40	2.10	9.20	1.50	10.70	0.00	9.80	0.70	12.00	-1.00	10.10	0.90	8.90	1.60
00:45:00	8.90	1.60	8.30	2.20	8.90	1.80	10.80	-0.10	9.70	0.80	12.10	-1.10	10.30	0.70	8.90	1.60
00:50:00	8.90	1.60	8.40	2.10	9.00	1.70	10.80	-0.10	9.80	0.70	12.20	-1.20	10.30	0.70	8.80	1.70
00:55:00	8.90	1.60	8.40	2.10	8.90	1.80	10.70	0.00	9.60	0.90	12.10	-1.10	10.30	0.70	8.90	1.60
01:00:00	8.90	1.60	8.40	2.10	8.90	1.80	10.80	-0.10	9.60	0.90	12.10	-1.10	10.40	0.60	8.80	1.70
01:10:00	8.90	1.60	8.30	2.20	8.80	1.90	10.60	0.10	9.50	1.00	12.20	-1.20	10.20	0.80	8.90	1.60
01:16:00	8.70	1.80	8.30	2.20	8.70	2.00	10.70	0.00	9.30	1.20	12.20	-1.20	10.50	0.50	9.00	1.50
MAXIMOS :	2.00		2.40		2.00		0.10		1.20		-1.20		0.90		1.70	

Figura A. 56, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #56

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	11.00	0.00	11.00	0.00	11.20	0.00	11.10	0.00	11.10	0.00	11.10	0.00	11.10	0.00
00:02:00	9.00	2.00	8.80	2.20	10.70	0.30	11.20	0.00	11.20	-0.10	11.50	-0.40	11.00	0.10	10.50	0.60
00:04:00	9.00	2.00	8.80	2.20	9.80	1.20	11.10	0.10	11.10	0.00	11.50	-0.40	11.10	0.00	10.20	0.90
00:06:00	9.10	1.90	9.50	1.50	9.60	1.40	11.20	0.00	10.90	0.20	11.50	-0.40	11.20	-0.10	10.30	0.80
00:08:00	9.10	1.90	9.00	2.00	9.50	1.50	11.20	0.00	10.80	0.30	11.50	-0.40	11.20	-0.10	10.30	0.80
00:10:00	9.10	1.90	8.80	2.20	9.40	1.60	11.20	0.00	10.70	0.40	11.50	-0.40	11.20	-0.10	10.30	0.80
00:15:00	8.90	2.10	9.20	1.80	9.10	1.90	11.50	-0.30	10.50	0.60	11.10	0.00	11.20	-0.10	10.20	0.90
00:20:00	9.00	2.00	8.60	2.40	8.90	2.10	11.40	-0.20	10.30	0.80	11.10	0.00	11.20	-0.10	10.20	0.90
00:25:00	9.00	2.00	8.70	2.30	9.20	1.80	11.40	-0.20	10.50	0.60	11.50	-0.40	11.10	0.00	10.20	0.90
00:30:00	8.90	2.10	8.70	2.30	9.00	2.00	11.10	0.10	10.50	0.60	11.50	-0.40	11.10	0.00	10.00	1.10
00:35:00	9.20	1.80	8.60	2.40	9.10	1.90	11.50	-0.30	10.50	0.60	11.50	-0.40	11.10	0.00	9.90	1.20
00:40:00	9.00	2.00	8.70	2.30	9.20	1.80	11.60	-0.40	10.50	0.60	11.50	-0.40	11.20	-0.10	9.90	1.20
00:45:00	8.80	2.20	8.60	2.40	9.00	2.00	11.50	-0.30	10.50	0.60	11.50	-0.40	11.20	-0.10	10.00	1.10
00:50:00	8.80	2.20	8.60	2.40	9.10	1.90	11.50	-0.30	10.50	0.60	11.60	-0.50	11.20	-0.10	9.90	1.20
00:55:00	8.90	2.10	8.60	2.40	9.10	1.90	11.50	-0.30	10.50	0.60	11.50	-0.40	11.20	-0.10	9.90	1.20
01:00:00	8.90	2.10	8.50	2.50	9.00	2.00	11.50	-0.30	10.40	0.70	11.50	-0.40	11.20	-0.10	9.90	1.20
MAXIMOS :	2.20		2.50		2.10		0.10		0.80		-0.50		0.10		1.20	

Figura A. 57, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #57

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	11.20	0.00	11.00	0.00	11.50	0.00	11.50	0.00	11.30	0.00
00:02:00	9.80	1.20	9.30	1.50	10.00	1.00	11.50	-0.30	11.00	0.00	11.50	0.00	11.20	0.30	10.40	0.90
00:04:00	9.80	1.20	9.30	1.50	9.90	1.10	11.50	-0.30	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.30	1.00
00:06:00	9.70	1.30	9.20	1.60	9.90	1.10	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.40	0.90
00:08:00	9.90	1.10	9.30	1.50	9.80	1.20	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.40	0.90
00:10:00	9.90	1.10	9.30	1.50	10.00	1.00	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.20	1.10
00:15:00	10.20	0.80	9.30	1.50	10.00	1.00	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.50	0.00	11.30	0.20	10.40	0.90
00:20:00	10.20	0.80	9.40	1.40	9.90	1.10	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.50	0.80
00:25:00	10.00	1.00	9.40	1.40	9.90	1.10	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.40	0.90
00:30:00	10.00	1.00	9.70	1.10	9.80	1.20	11.50	-0.30	10.90	0.10	11.50	0.00	11.20	0.30	10.40	0.90
00:35:00	10.10	0.90	9.80	1.00	9.90	1.10	11.40	-0.20	10.90	0.10	11.60	-0.10	11.10	0.40	10.40	0.90
00:41:00	10.10	0.90	9.90	0.90	9.80	1.20	11.50	-0.30	10.90	0.10	11.60	-0.10	11.20	0.30	10.40	0.90
00:46:00	10.00	1.00	9.50	1.30	9.80	1.20	11.50	-0.30	10.90	0.10	11.60	-0.10	11.20	0.30	10.50	0.80
00:50:00	10.00	1.00	9.70	1.10	10.00	1.00	11.50	-0.30	10.90	0.10	11.60	-0.10	11.20	0.30	10.40	0.90
00:55:00	10.00	1.00	9.70	1.10	9.90	1.10	11.50	-0.30	10.90	0.10	11.60	-0.10	11.30	0.20	10.50	0.80
MAXIMOS :	1.30		1.60		1.20		0.00		0.10		-0.10		0.40		1.10	

Figura A. 58, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #58

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	11.00	0.00	10.80	0.00	10.70	0.00	11.20	0.00	11.00	0.00	11.40	0.00	11.40	0.00	11.00	0.00
00:02:00	9.00	2.00	10.00	0.80	10.70	0.00	11.10	0.10	11.00	0.00	11.40	0.00	11.10	0.30	10.00	1.00
00:04:00	8.40	2.60	7.80	3.00	10.00	0.70	11.00	0.20	10.90	0.10	12.50	-1.10	10.00	1.40	9.30	1.70
00:06:00	8.30	2.70	7.50	3.30	8.50	2.20	11.20	0.00	10.20	0.80	12.30	-0.90	10.40	1.00	9.00	2.00
00:08:00	8.30	2.70	7.50	3.30	8.60	2.10	11.10	0.10	9.40	1.60	12.30	-0.90	10.40	1.00	9.00	2.00
00:10:00	8.70	2.30	7.50	3.30	8.60	2.10	11.10	0.10	9.40	1.60	12.20	-0.80	10.80	0.60	8.90	2.10
00:15:00	8.40	2.60	7.50	3.30	8.50	2.20	11.10	0.10	9.10	1.90	12.00	-0.60	10.50	0.90	8.80	2.20
00:20:00	8.40	2.60	7.40	3.40	8.50	2.20	11.20	0.00	9.20	1.80	12.00	-0.60	10.40	1.00	8.80	2.20
00:25:00	8.40	2.60	7.40	3.40	8.40	2.30	11.20	0.00	9.10	1.90	11.80	-0.40	10.70	0.70	8.80	2.20
00:31:00	8.30	2.70	7.40	3.40	8.40	2.30	11.30	-0.10	9.10	1.90	11.80	-0.40	10.50	0.90	8.80	2.20
00:35:00	8.00	3.00	7.40	3.40	8.40	2.30	11.00	0.20	9.10	1.90	11.70	-0.30	10.70	0.70	8.80	2.20
00:41:00	8.00	3.00	7.30	3.50	8.40	2.30	10.90	0.30	9.10	1.90	11.70	-0.30	10.80	0.60	8.80	2.20
00:45:00	7.80	3.20	7.20	3.60	8.40	2.30	11.00	0.20	9.10	1.90	11.60	-0.20	10.60	0.80	8.80	2.20
00:50:00	7.90	3.10	7.10	3.70	8.40	2.30	11.00	0.20	9.10	1.90	11.60	-0.20	10.60	0.80	8.80	2.20
00:55:00	8.00	3.00	7.10	3.70	8.40	2.30	11.00	0.20	9.10	1.90	11.70	-0.30	10.70	0.70	8.80	2.20
01:04:00	8.00	3.00	7.30	3.50	8.40	2.30	11.00	0.20	9.10	1.90	11.80	-0.40	10.50	0.90	8.80	2.20
MAXIMOS :	3.20		3.70		2.30		0.30		1.90		-1.10		1.40		2.20	

Figura A. 59, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #59

Socavación																
Tiempo	A1		A2		A3		B1		B2		C1		C2		C3	
(h:m:s)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)	Lect (cm)	(cm)
00:00:01	10.80	0.00	10.80	0.00	11.00	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00	11.20	0.00	10.80	0.00	10.80	0.00
00:02:00	7.50	3.30	7.40	3.40	10.80	0.20	10.40	0.40	10.10	0.70	12.50	-1.30	9.80	1.00	8.50	2.30
00:04:00	7.70	3.10	7.30	3.50	8.90	2.10	10.90	-0.10	9.50	1.30	11.70	-0.50	9.50	1.30	8.20	2.60
00:06:00	7.60	3.20	7.00	3.80	8.30	2.70	10.80	0.00	9.00	1.80	11.50	-0.30	9.50	1.30	8.00	2.80
00:08:00	7.70	3.10	7.00	3.80	8.20	2.80	10.60	0.20	9.00	1.80	11.50	-0.30	9.50	1.30	8.00	2.80
00:10:00	7.80	3.00	7.10	3.70	7.90	3.10	10.50	0.30	8.80	2.00	11.50	-0.30	9.70	1.10	8.00	2.80
00:15:00	7.70	3.10	7.10	3.70	7.90	3.10	10.60	0.20	8.40	2.40	11.50	-0.30	9.00	1.80	7.90	2.90
00:20:00	7.70	3.10	7.00	3.80	7.90	3.10	10.60	0.20	8.00	2.80	11.50	-0.30	9.40	1.40	7.90	2.90
00:25:00	7.70	3.10	7.00	3.80	7.90	3.10	10.60	0.20	7.90	2.90	11.50	-0.30	9.40	1.40	7.90	2.90
00:30:00	7.70	3.10	7.20	3.60	7.70	3.30	10.70	0.10	7.60	3.20	11.50	-0.30	9.10	1.70	7.30	3.50
00:35:00	7.70	3.10	7.00	3.80	7.70	3.30	10.20	0.60	7.50	3.30	11.20	0.00	9.00	1.80	7.20	3.60
00:40:00	7.60	3.20	7.10	3.70	7.80	3.20	10.10	0.70	7.80	3.00	11.20	0.00	8.90	1.90	7.10	3.70
00:45:00	7.60	3.20	7.20	3.60	7.70	3.30	9.70	1.10	7.30	3.50	11.20	0.00	9.00	1.80	7.10	3.70
00:50:00	7.50	3.30	7.00	3.80	7.70	3.30	9.50	1.30	7.30	3.50	11.70	-0.50	9.00	1.80	7.10	3.70
00:55:00	7.50	3.30	6.90	3.90	7.70	3.30	9.10	1.70	7.30	3.50	11.30	-0.10	9.10	1.70	7.00	3.80
01:00:00	7.70	3.10	7.10	3.70	7.70	3.30	9.00	1.80	7.30	3.50	11.20	0.00	9.00	1.80	7.00	3.80
01:10:00	7.40	3.40	7.00	3.80	7.70	3.30	9.30	1.50	7.30	3.50	11.00	0.20	9.30	1.50	7.00	3.80
MAXIMOS :	3.40		3.90		3.30		1.80		3.50		0.20		1.90		3.80	

Figura A. 60, Profundidades de socavación medidas en el ensayo #60



ANEXO B

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS: PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN MEDIDAS (GRÁFICOS)

