

九州大学 工学部 正員 平野宗夫  
 〃 〃 〃 〇石定謙三  
 岐阜県 土木部 〃 小山弘純

## 1 緒言

流砂のある河川にダムを建設するとダムの下流では上流からの土砂の供給がなくなり河床が次第に低下する。その際、河床を構成する土砂の内細かいものは粗いものに較べて移動しやすいので早く流出し、河床は低下とともに次第に粗い砂礫でおおわれるようになりいわゆる *armouring* 現象を呈する。このようにして河床は終最平衡状態に漸近するのであるがその最終形状は河床の各点で掃流力が限界掃流力に等しい静的平衡状態であると考えられる。この河床低下は基本的には流砂量の式、河床連続の式及び水流の運動方程式と連立して解けばよいわけだが河床の変動に伴う粗度の変化及び *armouring* 効果をどう評価するかという点に問題が残されている。特に後者が貯水池下流の河床変動と一般の河床変動の異なる点である。

本報告ではまず均一砂を用いた河床低下についての実験結果を述べそれをもとにして考察し、河床低下の簡略計算式を提案する。ついで混合砂の実験結果について若干の考察を行う。

## 2 実験装置および方法

実験に用いた水路は幅60cm長さ15mのコンクリート製固定水路で上流5mを固定床、下流10mを移動床とし下流端には床止めを設置した。移動に用いた砂は均一砂 ( $d_{50}=0.83\text{mm}$ ) と混合砂 ( $d_{50}=0.98\text{mm}$ ) でそれらの粒度分布を図-1に示す。

実験は流量を一定にして行い、適当な時間々隔で水面形状と河床形状と測定し実験ⅡⅤでは河床砂も採取した。又、流砂量を測定するために水路下流端で流砂も採取した。実験の要目は次の通りである。

### 3 均一砂の場合

表-1 実験の要目

| NO  | 流量 $Q\text{m}^3/\text{s}$ | 初期河床勾配Ⅰ | 粒度 | $d_{50}$<br>(mm) | 通水時間<br>(分) |
|-----|---------------------------|---------|----|------------------|-------------|
| I   | 116.5                     | 0.0154  | 均一 | 0.83             | 1700        |
| II  | 93.3                      | 0.0160  | 〃  | 〃                | 1450        |
| III | 243.2                     | 0.0143  | 〃  | 〃                | 1020        |
| IV  | 293.0                     | 0.0141  | 混合 | 0.98             | 720         |
| V   | 127.0                     | 0.0221  | 〃  | 〃                | 3000        |

#### 3-1 実験結果

実験結果を列举すると次のようである。

(1) 河床、水面とも通水を始めると急激に低下を始め時間が経つにつれて低下の割合は次第に減少する。

(2) 各時間とも水面形及び河床形状は直線状になっている。(図-2 参照) 河床はいく分上に凸の傾向を示している。

#### 3-2 流砂量の式

流砂量の式としては次式のタイプを用いる。

$$\frac{q_b}{\sqrt{sgd^3}} = K \left( \frac{U_*^2}{sgd} \right)^m \left( 1 - \frac{U_*^2}{U_{*c}^2} \right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに  $q_b$ : 単位幅当りの流砂量,  $S$ : 砂の水中比重,  $d$ : 砂の粒径,  $U_*$ : 摩擦速度,  $U_{*c}$ : 限界摩擦速度

K及びmは定数でBrown公式では $K=10, m=2.5$ , 佐藤, 吉川, 芦田公式では $K=0.623(40\eta)^{-2.5}$  ( $\eta \approx 0.25$ )  
 $m=1.5$  である。

本実験で測定した流砂量と式(1)を $U_{sgd}$ で割った次式

$$\frac{g_B}{U_{gd}} = K \left\{ \frac{U_{gc}^2}{(sgd)} \right\}^{m-\frac{1}{2}} \cdot \left( 1 - \frac{U_{gc}^2}{U_*^2} \right) \dots (2)$$

でplotすると図-3のようになる。

実験値は $K=2.7, m=1.5$ とした線のまわりにちうばる。指数mは佐藤吉川芦田公式と同じでKの値は同公式で $n=0.064$ の場合に相当するが、このnの値は実験の範囲では9=11程度( $R=25 \sim 60$ )になり実験値とほぼ一致する。

### 3-2 河床変動の式

一様断面の河床の連続の式は

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left( \frac{\partial g_B}{\partial x} \right) = 0 \dots (3)$$

ここにZ: 河床高,  $\lambda$ : 砂の空けキ率  
 式(3)を $x=0$  から $x=l$ まで積分すると

$$\int_0^l \frac{\partial Z}{\partial t} dx = \frac{1}{1-\lambda} (g_{Be} - g_{Bo}) \dots (4)$$

