

COMPARACIÓN DE FORMULAS PARA CALCULAR LA SOCAVACIÓN GENERAL EN CAUCES ALUVIALES

Javier Aldana(1), Jaime Iván Ordóñez(2)

(1) Estudiante de Postgrado Ingeniería Civil, (2) Profesor de postgrado de Ingeniería Civil Universidad Nacional de Colombia - Bogotá

RESUMEN

Se hace una comparación entre los resultados del método de J.A. Maza Álvarez y el método de Del Campo Ordóñez para calcular la socavación en cauces aluviales. Se muestra como el primer método produce resultados conservadores debido a sus suposiciones iniciales sobre el proceso de socavación, aún modificando el criterio de velocidad crítica para producir socavación. Los dos métodos son sin embargo comparables cuando se usa Maza para tamaños de grano muy finos y Del Campo-Ordóñez con números de Froude muy bajos, condiciones que resultan compatibles para la mayoría de los ríos estudiados.

SUMMARY

The paper shows a comparison between two Methods for predicting general scour in alluvial rivers: the method of J.A Maza and the method of Del Campo-Ordóñez. It is shown how the first one produces consistently conservative values due to its initial assumptions even when modifying the criterion for critical velocity to start erosion. The two methods give however close results when using Maza for very fine sediments and Del Campo-Ordóñez for low Froude Numbers, conditions that are compatible for most rivers.

INTRODUCCIÓN

El método de J.A. Maza Álvarez para calcular la socavación general requiere igualar la velocidad real del flujo con la velocidad crítica para iniciación del movimiento. Esta suposición es extremadamente conservadora dado que el proceso de socavación general no responde realmente a condiciones de desequilibrio morfológico en el sector de interés sino más bien a fluctuaciones de la carga sólida y desfases entre los hidrogramas de caudal líquido y sólido, por lo cual no se puede suponer que el proceso siempre progresa hasta extinguir la capacidad de flujo para transportar sedimentos.

El método de Del Campo Ordóñez parte directamente del análisis de las fluctuaciones del fondo de los cauces en el sitio de estaciones hidrométricas de primer orden y por lo tanto incluye la verdadera relación entre carga líquida y sólida en los cauces, que genera las fluctuaciones del nivel del lecho. La comparación que se realiza muestra las similitudes y diferencias de los dos métodos y las razones por las cuales el método de Maza es excesivamente conservador y produce resultados incompatibles con las condiciones reales de flujo en cauces aluviales.

EL MÉTODO DE JOSÉ ANTONIO MAZA ÁLVAREZ

Para evaluar la socavación general el conocido investigador mexicano José Antonio Maza¹ ha propuesto calcular el tirante o profundidad crítica para la condición de equilibrio que ocurre

cuando, dentro de un proceso de socavación la velocidad media del flujo iguala a la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del lecho, dicha condición teórica de equilibrio se representa por :

$$U_E = U_R \quad (1)$$

donde : U_R = Velocidad media real del flujo, en m/s, en una franja o línea vertical

U_E = Velocidad media del flujo para empezar a erosionar un material dado del fondo, en m/s

La metodología del Profesor Maza considera un caudal de diseño Q_D , (asociado a un período de retorno específico), y considera que la velocidad media del flujo disminuye a medida que se profundiza el fondo y aumenta el área hidráulica. El área aumenta por incremento de la profundidad del cauce, pero no por erosión lateral o ampliación del ancho, el cual se considera constante durante todo el paso de la avenida.

Velocidad media del flujo, U_R

Para la deducción de velocidad media del flujo, Maza parte de la ecuación de Manning, aplicada para una franja vertical de la sección transversal de un río en condición de equilibrio con un nivel de aguas máximas constante, dada por :

$$V_i = \frac{1}{n} \cdot d_{io}^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2)$$

Por continuidad, para una franja vertical cualquiera es claro que :

$$Q_i = V_i * A_i \quad (3)$$

donde el área de la franja esta dada por el producto de la profundidad por el ancho :

$$A_i = d_{io} * B_i \quad (4)$$

Reemplazando (2) y (4) en (3), se obtiene :

$$Q_i = \frac{1}{n} \cdot d_{io}^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot d_{io} \cdot B_i = \frac{S^{1/2}}{n} \cdot d_{io}^{5/3} \cdot B_i \quad (5)$$

Suponiendo constante la relación entre pendiente y rugosidad :

$$\alpha = Cte = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q_i}{d_{io}^{5/3} \cdot B_i} \quad (6)$$

Adicionalmente es posible expresar la ecuación (6) en la forma :

$$\frac{Q_i}{B_i} = \frac{S^{1/2}}{n} \cdot d_{io}^{5/3} = \alpha \cdot d_{io}^{5/3} \quad (7)$$

De donde se puede obtener una expresión de profundidad inicial en función de caudal :

$$d_{io} = \left(\frac{n \cdot Q_i}{S^{1/2} \cdot B_i} \right)^{3/5} \quad (8)$$

α puede ser expresado también, como una función del tirante medio de la sección antes de la erosión, de la velocidad media en toda la sección y del gasto de diseño, dado que :

$$Q_d = \frac{S^{1/2}}{n} \cdot d_m^{5/3} \cdot B_e \quad (9)$$

Donde d_m es el tirante medio de la sección original que contiene la franja particular d_{io} :

$$d_m = \frac{A}{B_e} \quad (10)$$

B_e es el ancho de la sección transversal en metros y Q_d es el caudal de diseño en m^3/s . Despejando en forma conveniente en la ecuación (9), se obtiene para la sección entera :