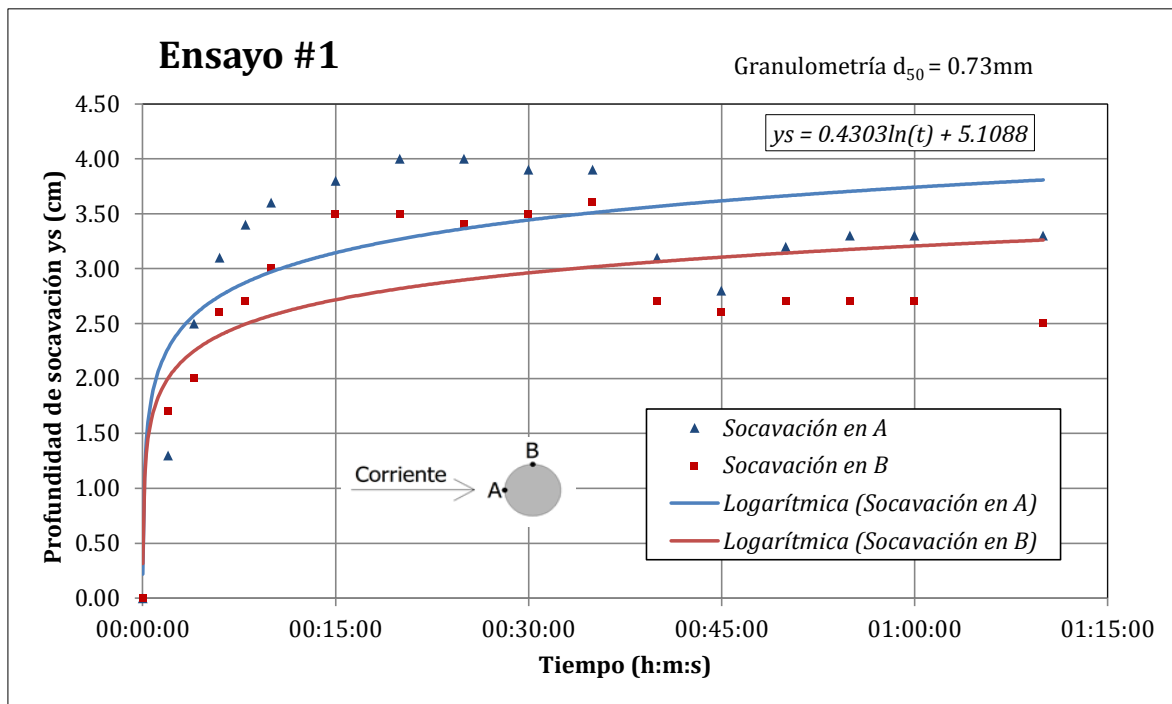


Figura B.1, Socavaciones medidas en el ensayo #1

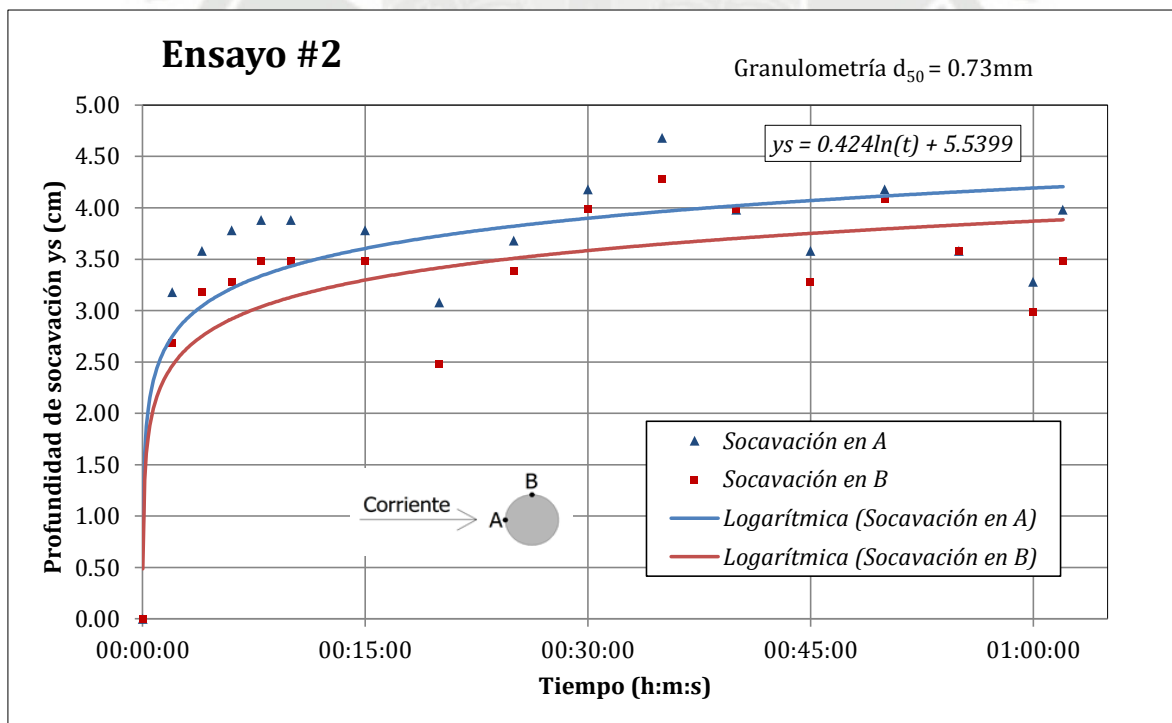


Figura B.2, Socavaciones medidas en el ensayo #2

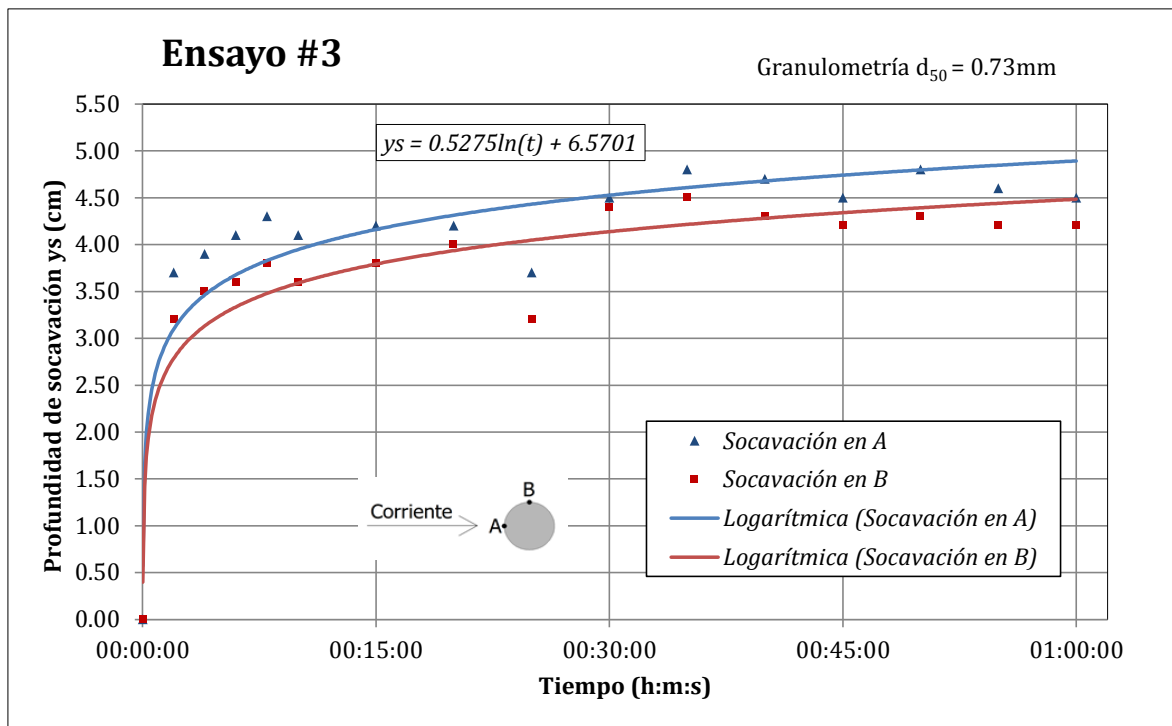


Figura B.3, Socavaciones medidas en el ensayo #3

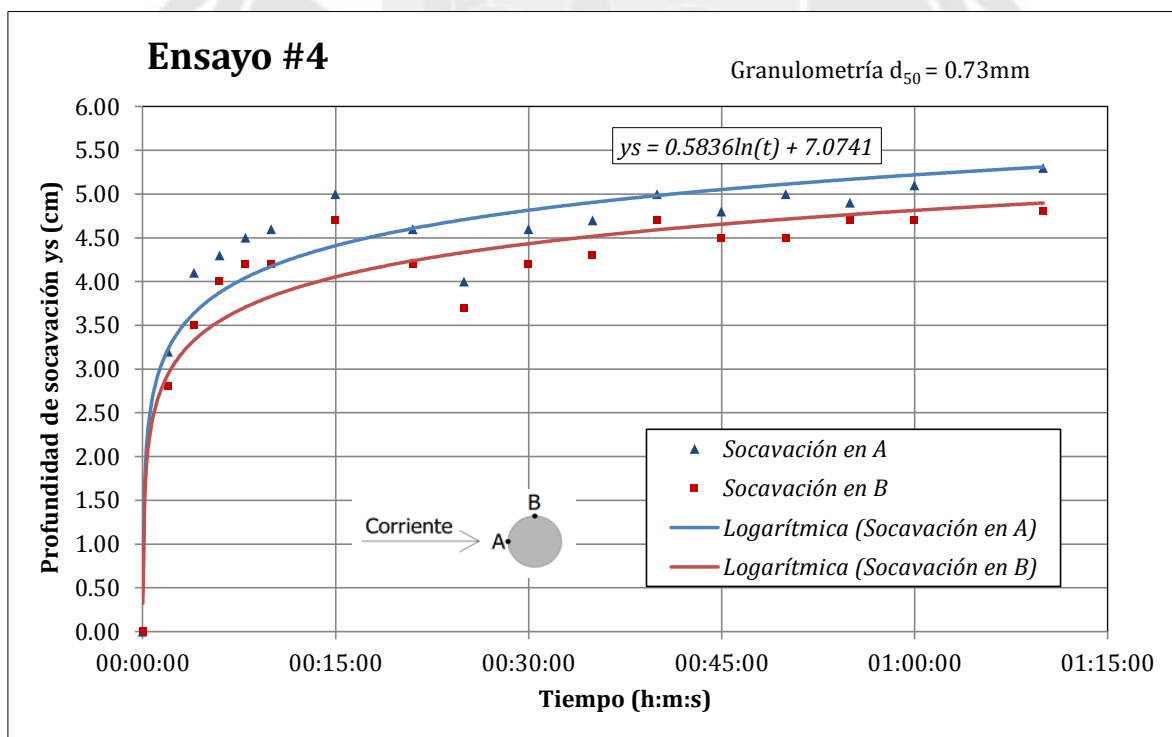


Figura B.4, Socavaciones medidas en el ensayo #4

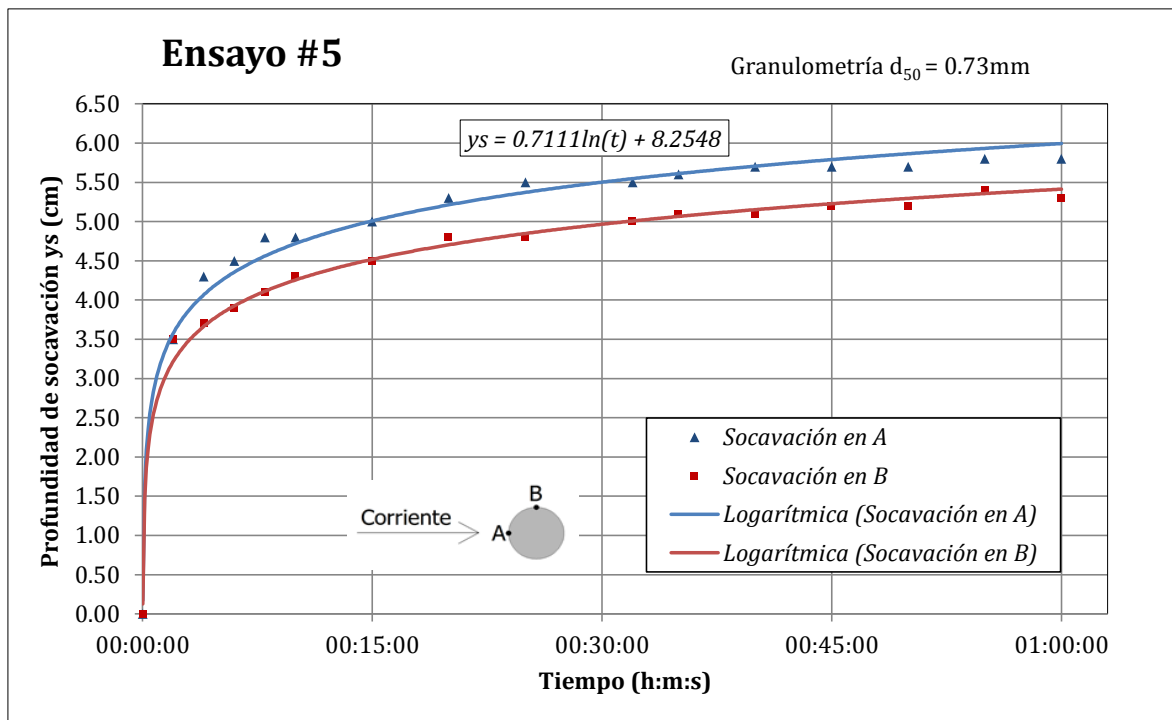


Figura B.5, Socavaciones medidas en el ensayo #5

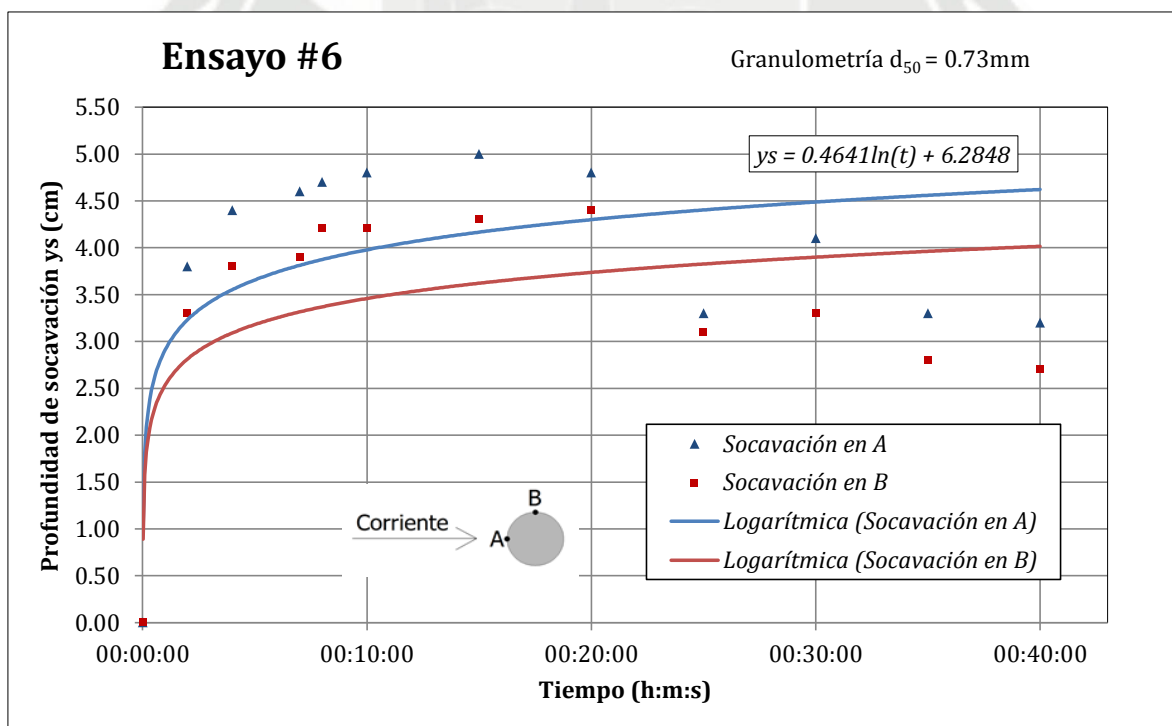


Figura B.6, Socavaciones medidas en el ensayo #6

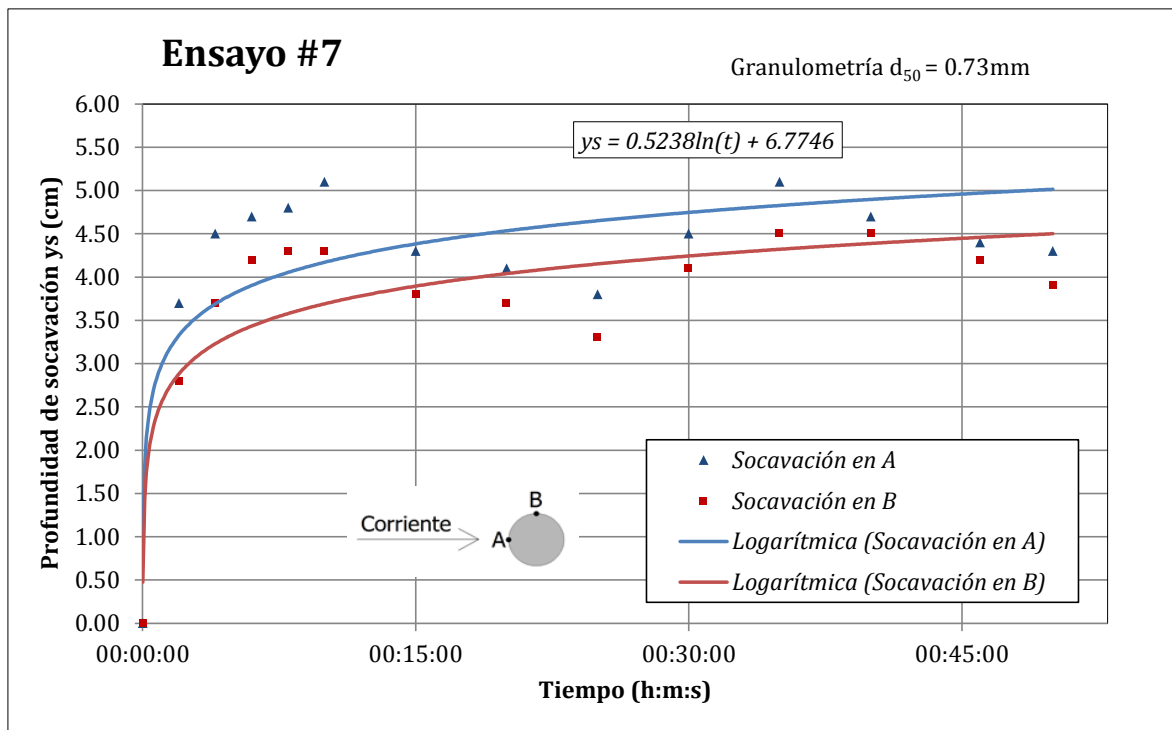


Figura B.7, Socavaciones medidas en el ensayo #7

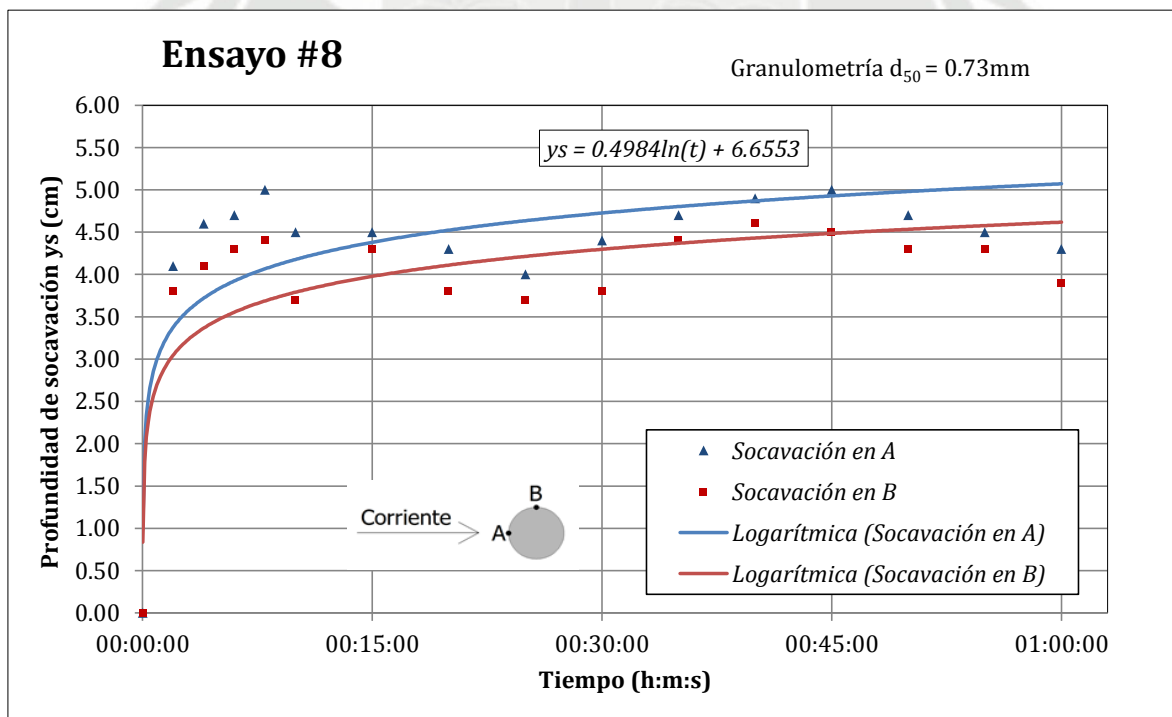


Figura B.8, Socavaciones medidas en el ensayo #8

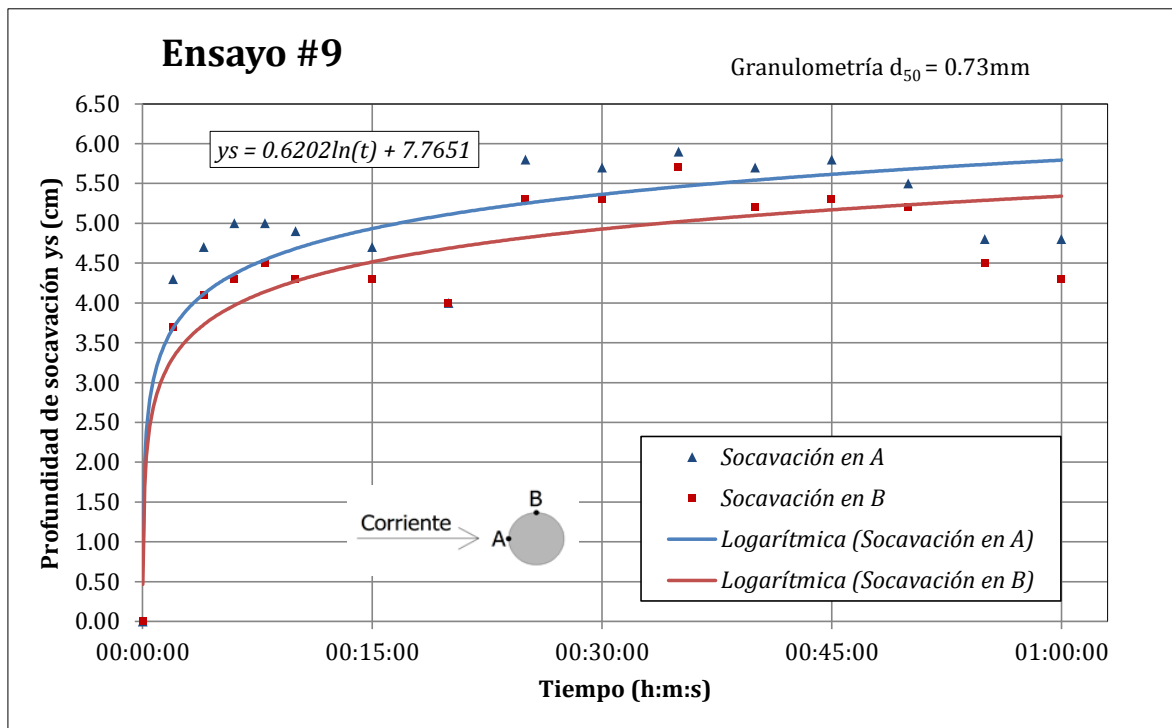


