

掃流砂量式について

Effects of Water Depth and Slope on Sediment Transport

池田 宏*・井口 正男*

Hiroshi IKEDA and Masao INOKUCHI

I まえがき

流砂現象に関する19世紀以来の研究の過程で、掃流砂量予測式として種々のものが提案されている。しかしながら、実際河川における流砂現象観測の困難さや、流砂現象が二相現象であることなどのために、清水が一様粒径の砂(礫)を固定壁直線長方形断面水路において、定常状態で流送しているといった単純な場合に問題を限定しても、従来の掃流砂量式は様々な問題点をもっているようである。

しかも、従来の掃流砂量式は、そのほとんどが、小規模な実験水路における小水深の実験結果をもとに、その係数などが決められてきたことから、それらの式によって、緩勾配・大水深の水流下での掃流砂量を求めることにも問題があるようである。

ここでは、それらの問題点を従来の実験データによって検討することによって、今後の一つの実験課題を指摘する。

II 従来の掃流砂量式の問題点と最近の動向

ここでは、DuBoys(1879)から Einstein(1942)に至るまで、またその後に出された掃流砂量式の全体を展望するつもりはない。これに関しては、近年適当なテキストが出版されている(たとえば Raudkivi, 1967, Graf, 1971)。もしそれらの式を実際に用いて、計算をする必要があれば、たとえ

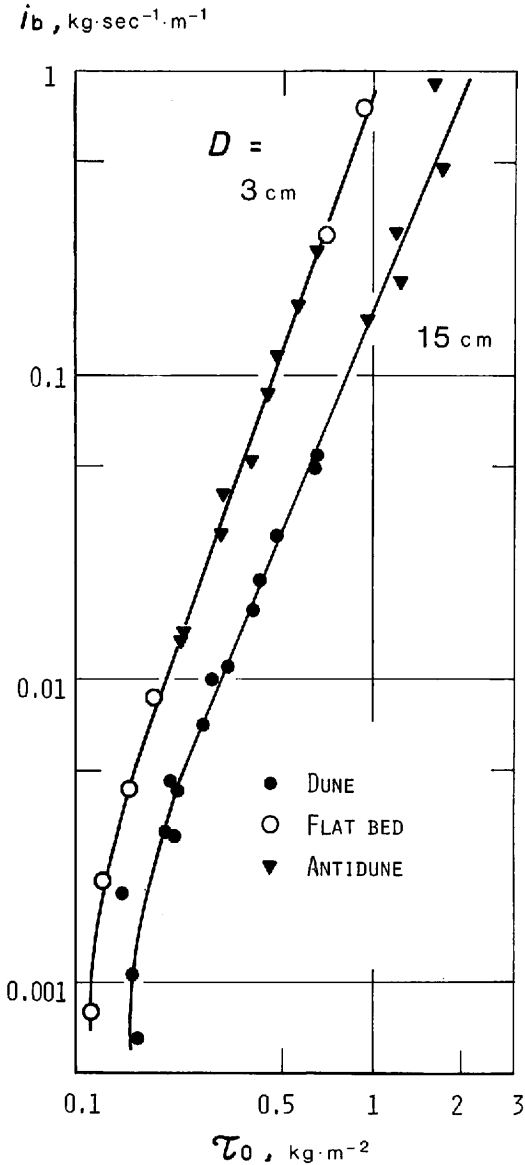
ば河村三郎(1977)などが参考になる。

ここで確認したい点は、従来の掃流砂量式は、その関係を導くのに、どのデータを用いたかによって制約され、広く通用するものは少なく、現段階では、掃流砂量を予測するためには、類似した条件下で得られた式を用いるのがより良いことだとされていることである。

このことは、底面せん断力の強さが同一な水流下でなされた実験でも、実験(者)によって、掃流砂量に差異があるという実験事実起因する。第1図に、側壁の影響の少ない Williams(1970)による実験データから、底面せん断力 τ_0 と単位幅単位時間当りの掃流砂量 q との関係を水深 D をパラメーターとして示した。 τ_0 が同一の場合でも、水深 D の小さいほど掃流砂量 q は大きいことは明らかである。この事実が、最近の掃流砂量式に関する最大の論点となっており、これに対しては、次に述べるような、いくつかの考えが出されている。