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q_d}{B_e \cdot d_m^{5/3}} \quad (11)$$

Al aumentar d_{io} , en una franja vertical i , alcanzando un valor socavado d_{is} , la velocidad baja a U_{Ri} ; entonces procediendo como en la deducción de las ecuaciones (2) a (8), para una franja vertical i , pero para la profundidad de socavación d_{is} , se obtiene :

$$Q_i = A_i \cdot U_{Ri} = (d_{is} \cdot B_i) \cdot U_{Ri} \quad (12)$$

Reemplazando en (12) la relación (7), se obtiene :

$$U_{Ri} = \alpha \cdot \frac{d_{io}^{5/3}}{d_{is}} \quad (13)$$

Luego, en forma general, Maza expresa $U_R = U_{Ri}$ para obtener :

$$U_R = \frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{d_s} \quad (14)$$

En donde U_R es la Velocidad media real de flujo en m/s , d_o es la profundidad normal antes de la socavación en metros y d_s es la profundidad de socavación en metros.

La inclusión del valor constante α dentro de la ecuación, trasciende el que sea igual para todas las franjas de una sección, y el que sea constante para todos los caudales y todas las secciones del canal, ya que esto no puede cumplirse a menos que se redefina el proceso de socavación general como un proceso que no implica realmente desequilibrio morfológico; es decir que el proceso propuesto por Maza se define mejor por el criterio de Ordóñez que por el de Maza, que implica socavación por desequilibrio morfológico.

La ecuación (14) da la profundidad de socavación de Maza, considerando que el proceso erosivo se detendrá cuando el valor de " d_s " sea tal que, U_R sea igual al valor de U_E para la

partícula representativa del material del lecho. En las ecuaciones (11) y (14) deben respetarse las unidades señaladas, ya que α es adimensional.

Velocidad media máxima para no erosionar, U_E , Criterio de Lischvan Lebediev

En 1959, los investigadores de origen soviético Lischvan y Lebediev, presentaron las velocidades máximas permisibles o máximas velocidades medias no erosivas² (U_E) para suelos no cohesivos y para un intervalo amplio de partículas y de tirantes medios, el resumen de los datos presentados por estos autores se presenta en la tabla No. 1.

Tabla No 1. Velocidades críticas no erosivas para suelos no cohesivos, en m/s

Diámetro medio de partículas D_m (mm)	Tirante medio de la corriente, d (m).					
	0.4	1.0	2.0	3.0	5.0	10.0
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.050	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.250	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5.0	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10.0	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15.0	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25.0	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40.0	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75.0	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100.0	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150.0	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200.0	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300.0	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400.0		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500.0			5.35	5.50	6.00	6.20

Los anteriores datos pueden ser expresados como parámetros adimensionales³ para generalizar los resultados, por lo cual fue planteado el parámetro adimensional denominado Froude del grano, cuya expresión es la siguiente :

$$F_{grano} = \frac{U_E}{\sqrt{(S_s - 1) \cdot g \cdot D}} \quad (15)$$

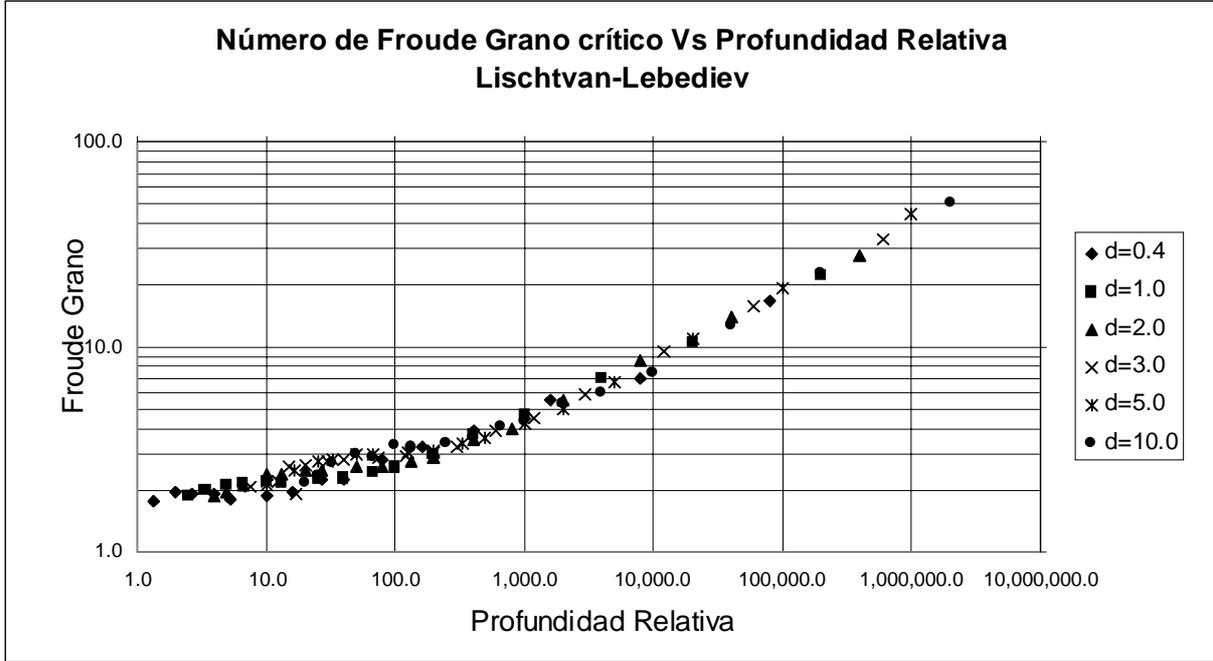
el cual suele analizarse en función del parámetro adimensional denominado sumersión relativa o profundidad relativa, cuya expresión es la siguiente:

$$Prof. Relativa = \frac{d}{D} \quad (16)$$

U_E , es la velocidad máxima permisible, en m/s; d es la profundidad o tirante del flujo, en metros; D es el diámetro característico de las partículas del lecho, en metros; S_s es la densidad relativa de las partículas y g la aceleración de la gravedad en m/s^2 .

