

床止めの侵食制御機構に関する研究

芦田 和男・江頭 進治・里深 好文

MECHANISM OF SEDIMENT EROSION CONTROL BY THE GROUNDSILL

By *Kazuo* ASHIDA, *Shinji* EGASHIRA and *Yoshifumi* SATOFUKA

Synopsis

It is necessary to know the mechanism of debris control by structures for sabo or river regulation, to mitigate a severe river change due to rapid sediment runoff from creeks with active sediment yield. In this study, the control mechanisms of groundsill with narrow crest are taken into consideration. Flume tests are performed to elucidate such erosion process as variations of stream channels and sediment discharge, in terms of the parameters; groundsill spacings and the width of crest. In addition, a mathematical model is developed for evaluating the erosion process, and tested by flume data. The mathematical model can be applied to evaluate the effects of groundsills on the erosion process.

1. 緒 言

山地流域において、土砂災害の防止・軽減のために砂防ダムをはじめとして各種の砂防構造物が設置されている。これら構造物のより効果的な設置法を確立するためには、各々の機能を正しく評価する必要がある。各種砂防施設のうちで、床止めは大量の土砂が河道内に堆積した領域からの土砂の流出を制御し、安定な流路を維持する目的で用いられている。本論では、床止めを対象として、その設置域における侵食現象を解明し、床止めによる土砂の侵食制御機構を水路実験や数値解析を通して検討し、これらに基づいてその土砂侵食制御機能を評価することを目的としている。

流量が比較的小さい場合の侵食現象においては、水みちが形成される場合が多い。流れが河道全幅を流れる場合には土砂の移動がないような流量においても、水みちが形成されると掃流力が大きくなるために、侵食現象はおこることが判明している。¹⁾ そこで、本論においては、このような水みちの形成を伴う条件下において、複数の床止めの設置された土砂堆積域における侵食現象に対して、まず、床止めの設置間隔および水通し幅がどのような影響を持つかを、水路実験によって検討する。こうした床止めの効果を一般的に評価するためには、水路実験では限界がある。そのため、侵食現象を評価するための数値シミュレーションモデル²⁾を構築し、水路実験への適用を図ることによりその妥当性を検討している。以上のような解析を通して、床止めの設置された土砂堆積域における侵食過程を検討し、床止めの侵食制御機構を明かにしている。

2. 床止めによる侵食制御の原理

2.1 支配方程式

本論においては、床止めの設置された土砂堆積域における水みちを形成する侵食現象を表現するため、次のような一次元支配方程式を採用する。座標系は Fig. 1 に示す通りである。

流水の連続式は、

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに Q は流量である。

流水のエネルギー方程式は

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_1}{2g} \frac{Q^2}{B_w^2 h^2} \right) + \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + I_e = 0 \dots\dots\dots (2)$$

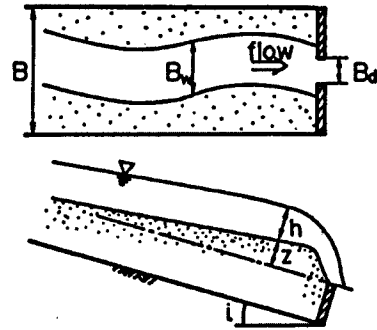


Fig. 1. Notation.

ここに、 B_w : 水みち幅、 α_1 : エネルギー補正係数、 g : 重力加速度、 h : 水深、 z : 河床高さ、 I_e : エネルギー勾配である。水みちは幅はレジーム則に従うものとし、次のように与える。

$$B_w = \alpha Q^{1/2} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 α は m-sec 単位で 5~10 の値をとる。

エネルギー勾配は対数則を用いて次のように与えられる。

$$I_e = \frac{Q^2}{B_w^2 h^3 g \left(\frac{v}{u_*} \right)^2} \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 v : 断面平均流速、 u_* : 摩擦速度、 k_s : 相当粗度 ($=d(1+2\tau_*)$)、 d : 粒径である。また τ_* は無次元掃流力であり以下のように表わされる。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} \dots\dots\dots (6)$$

粒径が一様であるとし、掃流砂のみを考えると流砂量は芦田・道上³⁾の式を用いて、

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 17 \frac{s}{\tau_{*e}^2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \dots\dots\dots (7)$$

と表わされる。ここに、 s : $(\sigma/\rho - 1)$ 、 σ : 砂の密度、 ρ : 水の密度、 q_B : 単位幅流砂量である。 τ_{*e} は無次元有効掃流力であり、次のように表わされる。

$$\frac{v}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{k_s}$$

$$\tau_{*e} = \frac{u_{*e}^2}{sgd} \dots\dots\dots (8)$$

限界掃流力 τ_{*c} は, Shields 曲線より

$$\tau_{*c}=0.05 \dots\dots\dots (9)$$

である。限界摩擦速度は

$$u_{*c}=\sqrt{\tau_{*c} \cdot sgd} \dots\dots\dots (10)$$

となる。

河床の連続式は, 流路が振れる場合には,

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B} \frac{\partial(q_B \cdot B_w)}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (11)$$

流路が振れない条件下であれば

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B_w} \frac{\partial(q_B \cdot B_w)}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (12)$$

