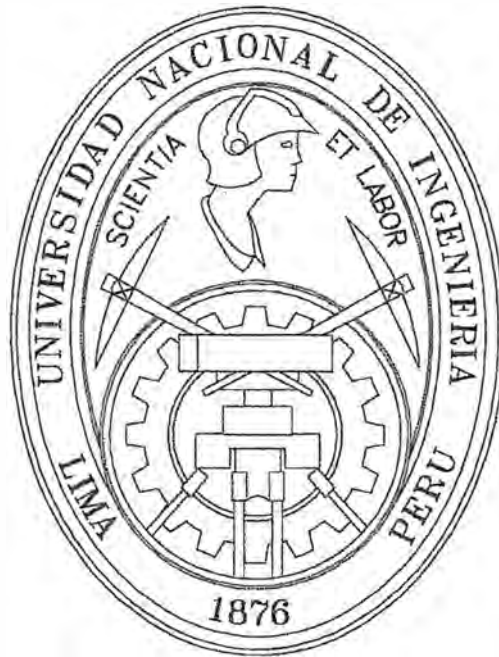


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
SECCION DE POST GRADO
ESPECIALIDAD DE INGENIERIA HIDRAULICA**



**SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES
CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS CON
MENCION EN INGENIERIA HIDRAULICA**

PRESENTADO POR:
Ing. Arturo S. León Cuba

LIMA – PERU
2000

RESUMEN

El presente trabajo de tesis es el resultado del estudio teórico – experimental del fenómeno de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos, en el cual, se trató de ampliar el rango de experimentación del número de Froude del flujo, que usualmente estuvieron limitados a flujos subcríticos.(Inglis, Laursen y Toch, Jaroslavtziev, Larras, Carstens, CSU, entre otros).

La investigación teórica involucró un análisis cualitativo del mecanismo de erosión alrededor de un pilar cilíndrico aislado, el que fue contrastado con observaciones de laboratorio, así como, un intento de cuantificar de forma indirecta la profundidad de socavación local, estimándose matemáticamente la fuerza del vórtice herradura. Se podría correlacionar esta fuerza con la profundidad de socavación local, ya que este vórtice es el responsable de la máxima socavación local en el pilar. Dicha correlación no fue posible, ya que se requerían ensayos e instrumentación adicionales para estimar las constantes de la ecuación de correlación.

La parte experimental se realizó en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica entre Abril y Julio de 1999 utilizando un equipamiento especialmente diseñado y construido para la investigación. Los Números de Froude ensayados estuvieron comprendidos entre 0.31 y 1.98, que caracterizan el flujo de una apreciable cantidad de ríos del Perú, como en la Costa, los ríos Piura, Tumbes, Chira y Santa, en la Sierra, los ríos Chacco y Pampas en Ayacucho, Cañuma y Cabanillas en Juliaca, y en la Selva, los ríos Amazonas, Apurímac y Sampuntuari(La convención - Cusco).

Sobre la base de la formulación teórica y los resultados experimentales se conjugaron los puntos más importantes contemplados en el trabajo, tales como, las observaciones del fenómeno de socavación, el estudio del flujo bidimensional alrededor de un cilindro, el mecanismo de erosión alrededor de pilares cilíndricos, una aproximación a la determinación teórica de la socavación en pilares cilíndricos, la verificación y comparación de las fórmulas más usuales de socavación con los datos obtenidos en laboratorio, así como el análisis de la influencia en la socavación de los

diversos parámetros π establecidos por medio del análisis dimensional del fenómeno, recurriendo al Teorema de Buckingham.

Como resultado del trabajo experimental, se propone una fórmula adimensional para la predicción de la socavación total máxima alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos, aplicables en cursos de agua caracterizados por números de Froude hasta de 1.98.

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

La misma que tiene un coeficiente de correlación de 0.94 con los datos experimentales.

INDICE

Pág.

RESUMEN EN ESPAÑOL	v
RESUMEN EN INGLÉS	vii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABLAS	xiv
LISTA DE FOTOGRAFIAS	xv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
I. INTRODUCCION	1
1.1 Erosión en cauces fluviales	2
1.2 Sumario y discusión de algunos métodos de estimación de la profundidad de socavación en pilares	5
1.2.1 Método de Inglis	6
1.2.2 Método de Laursen y Toch.	8
1.2.3 Método de Jaroslavtziev	10
1.2.4 Método de Larras	15
1.2.5 Método de Carstens	17
1.2.6 Método del Colorado State University(CSU)	19
1.3 Propósitos y alcances de la investigación	23
II. FORMULACION TEORICA DE LA SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS	24
2.1 Flujo bidimensional alrededor de un cilindro	24
2.2 Mecanismo de erosión local en pilares cilíndricos	28
2.3 Intento de estimación de la socavación local alrededor de pilares cilíndricos a partir del concepto de circulación	30
2.4 Análisis dimensional del fenómeno de socavación en pilares	33

III. PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIALES Y METODOS	
3.1 Alcances y Procedimientos	38
3.2 Equipamiento experimental	42
3.2.1 Canal de pendiente variable	42
3.2.2 Tanque elevado	42
3.2.3 Poza de disipación de energía y poza de aproximación al vertedero triangular	46
3.2.4 Calibración de caudales y sistema de medición de caudales	46
3.2.5 Desarenador, poza de succión y bomba hidráulica	50
3.2.6 Equipamiento para la medición de tirantes en el canal	53
3.2.7 Equipamiento para el control de pendientes en el canal	53
3.2.8 Equipamiento para la medición de la temperatura del agua	53
3.2.9 Equipamiento para medir la socavación	56
3.2.10 Pilares	56
3.3 Sedimentos	56
3.3.1 Análisis	56
3.3.2 Origen y preparación	60
3.4 Observaciones en los ensayos del fenómeno de socavación	60
IV. ANALISIS DE LOS RESULTADOS	64
4.1 Dependencia de la profundidad de socavación local con los parámetros π hallados	64
4.1.1 Efecto del número de Froude del pilar(F_p)	64
4.1.2 Efecto del parámetro $F^{X1}(Y_n/D)^{X2}$	64
4.1.3 Efecto del número de Reynolds del Pilar(Re_p)	64
4.1.4 Efecto del parámetro π , Y_n/D	68
4.1.5 Efecto del parámetro π , d/Y_n	68
4.1.6 Efecto del parámetro π , τ/τ_c	68
4.2 Fórmula desarrollada en la investigación	76
4.3 Comparación de la fórmula desarrollada en la investigación	

con fórmulas comunes	76
V. CONCLUSIONES	91
VI. RECOMENDACIONES	94
VII.REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	95

LISTA DE FIGURAS		Pág.
Figura 1.1	Socavación en pilares de puente	3
Figura 1.2	Definición de las variables más usadas en la estimación de la profundidad de socavación	7
Figura 1.3	Coefficiente de corrección que depende de la relación Y_n/b	9
Figura 1.4	Coefficiente de corrección según el ángulo de incidencia entre el eje del pilar y la corriente – Método de Laursen y Toch.	11
Figura 1.5	Gráfico para el cálculo de K_v – Método de Jaroslavtziev	13
Figura 1.6	Gráfico para el cálculo de K_H – Método de Jaroslavtziev	14
Figura 2.1	Flujo alrededor de un cilindro - Diagrama explicativo	25
Figura 2.2	Tipos de flujo bidimensional alrededor de un cilindro.	27
Figura 2.3	Representación esquemática de la erosión local en un pilar cilíndrico	29
Figura 2.4	Definición de las variables usadas en la estimación de la intensidad o fuerza del vórtice herradura	31
Figura 3.1	Canal de Pendiente Variable	44
Figura 3.2	Tanque elevado	47
Figura 3.3	Poza de disipación de energía y poza de aproximación al vertedero triangular	49
Figura 3.4	Curva de calibración de caudales	51
Figura 3.5	Desarenador y poza de succión	54
Figura 3.6	Curvas granulométricas de las dos primeras muestras de sedimento	58
Figura 3.7	Observaciones del fenómeno de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos arenosos(Régimen subcrítico)	61

Figura 3.8	Observaciones del fenómeno de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos arenosos (Régimen supercrítico)	63
Figura 4.1	Y_s/D vs F_p	65
Figura 4.2	Y_s/D vs $F^{0.43}(Y_n/D)^{0.35}$	66
Figura 4.3	Y_s/D vs Re_p	67
Figura 4.4	Y_s/D vs Y_n/D	69
Figura 4.5	Y_s/D vs d/Y_n	70
Figura 4.6	Iniciación del movimiento según Shields.	72
Figura 4.7	Y_s/D vs τ/τ_c	75
Figuras 4.8 al 4.13	Comparación entre las fórmulas más usuales de estimación de la profundidad de socavación total alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos y el del presente estudio.	

LISTA DE TABLAS		Pág.
Tabla 1.1	Caudales máximos alcanzados durante el Fenómeno del Niño 1997-1998 en algunos ríos que desembocan en el océano pacífico.	1
Tabla 1.2	Coefficiente de corrección que depende de la forma de la nariz del pilar – Método de Laursen y Toch	9
Tabla 1.3	Coefficiente K_1 en función de la forma del pilar- Método de Larras.	16
Tabla 1.4	Coefficiente K_2 en función del ángulo de incidencia – Método de Larras.	17
Tabla 1.5	Factor de corrección K_1 – Método del CSU	21
Tabla 1.6	Factor de corrección K_2 – Método del CSU	21
Tabla 1.7	Coefficiente K_3 – Método del CSU	21
Tabla 1.8	Resumen de fórmulas de socavación en pilares, las condiciones en que fueron deducidas, el tipo de socavación que estiman, así como el rango de aplicación de las mismas.	22
Tabla 3.1	Registros de laboratorio	40
Tabla 3.2	Parámetros hidráulicos y sedimentológicos determinados a partir de los registros de laboratorio	41
Tabla 3.3	Calibración de caudales	52
Tabla 3.4	Propiedades físicas de los sedimentos empleados en los ensayos de socavación	59
Tabla 4.1	Anchos, gradientes hidráulicas, caudales máximos de avenidas, d_{30} del sedimento y rugosidades de Manning de algunos ríos peruanos.	77
Tablas 4.2 al 4.7	Socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos – comparación de métodos	

LISTA DE FOTOGRAFIAS			Pág.
Fotografía	3.1	Vista panorámica del equipamiento experimental	43
Fotografía	3.2	Canal de pendiente variable	43
Fotografía	3.3	Apoyo fijo del canal	43
Fotografía	3.4	Apoyo móvil del canal	45
Fotografía	3.5	Tanque elevado	45
Fotografía	3.6	Poza de disipación de energía	45
Fotografía	3.7	Poza de aproximación al vertedero triangular	48
Fotografía	3.8	Sistema de medición de caudales	48
Fotografía	3.9	Desarenador y poza de succión	48
Fotografía	3.10	Bomba hidráulica	55
Fotografía	3.11	Primer modo de medición de tirantes en el canal	55
Fotografía	3.12	Segundo modo de medición de tirantes en el canal	55
Fotografía	3.13	Termómetro electrónico	57
Fotografía	3.14	Equipamiento para la medición de la socavación	57

LISTA DE SIMBOLOS

$()_r$	Razón modelo – prototipo
β	Angulo de ataque en el plano horizontal
α	Angulo de ataque en el plano vertical
ϕ	Angulo de reposo del sedimento
ρ	Densidad del agua
τ	Esfuerzo de corte hidráulico
γ	Peso específico del agua
ν	Viscosidad cinemática del agua
μ	Viscosidad dinámica del agua
τ_c	Esfuerzo de corte crítico de Shields
σ_g	Desviación estándar geométrica del sedimento
ρ_s	Densidad del sedimento
γ_s	Peso específico del sedimento
A	Area
b	Ancho del pilar
D	Diámetro del pilar
d	Diámetro representativo de los sedimentos(d_{80})
d_i	Tamaño correspondiente a un porcentaje acumulado “i” de material que pasa una determinada malla
F	Número de Froude del flujo
f_i y ϕ_i	expresan función
F_p	Número de Froude del pilar
F_s	Parámetro adimensional = $\tau_c/[d(\gamma_s - \gamma)]$
g	Gravedad
K_1, K_2	Constantes
ℓ	Longitud del pilar
P	Perímetro mojado

Q	Caudal
R	Radio hidráulico
Re	Número de Reynolds del flujo
Re*	Número de Reynolds de corte
Re _p	Número de Reynolds del pilar
S	Pendiente
T	Temperatura
U	Velocidad del flujo de aproximación al pilar
U*	Velocidad de corte
w	Velocidad de caída de una partícula
Y _g	Profundidad de socavación general
Y _n	Tirante normal del flujo de aproximación
Y _ℓ	Profundidad de socavación local medida desde el lecho erosionado
Y _s	Profundidad de socavación total(Y _ℓ + Y _g)

CAPITULO I

INTRODUCCION

Un gran número de puentes cruzan cursos de agua quedando expuestos a las avenidas de los ríos, mas aún, en el caso de fenómenos hidrológicos extremos, con los consiguientes riesgos de colapso por socavación del lecho del río alrededor de sus cimientos, en especial los pilares, aunque también los estribos, tal como ocurrió durante el Fenómeno del Niño de 1997-1998, durante el cual colapsaron varios puentes en el norte peruano. Sólo para mencionar un ejemplo, el caudal máximo alcanzado durante este fenómeno en el río Piura fue de 4424 m³/s, muy superior al estimado con un periodo de retorno de 100 años. Durante dicho fenómeno en este río colapsaron varios puentes por socavación, entre ellos, los Puentes Viejo y Bolognesi. Otros ríos que desembocan en el Océano Pacífico también alcanzaron caudales muy importantes como los siguientes:

Río	Aforo máximo (m³/s)
Tumbes	2300
Piura	4424
Chicama	1200
Ica	620
Rímac	200

Tabla 1.1

Caudales máximos alcanzados durante el Fenómeno del Niño 1997-1998 en algunos ríos que desembocan en el Océano Pacífico(Fuente: Informe del Fenómeno del Niño 1997 – 1998, Colegio de Ingenieros del Perú)

1.1 EROSION EN CAUCES FLUVIALES

En general se denomina socavación o erosión a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es la profundización del cauce. La socavación puede ser local ó generalizada(Fig. 1.1).

La erosión local está circunscrita a un lugar determinado, y como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar de puente, y por el impacto de chorros de agua como en la descarga de un vertedero. La erosión local se contrarresta con medidas de protección. De acá que muchas veces, desde el punto de vista del diseño, es importante no sólo la cuantificación precisa de la erosión local sino también lo es su determinación cualitativa, es decir, saber donde se espera que habrá socavación y saber como controlarla.

La erosión generalizada, o degradación, se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva. Ejemplo típico sería la que ocurre aguas abajo de una presa ubicada sobre el lecho de un río, que retiene gran cantidad de sedimentos y que, sin embargo, mantenga constante el caudal hacia aguas abajo. Usualmente ocurre una superposición de ambos tipos de erosión.

En general, el estudio de la erosión no es fácil, puesto que es un fenómeno tridimensional, impermanente, en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que está siendo erosionado. A ésto se aúna la granulometría variada del lecho.

Hay varias circunstancias típicas en las que se presenta alguna forma de erosión. Entre ellas se pueden señalar las siguientes:

a) Aumento de Caudal. Cuando ocurre una avenida, o simplemente un aumento de caudal, también aumentan la velocidad media de la corriente, y en correspondencia, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte. Es ésta una forma de originarse la erosión, que puede conllevar a variaciones de la pendiente de un lecho hasta llegar al de equilibrio, a un acorazamiento del lecho, a una erosión generalizada,

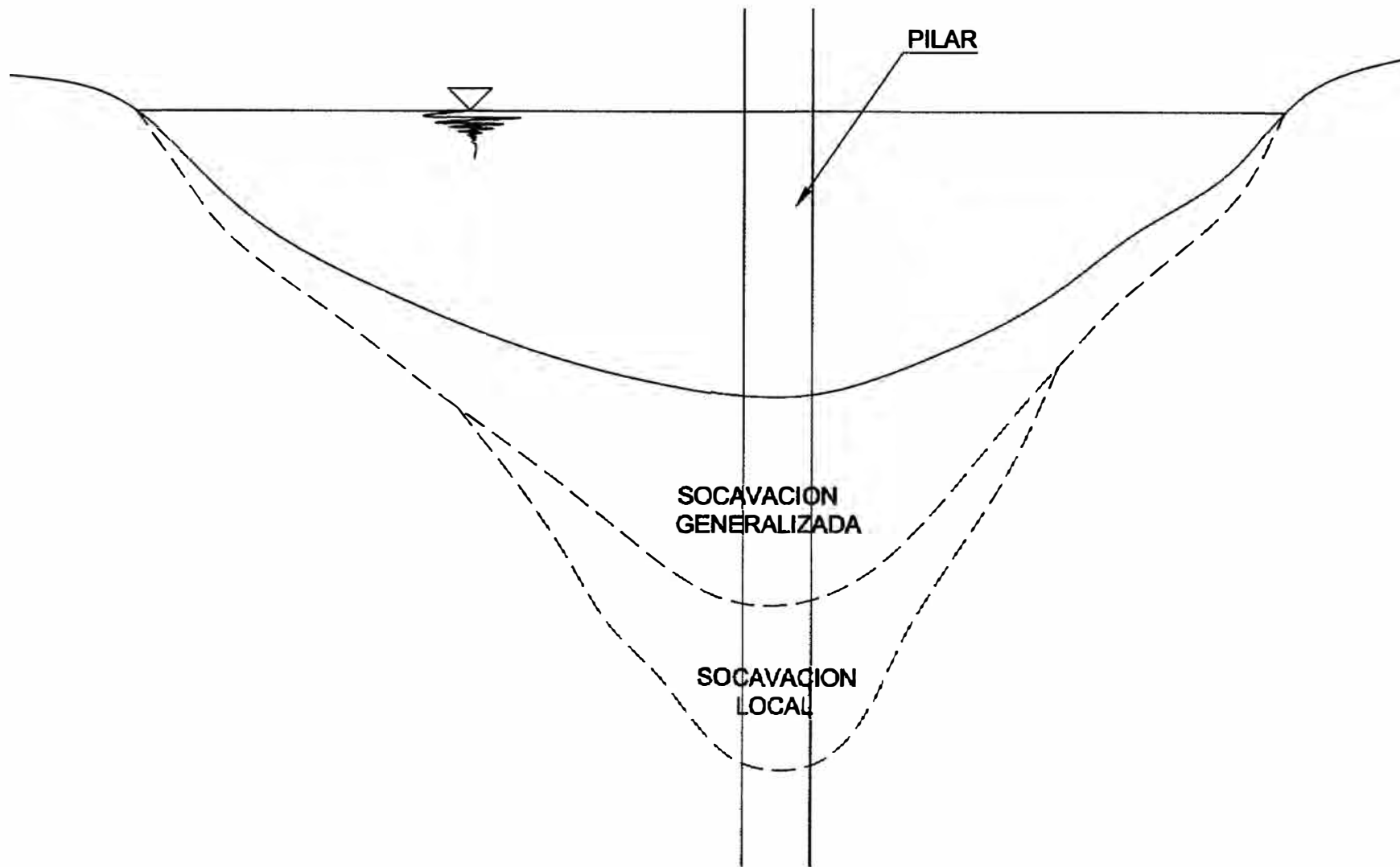


Fig. 1.1 Socavación en Pilares de Puente
Se muestra la erosión local adicionada a la erosión generalizada

a erosiones locales en determinados puntos, etc. Cuando el aumento de caudal se combina con otras circunstancias, los fenómenos de erosión pueden ser muy grandes.

Las avenidas de 1983 y de 1998 provocaron que en diversos tramos a lo largo del río Piura se produjera una profundización de varios metros en el cauce. En los ríos de la selva es frecuente que las variaciones de caudal produzcan en lechos de material fino constantes fenómenos de agradación y degradación que se manifiestan usualmente con formaciones de meandros. El aumento de caudal es causa frecuente de erosión.

b) Interrupción del Transporte Sólido. Un río tiene una tendencia hacia el estado de equilibrio. Si por alguna circunstancia se interrumpe, o se disminuye el aporte sólido, el río conserva su capacidad de transporte, pero como posee menos sólidos obtiene éstos del lecho fluvial. La consecuencia es la erosión generalizada y la consiguiente profundización del cauce.

c) Estrechamiento del Cauce. Muchas veces por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. Esto ocurre por ejemplo, cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del mismo. Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento siempre determina una disminución de la sección transversal, lo que implica el aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce.

d) Flujo en Curva. En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión. Por el contrario en la curva interior hay tendencia a la sedimentación. Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos hay que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos.

El río Tumbes en su curso bajo tiene tendencia a la formación de meandros, los que por su propia dinámica se desplazan, pudiendo variar los ángulos de incidencia del flujo. El año 1983 el desplazamiento de los meandros amenazó la carretera Panamericana. Un sistema de espigones logró salvar la emergencia, pero para que la

solución sea permanente debe formar parte de un tratamiento integral del río, pues la tendencia a erosionar permanece.

1.1.1 Socavación en pilares de Puentes

Los pilares de puentes son elementos extraños dentro de la corriente. Ellos producen una socavación local que se debe a la aparición de corrientes vorticosas complejas al chocar el flujo contra dichos elementos. Hay, pues, una interacción entre el flujo alrededor de un pilar y el lecho fluvial.

Es importante tener en cuenta que la socavación local, se adiciona a la degradación del lecho (erosión generalizada). La socavación producto de la superposición de ambos tipos de erosión constituye el interés del presente trabajo.

Para el estudio de la erosión en general se distingue dos tipos de flujo: uno con aporte sólido y otro sin aporte sólido. Cuando hay aporte sólido de aguas arriba puede llegarse en la zona socavada a un equilibrio entre el aporte sólido de la corriente y la cantidad de material erosionado. La profundidad correspondiente es la socavación o erosión de equilibrio; sin embargo, la profundidad máxima de socavación puede ser mayor. En un lecho arenoso en el que el transporte sólido se realice en la fase de rizos, dunas y antidunas puede haber una fuerte intermitencia en el aporte sólido, debido al movimiento que presentan dichas formas de lecho, explicando que la profundidad de equilibrio no sea la máxima alcanzada.

1.2 SUMARIO Y DISCUSION DE ALGUNOS METODOS DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION EN PILARES

Las variables comúnmente usadas en las fórmulas de estimación de la socavación alrededor de pilares, que han sido deducidas mayormente a partir de estudios en laboratorio son:

- ♦ Características geométricas del pilar(fig. 1.2)

Longitud(l), ancho(b), forma, y en interacción con el flujo, el ángulo de ataque(α) en el plano vertical y el ángulo de ataque(β) en el plano horizontal.

- ◆ Características del flujo(fig. 1.2)
Tirante (Y_n), velocidad (U) y el número de Froude del flujo de aproximación.
- ◆ Características de los materiales erosionables.
Granulometría y diámetros característicos(d_{50} , d_{80} y d_{85}).

A continuación se discuten, en secuencia cronológica, los métodos usuales de estimación de la socavación alrededor de pilares de puente.

1.2.1 Método de Inglis(1949)

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

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

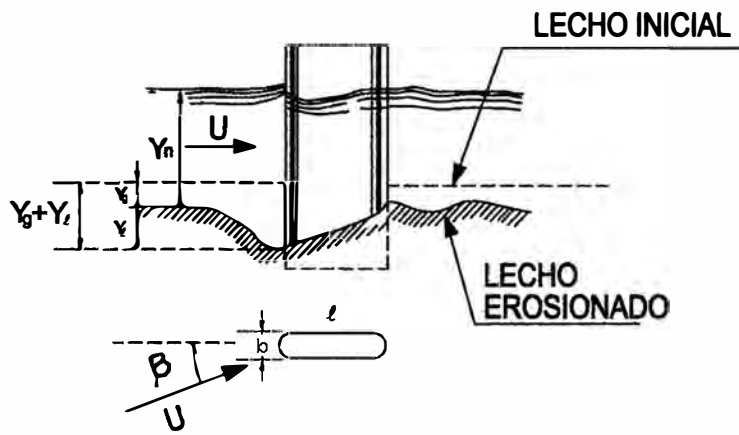
donde:

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

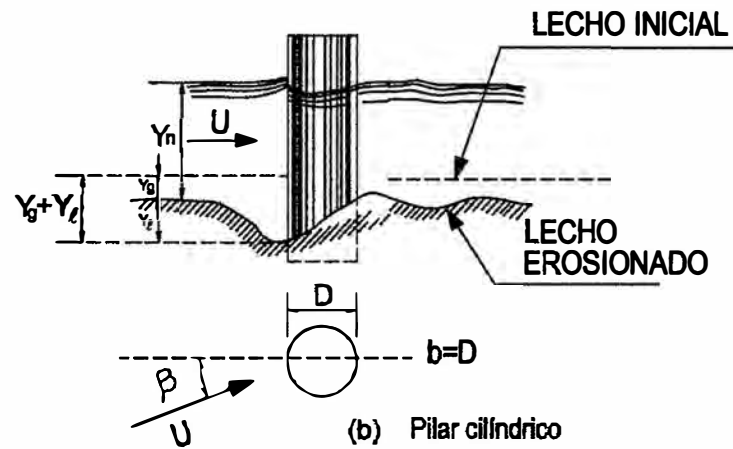
b: Ancho del pilar en metros

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

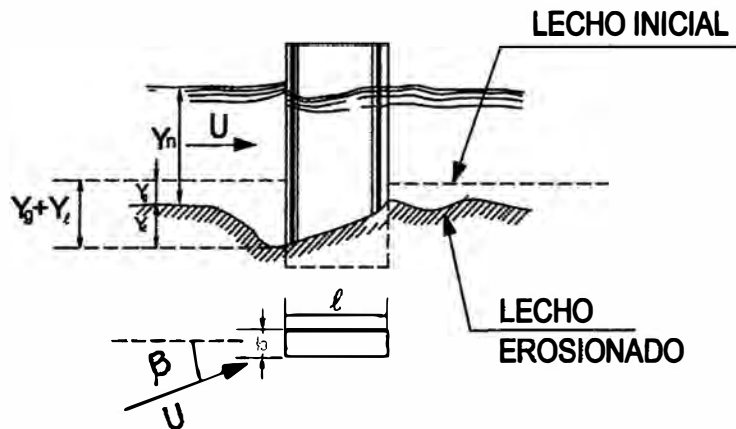
Y_n : Tirante normal del flujo de aproximación en metros



(a) Pilar lenticular



(b) Pilar cilíndrico



(c) Pilar rectangular

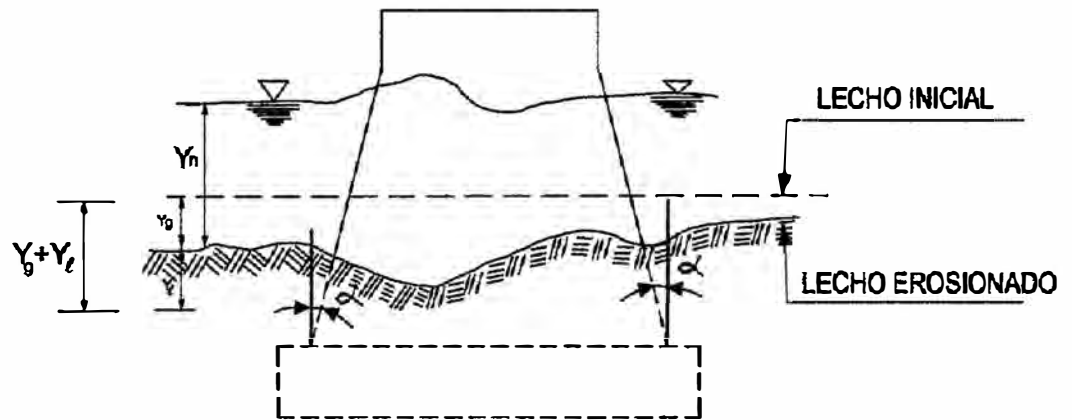


Fig. 1.2 DEFINICION DE LAS VARIABLES MAS USADAS EN LA ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

El ángulo de incidencia es tomado en cuenta al considerar en lugar de b , la proyección del pilar según un plano normal a la dirección del flujo.

Esta fórmula no puede ser adoptada para una aplicación general, puesto que proviene de una experiencia particular, sin una variación suficiente de los parámetros que influyen en el fenómeno de socavación.

1.2.2 Método de Laursen y Toch(1956)

Basado principalmente en las experiencias realizadas por Laursen y Toch en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa, fue confirmado con mediciones realizadas en un puente sobre el río Skunk por P.G. Hubbard del mismo laboratorio.

Los autores de estos trabajos distinguen dos casos generales; uno cuando la corriente incide paralelamente al eje del pilar y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo.

Según Laursen y Toch, cuando el pilar está alineado con el flujo, la socavación local puede expresarse por

$$Y_{\ell} = K_1 K_2 b$$

en donde:

Y_{ℓ} = Profundidad de socavación local medida desde el lecho erosionado.

K_1 = Coeficiente que depende de la relación Y_n/b y que se encuentra en la figura 1.3.

K_2 = Coeficiente que depende de la forma de la nariz del pilar. Los valores de este coeficiente según los investigadores Tison y Schneible se presentan en la tabla 1.2

b = ancho del pilar en metros

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo β con el eje del pilar, la socavación puede determinarse con la expresión:

$$Y_{\ell} = K_1 K_3 b$$

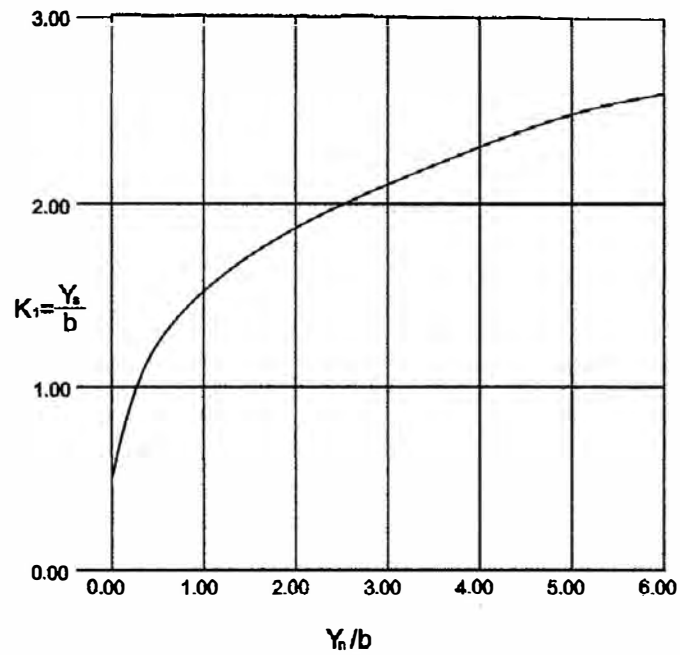


Figura 1.3

Coefficiente K_1 que depende de la relación Y_n/b

FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/b = 4$	1.00
CIRCULAR	0.90
ELIPTICA $P/r = 2/1$ $P/r = 3/1$	0.81
	0.75

FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA $l/b = 4$	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/b = 4$	0.75

Tabla.1.2 COEFICIENTE DE CORRECCIÓN QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA NARIZ DEL PILAR. ES SÓLO APLICABLE A PILARES ORIENTADOS SEGÚN LA CORRIENTE

en donde:

K_3 = Coeficiente que depende del ángulo β , y de la relación ℓ/b , el cual se determina con ayuda de la figura 1.4. En este caso, Laursen y Toch encontraron que la socavación depende menos de la forma de la nariz del pilar.

Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba. Según parece la mayor socavación es lo que les preocupaba y no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo o en que el arrastre sea menor con un fondo con rizos o dunas pequeñas. El valor de esa máxima socavación obtenida no se vería afectada por el diámetro del material del fondo, mientras se trate de arenas. Para gravas no aclaran si su gráfica puede usarse o no.

En la aplicación del método de Laursen y Toch es necesario considerar también que todos los ensayos efectuados para su deducción lo fueron en condiciones de flujo subcrítico, para números de Froude pequeños ($F \leq 0,4$). Por otra parte, el método predice la socavación local, por lo que debe agregarse a ésta última, el efecto provocado por la socavación generalizada.

1.2.3 Método de Jaroslavtziev(1960)

La expresión propuesta por Jaroslavtziev es el resultado de mediciones realizadas en varios puentes de la ex Unión Soviética. Este investigador distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos, y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

Jaroslavtziev, en el caso de lechos de material no cohesivo, arribó a la siguiente expresión:

$$Y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{U^2}{g} - 30d_{85}$$

donde:

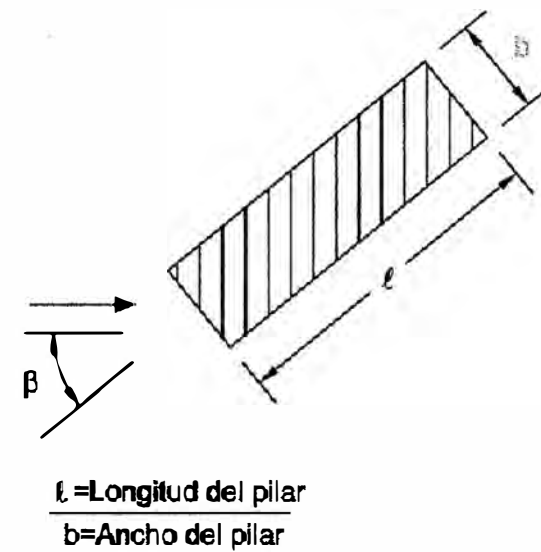
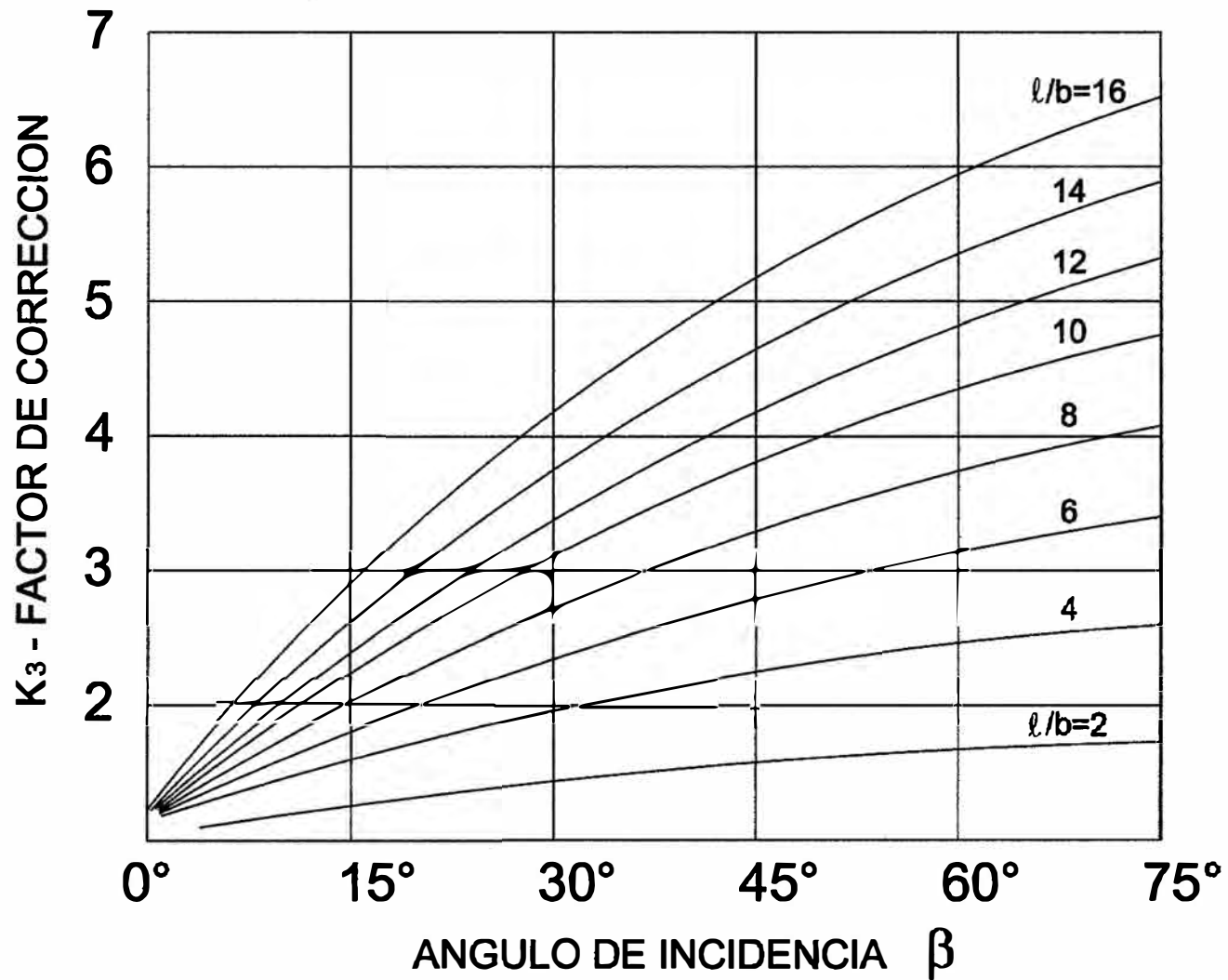


Fig. 1.4 Coeficiente de corrección según el ángulo de incidencia entre el eje del pilar y la corriente

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

K_f = Coeficiente de forma que depende de la geometría del pilar y del ángulo de incidencia β entre la corriente y el eje del pilar; es igual a 12.4 para pilares rectangulares con aristas rectas y 10.0 para pilares circulares.

K_v = Coeficiente definido por la expresión:

$$\log K_v = -0.28 \left[\sqrt[3]{\frac{U^2}{gb}} \right]$$

El cual puede encontrarse también en el gráfico de la figura 1.5.

e = Coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocados los pilares; vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para aquellos construidas en el cauce de avenidas.

K_H = Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

$$\log K_H = 0.17 - 0.35Y_n / b$$

y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la figura 1.6.

d = diámetro en metros de las partículas más gruesas que forman el fondo representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el hueco producido por la erosión se realiza una selección de materiales y quedan únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al d_{85} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo

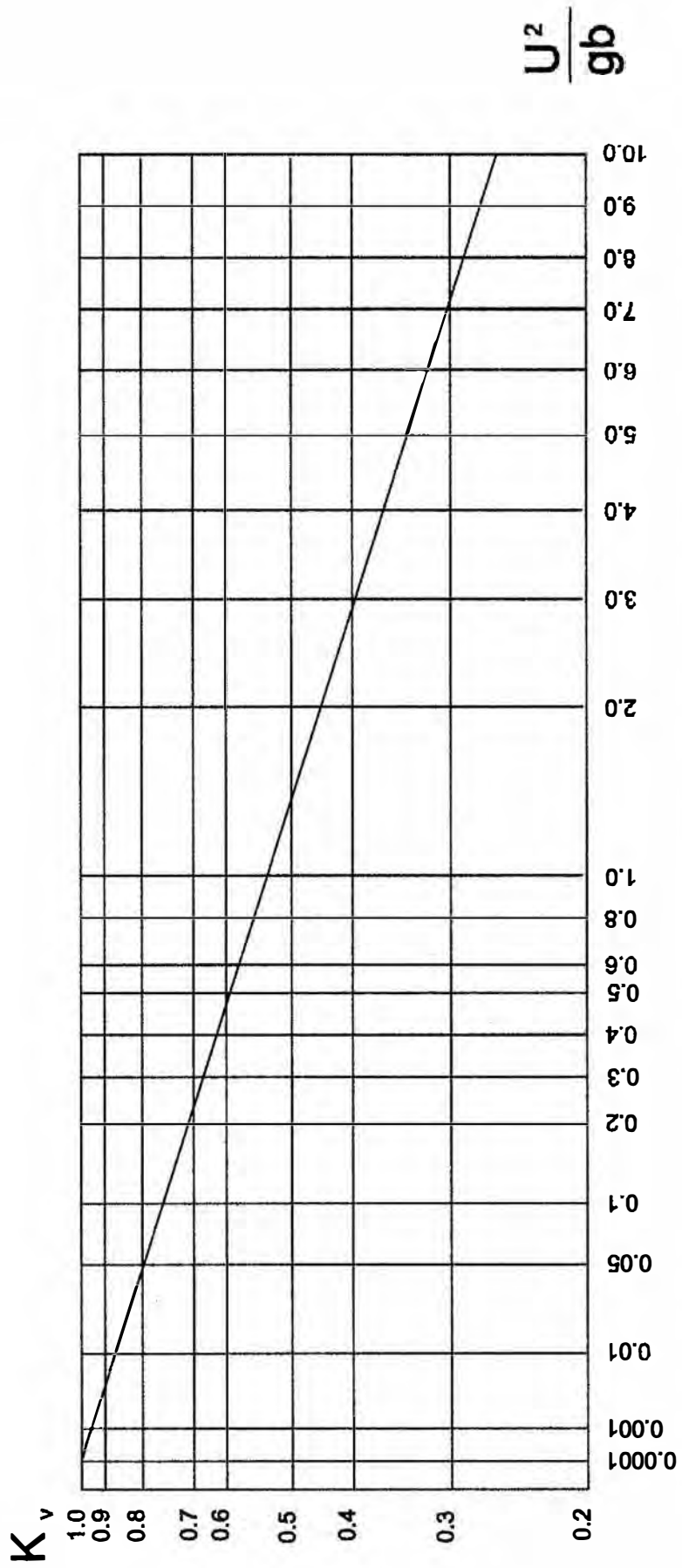


Fig. 1.5 Gráfico para el cálculo de K_v (método de Jaroslavtziev)

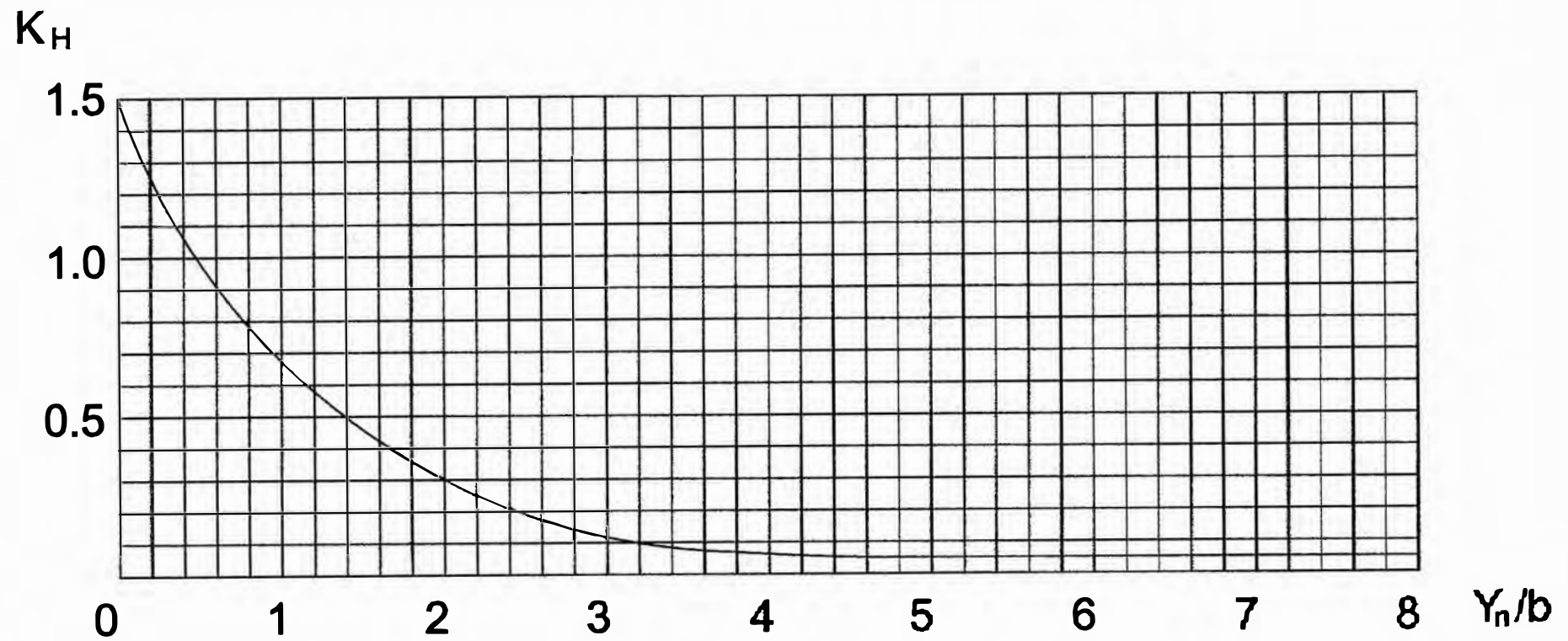


Fig. 1.6 Gráfico para el cálculo de K_H (Método de Jaroslavtziev)

tiene un diámetro menor de 0.5 cm, Jaroslavtziev 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 ésta última, 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.

Jaroslavtziev 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 β máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo β menor.

Jaroslavtziev advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación Y_n/b sea menor de 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente y añade también 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.

Jaroslavtziev 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.

1.2.4 Método de Larras(1963)

La mayor parte de los autores considera que la profundidad de socavación aumenta en forma continua hasta alcanzar el equilibrio que corresponde al valor máximo de la profundidad de socavación. Larras, señala que luego de alcanzarse el máximo, la socavación disminuye hasta la profundidad de equilibrio ya que las corrientes fuertes tenderían a nivelar el fondo mas bien que a socavarlo. Es el valor máximo de la socavación anterior a la profundidad de equilibrio el que interesa para el diseño de las fundaciones de un puente.

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

$$Y_{\ell} = \frac{10}{3} b^{3/4}$$

Para pilas no circulares, pero alineadas con el flujo, puede utilizarse la misma ecuación multiplicada por un coeficiente K_1 que varía entre 0.41 y 1.40 según la forma del pilar, dado en la tabla 1.3.

Forma del Pilar	Alargamiento (ℓ/b) del pilar	Coeficiente de proporcionalidad K_1		
		Chatou	Iowa	Tison
Circular	-	1.0	1.0	1.0
Lenticular	2	-	0.91	-
	3	-	0.76	-
	4	0.73	-	0.67
	7	-	-	0.41
Elíptica	2	-	0.91	-
	3	-	0.83	-
Rectangular	4	-	-	1.4
	4.5	-	-	-
	5.3	-	-	1.4
	9.3	-	-	1.4

Tabla 1.3
Coeficiente K_1 en función de la forma de la pila

Si la pila está esviada, la fórmula de Larras debe multiplicarse por un segundo coeficiente K_2 dado en la tabla 1.4.

Forma del Pilar	Alargamiento (l/b) del pilar	Coeficiente de proporcionalidad K_2					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
Circular	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Lenticular	2	0.91	-	-	-	1.13	-
	3	0.76	0.98	1.02	1.24	-	-
	4	0.76	-	1.12	-	1.50	2.02
Elíptica	2	0.91	-	-	-	1.13	-
	3	0.83	0.98	1.06	1.24	-	-
Rectangular	2	1.11	-	1.38	-	1.56	1.65
	4	1.11	-	1.72	-	2.17	2.43
	4.5	-	-	-	-	2.09	-
	6	1.11	-	2.00	-	2.69	3.05
	8	1.11	-	2.23	-	3.03	3.61
	10	1.11	-	2.48	-	3.43	4.16

Tabla 1.4
Coeficiente K_2 en función del ángulo de incidencia

La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, pero al hacer de la profundidad de socavación una función, sólo de las características del pilar, proporciona una solución excesivamente simplificada del problema, por lo que el método debería usarse con reservas.

1.2.5 Método de Carstens(1966)

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

$$N_s = \frac{U}{\left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) gd \right]^{1/2}}$$

donde U es la velocidad media del flujo de aproximación en metros por segundo, γ_s es el peso específico del sedimento y d es el tamaño representativo del sedimento en metros.

Cuando no hay aporte de sedimentos al hueco de erosión, la tasa de transporte de sedimentos, Q_s , fuera del hueco es igual a la tasa de variación del volumen de dicho hueco, esto es,

$$Q_s = \frac{dV}{dt}$$

Basándose en el estudio de las curvas de nivel del hueco de erosión de los ensayos de Chabert y Engeldinger(1956), Carstens afirma que el hueco de erosión puede substituirse por un cono invertido truncado, cuya base tendría el mismo diámetro que el pilar circular y cuya pendiente lateral fuese igual al ángulo de reposo del material(ϕ). Considerando que $Y_s = 0$ para $t = 0$, Carstens obtuvo,

$$4.14 \times 10^{-6} (N_s^2 - N_{sc}^2)^{1/2} \left(\frac{d}{b} \right) \left(\frac{Vr}{b} \right) - \frac{(Y_s/b)^5}{\tan \phi} + \frac{(Y_s/b)^4}{16} - \frac{\tan \phi (Y_s/b)^3}{24} + \frac{\tan^2 \phi (Y_s/b)^2}{32} - \frac{\tan^3 \phi (Y_s/b)}{32} + \frac{\tan^4 \phi}{64} \ln \left(\frac{2Y_s/b}{\tan \phi} + 1 \right)$$

donde N_{sc} es el valor del número de sedimento para el cual comienza a producirse socavación.

Para el caso de socavación con suministro de sedimentos puede extenderse el análisis anterior. Así, con aporte de sedimentos al hueco de erosión, la anterior ecuación diferencial se transforma en:

$$Q_s(\text{salida}) - Q_s(\text{entrada}) = \frac{dV}{dt}$$

En el desarrollo se distinguen ahora dos números críticos, N_{sc1} y N_{sc2} correspondientes a la iniciación de la socavación local y al movimiento general del lecho respectivamente. Carstens, en los experimentos de Chabert y Engeldinger(1956) estimó valores experimentales para algunos de los

parámetros y concluye que la profundidad de equilibrio de socavación, Y_{se} , está dada por

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

Quizá el aporte más significativo de Carstens, haya sido introducir el diámetro del sedimento como variable que interviene en la socavación, pero, en ausencia de aporte de sedimentos, el método de Carstens, no produce profundidad de equilibrio, que contradice el resultado de otros autores, como del autor del presente trabajo.

El método de Carstens arroja valores muy bajos de socavación local. Sin duda, ello se debió a que este autor empleó los datos de los ensayos de Chabert y Engeldinger, los mismos que registraban la profundidad de socavación local, una vez que cesaba el flujo en su canal de experimentación.

1.2.6 Método del Colorado State University (CSU- modificado en 1996)

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

$$\frac{Y_s}{b} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.35} F^{0.43}$$

donde:

Y_s = Profundidad de socavación total en metros.

b = Ancho del pilar en metros

K_1 = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar. Su valor está dado en la tabla 1.5.

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de incidencia del flujo con el pilar. Su valor está dado en la tabla 1.6. Esta tabla indica factores de

corrección para ángulos de incidencia hasta de 90°, lo cual pareciera un tanto absurdo, ya que para este ángulo el flujo estaría escurriendo perpendicularmente al curso del río.

K_3 = Factor de corrección por la condición del lecho. Su valor está dado en la tabla 1.7.

K_4 = Factor de corrección por el tamaño del material del lecho. Este factor ha sido desarrollado en 1996 por Mueller como resultado de un estudio de 384 mediciones de erosión en 56 puentes. La cuantificación de este factor es como sigue:

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

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

$$K_5 = \frac{U - U_{icd_{50}}}{U_{cd_{50}} - U_{icd_{95}}} > 0$$

donde:

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

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

U_{cd_x} = Velocidad crítica para el inicio del movimiento para el d_x de partículas, en m/s.

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

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

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

Valores de B ₁ y B ₂		
Criterios	B ₁	B ₂
$d_x < 0.0009$ m	0.0019	-0.384
0.0009 m $< d_x < 0.002$ m	0.0965	0.175
$d_x > 0.002$ m	0.047	0

U = Velocidad del flujo de aproximación al pilar en m/s.

Y_n = Tirante normal del flujo de aproximación en metros

ℓ = Longitud del pilar en metros

F = Número de Froude del flujo

En la aplicación del método es necesario considerar, en primer lugar, que los ensayos efectuados para su deducción lo fueron esencialmente en condiciones de flujo subcrítico, restringiendo su uso en condiciones de flujo supercrítico, con números de Froude relativamente altos.

Tabla 1.5 Factor de corrección K₁

Forma de la nariz del pilar	K ₁
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Cilindro circular	1.0
Nariz aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Tabla 1.6 Factor de corrección K₂

Ángulo	ℓ/b=4	ℓ/b=8	ℓ/b=12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

Ángulo = ángulo de incidencia del flujo con el pilar
ℓ = longitud del pilar

Tabla 1.7 Coeficiente K₃

Condición del lecho	Altura de la duna H en pies	K ₃
Erosión en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	10 > H > 2	1.1
Dunas medianas	30 > H > 10	1.1 a 1.2
Dunas grandes	H > 30	1.3

Finalmente, se presenta la tabla 1.8 que muestra un resumen de las fórmulas de socavación estudiadas, las condiciones en que fueron deducidas, el tipo de socavación que estiman, así como el rango de aplicación de las mismas.

No	Método	Fórmula	Socavación que estiman	Condiciones de deducción	Rango de aplicación
1	Inglis	$Y_s = 1.70b \left(\frac{q^{2/3}}{b} \right)^{0.78} - Y_n$	Total	Pilar rectangular. Material arenoso, dm = 0.29 mm	No está precisado el número de Froude(F). Lechos arenosos
2	Laursen y Toch	$Y_\ell = K_1 K_3 b$	Local	Pilar cilíndrico, rectangular. Material arenoso, dm = 0.29 mm	F < 0.4 Lechos arenosos
3	Jaroslavtziev	$Y_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{U^2}{g} - 30d_{85}$	Total	Pilar rectangular y cilíndrico. Lechos no cohesivos	No está precisado el número de Froude(F). Lechos no cohesivos
4	Larras	$Y_\ell = \frac{10}{3} b^{3/4}$	Local	Pilar circular, rectangular, elíptico y cilíndrico. Lechos arenosos	No está precisado el número de Froude(F). Lechos arenosos
5	Carstens	$Y_{se}/b = 0.546 \left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02} \right)^{5/6}$	Local	Pilar circular. Lechos arenosos	No está precisado el número de Froude(F). Lechos arenosos
6	Colorado State University	$\frac{Y_s}{b} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{Y_n}{b} \right)^{0.35} F^{0.43}$	Total	Pilar con nariz cuadrada, redondeada y aguda, cilindro circular. Lechos no cohesivos	F < 1.5 Lechos no cohesivos

Tabla 1.8

Resumen de fórmulas de socavación en pilares, las condiciones en que fueron deducidas, así como el rango de aplicación de las mismas

1.3 PROPOSITOS Y ALCANCES DE LA INVESTIGACION

Los propósitos y alcances de la presente investigación son los que se enumeran a continuación:

1. Verificar experimentalmente algunas fórmulas comunes de estimación de la profundidad de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos.
2. Ampliar el rango de experimentación del número de Froude del flujo, que usualmente están limitados a flujos subcríticos. Los números de Froude ensayados estuvieron comprendidos entre 0.31 y 1.98.
3. Analizar la influencia en la socavación de diversos parámetros π establecidos por medio del análisis dimensional del fenómeno
4. Discutir las bases teóricas del mecanismo de erosión local en pilares cilíndricos.
5. Tratar de elaborar una formulación matemática para la determinación de la socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos.
6. Formular relaciones experimentales para la estimación de la profundidad de socavación total máxima alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos. Evidentemente estas relaciones serán aplicables sólo en condiciones similares a las tratadas en la presente investigación.
7. En la investigación, el tirante máximo de agua ensayado no excedió al diámetro del pilar que fue de 5 cm. Evidentemente esto constituye una limitante en la aplicación de la fórmula a la que se arribó.
8. Es usual que en los ríos cuyas aguas escurran en régimen supercrítico, los cauces no sean arenosos, sino mas bien de granulometría extendida con presencia de piedras y bolonerías. Sin embargo, en todos los ensayos de Laboratorio efectuados, incluso para este tipo de régimen se han usado arenas, lo que constituye también una limitante en la aplicación de la fórmula a la que se arribó.
9. Como una última consideración, cabe señalar que la fórmula desarrollada en el presente estudio será aplicable sólo en condiciones similares a las tratadas en la investigación.

CAPITULO II

FORMULACION TEORICA DE LA SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS

2.1 FLUJO BIDIMENSIONAL ALREDEDOR DE UN CILINDRO

El flujo alrededor de un cilindro está asociado, básicamente a dos tópicos: La Teoría de la Capa Límite y el Fenómeno de la Separación.

La teoría de la Capa Límite, es sin duda, una de las más importantes contribuciones en Mecánica de Fluidos, hecha hacia 1904 por Prandtl. El sugirió dividir el movimiento del fluido en dos regiones: una región delgada cercana a la superficie del cuerpo, en donde la viscosidad del fluido ejerce efectos muy importantes, y otra relativamente alejada de la superficie del cuerpo, donde estos efectos pueden despreciarse. A la primera región se denomina Capa límite. Fuera de la capa límite prácticamente el flujo no está sometido a fricción, es irrotacional y se le conoce como flujo potencial. No existe una línea divisoria entre la región de flujo potencial y la capa límite, pero se acostumbra definir la capa límite como la región en donde la velocidad del flujo(paralela a la superficie) es menor que el 99% de la velocidad en la corriente libre.

El fenómeno de la separación se puede definir como un despegue del flujo principal del contorno del cilindro. Enseguida se intenta establecer una representación física más adecuada del fundamento de la separación al considerar un flujo incompresible alrededor del cilindro, como se muestra en la figura 2.1. Dirijamos nuestra atención sobre la superficie inferior. La teoría y la experiencia indican que, entre los puntos A y B delante de la posición de máximo espesor C, existe un incremento continuo de velocidad de la corriente principal justamente fuera de la capa límite. Más allá del punto B existe un descenso continuo de velocidad de la corriente principal fuera de la capa límite, de modo que la velocidad máxima se produce en el punto B, fuera de la capa límite. De acuerdo con la ecuación de

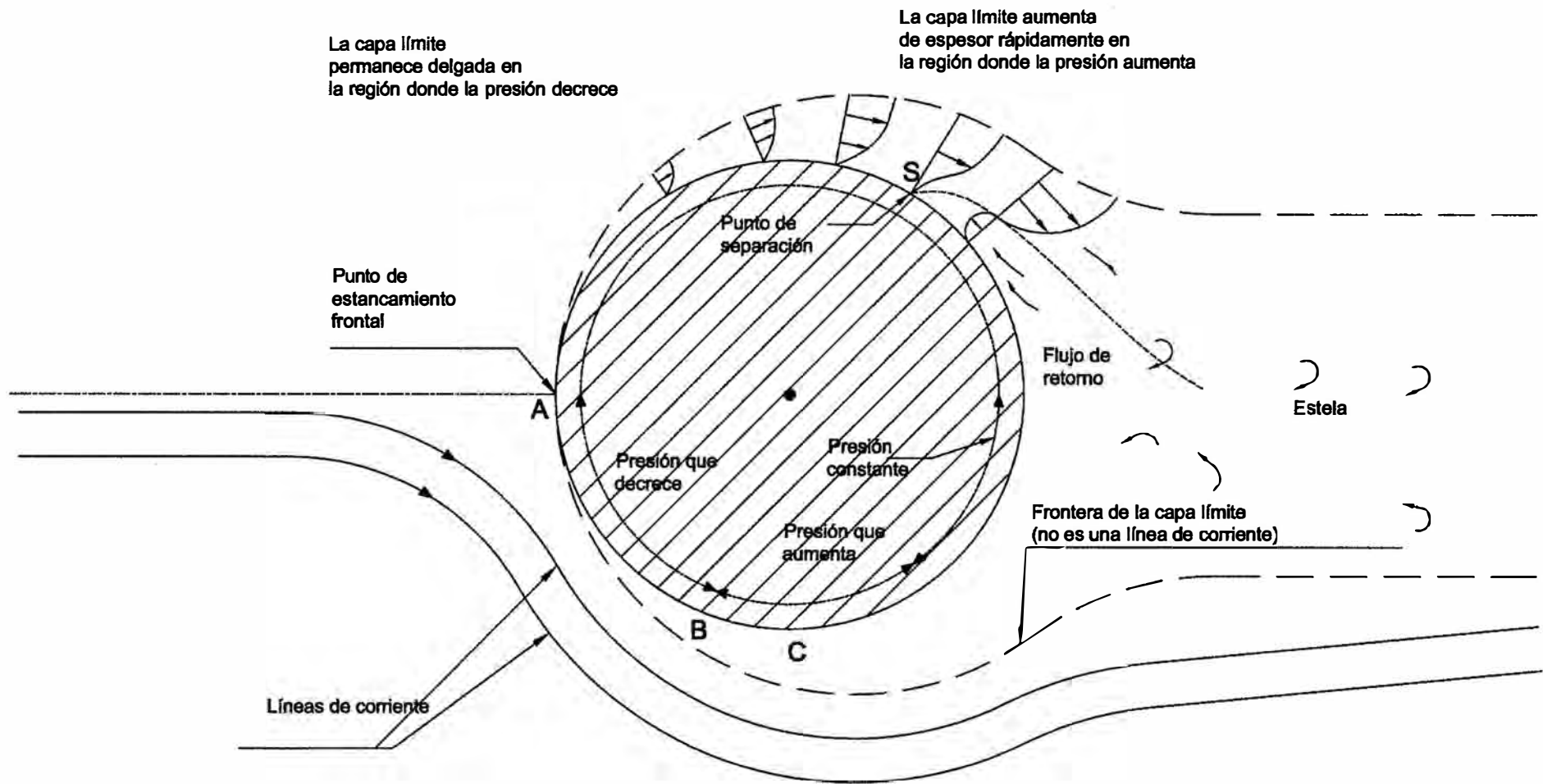


Fig. 2.1 FLUJO ALREDEDOR DE UN CILINDRO - DIAGRAMA EXPLICATIVO

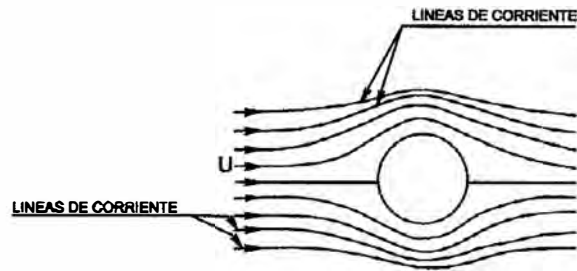
Bernoulli, que es aplicable al flujo de la corriente principal, la presión debe disminuir desde una presión en A próxima a la de estancamiento a una presión mínima en B y, luego, debe crecer de nuevo más allá del punto B. De esta manera la capa límite más allá de B soporta una presión que se incrementa en la dirección del flujo, y a esta variación de presión se le designa como gradiente de presión adverso. El fluido que se mueve en la capa límite en esta región, está sujeto a este incremento de presión, y en consecuencia, este fluido se hace más lento. Pero, como el fluido en la capa límite tiene una energía cinética menor, puede alcanzar posiblemente el reposo e invirtiendo su dirección produce una separación de la capa límite del contorno. Este es el fundamento de la separación.