Figura B.9, Socavaciones medidas en el ensayo #9

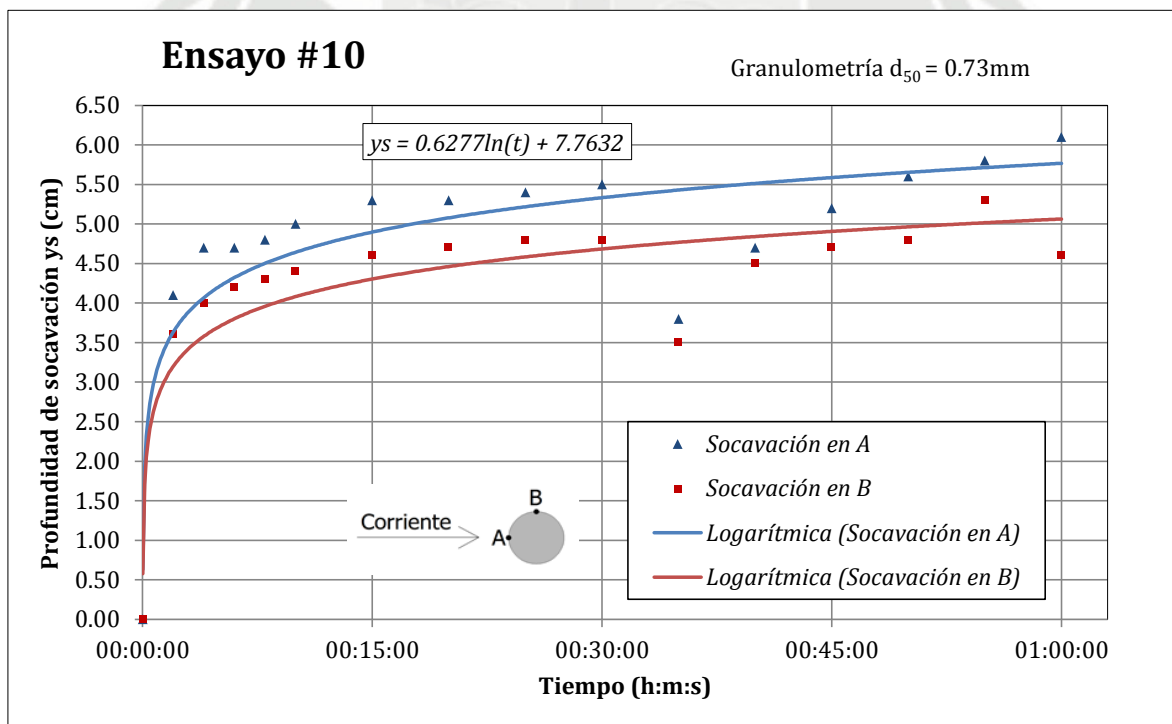


Figura B.10, Socavaciones medidas en el ensayo #10

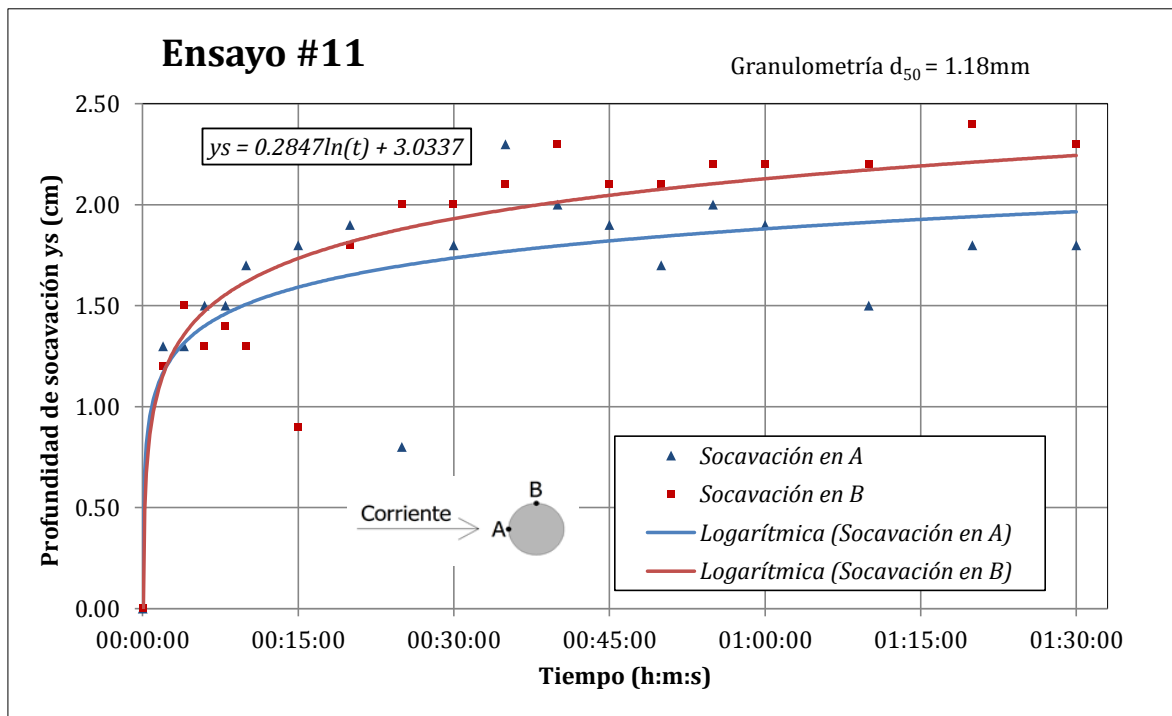


Figura B.11, Socavaciones medidas en el ensayo #11

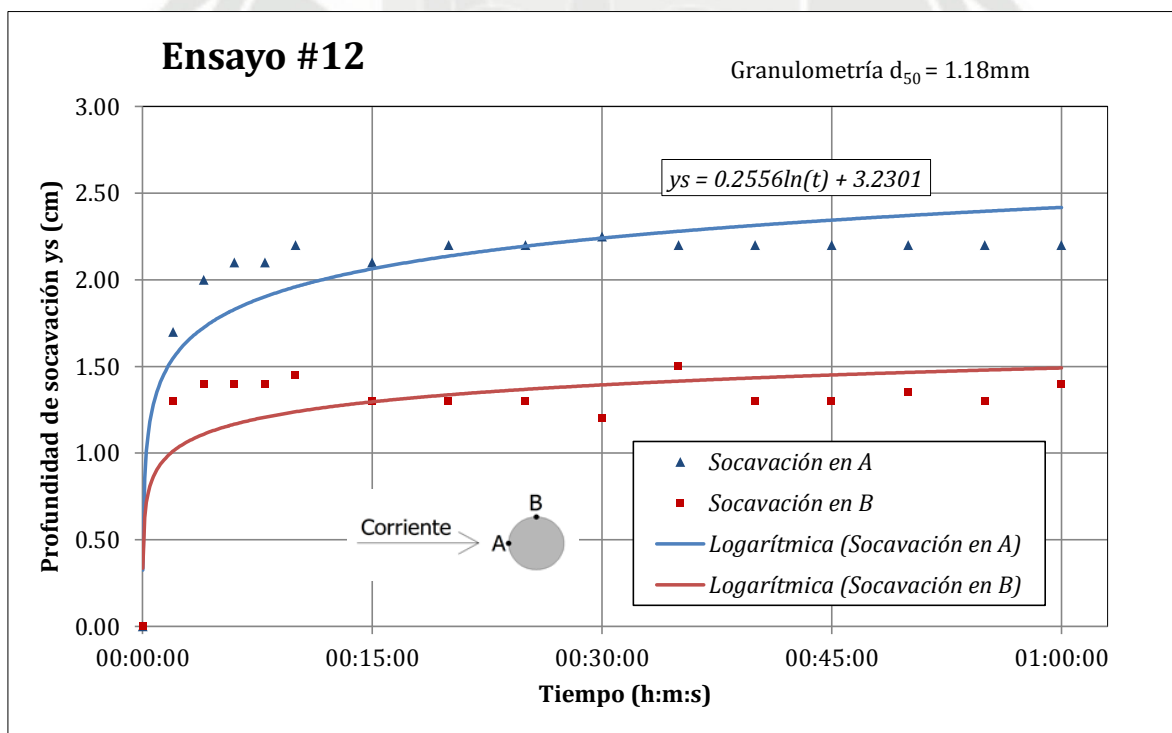


Figura B.12, Socavaciones medidas en el ensayo #12

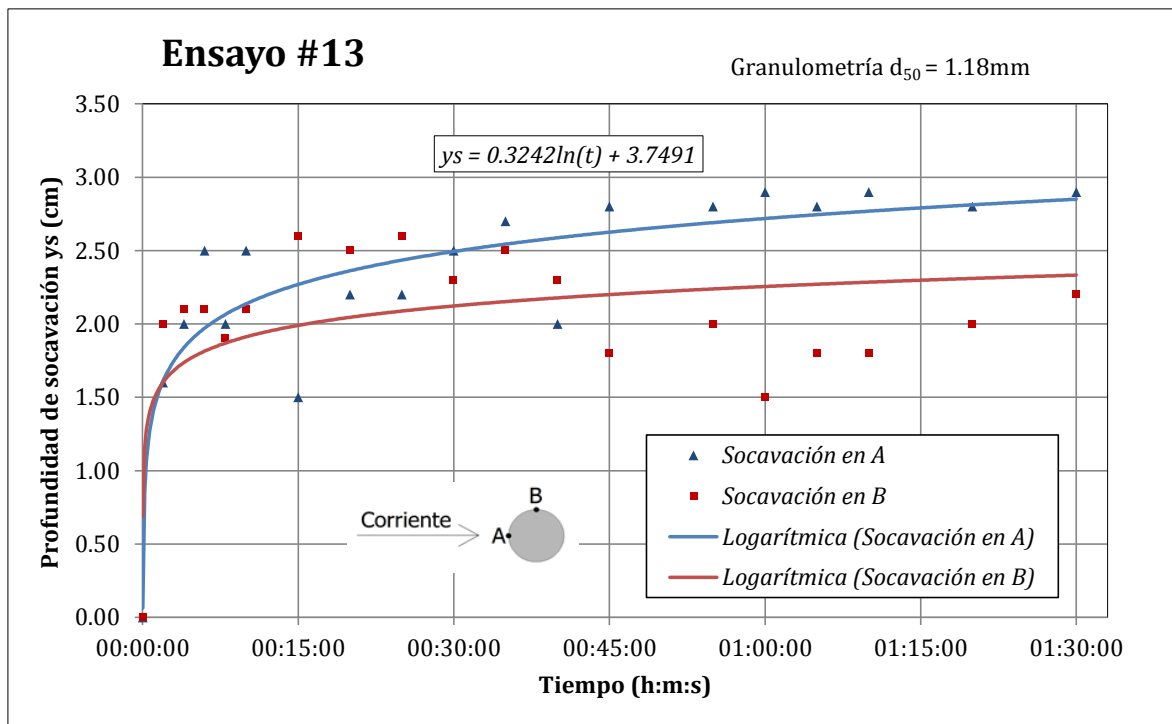


Figura B.13, Socavaciones medidas en el ensayo #13

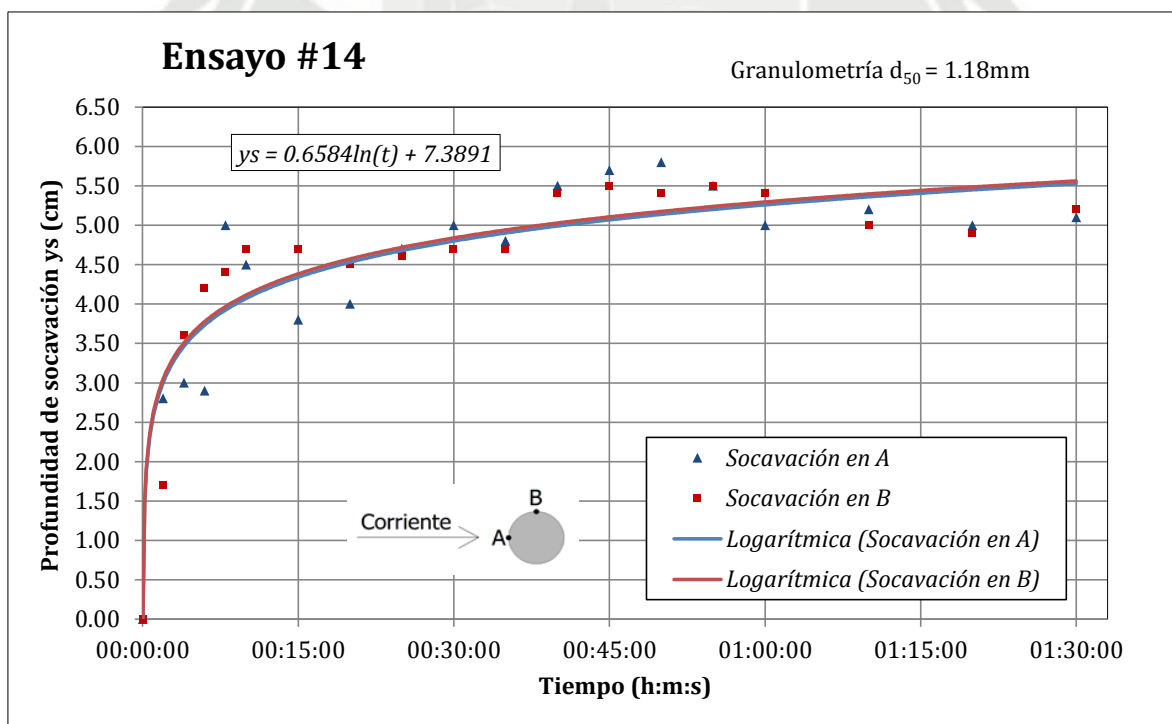


Figura B.14, Socavaciones medidas en el ensayo #14

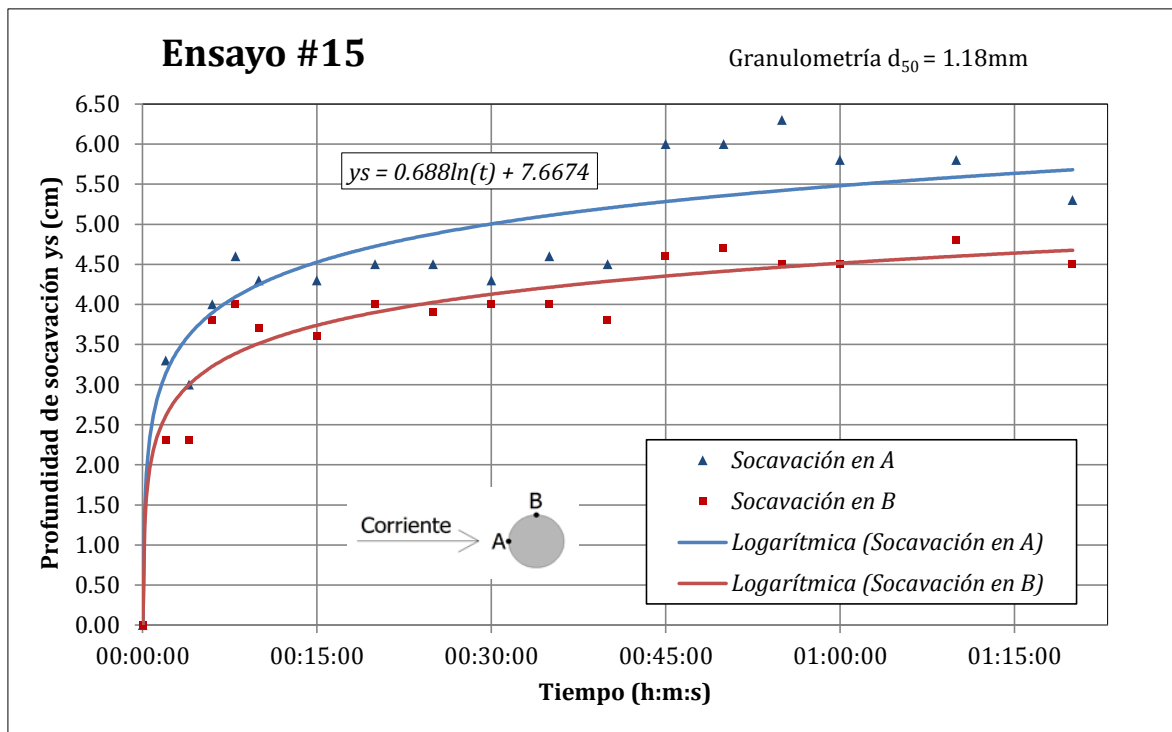


Figura B.15, Socavaciones medidas en el ensayo #15

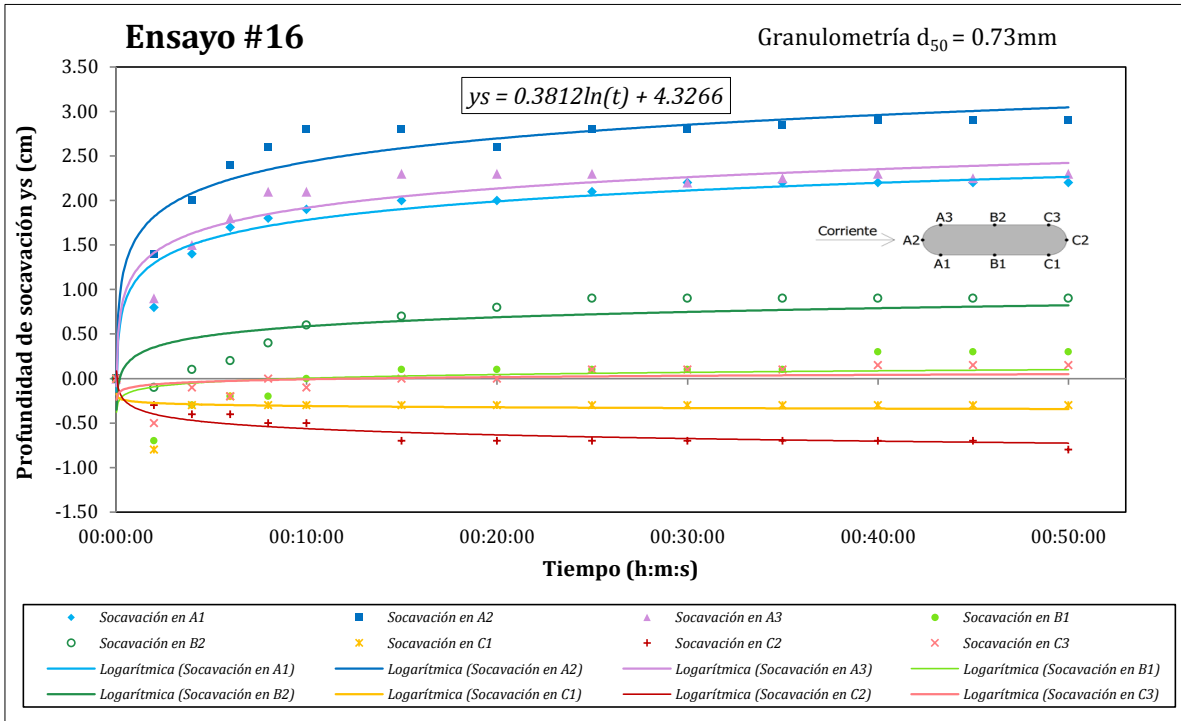


Figura B.16, Socavaciones medidas en el ensayo #16

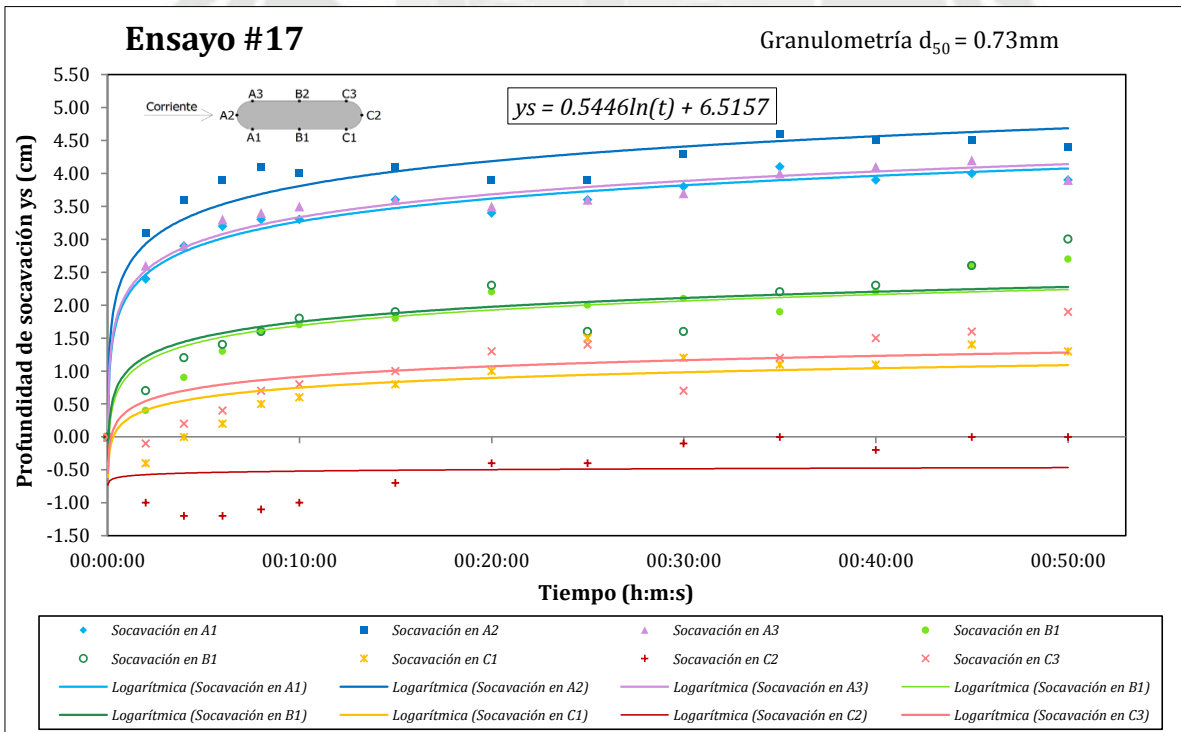


Figura B.17, Socavaciones medidas en el ensayo #17

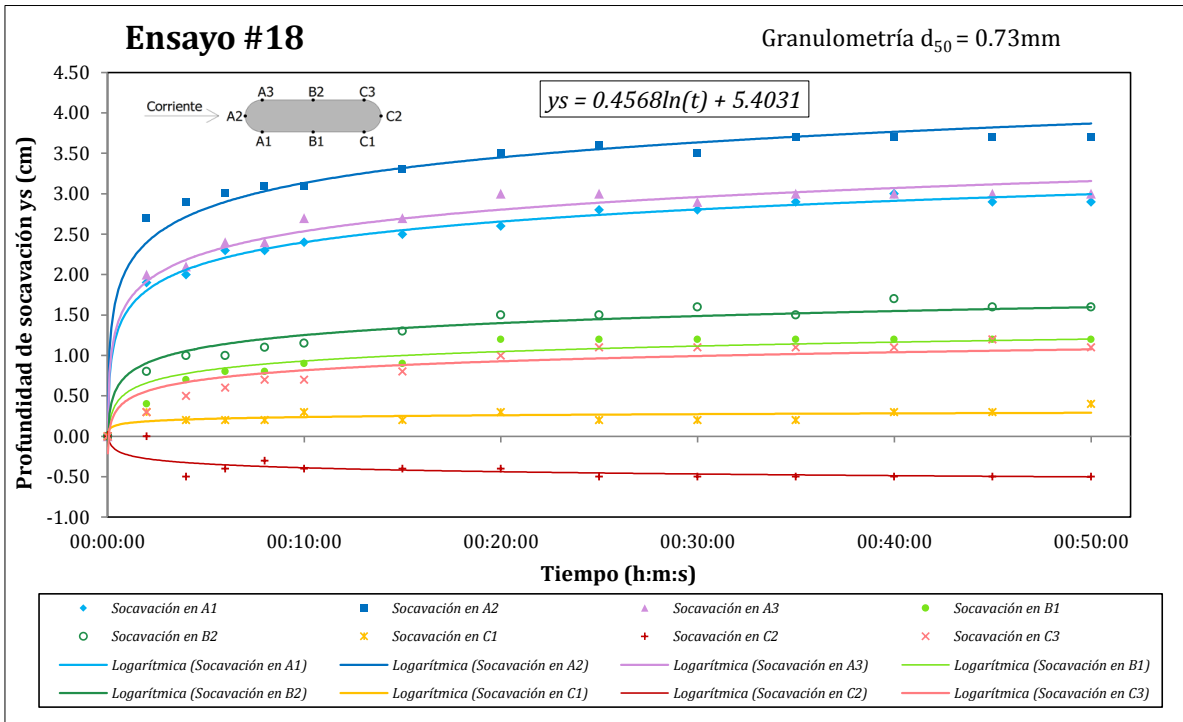