その1は、これを砂床形が違うためとみなすもので、第1図の例では、水深の大きい場合のほうが掃流砂量が小さいのは、砂床形が起伏の大きい dune のためと考え、水流に働く全抵抗を、砂床形による形状抵抗と、砂床面の砂(礫)による表面抵抗—砂粒抵抗—とに分離して、後者を流砂に直接関係する有効せん断力として τ_0 のかわりに用いている。このような試みは、Einstein(1950)をはじめ掃流力理論に基づく研究者の多くによ

*筑波大学水理実験センター



第1図 底面せん断力 (τ_0) と単位幅掃流砂量 (i_b) の関係に及ぼす水深 (D) の効果
データ: Williams (1970) $d_m = 1.10\text{mm}$

てなされている。

その2は、その1と同様、これを砂床形の影響とみなすのであるが、砂床形の影響をより積極的に取り込むために、掃流力の概念を捨て、たとえばレジーム式を採用する。

Maddock (1976) は、全流砂濃度が平均流速 V と勾配 S との積 VS の関数として表わされるとした。Yang (1972, 1973) も同様の結論に達し、 VS を単位水塊あたりの位置エネルギーの損失率を示すものとして、ユニット・ストリーム・パワー (unit stream power) と呼んだ。

その3は、これをそのまま水深の効果が出ているとみなす考えである。Bagnold (1973) は、平滑砂床における砂粒子の運動機構の考察から、掃流砂量が次式で表わせるとした。

$$i_b = \frac{\tau_0 V}{\tan \alpha} \cdot \frac{U_* - U_{*c}}{U_*} \left[1 - \frac{5.75 U_* \log 0.4 D / nd}{V} - \frac{V_g}{V} \right]$$

ここで、 i_b : 単位幅単位時間当り掃流砂重量、 $\tan \alpha$: 摩擦係数、 U_* : 摩擦速度、 U_{*c} : 移動限界摩擦速度、 D : 水深、 d : 粒径、 nd : 躍動層 (thrust 中心) の高さ、 V_g : 砂粒の沈降速度、 $\tau_0 V$ は、単位水柱あたりの位置エネルギーの損失率にあたるが、Bagnold (1960) は、これをストリーム・パワー (stream power) とよんだ。

Bagnold (1973) は、この式で、 $\tau_0 V$ の同一の水流でも、水深 D が異なれば掃流砂量が異なるという Williams (1970) による実験事実を説明しようとしたが、あいにくと、Williams のデータは、上述したとおり、平滑砂床の場合ばかりではなかった。

Bagnold に対し、掃流砂現象は、あくまで砂床面に働くせん断応力によって支配されているのであって、平均流速とか水深とかによるのではないと主張している Vanoni (1975) は、Bagnold が τ_0 のかわりに $\tau_0 V$ を採用したがために、かえって水深 D による修正を必要とするようになったのだと、Bagnold を批判している。

以上のように、掃流砂量は、単に τ_0 や $\tau_0 V$ のみでは予測しえないことは、Brooks (1958) をはじめとして、次第に認識されてきたが、その理由については、見解が分かれているのが現状といえよう。

III 掃流砂量に及ぼす水深および勾配の影響

ここでは、掃流砂量が τ_0 や $\tau_0 V$ のみによっては予測できない理由を、従来の実験データによって再検討し、ついで、緩勾配・大水深の場合の問題点を調べる。

