

建設省 土木研究所 正員 土屋昭彦

1. まえがき

放水路や排水路などの人工水路とは、一般に河床勾配が従来の河運に比べて急になることが多く、河床低下を防ぐために床固めを用いる。また砂利採取などによる河床低下に対しても、床固め工法によりこれの対策を考へる例が多い。河床低下の傾向にある河川においては、床固めを設けても下流水即ち部などの局所劣化が甚だしく発生が多い。また上流側についても河床が低下し、床固めとしての機能を果たさずじまいが多い。図-1は新潟県川の新潟濃川河床断面図とあるが5つの床固めにおいて、その上流側の河床は著しく低下しており、その結果が殆んどない様に見える。本研究ではこの様な場合の床固めの機能について考察し、その設計法を提案したい。

2. 床固めの水理機能

河運の平衡断面形状は河床、河床材料、粗度係数、流量、流砂量等が与えられれば、1つの形状が決定されることは平衡理論の教える通りであるが、時間とともに流

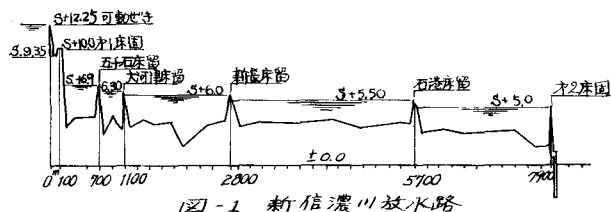


図-1 新潟濃川放水路

量が変化したリ河床材料の全層も変化するという河運においては、河床変動計算の手法による、時間的な変動の過程を追跡することは必要なことは勿論である。床固めが、河川の断面形状を規定する機能について、一般の河運と同様河床変動計算による、その効果と算定できる。しかし、この様な構造物と設計する場合に於いて、その水理機能を概略的にしか簡単に判定できることが便利である。この様な観点から、与えられた水理条件の下での床固めの果す水理機能について考察したい。

床固めを設けようとするような箇所は、流砂の連続条件が満足されず、上流からの流砂の供給が少なく河床低下を生ずる。(砂利採取などの人工的に要因を除く) Manning式とBrown公式を用いれば、流量 Q と供給流砂量 Q_s とを与えて河運の断面平衡勾配 I_0 、および平衡水深 h_0 は次の様に算定される。

$$I_0 = \frac{B_0^{\frac{2}{3}} \{Q_s \{(\frac{h_0}{P}) - 1\}^P g^P / B_0 \cdot a_s \cdot d_m^{1-P}\}^{\frac{20}{2P+1}}}{\frac{Q^{\frac{10}{3}}}{g^{\frac{10}{3}}} \frac{n_0^{\frac{10}{3}}}{n_0^{\frac{10}{3}}}} \quad (1)$$

$$h_0 = \left[\frac{Q^{\frac{2}{3}} n_0^{\frac{2}{3}} g^{\frac{2}{3}}}{B_0^{\frac{2}{3}} \{Q_s \{(\frac{h_0}{P}) - 1\}^P g^P / a_s \cdot d_m^{1-P}\}^{\frac{20}{2P+1}}} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (2)$$

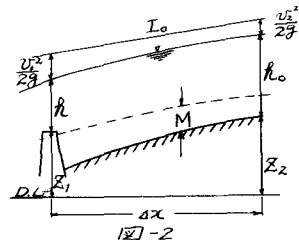


図-2

これに対して床固め上の水深は、床固めの天端高と下流の水理条件

による、決定され、その最大値は h_0 であり最小値は限界水深 h_c である。いま床固め上の水深を h とし($h_0 > h > h_c$)、 h が変化する場合の上流河床形状を考へる。床固め上の規定深であるから流砂量は流量に対して非平衡である、従って、上流の河床は床固め天端より下流り水深が増加する。床固めによる局所的な治水の影響が無視できるような上流地帯を考へると、その地帯の水深は h_0 。