Si se asume como valor de la densidad relativa 2.65, los datos de Lischvan Lebediev pueden representarse en términos de dichos parámetros adimensionales como se presenta en la figura No. 1. en donde se observa que existen dos tendencias :

Figura No. 1 Número de Froude crítico del grano para suelos no cohesivos



Los datos propenden a alinearse en torno a dos rectas, para los intervalos de profundidad relativa $(d/D) \leq 745$ y $(d/D) \geq 745$, cuyas ecuaciones son según García Flores :

$$\text{Si } (d/D) \leq 745 \quad \frac{U_E}{\sqrt{(S_s - 1) \cdot g \cdot D}} = 1.63 \cdot \left[\frac{d}{D} \right]^{0.128} \quad (17. a)$$

$$\text{Si } (d/D) \geq 745 \quad \frac{U_E}{\sqrt{(S_s - 1) \cdot g \cdot D}} = 0.45 \cdot \left[\frac{d}{D} \right]^{0.322} \quad (17. b)$$

Las anteriores ecuaciones son la base para la obtención de las ecuaciones de velocidad máxima no erosiva presentadas por J.A.Maza, cuyas expresiones son :

$$\text{Si } 0.00005 < D_{84} < 0.0028 \text{ m} \quad U_E = 4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28} \cdot d_s^{0.322 / D_{84}^{0.03}} \quad (18.a)$$

$$\text{Si } 0.0028 < D_{84} < 0.182 \text{ m} \quad U_E = 4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28} \cdot d_s^{0.223 / D_{84}^{0.092}} \quad (18.b)$$

$$\text{Si } 0.182 < D_{84} < 1.0 \text{ m} \quad U_E = 4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28} \cdot d_s^{0.191 / D_{84}^{0.187}} \quad (18.c)$$

En donde el coeficiente β , es un coeficiente asociado al período de retorno (T) introducido por Maza, cuya expresión es :

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \cdot \ln(T) \quad (19)$$

Profundidad de socavación de Maza

Como fue planteado el método propone que las velocidades real U_R y máxima no erosiva U_E deben ser iguales para que se produzca el proceso erosivo, entonces se igualan las ecuaciones (20) con la ecuación (14) para la velocidad real del flujo, (en donde $\alpha = S^{1/2}/n$), obteniendo :

$$\text{Si } 0.00005 < D_{84} < 0.0028 \text{ m} \quad \frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{d_s} = 4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28} \cdot d_s^{0.322/D_{84}^{0.03}} \quad (20.a)$$

$$\text{Si } 0.0028 < D_{84} < 0.182 \text{ m} \quad \frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{d_s} = 4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28} \cdot d_s^{0.223/D_{84}^{0.092}} \quad (20. b)$$

$$\text{Si } 0.182 < D_{84} < 1.0 \text{ m} \quad \frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{d_s} = 4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28} \cdot d_s^{0.191/D_{84}^{0.187}} \quad (20. c)$$

Despejando de las anteriores ecuaciones la profundidad d_s , se obtiene :

$$\text{Si } 0.00005 < D_{84} < 0.0028 \text{ m} \quad d_s = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}} \quad (21. a)$$

$$\text{Si } 0.0028 < D_{84} < 0.182 \text{ m} \quad d_s = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}} \quad (21. b)$$

$$\text{Si } 0.182 < D_{84} < 1.0 \text{ m} \quad d_s = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.187}}{0.191 + D_{84}^{0.187}}} \quad (21. c)$$

Estas son las ecuaciones originales de Maza, con el criterio de Lischtvan Lebediev.

Observaciones Generales

Durante el proceso anterior, algunas de las suposiciones generan incertidumbre en el análisis, por ejemplo, el cálculo de la socavación se presenta con referencia al nivel de agua conocido para el caudal de diseño, el cual se conoce como un valor constante, d_0 , esto implica que la sección es estable en el sentido de que tiene una curva de calibración fija, dado que el caudal de diseño Q_D tiene siempre un nivel de lámina de agua fijo y conocido; es válido entonces preguntar si hay o no equilibrio morfológico.

Si la velocidad U_E debe ser la máxima que no genera erosión de las partículas del lecho, porque se usa uno de los tamaños más grandes de la granulometría, D_{84} , para el cálculo y no uno de los tamaños más finos, (D_{15} , por ejemplo), logrando así tener mayor certeza de que los tamaños mayores tampoco serán erosionados. Es claro que una velocidad que no erosiona partículas grandes si puede erosionar las de tamaño menor, pero no al contrario; en efecto en los primeros artículos de Maza se utilizaba el diámetro medio D_{50} para calcular U_E , en tanto que ahora se sugiere D_{84} .

El coeficiente α de Maza siendo constante requiere que la rugosidad del lecho sea invariable a lo largo del proceso de socavación, lo cual es en realidad poco probable ya que existe cambio en las condiciones de granulometría a lo largo del proceso.