En la figura 2.2, las letras A, B, C, D y E, ilustran diferentes tipos de flujo alrededor de un cilindro, los cuales se describen a continuación.

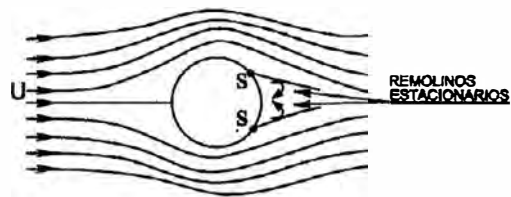
El tipo A corresponde a un número de Reynolds menor que 1. Las fuerzas de inercia son pequeñas en comparación a las fuerzas viscosas. Como se ilustra en la figura 2.2(a), el flujo no se separa del cilindro.

Al aumentar el número de Reynolds, las fuerzas de inercia se hacen mayores con relación a las fuerzas viscosas. En la figura 2.2(b) se ilustra un flujo del tipo B para un número de Reynolds alrededor de 20. Este flujo es laminar a lo largo de la superficie de corriente arriba del cilindro. S, en la figura es el punto de separación de la capa límite laminar. Del lado de la corriente abajo del cilindro hay una región en la que se encuentran dos remolinos estacionarios.

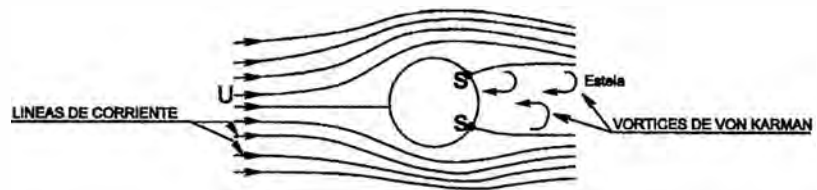
Al incrementarse el número de Reynolds por encima de 30, los remolinos en la estela se hacen inestables, comienzan a oscilar irregularmente y, luego, se separan alternativamente de los dos lados. En la figura 2.2(c) se ilustra un flujo del tipo C para un número de Reynolds de aproximadamente 170. Los remolinos se separan alternativamente a cada lado, de manera periódica, se trata de lo que se conoce como la “trayectoria de vórtices de Karman”. Abajo del cilindro hay una disposición estable escalonada de vórtices. El desprendimiento alternativo produce una fuerza periódica que actúa sobre el cilindro perpendicularmente al flujo no perturbado. En el flujo de



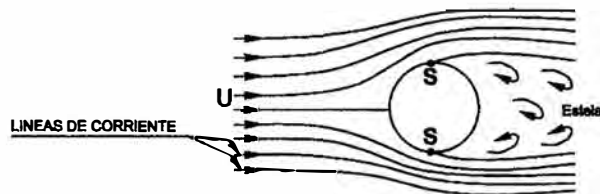
a) Flujo de Tipo A, $Re < 1$



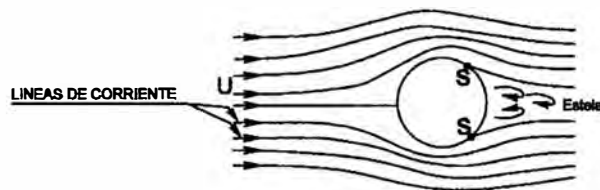
b) Flujo de Tipo B, $1 < Re < 30$



c) Flujo de Tipo C, $30 < Re < 5000$



d) Flujo de Tipo D, $5000 < Re < 200000$



e) Flujo de Tipo E, $Re > 2 \times 10^5$

Fig. 2.2 TIPOS DE FLUJO BIDIMENSIONAL ALREDEDOR DE UN CILINDRO

tipo C, la capa límite del lado de la corriente arriba del cilindro es laminar. Esta capa límite se separa detrás del cilindro.

Para números de Reynolds entre 5 000 y 200 000, se forma una estela simétrica. Este flujo de tipo D se ilustra en la figura 2.2(d). El punto S es la separación de la capa límite laminar; la transición se produce al mismo tiempo que la separación.

Para números de Reynolds mayores de 200 000, la transición se inicia en la capa límite laminar, por delante del punto de separación. Este flujo de tipo E se ilustra en la figura 2.2(e). En la capa límite turbulenta hay una mezcla intensa de porciones de fluido y un perfil de velocidades más brusco; por tanto, se retrasa la separación. Detrás del cilindro, la capa límite turbulenta lenta se separa para formar una estela turbulenta.

La exposición anterior se ha simplificado hasta cierto punto, ella no toma en consideración las variaciones posibles de la turbulencia en la corriente de acercamiento. Esas variaciones pueden modificar ligeramente el número de Reynolds, pero los tipos de flujo siguen siendo los mismos.

2.2. MECANISMO DE EROSION LOCAL EN PILARES CILINDRICOS

Los mecanismos básicos causantes de la erosión local en pilares en general, como se mencionara anteriormente se debe a la separación del flujo y la formación de estructuras de remolinos o de un sistema de vórtices, los cuales se desarrollan alrededor del pilar(Fig. 2.3).

Dependiendo del tipo del pilar y las condiciones del flujo de la corriente, la estructura de los remolinos puede ser compuesto de uno o de los dos sistemas básicos: El sistema de vórtices herradura y el sistema de vórtices en la estela.

El sistema de vórtices herradura se produce por el fuerte gradiente de presiones inducido por el pilar en la porción aguas arriba del pilar, Si dicho gradiente es lo suficientemente grande, causa una separación tridimensional de la capa límite, arriba del pilar. Normalmente, este efecto se extiende sustancialmente sólo en la mitad

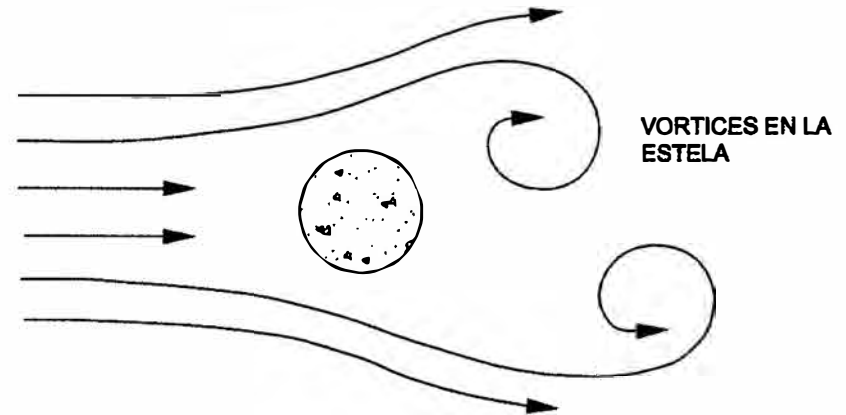
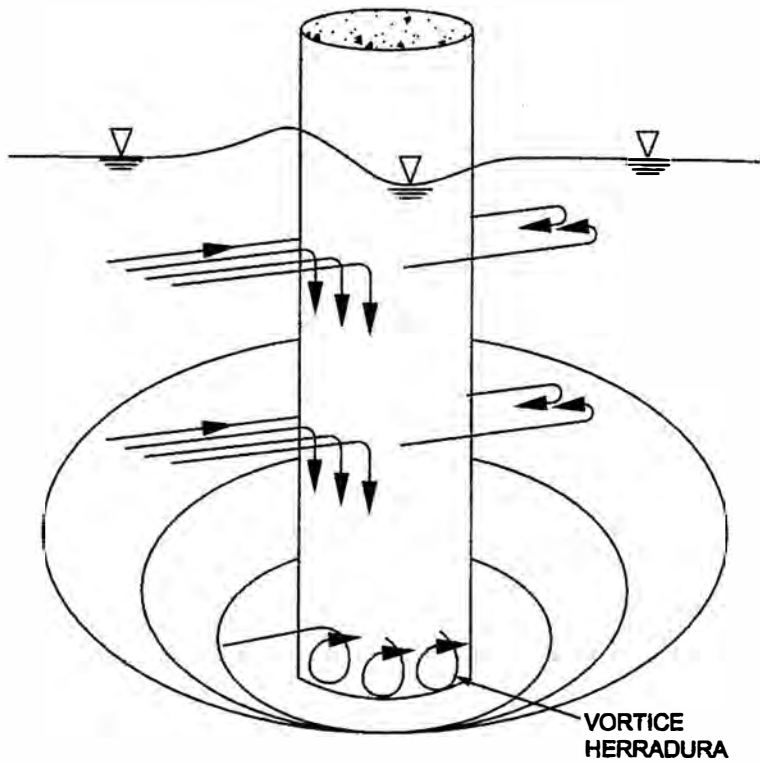


Fig. 2.3 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA EROSION LOCAL EN UN PILAR CILINDRICO

superior del pilar, pero en ciertas circunstancias puede abarcar un poco más abajo, llegando incluso a superponer efectos con los del vórtice tipo estela. El eje de giro del vórtice herradura tiende a ser horizontal. Este vórtice es casi siempre el responsable de la máxima socavación local. Su efecto se observa como pepitas de sedimentos pulsados alrededor del pilar.

Los sistemas de vórtices en la estela tienen ejes verticales y se desarrollan en la parte posterior del pilar. Estos vórtices se generan por la separación de la capa límite del contorno del pilar. La intensidad de los vórtices en la estela disminuye rápidamente aguas abajo a medida que se alejan del pilar. Esto explica la frecuente deposición de material detrás del pilar.

2.3 INTENTO DE ESTIMACION DE LA SOCAVACION LOCAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS A PARTIR DEL CONCEPTO DE CIRCULACION

El interés en esta sección es estimar la intensidad o fuerza del vórtice herradura, para correlacionarlo con la profundidad de socavación local, ya que se sabe que dicho vórtice es el responsable de la máxima socavación local en el pilar.

Si consideramos el volumen de control ABCD de la disposición mostrada en la figura 2.4, la circulación Γ alrededor de dicho volumen de control es:

$$\Gamma = \oint \vec{u} \cdot d\vec{s} = \iint_{ABCD} \vec{\Omega} \cdot d\vec{A} \dots \dots \dots (2.1)$$

donde:

$$\vec{\Omega} = \nabla \times \vec{u};$$

\vec{u} = vector velocidad; $d\vec{s}$ = distancia a lo largo de ABCD; y $d\vec{A}$ = un elemento infinitesimal de área de la superficie ABCD. Suponiendo que los puntos A y B están ubicados lo suficientemente lejos, aguas arriba del pilar, de modo que, el flujo, en

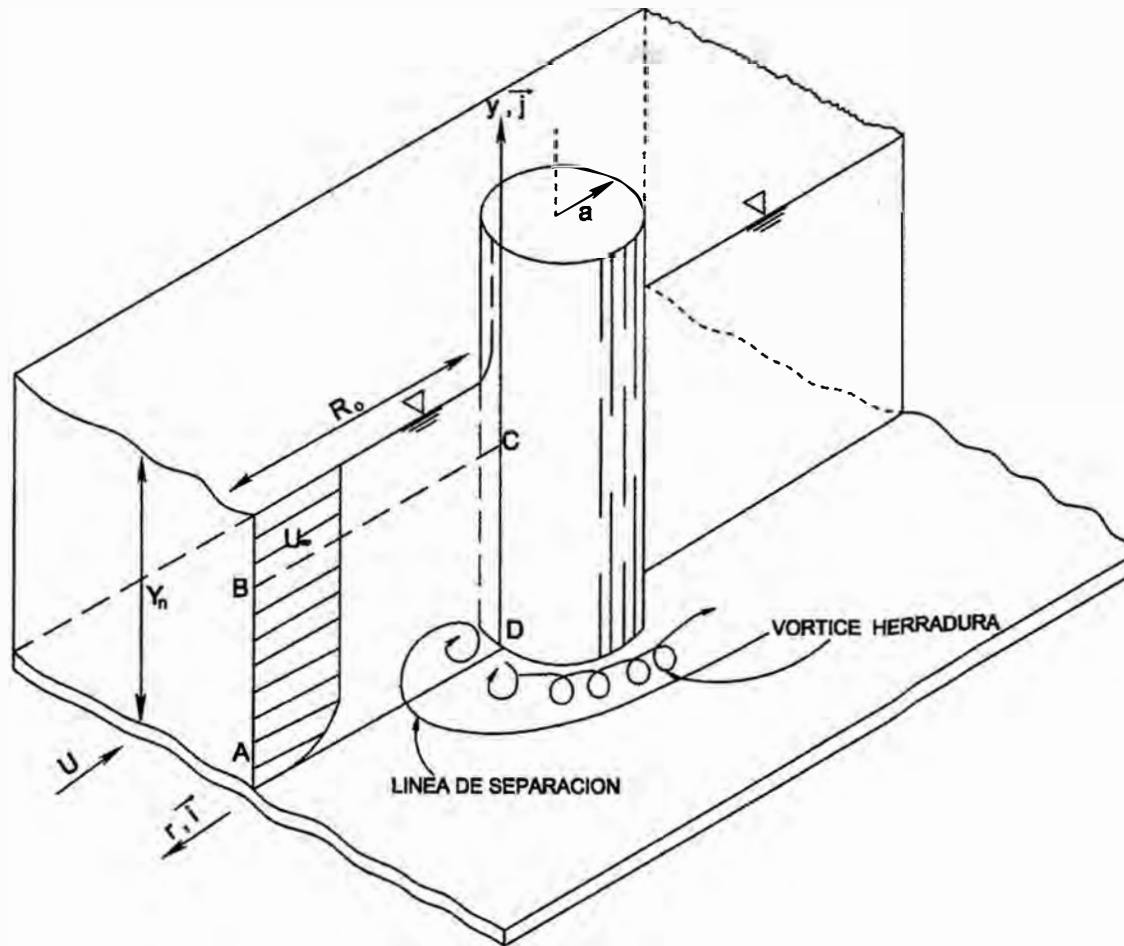


Fig. 2.4 DEFINICION DE LAS VARIABLES USADAS EN LA ESTIMACION DE LA INTENSIDAD O FUERZA DEL VORTICE HERRADURA

estos puntos, solo tengan componentes en la dirección “r”. Siendo así; la ecuación 2.1 puede reducirse a:

$$\int_B^C u_r dr = \iint_{ABCD} \vec{\Omega} \cdot d\vec{A} \dots \dots \dots (2.2)$$

esta simplificación no toma en cuenta la forma del lecho, y en consecuencia, la ecuación 2.2 es válida hasta para lechos con grandes huecos de erosión.

El lado derecho de la ecuación 2.2 puede ser evaluado, siempre en cuando u_r se obtenga a lo largo de la cara BC. Si BC está fuera de la región de variación de la velocidad con “y” y alejado de la superficie libre, u_r puede ser predecido de la teoría del flujo potencial, que para un pilar cilíndrico de diámetro D, resulta:

$$u_r = U_\infty \left[1 - \frac{(D/2)^2}{(D/2 + r)^2} \right] \dots \dots \dots (2.3)$$

Donde U_∞ es la velocidad en metros por segundo en el punto B. Sustituyendo la ecuación 2.3 en la ecuación 2.2 e integrando, se obtiene:

$$\iint_{ABCD} \vec{\Omega} \cdot d\vec{A} = U_\infty R_O - \frac{(D/2)R_O}{D/2 + R_O} U_\infty \dots \dots \dots (2.4)$$

En la cual R_O = distancia del pilar a la cara AB. El primer término del lado derecho de la ecuación 2.4, corresponde a la circulación en ausencia del pilar. En consecuencia, el segundo término deberá corresponder a la circulación debido a la presencia del pilar.

$$\Delta\Gamma(\text{debido a la presencia del pilar}) = -DR_O U_\infty / [2(D/2 + R_O)] \dots \dots \dots (2.5)$$

Para $R_O \gg D/2$, la ecuación 2.5 se hace en el límite

$$\Delta\Gamma(\text{debido a la presencia del pilar}) \cong -DU_{\infty}/2 \dots\dots\dots(2.6)$$

El decremento en la circulación es asociado con la redistribución de vorticidad causado por la presencia del pilar. Desde que la característica primaria de esta redistribución es la formación del vórtice herradura, es razonable suponer que la fuerza del vórtice está funcionalmente relacionado a dicho decremento, vale decir:

$$wA = f_1(D/2, U_{\infty}),$$

o que es lo mismo,

$$wA = f_2(D, U_{\infty}) \dots\dots\dots(2.7)$$

Donde:

ωA = intensidad o fuerza del vórtice herradura

Como el vórtice herradura es el responsable de la máxima socavación local en el pilar, es evidente que este último debe ser una función del primero, es decir,

$$Y_{\ell} = f_3(wA) \dots\dots\dots(2.8)$$

2.4 ANALISIS DIMENSIONAL DEL FENOMENO DE SOCAVACION EN PILARES

Se considera que las variables determinantes en el proceso de socavación local para un pilar de forma general son:

- (1) Características geométricas del pilar(fig. 1.2)

Longitud(ℓ), ancho(b), ángulo de ataque vertical(α), forma de la nariz del pilar(FORMA), y en interacción con el flujo, el ángulo de esviamiento del pilar(β).

(2) Características del agua y el flujo

Peso específico del agua ($\gamma = \rho g$); viscosidad cinemática del agua(ν); tirante del flujo de aproximación (Y_n); velocidad media del flujo de aproximación (U).

(3) Características del Cauce

Pendiente del río(S), diámetro representativo del sedimento(d) y peso específico del sedimento($\gamma_s = \rho_s \times g$).

(4) Tiempo(T).

Si bien se considera que la duración de las descargas o el hidrograma de las avenidas tiene influencia en la socavación tal como lo considera por ejemplo Melville y Sutherland. El tiempo que dura la avenida podría no ser suficiente para alcanzar la profundidad de socavación máxima. En el presente trabajo, el interés es la profundidad de socavación máxima o la socavación potencial, por lo que no se considera el tiempo en el análisis dimensional.

Como variable dependiente se toma la profundidad de socavación, medida desde el lecho antes de la erosión($Y_\ell + Y_g$).

Usando el teorema π de Buckingham se relaciona las catorce variables consideradas para establecer el proceso de socavación local, en el sistema MLT,

$$\varphi_1(Y_s, \ell, b, \alpha, \beta, \text{FORMA}, \rho, g, \nu, Y_n, U, S, d, \rho_s) = 0$$

$$(1) \quad (2) \quad r_1 \quad (3) \quad (4) \quad (5) \quad r_2 \quad (6) \quad (7) \quad (8) \quad r_3 \quad (9) \quad (10) \quad (11)$$

Variables	Y_s	ℓ	b	α	β	For ma	ρ	g	ν	Y_n	U	S	d	ρ_s
Unidades														
M	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1
L	1	1	1	0	0	0	-3	1	2	1	1	0	1	-3
T	0	0	0	0	0	0	0	-2	-1	0	-1	0	0	0

Considerando como variables repetitivas a U, ρ y b, los 11 parámetros π resultantes son:

$$\pi_1 = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} Y_s$$

$$\pi_2 = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} l$$

$$\pi_3 = \alpha$$

$$\pi_4 = \beta$$

$$\pi_5 = \text{FORMA}$$

$$\pi_6 = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} g$$

$$\pi_7 = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} v$$

$$\pi_8 = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} Y_n$$

$$\pi_9 = S$$

$$\pi_{10} = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} d$$

$$\pi_{11} = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} \rho_s$$

$$\pi_{12} = U^{x_1} \rho^{x_2} b^{x_3} \sigma$$

que al resolverse resultan:

1) $\pi_1 = Y_s/b$

2) $\pi_2 = l/b$

3) $\pi_3 = \alpha$

4) $\pi_4 = \beta$

5) $\pi_5 = \text{FORMA}$

6) $\pi_6 = bg/U^2$

invirtiendo y extrayendo la raíz cuadrada

$$\pi_{6(1)} = F_p = U/\sqrt{gb} \quad [F_p = \text{número de Froude del pilar}]$$

multiplicando y dividiendo la expresión anterior por $\sqrt{(Y_n/b)}$ resulta:

$$\pi_{6(2)} = F\sqrt{(Y_n/b)} \quad [F = \text{número de Froude del flujo}]$$

ó que es lo mismo, $\pi_{6(2)} = F^{x_1}(Y_n/b)^{x_2}$, que tiene la misma forma del método del Colorado State University(CSU).

$$7) \pi_7 = v/(Ub)$$

invirtiendo

$$\pi_7 = Re_p = Ub/v \text{ [} Re_p = \text{número de Reynolds del pilar]}$$

$$8) \pi_8 = Y_n/b$$

$$9) \pi_9 = S$$

10) $\pi_{10} = d/b$. Multiplicando y dividiendo por b/Y_n resulta:

$$\pi_{10} = (d/Y_n)(Y_n/b)$$

$$11) \pi_{11(1)} = \rho_s/\rho$$

Uno de los principios del análisis dimensional hace mención que se pueden agrupar dos o más parámetros adimensionales. Expresando los parámetros π_8, π_9, π_{10} y $\pi_{11(1)}$ convenientemente,

π_8	π_9	π_{10}	π_{11}
Y_n/b	S	b/d	ρ/ρ_s

si se multiplica los mismos resulta,

$$\pi_{11(2)} = \frac{Y_n S}{\left(\frac{\rho_s}{\rho}\right) d}$$

cuya forma del lado derecho de la expresión es similar a la relación τ/τ_c . De aquí que el parámetro se puede expresar como:

$$\pi_{11(2)} = \tau/\tau_c$$

El esfuerzo de corte hidráulico(τ), relacionado con el esfuerzo de corte crítico(τ_c), establece el régimen de transporte de los sedimentos y por lo tanto constituiría un factor determinante en el proceso de socavación.

Luego los parámetros π quedan agrupados como

$$\varphi_2(Y_s/b, l/b, \alpha, \beta, \text{FORMA}, F_p, F^{x_1}(Y_n/b)^{x_2}, Re_p, Y_n/b, d/Y_n, \tau/\tau_c) = 0$$

Despejando el parámetro dependiente(Y_s/b), se obtiene:

$$Y_s/b = f_1(l/b, \alpha, \beta, \text{FORMA}, F_p, F^{x_1}(Y_n/b)^{x_2}, Re_p, Y_n/b, d/Y_n, \tau/\tau_c)$$

Para un pilar cilíndrico, que es el interés del presente trabajo, b se hace igual al diámetro del pilar(D), suprimiéndose los parámetros π , l/b ; α ; β y FORMA.

Finalmente la expresión resultante es:

$$Y_s/D = f_2(F_p, F^{x_1}(Y_n/D)^{x_2}, Re_p, Y_n/D, d/Y_n, \tau/\tau_c)$$

CAPITULO III

PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIALES Y METODOS

3.1 ALCANCES Y PROCEDIMIENTOS

3.1.1 ALCANCES

La aplicabilidad de la presente investigación evidentemente será en condiciones similares a las del estudio, vale decir, en lechos arenosos, en flujos con números de Froude hasta de 1.98.

Para llevar a cabo el presente trabajo se diseñó y construyó el equipamiento que se muestra y detalla en el acápite 3.2. Se realizaron un total de 36 ensayos, los mismos que se efectuaron usando tres tipos de sedimentos no cohesivos(arenas) y un pilar cilíndrico de 5 cm de diámetro. Cada una de estas combinaciones, se experimentó con cuatro pendientes, 0.5; 1; 3 y 5%, y tres rangos de caudales, el primero de los cuáles estuvo entre 0 y 1.5 lt/s, el segundo entre 1.5 y 4 lt/s, y el tercero, entre 4 y 10 lt/s.

Los Números de Froude ensayados estuvieron comprendidos entre 0.31 y 1.98, que caracterizan el flujo de una apreciable cantidad de ríos del Perú. Así por ejemplo, se tiene en la Costa; los ríos Piura, Tumbes, Chira y Santa, en la Sierra; los ríos Chacco y Pampas en Ayacucho, Cañuma y Cabanillas en Juliaca(Puno), y en la Selva; los ríos Amazonas, Apurímac y Sampuntuari(La Convención-Cusco).

3.1.2 PROCEDIMIENTOS

El procedimiento de cada ensayo fue el que se describe a continuación.

1. Ajuste de la pendiente al valor prefijado.
2. Nivelación del lecho de arena, a través de un regleado cada 3.00 m. El espesor de arena en el canal fue de 0.30 m en todos los ensayos.
3. Inmediatamente aguas abajo de la primera compuerta en el canal, se colocó un enrocado de 2m de longitud, con piedras de hasta 5 cm de diámetro, con

el fin de evitar la socavación local que provocaba el chorro de agua que caía por encima de la compuerta.

4. Humedecimiento del lecho hasta su saturación total. Esto, para representar la condición real de un río, que usualmente tiene su lecho saturado antes de la avenida. La conformidad de la saturación se verificaba cuando cesaba el burbujeo en la superficie del lecho.
5. Registro de los datos iniciales - niveles de lecho: en el frontis del pilar, en la zona de aceleración del flujo, en la zona de estela, además de los niveles aguas arriba y abajo del pilar.
6. Apertura de la válvula compuerta, para abastecer de agua al canal. Justo antes de que el agua llegue al pilar se daba inicio a la medición del tiempo en el cronómetro.
7. Durante los ensayos se observaba la variación de los niveles del lecho alrededor del pilar: en el frontis y en la zona de aceleración del flujo. Cuando la socavación alcanzaba un pico, mayor al pico anterior, se registraba la profundidad de socavación. En la zona de estela, el registro del nivel del lecho en promedio fue cada cinco minutos, por la pequeña variación que presentaba.
8. Visualización del comportamiento del flujo alrededor del pilar, durante todo el periodo del ensayo.
9. Registro del tirante del flujo de aproximación al pilar.
10. Adicionalmente, en régimen supercrítico se registró la altura y la longitud de onda generada por la presencia del pilar. Los caudales al igual que las temperaturas del agua se registraban durante el transcurso de los ensayos.
11. Cuando la socavación ya no avanzaba se apagaba la bomba hidráulica, y con ello se daba fin al ensayo. Los registros de los parámetros medidos se presentan en la tabla 3.1. Algunos parámetros hidráulicos y sedimentológicos de importancia para el estudio, determinados a partir de los registros de laboratorio, se presentan en la tabla 3.2.

INVESTI

**Tabla 3.1 Registros de Laboratorio
SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS
DATOS OBTENIDOS EN LABORATORIO**

Nº	FECHA	TEMPERATURA DEL AGUA (°C)	DIAMETRO DEL PILAR (cm)	PARÁMETROS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO			PARÁMETROS HIDRÁULICOS			PROFUNDIDADES MÁXIMAS DE SOCAVACION (cm)		CARACTERÍSTICAS DE LA CRIETA	
				V _c (g/cm³)	e _s (%)	c _u (cm)	S _o (%)	V _r (mm)	Q (mm)	PROFUNDIDAD PLAN (cm)	SOMA	ALTURA	LONGITUD
1	17-Jun	23.8	5.00	2730	0.880	2.000	0.5	20.0	1.29	2.35	0.8	Flujo Subcrítico	
2	17-Jun	22.5	5.00	2730	0.880	2.000	0.5	31.0	2.54	3.42	0.6	Flujo Subcrítico	
3	17-Jun	23.1	5.00	2730	0.880	2.000	0.5	45.0	4.60	3.81	0.5	Flujo Subcrítico	
4	18-Jun	23.0	5.00	2730	0.880	2.000	1.0	17.0	1.28	3.65	0.7	Flujo Subcrítico	
5	18-Jun	23.7	5.00	2730	0.880	2.000	1.0	26.0	2.63	3.89	0.8	Flujo Subcrítico	
6	18-Jun	23.5	5.00	2730	0.880	2.000	1.0	35.0	4.35	3.89	0.9	Flujo Subcrítico	
7	19-Jun	23.1	5.00	2730	0.880	2.000	3.0	12.0	1.29	4.22	0.8	Flujo Subcrítico	
8	19-Jun	22.9	5.00	2730	0.880	2.000	3.0	20.0	3.17	5.47	1.0	Flujo Subcrítico	
9	19-Jun	22.4	5.00	2730	0.880	2.000	3.0	27.0	5.08	3.50	0.8	Flujo Subcrítico	
10	23-Jun	22.6	5.00	2730	0.880	2.000	5.0	10.0	1.31	4.93	1.0	0.8 7	
11	23-Jun	21.6	5.00	2730	0.880	2.000	5.0	17.0	3.15	6.08	1.0	1.8 8	
12	23-Jun	20.4	5.00	2730	0.880	2.000	5.0	23.0	5.01	6.48	1.1	2.7 9	
13	24-Jun	21.6	5.00	2740	0.173	0.215	0.5	21.0	1.38	6.03	1.3	Flujo Subcrítico	
14	24-Jun	20.5	5.00	2740	0.173	0.215	0.5	28.0	2.11	6.13	1.1	Flujo Subcrítico	
15	24-Jun	20.6	5.00	2740	0.173	0.215	0.5	43.0	4.24	6.84	1.2	Flujo Subcrítico	
16	25-Jun	19.6	5.00	2740	0.173	0.215	1.0	18.0	1.38	5.00	0.9	Flujo Subcrítico	
17	25-Jun	20.0	5.00	2740	0.173	0.215	1.0	25.0	2.59	8.26	1.6	Flujo Subcrítico	
18	25-Jun	20.2	5.00	2740	0.173	0.215	1.0	38.0	5.01	9.09	1.5	Flujo Subcrítico	
19	28-Jun	21.9	5.00	2740	0.173	0.215	3.0	13.0	1.58	8.89	1.5	Flujo Subcrítico	
20	28-Jun	22.8	5.00	2740	0.173	0.215	3.0	21.0	3.55	10.53	1.9	Flujo Subcrítico	
21	28-Jun	22.1	5.00	2740	0.173	0.215	3.0	28.0	5.77	11.88	2.4	Flujo Subcrítico	
22	01-Jul	22.1	5.00	2740	0.173	0.215	5.0	11.0	1.53	10.22	1.5	0.9 7	
23	01-Jul	23.2	5.00	2740	0.173	0.215	5.0	15.0	2.39	11.38	2.1	1.6 8	
24	01-Jul	22.7	5.00	2740	0.173	0.215	5.0	22.0	5.15	13.05	2.3	2.9 10	
25	05-Jul	22.5	5.00	2735	0.125	0.142	0.5	20.0	1.11	6.35	1.2	Flujo Subcrítico	
26	05-Jul	22.3	5.00	2735	0.125	0.142	0.5	29.0	2.25	7.50	1.4	Flujo Subcrítico	
27	05-Jul	22.5	5.00	2735	0.125	0.142	0.5	42.0	4.08	8.45	1.5	Flujo Subcrítico	
28	06-Jul	23.0	5.00	2735	0.125	0.142	1.0	18.0	1.41	8.48	1.6	Flujo Subcrítico	
29	06-Jul	22.6	5.00	2735	0.125	0.142	1.0	26.0	2.71	8.91	1.6	Flujo Subcrítico	
30	06-Jul	22.5	5.00	2735	0.125	0.142	1.0	36.0	4.56	9.55	1.7	Flujo Subcrítico	
31	07-Jul	23.7	5.00	2735	0.125	0.142	3.0	12.0	1.30	10.46	1.8	Flujo Subcrítico	
32	07-Jul	23.6	5.00	2735	0.125	0.142	3.0	21.0	3.69	12.42	2.1	Flujo Subcrítico	
33	07-Jul	24.6	5.00	2735	0.125	0.142	3.0	24.0	5.43	10.25	1.6	2.3 9	
34	08-Jul	22.6	5.00	2735	0.125	0.142	5.0	10.0	1.20	9.65	1.7	Flujo Subcrítico	
35	08-Jul	22.0	5.00	2735	0.125	0.142	5.0	14.0	2.76	13.03	2.2	2.1 9	
36	08-Jul	22.1	5.00	2735	0.125	0.142	5.0	17.0	5.50	13.32	2.2	4.20 13.00	

