

浮流砂の浮流限界点について

佐賀大学 理工学部

渡辺 訓甫

1. まえがき

浮流砂量は、流速 u と濃度 c の積を浮流限界点 a から水表面まで積分して得られるが、掃流と浮流の境界高さである浮流限界点は、掃流砂と浮流砂とを分けて計算する際の便宜的な高さであって、実験的にも両者を区別することは極めて困難で、現在のところ合理的に決定する方法は必ずしも与えられていない。一般には、水深の5%や Einstein の提唱した粒径の2倍とする方法が採用されているが、いずれも根拠が不明瞭である。著者は、河床が lower-regime で sand wave が形成されている場合には、その波高に refer させて $a_s = 0.5k_s$ とし¹⁾、また、Flat bed を対象として、砂粒が河床近傍の大規模スケールの渦に捕らえられる形で河床から浮上していくモデルを考えて、浮流限界点を与えている²⁾。

本文は、浮流限界点の特性を明らかにするために、浮流砂量式から a_s を逆算し、若干の考察を加えたものである。なお、計算に用いた資料は Willis et al., Laursen の均一砂の水路実験および Toffaletti の米国河川のものである。

2. 計算式

a_s の逆算には著者が提案した浮流砂量式を用いた。簡単に示すと次のようである。渦動粘性係数 ϵ_s には2次元開水路流の断面平均値

$$\epsilon_s = \kappa u_* h / 6 \quad (1)$$

を用い、土砂の拡散係数 ϵ_s は断面で一定として $\epsilon_s = \beta \epsilon_s$ ($\beta = 1.2$) を仮定すると、濃度分布、流速分布は各次式で与えられる。

$$c/c_* = \exp \{ -z (\zeta - \zeta_*) \}, \quad z = 6w_* / \beta \kappa u_*, \quad \beta = 1.2 \quad (2)$$

$$u/u_* = (\phi - 2/\kappa) + 6/\kappa (\zeta - \zeta_*^2/2) \quad (3)$$

ここに、 $\zeta = y/h$, $\zeta_* = a_s/h$, $\phi = U/u_*$, c_* ; $\zeta = \zeta_*$ での濃度, u_* ; 摩擦速度, κ ; Karman constant (Einstein の実験曲線を使用)。

従って、単位幅当りの浮流砂量 q_s は次式で与えられる。

$$\Phi_s = \Phi_* \frac{u_*}{u_{*0}} \frac{1}{\phi' \zeta_*} \exp (z \zeta_*) I \quad (4)$$

ここに、 $\Phi_s = q_s / \sqrt{sgd^3}$, $\Phi_* = q_* / \sqrt{sgd^3}$, $c_* = c_0 = q_0 / \phi' u_{*0}$, $\phi' = 8.5$, u_{*0} ; 有効摩擦速度, $I = \int \{ (\phi - 2/\kappa) + 6/\kappa (\zeta - \zeta_*^2/2) \} \exp (-z \zeta) d\zeta$

水路実験の場合は、全流砂量が与えてあるので、 Φ_s に 芦田・道上の式を用い、 $\Phi_s - \Phi_* = \Phi_s$ として (4) 式を満たす浮流限界点 ζ_* を求めた。河川の場合には、水表面よりある深さ $y = Y_1$ 以上の浮流砂量 q_s' が測定されているので、上記 I の積分範囲は $(\zeta_*, 1)$ となり、 Φ_s は実測値 Φ_s' となる。

なお、混合砂の場合は、粒径毎に a_s が異なる可能性があるが、ここでは一応、粒径別流砂量の合計と平均粒径を用いて計算を行った。

3. 計算結果の考察

Fig. -1 は a_s/h と k_s/h との関係を示したもので、破線、一点鎖線および実線はそれぞれ $a_s = 0.292 \kappa h$ ($\kappa = 0.28$ として), $0.05h$ および $0.5k_s$ の3方式の浮流限界点を示した。水路実験資料は河床形態にかかわらず a_s/h の値はほぼ同じ order で、何れ的方式を用いても平均的には同様の結果を与えることが

わかる。しかしながら、実際河川の a_*/h は実験水路のそれに比して約1order 小さく、また 0.002-0.1 の範囲に大きく散らばって明瞭な相関が見出せない。このことは、浮流限界点が水深のみに規定されるのではないことを示しているものと思われる。