Los valores de q_i y q parecen ser siempre iguales, excepto por coeficientes de mayoración que Maza relaciona con la existencia o no de obstáculos, o con el período de retorno del caudal de diseño; sin embargo es bien sabido que en una sección transversal cualquiera, aún si el alineamiento es recto y la sección uniforme, existe una notable diferencia entre los valores de q_i y entre estos y q_{med} .

La implicación de que el proceso de socavación continúa hasta que la velocidad se ha reducido al máximo valor que no genera erosión es equívoca, la velocidad se puede reducir, pero a un valor mínimo y no máximo; adicionalmente es dudoso que se llegue a una velocidad tan baja como la que se considera crítica para la iniciación del movimiento, dado que para un caudal líquido alto debe existir un caudal sólido también alto, y el mantenimiento de la tasa de transporte para que no exista erosión requiere una velocidad superior a la crítica para iniciación del movimiento; también es claro que en cada caso la velocidad que no produce erosión sería diferente y proporcional a la carga sólida existente que debe ser en todos los casos mayor que cero.

En conclusión, la metodología de Maza implica en primer término el cálculo de una condición inicial de flujo “sin socavación”, para el caudal de diseño dado, bajo la cual el nivel de agua es estable, pero el nivel del fondo no lo es, y debe descender a un nivel final más bajo. La diferencia entre el nivel inicial d_o , y el nivel final d_s , es la socavación general, y se mide con relación al nivel fijo del agua calculado para la condición inicial u obtenido de una curva de calibración observada en campo.

El cálculo se basa en la obtención de una condición teórica de equilibrio entre la velocidad de flujo U_R para la condición final de lecho socavado con profundidad “ d_s ”, y una velocidad teórica U_E , calculada por las ecuaciones empíricas de Lischvan Lebediev, cuyo significado se supone, es similar al de la velocidad crítica para el inicio de transporte sólido de partículas de un tamaño dado, (D_{84} según Maza)

EL MÉTODO DE DEL CAMPO - ORDÓÑEZ

Para conocer los factores que inducen la profundización de la sección transversal al influjo de un caudal dado, los investigadores Germán Del Campo⁴, Jaime A. Vargas⁵ y Maria del Rosario Gutierrez⁶, bajo la dirección de J.I. Ordóñez, investigaron mas de 3.000 aforos líquidos y sólidos en estaciones de primer orden de cuencas hidrográficas en Colombia. Un aforo líquido en una estación hidrométrica de primer orden consiste de un grupo de 15 a 20 valores de profundidad (p_i) y caudal (q_i), y el registro completo de aforos en cada estación genera un conjunto más amplio de parejas p_i, q_i , que se puede interpretar independientemente de los valores absolutos de Q y P . Mientras que los valores de velocidad V_i y de número de Froude F_i se pueden considerar como variables derivadas de las dos anteriores de acuerdo con las ecuaciones (24) y (25) deducidas teóricamente como a continuación se presenta.

El caudal por unidad de ancho en un sector cualquiera de una sección se expresa por :

$$q_i = \frac{Q_i}{B_i} \quad (22)$$

donde Q_i es el caudal y B_i es el ancho del sector; esta expresión es equivalente a :

$$q_i = \frac{A_i \cdot V_i}{B_i} = \frac{(B_i \cdot P_i) \cdot V_i}{B_i} = P_i \cdot V_i \quad (23)$$

en donde P_i es la profundidad en la franja, luego despejando V_i :

$$V_i = \frac{q_i}{P_i} \quad (24)$$

Igualmente, el número de Froude en la franja cualquiera i se puede expresar por :

$$F_i = \frac{V_i}{\sqrt{g \cdot P_i}} \quad (25)$$

Los investigadores encontraron que, sistemáticamente cada aforo presenta la máxima profundidad, y por lo tanto el mínimo nivel del lecho, (máxima “socavación general”), en la franja de máximo caudal unitario $q_{i \max}$ o q_{\max} por simplificación; haciendo un nuevo conjunto con las parejas q_{\max} , P_{\max} , encontraron que estas cumplen con una relación biunívoca, independientemente del valor de Q y de la sección transversal o estación utilizada en ríos con una gama amplia de tamaño de sedimento, siempre y cuando los números de Froude del flujo sean similares; de hecho encontraron relaciones diferentes para ríos de llanura, ($F < 0.4$), y ríos de característica torrencial, ($F > 0.4$).

Las ecuaciones obtenidas permiten calcular la máxima profundidad de flujo P_{\max} para un cierto valor de q_{\max} , de acuerdo con la ecuación general de número de Froude correspondiente, llamado por simplicidad F_m , aún cuando obviamente no es el máximo valor del número de Froude en la sección sino el correspondiente a la franja de q_{\max} y P_{\max} . Reemplazando (24) en (25) para la condición máxima y elevando al cuadrado :

$$F_m^2 = \frac{q_{\max}^2}{g \cdot P_{\max}^3} \quad (26)$$

despejando para la profundidad máxima :

$$P_{\max}^3 = \frac{q_{\max}^2}{g \cdot F_m^2} \quad (27)$$

que también se puede expresar como :

$$P_{\max} = \left(\frac{1}{g \cdot F_m^2} \right)^{1/3} \cdot q_{\max}^{2/3} = k \cdot q_{\max}^{2/3} \quad (28)$$

después de analizar estadísticamente los aforos, los investigadores encuentran una relación relativamente buena entre F_{\max} y el valor promedio del número de Froude para toda la sección F_{prom} , así :

$$F_{\max} = 0.85 F_{prom} + 0.01 \quad \text{para } (0.10 < F < 0.4) \quad (29.a)$$