Figura B.18, Socavaciones medidas en el ensayo #18

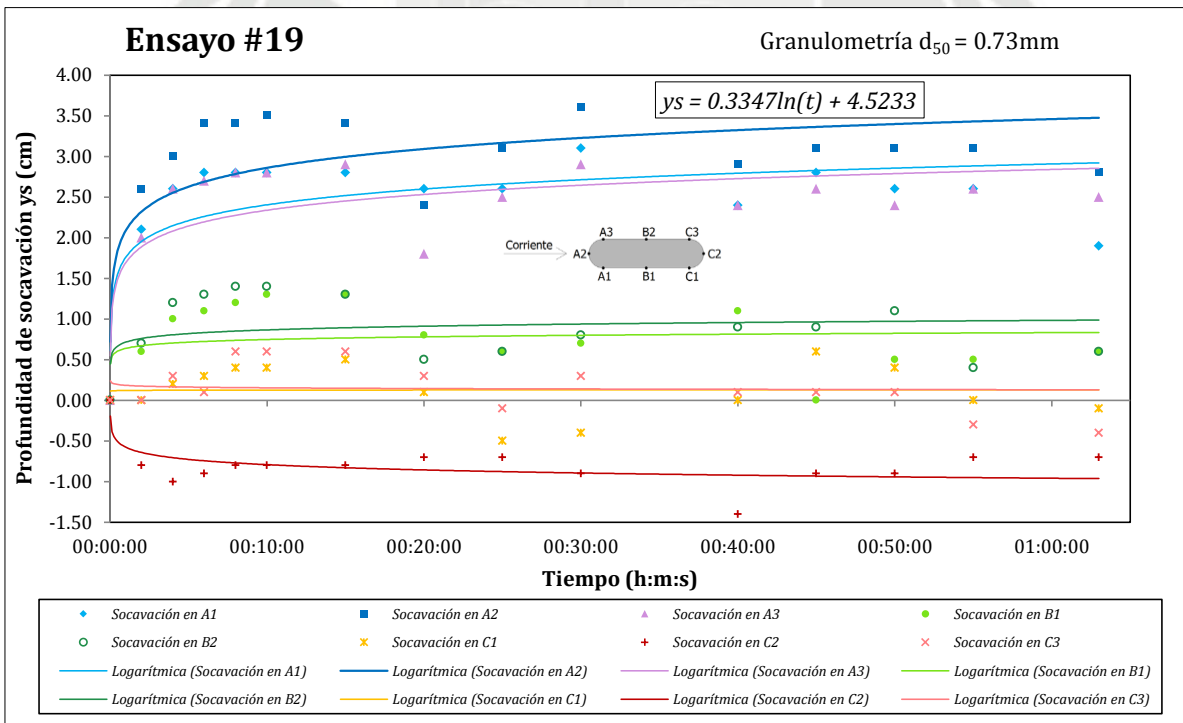


Figura B.19, Socavaciones medidas en el ensayo #19

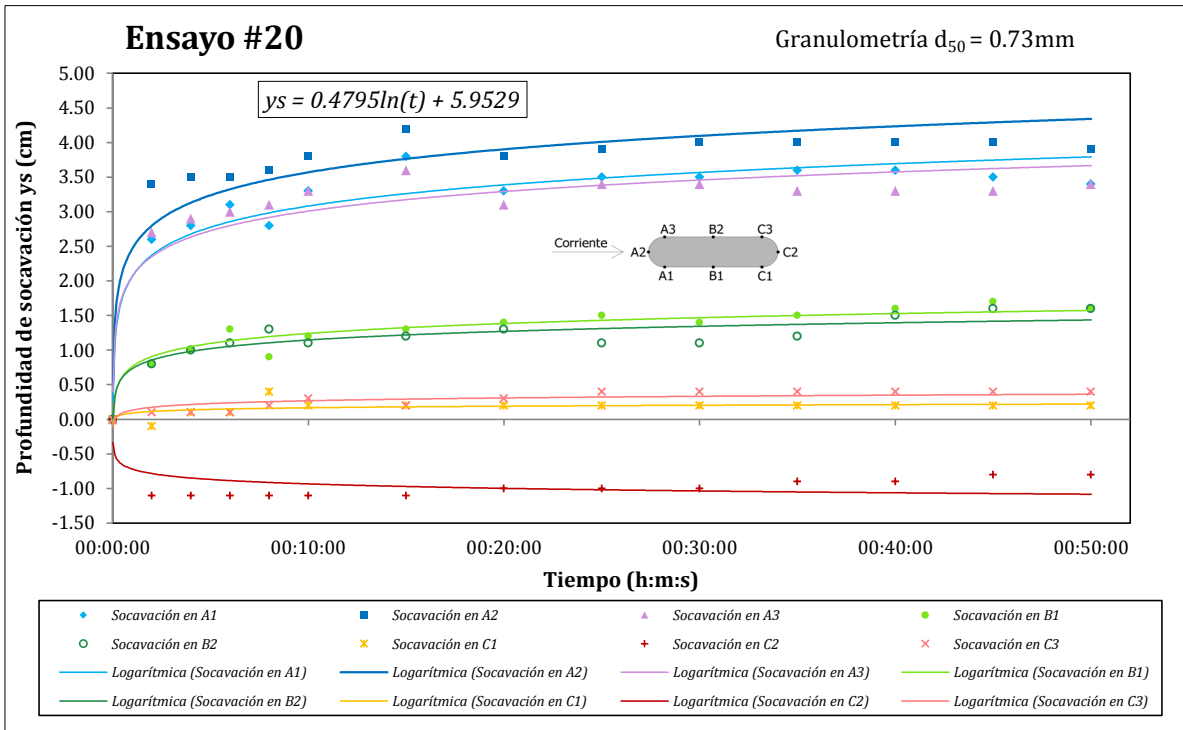


Figura B.20, Socavaciones medidas en el ensayo #20

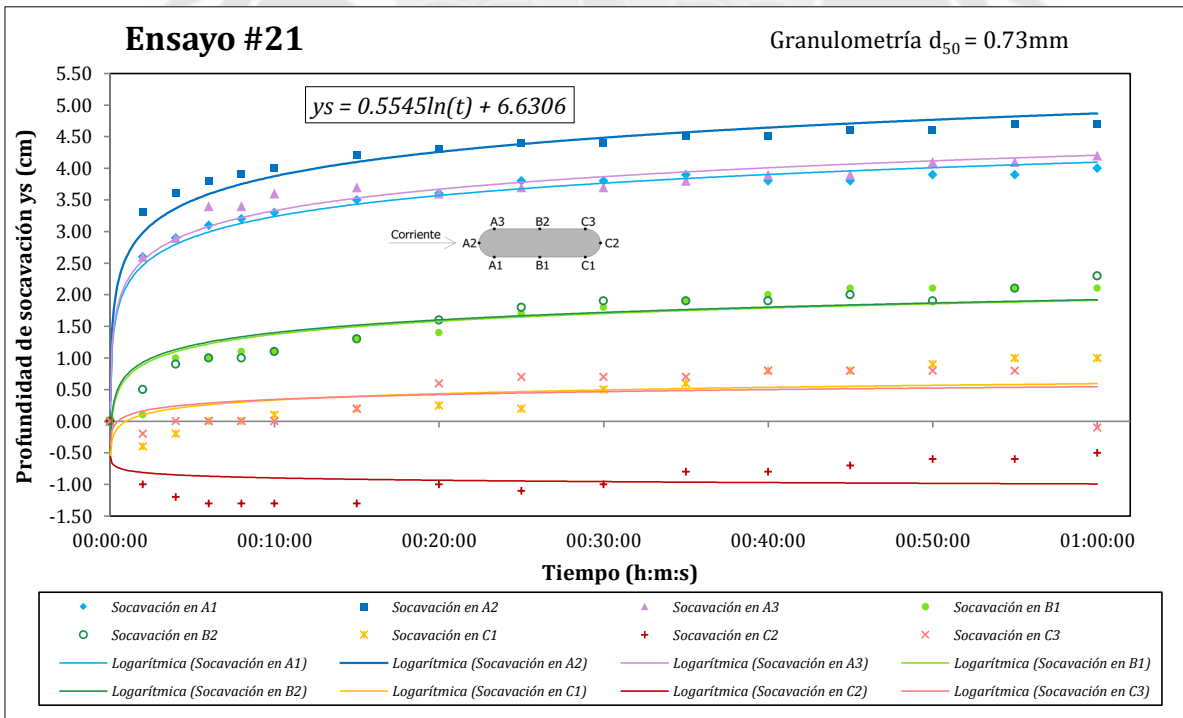


Figura B.21, Socavaciones medidas en el ensayo #21

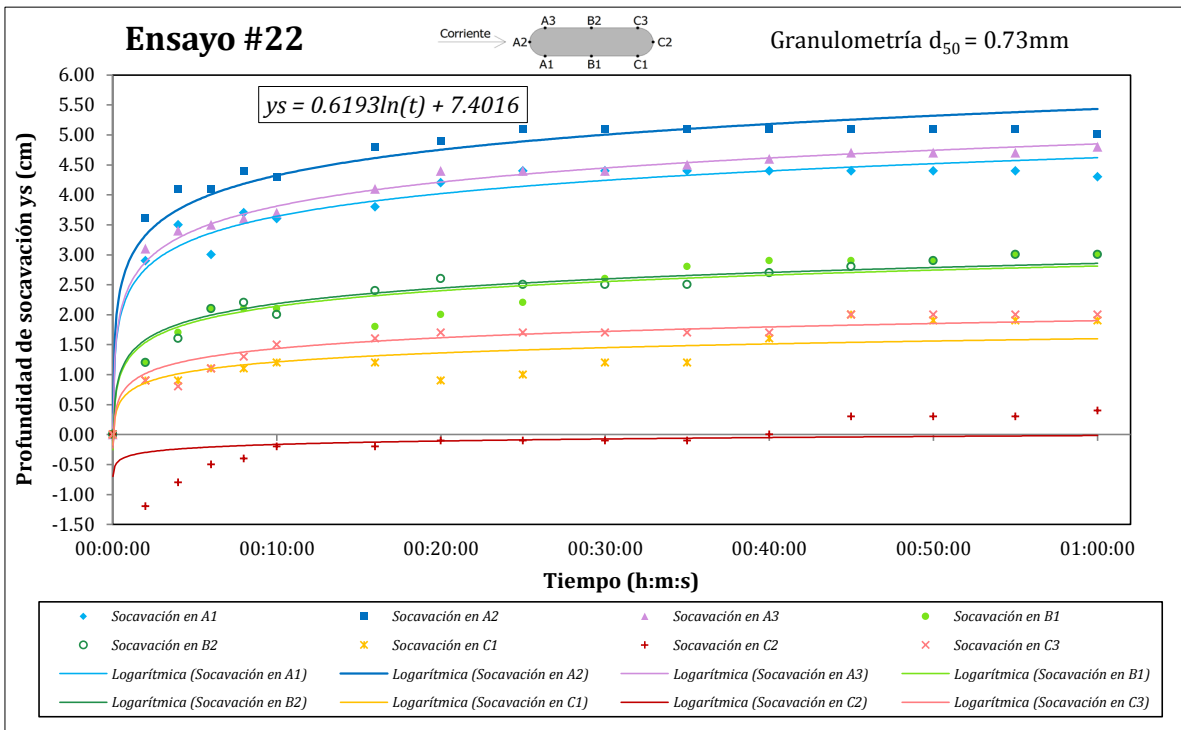


Figura B.22, Socavaciones medidas en el ensayo #22

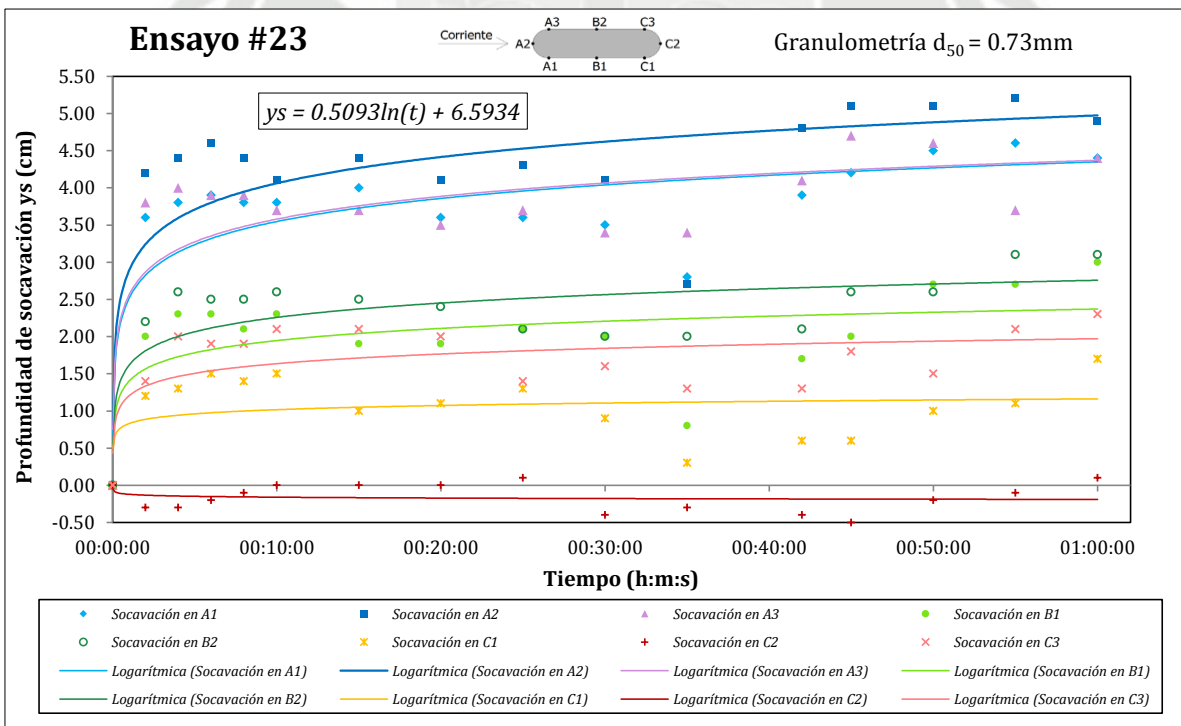


Figura B.23, Socavaciones medidas en el ensayo #23

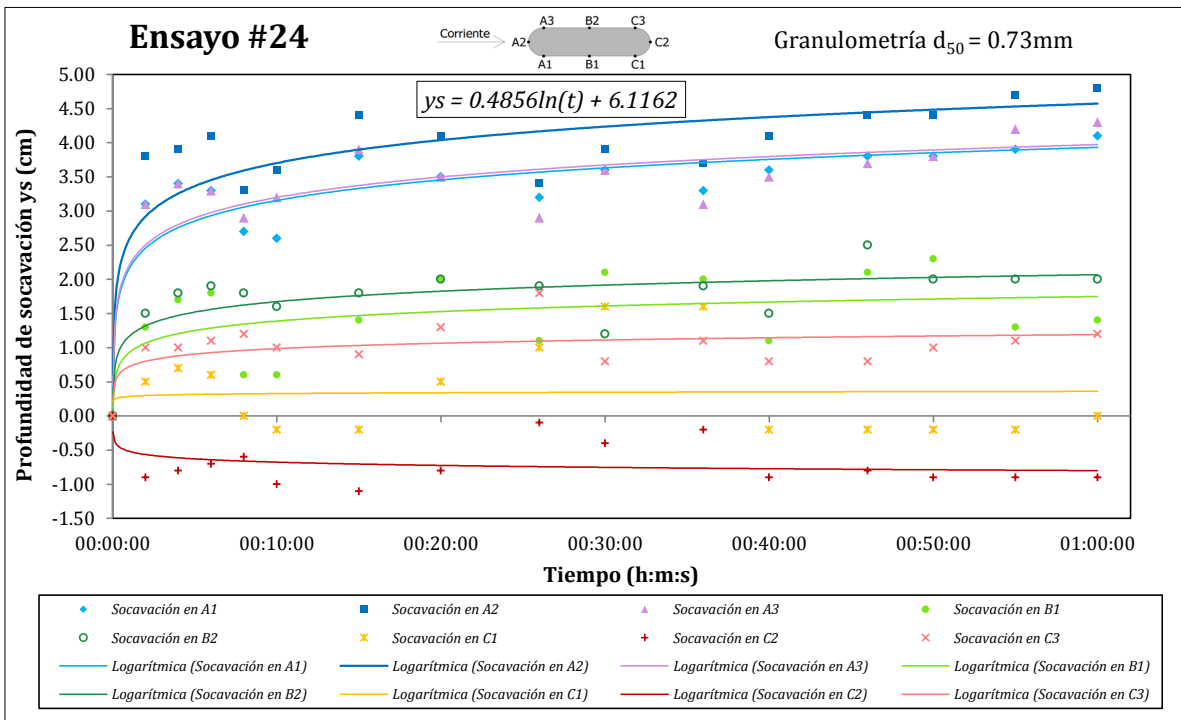


Figura B.24, Socavaciones medidas en el ensayo #24

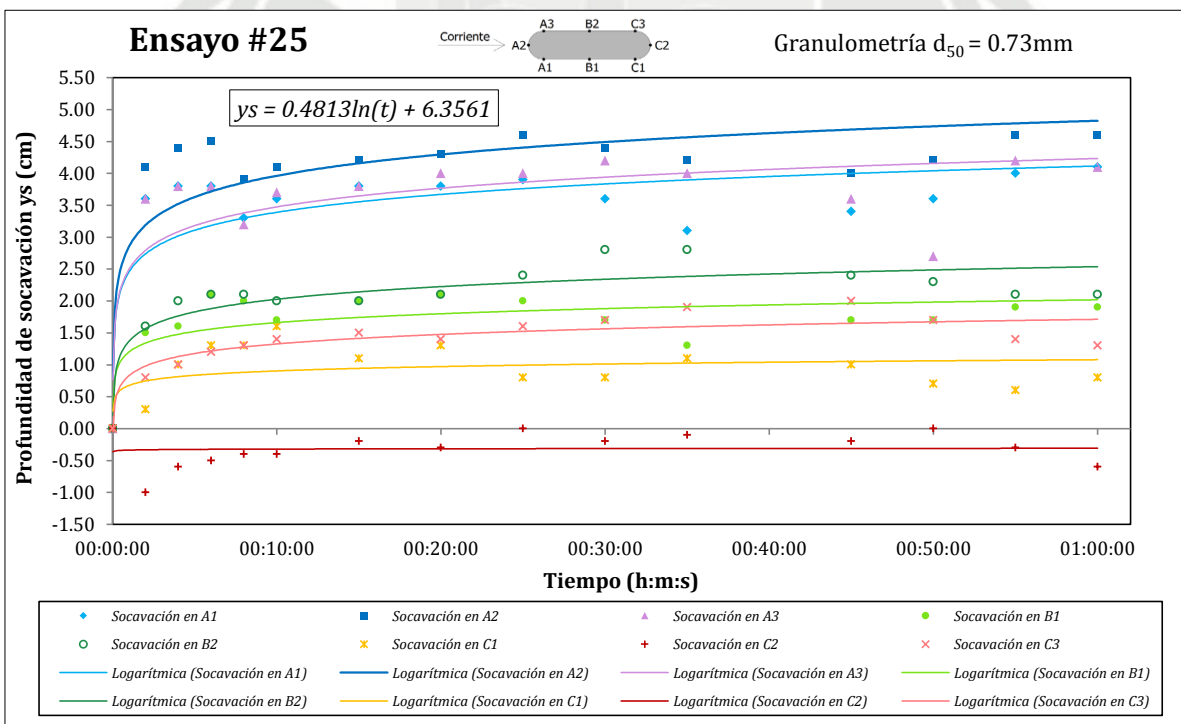


Figura B.25, Socavaciones medidas en el ensayo #25

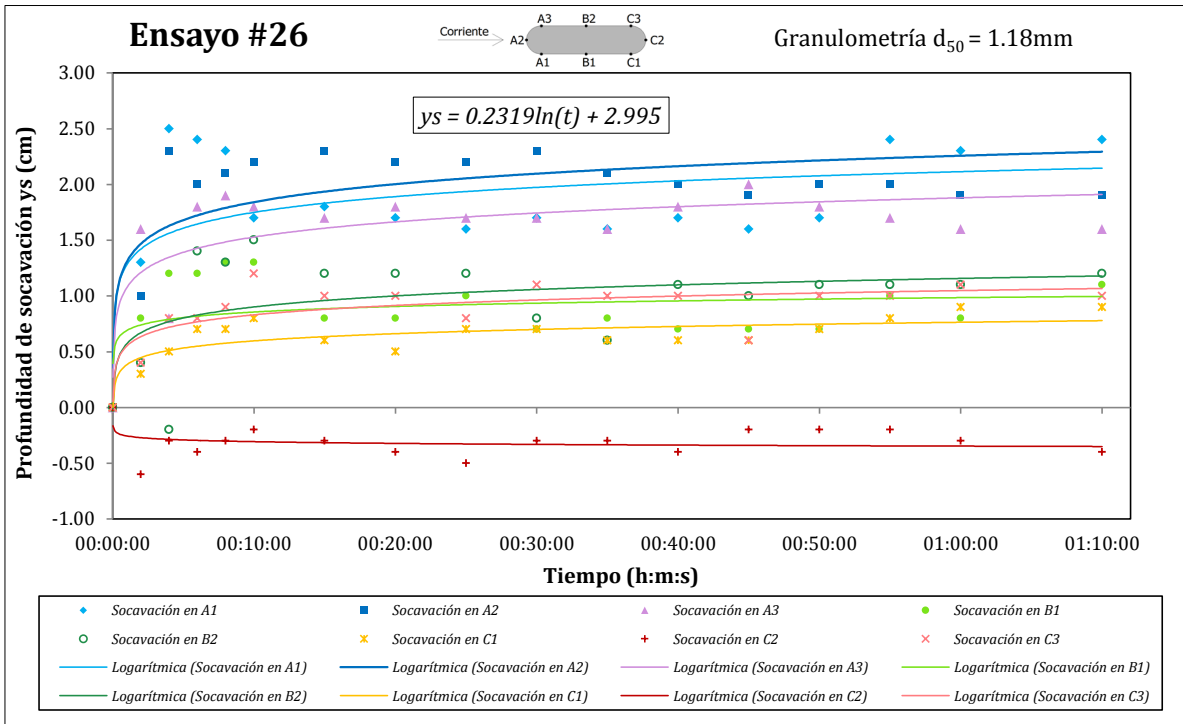


Figura B.26, Socavaciones medidas en el ensayo #26