Tabla 3.2

EN SA YO Nº	Parámetros hidráulicos y sedimentológicos determinados a partir de los registros de laboratorio																			
	Y _n (mm)	Q (l/s)	U (m/s)	F	F _p	v x10 ⁶ (m ² /s)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Re	Re _p	γ _s gr/cm ³	d ₉₀ (mm)	U _c (m/s)	Re _c	τ (kg/m ²)	φ (Re _c)	(γ _s - γ)d (kg/m ²)	τ _c (kg/m ²)	τ/τ _c
1	20.0	1.29	0.16	0.36	0.23	0.92	0.008	0.440	0.018	12684	8720.1	2730	2.000	0.03	64.60	0.091	0.043	3.46	0.149	0.611
2	31.0	2.54	0.21	0.37	0.29	0.95	0.012	0.462	0.027	23123	10769.1	2730	2.000	0.04	76.23	0.134	0.044	3.46	0.152	0.881
3	45.0	4.60	0.26	0.38	0.37	0.94	0.018	0.490	0.037	40022	13618.7	2730	2.000	0.04	90.43	0.184	0.045	3.46	0.156	1.180
4	17.0	1.28	0.19	0.46	0.27	0.94	0.007	0.434	0.016	12583	10038.9	2730	2.000	0.04	83.33	0.157	0.044	3.46	0.152	1.029
5	26.0	2.63	0.25	0.50	0.36	0.93	0.010	0.452	0.023	25142	13658.6	2730	2.000	0.05	102.54	0.230	0.046	3.46	0.159	1.446
6	35.0	4.35	0.31	0.53	0.44	0.93	0.014	0.470	0.030	39770	16689.4	2730	2.000	0.05	116.25	0.298	0.046	3.46	0.159	1.872
7	12.0	1.29	0.27	0.78	0.38	0.94	0.005	0.424	0.011	12933	14280.6	2730	2.000	0.06	122.97	0.340	0.046	3.46	0.159	2.134
8	20.0	3.17	0.40	0.89	0.57	0.94	0.008	0.440	0.018	30560	21009.7	2730	2.000	0.07	155.11	0.545	0.047	3.46	0.163	3.354
9	27.0	5.08	0.47	0.91	0.67	0.95	0.011	0.454	0.024	46889	24638.4	2730	2.000	0.08	175.38	0.714	0.048	3.46	0.166	4.297
10	10.0	1.31	0.33	1.05	0.47	0.95	0.004	0.420	0.010	13158	17270.2	2730	2.000	0.07	143.75	0.476	0.047	3.46	0.163	2.928
11	17.0	3.15	0.46	1.13	0.66	0.97	0.007	0.434	0.016	29835	23801.8	2730	2.000	0.09	180.26	0.783	0.048	3.46	0.166	4.717
12	23.0	5.01	0.54	1.15	0.78	1.00	0.009	0.446	0.021	44987	27261.1	2730	2.000	0.10	201.36	1.031	0.048	3.46	0.166	6.210
13	21.0	1.38	0.16	0.36	0.24	0.97	0.008	0.442	0.019	12874	8467.4	2740	0.215	0.03	6.75	0.095	0.036	0.37	0.013	7.056
14	28.0	2.11	0.19	0.36	0.27	1.00	0.011	0.456	0.025	18577	9454.6	2740	0.215	0.03	7.49	0.123	0.036	0.37	0.013	9.119
15	43.0	4.24	0.25	0.38	0.35	0.99	0.017	0.486	0.035	35073	12387.8	2740	0.215	0.04	9.01	0.177	0.036	0.37	0.013	13.139
16	18.0	1.38	0.19	0.46	0.27	1.02	0.007	0.436	0.017	12460	9431.8	2740	0.215	0.04	8.52	0.165	0.036	0.37	0.013	12.262
17	25.0	2.59	0.26	0.52	0.37	1.01	0.010	0.450	0.022	22826	12839.9	2740	0.215	0.05	9.96	0.222	0.036	0.37	0.013	16.501
18	38.0	5.01	0.33	0.54	0.47	1.00	0.015	0.476	0.032	42006	16443.0	2740	0.215	0.06	12.01	0.319	0.036	0.37	0.013	23.711
19	13.0	1.58	0.30	0.85	0.43	0.97	0.005	0.426	0.012	15358	15727.5	2740	0.215	0.06	13.34	0.366	0.036	0.37	0.013	27.191
20	21.0	3.55	0.42	0.93	0.60	0.95	0.008	0.442	0.019	33968	22342.0	2740	0.215	0.07	17.01	0.570	0.037	0.37	0.014	41.190
21	28.0	5.77	0.51	0.98	0.74	0.96	0.011	0.456	0.025	52596	26767.6	2740	0.215	0.09	19.00	0.737	0.037	0.37	0.014	53.233
22	11.0	1.53	0.35	1.06	0.50	0.96	0.004	0.422	0.010	15053	18046.5	2740	0.215	0.07	16.00	0.521	0.037	0.37	0.014	37.664
23	15.0	2.39	0.40	1.04	0.57	0.94	0.006	0.430	0.014	23737	21264.7	2740	0.215	0.08	18.97	0.698	0.037	0.37	0.014	50.404
24	22.0	5.15	0.59	1.26	0.84	0.95	0.009	0.444	0.020	48901	30840.7	2740	0.215	0.10	22.34	0.991	0.038	0.37	0.014	69.711
25	20.0	1.11	0.14	0.31	0.20	0.95	0.008	0.440	0.018	10577	7271.5	2735	0.142	0.03	4.45	0.091	0.039	0.25	0.010	9.461
26	29.0	2.25	0.19	0.36	0.28	0.96	0.012	0.458	0.025	20529	10131.6	2735	0.142	0.04	5.23	0.127	0.038	0.25	0.009	13.527
27	42.0	4.08	0.24	0.38	0.35	0.95	0.017	0.484	0.035	35454	12767.6	2735	0.142	0.04	6.15	0.174	0.037	0.25	0.009	19.039
28	18.0	1.41	0.20	0.47	0.28	0.94	0.007	0.436	0.017	13734	10395.8	2735	0.142	0.04	6.07	0.165	0.037	0.25	0.009	18.116
29	26.0	2.71	0.26	0.52	0.37	0.95	0.010	0.452	0.023	25264	13725.4	2735	0.142	0.05	7.10	0.230	0.036	0.25	0.009	25.942
30	36.0	4.56	0.32	0.53	0.45	0.95	0.014	0.472	0.031	40565	16620.3	2735	0.142	0.05	8.15	0.305	0.036	0.25	0.009	34.398
31	12.0	1.30	0.27	0.79	0.39	0.93	0.005	0.424	0.011	13285	14669.0	2735	0.142	0.06	8.86	0.340	0.036	0.25	0.009	38.292
32	21.0	3.69	0.44	0.97	0.63	0.93	0.008	0.442	0.019	35954	23648.4	2735	0.142	0.07	11.44	0.570	0.036	0.25	0.009	64.282
33	24.0	5.43	0.57	1.16	0.81	0.91	0.010	0.448	0.021	53427	31165.7	2735	0.142	0.08	12.44	0.643	0.036	0.25	0.009	72.481
34	10.0	1.20	0.30	0.96	0.43	0.95	0.004	0.420	0.010	11997	15745.6	2735	0.142	0.07	10.21	0.476	0.036	0.25	0.009	53.690
35	14.0	2.76	0.49	1.33	0.70	0.96	0.006	0.428	0.013	26780	25584.4	2735	0.142	0.08	11.81	0.654	0.036	0.25	0.009	73.761
36	17.0	5.50	0.81	1.98	1.15	0.96	0.007	0.434	0.016	52735	42071.7	2735	0.142	0.09	12.96	0.783	0.036	0.25	0.009	88.328

3.2 EQUIPAMIENTO EXPERIMENTAL

Los estudios experimentales se llevaron a cabo en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería en Lima - Perú, durante los meses de Abril y Julio del año 1999. La fotografía 3.1 muestra la vista panorámica del equipamiento experimental empleado para la realización de los ensayos de socavación. A continuación se describe en detalle las partes componentes de dicho equipamiento.

3.2.1 Canal de pendiente variable(Fig. 3.1 y Foto 3.2). El canal de pendiente variable tiene una longitud de 12 m de largo, 0.40 m de ancho y 0.40 m de alto. Su construcción fue basada en planchas de metal y vidrio. La base del canal es íntegramente de metal, al igual que sus paredes laterales en los 4.80 y los 2.40 metros iniciales y finales respectivamente. Los 4.80 m restantes de la paredes laterales son de vidrio con el objeto de que se pueda visualizar la socavación y fenómenos asociados. El canal en su base se encuentra reforzada, en toda su longitud, por un tubo cuadrado hueco de 4" de lado y 3/16" de espesor. Asimismo, el canal consta de dos apoyos, uno fijo y otro móvil. El apoyo fijo(Foto N° 3.3), está ubicado a 3.00 m del inicio del canal y consta de una chumacera con un eje de 1" de diámetro, en la cual se apoya el canal soldado. El apoyo móvil(Foto N° 3.4), cuyo accionamiento es mecánico, se diseñó usando un gusano de 1.00 m de longitud y 1" de diámetro, además de un sistema de rodajes. El apoyo móvil permite alcanzar en el canal pendientes entre 0 y 7%.

3.2.2 Tanque elevado. El tanque elevado consta de dos compartimientos(Foto N° 3.5). El primero es un tanque elevado propiamente dicho. A este compartimiento ingresa el agua bombeada de la poza de succión por medio de una tubería PVC-pesada de 2" de diámetro. De él también sale un tubo de fierro galvanizado de 4" de diámetro que alimenta de agua al canal, y que es controlado por una válvula de compuerta; justo antes del empalme entre el tubo y la manguera flexible; también de 4" de diámetro. Este compartimiento

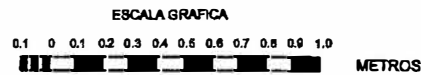
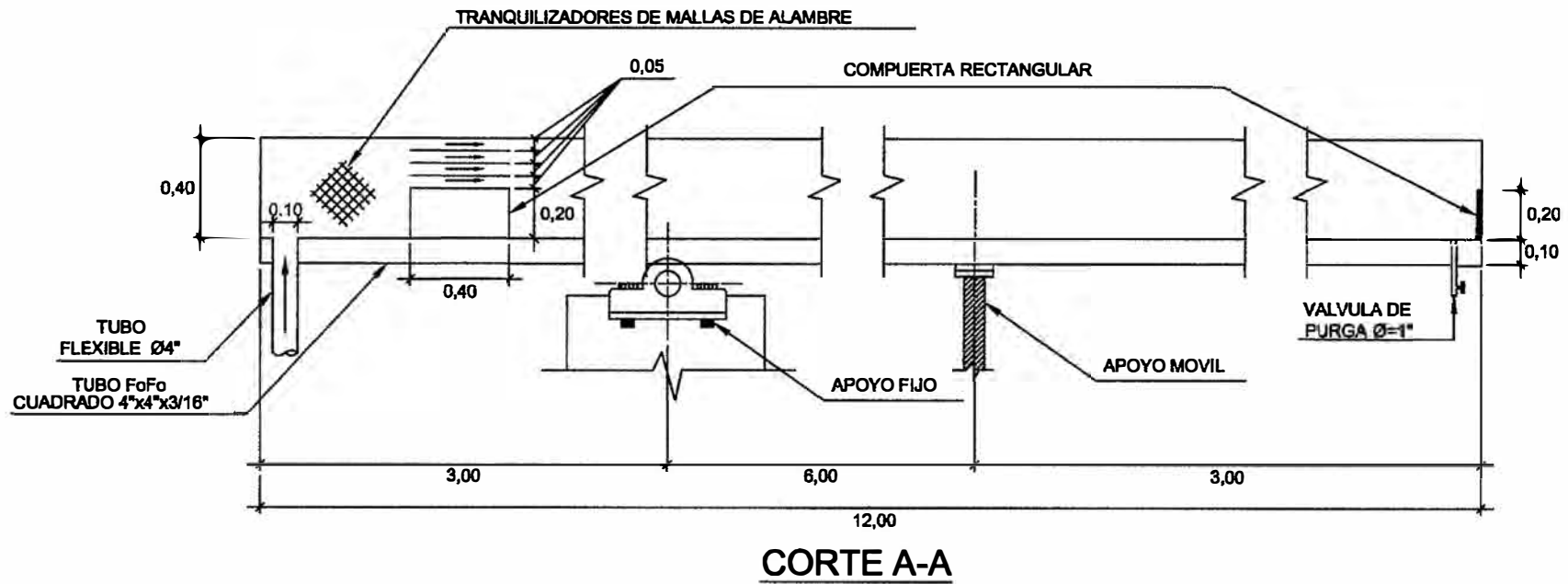
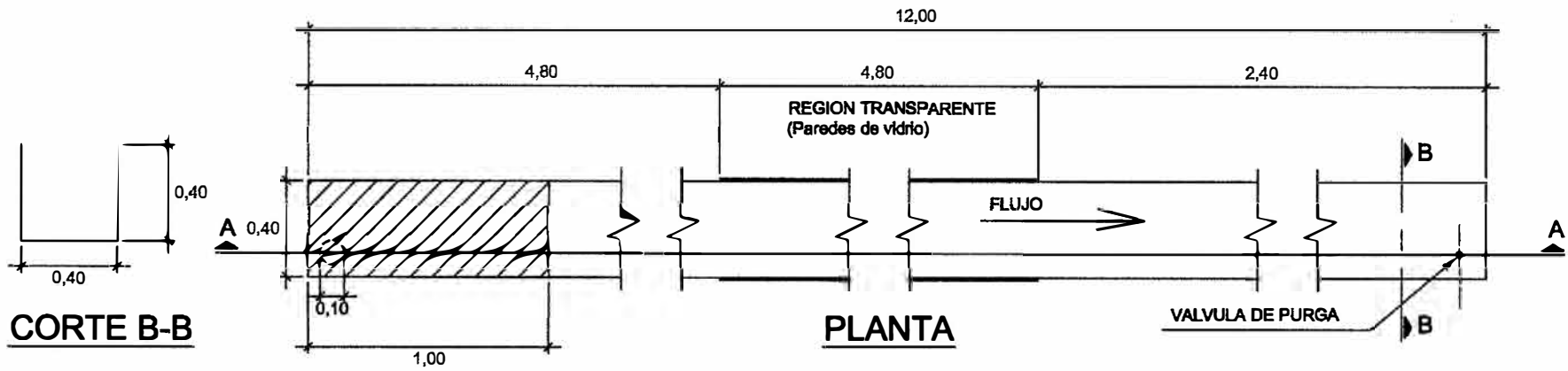


Fig. 3.1 CANAL DE PENDIENTE VARIABLE

NOTA: TODAS LAS DIMENSIONES SON INTERIORES Y ESTAN EXPRESADAS EN METROS

que tiene una capacidad de almacenamiento de 1 m³ dispone de un rebose, cuyos excedentes de agua ingresan al segundo compartimiento, el cual, en el fondo dispone de un orificio circular de 4" de diámetro, que retorna el agua a la poza de succión por medio de una tubería PVC de 4" de diámetro. Las dimensiones del tanque elevado se muestran en la figura 3.2.

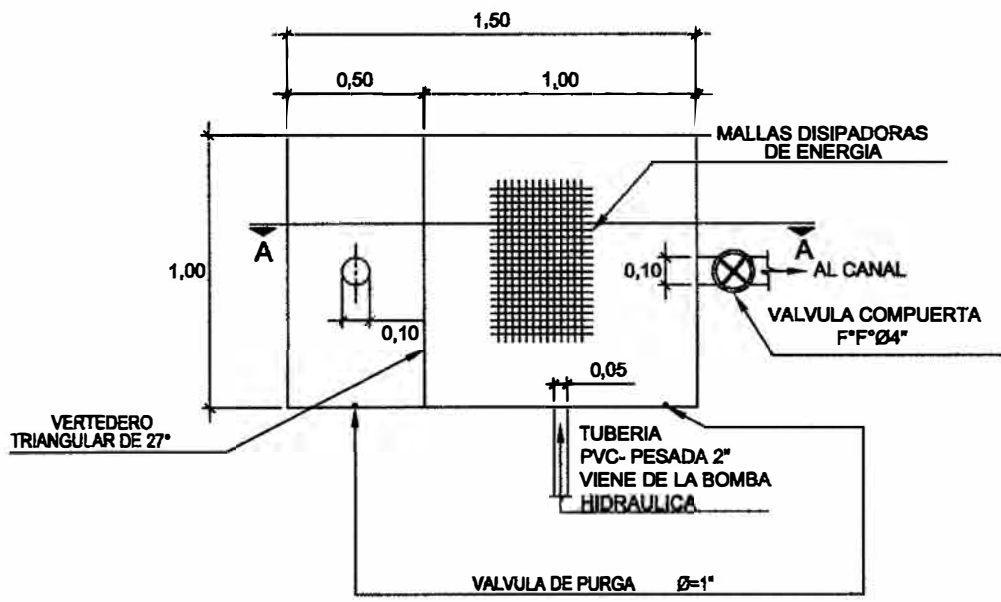
3.2.3 Poza de disipación de energía y poza de aproximación al vertedor triangular. La poza de disipación de energía(Foto N° 3.6), recibe las aguas del canal, y tiene la función como su nombre lo indica, de disipar la energía del agua proveniente del canal. Esta poza está provista de tranquilizadores de mallas de alambre y de tres hileras de ladrillo hueco para lograr un mejor acercamiento del agua en la poza de aproximación al vertedero triangular de 27°.

La poza de aproximación al vertedero triangular(Foto N° 3.7), tiene la función de que el flujo de acercamiento a dicho vertedero sea tranquilo, sin turbulencias ni vórtices. Esta poza está conectado por medio de un tubo al tanque medidor de caudales. Las dimensiones de las pozas de disipación de energía y la de aproximación al vertedero triangular se muestran en la figura 3.3.

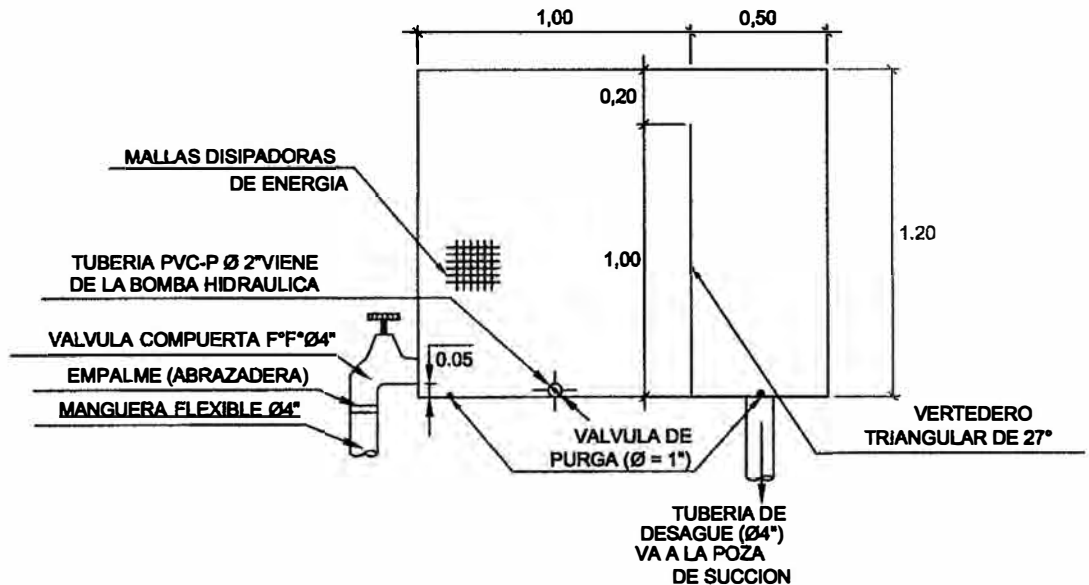
3.2.4 Calibración de caudales y sistema de medición de caudales. La calibración de los caudales en el vertedero triangular se efectuó por el método volumétrico. La ecuación de calibración se estableció a partir de la fórmula del vertedero triangular y un análisis por mínimos cuadrados, cuyos detalles se presentan a continuación.

$$Q = kH^{5/2}$$

$$\frac{\partial}{\partial k} \sum (Q - kH^{5/2})^2 = 0$$



PLANTA



CORTE A-A

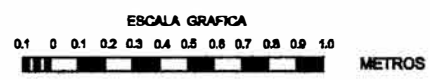
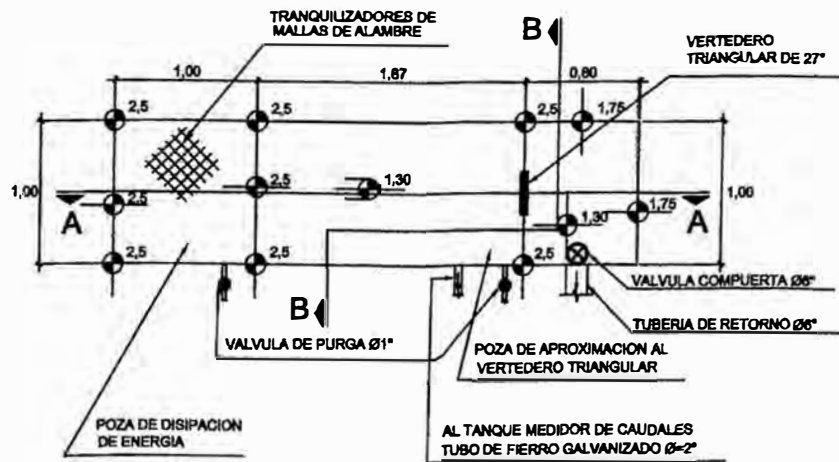
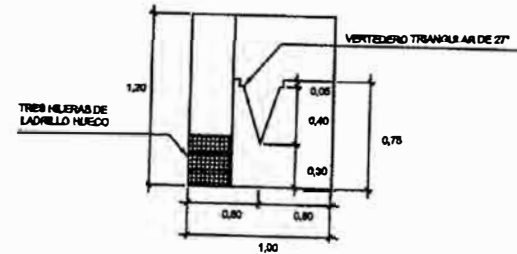


Fig. 3.2 TANQUE ELEVADO

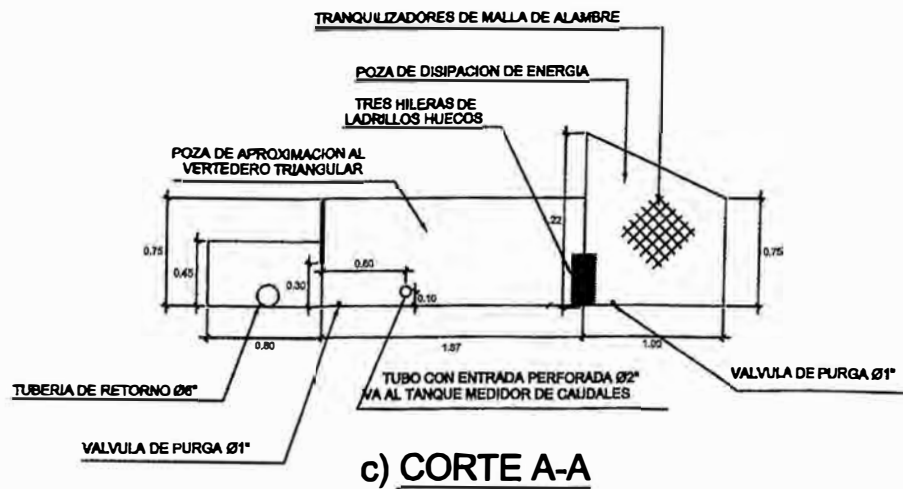
NOTA: TODAS LAS DIMENSIONES SON INTERIORES Y ESTAN EXPRESADAS EN METROS



a) PLANTA



b) CORTE B-B



c) CORTE A-A

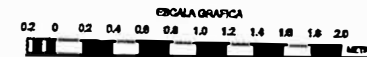


Fig. 3.3 POZA DE DISIPACION DE ENERGIA Y POZA DE APROXIMACION AL VERTEDERO TRIANGULAR

NOTA: TODAS LAS DIMENSIONES SON INTERIORES Y ESTAN EXPRESADAS EN METROS

$$\frac{\partial}{\partial k} \sum [2(Q - kH^{5/2})(-H^{5/2})] = 0$$

$$-2 \sum [(Q - kH^{5/2})(H^{5/2})] = 0$$

$$\sum [(Q - kH^{5/2})(H^{5/2})] = 0$$

$$k = \frac{\sum (QH^{5/2})}{\sum H^5}$$

$$Q = \frac{\sum (Q_i H_i^{5/2})}{\sum H_i^5} H_i^{5/2}$$

De esta manera, la ecuación de calibración del caudal(m³/s) en función del tirante de agua(m) resulta: (fig. 3.4)

$$Q = 0.3677 H^{5/2}$$

Con un coeficiente de correlación de 0.997.

La determinación de los caudales fue de manera indirecta, registrándose para ello, los niveles de agua en el tanque medidor de caudales, haciéndose uso de un limnómetro de punta tipo Neyrpic que tiene una precisión de 0.1 mm. Estas lecturas de niveles se convertían en caudales, mediante una tabla elaborada empleando la relación precedente(tabla 3.3). La fotografía N° 3.8 muestra el limnómetro de punta tipo Neyrpic y la tabla de calibración de caudales.

3.2.5 Desarenador, poza de succión y bomba hidráulica. El desarenador (Foto N° 3.9) tuvo por objeto minimizar el paso de los sedimentos hacia la poza

Figura 3.4
CURVA DE CALIBRACION DE CAUDALES

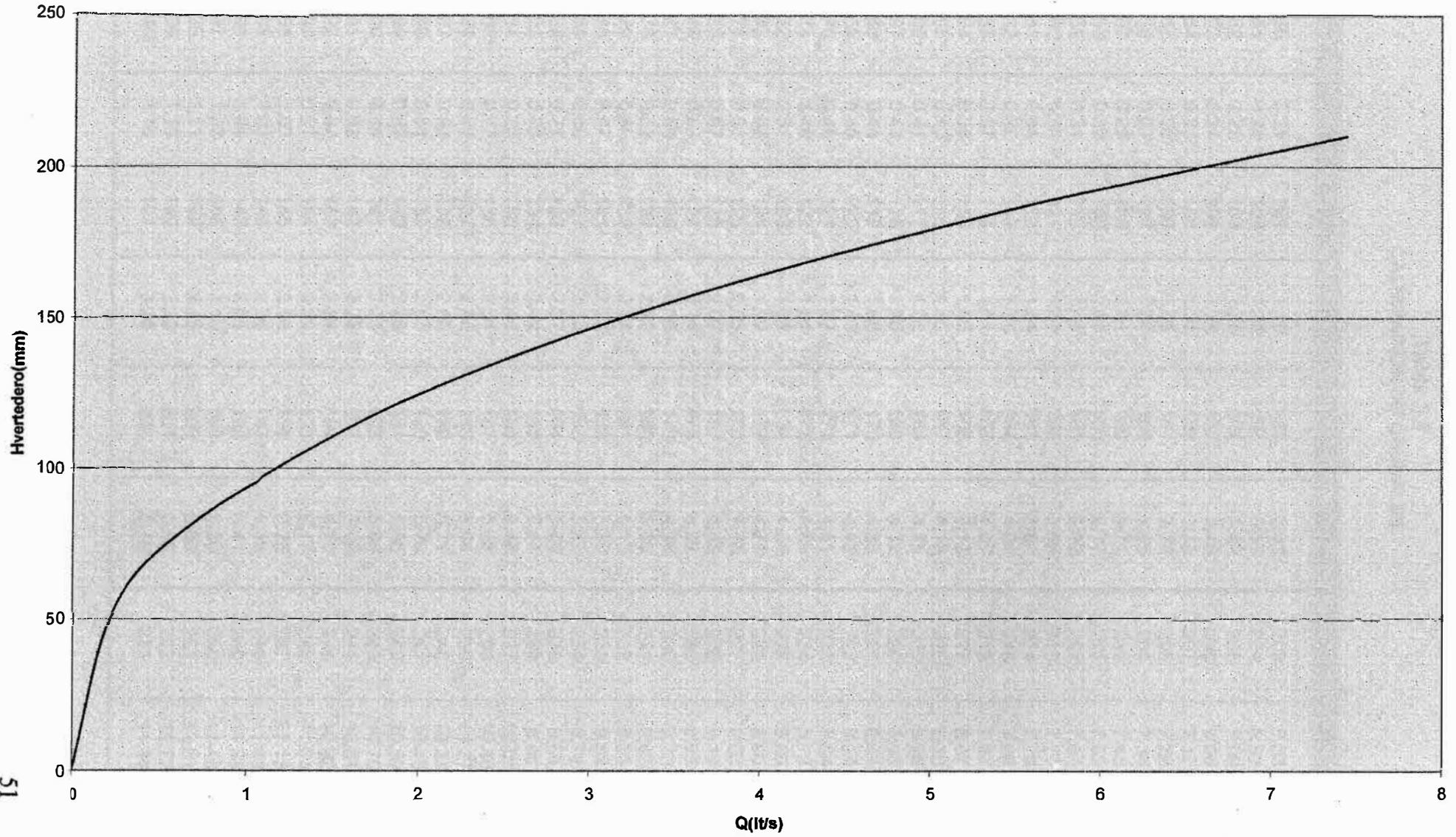


Tabla 3.3
CALIBRACION DE CAUDALES

H(mm)	Q(lt/s)	H(mm)	Q(lt/s)	H(mm)	Q(lt/s)	H(mm)	Q(lt/s)
50	0.21	101	1.19	152	3.31	203	6.83
51	0.22	102	1.22	153	3.37	204	6.91
52	0.23	103	1.25	154	3.42	205	7.00
53	0.24	104	1.28	155	3.48	206	7.08
54	0.25	105	1.31	156	3.53	207	7.17
55	0.26	106	1.35	157	3.59	208	7.26
56	0.27	107	1.38	158	3.65	209	7.34
57	0.29	108	1.41	159	3.71	210	7.43
58	0.30	109	1.44	160	3.77	211	7.52
59	0.31	110	1.48	161	3.82	212	7.61
60	0.32	111	1.51	162	3.88	213	7.70
61	0.34	112	1.54	163	3.94	214	7.79
62	0.35	113	1.58	164	4.01	215	7.88
63	0.37	114	1.61	165	4.07	216	7.97
64	0.38	115	1.65	166	4.13	217	8.07
65	0.40	116	1.69	167	4.19	218	8.16
66	0.41	117	1.72	168	4.25	219	8.25
67	0.43	118	1.76	169	4.32	220	8.35
68	0.44	119	1.80	170	4.38	221	8.44
69	0.46	120	1.83	171	4.45	222	8.54
70	0.48	121	1.87	172	4.51	223	8.64
71	0.49	122	1.91	173	4.58	224	8.73
72	0.51	123	1.95	174	4.64	225	8.83
73	0.53	124	1.99	175	4.71	226	8.93
74	0.55	125	2.03	176	4.78	227	9.03
75	0.57	126	2.07	177	4.85	228	9.13
76	0.59	127	2.11	178	4.92	229	9.23
77	0.60	128	2.16	179	4.98	230	9.33
78	0.62	129	2.20	180	5.05	231	9.43
79	0.65	130	2.24	181	5.13	232	9.53
80	0.67	131	2.28	182	5.20	233	9.64
81	0.69	132	2.33	183	5.27	234	9.74
82	0.71	133	2.37	184	5.34	235	9.84
83	0.73	134	2.42	185	5.41	236	9.95
84	0.75	135	2.46	186	5.49	237	10.05
85	0.77	136	2.51	187	5.56	238	10.16
86	0.80	137	2.55	188	5.64	239	10.27
87	0.82	138	2.60	189	5.71	240	10.38
88	0.84	139	2.65	190	5.79	241	10.48
89	0.87	140	2.70	191	5.86	242	10.59
90	0.89	141	2.75	192	5.94	243	10.70
91	0.92	142	2.79	193	6.02	244	10.81
92	0.94	143	2.84	194	6.10	245	10.92
93	0.97	144	2.89	195	6.17	246	11.04
94	1.00	145	2.94	196	6.25	247	11.15
95	1.02	146	2.99	197	6.33	248	11.26
96	1.05	147	3.05	198	6.41	249	11.38
97	1.08	148	3.10	199	6.50	250	11.49
98	1.11	149	3.15	200	6.58	251	11.61
99	1.13	150	3.20	201	6.66	252	11.72
100	1.16	151	3.26	202	6.74	253	11.84

de succión, reduciéndose así daños a la bomba hidráulica, y fundamentalmente para controlar el aporte de sedimentos al canal.