1) 従来の実験データによる検討

実験データとしては、幅・深さ比の大きな、水路側壁の影響の少ないと思われるデータを採用し、水理条件として勾配、水深あるいは流量などの組合せに注目しつつ、掃流砂量との関係を調べた。その1例を第2図に示す。ここで $\omega (= \tau_0 V)$ は、ストリーム・パワー、 ω_0 は、Bagnold(1977)が、砂床の単位面積について流砂開始に必要な

threshold stream power としたものである。 $\omega - \omega_0$ を流砂に直接関係する有効ストリーム・パワーとよぶ。

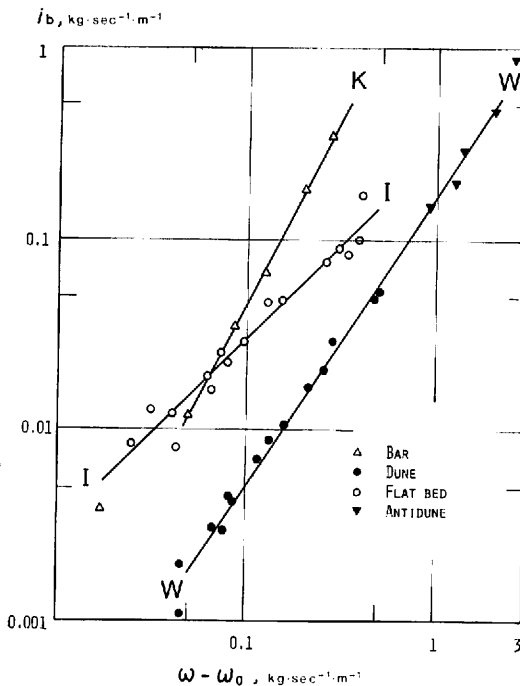
これにみられるように、いずれの実験者の結果も、 $i_b \propto (\omega - \omega_0)^a$ という関係が成立するが、実験用砂として類似した一様粒径の粗砂を使用しているにもかかわらず、実験者によって掃流砂量に著しい差異がみられる。

ことにそれは、同一のストリーム・パワーに対して、掃流砂量が異なるというばかりでなく、ストリーム・パワーの増加に伴う掃流砂量の増加率 a に顕著な差異が認められる。すなわち、木下の場合の a の値は、ほぼ2、池田は1、Williams は1.5となっている。

このようなべき数 a の値のちがいがなぜ生じたのか。この点に注目して従来のデータを調べた結果、上記した3者の場合、実験条件としての ω を変化させるために、木下は給水量を一定に保って勾配の大きさを変えているのに対し、池田は勾配を一定に保って、給水量の大きさを変えている。一方 Williams は、水深 D を一定に保って、ユニット・ストリーム・パワー VS の大きさを変えている。このように、べき数 a の大きさは、実験条件の与え方のちがいが反映されていることが判った。

流量よりもユニット・ストリーム・パワーを、それよりも勾配を変化させたほうが、べき数 a の値が大きいということ、すなわち、掃流砂量に水深よりも勾配の影響が強く表われるという事実は、Gilbert (1914) や Guy, Simons & Richardson (1966) による実験データでも共通して認められた。

第3図に、有効ストリーム・パワーと掃流砂量の関係に、勾配 S がどのように影響するかの1例を示した。同一砂を用いた同一人による実験結果についても、砂床形は砂礫堆という同タイプでありながら、 S 大ほど (D 小ほど) 掃流砂量は大きい。第2図においても、勾配の大きな条件下でなされた木下の実験値は、比較して緩勾配の Williams の実験値よりはるかに大きい。