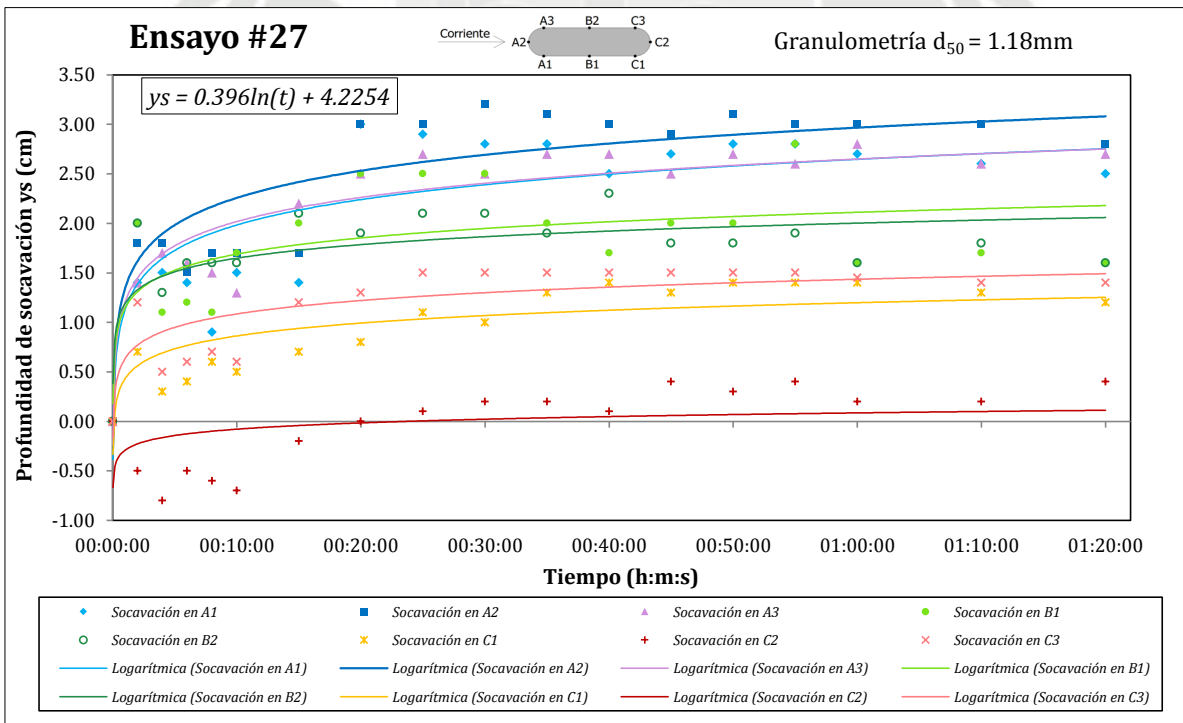


Figura B.27, Socavaciones medidas en el ensayo #27

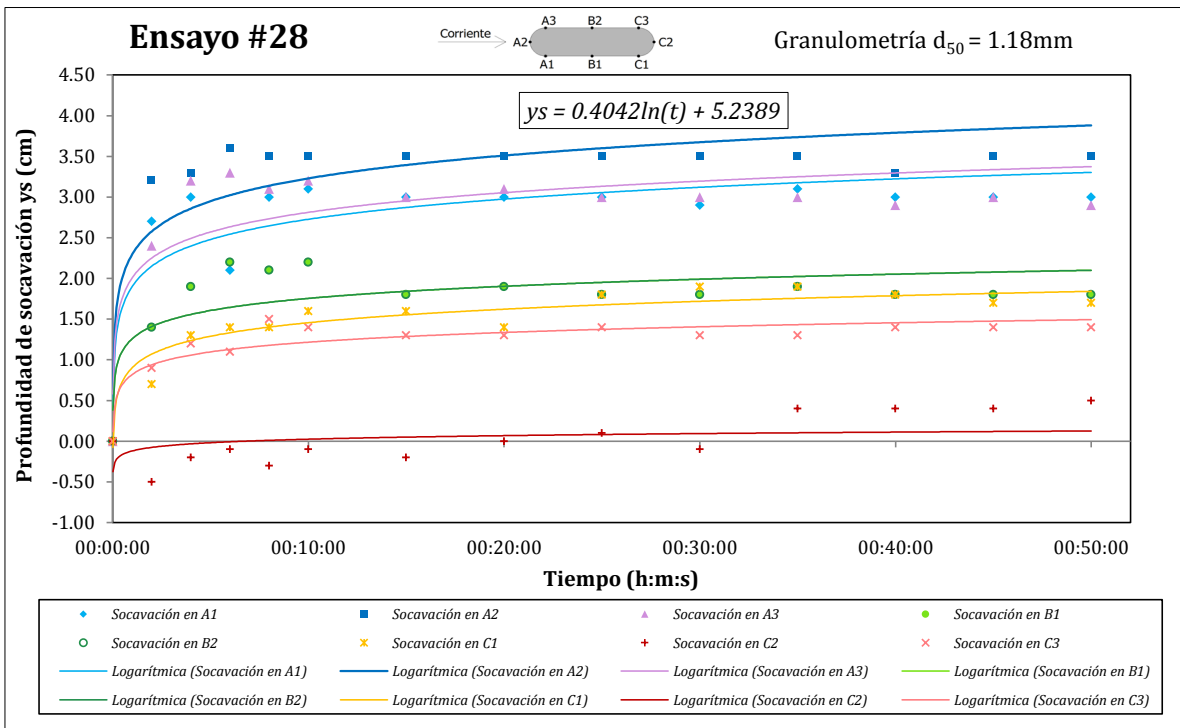


Figura B.28, Socavaciones medidas en el ensayo #28

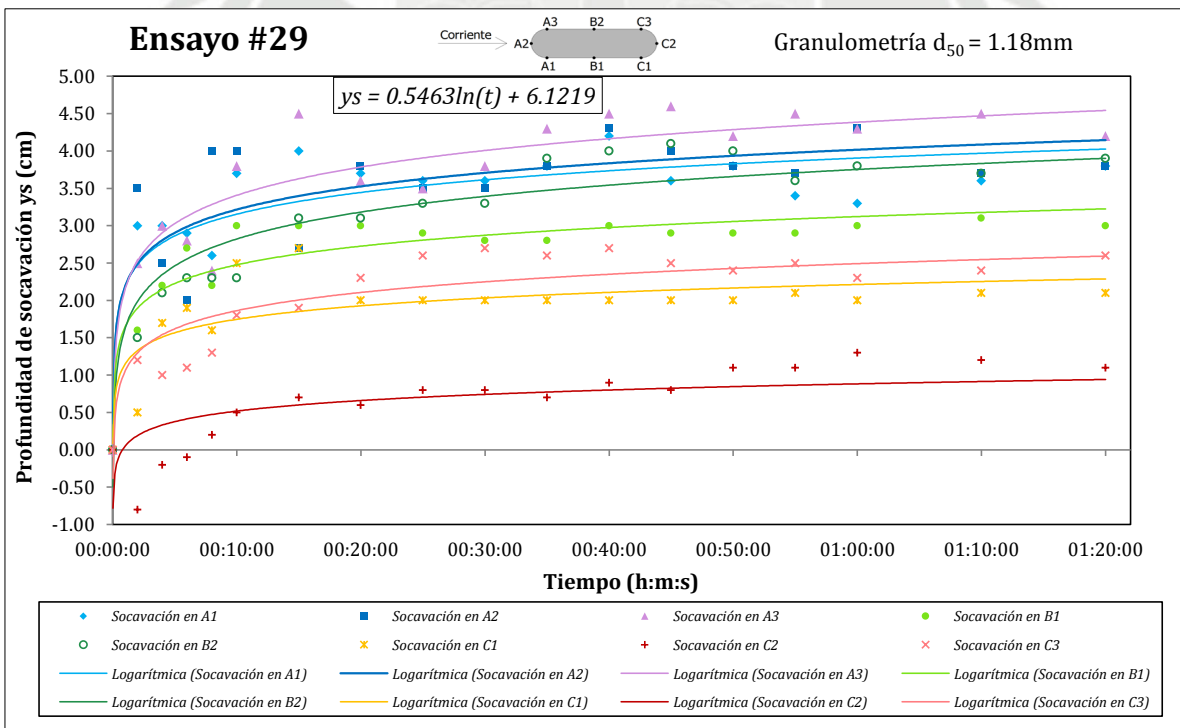


Figura B.29, Socavaciones medidas en el ensayo #29

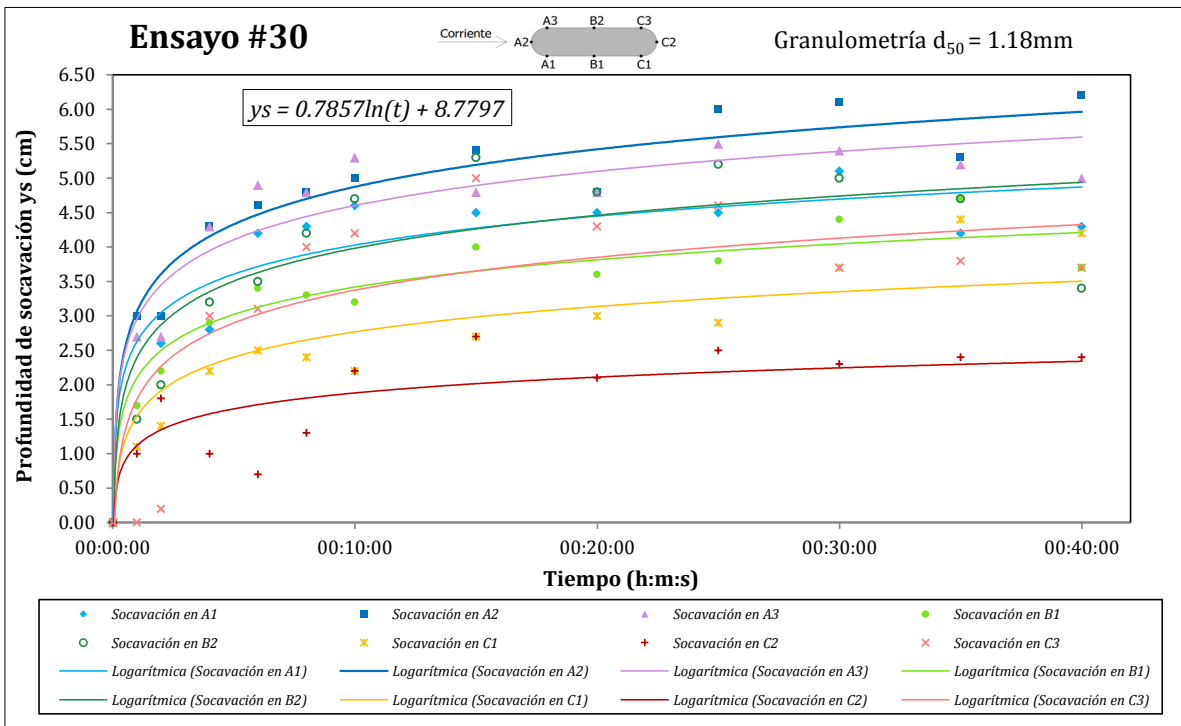


Figura B.30, Socavaciones medidas en el ensayo #30

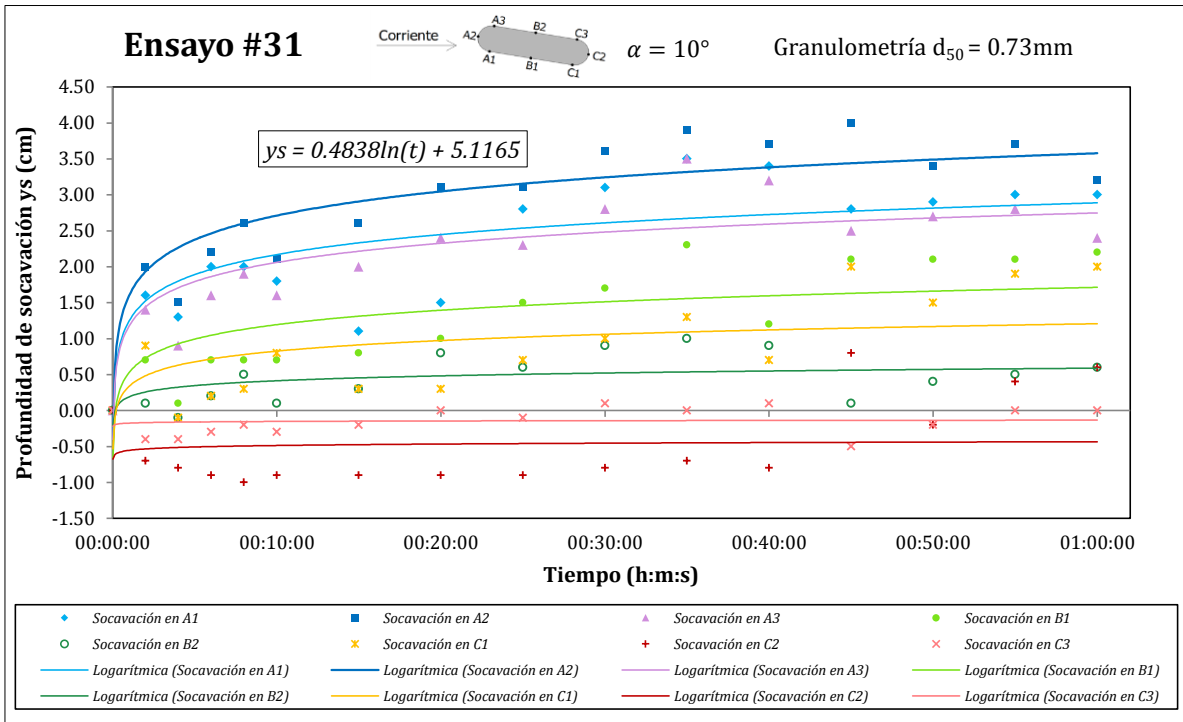


Figura B.31, Socavaciones medidas en el ensayo #31

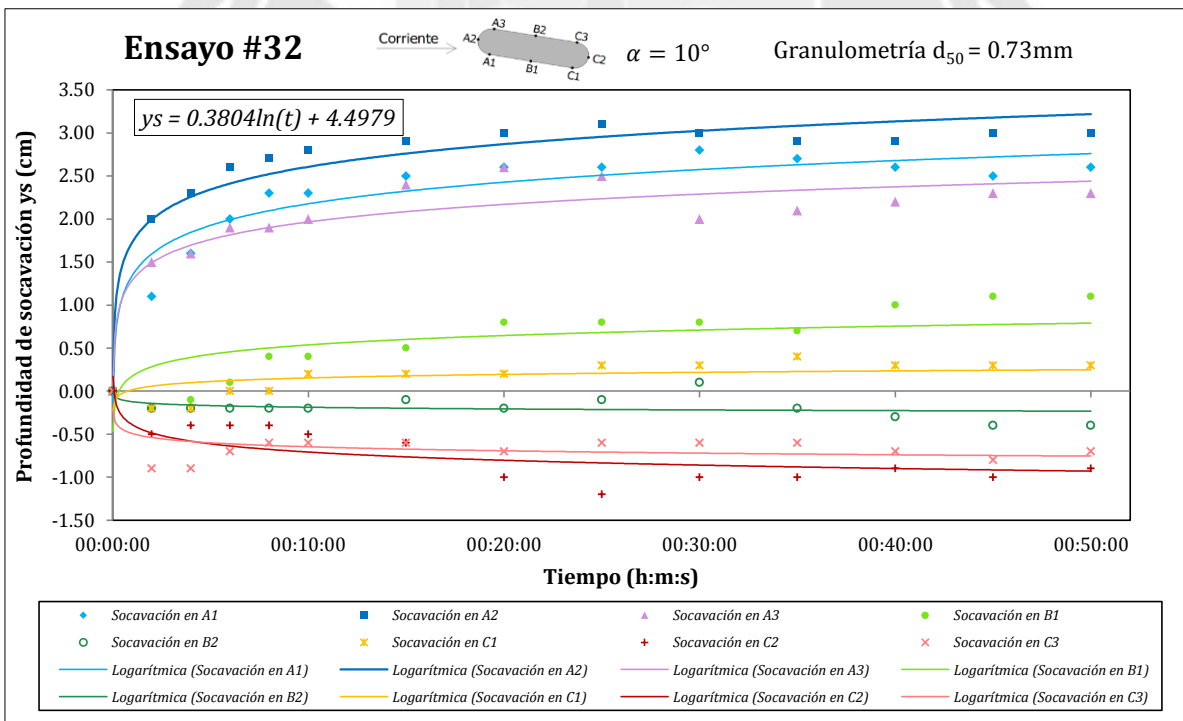


Figura B.32, Socavaciones medidas en el ensayo #32

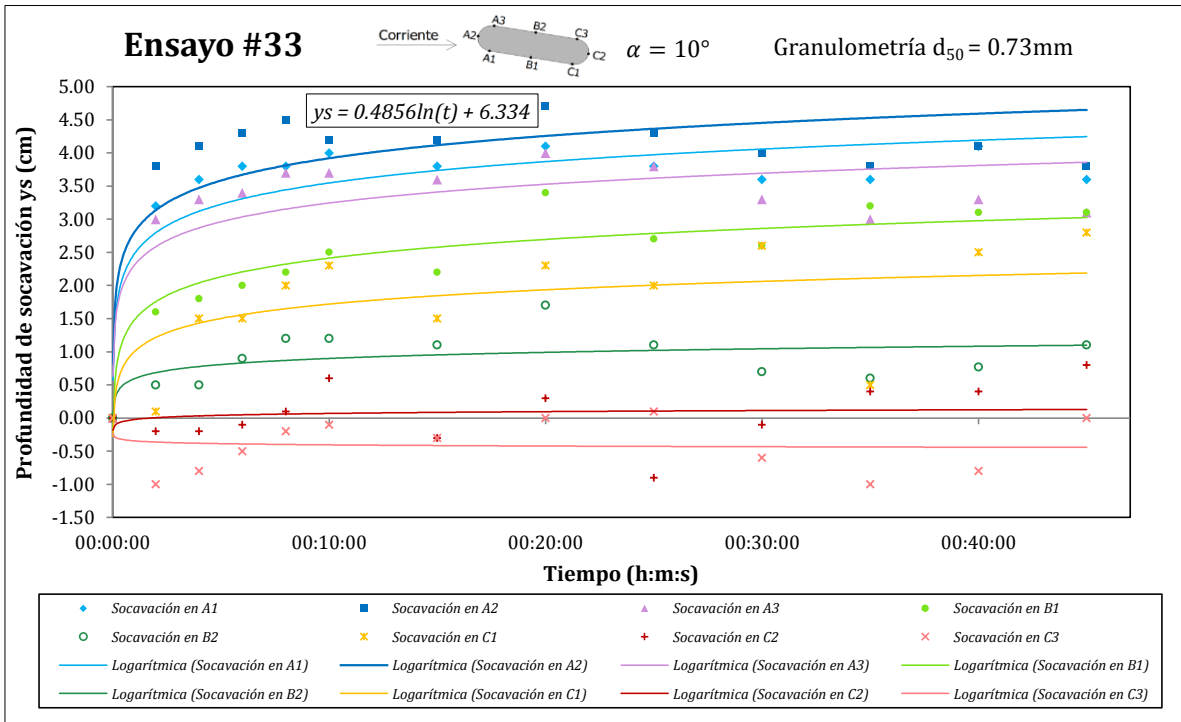


Figura B.33, Socavaciones medidas en el ensayo #33

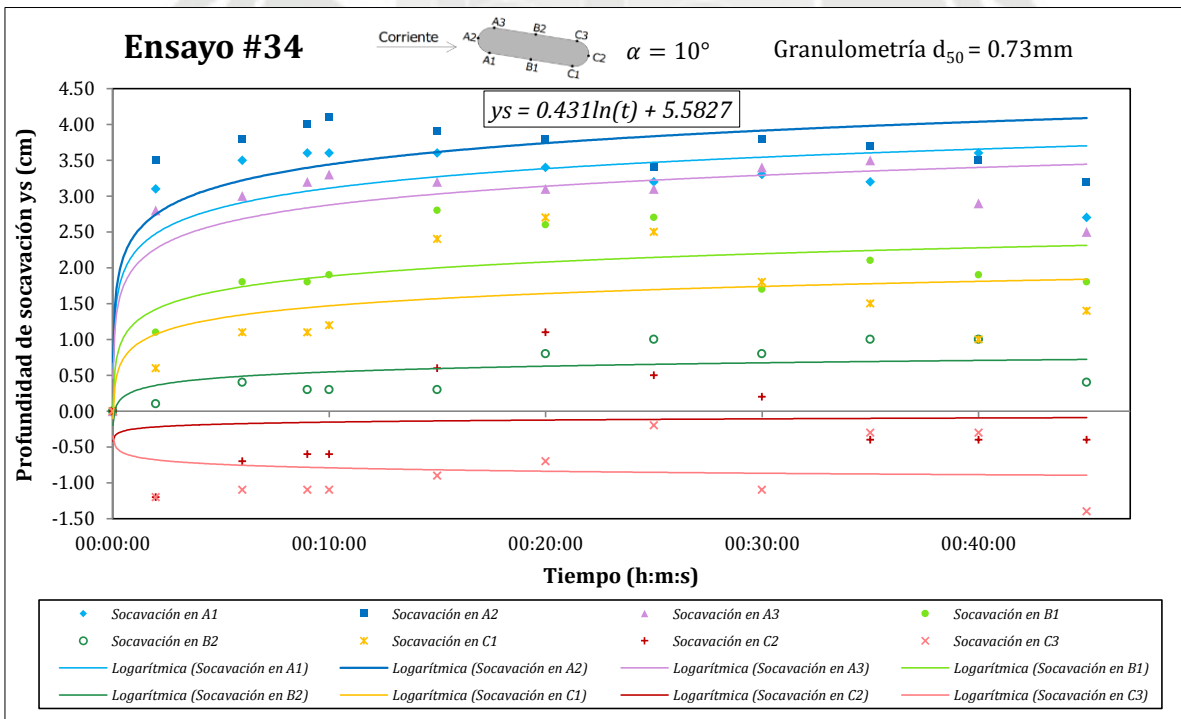


Figura B.34, Socavaciones medidas en el ensayo #34

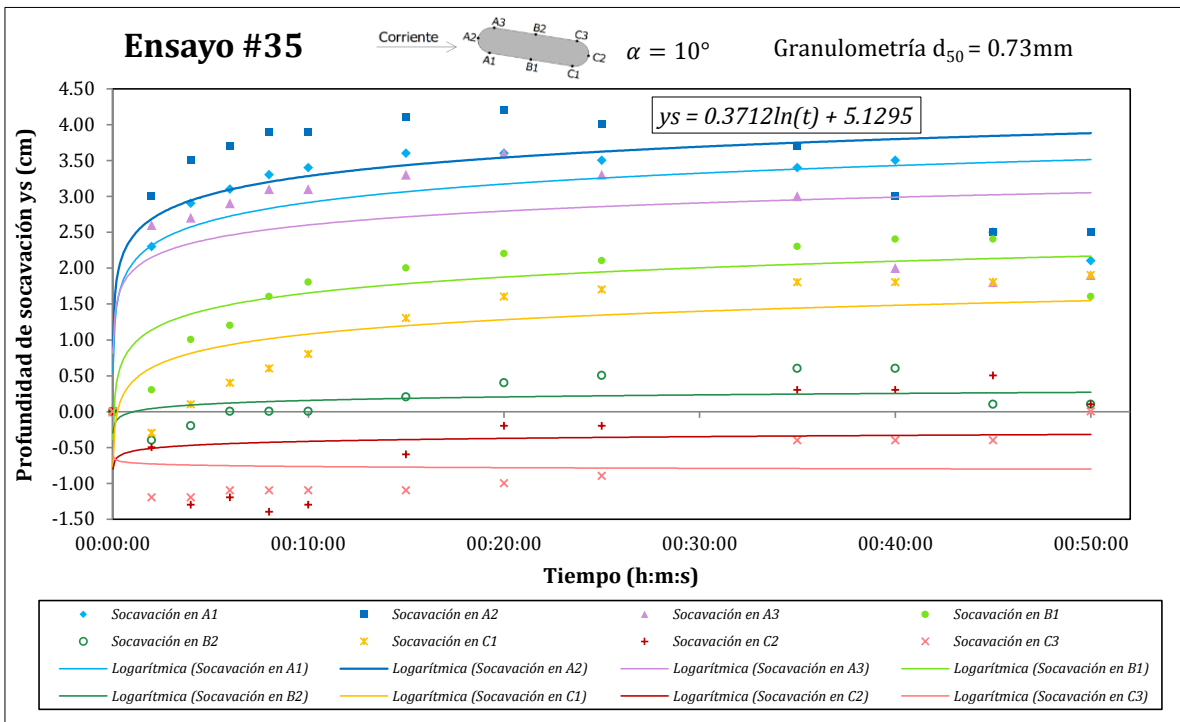