La evacuación de los sedimentos que llegaban hasta el desarenador fue controlada a través de una válvula compuerta de 3" de diámetro. Este proceso se efectuaba en promedio después de tres ensayos.

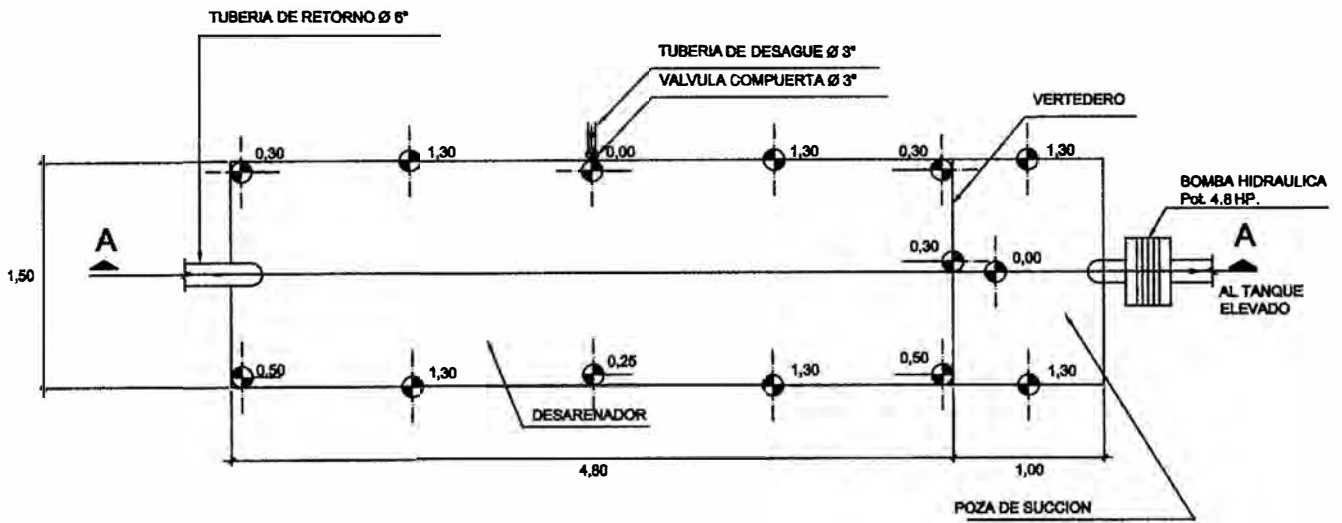
La poza de succión(Foto N° 3.9), sirvió para abastecer de agua a la bomba hidráulica, además de recibir las aguas excedentes del tanque elevado.

Las dimensiones del desarenador y la poza de succión se muestran en la figura 3.5.

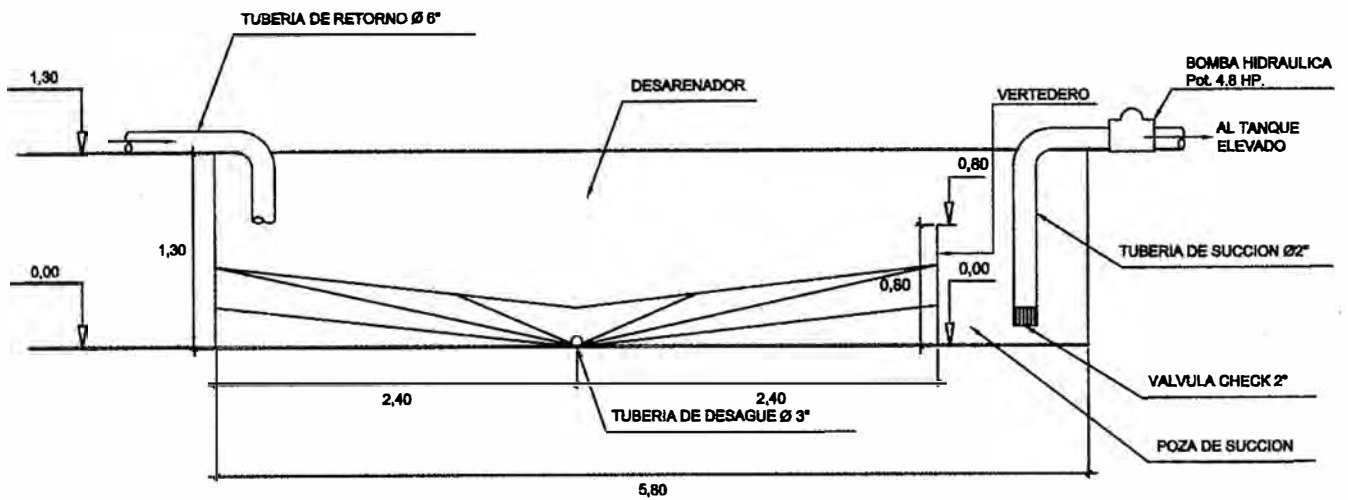
La Bomba hidráulica(Foto N° 3.10), tiene una potencia de 4.8 HP que dio caudales de hasta 10 lt/s en el sistema.

3.2.6 Equipamiento para la medición de tirantes en el canal. Se tuvo hasta dos maneras de efectuar la medición de tirantes en el canal. La primera de ellas fue a través de un limnómetro de puntas tipo Neyrpic que tiene una precisión de 0.1 mm(error de instrumentación). Esto se hizo midiendo el nivel de la superficie libre y el del lecho promedio justo antes del hueco de erosión(error humano indeterminado). La segunda manera fue por medio de winchas adheridas interiormente a las paredes del canal. El tirante resultante fue el promedio de ambas lecturas. Cuando no había visibilidad en el fondo se registraba el tirante sólo por el segundo modo. La instrumentación para medir los tirantes por el primer y segundo modo se muestran en las fotografías 3.11 y 3.12 respectivamente.

3.2.7 Equipamiento para el control de pendientes en el canal. La pendiente en el canal se controló a través de una regla en la cual se marcó las pendientes, como resultado de la calibración de las mismas. El rango de las pendientes osciló entre el 0 y el 7%.



a) PLANTA



b) CORTE A-A



Fig. 3.5 DESARENADOR Y POZA DE SUCCION

NOTA: TODAS LAS DIMENSIONES SON INTERIORES Y ESTAN EXPRESADAS EN METROS

3.2.8 Equipamiento para la medición de la temperatura del agua(Foto No 3.13). La temperatura del agua se midió usando un termómetro electrónico de la firma Toshiba, previamente contrastada con los termómetros disponibles en el Laboratorio de Mecánica de Fluidos de la FIC-UNI.

3.2.9 Equipamiento para medir la socavación. La medición de la profundidad de socavación se efectuó en dos zonas. La primera; en el frontis del pilar, o en la zona de aceleración del flujo, según en que zona se haya producido la máxima socavación, y la segunda; en la zona de la estela.

La socavación máxima en el frontis del pilar ó en la zona de aceleración del flujo se midió por medio de winchas adheridas interiormente al pilar transparente, con ayuda de un espejo; inclinado 45° respecto al eje del fondo del canal (Foto No 3.14). El espejo estuvo unido al extremo de una barra, que permitía subir o bajar, según la socavación. Las lecturas se efectuaban desde encima de la pila, a veces con la ayuda de una linterna para una mayor visibilidad. El ángulo de 45° del espejo se debió a que según la Ley de Snell la distorsión en la lectura es de cero. La localización de la profundidad máxima de socavación se efectuó por medio de un transportador grabado en el extremo superior del pilar. En la zona de la estela, la erosión se midió con el mismo limnómetro que se usó para la medición de tirantes.

3.2.10 Pilares(Foto No 3.14). Sólo se empleó un pilar cilíndrico transparente de plexiglass de 5 cm de diámetro externo.

3.3 SEDIMENTOS

Tres tipos de arena fueron usados como sedimentos en los ensayos. En la tabla 3.4 se presentan las propiedades físicas de estos sedimentos.

3.3.1 Análisis

El d_{50} , d_{80} y $d_{84,1}$ de cada sedimento, fue determinado usando su curva granulométrica, la misma que se obtuvo a partir de un análisis granulométrico por tamizado, que se efectuó en las instalaciones del Laboratorio No 02 de

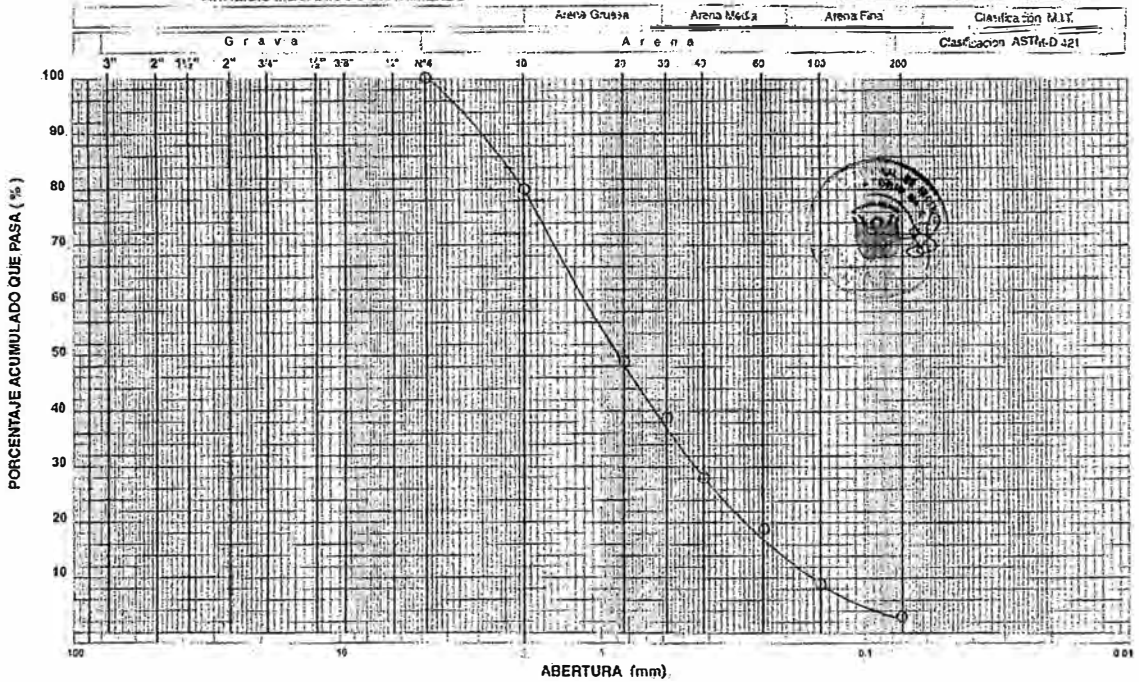


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Muestra: 1

ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO

INFORME N° S 99-598
Solicitado: ING. ARTURO LEON CUBA
Proyecto: Investigación "Socavación Local Alrededor de Pilares cilíndricos en Lechos no cohesivos"
Procedencia: 26 de Julio de 1999
Fecha:



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Muestra: 2

ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO

INFORME N° S 99-598
Solicitado: ING. ARTURO LEON CUBA
Proyecto: Investigación "Socavación local alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos"
Procedencia: 26 de Julio de 1999
Fecha:

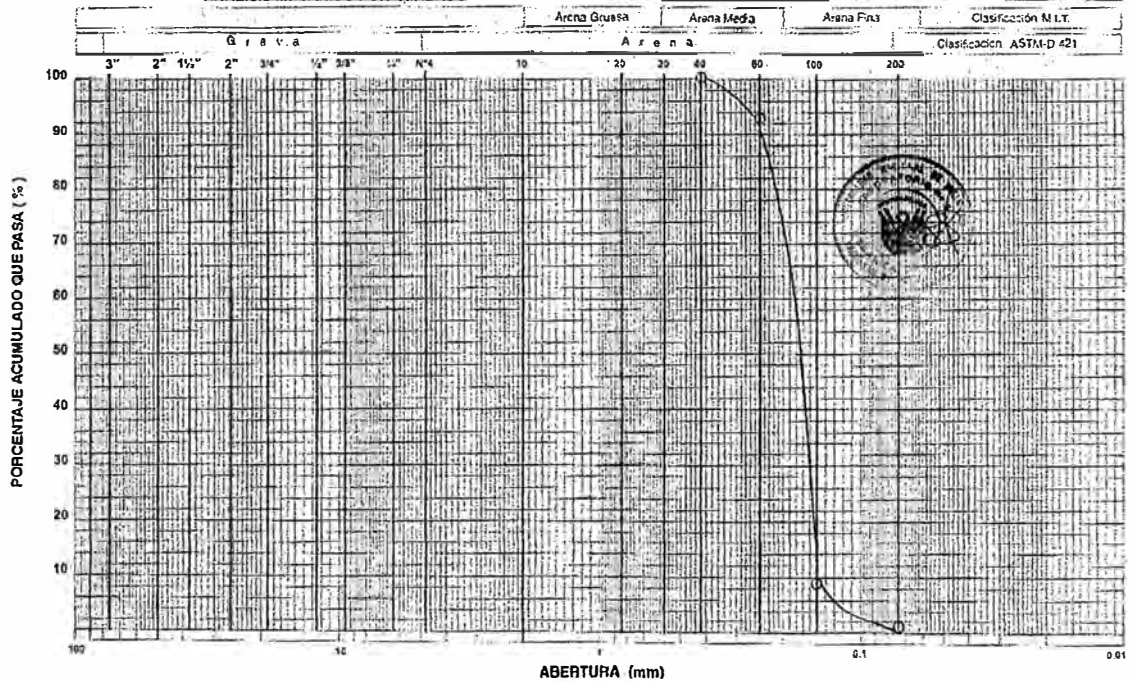


fig. 3.6 Curvas granulométricas de las dos primeras muestras de sedimento.

Mecánica de Suelos perteneciente a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. En la figura 3.6 se presenta las curvas granulométricas de las dos primeras muestras de sedimento.

La gravedad específica de los sedimentos fue determinada en el mismo laboratorio. Era de esperar que estos valores estuvieran bastante cercanos a 2.65, puesto que todos los materiales fueron arenosos, y como se sabe, las arenas están compuestas fundamentalmente de cuarzo, cuya gravedad específica es precisamente dicho valor.

La desviación estándar geométrica (σ_g) fue obtenido a partir de la siguiente relación:

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84.1}}{d_{15.9}}}$$

La velocidad de caída de los sedimentos fue determinada con la ayuda del diagrama típico de Sudry, usando el d_{80} como diámetro representativo de los sedimentos.

Sedimento No	Material		d_{50} (mm)	D_{80} (mm)	$d_{84.1}$ (mm)	$d_{15.9}$ (mm)	σ_g	Veloc. De Caída (cm/s)
	Clasificación M.I.T.	Clasificación ASTM - 421						
01	Grava fina, arena gruesa - media - fina.	arena	0.880	2.000	2.300	0.235	3.128	17.5
02	Arena media - fina	arena	0.173	0.215	0.226	0.152	1.219	2.7
03	Arena fina	arena	0.125	0.142	0.146	0.110	1.152	1.5

Tabla 3.4
Propiedades físicas de los sedimentos empleados en los ensayos de
socavación

3.3.2 Origen y Preparación

Los sedimentos(arenas), usados en los ensayos fueron obtenidos de canteras limeñas, normalmente usadas en el asentamiento de ladrillos y en la preparación de concreto. El sedimento No 01 fue proveniente de las canteras del Zapallal ubicada en Puente Piedra. Los sedimentos 02 y 03 fueron provenientes de las canteras del lugar denominado Camote, ubicado en Huachipa.

En cuanto concierne a la preparación de los sedimentos, el procedimiento fue similar para los tres y consistió, en un cribado por la malla No 04, desechándose el material que no pasaba dicha malla. Paso seguido se procedió al lavado del material eliminándose de esta manera el material más fino(Suelos cohesivos: limos y arcillas). El material limpio - suelo no cohesivo - fue el que se utilizó en los ensayos.

3.4 OBSERVACIONES EN LOS ENSAYOS DEL FENOMENO DE SOCAVACION

3.4.1. En Régimen Subcrítico

En los ensayos en régimen subcrítico se pudo apreciar claramente el vórtice herradura y sus efectos, que se manifestaban en un movimiento helicoidal con eje horizontal en la mitad superior del cilindro, pasando a tener eje vertical gradualmente en la otra mitad inferior. El movimiento helicoidal del vórtice iba cargado de sedimentos. En la parte posterior del pilar - zona terminal de la mitad inferior del cilindro - los sedimentos eran pulsados hacia arriba, depositándose una cierta cantidad inmediatamente aguas abajo del mismo y el restante se transportaba hacia aguas abajo. Una representación esquemática de las observaciones en los ensayos de socavación en régimen subcrítico se muestra en la figura 3.7.

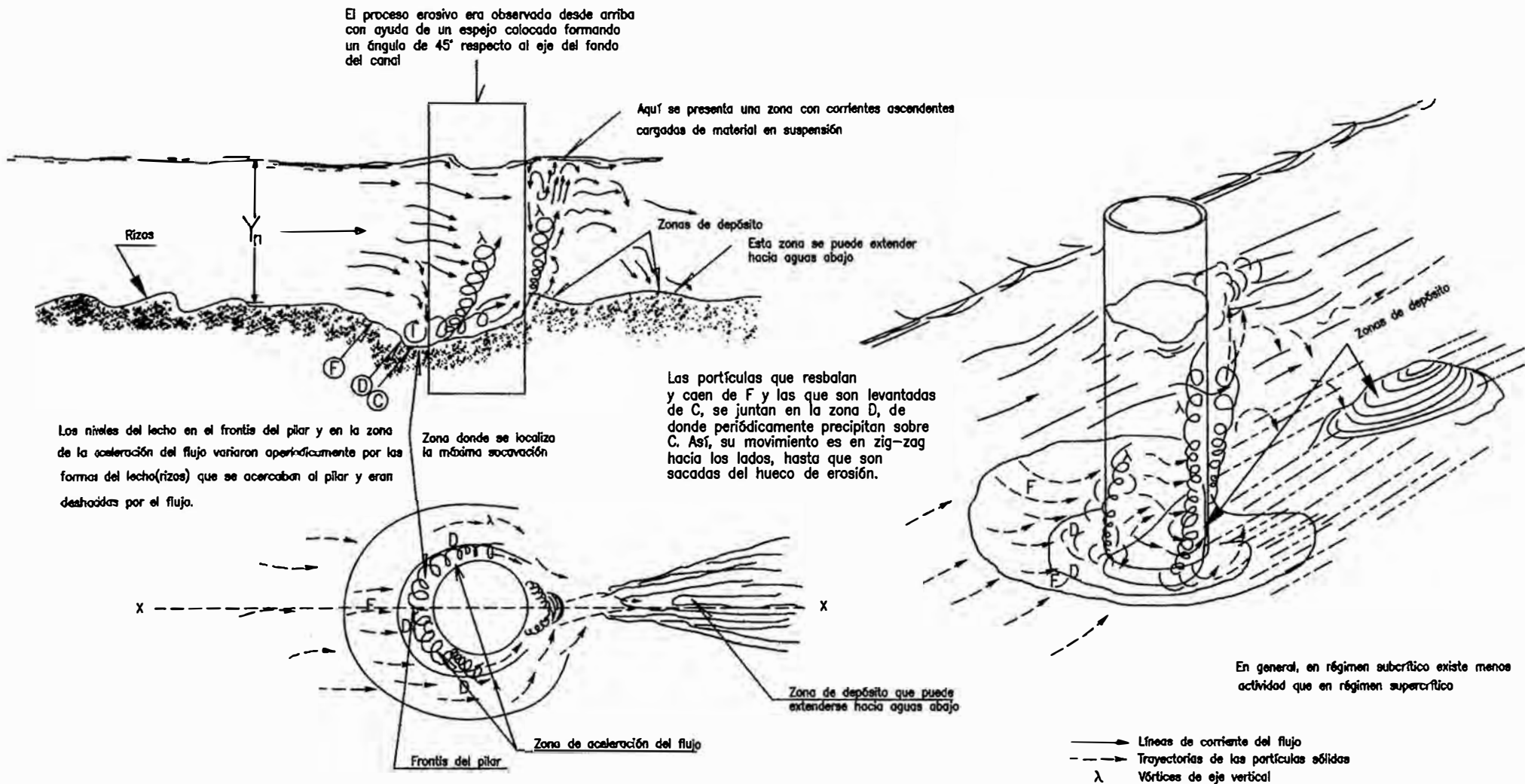
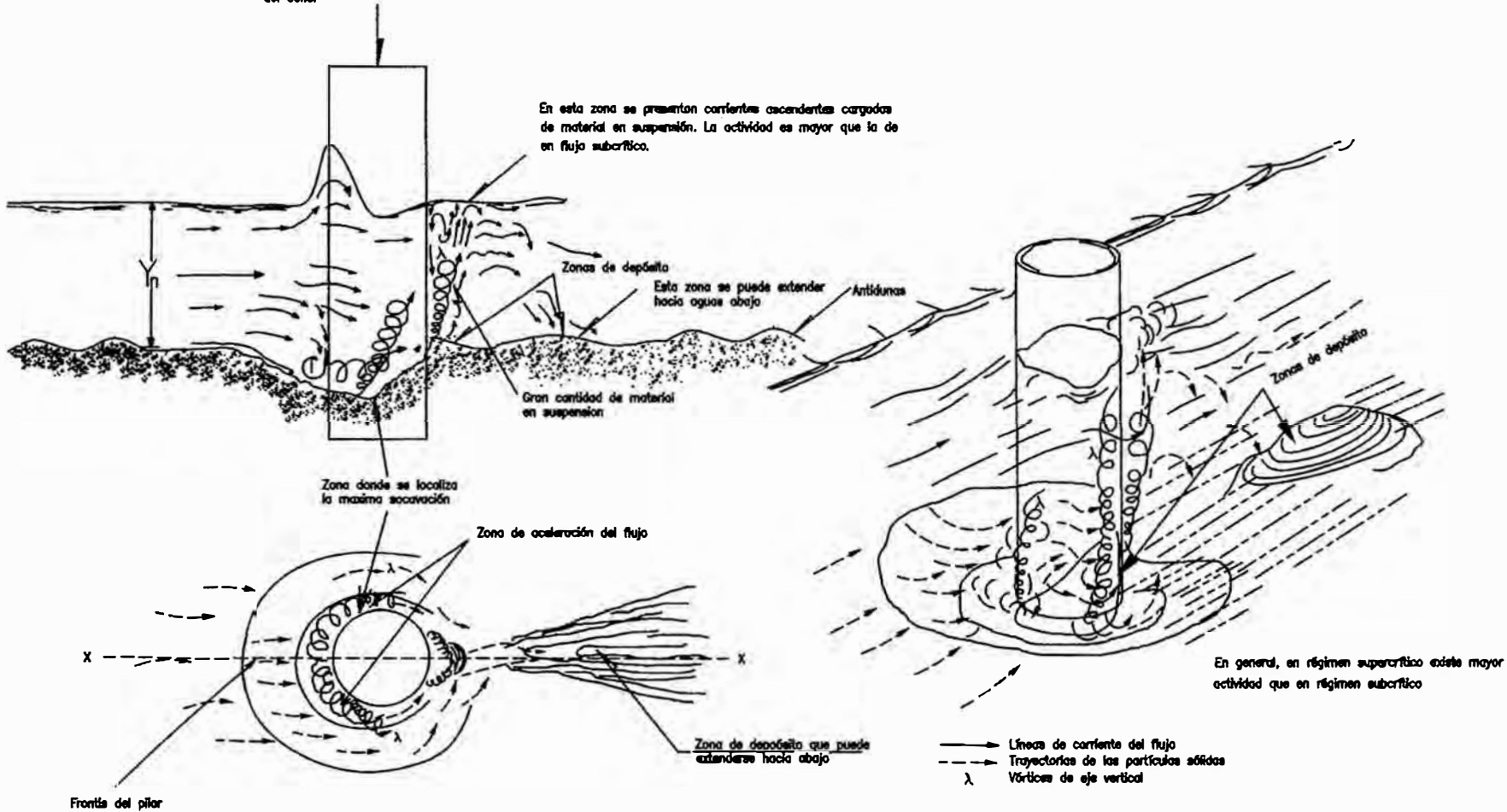


Fig. 3.7 Observaciones del fenómeno de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos arenosos en régimen subcrítico

3.4.2. En Régimen Supercrítico

En los ensayos en régimen supercrítico se pudo apreciar muy claramente la onda de agua que se levantaba localmente en el frontis del pilar por encima del tirante normal, así como el vórtice herradura y su efecto. El radio del vórtice en la mitad superior del pilar cilíndrico fue significativamente menor a la de en régimen subcrítico, lo cual es evidente. En general el mecanismo de erosión en régimen supercrítico fue similar al subcrítico, siendo la diferencia más marcada, que mientras en régimen subcrítico, la socavación máxima se producía generalmente en el frontis del pilar, en régimen supercrítico, la misma por lo general ocurría en la zona de aceleración del flujo. Otra diferencia notoria es que en régimen supercrítico se alcanzaba más rápidamente la profundidad de equilibrio de socavación. Más detalles de las observaciones se muestran esquemáticamente en la figura 3.8.

El proceso erosivo era observado desde arriba con ayuda de un espejo colocado formando un ángulo de 45° respecto al eje del fondo del canal



La diferencia esencial entre la socavación en régimen subcrítico y supercrítico radica en la localización de la socavación máxima, pues, mientras que en régimen subcrítico, ésta mayormente se produce en el frente del pilar, en régimen supercrítico; la misma por lo general ocurre en la zona de la aceleración del flujo, vale decir en dos puntos ubicados entre 0 y 90° a cada lado respecto a la dirección del eje X. Otra diferencia notoria es que en régimen supercrítico se alcanzaba más rápidamente la profundidad de equilibrio de socavación.

Fig. 3.8 Observaciones del fenómeno de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos arenosos en régimen supercrítico

CAPITULO IV

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 DEPENDENCIA DE LA SOCAVACION LOCAL CON LOS PARAMETROS π HALLADOS

4.1.1 EFECTO DEL NUMERO DE FROUDE DEL PILAR(F_p)

Para determinar la posible influencia del número de Froude del pilar(F_p) en la profundidad de socavación total, se planteó la socavación total relativa(Y_s/D) en ordenadas y F_p en abscisas(Fig. 4.1), encontrándose gran dispersión de los datos plotados y no apreciándose ninguna tendencia definida, por lo que se descarta que la profundidad de socavación local sea una función del número de Froude del pilar, al menos exclusivamente.

4.1.2 EFECTO DEL PARAMETRO $F^{0.43}(Y_n/D)^{0.35}$

Cabe indicar que el método del Colorado State University(CSU) expresa la socavación total relativa(Y_s/D) como una función del parámetro $F^{0.43}(Y_n/D)^{0.35}$. Al plotarse Y_s/D en ordenadas y $F^{0.43}(Y_n/D)^{0.35}$ en abscisas, con los datos experimentales obtenidos en el presente trabajo(Fig. 4.2), se aprecia una tendencia vaga de los datos plotados, por lo que se infiere que la fórmula del CSU no predice satisfactoriamente la profundidad de socavación total al menos bajo las condiciones experimentadas.

4.1.3 EFECTO DEL NUMERO DE REYNOLDS DEL PILAR(Re_p)

Shen y colaboradores afirmaron que la socavación depende del número de Reynolds del pilar. Para verificar tal aseveración, se planteó la socavación relativa(Y_s/D) versus el número de Reynolds del pilar(Fig.4.3), encontrándose gran dispersión de los datos plotados y no apreciándose ninguna tendencia definida, por lo que se descarta que la profundidad de socavación local sea una función del número de Reynolds del pilar, al menos exclusivamente.