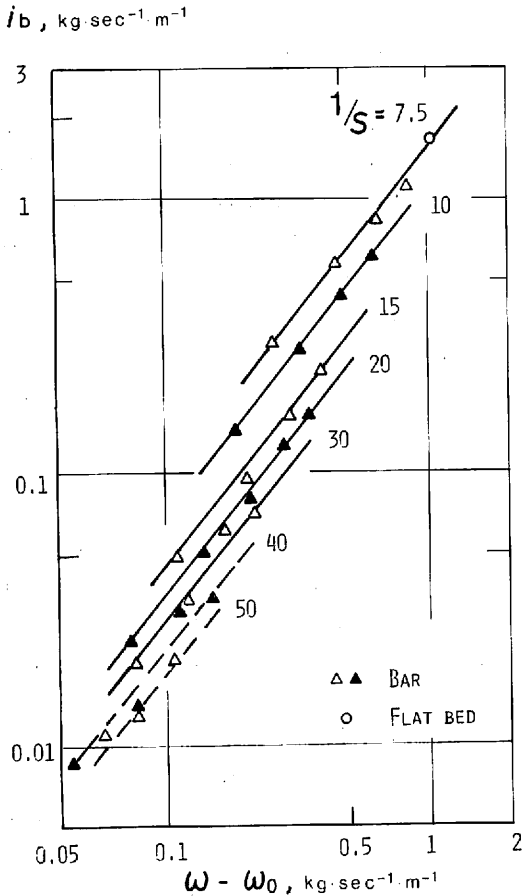


第2図 有効ストリーム・パワー ($\omega - \omega_0$) と単位幅掃流砂量 (i_b) の関係

K : 木下 (1962) C砂 ($d_m = 1.24\text{mm}$)
単位幅給水量一定 ($q = 2.3\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$)

W : Williams (1970) $d_m = 1.10\text{mm}$
水深一定 ($D = 3\text{cm}$)

I : 池田 (1978) $d_m = 1.10\text{mm}$
勾配一定 ($S = 1/50$)



第3図 有効ストリーム・パワー ($\omega - \omega_0$) と単位幅掃流砂量 (i_b) の関係に及ぼす勾配 (S) の影響
 データ：木下 (1962) D砂 ($d_m = 1.70\text{mm}$)
 準砂礫堆は砂礫堆 (Bar) に含めた

以上述べたように、 τ_0 ないし $\tau_0 V$ が同じでも浅く急な流れか、深く緩勾配の流れかによって、掃流砂量には著しい差異が生ずる。いいかえれば、水深や勾配や給水量が掃流砂量に及ぼす影響力がそれぞれちがうということを再確認したい。ここで再確認というわけは、上記した事実は、実験事実として、すでに Gilbert (1914) によって指摘されているからである。

2) 緩勾配・大水深の場合の問題点

そこで次に、上記した水深や勾配の効果が、従来、どのように評価されてきたかをみてみると、

2つの異なる見解が出されている。

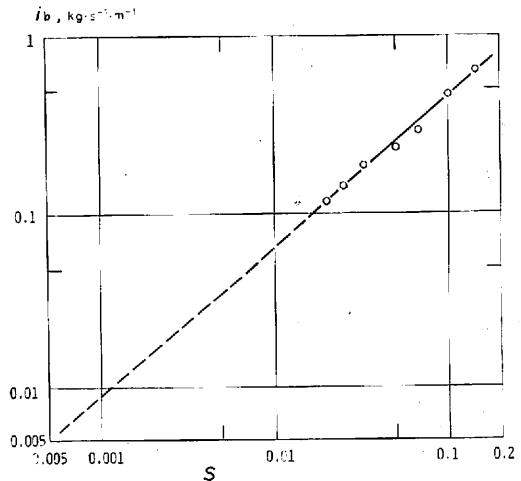
ひとつは、Schoklitsch (1930) によるもので、Schoklitsch は、Gilbert の実験データをもとに、長年の研究の成果として、 $i_b \propto S^{3/2} (q - q_{cr})^4$ という式を示している。ここで、 S : 勾配、 q : 単位幅流量、 q_{cr} : ある勾配に対する底質移動限界流量 Schoklitsch は、この式によって実際河川における掃流砂量の予測ができるとしていたことから、上記したような勾配と水深の効果の差異が、緩勾配・大水深の場合にも存在すると考えていたとみられる。

これに対し、木下 (1962) も水深あるいは勾配の効果の認めたが、それはとくに射流領域においてのみあらわれるとして、次式を導いている。

$$i_b = U_* (\tau_0 - \tau_c) (4Fr^{1.6} - 2.25)$$

木下は勾配 S の小さな常流領域では、 S の重みが失われて掃流砂量は底面せん断力のみによって予測しようと考えた。

問題は、 τ_0 または $\tau_0 V$ が一定でも、 S が減少するにつれて、その値がある大きさ以下では、木下の考えたように、その効果がなくなって、掃流砂量は一定値をとるのか、そうではなく、 S が減