とする。ここに B : 水路全幅, λ : 空隙率である。

流路の振れの判定基準として次の二つが考えられる。一つは与えられた水みち幅において交互砂州の形成される領域であれば流路が振れるとするものである。これは藤田⁴⁾による中規模河床形態の領域区分より以下のようにおける。

$$\frac{h}{d} = 0.05 \left(\frac{B_w}{h} \right)^2$$

$$h_{lim} = \sqrt[3]{0.05 B_w^2 d} \dots\dots\dots (13)$$

$h > h_{lim}$ において河床は FLAT になり, 振れは起こらないものとする。もう一つの基準は, 側岸斜面における掃流力が限界掃流力以下になれば砂流子が移動せず, 従って河道の横振れは生じないとするものである。従来の研究⁵⁾より, 傾斜角 θ の斜面における限界掃流力 $\tau_c(\theta)$ と θ との関係が次のように求められている。

$$\tau_c(\theta) = \tau_{*c} \cos \theta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \theta}{\mu} \right)^2} \dots\dots\dots (14)$$

ここに μ は砂粒子の内部摩擦係数である。また側岸斜面上の掃流力は河床の掃流力の 1/2 程度である。これらの関係から, 側岸斜面上の粒子の移動限界を与える τ_* の値を k とすると

$$k = 2 \tau_{*c} \cos \theta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \theta}{\mu} \right)^2} \dots\dots\dots (15)$$

となる。 $\theta = 20 \sim 30^\circ$ 程度に対し k は 0.06 ~ 0.07 程度である。 $\tau_* \leq k$ であれば, 振れが起こらないものと考えられる。上記の二つの条件のうちいずれかを満足すれば横振れが生じないものとする。

2.2 侵食制御の原理

本論で対象とする水みち侵食のうち, 主に鉛直方向へ侵食が進み流路が低下してゆくものを縦侵食, 蛇行にともない水平方向へ振れながら側岸を侵食してゆくものを横侵食と呼ぶ。この両者は本来同時に起こり得るものであるが, ここではどちらが支配的であるかによって便宜上分離して考えるものとする。

いま, 越流を許さない袖部を設けた, すなわちすべての流水が常に水通し部を通過するようなダム型の床止めを対象にすれば, 侵食制御機構として次の3つが考えられる。

- (1) 天端が河床位の境界となることによる縦侵食の防御
- (2) 水通しによって水みちの横振れが制約を受けることによる横侵食の制御
- (3) 袖部によって流水の円滑な流下が阻害されることによりエネルギーロスが発生し、ダム直上流部の河床位が上昇するせき上げの効果

この中で、床止めの設置間隔が直接影響するものとしては(1)があげられる。これは、河床位が固定される地点が多ければ、縦侵食がより抑制されるからである。水通し幅が影響するものとしては(2)、(3)を挙げることができる。設置間隔がある程度より短く、水通し部が存在する場合には、横断方向への流路の振れは制約を受け、これにより横侵食が抑制されると考えられる。せき上げの効果は、水通し部での縮流あるいは袖部に流水が当たった時に形成される渦によって、エネルギーロスが発生するために現われる。このような所では、(2)式におけるエネルギー勾配が、(4)式で得られる値よりも大きく与えられる必要がある。これについては4章で説明を加えている。本論では、床止めによる侵食制御は、以上のような効果によって成り立っているものと考え、これを検討している。

3. 床止めの侵食制御機能に関する実験的検討

3.1 実験方法

Fig. 2 に示すように長さ 12 m、幅 1 m の直線水路の 8 m の区間にダムを等間隔で複数個設置し、スクレーパを用いて Fig. 3 のように初期河床形状を成形した。上流端から給砂なしの条件で定常的に給水を行い、水位・河床位および下流端における流砂量を計測した。使用した砂は Fig. 4 に示す粒度分布を有するほぼ一様な砂である。実験は 3 ケース行なっている。実験条件を Table 1 に示す。流出土砂量は、5 分間の採取土砂量を時間平均することにより求めている。水位は主流に沿って 1 測線計測している。水位計測直後に通水を停止し、横断形状の測定を縦断方向に 20 cm 間隔で行なった。この測定時刻は Table 2 に示している。

3.2 実験結果

Fig. 5 は水みちの平均河床位と水位の縦断図である。この水みちの平均河床位は次の手順で求める。

Table 1. Experimental condition

| | l (cm) | l_b (cm) | B (cm) | B_d (cm) | Z_d (cm) | ΔZ (cm) | ΔB (cm) | Q (cm ³ /s) | i_0 | d (cm) |
|-------|-------------|---------------|-------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-------|-------------|
| RUN-A | 800 | 200 | 100 | 10.0 | 20.0 | 2.0 | 2.0 | 1000 | 0.05 | 0.19 |
| RUN-B | 800 | 400 | 100 | 10.0 | 20.0 | 2.0 | 2.0 | 1000 | 0.05 | 0.19 |
| RUN-C | 800 | 200 | 100 | 100 | 20.0 | 2.0 | 2.0 | 1000 | 0.05 | 0.19 |

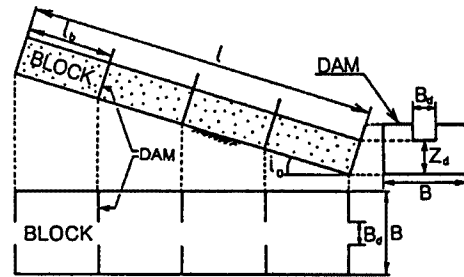


Fig. 2. Experimental flume.

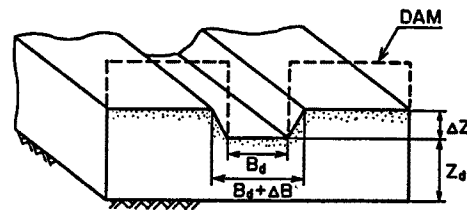


Fig. 3. Initial form of bed.