$$F_{\max} = 0.71 F_{prom} + 0.10 \quad \text{para } (F > 0.4) \quad (29.b)$$

Igualmente obtuvieron una relación aceptable para q_{\max} en función de $q_{prom} = Q/T$ así :

$$q_{\max} = 1.551 (Q/T)^{0.984} \quad \text{para } (F < 0.4) \quad (30.a)$$

$$q_{\max} = 1.271 (Q/T)^{1.271} \quad \text{para } (F > 0.4) \quad (30.b)$$

mientras que la mejor correlación obtenida para P_{\max} es :

$$P_{\max} = 0.473 q_{\max}^{0.706} F_{\max}^{-0.512} \quad (31)$$

Muy similar a la obtenida del número de Froude, de acuerdo con la ecuación (28) :

$$P_{\max} = 0.4671 q_{\max}^{0.667} \cdot F_{\max}^{-0.667} \quad (32)$$

Las ecuaciones (31) y (32), presentan valores muy cercanos, lo que genera confianza en las correlaciones obtenidas para calcular la profundidad de socavación.

Metodología Propuesta Por Del Campo-Ordóñez

Con base en los resultados obtenidos, los autores plantearon la metodología para la estimación de la profundidad máxima de socavación de la siguiente forma :

1. Se determina el rango de caudales para el cual se desea calcular el nivel de fondo incluyendo los caudales de avenida.
2. A partir de mediciones de campo y cálculos hidráulicos para flujo uniforme se determina la sección transversal del cauce en el sitio seleccionado.
3. La elevación que alcanza la superficie del agua para cada caudal, se obtiene de la curva elevación caudal, para la sección considerada, medida o calculada.
4. Se miden el ancho T de la lámina de agua, y la relación Q/T para cada caudal.
5. Se calcula el valor de $q_{máx}$, tomado de la curva Q/T vs $q_{máx}$.
6. Con las características hidráulicas promedio de la sección se calcula F para el sector de profundidad es máxima, con la ecuación $F_{max} = 0.85 F_{prom} + 0.01$ para flujo subcrítico o $F_{max} = 0.71 F_{prom} + 0.1$ para flujo casi crítico.
7. Con $q_{máx}$, y F para P_{max} , se obtiene de la grafica $q_{máx}$ vs P_{max} , o de la ecuación $P_{max} = 0.472 q_{max}^{0.71} F_{Pmax}^{-0.51}$ la profundidad máxima de socavación.

Observaciones

El Método no hace ninguna suposición referente a que el proceso deba progresar hasta que la velocidad del flujo adquiera determinado valor teórico; se observa, sin embargo, que aún bajo condiciones de alto caudal y máxima socavación, el número de Froude del flujo no varía substancialmente en una estación dada; por otra parte los valores de F_{max} en una franja no descienden por debajo del 85% del valor promedio de F en la sección, y este no varía en más de un 30% para el rango completo de caudales que varía hasta un 400% en un sector dado. Esto hace poco probable que los procesos de socavación continúen hasta la condición crítica de iniciación de movimiento.

Las relaciones empíricas entre q_{max} y q_{prom} y entre F_{max} y F_{prom} han sido obtenidas con más de 3.000 datos reales de aforos en 25 estaciones hidrométricas de primer orden en ríos con valores del número de Froude entre 0.10 y 0.50.

COMPARACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS

La suposición principal de Maza, consiste en que el proceso de socavación sigue hasta cuando la velocidad del flujo U_R , (ec. 14), alcanza la velocidad máxima no erosiva U_E , de Lebediev, (ecs. 18). Los autores han calculado además U_E según otros criterios, como los de Shields, Einstein y Meyer Peter Muller⁹ por comparación; y han preferido expresar las ecuaciones de Maza para U_R , en función de q , dado que d_o es un valor bastante subjetivo de calcular, y en efecto no es claro que exista un valor d_o diferente a d_s para cada caudal; partiendo de la ecuación, (11), α esta dado por :

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Q_d}{B_e \cdot d_m^{5/3}} = \frac{q}{d_m^{5/3}} \quad (11)$$

Y, reemplazando (11) en (14) se obtiene :

$$U_R = \frac{q \cdot (d_o / d_m)^{5/3}}{d_s} \quad (33)$$

El valor de q es el caudal promedio por unidad de ancho para calcular d_s , es decir, el valor (Q_D/B_e) o (Q_D/T) . El valor (d_o/d_m) es la relación entre profundidad máxima y profundidad media en la sección; en cierta forma, siendo $d_o > d_m$ se puede decir que $(d_o/d_m)^{5/3}$ es un factor de mayoración de caudal por unidad de ancho, luego :

$$U_R = \frac{q_{máx}}{d_s} \quad (34)$$

Para calcular U_E con criterios diferentes, se puede definir por la relación de Chezy :

$$U_E = C \sqrt{R \cdot Se} \quad (35)$$

Donde R es el radio hidráulico, Se la pendiente de energía y C el coeficiente de Chezy :

$$C = \frac{d_s^{1/6}}{n} \quad (36)$$

Siendo d_s el tirante en metros y n el coeficiente de Manning, que se expresa por :

$$n = \frac{D^{1/6}(mm)}{78} = \frac{D^{1/6}(m)}{24.66} \quad (37)$$

Reemplazando (36) y (37) en (35), y asumiendo que el canal es muy ancho :

$$U_E = \frac{24.66 \cdot d_s^{1/6}}{D^{1/6}} \cdot \sqrt{d_s \cdot Se} \quad (38)$$