Fig.-2 に a_*/d と k_s/d との関係を示す。散らばりの程度は Fig.-1 と同じであるが、同図に比してかなりの相関が認められる。Rio Grande の資料は h/d が実験水路とほぼ同じ値であって、 ϕ の大きいものは水路の Flat の資料に近づいている。また、 ϕ の小さい資料、 h/d の小さい資料は a_*/d が小さくなる傾向にあり、河床波の発達・崩壊の程度と水深規模の乱れにも関連してくるが、今のところ定量的には示すことができない。

実験水路の資料に関して、 a_*/h と κ との関係を示すと Fig.-3 のようであって Fig.-2 における a_* のばらつきは κ の変化によるものと思われる。この点については講演時に述べる予定である。

水 路

- flat bed
- ▲ ripple bed
- anti-dune
- transition

河 川

- Atchaffalaya R.
- Mississippi R.
- Red R.
- △ Rio Grande R.
- × Middle Loup R.

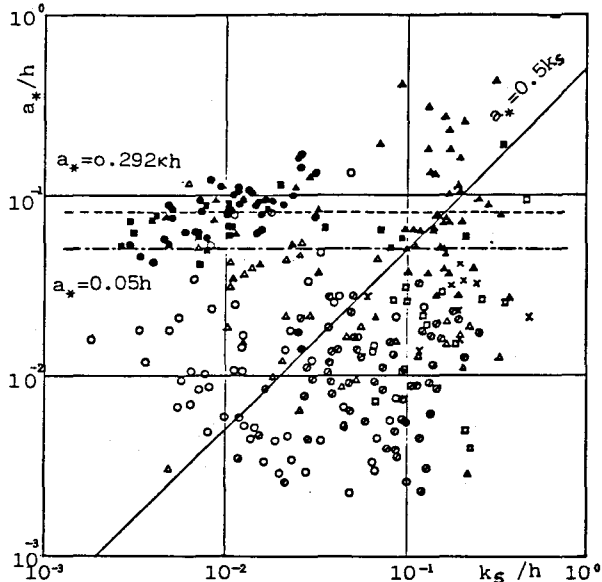


Fig.-1 $a_*/h \sim k_s/h$

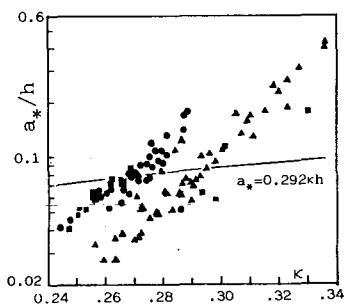


Fig.-3 $a_*/h \sim \kappa$

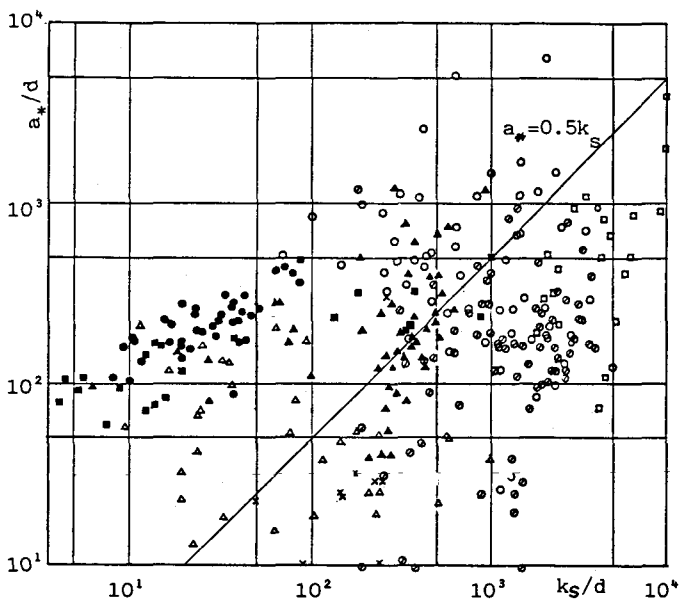


Fig.-2 $a_*/d \sim k_s/d$

参考文献

- 1) 河川における浮流砂量の算定について；渡辺・椿、31回年講、S51.
- 2) Suspended Load Discharge in Open Channels with Flat Sand Bed; K. Watanabe, Proc. 4th. APD-IAHR., 1984.