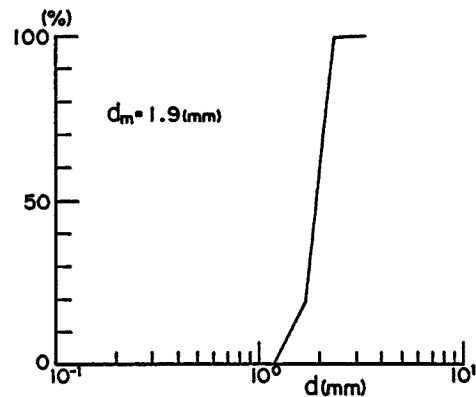


Fig. 4. Grain size distribution of sand employed in the experiment.

Table 2. Time table for measuring profiles of water and bed surface

| | RUN-A | RUN-B | RUN-C |
|-----------------|---------|--------|--------|
| t ₁ | *0.5 hr | 0.5 hr | 0.5 hr |
| t ₂ | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| t ₃ | 2.0 | 2.0 | *2.0 |
| t ₄ | 3.0 | 3.0 | 3.0 |
| t ₅ | 4.0 | 5.0 | 4.0 |
| t ₆ | 5.0 | 8.0 | 5.0 |
| t ₇ | 7.0 | 11.0 | 7.0 |
| t ₈ | 9.0 | 16.0 | 9.0 |
| t ₉ | 11.0 | 21.0 | 11.0 |
| t ₁₀ | 14.0 | 26.0 | 14.0 |
| t ₁₁ | 16.0 | 33.0 | 17.0 |
| t ₁₂ | | 40.0 | |
| t ₁₃ | | 48.0 | |

* : Height of water surface is not measured

まず各横断面における流水断面積を求め、それを水面幅で除して平均水深を求める。平均河床位は水位から平均水位を差し引くことにより求められる。流れの状況はこの水みちの平均河床位と水位および後述の水みちの平面図によって把握することができる。Fig. 6は平均堆砂高の縦断面である。これは水面下、水面上にかかわらず、その断面に存在する堆砂の高さを平均することによって得られるものである。土砂の侵食量を捉えるためにはこの情報が有効である。Fig. 7は各ケースの流出土砂量の時間的变化を示している。Fig. 8は区間別侵食量の時間的变化を示す。これは平均堆砂高の時間变化から得られる区間別の侵食量を計算し、その合計が流出土砂量の累積値に一致するよう補正を加えたものである。Q_{B out}の曲線は流出土砂の累積値である。水みちの変動及び分岐の状況を示すために、各計測時刻における水みちの平面図をFig. 9に挙げた。

以上の結果を見ながら、侵食過程を概略的に説明しておこう。RUN-A、RUN-Bにおいて床止めは幅10 cmの水通しを持ち、流水のすべてはこの部分を通過している。このような場合、通水直後、初期設定した流路の側岸が急激に侵食され、拡幅する。その土砂はダムの前面でのせきあげによりダム上流部に堆積する。上流からの土砂の供給が多い所では、流路は不安定で、侵食と堆積が局所的に繰り返され、流路の分岐・統合、発生・消滅が絶えず行なわれている。上流からの土砂の流入が少なくなってくると流路は

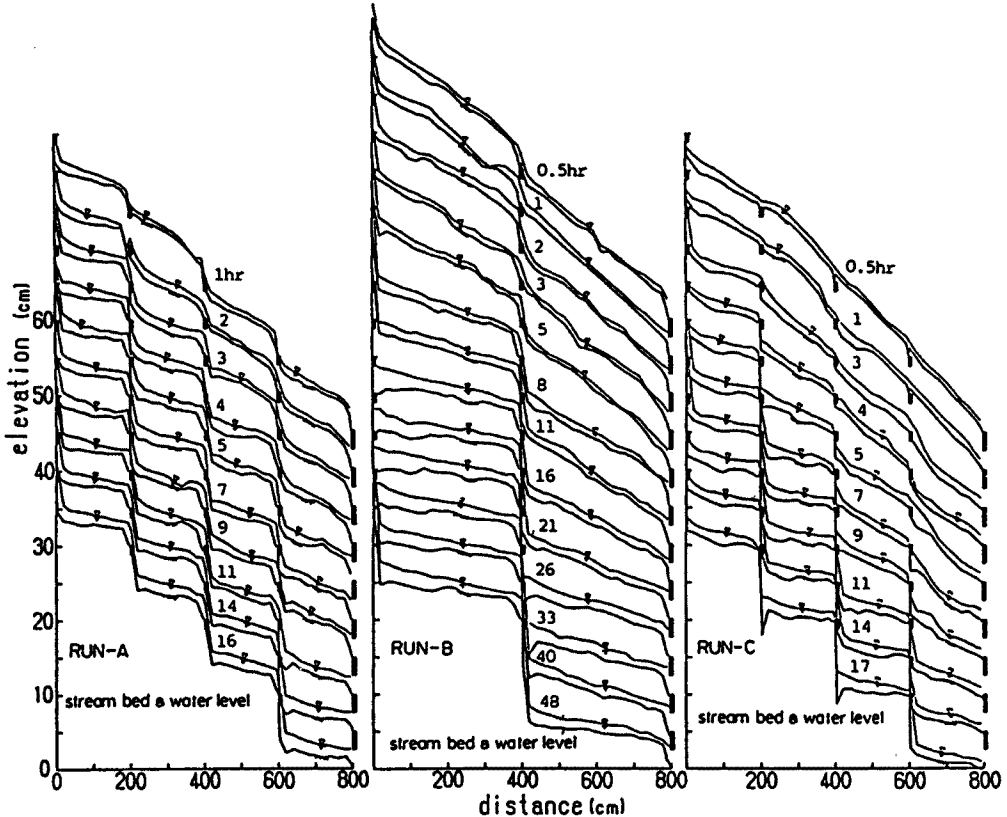


Fig. 5. Temporal variation of the profiles of stream bed and water surface.