第4図 単位幅掃流砂量 (i_b) に及ぼす勾配 (S) の影響

データ：木下 (1962) D砂 ($d_m = 1.70\text{mm}$)
 有効ストリーム・パワー ($\omega - \omega_0$) = $0.5\text{kg} \cdot \text{sec}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ の時

少するにつれて、Schoklitsch の考えたように、どこまでも τ_0 が減少し続けるのかである。もし後者であるならば、第4図にその1例を示したように勾配 S が1000分の1とかそれ以下といった緩勾配・大水深の水流下では、たとえストリーム・パワーの大きさは同じであっても、大勾配・小水深の実験水路で得られる掃流砂量 τ_0 の数十分の1～100分の1にしかならないということもありうる。

IV あとがき

以上、 τ_0 ないし $\tau_0 V$ の同一な水流下でも、実験(者)によって掃流砂量が異なる理由は、掃流砂量に対して勾配が、水深や流量と比較して、より大きな効果をもつためであることを指摘した。

したがって、緩勾配・大水深の水流下での掃流砂量を予測するためには、水深と勾配との効果のちがいを定量的に評価せねばならない。しかしながら現状では、そのための十分なデータはない。

従来の実験は、その多くが、勾配と水深のそれぞれを重みを考慮せず、しかもその多くは急勾配・小水深の条件下でなされてきたからである。実際河川における掃流砂量の予測のためには、まず第一に緩勾配・大水深の水流下での流砂現象の実態を明らかにすることによって、勾配と水深の重みの定量的評価がなされるべきであると考えらる。

文 献

池田 宏 (1978) : 水路幅と掃流砂量との関係について、筑波大学水理実験センター報告, 2, 1~7.
 木下良作 (1962) : 石狩川河道変遷調査・参考編。科学技術庁資源局資料, 36号, 174p.
 河村三郎 (1977) : 流送土砂の推算。土木学会水工学シリーズ, 77-A-7, 1~21.
 Bagnold, R. A. (1960) : Sediment discharge and stream power, a preliminary announcement.

U. S. Geol. Surv., Circular, 421, 1-23.
 Bagnold, R. A. (1973) : The nature of saltation and of bed-load transport in water. *Proc. Roy. Soc., Ser. A*, 332, 473-504.
 Bagnold, R. A. (1977) : Bed load transport by natural rivers. *Water Resources Research*, 13, 303-312.
 Brooks, N. H. (1958) : Mechanics of streams with movable beds of fine sand. *Trans. Amer. Soc. Civil Eng.*, 123, 526-594.
 Einstein, H. A. (1950) : The bed load function for sediment transportation in open channel flows. *U. S. Dep. Agr., Soil. Conserv., Tech. Bull.*, 1026, 68p.
 Gilbert, G. K. (1914) : The transportation of debris by running water. *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.*, 86.
 Graf, W. H. (1971) : *Hydraulics of Sediment Transport*. McGraw-Hill, 513p.
 Guy, H. P., Simons, D. B. and Richardson, E. V. (1956) : Summary of alluvial channel data from flume experiments, 1956-1961. *U.S. Geol. Surv., Prof. Pap.*, 462-I.
 Maddock, T. Jr. (1976) : Equations for resistance to flow and sediment transport in alluvial channels. *Water Resources Research*, 12, 11-21.
 Raudkivi, A.J. (1967) : *Loose Boundary Hydraulics*. Pergamon Press. 331p.
 Schoelitsch, A. (1930) : *Handbuch des Wasserbaues*. Springer, Vienna. (2nd ed., 1950)
 Vanoni, V. A. (1975) : River dynamics. *Advances in Applied Mechanics*. Academic Press, 15, 1-87.
 Williams, G. P. (1970) : Flume width and water depth effects in sediment transport experiments. *U.S. Geol. Surv., Prof. Pap.*, 562-H, 1-37.
 Yang, C.T. (1972) : Unit stream power and sediment transport. *Proc. ASCE*, 98, HY 10, 1805-1826.
 Yang, C. T. (1973) : Incipient motion and sediment transport. *Proc. ASCE*, 99, HY 10, 1679-1704.