Las expresiones de $\sqrt{d_s \cdot Se}$ se obtienen a partir de los diferentes criterios enunciados :

Criterio de Shields

A partir de la ecuación de esfuerzo cortante del lecho, dada por :

$$\tau_c = \rho g R S_e = \gamma R S_e \quad (39)$$

Y, la relación de esfuerzo cortante crítico adimensional de Shields :

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot D} \quad (40)$$

Asumiendo que el canal es muy ancho y reemplazando (39) en (40) se obtiene :

$$\tau_c^* = \frac{\rho \cdot g \cdot R \cdot Se}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot D} = \frac{R \cdot Se}{(Ss - 1) \cdot D} = \frac{d_s \cdot Se}{(Ss - 1) \cdot D} \quad (41)$$

Despejando de la anterior ecuación la relación ($d_s S_e$) se obtiene :

$$d_s \cdot S_e = \tau_c^* \cdot (Ss - 1) \cdot D \quad (42)$$

Con los datos originales de Shields, se obtienen relaciones entre el esfuerzo cortante crítico adimensional de Shields y el diámetro, dadas por :

$$\text{Para } 0.17 \text{ mm} < D < 1.52 \text{ mm} \quad \tau_c^* = 0.003 D^{-0.333} \quad (43. a)$$

$$\text{Para } 1.52 \text{ mm} < D < 7.01 \text{ mm} \quad \tau_c^* = 0.223 D^{0.275} \quad (43. b)$$

Remplazando en (42), y considerando arenas de cuarzo, con $Ss=2.65$, se obtiene :

$$\text{Para } 0.17 \text{ mm} < D < 1.52 \text{ mm} \quad d_s \cdot S_e = 0.0049 \cdot D^{0.667} \quad (44. a)$$

$$\text{Para } 1.52 \text{ mm} < D < 7.01 \text{ mm} \quad d_s \cdot S_e = 0.3679 \cdot D^{1.275} \quad (45. b)$$

Reemplazando las anteriores ecuaciones en (38), se obtienen finalmente las siguientes :

$$\text{Para } 0.17 \text{ mm} < D < 1.52 \text{ mm} \quad U_E = 1.73 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.166} \quad (46. a)$$

$$\text{Para } 1.52 \text{ mm} < D < 7.01 \text{ mm} \quad U_E = 14.95 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.4715} \quad (46. b)$$

Las anteriores ecuaciones expresan la velocidad U_E a partir del criterio de Shields; igualando esta velocidad con la velocidad real del flujo dada por la ecuación, (34) :

$$\text{Para } 0.17 \text{ mm} < D < 1.52 \text{ mm} \quad \frac{q_{\max}}{d_s} = 1.73 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.166} \quad (47. a)$$

$$\text{Para } 1.52 \text{ mm} < D < 7.01 \text{ mm} \quad \frac{q_{\max}}{d_s} = 14.95 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.4715} \quad (47. b)$$

Despejando de estas ecuaciones la profundidad d_s se obtiene finalmente :

$$\text{Para } 0.17 \text{ mm} < D < 1.52 \text{ mm} \quad d_s = 0.623 \cdot q_{\max}^{0.857} \cdot D^{-0.14} \quad (48.a)$$

$$\text{Para } 1.52 \text{ mm} < D < 7.01 \text{ mm} \quad d_s = 0.098 \cdot q_{\max}^{0.857} \cdot D^{-0.404} \quad (48.b)$$

Criterio de Einstein

A partir de la teoría de Einstein sobre transporte de sedimentos y considerando la intensidad del transporte ϕ como nula, se tiene que la intensidad de flujo Ψ toma un valor de 30, ya que es conocido por la referencia bibliográfica 8 :

$$\psi = 30 = \frac{D \cdot (Ss - 1)}{R \cdot Se} \quad (49)$$

Asumiendo que el canal es muy ancho, y despejando para la relación ($d_s S_e$) :

$$d_s \cdot S_e = \frac{(S_s - 1) \cdot D}{30} \quad (50)$$

Reemplazando $S_s = 2.65$ para arenas de cuarzo : $d_s \cdot S_e = 0.055 \cdot D$ (51)

y, reemplazando (51) en (38) : $U_E = \frac{24.66 \cdot d_s^{1/6}}{D^{1/6}} \cdot \sqrt{0.055 \cdot D} = 5.78 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.334}$ (52)

Igualando esta velocidad con la velocidad real de flujo, (ecuación 34) :

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{d_s} = 5.78 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.334} \quad (53)$$

Despejando de la anterior ecuación la profundidad d_s :

$$d_s = 0.222 \cdot q_{m\acute{a}x}^{0.857} \cdot D^{-0.286} \quad (54)$$

Criterio de Meyer Peter-Muller

A partir de la ecuación de esfuerzo cortante crítico planteada por Meyer Peter Muller³,

$$0.047 = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_m} \quad (55)$$

Además también es conocido que :

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot S_e \quad (56)$$

Y, despejando de (55) para τ e igualando con (56) se obtiene :

$$\gamma \cdot R \cdot S_e = 0.047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot D_m \quad (57)$$

Asumiendo que el canal es muy ancho :

$$d_s \cdot S_e = 0.047 \cdot (S_s - 1) \cdot D_m \quad (58)$$

En donde reemplazando la densidad relativa ($S_s = 2.65$) para arenas, se obtiene :

$$d_s \cdot S_e = 0.07765 \cdot D_m \quad (59)$$

entonces, reemplazando (59) en (38) se obtiene :

$$U_E = \frac{24.66 \cdot d_s^{1/6}}{D^{1/6}} \cdot \sqrt{0.077 \cdot D} = 6.86 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.334} \quad (60)$$