Figura No 4.1
 Y_s/D vs F_p

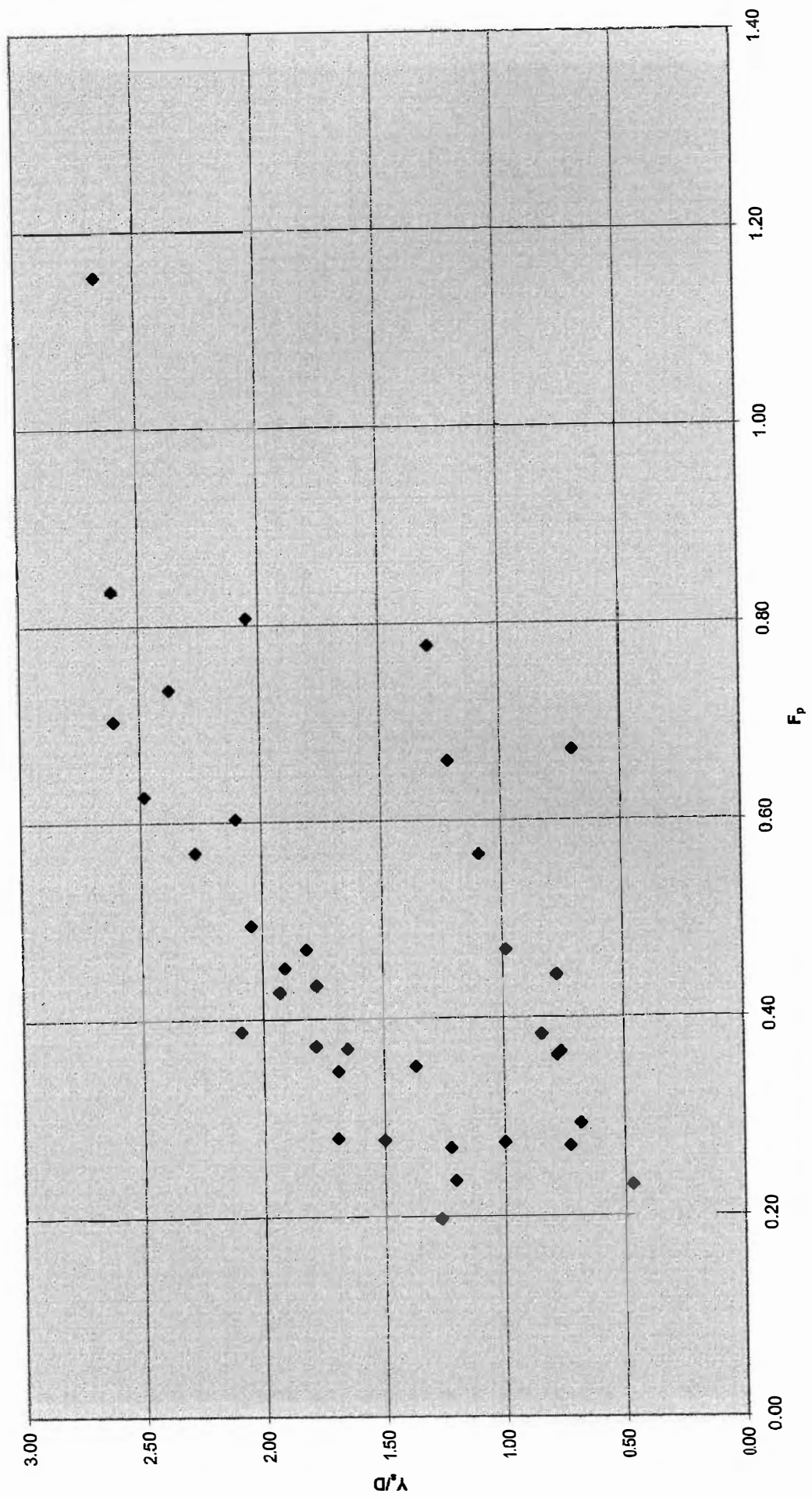


Figura 4.2
 Y_s/D vs $F^{0,43} (Y_n/D)^{0,35}$

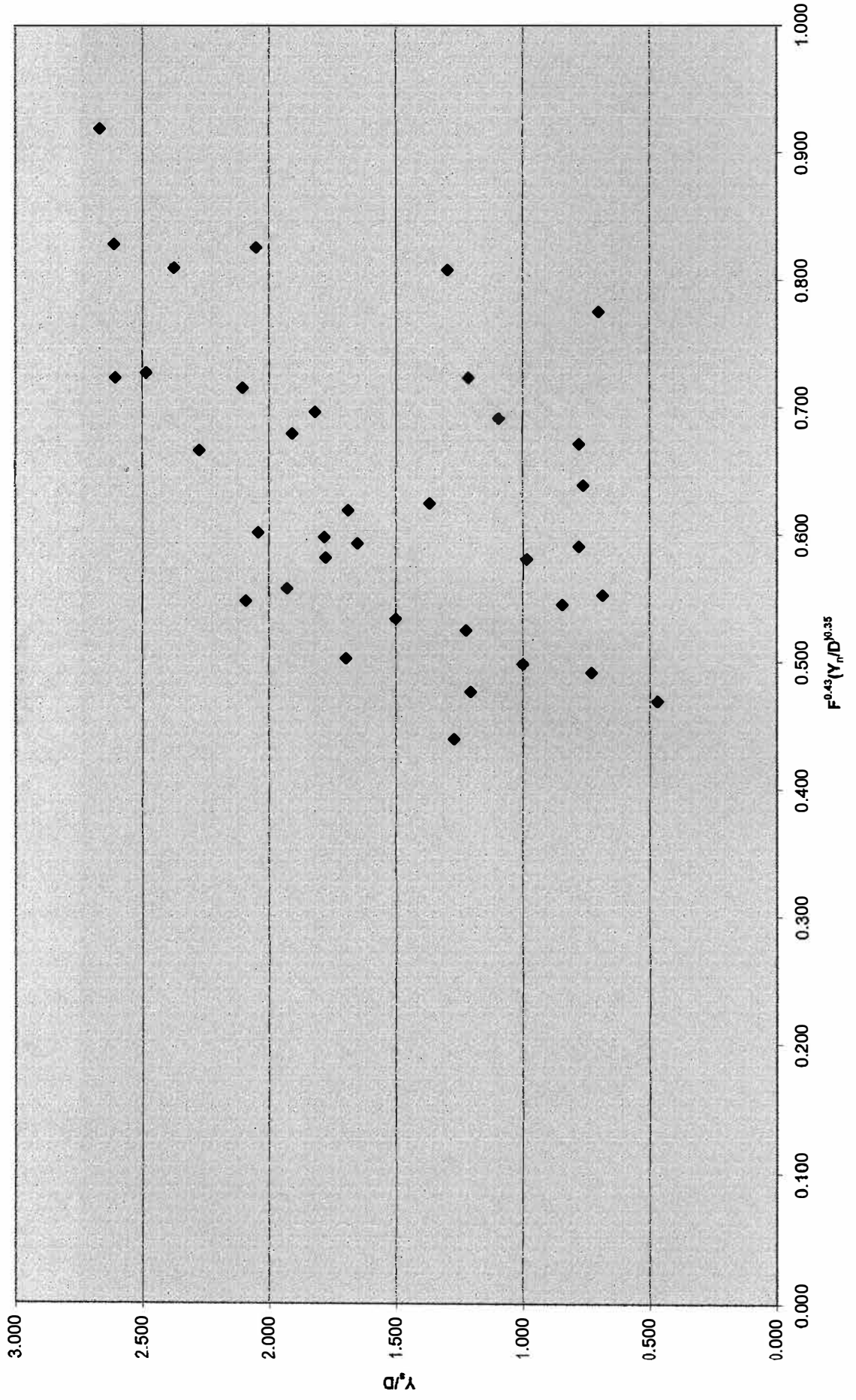
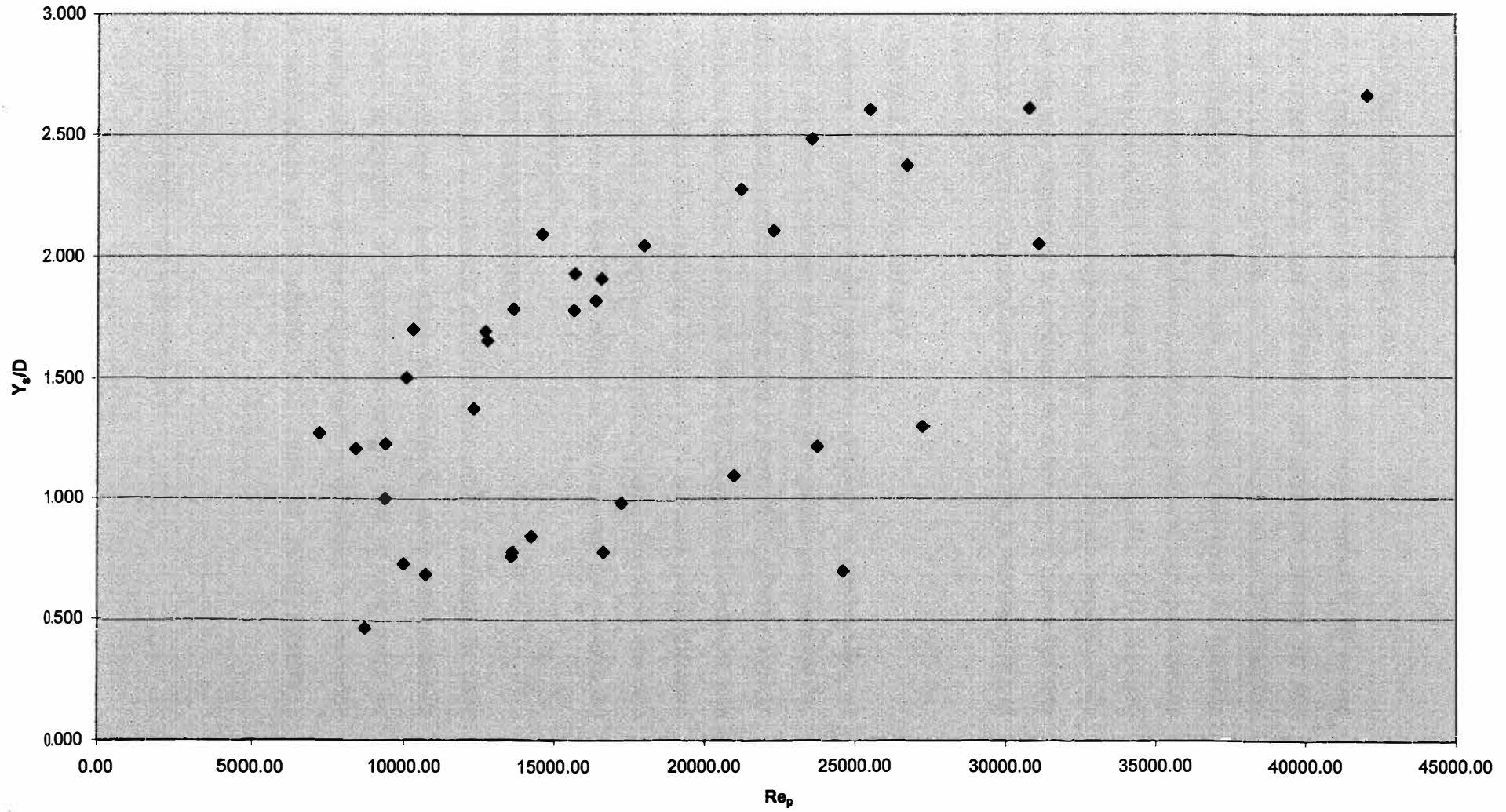


Figura 4.3
 Y_p/D vs Re_p



4.1.4 EFECTO DEL PARAMETRO Y_n/D .

Laursen y Toch, afirmaron que la socavación local relativa (Y_l/D) es una función de la relación Y_n/D . Los resultados del presente trabajo no son comparables al de Laursen y Toch, ya que, este último, en su investigación obtuvo profundidades de socavación local, a diferencia del autor del presente trabajo que obtuvo profundidades de socavación total. Sin embargo, para efectos de comprobar si la socavación total es una función de la relación Y_n/D , se plotó la socavación total relativa Y_s/D en ordenadas vs Y_n/D en abscisas (Fig. 4.4), encontrándose una gran dispersión de los datos plotados, por lo que se descarta que la profundidad de socavación total sea una función de la relación Y_n/D , al menos exclusivamente.

4.1.5 EFECTO DEL PARAMETRO d/Y_n

Para apreciar la influencia del parámetro d/Y_n en la profundidad de socavación total, se plotó la primera en abscisas y la segunda en ordenadas (Fig. 4.5). El gráfico resultante permite observar que la socavación relativa Y_s/D se mantiene constante cuando, d/Y_n es mayor que 0.05, lo que implica que en este intervalo, la profundidad de socavación local no se ve afectada por el diámetro representativo del material de lecho (d_{80}). Asimismo, puede observarse que para valores de d/Y_n menores que 0.025, la influencia del diámetro del material del lecho es bastante significativo.

4.1.6 EFECTO DEL PARAMETRO τ/τ_c

Antes de analizar la influencia de la relación entre el esfuerzo de corte hidráulico τ y el esfuerzo de corte crítico de Shields τ_c , en la profundidad de socavación total, se presenta un aspecto interesante, cual es, que todas las variables consideradas como las que influyen en la profundidad de socavación total, están involucradas en la relación τ/τ_c , como se puede apreciar a continuación:

El esfuerzo de corte hidráulico está expresado por:

Figura 4.4
 Y_3/D vs Y_1/D

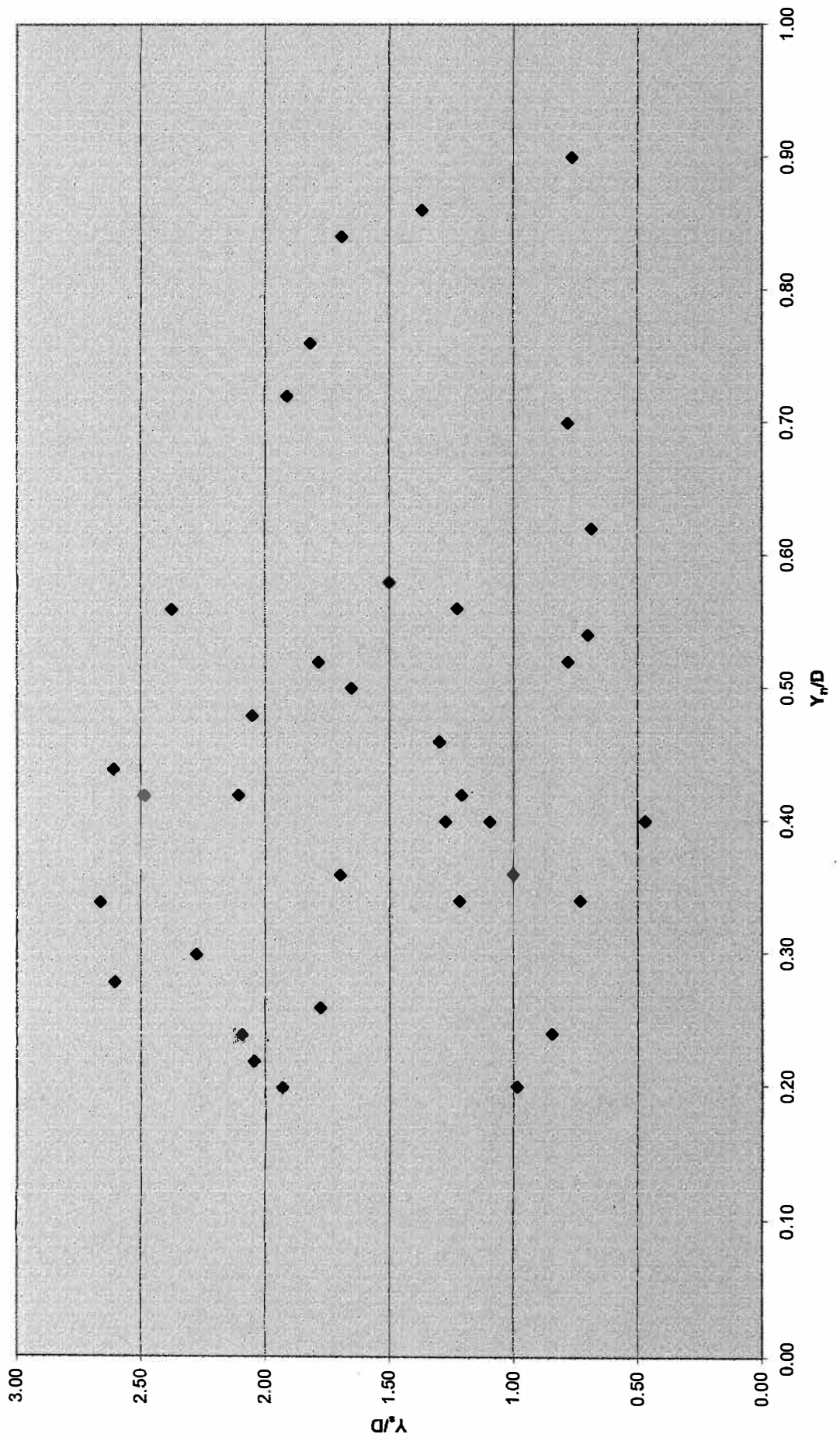
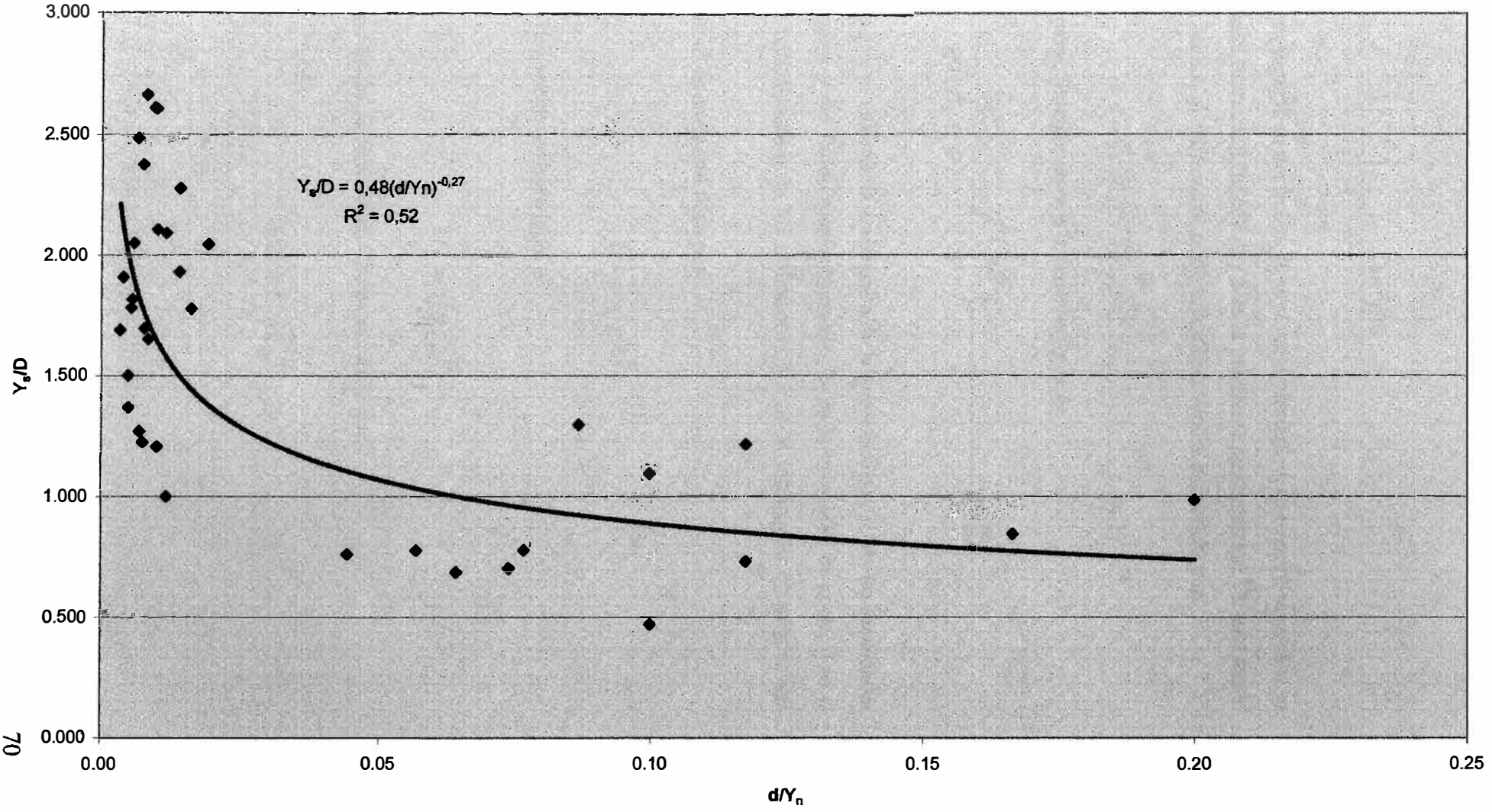


Figura 4.5
 Y_s/D vs d/Y_n



$$\tau = \gamma RS$$

donde:

γ es el peso específico del fluido, R es el radio hidráulico, que para ríos anchos se hace igual al tirante del flujo (Y_n), y S es la pendiente piezométrica. De este modo para ríos anchos el esfuerzo de corte hidráulico vendrá expresado por:

$$\tau = \gamma Y_n S \dots \dots \dots (4.1)$$

Por otra parte, Shields, obtuvo la función (fig. 4.6)

$$\frac{\tau_c}{gd(\rho_s - \rho)} = f\left(\frac{U_* d}{\nu}\right) \dots \dots \dots (4.2)$$

En donde g es el valor de la aceleración de la gravedad, ρ_s y ρ son las densidades de los granos y del fluido respectivamente, U_* es la velocidad de corte, d es el diámetro representativo de los sedimentos y ν es la viscosidad cinemática del fluido.

La velocidad de corte está dada por:

$$U_* = \sqrt{gRS}$$

que para ríos anchos se hace igual a:

$$U_* = \sqrt{gY_n S}$$

Del mismo modo, la fórmula de Chezy está dada por:

$$U = C \sqrt{Y_n S}$$

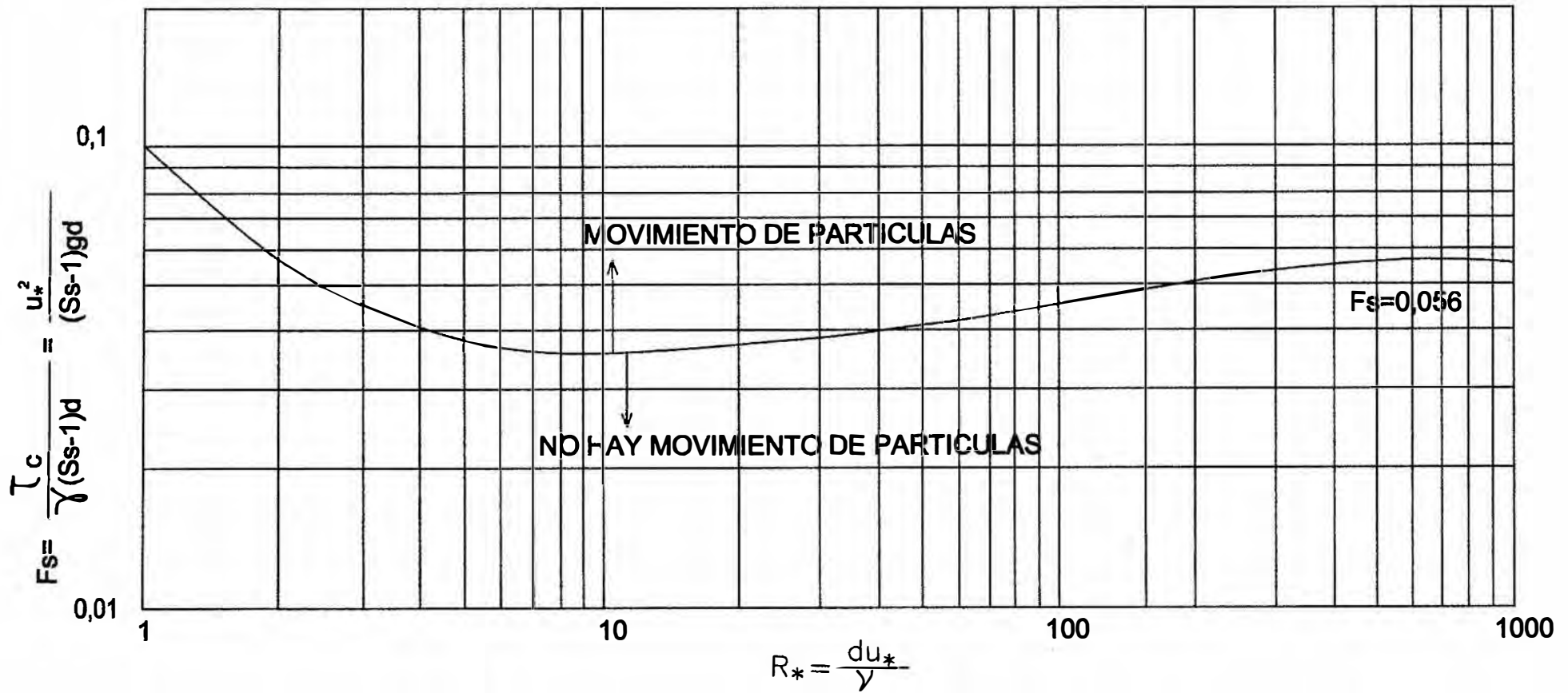


Figura 4.6 Iniciación del movimiento según Shields(1936)

Relacionando las dos últimas expresiones, resulta:

$$\frac{U_*}{U} = \frac{\sqrt{g}}{C}$$

de donde:

$$U_* = \frac{\sqrt{g}}{C} U$$

que se puede expresar como:

$$U_* = C_1 U \dots \dots \dots (4.3)$$

Despejando τ_c de la expresión 4.2 se tiene:

$$\tau_c = gd(\rho_s - \rho) f_1 \left(\frac{U_* d}{\nu} \right) \dots \dots \dots (4.4)$$

Sustituyendo 4.3 en 4.4 resulta:

$$\tau_c = gd(\rho_s - \rho) f_1 \left(\frac{C_1 U d}{\nu} \right) \dots \dots \dots (4.5)$$

El parámetro π , τ/τ_c se obtiene de las expresiones 4.1 y 4.5, resultando:

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \frac{\gamma Y_n S}{gd(\rho_s - \rho) f_1 \left(\frac{C_1 U d}{\nu} \right)}$$

Simplificando, ya que $\gamma = \rho g$, queda:

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \frac{Y_n S}{d \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) f_1 \left(\frac{C_1 U d}{\nu} \right)} \dots \dots \dots (4.6)$$

Si la socavación relativa (Y_s/D), es una función de τ/τ_c , la profundidad de socavación total está expresada por:

$$Y_s = Df_2 \left[\frac{Y_n S}{d \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) f_1 \left(\frac{C_1 U d}{\nu} \right)} \right] \dots\dots\dots(4.7)$$

Es decir, la profundidad de socavación total es una función de D ; Y_n ; S ; d ; ρ_s ; ρ ; U y ν , que son todas las variables consideradas como influyentes en la profundidad de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos. A continuación se analiza la socavación total relativa (Y_s/D) como una función de τ/τ_c .

Al plotearse la socavación total relativa (Y_s/D), en ordenadas, y el parámetro τ/τ_c , en abscisas (fig. 4.7), se observó una tendencia bastante definida de los datos. Para establecer la relación Y_s/D como una función de τ/τ_c , después de realizarse varios ajustes, se seleccionó una curva de potencias de la forma:

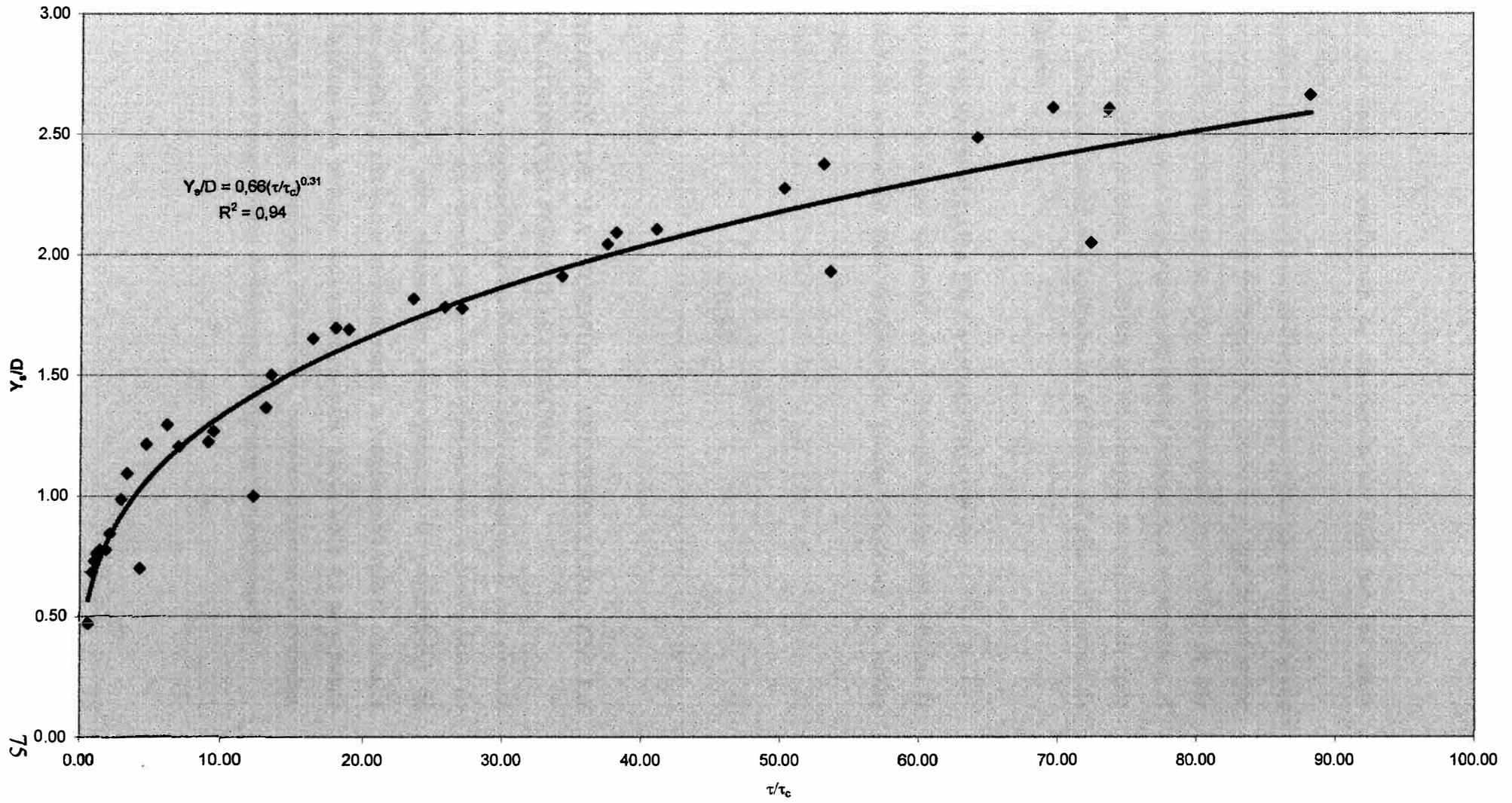
$$\frac{Y_s}{D} = K_1 \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{K_2}$$

como la más representativa del fenómeno físico.

Las constantes K_1 y K_2 , determinadas por mínimos cuadrados, son 0.66 y 0.31 respectivamente, quedando la relación anterior como:

$$\frac{Y_s}{D} = 0.66 \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.31} \dots\dots\dots(4.8)$$

Figura 4.7
 Y_s/D vs τ/τ_c



la misma que tiene un coeficiente de correlación de 0,94 con los datos experimentales.

En la determinación del esfuerzo de corte crítico de Shields se empleó el d_{80} como diámetro representativo del sedimento, por cuanto es el que da una mejor correlación de la que cuando se usa el d_{50} . Esto concuerda con el hecho de que son las partículas mayores las que presentan mayor resistencia al movimiento, al menos en el hueco de erosión. En efecto, en los ensayos, se observó un claro proceso de selección natural que agrupaba en el frontis del pilar los granos de mayor diámetro.

4.2 FORMULA DESARROLLADA EN LA INVESTIGACION

La mejor relación a la que se arribó en el presente estudio para estimar la profundidad de socavación total alrededor de pilares cilíndricos en lechos arenosos es:

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

4.3 COMPARACION DE LA FORMULA DESARROLLADA EN LA INVESTIGACIÓN CON FORMULAS COMUNES

Antes de iniciar la comparación de las fórmulas más comunes con la del presente estudio, debe tenerse en cuenta que no todas ellas estiman la profundidad de socavación total (Y_s), pues algunas de estas predicen la profundidad de socavación local (Y_ℓ), por lo que evidentemente, la comparación sólo se efectuará con las fórmulas que predicen la socavación total. En la tabla 4.1 se presenta información de anchos, gradientes hidráulicas, caudales máximos de avenidas, d_{80} del sedimento y rugosidades de Manning de algunos ríos Peruanos(*).

Río	Ancho (m)	Gradiente hidráulica	Caudal máximo de avenidas (m ³ /s)	Rugosidad de Manning	d ₈₀ (mm)
Chili(Arequipa)	40	0.013	200	0.038	10
Michicay(Ancash)	14	0.101	33	0.035	15
Zaña(Lambayeque)	70	0.0017	1200	0.035	5
Chillón(Puente La Ensenada)	30	0.01	180	0.040	60
Rímac(Puente El Ejército)	58	0.011	462	0.040	87.1
Madre de Dios(Puente Brasil)	448	0.00021	11275	0.032	0.3

(*) Información personal proporcionada por el Dr. Francisco Coronado del Aguila.

Tabla 4.1

Anchos, Gradientes hidráulicas, caudales máximos de avenidas, d₈₀ del sedimento y rugosidades de Manning de algunos ríos Peruanos

Sobre la base de la tabla 4.1 se han preparado las tablas del 4.2 al 4.7, en las cuáles se han calculado las profundidades de socavación total relativa para las fórmulas de Inglis, Jaroslavtziev, CSU, incluyendo a la desarrollada en la investigación(León). En los gráficos del 4.8 al 4.13 se ha ploteado la información de las tablas 4.2 al 4.7 respectivamente. Algunos comentarios de estos gráficos son los siguientes:

- ◆ En general, la fórmula de Jaroslavtziev arroja valores mucho más altos que los demás métodos.