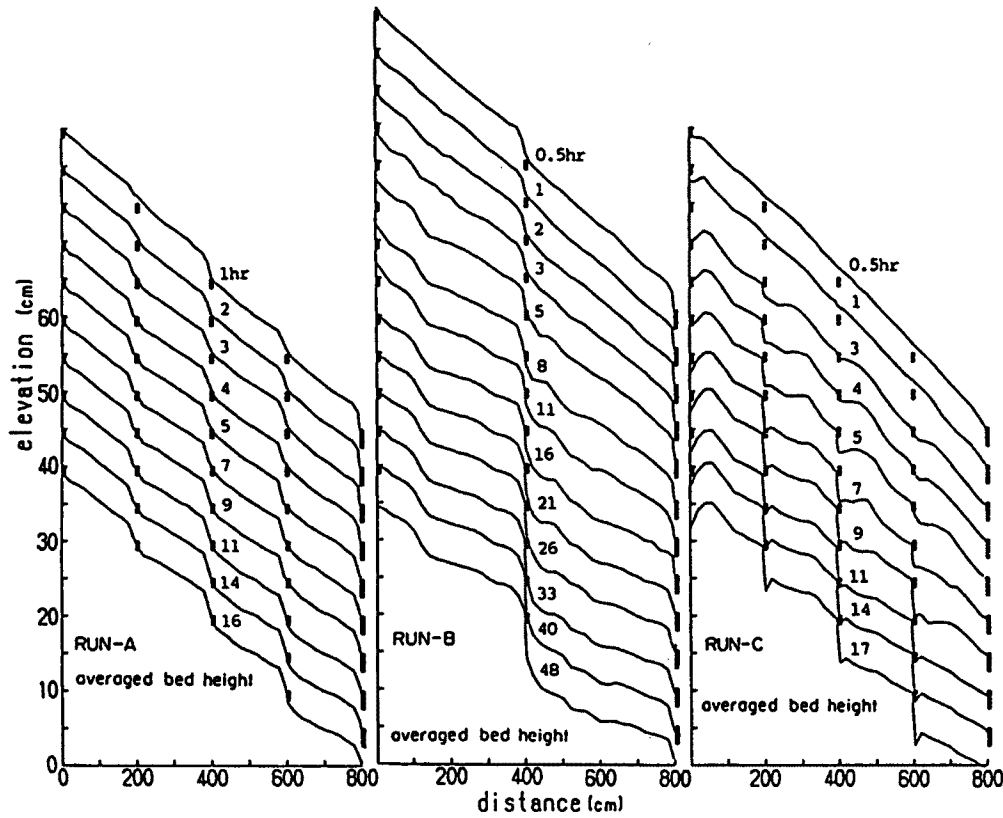


Fig. 6. Temporal variation of the profiles of averaged bed height.

1本化し、ゆっくりと側岸（外岸）を侵食しながら左右に振れる。流路は上流側から低下し、安定化してゆく。この際、流路内に中規模河床波が発生し、浮き州となるものもあった。勾配が小さくなり水深が大きくなると流路は横方向にあまり変動しなくなり、侵食は主に縦侵食となる。その後、底面においても掃流力が限界掃流力以下になり、完全に安定な流路となる。Fig. 8をみると、上流側の区間ほど早い時期に侵食が進み、安定化してゆくことがわかる。また上流の区間ほど累積侵食量が小さくなる傾向がある。これは上流端からの給砂を行っていないために、上流の流路は側岸侵食があまり起こらないうちに縦侵食が進み、流路が安定化するためである。

袖部を持たないRUN-Cの侵食過程は、基本的にはRUN-A、RUN-Bの過程と同様である。しかし、水通しによるせきあげがなく、平面的にみて蛇行が発達していることが特徴的である。

3.3 床止めの設置間隔の効果に関する考察

以上の実験結果から床止めの設置間隔が侵食現象にかかに影響しているかについて考察してみよう。設置間隔の異

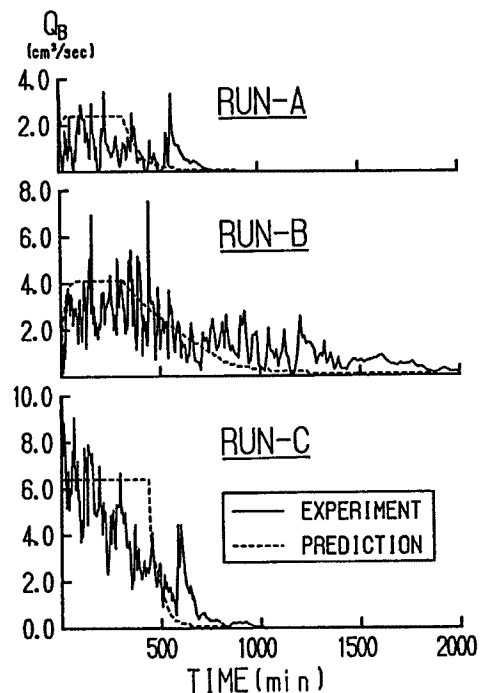


Fig. 7. Temporal variation in the sediment discharge through dam.