Que es la velocidad U_E según Meyer Peter Muller; igualando con U_r , de (34), se obtiene :

$$\frac{q_{m\acute{a}x}}{d_s} = 6.86 \cdot d_s^{0.166} \cdot D^{0.334} \quad (61)$$

Despejando de la anterior ecuación la profundidad d_s se obtiene finalmente :

$$d_s = 0.1923 \cdot q^{0.857} \cdot D^{-0.2857} \quad (62)$$

Criterio de Lischvan-Lebediev

A partir de las deducciones, y teniendo en cuenta las consideraciones planteadas al inicio del presente capítulo sobre la velocidad del flujo en función del caudal máximo por unidad de ancho, es posible plantear la profundidad d_s , como :

$$d_s = \left[\frac{q_{m\acute{a}x}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{0.28}} \right]^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}} \quad (63)$$

que reemplaza a la ecuación 21a; y en forma similar se pueden plantear las ecuaciones 21b y 21c para expresar el Método de Maza en términos de caudal por unidad de área.

Método de Del Campo-Ordóñez

Como fue descrito atrás, la teoría de Del Campo Ordóñez plantea la relación de la profundidad de socavación, el caudal unitario y el número de Froude, así :

$$P_{m\acute{a}x} = 0.4671 q_{max}^{0.667} F_{max}^{-0.667} \quad (32)$$

COMPARACIÓN DE CRITERIOS

Dado que el Método de Del Campo-Ordóñez es independiente del diámetro de las partículas, solo es posible comparar estos métodos si suponemos que, en los ríos cuyo régimen presenta números de Froude menores a 0.4 el lecho contiene arenas y gravas con predominio de arenas, mientras que para ríos cuyo régimen presenta Números de Froude mayores a 0.4, puede haber un porcentaje mayor de gravas y cantos, con predominio de arenas gruesas y gravas finas en el lecho y en la carga; estas condiciones son compatibles con las existentes en la mayoría de los cauces aluviales.

Teniendo en cuenta lo anterior, se comparan los dos métodos, de modo que el de Del Campo-Ordóñez se analiza para $F = 0.1$, cuando el de Maza, se calcula para un diámetro de los sedimentos de 0.00025 m; mientras que para números de Froude mayores, se compara Del Campo-Ordóñez para $F = 0.4$, con Maza para diámetro de los sedimentos de 0.01 m. Los resultados se presentan en las figuras 2a y 2b.

Figura No. 2.a Comparación de Métodos para Sedimentos Finos y Número de Froude Bajo

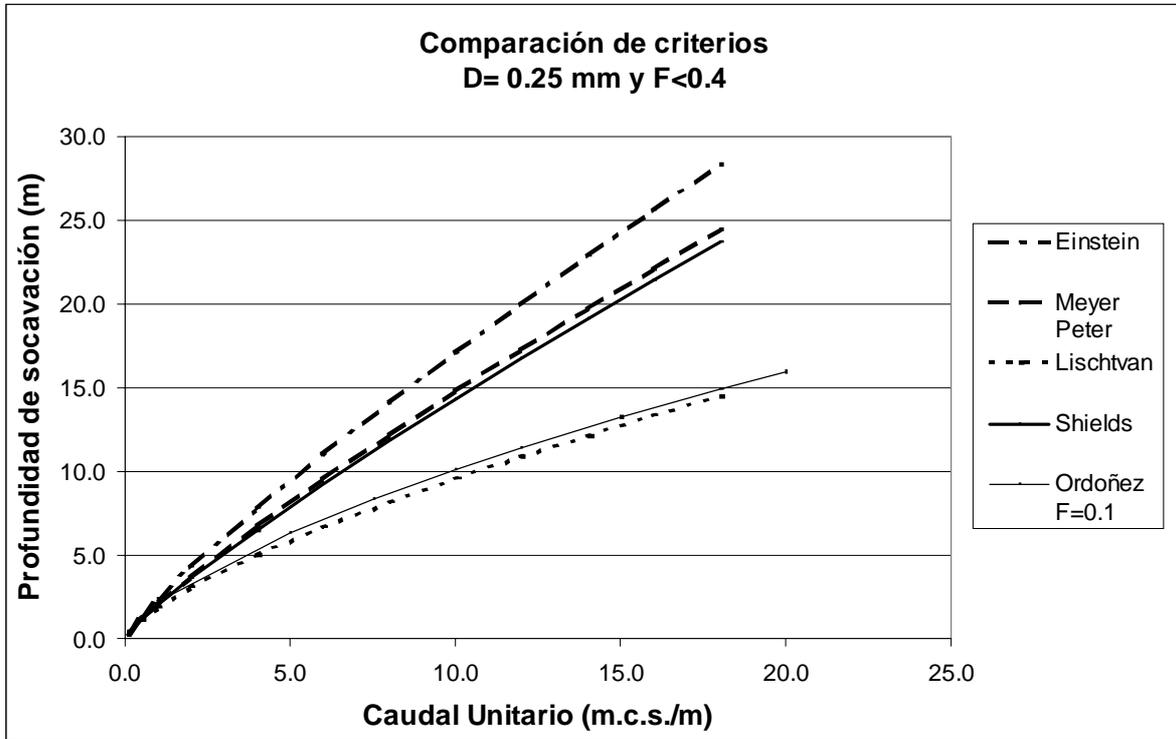
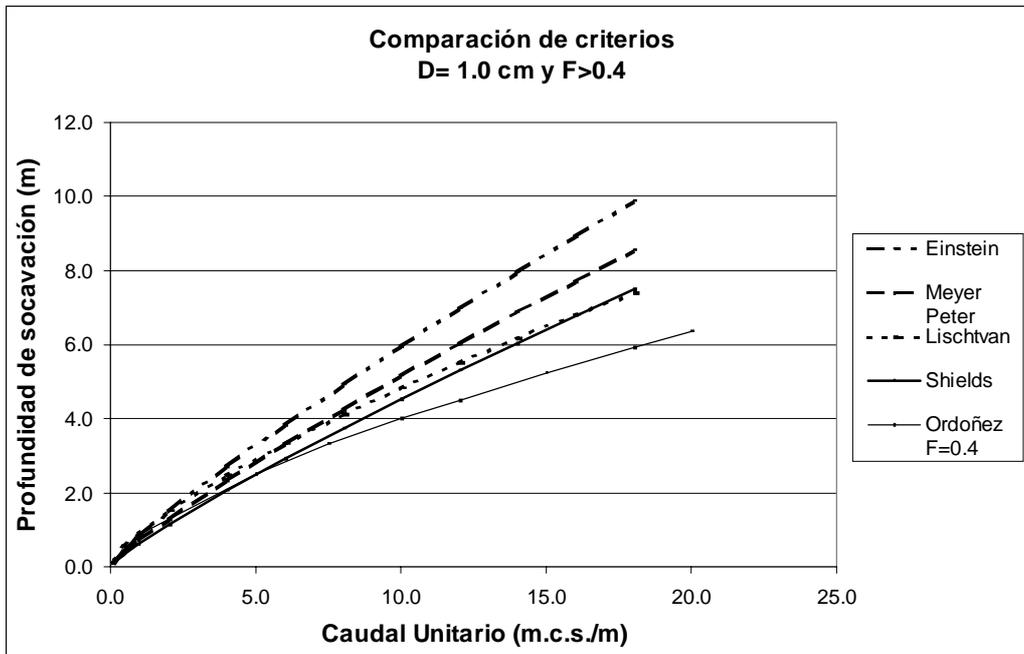