Tabla 4.2

SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Río Chili(Arequipa)

Lista de símbolos

Q = Caudal m ³ /s	γ = Peso específico del agua	τ = Esfuerzo de corte hidráulico	F = Número de Froude del flujo
a = Ancho del río	d_{80} = Diámetro representativo del sedimento	U_s = Velocidad de corte	F_p = Número de Froude del pilar
Y_n = Tirante del flujo	S = pendiente	Re_s = Número de Reynolds de corte	Re_p = Número de Reynolds del pilar
U = Velocidad media del flujo	R = Radio hidráulico	τ_c = Esfuerzo de corte crítico	
D = Diámetro del pilar	γ_s = Peso específico del sedimento	ν = Viscosidad cinemática del agua	

INGRESO DE DATOS

a =	40	m
D =	1.50	m
γ_s =	2.65	gr/cm ³
γ =	1.00	gr/cm ³
d_{80} =	10.00	mm
S =	1.30	%
n =	0.038	
ν =	1.00E-06	m ² /s
CAUDAL MEDIO	200	m ³ /s

Coefficientes para el cálculo de socavación

Método de Jaroslavtzev	Método del CSU
$K_1 = 10.0$ (Pilares circulares)	$K_1 = 1.0$ (Cilindro circular)
$e = 0.6$ (cauce principal)	$K_2 = 1.0$ (ángulo de incidencia = 0)
	$K_3 = 1.1$ (Lecho plano, dunas pequeñas y Antidunas)
	$K_4 = 1.0$ ($d_{50} < 2$ mm ó $d_{85} < 20$ mm)

a(m)	Y_n (m)	U(m/s)	Q(m ³ /s)	F	F_p	Re_p	R(m)	τ (kg/m ²)	U_s (m/s)	Re_s	τ_c (Kg/m ²)	τ/τ_c	$Y_s \text{ max}/D$	$Y_s \text{ max}/D$	$Y_s \text{ max}/D$	$Y_s \text{ max}/D$
													INGLIS	JAROSLAVTZEJ	CSU	Lobón
40.0	0.20	1.02	8.15	0.73	0.27	1529038	0.20	2.6	0.16	1589.1	0.7755	3.3195	0.409	0.843	0.948	0.957
40.0	0.28	1.26	13.83	0.77	0.33	1886024	0.27	3.5	0.19	1860.0	0.7755	4.5474	0.530	1.283	1.083	1.055
40.0	0.35	1.47	20.62	0.79	0.38	2209539	0.34	4.5	0.21	2094.5	0.7755	5.7863	0.645	1.715	1.198	1.136
40.0	0.43	1.67	28.43	0.82	0.44	2508711	0.42	5.4	0.23	2303.7	0.7755	6.9762	0.754	2.132	1.299	1.205
40.0	0.50	1.86	37.19	0.84	0.48	2788967	0.49	6.3	0.25	2494.2	0.7755	8.1773	0.860	2.531	1.389	1.266
40.0	0.58	2.04	46.83	0.86	0.53	3053876	0.56	7.3	0.27	2669.8	0.7755	9.3696	0.962	2.912	1.472	1.321
40.0	0.65	2.20	57.30	0.87	0.57	3305939	0.63	8.2	0.28	2833.5	0.7755	10.5532	1.060	3.274	1.548	1.370
40.0	0.73	2.36	68.58	0.89	0.62	3547004	0.70	9.1	0.30	2987.1	0.7755	11.7283	1.157	3.616	1.620	1.416
40.0	0.80	2.52	80.61	0.90	0.66	3778480	0.77	10.0	0.31	3132.1	0.7755	12.8949	1.250	3.939	1.687	1.458
40.0	0.88	2.67	93.37	0.91	0.70	4001478	0.84	10.9	0.33	3269.7	0.7755	14.0531	1.342	4.244	1.750	1.497
40.0	0.95	2.81	106.83	0.92	0.73	4216891	0.91	11.8	0.34	3400.9	0.7755	15.2031	1.432	4.531	1.810	1.534
40.0	1.03	2.95	120.96	0.93	0.77	4425455	0.98	12.7	0.35	3526.3	0.7755	16.3448	1.520	4.802	1.867	1.569
40.0	1.10	3.09	135.75	0.94	0.80	4627781	1.04	13.6	0.36	3646.5	0.7755	17.4784	1.606	5.056	1.921	1.602
40.0	1.18	3.22	151.16	0.95	0.84	4824389	1.11	14.4	0.38	3762.1	0.7755	18.6040	1.690	5.295	1.973	1.634
40.0	1.25	3.34	167.19	0.95	0.87	5015721	1.18	15.3	0.39	3873.4	0.7755	19.7216	1.773	5.520	2.023	1.663
40.0	1.40	3.58	200.0	0.97	0.93	5373257	1.30	17.0	0.41	4078.7	0.7755	21.8675	1.931	5.918	2.115	1.717

Figura 4.8
COMPARACION ENTRE LAS FORMULAS MAS COMUNES DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION
TOTAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Y EL DEL PRESENTE ESTUDIO
RIO CHILI - AREQUIPA

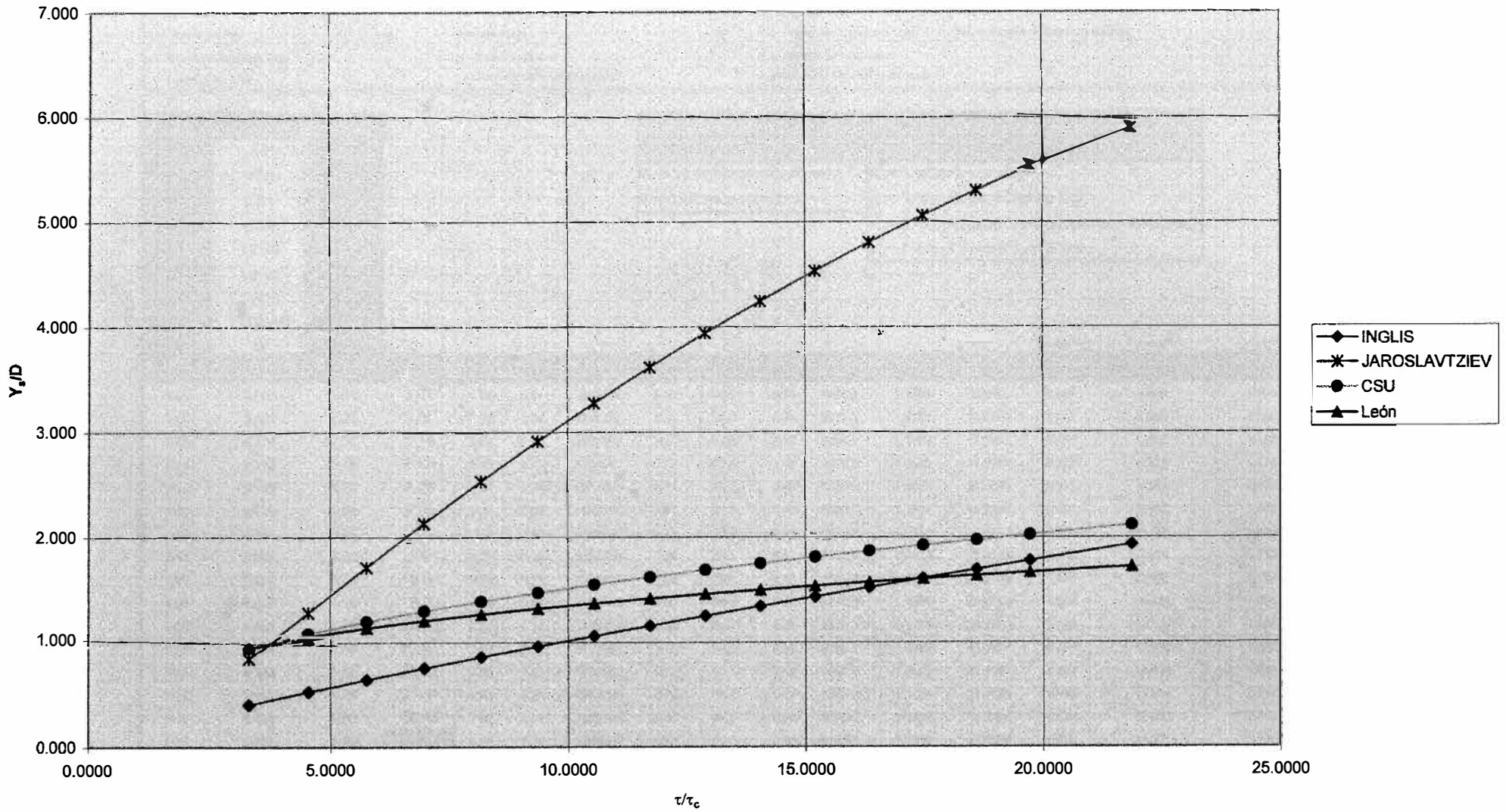


Tabla 4.3

SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Río Michicay(Ancash)

Lista de símbolos

Q = Caudal m ³ /s	γ = Peso específico del agua	τ = Esfuerzo de corte hidráulico	F = Número de Froude del flujo
a = Ancho del río	d_{50} = Diámetro representativo del sedimento	U_c = Velocidad de corte	F_p = Número de Froude del pilar
Y_n = Tirante del flujo	S = pendiente	Re_c = Número de Reynolds de corte	Re_p = Número de Reynolds del pilar
U = Velocidad media del flujo	R = Radio hidráulico	τ_c = Esfuerzo de corte crítico	
D = Diámetro del pilar	γ_s = Peso específico del sedimento	ν = Viscosidad cinemática del agua	

INGRESO DE DATOS		
$g =$	14	m
$D =$	1.50	m
$\gamma_s =$	2.65	gr/cm ³
$\gamma =$	1.00	gr/cm ³
$d_{50} =$	15.00	mm
$S =$	10.10	%
$n =$	0.035	
$\nu =$	1.00E-06	m ² /s
$Q_{avanzada} =$	33	m ³ /s

Coeficientes para el cálculo de socavación	
Método de Jaroslavtzev	Método del CSU
$K_1 = 10.0$ (Pilares circulares)	$K_1 = 1.0$ (Cilindro circular)
$e = 0.6$ (cauce principal)	$K_2 = 1.0$ (ángulo de incidencia = 0)
	$K_3 = 1.1$ (Lecho plano, dunas pequeñas y Antidunas)
	$K_4 = 1.0$ ($d_{50} < 2$ mm ó $d_{95} < 20$ mm)

a(m)	Y_n (m)	U(m/s)	Q(m ³ /s)	F	F_p	Re_p	R(m)	τ (kg/m ²)	U _c (m/s)	Re _c	τ_c (Kg/m ²)	τ/τ_c	$Y_{s\ max}/D$	$Y_{s\ max}/D$	$Y_{s\ max}/D$	$Y_{s\ max}/D$
													INGLIS	JAROSLAVTZEJ	CSU	León
14.0	0.100	1.94	2.71	1.96	0.51	2906768	0.10	10.0	0.31	4688.2	1.1633	8.5603	0.461	3.094	1.138	1.284
14.0	0.124	2.23	3.87	2.02	0.58	3347453	0.12	12.3	0.35	5211.8	1.1633	10.5790	0.553	3.984	1.245	1.371
14.0	0.148	2.51	5.19	2.08	0.65	3758092	0.14	14.6	0.38	5684.3	1.1633	12.5641	0.641	4.862	1.340	1.447
14.0	0.172	2.76	6.65	2.13	0.72	4144843	0.17	17.0	0.41	6117.6	1.1633	14.5759	0.727	5.723	1.426	1.515
14.0	0.196	3.01	8.25	2.17	0.78	4511897	0.19	19.3	0.43	6519.6	1.1633	16.5543	0.811	6.563	1.506	1.575
14.0	0.220	3.24	9.98	2.21	0.85	4862276	0.21	21.5	0.46	6895.7	1.1633	18.5196	0.893	7.382	1.579	1.631
14.0	0.244	3.47	11.84	2.24	0.90	5198246	0.24	23.8	0.48	7250.1	1.1633	20.4719	0.973	8.177	1.648	1.683
14.0	0.268	3.68	13.81	2.27	0.96	5521589	0.26	26.1	0.51	7585.7	1.1633	22.4113	1.052	8.949	1.713	1.731
14.0	0.292	3.89	15.90	2.30	1.01	5833646	0.28	28.3	0.53	7905.0	1.1633	24.3379	1.129	9.697	1.774	1.775
14.0	0.316	4.09	18.10	2.32	1.07	6135616	0.30	30.5	0.55	8210.0	1.1633	26.2518	1.205	10.422	1.833	1.818
14.0	0.340	4.29	20.40	2.35	1.12	6428424	0.32	32.7	0.57	8502.1	1.1633	28.1533	1.280	11.122	1.888	1.857
14.0	0.364	4.48	22.81	2.37	1.17	6712861	0.35	34.9	0.59	8782.7	1.1633	30.0424	1.354	11.800	1.942	1.895
14.0	0.388	4.66	25.31	2.39	1.21	6989603	0.37	37.1	0.60	9052.9	1.1633	31.9191	1.427	12.454	1.993	1.931
14.0	0.412	4.84	27.91	2.41	1.26	7259228	0.39	39.3	0.62	9313.6	1.1633	33.7838	1.499	13.088	2.042	1.965
14.0	0.436	5.01	30.61	2.42	1.31	7522243	0.41	41.5	0.84	9565.5	1.1633	35.6384	1.570	13.696	2.089	1.998
14.0	0.457	5.16	33.0	2.44	1.35	7747305	0.43	43.3	0.65	9779.4	1.1633	37.2476	1.632	14.212	2.130	2.026

Figura 4.9
COMPARACION ENTRE LAS FORMULAS MAS COMUNES DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION
TOTAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Y EL DEL PRESENTE ESTUDIO
RIO MICHICAY - ANCASH

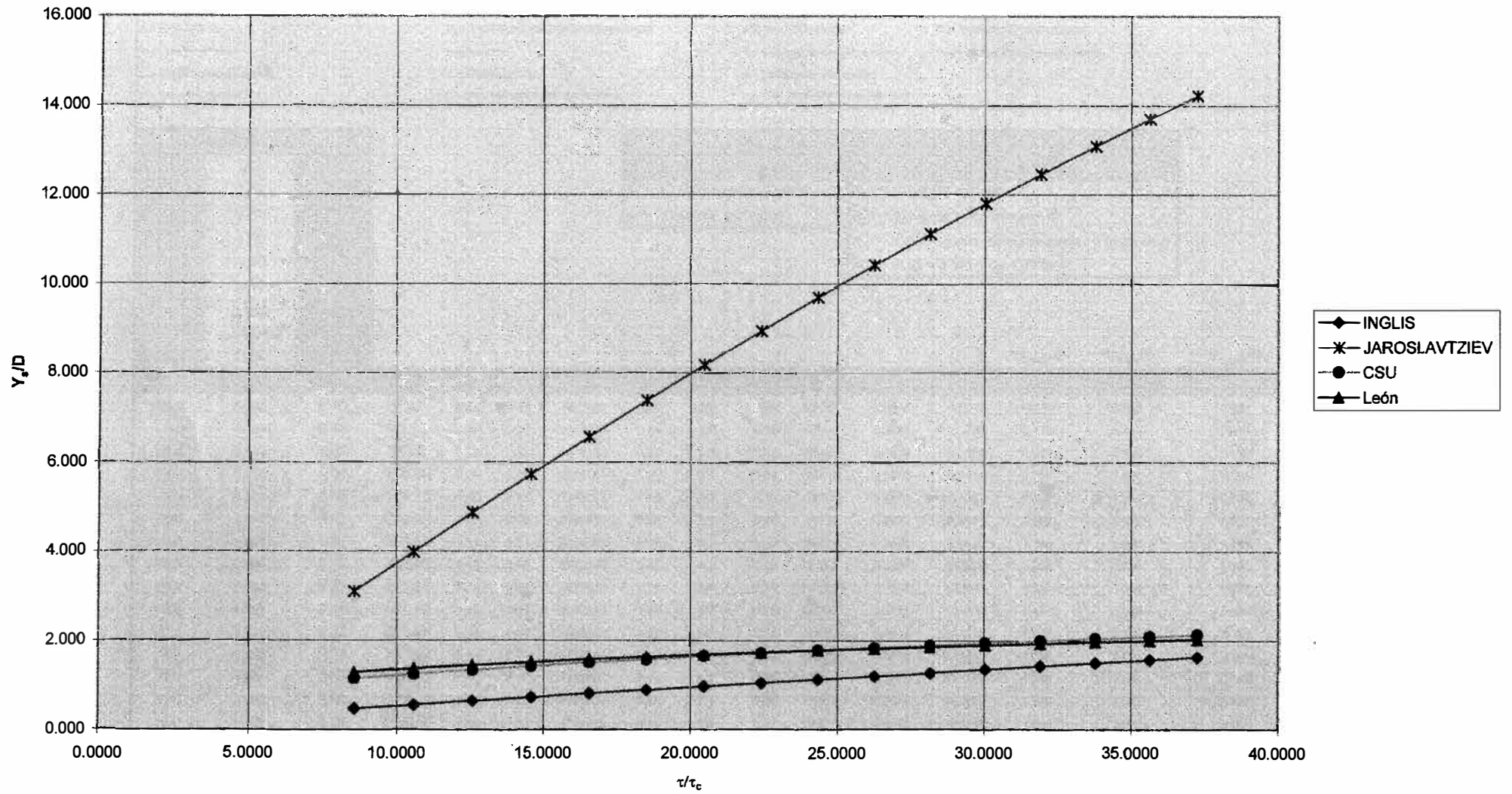


Tabla 4.4

SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Río Zaña(Lambayeque)

Lista de símbolos

Q = Caudal m ³ /s	γ = Peso específico del agua	τ = Esfuerzo de corte hidráulico	F = Número de Froude del flujo
a = Ancho del río	d_{90} = Diámetro representativo del sedimento	U _c = Velocidad de corte	F _p = Número de Froude del pilar
Y _n = Tirante del flujo	S = pendiente	Re _c = Número de Reynolds de corte	Re _p = Número de Reynolds del pilar
U = Velocidad media del flujo	R = Radio hidráulico	τ_c = Esfuerzo de corte crítico	
D = Diámetro del pilar	γ_s = Peso específico del sedimento	ν = Viscosidad cinemática del agua	

INGRESO DE DATOS

a =	70	m
D =	1.50	m
γ_s =	2.65	gr/cm ³
γ =	1.00	gr/cm ³
d_{90} =	5.00	mm
S =	0.17	%
α =	0.035	
ν =	1.00E-06	m ² /s
Q _{AVG} =	1200	m ³ /s

Coefficientes para el cálculo de socavación

Método de Jaroslvtziev	Método del CSU
K _f = 10.0(Pilares circulares)	K ₁ = 1.0(Cilindro circular)
e = 0.6(cauce principal)	K ₂ = 1.0(ángulo de incidencia = 0)
	K ₃ = 1.1(Lecho plano, dunas pequeñas y Antidunas)
	K ₄ = 1.0($d_{50} < 2$ mm ó $d_{95} < 20$ mm)

a(m)	Y _n (m)	U(m/s)	Q(m ³ /s)	F	F _p	Re _p	R(m)	τ (kg/m ²)	U _c (m/s)	Re _c	τ_c (Kg/m ²)	τ/τ_c	Y _{s max} /D			
													INGLIS	JAROSLAVTZIEV	CSU	León
70.0	0.200	0.40	5.62	0.29	0.10	602030	0.20	0.3	0.06	287.9	0.3878	0.8719	0.200	0.083	0.635	0.633
70.0	0.550	0.78	30.13	0.34	0.20	1173929	0.54	0.9	0.10	475.1	0.3878	2.3740	0.433	0.466	0.970	0.863
70.0	0.900	1.08	68.02	0.36	0.28	1619540	0.88	1.5	0.12	604.8	0.3878	3.8469	0.621	0.808	1.190	1.002
70.0	1.250	1.34	116.85	0.38	0.35	2003062	1.21	2.1	0.14	709.4	0.3878	5.2914	0.784	1.094	1.364	1.106
70.0	1.600	1.56	175.19	0.39	0.41	2346311	1.53	2.6	0.16	798.7	0.3878	6.7082	0.930	1.330	1.509	1.191
70.0	1.950	1.77	242.07	0.41	0.46	2660152	1.85	3.1	0.18	877.6	0.3878	8.0981	1.062	1.526	1.636	1.282
70.0	2.300	1.97	316.74	0.41	0.51	2951022	2.16	3.7	0.19	948.6	0.3878	9.4620	1.183	1.692	1.749	1.325
70.0	2.650	2.15	398.60	0.42	0.56	3223148	2.46	4.2	0.20	1013.5	0.3878	10.8006	1.295	1.836	1.852	1.380
70.0	3.000	2.32	487.13	0.43	0.60	3479510	2.76	4.7	0.21	1073.3	0.3876	12.1144	1.398	1.964	1.946	1.430
70.0	3.350	2.48	581.92	0.43	0.65	3722311	3.06	5.2	0.23	1129.0	0.3878	13.4043	1.494	2.082	2.033	1.476
70.0	3.700	2.64	682.59	0.44	0.69	3953243	3.35	5.7	0.24	1181.2	0.3878	14.6709	1.583	2.193	2.115	1.518
70.0	4.050	2.78	788.82	0.44	0.73	4173647	3.63	6.2	0.25	1230.2	0.3876	15.9147	1.666	2.301	2.191	1.556
70.0	4.400	2.92	900.31	0.44	0.76	4384607	3.91	6.6	0.26	1276.6	0.3878	17.1365	1.743	2.406	2.263	1.592
70.0	4.750	3.06	1016.79	0.45	0.80	4587021	4.18	7.1	0.26	1320.5	0.3878	18.3367	1.815	2.511	2.332	1.626
70.0	5.100	3.19	1138.03	0.45	0.83	4781640	4.45	7.6	0.27	1362.3	0.3878	19.5160	1.883	2.617	2.397	1.658
70.0	5.274	3.25	200.0	0.45	0.85	4875696	4.58	7.8	0.28	1382.4	0.3878	20.0947	1.914	2.669	2.428	1.673

Figura 4.10
COMPARACION ENTRE LAS FORMULAS MAS COMUNES DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION
TOTAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Y EL DEL PRESENTE ESTUDIO
RIO ZAÑA - LAMBAYEQUE

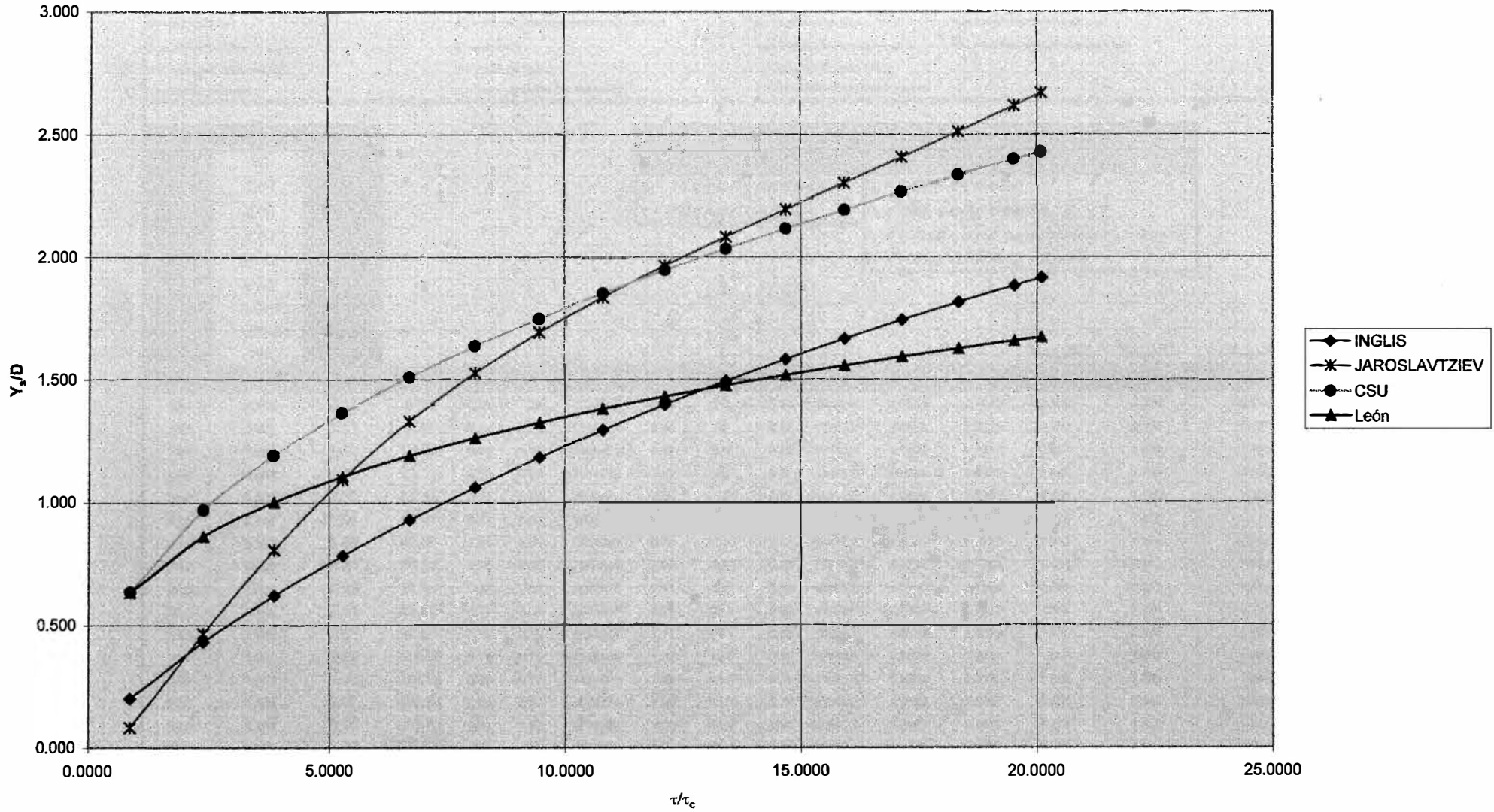


Tabla 4.5

SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Río Chillón(Puente La Ensenada)

Lista de símbolos

Q = Caudal m ³ /s	γ = Peso específico del agua	τ = Esfuerzo de corte hidráulico	F = Número de Froude del flujo
a = Ancho del río	d_{90} = Diámetro representativo del sedimento	U _c = Velocidad de corte	F _p = Número de Froude del pilar
Y _n = Tirante del flujo	S = pendiente	Re _c = Número de Reynolds de corte	Re _p = Número de Reynolds del pilar
U = Velocidad media del flujo	R = Radio hidráulico	τ_c = Esfuerzo de corte crítico	
D = Diámetro del pilar	γ_s = Peso específico del sedimento	ν = Viscosidad cinemática del agua	

INGRESO DE DATOS		
a =	30	m
D =	1.50	m
γ_s =	2.65	g/cm ³
γ =	1.00	g/cm ³
d_{90} =	60.00	mm
S =	1.00	%
n =	0.040	
ν =	1.00E-06	m ² /s
Q =	180	m ³ /s

Coeficientes para el cálculo de socavación	
Método de Jaroslavtziev	Método del CSU
K _f = 10.0 (Pilares circulares)	K ₁ = 1.0 (Cilindro circular)
e = 0.6 (cauce principal)	K ₂ = 1.0 (ángulo de incidencia = 0)
	K ₃ = 1.1 (Lecho plano, dunas pequeñas y Antidunas)
	K ₄ = 1.0 (d ₅₀ < 2 mm ó d ₉₅ < 20 mm)

a(m)	Y _n (m)	U(m/s)	Q(m ³ /s)	F	F _p	Re _p	R(m)	τ (kg/m ²)	U _c (m/s)	Re _c	τ_c (Kg/m ²)	τ/τ_c	Y _{s max} /D	Y _{s max} /D	Y _{s max} /D	Y _{s max} /D
													INGLIS	JAROSLAVTZIEV	CSU	León
30.0	0.200	0.85	5.08	0.61	0.22	1271207	0.20	2.0	0.14	8348.8	4.6530	0.4242	0.359	-0.456	0.876	0.506
30.0	0.300	1.11	9.95	0.64	0.29	1658487	0.29	2.9	0.17	10191.7	4.6530	0.6321	0.498	-0.034	1.037	0.573
30.0	0.400	1.33	16.00	0.67	0.35	2000407	0.39	3.9	0.20	11730.1	4.6530	0.8373	0.627	0.376	1.168	0.625
30.0	0.500	1.54	23.11	0.70	0.40	2311272	0.48	4.8	0.22	13072.3	4.6530	1.0399	0.749	0.766	1.281	0.668
30.0	0.600	1.73	31.19	0.71	0.45	2598822	0.58	5.8	0.24	14274.0	4.6530	1.2399	0.864	1.133	1.381	0.705
30.0	0.700	1.91	40.15	0.73	0.50	2867858	0.67	6.7	0.26	15368.5	4.6530	1.4373	0.975	1.476	1.471	0.739
30.0	0.800	2.08	49.95	0.74	0.54	3121625	0.76	7.6	0.27	16377.5	4.6530	1.6323	1.082	1.795	1.554	0.768
30.0	0.900	2.24	60.52	0.75	0.58	3362449	0.85	8.5	0.29	17316.3	4.6530	1.8248	1.185	2.090	1.630	0.795
30.0	1.000	2.39	71.84	0.76	0.62	3592075	0.94	9.4	0.30	18195.8	4.6530	2.0148	1.285	2.363	1.701	0.820
30.0	1.100	2.54	83.86	0.77	0.66	3811857	1.02	10.2	0.32	19024.6	4.6530	2.2025	1.381	2.616	1.767	0.843
30.0	1.200	2.68	96.55	0.78	0.70	4022872	1.11	11.1	0.33	19809.1	4.6530	2.3879	1.475	2.848	1.830	0.864
30.0	1.300	2.82	109.88	0.79	0.73	4225998	1.20	12.0	0.34	20554.6	4.6530	2.5711	1.567	3.063	1.890	0.884
30.0	1.400	2.95	123.81	0.80	0.77	4421961	1.28	12.8	0.35	21265.4	4.6530	2.7520	1.656	3.260	1.946	0.903
30.0	1.500	3.07	138.34	0.80	0.80	4611374	1.36	13.6	0.37	21945.0	4.6530	2.9307	1.743	3.442	2.000	0.921
30.0	1.600	3.20	153.43	0.81	0.83	4794758	1.45	14.5	0.38	22596.3	4.6530	3.1072	1.828	3.610	2.052	0.938
30.0	1.768	3.39	180	0.81	0.88	5090488	1.58	15.8	0.39	23633.7	4.6530	3.3991	1.967	3.864	2.134	0.964

Figura 4.11
COMPARACION ENTRE LAS FORMULAS MAS COMUNES DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION
TOTAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Y EL DEL PRESENTE ESTUDIO
RIO CHILLON(PUENTE LA ENSENADA)