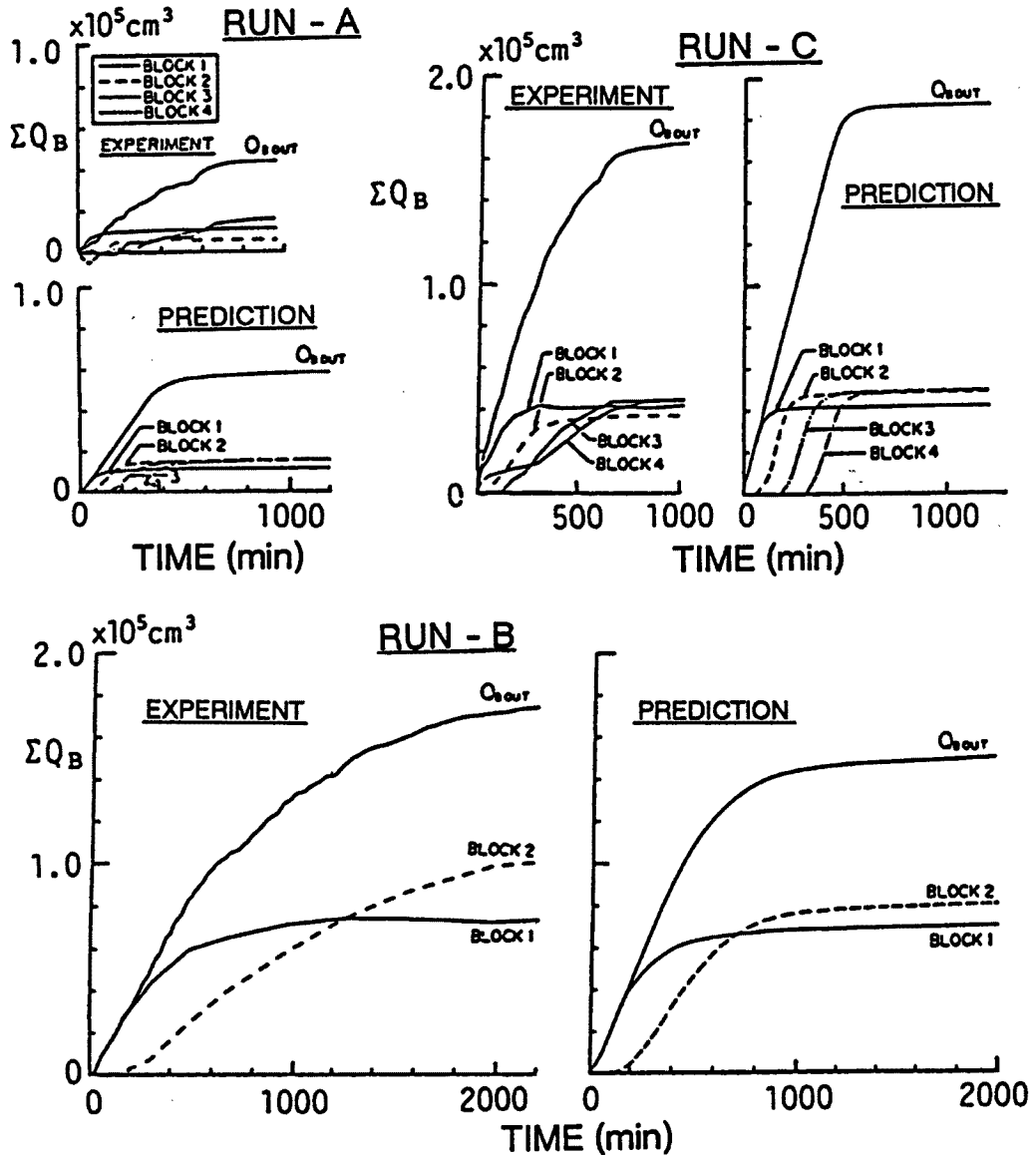


Fig. 8. Temporal variation in the accumulated sediment discharge and accumulated volume of eroded sediment in each blocks.

なる RUN-A と RUN-B の流路変動過程の相異点は、おもにその継続時間にある。これは境界条件の違いにより河床が安定化するまでの低下量に差があることに起因している。Fig. 10 (a)に両者の平均河床位を比較してみた。最終状態における両者の安定河床勾配はほとんど同じ値であって、設置間隔の長い RUN-B の方が明らかに侵食量が大きくなっている。このことから設置間隔が短いほど縦侵食が抑えられ、侵食量が小さくなると断定できる。

つぎに、水通しが境界となることによる、横侵食の抑制について触れてみる。袖部を持つダムの下流側には侵食を受けない三角形に近い形状の領域が存在する。この非侵食領域の形状および規模は、袖の長さ l と形状係数 β によって表わし得る。Fig. 11 に RUN-A の結果から得た β の時間的変化を示している。これによると β は2に近い値になることがわかる。この非侵食領域の形成と、水通しによるせき上げの効果とによって、ダムの前後にはかなりの土砂が貯留される。