Figura No. 2.b Comparación de Métodos para Sedimentos Gruesos y Número de Froude Alto



Las figuras muestran que, sin importar el régimen de flujo y el diámetro de la partícula, la mayor profundidad de socavación se presenta con los criterios de Einstein y Meyer Peter, y la menor con el método de Del Campo-Ordóñez. Para $F = 0.1$ y lechos de arena fina, es decir $D = 0.25$ mm, los criterios de Meyer Peter y Shields toman valores muy cercanos, mientras que Lebediev toma valores bajos, muy cercanos a Del Campo-Ordóñez; en este caso los dos métodos producen resultados prácticamente idénticos. Para $F > 0.4$ y lechos de grava fina, es decir $D = 1.0$ cm, se observa que los criterios de Meyer Peter, Lebediev y Shields toman valores muy cercanos entre sí, mientras que Del Campo-Ordóñez toma valores menores con

respecto a los demás. Para una comparación más detallada de los diferentes criterios de velocidad crítica e iniciación del movimiento, conviene leer las referencias 9 y 12.

REFERENCIAS

1. **García Flores, M., Maza Álvarez, J.A.** (1990), "*Manual de Ingeniería de Ríos*". UNAM- Cap. 13, Erosión en Ríos y Obras de Protección.
2. **García Flores, M., Maza Álvarez, J.A.** (1990), "*Manual de Ingeniería de Ríos*". UNAM. - Cap. 8, Inicio de Movimiento y Acorazamiento
3. **García Flores, M., Maza Álvarez, J.A.** (1990), "*Manual de Ingeniería de Ríos*". UNAM. - Cap. 7, Origen y propiedades de los sedimentos
4. **García Flores, M., Maza Álvarez, J.A.** (1990), "*Manual de Ingeniería de Ríos*". UNAM. - Cap. 12, Estabilidad de Cauces.
5. **Straitielsvie** "*Russian Hidrología I Hidráulica*" (1959), Mostovom Doroshnom, Leningrad.
6. **Del Campo, G.** (1995), "*Una Metodología de Cálculo de Socavación en Cauces Aluviales a partir de Información de Aforos Líquidos*". Universidad Nacional de Colombia. Bogotá.
7. **Vargas Rey, J.A.** (1996), "*Metodología de Cálculo de Socavación General en Cauces Aluviales, ríos Saldaña, Guatiquía y Upía*". Universidad Nacional de Colombia. Bogotá.
8. **Gutiérrez. M. R.** (1997), "*Metodología de Cálculo de Socavación General en Cauces Aluviales, ríos Negro y Guayuriba*". Universidad Nacional de Colombia. Bogotá.
9. **Aldana Bello, J.** (2002), "*Confrontación de dos Metodologías para la Estimación de la Socavación General en Ríos*". Universidad Nacional de Colombia. Bogotá.
10. **Vanoni, V. Editor.** (1970), "*Sedimentation Engineering*", ASCE Manual 54. Cap 2, Initiation of Motion. Pg 91-114.- Sediment Discharge transport Formulas. Pg 191- 213
11. **Graf, W.H.** (1971), "*Hydraulics of Sediment Transport*". Mc. Graw Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering.
12. **Aldana Bello, J., Ordóñez, J. I.** (2002), "*Velocidad Media Necesaria para que Exista Socavación y Velocidad Crítica para Iniciación del Movimiento*" Memorias XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica de la IAHR, Habana, Cuba.