Figura B.35, Socavaciones medidas en el ensayo #35

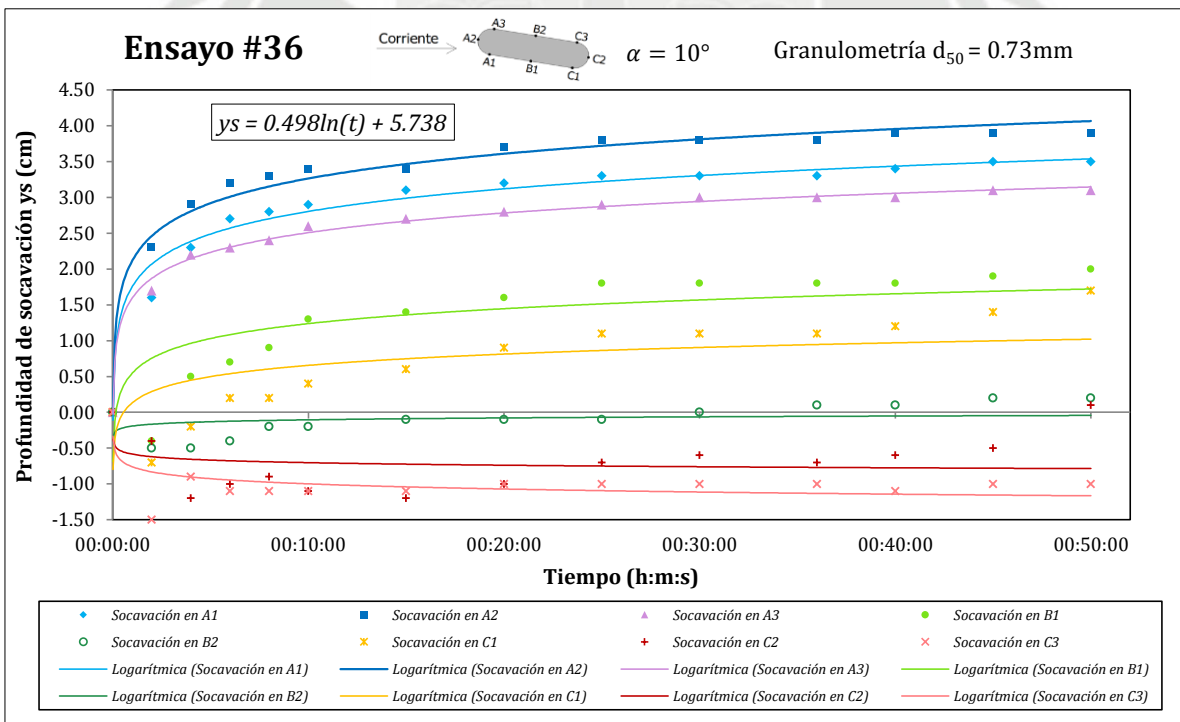


Figura B.36, Socavaciones medidas en el ensayo #36

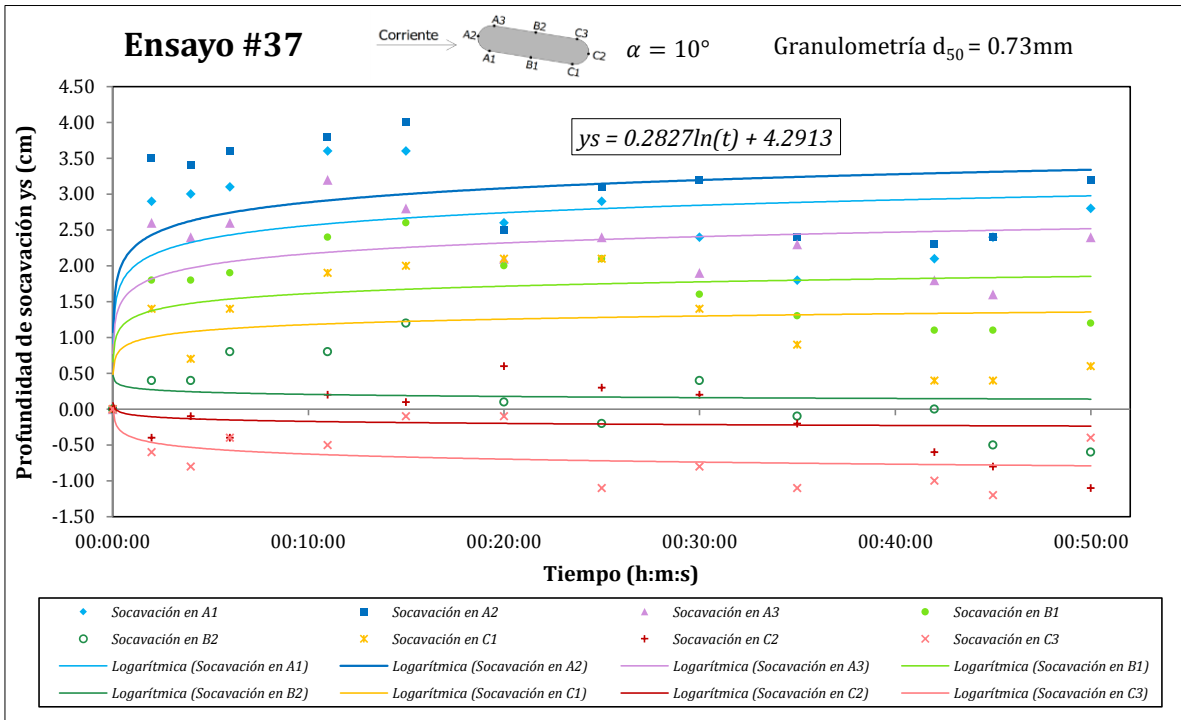


Figura B.37, Socavaciones medidas en el ensayo #37

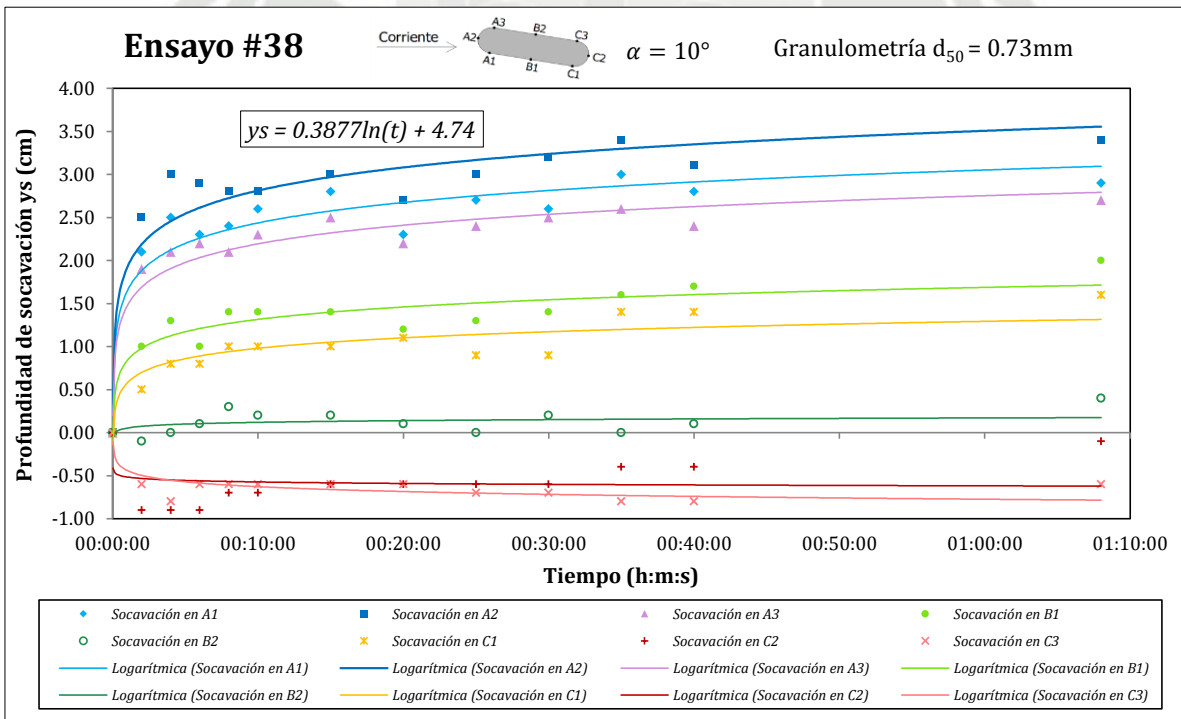


Figura B.38, Socavaciones medidas en el ensayo #38

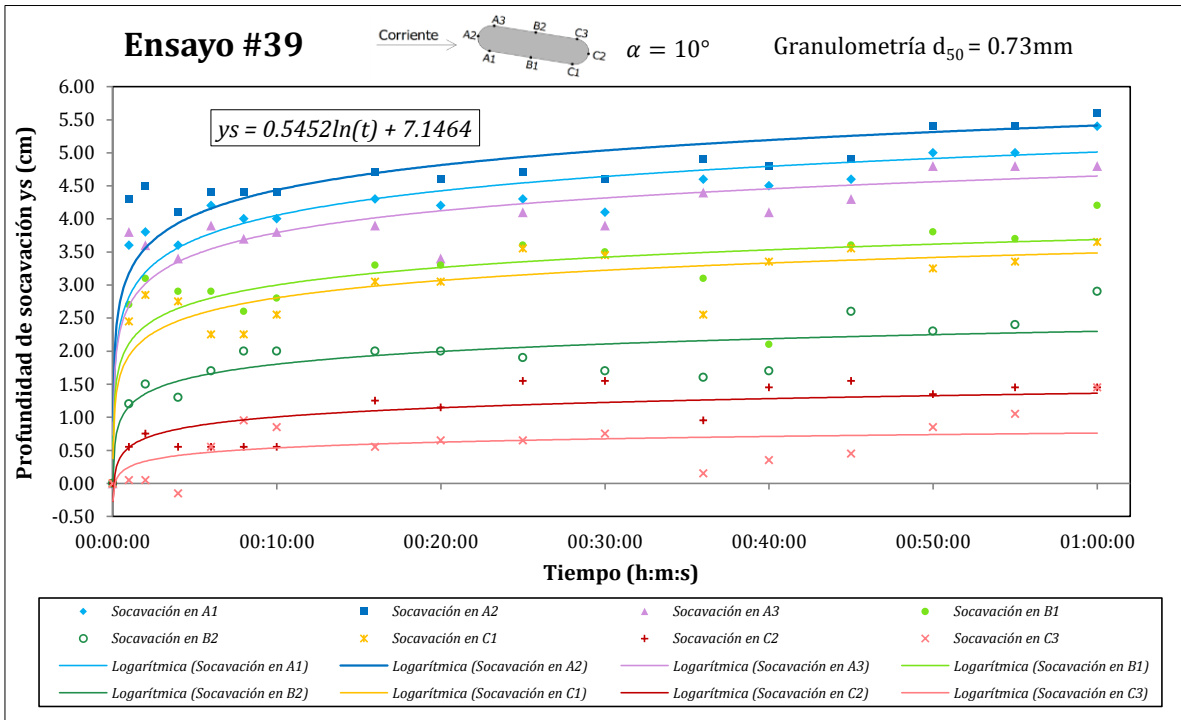


Figura B.39, Socavaciones medidas en el ensayo #39

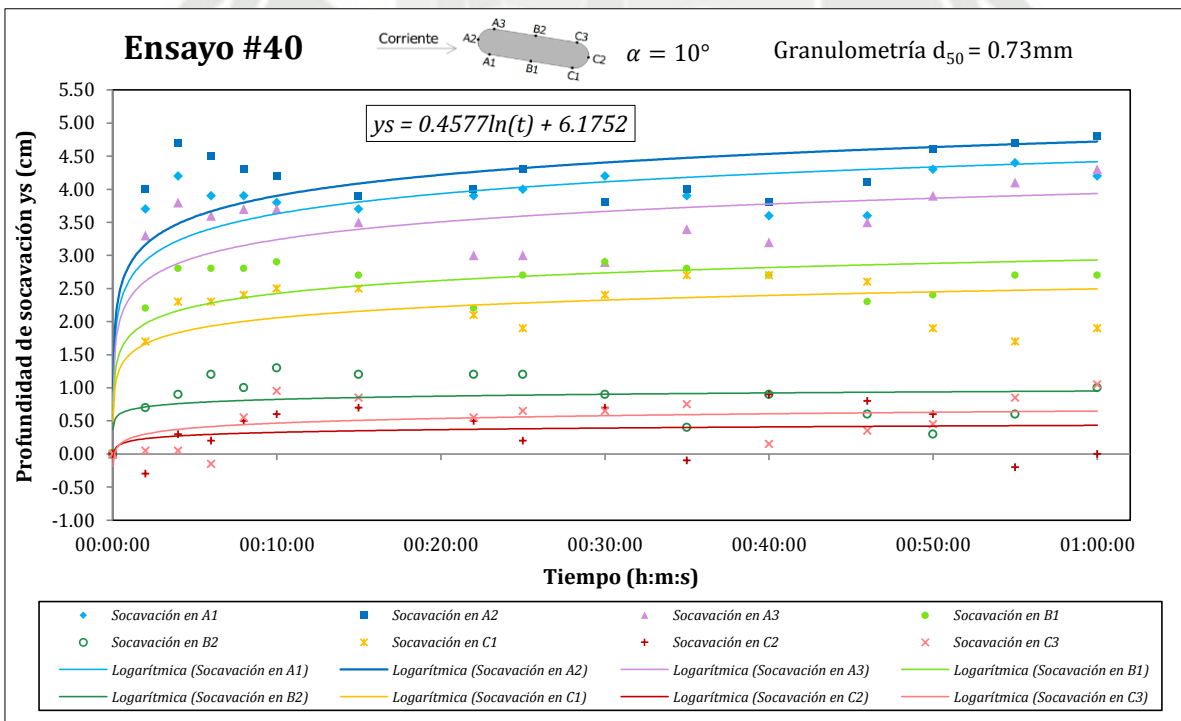


Figura B.40, Socavaciones medidas en el ensayo #40

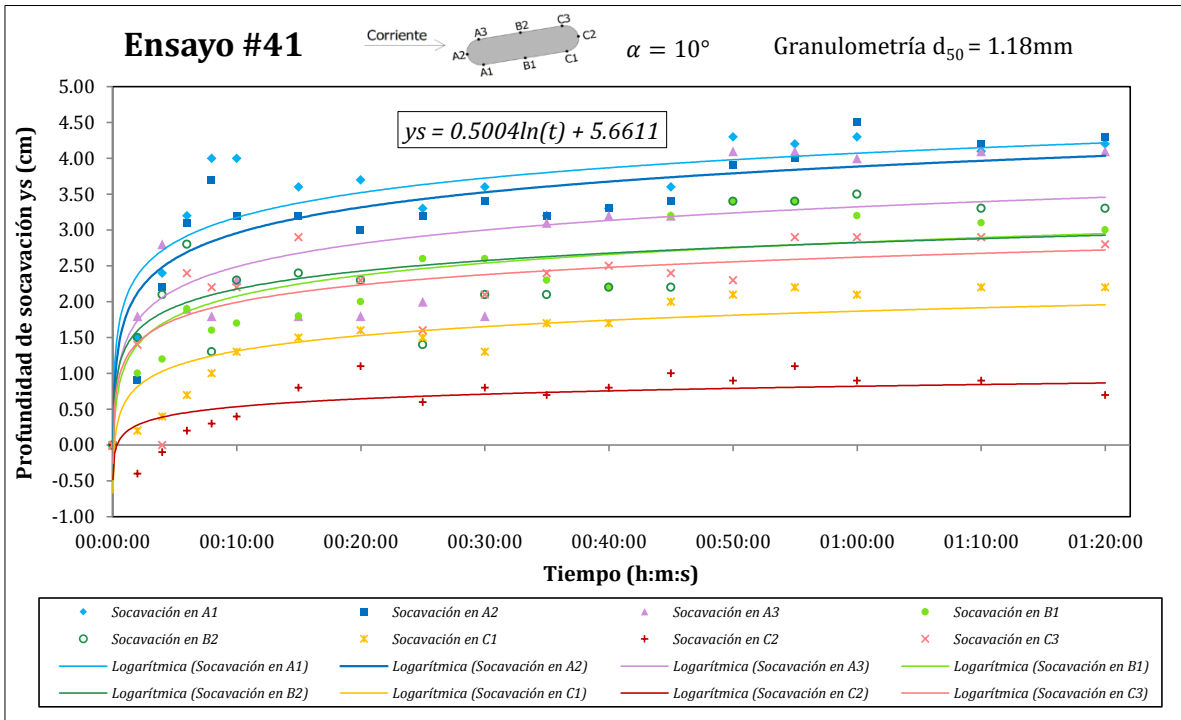


Figura B.41, Socavaciones medidas en el ensayo #41

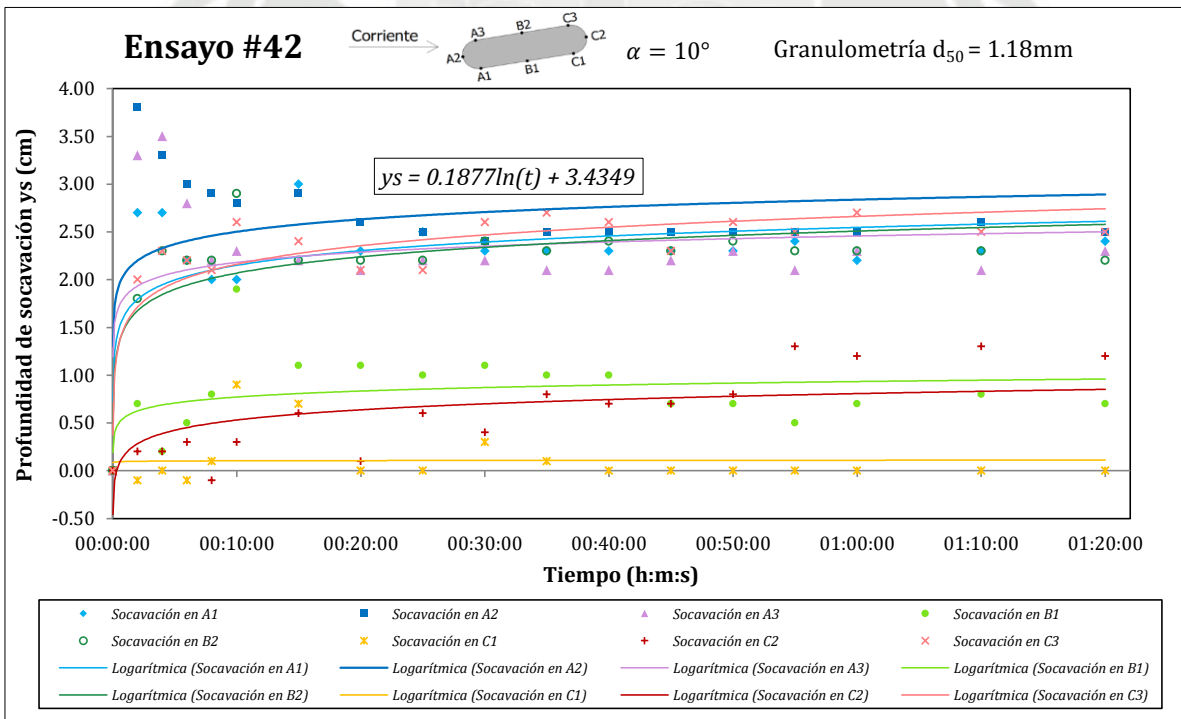


Figura B.42, Socavaciones medidas en el ensayo #42

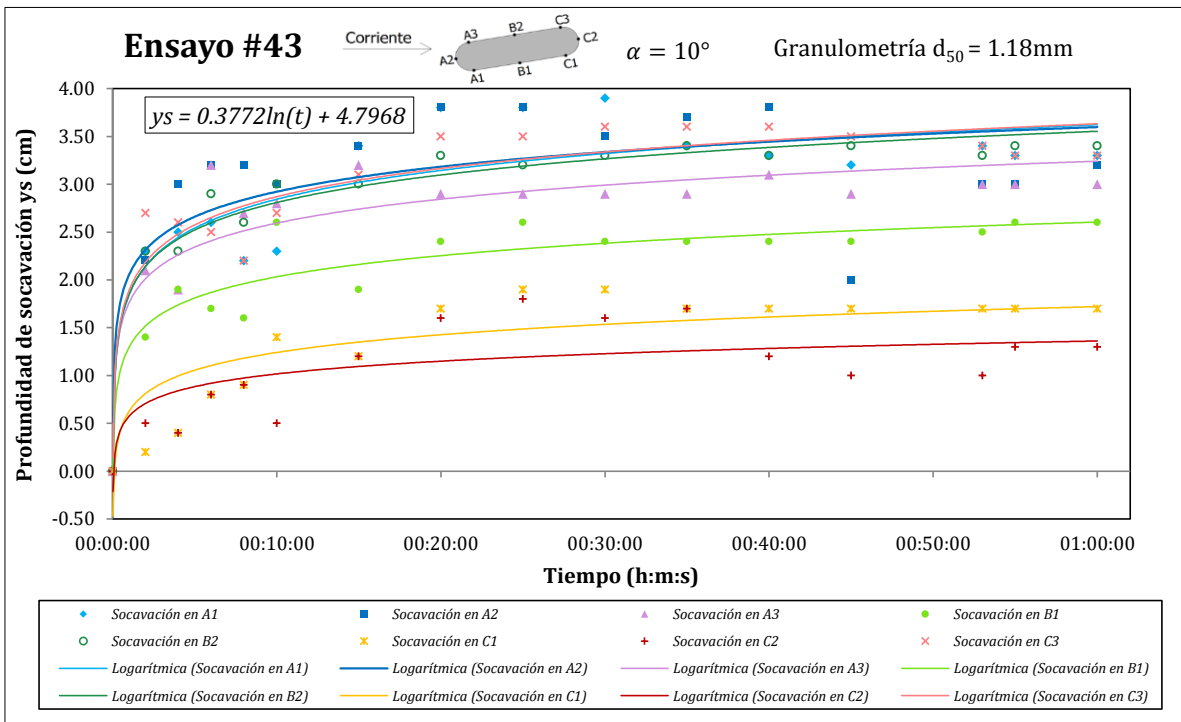


Figura B.43, Socavaciones medidas en el ensayo #43