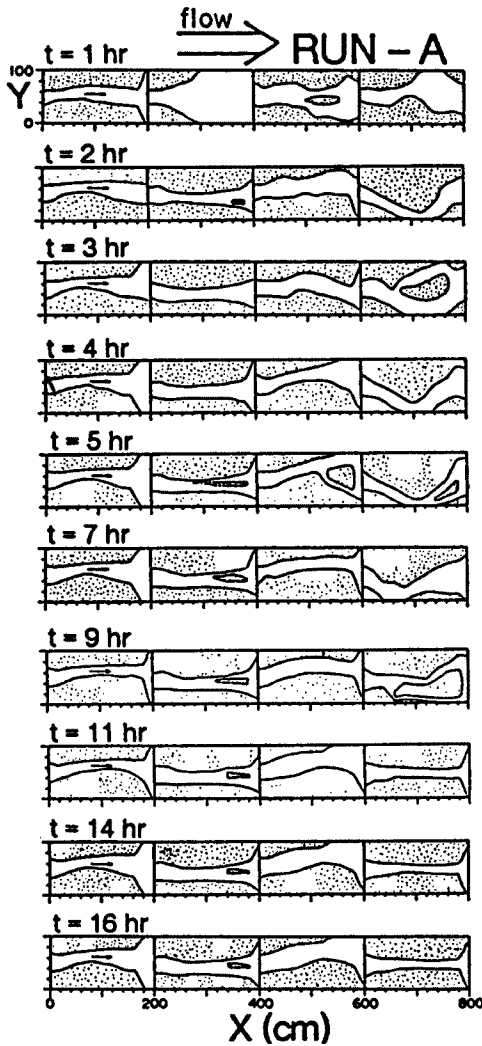


Fig. 9(a). Temporal variation of the channel pattern (RUN-A).

設置間隔の効果はこのように縦侵食と横侵食とに対して現れ、累積侵食量をかなり変化させている (Fig. 8 参照)

3.4 水通しの効果に関する考察

水通し幅が水路幅の 1/10 である RUN-A と、袖部を設けないダムを用いた RUN-C の結果に基づいて、水通しの効果について検討する。RUN-C においてはせき上げの効果や、水通しによる横侵食制御の効果は皆無であると考えられる。両者の流出土砂量を比較すると (Fig. 7 参照), RUN-A の流出土砂量が通水開始直後から比較的増加しにくくなっている。これはせき上げの効果によってダム上流部に土砂が堆積しているためであると考えられる。Fig. 10(b)に両者の平均河床位の比較を示した。これを見ると、顕著な相違点は水通しを持つ RUN-A においてダム上流部の河床がかなり上昇していることであり、せき上げの効果を確認できる。その結果として、Fig. 8 の累積侵食量にも大きな差が生じている。ダムの水通しの効果としては、前節で述べた非侵食領

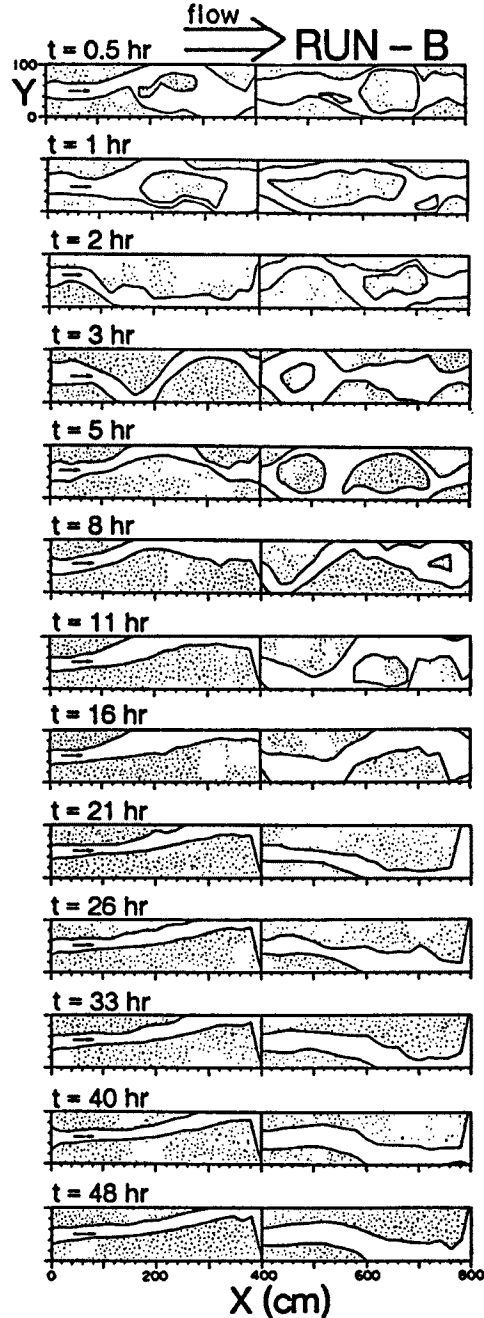


Fig. 9(b). Temporal variation of the channel pattern (RUN-B).