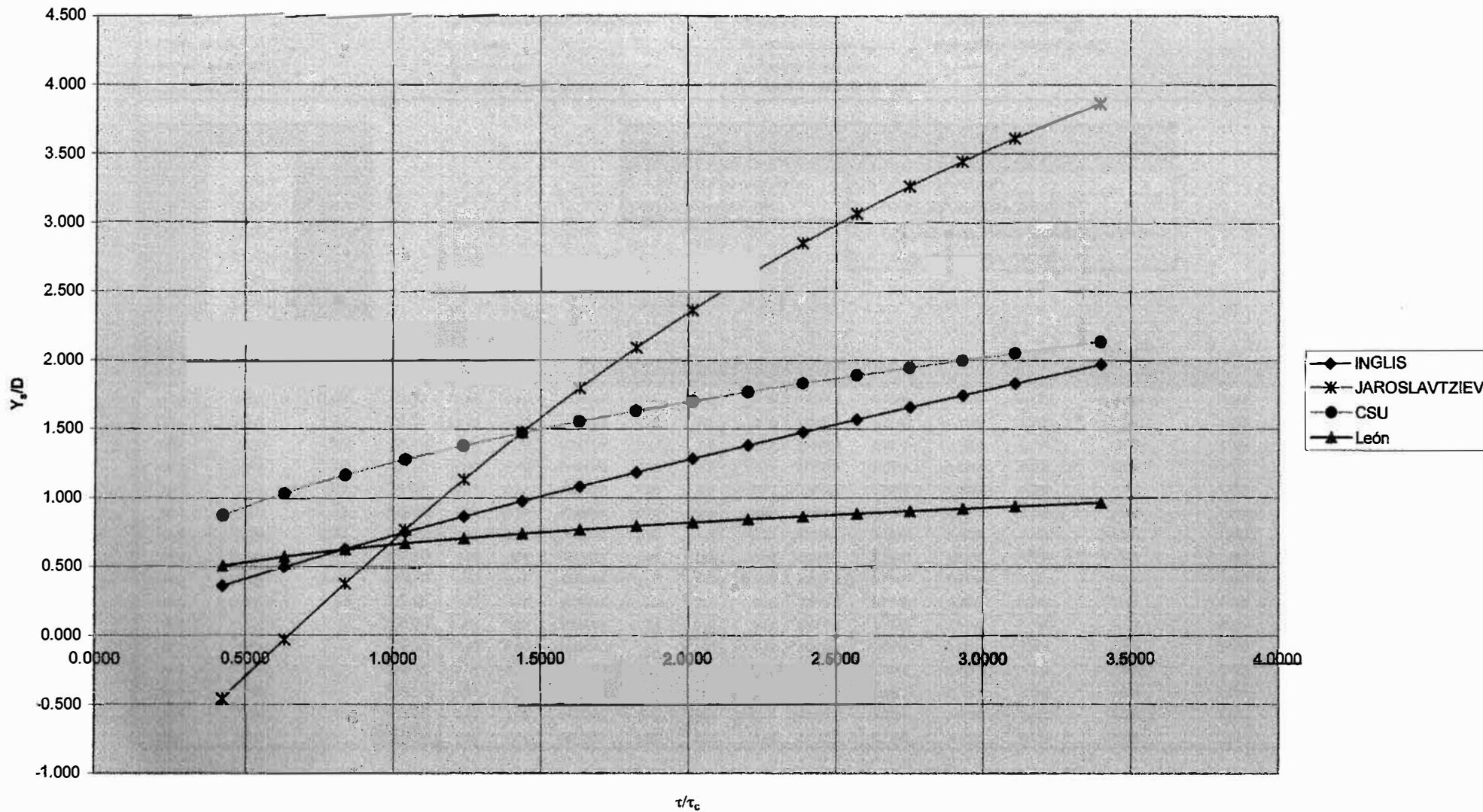


Tabla 4.6

SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Río Rímac(Puente El Ejército)

Lista de símbolos

Q = Caudal m ³ /s	γ = Peso específico del agua	τ = Esfuerzo de corte hidráulico	F = Número de Froude del flujo
a = Ancho del río	d ₉₀ = Diámetro representativo del sedimento	U _* = Velocidad de corte	F _p = Número de Froude del pilar
Y _n = Tirante del flujo	S = pendiente	Re _* = Número de Reynolds de corte	Re _p = Número de Reynolds del pilar
U = Velocidad media del flujo	R = Radio hidráulico	τ _c = Esfuerzo de corte crítico	
D = Diámetro del pilar	γ _s = Peso específico del sedimento	ν = Viscosidad cinemática del agua	

INGRESO DE DATOS		
z =	58	m
D =	1.50	m
γ _s =	2.65	gr/cm ³
γ =	1.00	gr/cm ³
d ₉₀ =	87.10	mm
S =	1.10	%
n =	0.040	
ν =	1.00E-06	m ² /s
Q _{AVG} =	462	m ³ /s

Coeficientes para el cálculo de socavación	
Método de Jaroslavtziev	Método del CSU
K _r = 10.0(Pilares circulares)	K ₁ = 1.0(Cilindro circular)
e = 0.6(cauce principal)	K ₂ = 1.0(ángulo de incidencia = 0)
	K ₃ = 1.1(Lecho plano, dunas pequeñas y Antidunas)
	K ₄ = 1.0(d ₅₀ < 2 mm ó d ₉₅ < 20 mm)

a(m)	Y _n (m)	U(m/s)	Q(m ³ /s)	F	F _p	Re _p	R(m)	τ(kg/m ²)	U _* (m/s)	Re _*	τ _c (Kg/m ²)	τ/τ _c	Y _{s,max} /D	Y _{s,max} /D	Y _{s,max} /D	Y _{s,max} /D
													INOLIS	JAROSLAVTZIEV	CSU	León
58.0	0.200	0.89	10.35	0.64	0.23	1338929	0.20	2.2	0.15	12751.8	6.7546	0.3235	0.372	-0.924	0.895	0.465
58.0	0.320	1.22	22.60	0.69	0.32	1826629	0.32	3.5	0.18	16096.9	6.7546	0.5154	0.546	-0.364	1.090	0.537
58.0	0.440	1.50	38.32	0.72	0.39	2252524	0.43	4.8	0.22	18836.7	6.7546	0.7058	0.706	0.177	1.246	0.592
58.0	0.560	1.76	57.13	0.75	0.46	2638246	0.55	6.0	0.24	21207.5	6.7546	0.8947	0.856	0.686	1.377	0.638
58.0	0.680	2.00	78.74	0.77	0.52	2994720	0.66	7.3	0.27	23322.3	6.7546	1.0820	0.999	1.161	1.493	0.676
58.0	0.800	2.22	102.96	0.79	0.58	3328450	0.78	8.6	0.29	25245.6	6.7546	1.2678	1.137	1.599	1.597	0.710
58.0	0.920	2.43	129.62	0.81	0.63	3643710	0.89	9.8	0.31	27018.5	6.7546	1.4522	1.269	2.003	1.692	0.741
58.0	1.040	2.63	158.58	0.82	0.69	3943500	1.00	11.0	0.33	28669.1	6.7546	1.6350	1.397	2.372	1.780	0.769
58.0	1.160	2.82	189.73	0.84	0.74	4230036	1.12	12.3	0.35	30217.7	6.7546	1.8164	1.521	2.711	1.862	0.794
58.0	1.280	3.00	222.97	0.85	0.78	4505009	1.23	13.5	0.36	31679.3	6.7546	1.9964	1.642	3.021	1.938	0.818
58.0	1.400	3.18	258.20	0.86	0.83	4769753	1.34	14.7	0.38	33065.5	6.7546	2.1749	1.760	3.304	2.011	0.840
58.0	1.520	3.35	295.36	0.87	0.87	5025342	1.44	15.9	0.39	34385.7	6.7546	2.3521	1.875	3.564	2.079	0.860
58.0	1.640	3.52	334.36	0.88	0.92	5272659	1.55	17.1	0.41	35647.2	6.7546	2.5278	1.988	3.801	2.145	0.880
58.0	1.760	3.67	375.14	0.88	0.96	5512439	1.66	18.3	0.42	36856.3	6.7546	2.7022	2.098	4.019	2.207	0.898
58.0	1.880	3.83	417.65	0.89	1.00	5745308	1.77	19.4	0.44	38017.9	6.7546	2.8752	2.206	4.220	2.267	0.916
58.0	2.001	3.98	462.0	0.90	1.04	5972730	1.87	20.6	0.45	39141.1	6.7546	3.0476	2.312	4.405	2.324	0.932

Figura 4.12
COMPARACION ENTRE LAS FORMULAS MAS COMUNES DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION
TOTAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Y EL DEL PRESENTE ESTUDIO
RIO RIMAC(PUENTE EL EJERCITO)

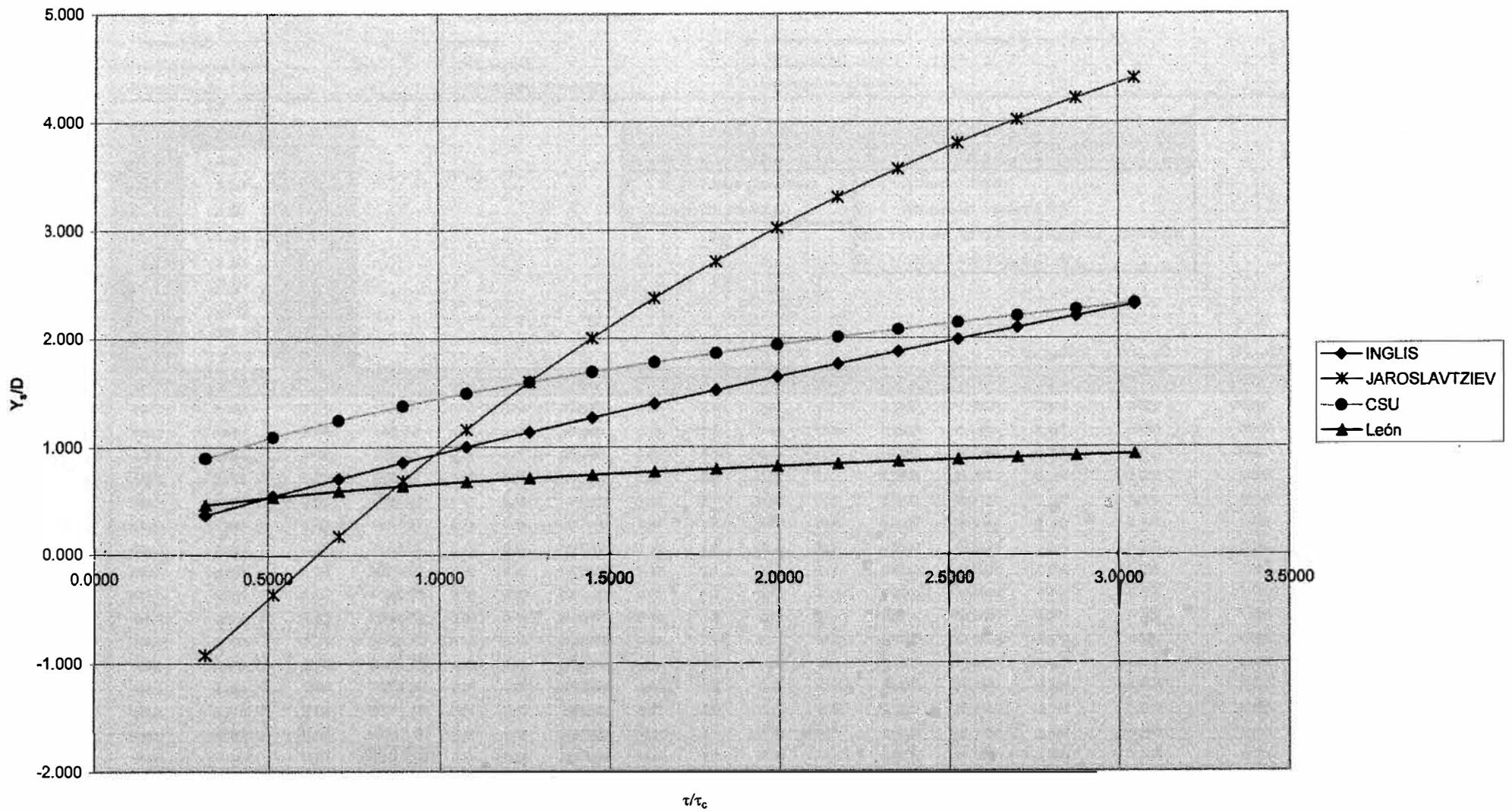


Tabla 4.7

SOCAVACION ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Río Madre de Dios(Puente Brasil)

Lista de símbolos

Q = Caudal m ³ /s	γ = Peso específico del agua	τ = Esfuerzo de corte hidráulico	F = Número de Froude del flujo
a = Ancho del río	d ₅₀ = Diámetro representativo del sedimento	U _c = Velocidad de corte	F _p = Número de Froude del pilar
Y _n = Tirante del flujo	S = pendiente	Re _c = Número de Reynolds de corte	Re _p = Número de Reynolds del pilar
U = Velocidad media del flujo	R = Radio hidráulico	τ _c = Esfuerzo de corte crítico	
D = Diámetro del pilar	γ _s = Peso específico del sedimento	ν = Viscosidad cinemática del agua	

INGRESO DE DATOS

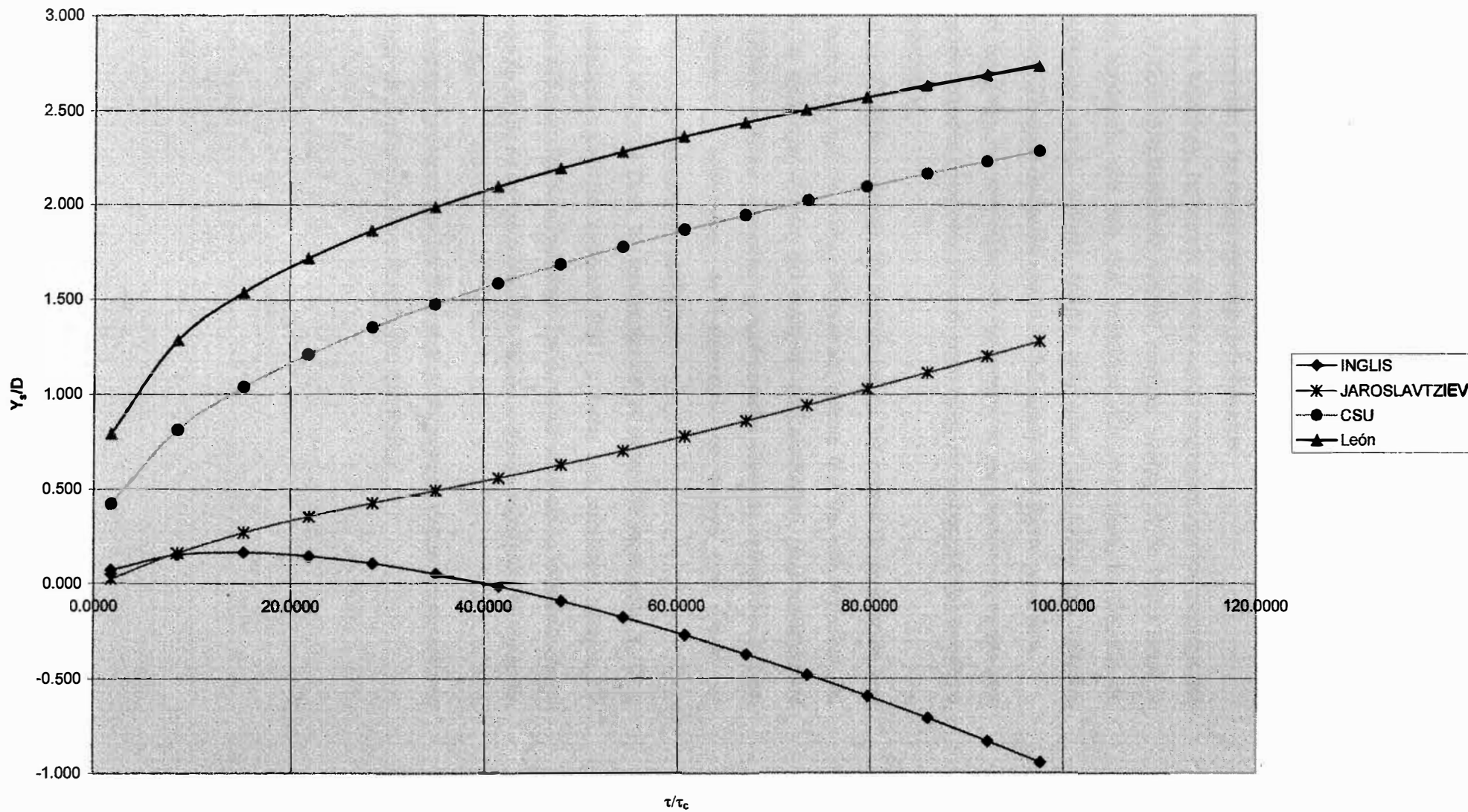
a =	448	m
D =	1.50	m
γ _s =	2.65	gr/cm ³
γ =	1.00	gr/cm ³
d ₅₀ =	0.30	mm
S =	0.021	%
n =	0.032	
ν =	1.00E-06	m ² /s
Q _{AVERIGUAS}	11275	m ³ /s

Coefficientes para el cálculo de socavación

Método de Jaroslavtziev	Método del CSU
K _r = 10.0(Pilares circulares)	K ₁ = 1.0(Cilindro circular)
e = 0.6(cauce principal)	K ₂ = 1.0(ángulo de incidencia = 0)
	K ₃ = 1.1(Lecho plano, dunas pequeñas y Antidunas)
	K ₄ = 1.0(d ₅₀ < 2 mm ó d ₈₅ < 20 mm)

a(m)	Y _n (m)	U(m/s)	Q(m ³ /s)	F	F _p	Re _p	R(m)	τ(kg/m ²)	U _c (m/s)	Re _c	τ _c (Kg/m ²)	τ/τ _c	Y _{s max} /D	Y _{s max} /D	Y _{s max} /D	Y _{s max} /D
													INGLIS	JAROSLAVTZIEV	CSU	León
448.0	0.200	0.15	13.87	0.11	0.04	232173	0.20	0.0	0.02	6.1	0.0233	1.8037	0.070	0.023	0.422	0.792
448.0	0.950	0.44	185.73	0.14	0.11	654598	0.95	0.2	0.04	13.2	0.0233	8.5389	0.151	0.160	0.812	1.283
448.0	1.700	0.64	488.80	0.16	0.17	962708	1.69	0.4	0.06	17.7	0.0233	15.2294	0.163	0.269	1.037	1.535
448.0	2.450	0.82	896.81	0.17	0.21	1225591	2.42	0.5	0.07	21.2	0.0233	21.8755	0.144	0.353	1.209	1.718
448.0	3.200	0.97	1396.52	0.17	0.25	1461204	3.15	0.7	0.08	24.2	0.0233	28.4778	0.105	0.425	1.352	1.864
448.0	3.950	1.12	1979.27	0.18	0.29	1677727	3.88	0.8	0.09	26.8	0.0233	35.0366	0.050	0.492	1.476	1.988
448.0	4.700	1.25	2638.69	0.18	0.33	1879767	4.60	1.0	0.10	29.2	0.0233	41.5524	-0.018	0.559	1.587	2.096
448.0	5.450	1.38	3369.81	0.19	0.36	2070246	5.32	1.1	0.10	31.4	0.0233	48.0256	-0.095	0.628	1.687	2.192
448.0	6.200	1.50	4168.56	0.19	0.39	2251164	6.03	1.3	0.11	33.4	0.0233	54.4566	-0.181	0.702	1.780	2.279
448.0	6.950	1.62	5031.52	0.20	0.42	2423971	6.74	1.4	0.12	35.4	0.0233	60.8459	-0.275	0.779	1.866	2.359
448.0	7.700	1.73	5955.76	0.20	0.45	2589759	7.44	1.6	0.12	37.2	0.0233	67.1938	-0.376	0.859	1.946	2.432
448.0	8.450	1.83	6938.70	0.20	0.48	2749378	8.14	1.7	0.13	38.9	0.0233	73.5007	-0.482	0.942	2.022	2.501
448.0	9.200	1.94	7978.06	0.20	0.50	2903504	8.84	1.9	0.13	40.5	0.0233	79.7671	-0.594	1.027	2.094	2.565
448.0	9.950	2.04	9071.79	0.21	0.53	3052692	9.53	2.0	0.14	42.0	0.0233	85.9932	-0.712	1.114	2.163	2.626
448.0	10.700	2.13	10218.03	0.21	0.56	3197398	10.21	2.1	0.15	43.5	0.0233	92.1796	-0.834	1.202	2.228	2.683
448.0	11.364	2.21	11275.0	0.21	0.58	3322045	10.82	2.3	0.15	44.8	0.0233	97.6221	-0.946	1.280	2.283	2.731

Figura 4.13
COMPARACION ENTRE LAS FORMULAS MAS COMUNES DE ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION
TOTAL ALREDEDOR DE PILARES CILINDRICOS EN LECHOS NO COHESIVOS Y EL DEL PRESENTE ESTUDIO
RIO MADRE DE DIOS(PUENTE BRASIL)



- ◆ En el río Chili, las curvas de socavación estimadas con los métodos de Inglis y CSU son relativamente similares, y las obtenidas con el método de León son intermedias a las de los métodos mencionados.
- ◆ En el río Michicay, las curvas de socavación estimadas con los métodos del CSU y León prácticamente son las mismas, aunque el de Inglis tiene la misma tendencia que los dos anteriores. En este caso, la fórmula de Jaroslavtziev arroja valores mucho más altos que todos los métodos anteriores. Téngase en cuenta que el río Michicay tiene fuerte pendiente.
- ◆ En el río Zaña, las tendencias de las curvas de socavación estimadas con todos los métodos anteriores difieren entre ellas, sin embargo todas tienden a ser asintóticas.
- ◆ En el río Chillón y Rímac, las tendencias de las curvas de socavación son similares a las del río Zaña. Téngase en cuenta que las características del lecho de estos ríos difieren del ensayado en Laboratorio, pues mientras los ríos Chillón y Rímac presentan granulometrías bastante extendidas incluso con piedras y bolonerías, en Laboratorio se ensayó con arenas de granulometría relativamente uniforme.
- ◆ En el río Madre de Dios, las tendencias de las curvas de socavación Y_s/D vs τ/τ_c calculadas con los métodos CSU y León son similares, aunque los valores difieren significativamente. La curva de socavación estimada con el método de Inglis es un tanto absurda debido a que se extralimitó su rango de aplicación.
- ◆ Debe tenerse presente que las fórmulas de socavación deben usarse sólo en condiciones similares a las cuáles fueron deducidas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Entre las conclusiones más importantes del presente estudio destacan:

1. Se discutió la aplicabilidad de los métodos más usuales de estimación de la profundidad de socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos(arenosos).
2. El estudio teórico permitió analizar y discutir los fundamentos del mecanismo de erosión alrededor de un pilar cilíndrico aislado. A su vez, se intentó cuantificar de forma indirecta la profundidad de socavación local. La idea era correlacionar la profundidad de socavación local y la fuerza del vórtice herradura, ya que este vórtice es el responsable de la máxima socavación local en el pilar. Se logró estimar matemáticamente la fuerza del vórtice herradura, pero no se pudo encontrar dicha correlación ya que se requerían ensayos e instrumentación adicionales para estimar las constantes de la ecuación de correlación.
3. Las observaciones en los ensayos del fenómeno de socavación, permitieron esclarecer los fundamentos del mecanismo de erosión alrededor de un pilar cilíndrico aislado, así como comprobar algunas bases teóricas relacionadas a ella. Una conclusión muy importante relacionado a esto es que, la diferencia esencial entre la socavación en régimen subcrítico y supercrítico radica en la localización de la socavación máxima, pues, mientras que en régimen subcrítico, ésta mayormente se produce en el frontis del pilar, en régimen supercrítico; la misma por lo general ocurre en la zona de la aceleración del flujo, vale decir en dos puntos ubicados entre 0 y 90° a cada lado respecto a la dirección del eje X. Otra diferencia notoria es que en régimen supercrítico se alcanza más rápidamente la profundidad de equilibrio de socavación.
4. El análisis de los resultados de laboratorio permitió conocer el efecto de los diversos parámetros π establecidos por medio de un análisis dimensional en la profundidad de socavación. Entre las conclusiones a las que se arribó destacan:

- ◆ Se descarta que la profundidad de socavación total relativa(Y_s/D) sea una función del número de Froude del pilar.
- ◆ El método del Colorado State University(CSU) expresa la socavación total relativa(Y_s/D) como una función del parámetro $F^{0.43}(Y_n/D)^{0.35}$. Al plotearse Y_s/D en ordenadas y $F^{0.43}(Y_n/D)^{0.35}$ en abscisas, con los datos experimentales obtenidos en el presente trabajo(Fig. 4.2), se aprecia una tendencia vaga de los datos ploteados, por lo que se infiere que la fórmula del CSU no predice satisfactoriamente la profundidad de socavación total al menos bajo las condiciones experimentadas. Sin embargo, en la comparación de métodos en algunos ríos, los valores de las profundidades de socavación así como las tendencias de las curvas, estimadas con las fórmulas del CSU y la desarrollada en la presente investigación resultan similares.
- ◆ La profundidad de socavación total relativa no es una función de la relación Y_n/D , al menos exclusivamente.
- ◆ La profundidad de socavación total relativa se mantiene constante cuando d/Y_n es mayor que 0.05, lo que implica que en este intervalo, la profundidad de socavación no se ve afectada por el diámetro representativo del material de lecho(d_{80}). Sin embargo, para valores de d/Y_n menores que 0.025, la influencia del diámetro del material del lecho es bastante significativo.
- ◆ Todas las variables consideradas en el estudio como las que influyen en la profundidad de socavación total están involucradas en la relación τ/τ_c .
- ◆ Al plotearse la socavación total relativa (Y_s/D), en ordenadas, y el parámetro τ/τ_c , en abscisas, se observó una tendencia bastante definida de los datos ploteados. Para establecer la relación Y_s/D como una función de τ/τ_c , después de realizarse varios ajustes, se seleccionó una curva de potencias de la forma:

$$\frac{Y_s}{D} = K_1 \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{K_2}$$

como la más representativa del fenómeno físico.

Las constantes K_1 y K_2 , determinadas por mínimos cuadrados, son 0.66 y 0.31 respectivamente, quedando la relación anterior como:

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

la misma que tiene un coeficiente de correlación de 0,94 con los datos experimentales.

CAPITULO VI

RECOMENDACIONES

Se recomienda lo siguiente:

1. Emplear la fórmula obtenida en el presente estudio, $Y_s/D = 0.66(\tau/\tau_c)^{0.31}$, para la estimación de la profundidad de socavación total alrededor de un pilar cilíndrico aislado en lechos arenosos, con números de Froude del flujo hasta de 1.98.
2. Continuar el trabajo de correlacionar la fuerza del vórtice herradura y la profundidad de socavación local.
3. Seguir investigando sobre la socavación en pilares aislados de diferentes formas, involucrando un mayor número de parámetros tales como el tiempo, la compacidad y el acorazamiento del lecho, y en particular empleando granulometrías extendidas como es el caso de lechos arenosos con presencia de elementos mayores tales como piedras y bolonerías.
4. Extender el trabajo para grupos de pilares.
5. Emplear un equipamiento de mayor precisión en investigaciones futuras.
6. Que las instituciones y organismos estatales y privados del Perú brinden mayor apoyo a investigaciones nacionales dentro de esta área técnica.

CAPITULO VII
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Binder, R., "Fluid Mechanics," Prentice - Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J., EUA, 1973
2. Colegio de Ingenieros del Perú, "Informe del Fenómeno del Niño 1997 – 1998", Lima, 1998.
3. Coronado F., "Diseño y Construcción de Canales, Editorial El Monitor, Lima, 1992.
4. Coronado F., "Similaridad entre la erosión causada por chorros de agua y de aire". V Congreso Latinoamericano de Hidráulica del 23 al 28 de Octubre de 1972. Lima – Perú.
5. French, R., "Open Channel Hydraulics," McGraw-Hill Inc., USA, 1988.
6. Jones, J.S., " Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour," Segunda Conferencia de Ingeniería de Puentes, Vol. 2. Boletín de Investigaciones de Transportes, Washington, D.C., 1983.
7. Lambe, T. W., Whitman, R. V., "Soil Mechanics". Instituto Tecnológico de Massachussets, John Wiley & Sons, New York, 1969.
8. Laursen, E. M., "Observations on the Nature of Scour," Quinta Conferencia de Hidráulica, Universidad Estatal de Iowa, Iowa, 1952, pp. 179-197.
9. Laursen, E. M., "Scour at Bridge Crossings," Revista de la División Hidráulica, ASCE, Vol. 89, No. HY3, 1960.
10. Laursen, E. M., and Toch, A., Boletín No. 4, Investigaciones en Transportes de Iowa, Mayo 1956.
11. Laursen, E.M., "An Analysis of Relief Bridge Scour," Revista de la División Hidráulica, ASCE, 92(3), 1963.
12. Laursen, E.M., "Predicting Scour at Bridge Piers and Abutments," Reporte General No. 3, Departamento de Transportes de Arizona, Phoenix, AZ, 1958.

13. Maza Alvarez, J.A., and Sanchez Bribiesca, J.L., "Contribución al Estudio de la Socavación Local en Pilas de Puente," Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Agosto, 1964.
14. Melville, B.W, and Dongol, D.M., "Bridge Pier Scour with Debris Accumulation," Revista de Ingeniería Hidráulica, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Vol. 118, No. 9, 1992.
15. Melville, B.W. and Sutherland, A.J. "Design Method for Local Scour at Bridge Piers," Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Revista de la División Hidráulica, Vol. 114, No. 10, Octubre, 1988.
16. Richardson, J.R., Richardson, E.V, "Determining Local Pier Scour Depths", paper, 1999.
17. Richardson, E.V., Harrison, L. J., Richardson, J.R, and Davis, S. R., "Evaluation Scour at Bridges", Circular de Ingeniería Hidráulica No.18, 2nd ed., Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras, Washington, D.C., 1993.
18. Richardson, E.V., Simons, D.B., and Julien, P., Highways in the River Environment, FHWA-HI-90-016, Administración Federal de Carreteras, Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Washington, D.C., 1990.
19. Roberson J.; Crowe T., "Engineering Fluid Mechanics", Houghton Mifflin Company, EUA, 1980.
20. Roper, A. T., Schneider, V.R., and Shen, H.W., "Analytical Approach to Local Scour," Pre-Congreso Vol. 3, artículo No. C18, para el XII Congreso Internacional de Investigaciones Hidráulicas, Fort Collins, Colorado, Sept., 1967.
21. Schlichting, H., "Boundary Layer Theory", Mc Graw Hill, 1965
22. Shen, H.W., Schneider, V.R., and Karaki, S., "Local Scour Around Bridge Piers," Revista de la División Hidráulica, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, Noviembre, 1969.
23. Shen, H.W., Schneider, V.R., and Karaki, S., Mechanics of Local Scour, Universidad Estatal de Colorado CER 66 HWS-VRS-SK-22, preparado por el Departamento de Comercio de los Estados Unidos, División de Caminos Públicos,

- Oficina de Investigaciones y Desarrollo, División de Estructuras y Mecánica Aplicada. CPR11-8022, Junio, 1966, 40 p.
24. Shen, H.W., Schneider, V.R., and Karaki, S., Mechanics of Local Scour, and Supplement Methods of Reducing Scour, Universidad Estatal de Colorado CER 66 HWS-VRS-SK-36 preparado por el Departamento de Comercio de los Estados Unidos, División de Caminos Públicos, Oficina de Investigaciones y Desarrollo, División de Estructuras y Mecánica Aplicada No. CPR11-8022, Junio, 1966.
25. Shields, S., "Anwendung der Aehnlichkeitsmechanich und der Turbulenz forschung auf die Gerschrebebewegung," Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur. Wasserbau und Schiffbau, Berlin. Traducción al Inglés por Ott, W. y Van Uchelen J., Soil Conser. Service coop. Lab. California Institute of Technology, Pasadena, California, 1936.