ここに $g_{Be}, g_{Bo}$ はそれぞれ水区間の上流端下流端における単位幅当りの流砂量である。ダム下流端では上流からの土砂の供給がなく $g_B=0$ であるので $\frac{\partial Z}{\partial t}$ のx方向の平均値を $(\frac{\partial Z}{\partial t})_m$ とすると式(4)より

$$\left( \frac{\partial Z}{\partial t} \right)_m \cdot l = - \frac{g_{Be}}{1-\lambda} \dots (5)$$

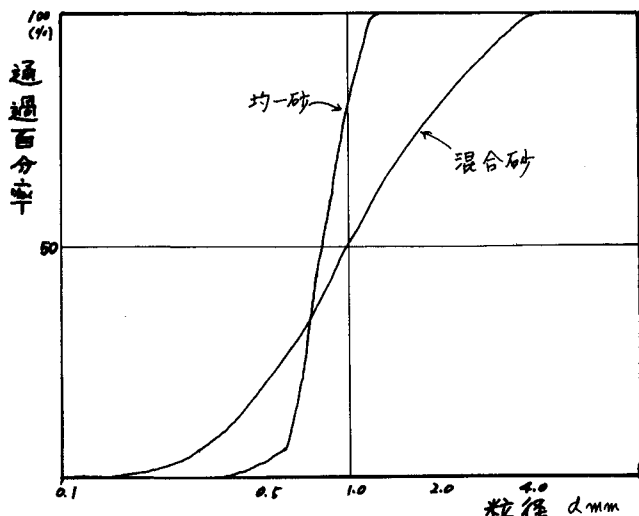
実験によると河床はほぼ直線状になっているのでその平均勾配をIとすると近似的に

$$\left( \frac{\partial Z}{\partial t} \right)_m = \frac{1}{2} \frac{\partial I}{\partial t} = \frac{l}{2} \frac{dI}{dx} \dots (6)$$

となる。式(5), 式(6)より次式をうる

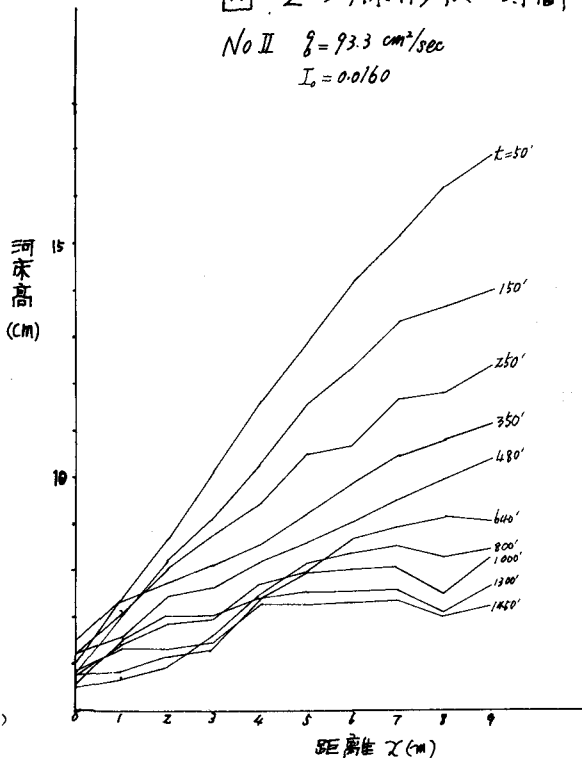
$$\frac{dI}{dx} = - \frac{Z g_{Be}}{(1-\lambda) l^2} \dots (7)$$

## 図-1 実験用砂の粒度曲線



## 図-2 河床形状の時間的变化

No II  $q = 93.3 \text{ cm}^2/\text{sec}$   
 $I_0 = 0.0160$



次にエネルギー勾配の式  $I_e = I - \frac{d\delta}{dx}(1-F_r^2)$

においてダムの築造されるような山間部では

河床勾配  $I$  が大きいのが普通であるから

$\frac{d\delta}{dx}(1-F_r^2)$  を無視できる場合が多い。従つて

$I_e = I$  とすることにする。

流砂量の式として式(1)を用い  $I_e = I$  として式(7)

に代入すると

$$\frac{dI}{dt} = -\frac{2K}{l^2(1-\lambda)(sgd)^m} \left( \frac{g\delta}{\varphi} \right)^{\frac{2}{3}m-\frac{1}{3}} I^{\frac{1}{3}} \left\{ 1 - \left( \frac{I_k}{I} \right)^{\frac{2}{3}} \right\} \quad (8)$$