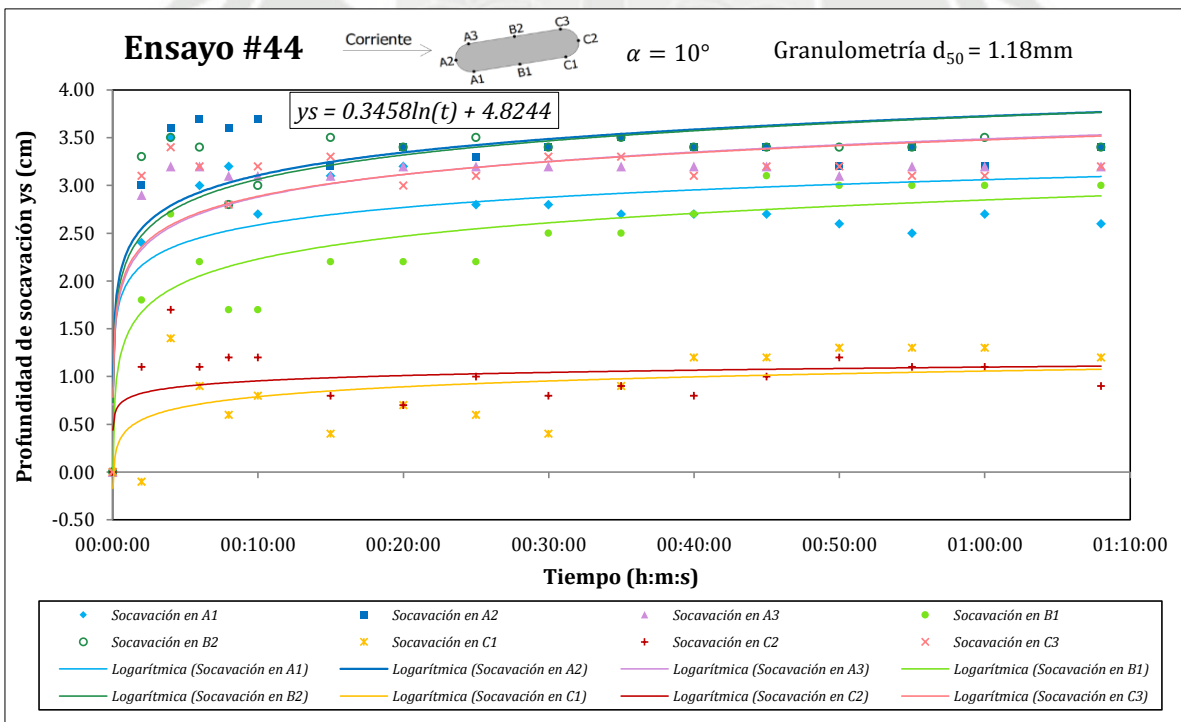


Figura B.44, Socavaciones medidas en el ensayo #44

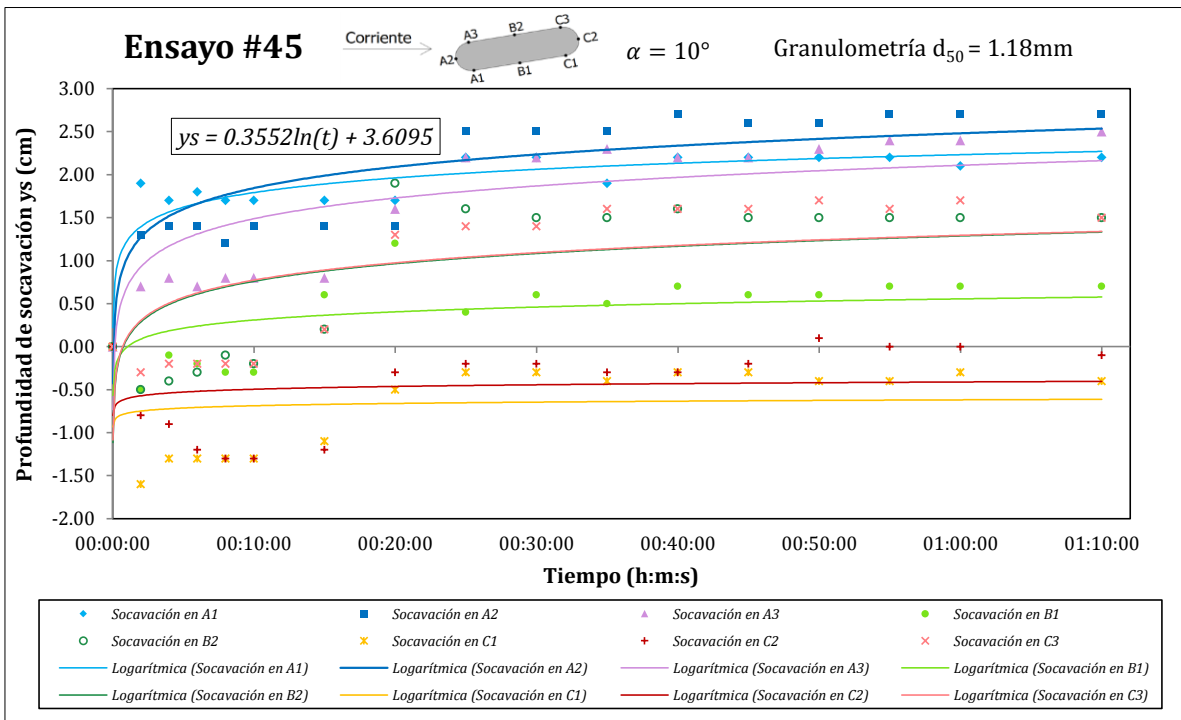


Figura B.45, Socavaciones medidas en el ensayo #45

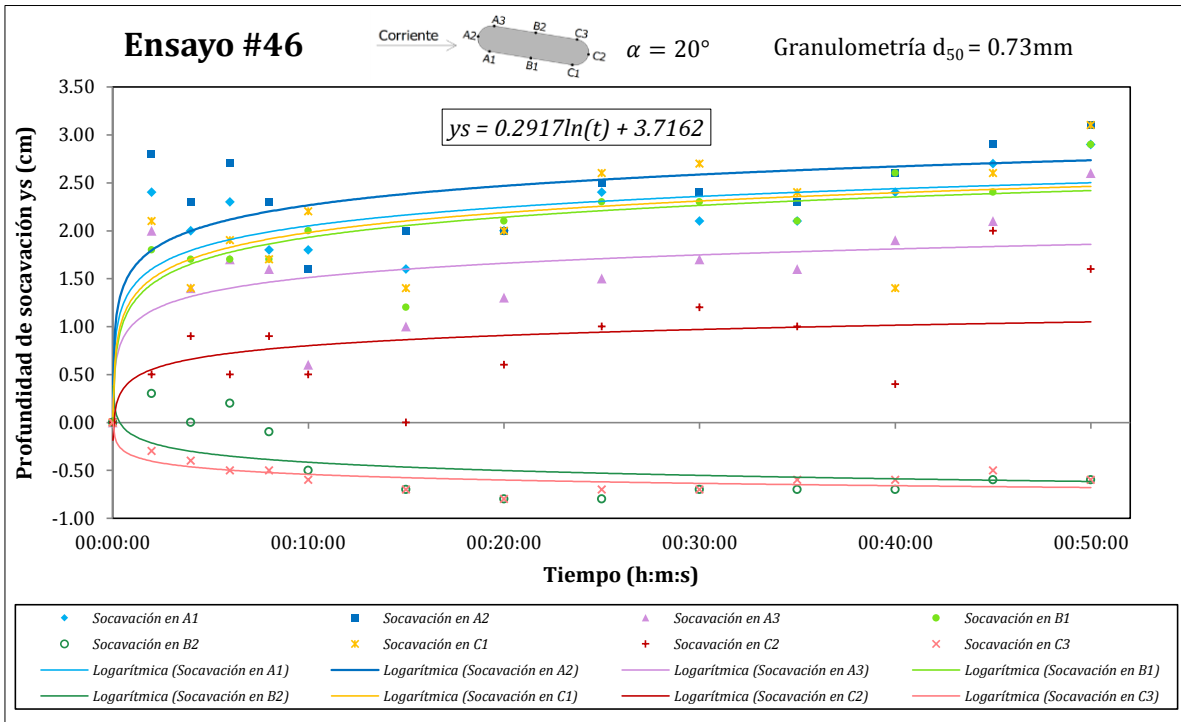


Figura B.46, Socavaciones medidas en el ensayo #46

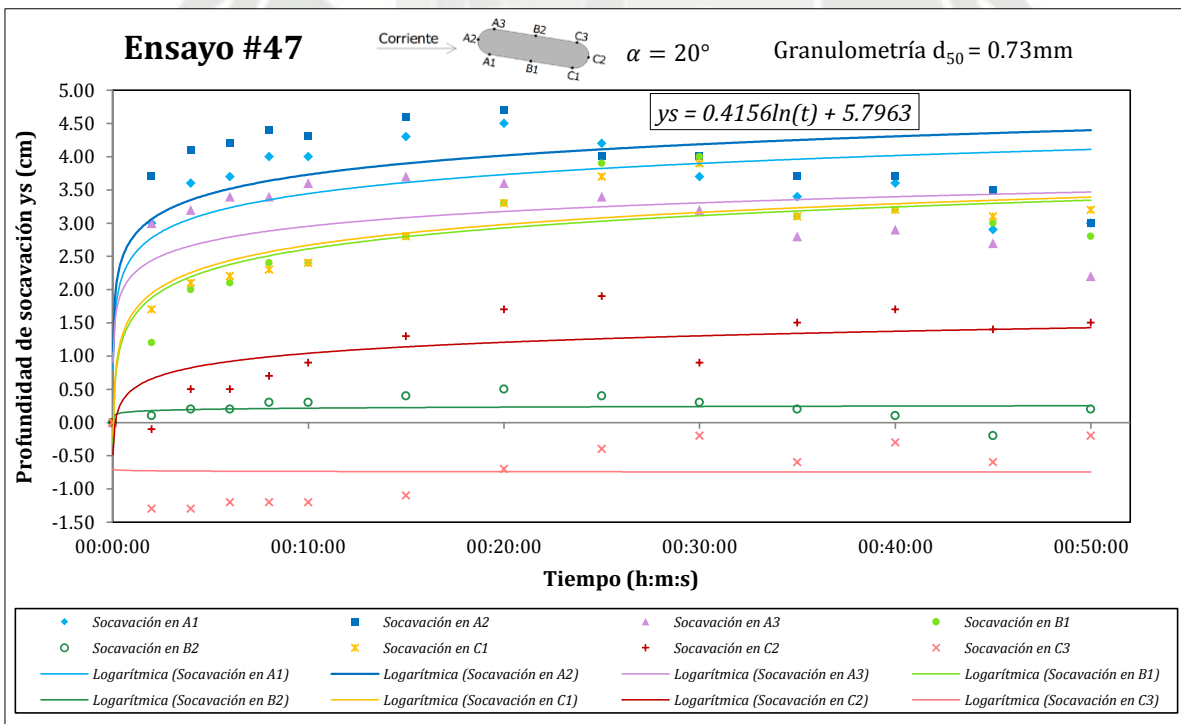


Figura B.47, Socavaciones medidas en el ensayo #47

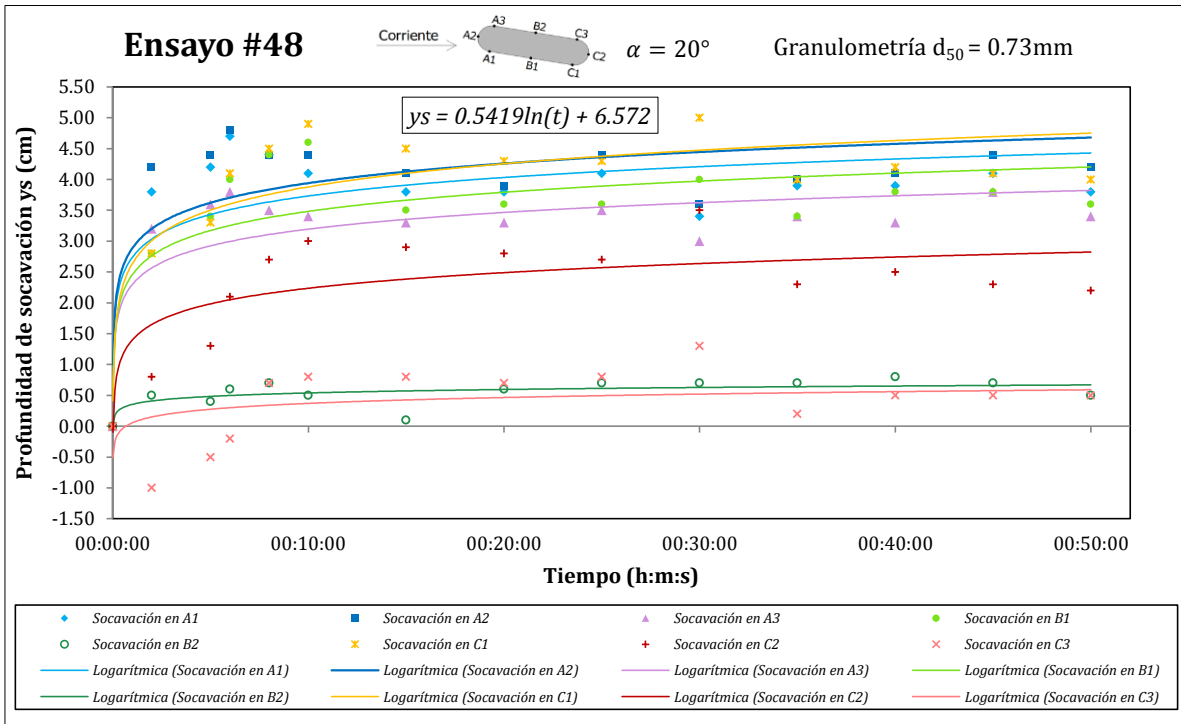


Figura B.48, Socavaciones medidas en el ensayo #48

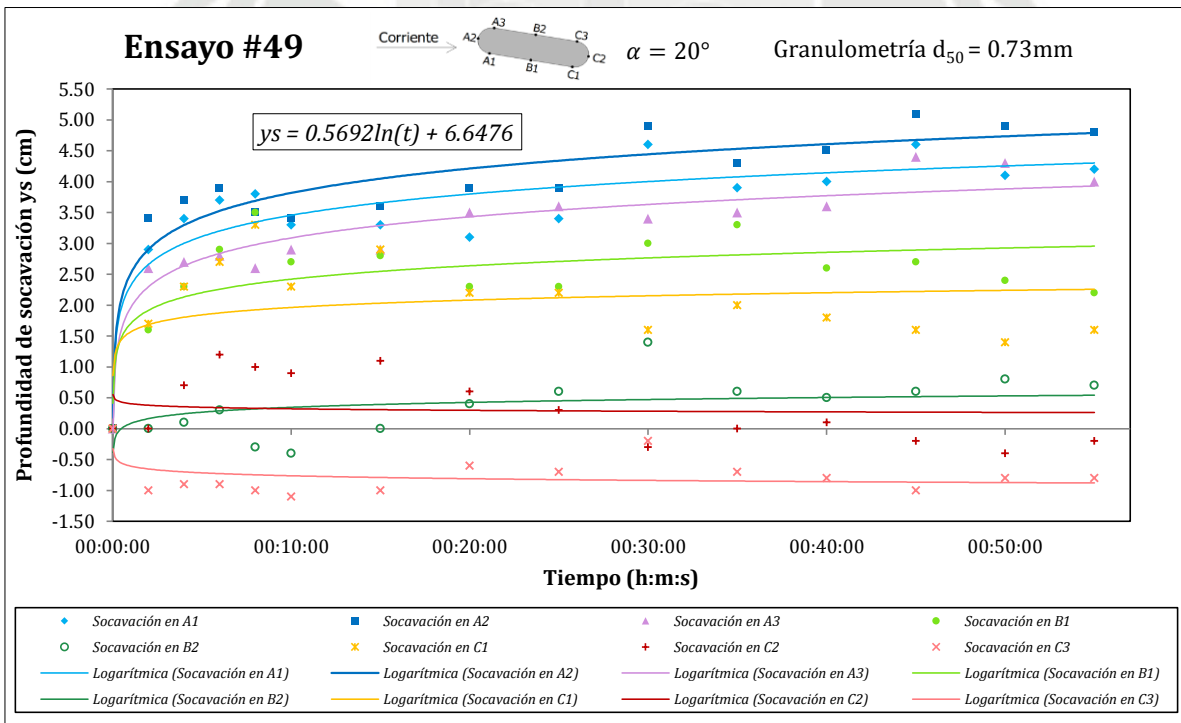


Figura B.49, Socavaciones medidas en el ensayo #49

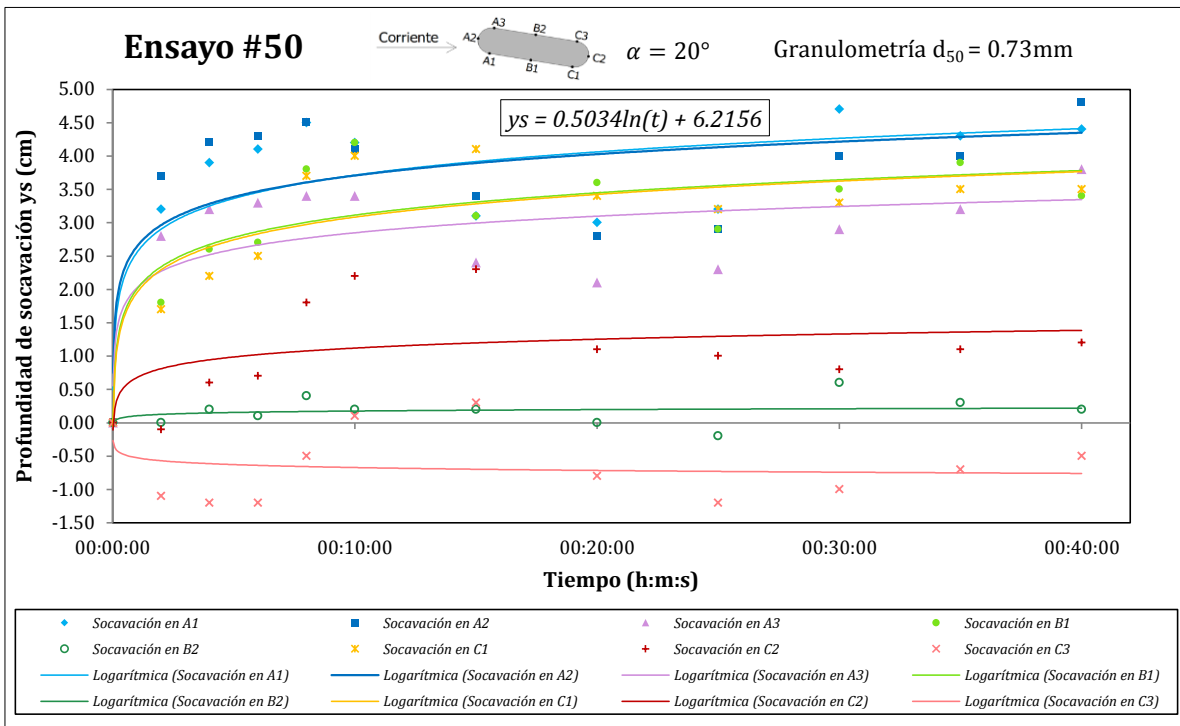


Figura B.50, Socavaciones medidas en el ensayo #50

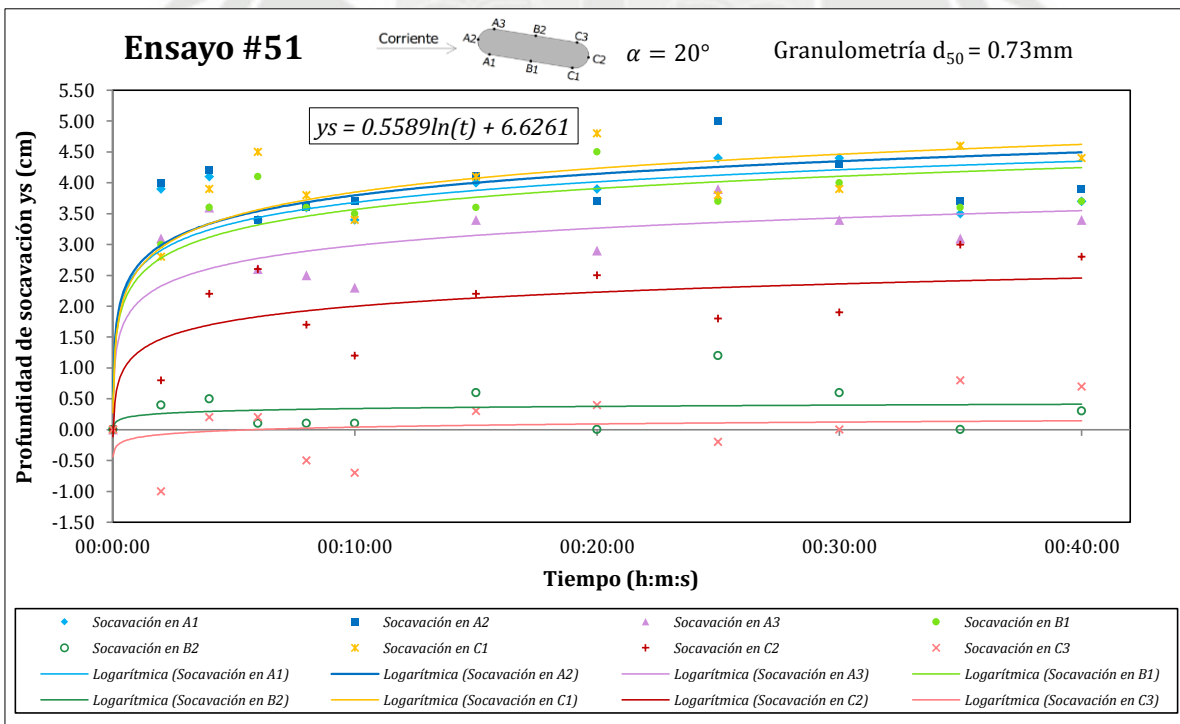


Figura B.51, Socavaciones medidas en el ensayo #51

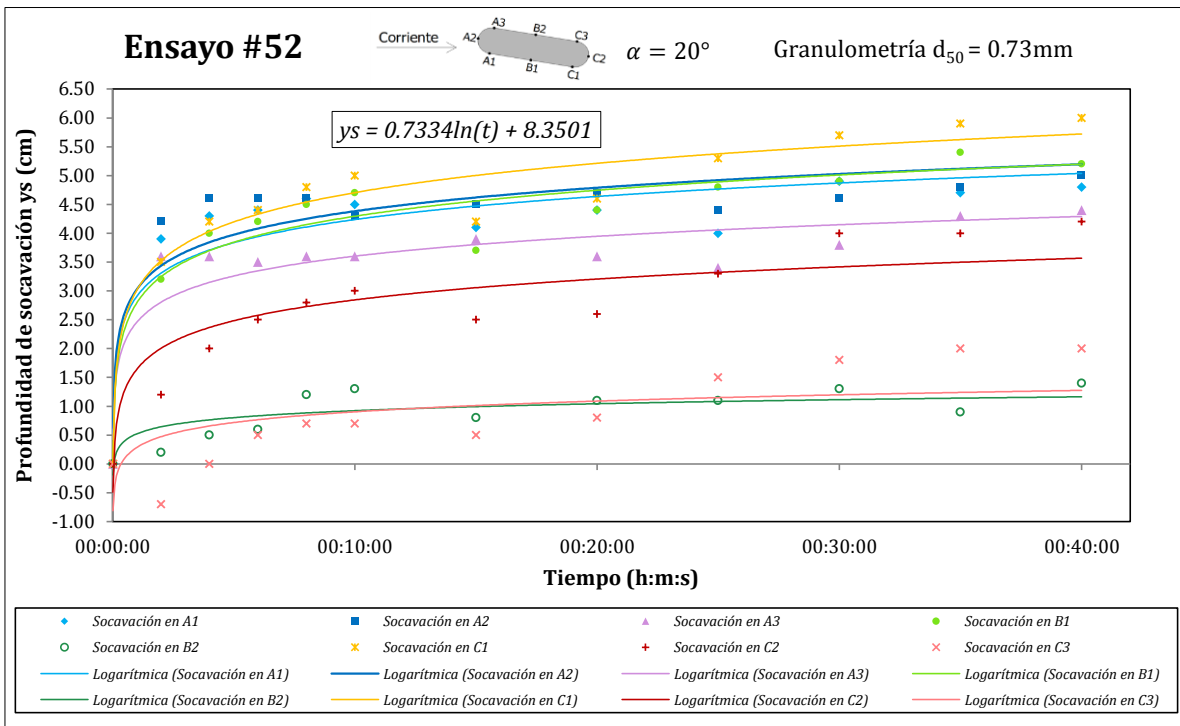