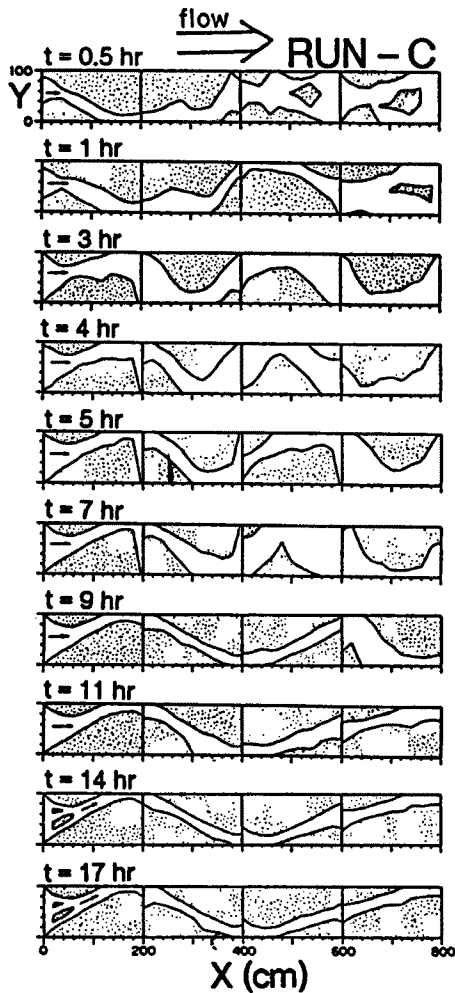


Fig. 9(c). Temporal variation of the channel pattern (RUN-C).

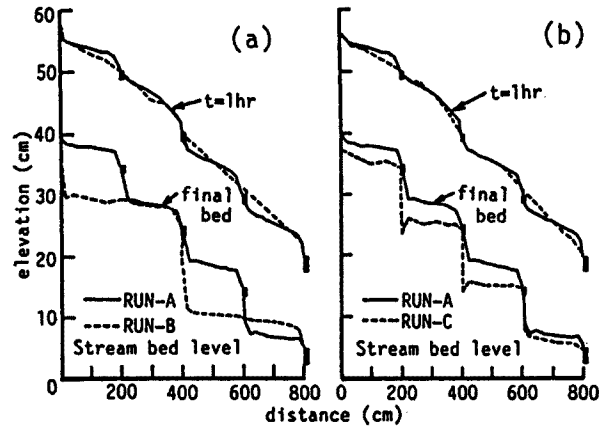


Fig. 10. Comparison of the stream bed level.

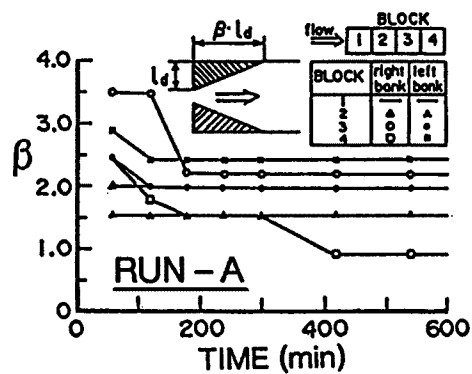


Fig. 11. Temporal variation of form factor of the un-eroded area downstream of dam.

域形成の効果と、このせき上げの効果とが挙げられる。ダムの水通し幅が狭いほど非侵食領域が拡大するとともにダム上流のせき上げが増加することは明らかであるから侵食制御の効果は大きくなると予想される。

4. 床止めの設置された堆砂域における河床変動シミュレーション

4.1 基本的な考え

本論においては流砂・河床変動シミュレーションに一次元河床変動モデルを採用する²⁾。したがって、平面的に流路が変動する現象に適用するために、以下のようなことを考慮する。

水みちが左右に振れながら侵食が進む過程をモデルに組み込むために、次のように考える。

- (1) 水みちが振れる条件においては、水みちの河床変動量は水路幅全体に均等配分する。
- (2) 水みちが振れない条件においては、水みちの河床変動量は水みち幅分の変動として考える。

つまり河床の変量として、2種類考えていることになる。流路が振れているときには堆砂高(水みちの

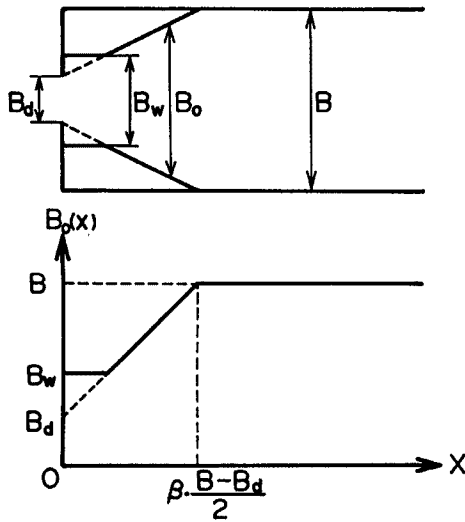


Fig. 12. Explanation for the erodible bed width employed in the calculation.

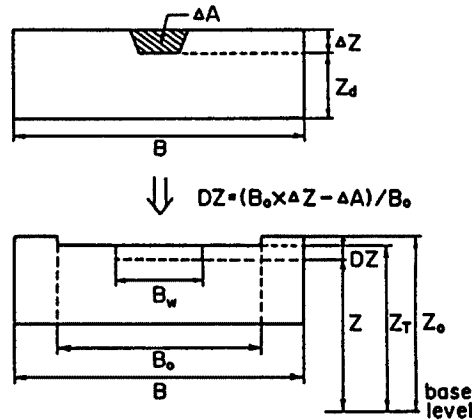


Fig. 13. Explanation for the stream bed level and averaged bed level.