ここに  $\delta$ : 単位幅流量  $\varphi = \delta / l_k h$   $I_k$ : 限界摩擦

速度のときの勾配 上式が河床低下の基本式である。

$m = 1.5$  の場合は

$$\frac{dI}{dt} = \frac{2K}{l^2(1-\lambda)} \cdot \left( \frac{g\delta}{sg\varphi} \right) I^{\frac{1}{3}} (I^{\frac{2}{3}} - I_k^{\frac{2}{3}}) \quad (9)$$

となる。 $\delta$  及び  $\varphi$  が一定の場合(9)式を積分すると

$$\frac{I^{\frac{2}{3}} - I_k^{\frac{2}{3}}}{I_0^{\frac{2}{3}} - I_k^{\frac{2}{3}}} = \exp \left[ -\frac{2}{3} A t \right] \quad A = \frac{2K}{l^2(1-\lambda)} \cdot \frac{g\delta}{sg\varphi} \quad (10)$$

ここに  $I_0$  は初期河床勾配である。しかし河床の粗度に関係するが粗度は  $U_b/sgd$  と  $F_r$  により変化するの  
で  $\varphi$  も  $U_b/sgd$  や  $F_r$  によって変れる。移動床の粗度については多くの研究が行なわれているが普遍的な  
関係式は得られていない。そこで本実験の結果より  $\varphi$  と  $U_b/sgd$  を plot してみると図-4 のようにな  
り、かなりよく実験値がまとまるのでそれより求めた実験式  $\varphi = 7.2 / (U_b/sgd)^{0.25} \dots (11)$  を用いること  
にする。式(9)に上式を代入し  $m = 1.5$  として積分すると

$$T = \frac{5}{4} \frac{1}{I_k^{\frac{1}{3}}} \left[ \log \left\{ \frac{(I_0/I_k)^{\frac{2}{3}} - 1}{(I/I_k)^{\frac{2}{3}} - 1} \right\} + 2 \tan^{-1} \left( \frac{(I_0/I_k)^{\frac{2}{3}} + 1}{(I/I_k)^{\frac{2}{3}} + 1} \right) - 2 \tan^{-1} \left( \frac{I_0/I_k}{I/I_k} \right) \right] \quad (12)$$

$$T = \frac{\delta_{00} t}{(1-\lambda) l^2} / I_0^{\frac{1}{2}} \left\{ 1 - \left( \frac{I_k}{I_0} \right)^{\frac{2}{3}} \right\}$$

$\delta_{00}$ :  $t=0$  における流砂量

実験の  $I$  を用いて式(12)より求めた  $T_{mean}$  と  $\delta_{00}$  を式(2), (12)を用いて計算した  $T_{cal}$  とを比較すると図-5  
のようになる。かなり簡単な仮定を用いたにもかかわらず均一砂の場合は実験値と計算値の一致は  
良好である。

#### 4. 混合砂の実験結果とその考察

No IV 及び No V の実験結果について別記すると  
次のようである。

(1) 河床はほぼ直線状となして低下する。

低下の速度を均一砂の場合と比較すると、流量

のほぼ等しい No I (均一砂) No IV とは (混合砂)

図-3

流砂量図

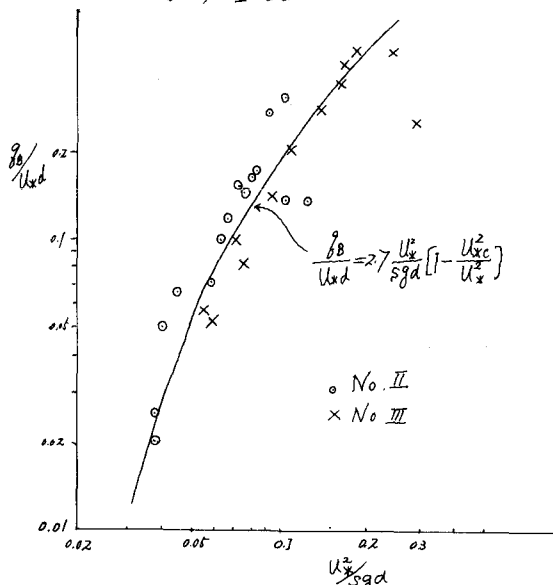
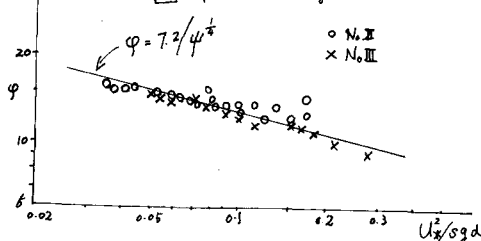


図-4  $\varphi \sim U_b/sgd$



通水後300分頃までは殆んど同じように低下する。が400分をすぎるとNoI がおお低下をつづけるのに対し、NoVは殆んど低下しなくなる。NoIIIとNoIVについてもほぼ同様である。