Figura B.52, Socavaciones medidas en el ensayo #52

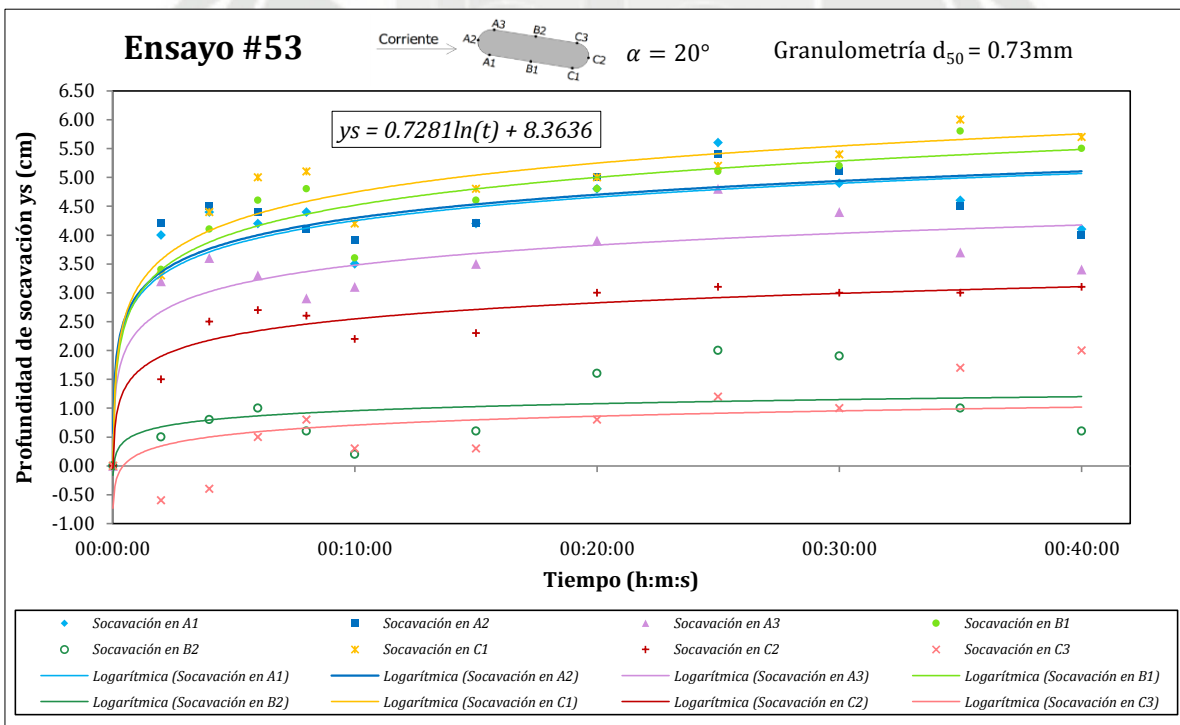


Figura B.53, Socavaciones medidas en el ensayo #53

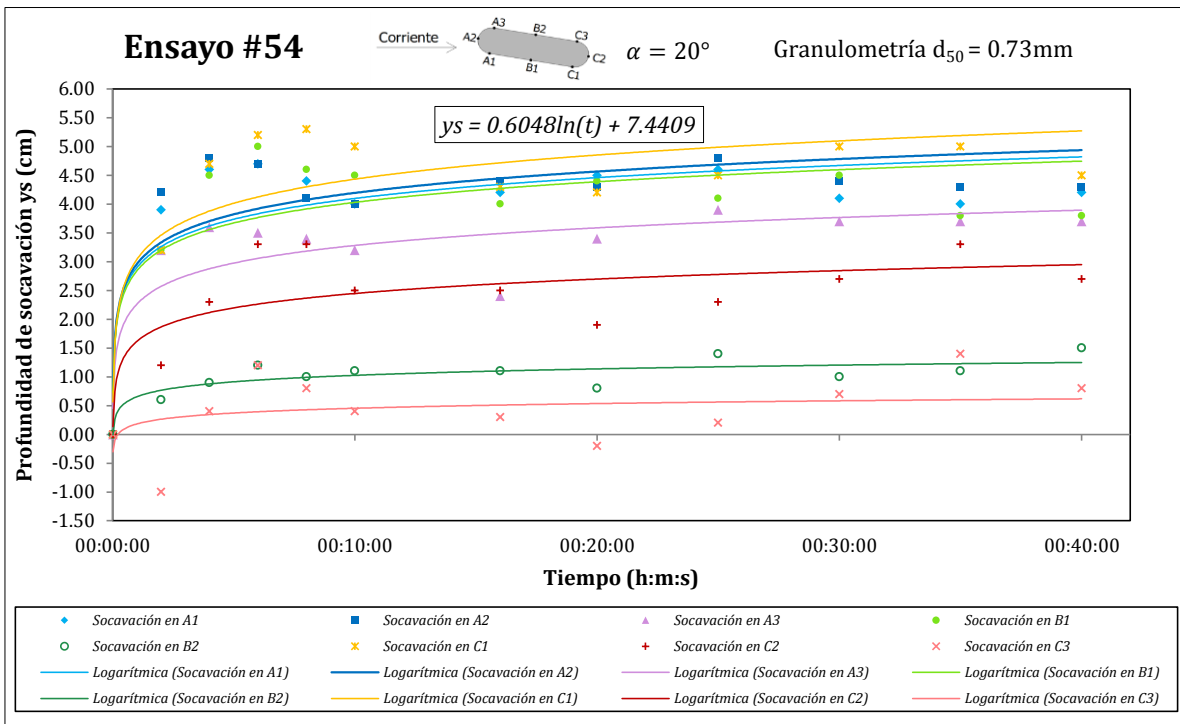


Figura B.54, Socavaciones medidas en el ensayo #54

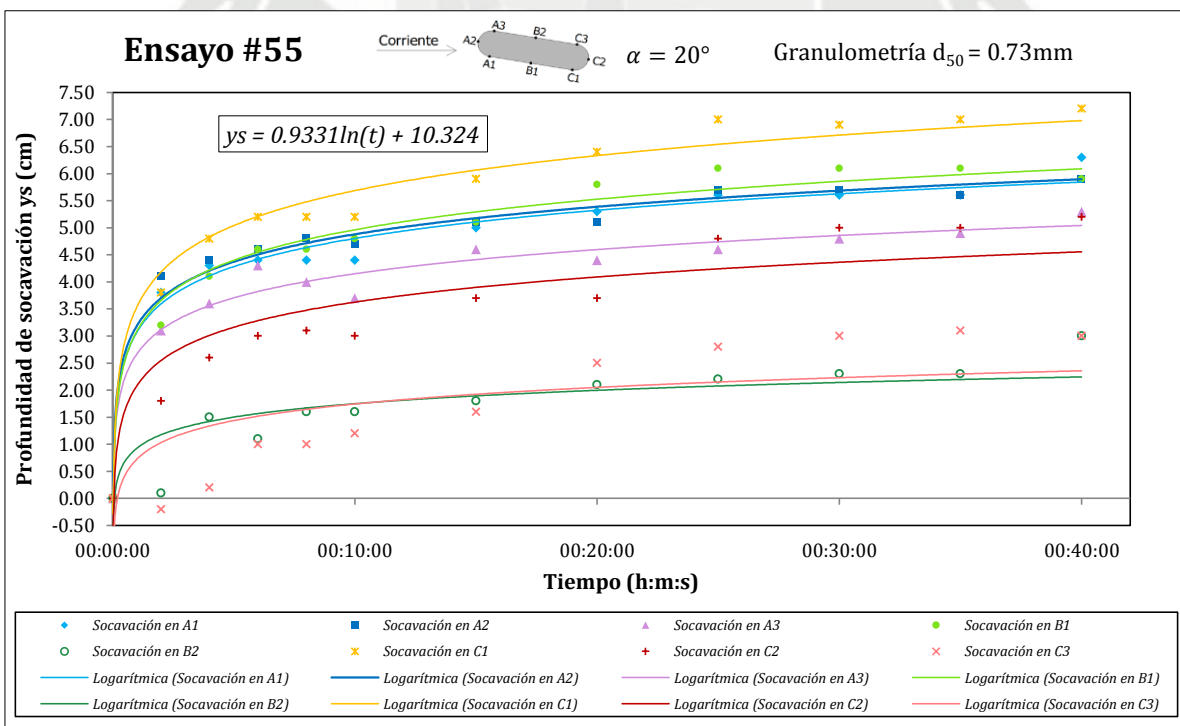


Figura B.55, Socavaciones medidas en el ensayo #55

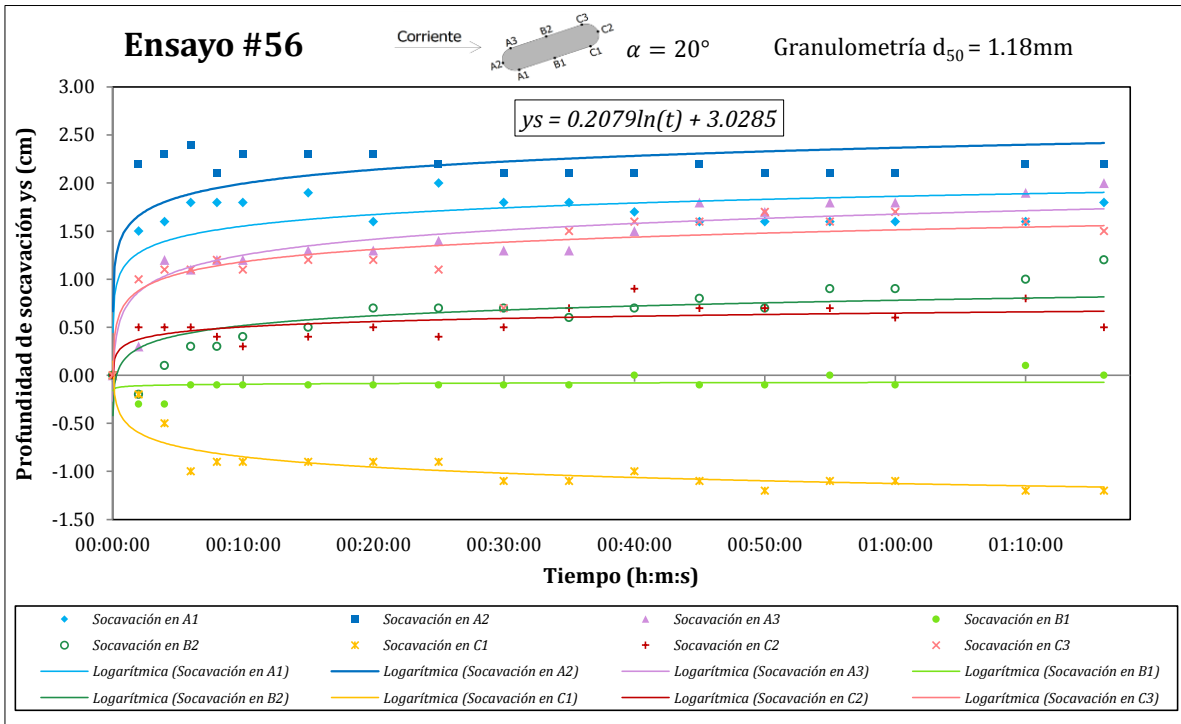


Figura B.56, Socavaciones medidas en el ensayo #56

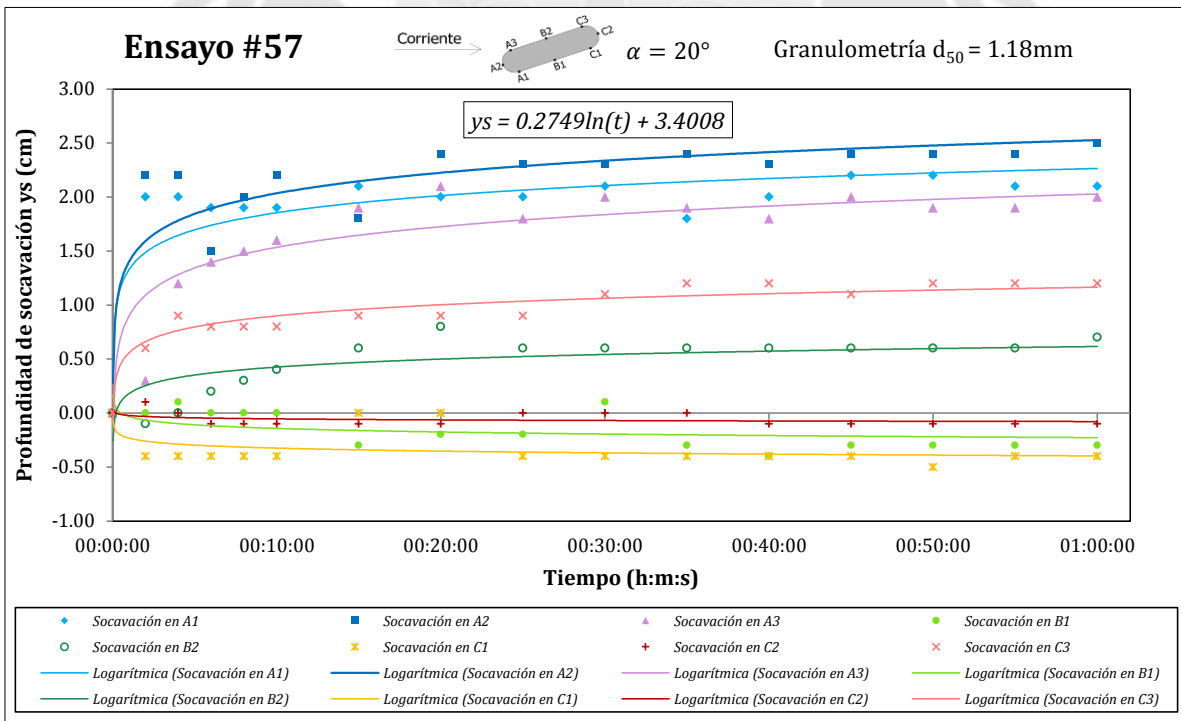


Figura B.57, Socavaciones medidas en el ensayo #57

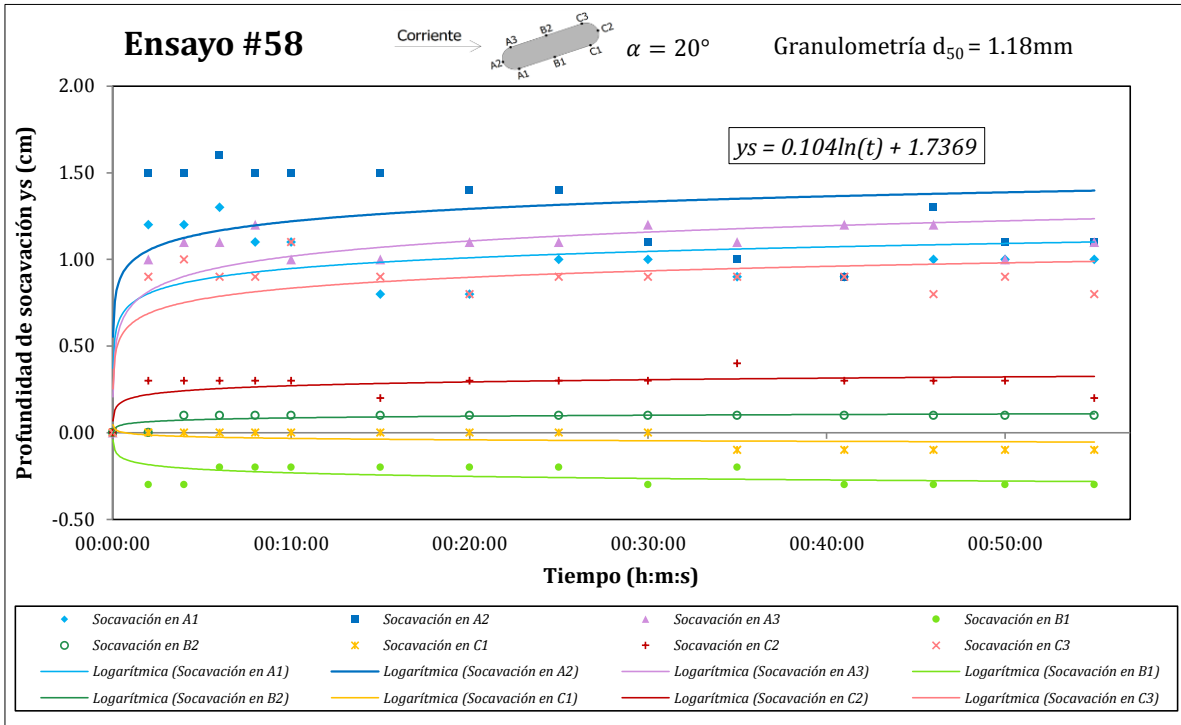


Figura B.58, Socavaciones medidas en el ensayo #58

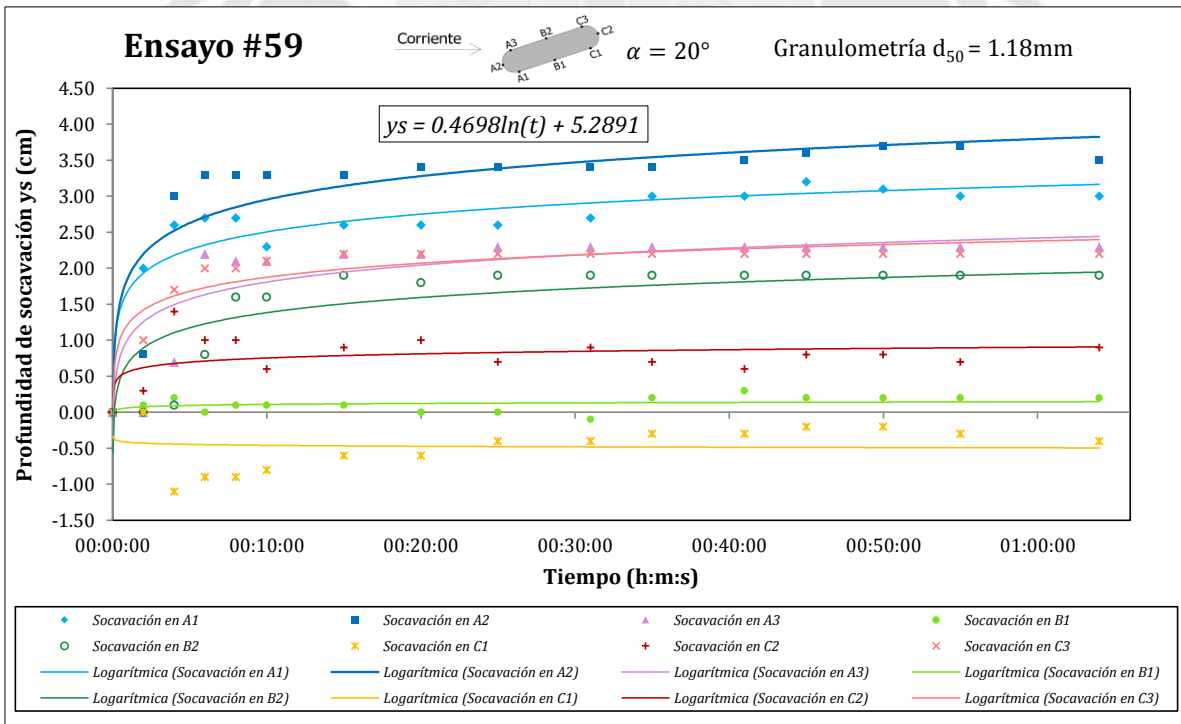


Figura B.59, Socavaciones medidas en el ensayo #59

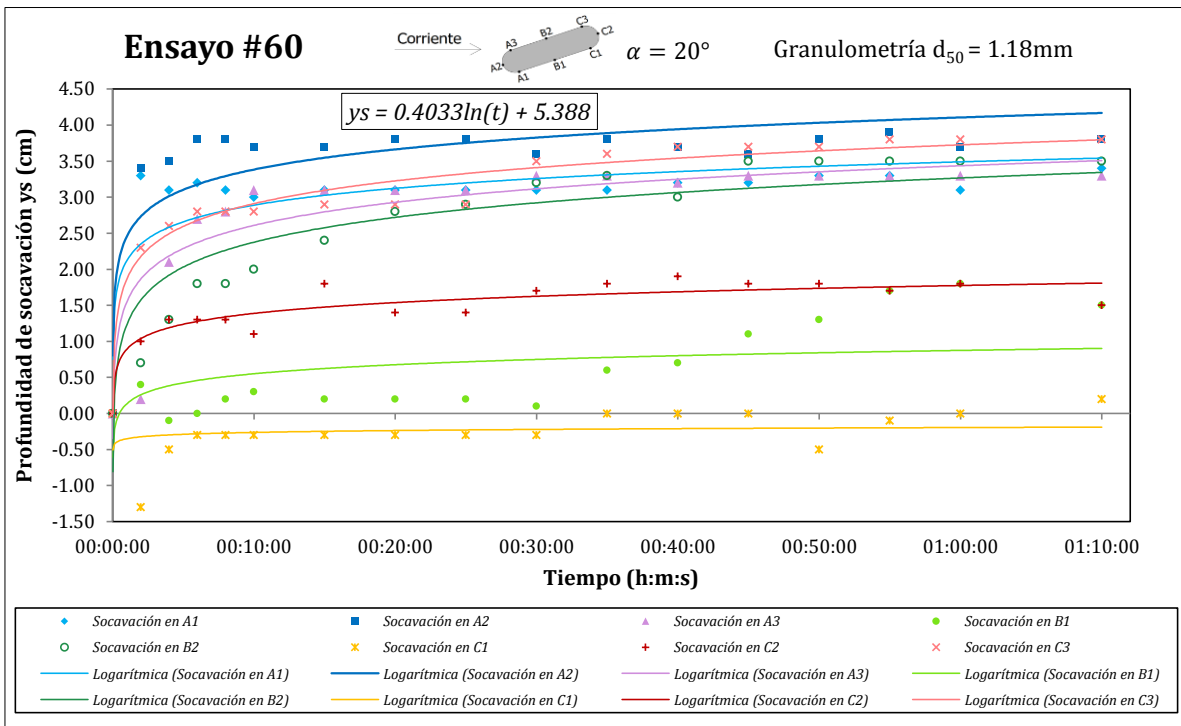


Figura B.60, Socavaciones medidas en el ensayo #60