である。床面の上流部の膨脹によるエネルギー損失はほとんど無視できたとした。このエネルギー平衡式は I_0 としてよいから、その計算の河床高 h は次のようになる。ただし h_0 は上流部の河床高とする。

$$h = h_0 - (h_0 - h) + \frac{\alpha Q^2}{2gB^2} \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{h_0} \right) + L_0 \cdot \Delta x \quad (3)$$

$$\text{いま、} h = \beta h_0 \quad (0 < \beta < 1) \quad (4)$$

とおき、 β の値により、床面の上流部の高さ $M (= I_0 \cdot \Delta x + h_0 - h)$ の変化の様子を調べた。

(3), (4) 式より $\frac{\alpha Q^2}{2gB^2 h_0^3} = Fr^2$ とおいて

$$M = (1 - \beta) h_0 - \frac{\alpha Fr^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) \quad (5)$$

を得る。 $\alpha = 1.1$ として式(5)の関係を求めた。

図-3 の如くである。 β のとり得る範囲は h による範囲であり限界水深の定義から

$$h_c = \alpha Fr^{\frac{2}{3}} h_0$$

となり、 β の値は $\beta \geq \alpha Fr^{\frac{2}{3}}$ の範囲でなければならぬ。図-3 において β のとり得る範囲は横線より右側に相当する。流量、流砂量、下流端条件が与えられると図-3 より M の値を求めることができる。床面の上流部の高さによる淤積現象については、また別の検討が必要である。

3. 実験

水路巾 40 cm、長さ 12 m のガラス張り水路の高さ 30 cm の床面に土を設置し、 $d_m = 0.43$ mm、 1.95 mm の 2 種類の砂を用い、自然砂の装置により実験を行なった。実験ケースは表-1 に示す如くである。河床の形状は 30 cm 毎に計測し、流速には状態を測定した。流砂量は式(5)の土砂量を用い h_0 を計算し、図-3 より求めた M と、実験値の M とを比較すると図-4 の如くであり実験値の方が大きい。これは流砂量の式の適合性の問題である。

4. 実験水路の断面

新川新川は日本海沿岸の砂浜を堰き割、くへうれに放水水路で、河床の深さの目的から短いと内径より、床面の高さを設計した。この新川新川の断面と同様に床面の上流部を河床の低く設計した。放水路上流部の河床の高さを決定して、途中に設置した小堰から流砂量を測定し、上流部の計算値により、下流部の河床の高さを計算した。

$d = 500 \mu m$ の方が適合性がある

表-2

実験値	計算値	計算値
$d = 500 \mu m$	$d = 500 \mu m$	$d = 1,000 \mu m$
1.2 m	1.8 m	3.0 m
1.1	1.4	3.0
1.9	2.1	4.0
2.6	2.0	3.3

1). 土質: 河床の断面に用いた砂は、日本海沿岸の砂浜から採取した。

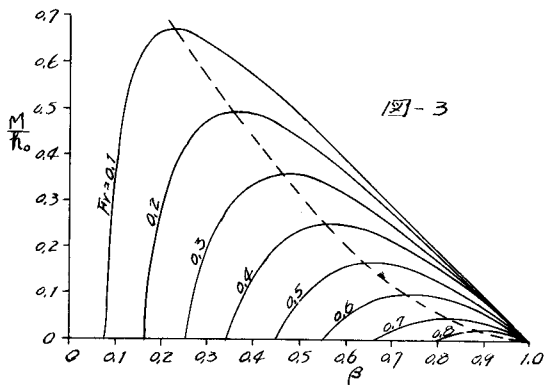


表-1

Case	Q_0	Q	d_m	下流端条件
1	21 g/s	50 %	0.43 mm	完全越流
2	"	"	"	"
3	"	"	"	せり上げ 19 cm
4	"	"	"	"
5	"	"	"	21 cm
6	"	"	"	"
7	"	"	"	"
8	52	"	"	完全越流
9	35	"	"	"
10	52	"	"	せり上げ 15 cm
11	75	"	1.95	完全越流
12	"	"	"	"
13	"	"	"	せり上げ 15 cm
14	111	60	"	完全越流
15	89	"	"	"
16	"	"	"	せり上げ 15 cm
17	"	"	"	"