(2)粒径は通水後次第に粗くなるが図-6に示すようにNoIV NoVとも通水後300分頃までは河底の低下が急激であるのに対し粒径の増大はゆるやかである。又上流と下流の粒径の差も小さい。しかし、400分を過ぎる頃から粒径は急に増大し特に上流での増加が大きいので上下流の粒径のちがいが顕著になる。河床低下が止った後もしばらくは粒径の増大が続くが、これは河床を構成しているのが粗い砂粒であり細い砂粒はその空ゲキをうめくいるにすぎず、この細い砂が流出することにより平均粒径は粗くなるが河床は低下しないためであると思われる。

図-5 実験値と計算値の比較

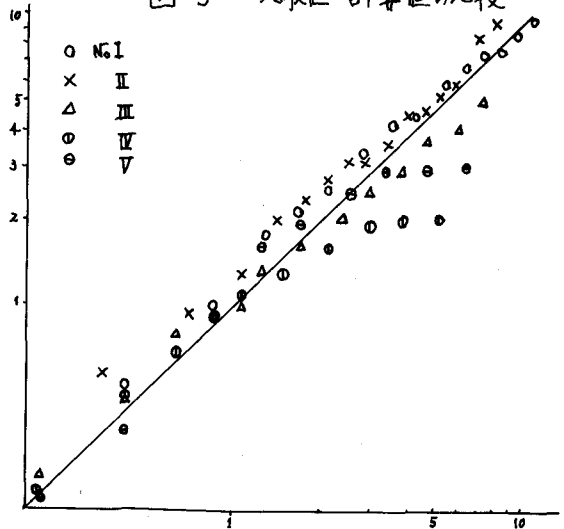
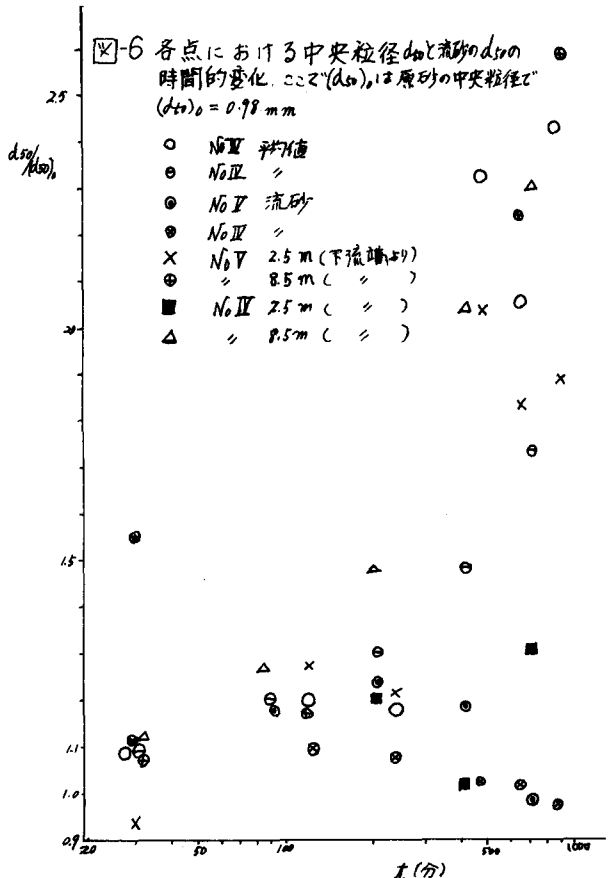


図-6 各点における中央粒径 $d_{50}$ と流砂の $d_{50}$ の時間的变化。ここで $(d_{50})_0$ は原砂の中央粒径で $(d_{50})_0 = 0.98 \text{ mm}$



(3) 図-5 には  $d=0.98$  とし式(12)を計算した値も記入されている。それによると実験値が計算値からはずれてくるのは300分附近からである。

(4) 粒砂の粒度は殆んど変化せず時間がたつにつれてわずかに小さくなっているようである。

(5) 前述のように、混合砂が均一砂と異った特性を示すのは300分以後であるがこのときの掃流力は  $U_{sgd} = 0.08$  の程度である。このことは掃流力が充分大きいと粗い砂粒も細い砂粒も一様に押流されるので *armouring* 現象は起らないが、掃流力が小さくなると粗い粒が動きにくくなって *armouring* 現象が顕著になり、その限界が  $U_{sgd} = 0.08$  であることを示している。この限界の値は粒度分布によって異なるであろうが、 $0.08-0.1$  程度が一応の目安と考えられ、掃流力がそれ以上の場合には均一粒径として取扱って差支えないと思われる。