

(42) 自由水面の影響を受ける礫の移動限界

京都大学農学部大学院 久保田 哲也

京都大学農学部 水原邦夫 武居有恒

砂防で取扱う溪流においては、相対粒径の大きな礫が河床上に散在するが、この種の礫の移動限界を論じる場合、自由水面の影響は無視できないものと考えられる。その様な観点から今回は、まず自由水面の影響の顕著な水面上に露出部を持つ礫に対する考察を行った。

1. 実験および実験結果

野渓を想定し、水理条件を急勾配・完全粗面乱流とした上、他の礫による影響を無視した孤立粗度流の流れを考えた。

実験の第一歩として $d_m = 3.4 \text{ mm}$ の砂粒粗度を接着した固定床水路に、所定の粒径の球状礫を置き、勾配一定 Q 変化、 Q 一定勾配変化と言う条件下、等流区間でその移動限界を測定した。

結果を従来の式と比較する為にまとめたものが図 1 で、岩垣曲線とほぼ一致するが、同じ D/d_m 每に勾配に関して直線に並ぶ傾向がみられ、これは岩垣理論では説明がつかない。この現象は自由水面の影響と考えられる。

2. 考察

相対粒径の大きなものでは、波やベンチレーション等の自由水面の影響から抗力つまり C_D が変化し、それに伴って移動限界も変化すると考えられる。その様な見地から波やベンチレーションの発生状態が、どの様な因子に左右されるかで C_D に左右する因子も決まる。従来の研究から波およびベンチレーションに作用する因子としては、Fr 数、 D/h 、 D/B が考えられるが、今回 D/B は小さく無視し得る。従って礫前面の波高とベンチレーション深を測って F_r 、 D/h でまとめた。波高については図 4 に示してある。ベンチレーションについても D/h とともに変化する結果を得た。また、図 3 に C_D の測定結果を示してあるが、水理条件は C_D が一定となる $R_{eD} = 5000 \sim 20000$ である。

次に移動限界をモデル化し力学的に考察する。図 5 の様なモデルを考える場合、問題となるのは代表流速と抗力の作用点の取り方であるが、 C_D が流速分布形の影響を受けないと従来の結果に基づき平均化して平均流速を用いた。また抗力作用点としては水面下部の図心を仮定した。平面力の合成から、

$$\tan \varphi = \frac{W \cos \theta - (F_L + P_v)}{W \sin \theta + F_D} \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

また

$$\begin{aligned} \tan \varphi &= \frac{\frac{D}{2} W \cos \alpha \cdot \sin \theta + F_D \cdot D \cdot \left(\frac{1}{2} \cos \alpha - \phi \right)}{\frac{D}{2} \sin \alpha (W \sin \theta + F_D)} \\ \phi &= \left\{ \frac{1}{4} - \left(\frac{h}{D} - \frac{1}{2} \right)^2 \right\}^{3/2} \end{aligned} \quad \left. \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

$$\text{平均流速 } U_m = C_* U_* , \quad C_* = \frac{2}{f'} , \quad f' = f/4 \quad \text{として}$$

$$\begin{aligned} \text{抗力 } F_D &= \frac{1}{2} C_D \rho C_*^2 U_*^2 A \\ A &= \int_0^h 2 \sqrt{\frac{D^2}{4} - (z - \frac{D}{2})^2} dz \end{aligned} \quad \left. \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

$$揚力 = F_L \rho C_{L*}^2 U_*^2 A \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

$$W = \sigma g \pi D^3 / 6 \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

(1), (2)式から $\tan \phi$ を消去, (3)~(6)を代入し,

$$\tan \theta = \left\{ \frac{\pi}{3} \sin \alpha \left\{ \sigma/\rho - \left(\frac{h}{D}\right)^2 (3 - 2 \frac{h}{D}) \right\} + \frac{\pi}{3} \cdot \frac{\sigma}{\rho} \cos \alpha + \left(\frac{C_L}{C_D} \sin \alpha + \cos \alpha - 2\phi \right) C_D C_*^2 \frac{h}{D} \cdot \frac{A}{D^2} \right\} \dots \quad (7)$$

すると、 $F_v = C_* U_* \sqrt{gh \cos \theta} = f(U_* d_m / v, \tan \theta, d_m / h)$

$$C_L, C_D = f(U_* D / \nu, Fr, D/h), C_* = f(U_* d_m / \nu, \tan \theta, D/h, D/d_m), \alpha = f$$

(D/d_m) であるから結局、移動限界は粘性の影響が無視できる条件下では、 $\tan \theta$, D/h , d/d_m の関数であることがわかる。実験結果と(7)式の計算値を比較したのが図6である。ただし $C_L/C_D \approx 0$, C_D は平均値を用いた。

3. 結語

以上、相対粒径の大きな礫の移動限界が、粘性を除外すれば、 $\tan \theta$, D/h , D/d_m の関数であり、特に急勾配完全粗面のある範囲内ではあるが、その変化特性を説明できたと思う。

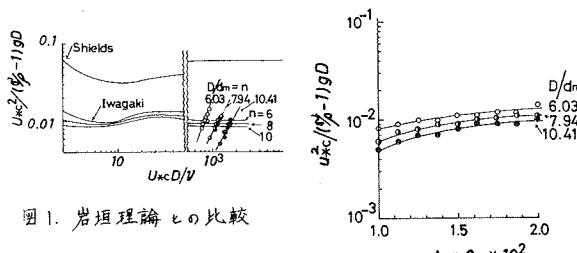


図1. 岩垣理論との比較

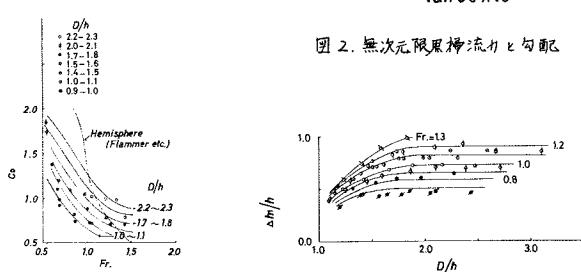


圖3. 抗力係數 C_D 與 F_r , $\%h$

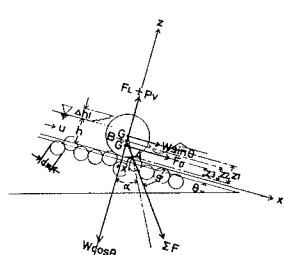
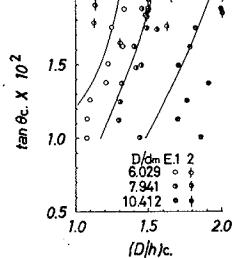


图 1 疾病 k-作用力



四、移動限界の計算と実測値