河床の変動量を水路幅全体に均等に配分して得られる河床位)が水みちの河床位と同じ高さを保ちながら変動し、流路が振れなくなると堆砂高は変動せず、水みちの河床位のみが変動すると考えている。流路の振れの判定基準は2章で示した2つの基準を用いている。

次に、床止めに袖部が設けられた場合の非侵食領域のモデルへの導入は、Fig. 12に示すように、水路幅(B)から侵食不可能な幅を引いたものとして定義される侵食幅(B₀)を堆砂高の計算に用いることで対応している。

河床位の計算において、初期河床形状の取り扱いが問題となる。すなわち、Fig. 3に示した初期流路の影響をどのような形でモデル化するかということである。これについては、次のような対処を行っている。Fig. 13に示すように初期河床形状における侵食幅内部の河床位の平均値(Z_T)を求め、これを堆砂高の初期値とする。このとき、流れを計算する河床位(Z)は初期河床形状における流路の底面高さであるとした。この結果、計算開始時点において堆砂高と流れの計算に用いる河床位(以後単に河床位という)との間に隔たりがある(図中DZ)。河床変動計算を行なうに当たり、まずこの両者が一致するまでは(言い換えれば初期河床形状の影響が消えるまでは)以下のように河床の計算を行なう。

1. 流路の振れる条件下で侵食が起こるときには、側岸から土砂が供給されると考え、堆砂高がそれに見合うだけ低下する。(河床位は変化しないため、DZは減少する。)
2. 流路の振れない条件下で侵食が起こるとき、水みちの河床位が低下する。(このとき堆砂高は変化しないため、DZは増加する。)
3. 堆積が起こるときには、流路の振れにかかわらず、水みちの河床位のみが増加し、DZは減少する。

これらはすべてDZが正である間に限った仮定であり、一旦DZが0以下になれば堆砂高と河床位は一致したと考え、その後の計算は前述の通り流路の振れの条件に従って行なう。

ダム天端での流路幅は、水通し幅より水みち幅が広い場合には水通し幅で与え、水みち幅が水通し幅より狭い場合には水みち幅に等しいとしている。また、ダム地点と直上流断面との間に損失水頭h_lを次のように与えた。

$$h_l = \xi \frac{v_d^2}{2g} \dots\dots\dots (16)$$

ここに ξ は損失係数, v_d はダム地点の流速である。

各区間の上流端から流入する土砂量の境界条件については, 最上流区間では予め設定されている給砂量を用い, それ以外の区間では, 給砂量は上流側の区間の流出土砂量が流入するものとして与える。

以上のような仮定を一次元河床変動計算法に導入し, 流砂および河床変動計算を行なえば, 複数の床止めが設置された土砂堆積域における, 水みち形成をともなう侵食過程を数値解析できるものと思われる。

4.2 水路実験への適用

2章で示した基礎式を差分近似し, 前節の条件を組み込んだ一次元河床変動モデルを構築した。差分スキームの取り方などは従来の一次元河床変動計算²⁾³⁾と同じである。このモデルの妥当性を検討するために水路実験への適用を試みた。

適用に際し, 次のような条件を加えた。まず流量は, 今回のように堆砂が厚い場合浸透流が発生するために, 流路内を流れる流量が結果的に減少していると考えられるため, 修正を加えて $Q=875$ (cm³/sec) であるとした。水みち幅は実験結果を参考として, $B_w=25$ cmとした。このとき, (3)式において $\alpha=8.45$ となっている。流砂は水みち幅より狭い幅で存在しているので, 河床変動計算においてはこれを評価するために, 流砂幅として水みち幅の70%の幅を用いる。ダム地点での損失係数は $\xi=0.5$ とした。ただし, 袖部を設けなかった RUN-C への適用に際しては, $\xi=0$ とおいた。

振れの判定基準⁴⁾⁵⁾は (13)式から

$$h_{lim}=1.81(cm)$$

(15)式から, $\theta=25^\circ$, $\mu=0.7$ とおけば,

$$k=0.0676$$

となる。

このような条件下での計算結果を Fig. 7 と Fig. 8 および Fig. 14 に示している。全体的に見て, 実験値とかなりよい一致を示している。

このモデルを用いれば, 土砂侵食におよぼす影響について検討を加えることができる。次の章では水路実験の結果と, このモデルによる計算結果とを用いて, 侵食制御機能の評価を行なっている。

5. 床止めの侵食制御機能の評価

床止めによる土砂侵食制御機能の評価するために, 侵食率 (V_E/V) を考え, これを支配するパラメータについて検討を行なう。ここで V_E とは, 対象とする領域から侵食され系外に出て行く土砂の総量である。 V は対象領域に存在する侵食可能な土砂の総量であり, 今回は次のように与えた。

$$V=(i_0-i_c)\frac{l \cdot l_b \cdot B}{2} \dots\dots\dots (17)$$

ここに i_0 : 初期河床勾配, i_c : 安定勾配, l : 水路全長, l_b : 床止めの設置間隔, B : 水路幅である。ここで安定勾配 i_c は B_w に対応した移動限界の河床勾配である。

Fig. 15 に侵食率と床止めの設置間隔あるいは水通し幅との関係を示す。水通しを持つ床止めの設置間隔を短くすれば, 縦侵食ばかりでなく, 横侵食までも抑制され, さらにせき上げ効果もあって侵食制御機能はより大きなものと

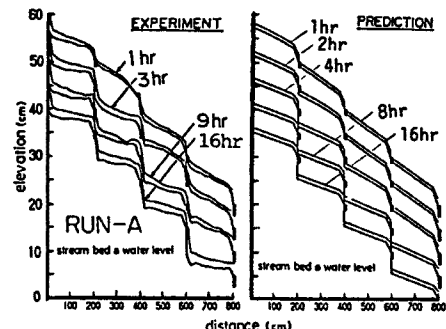


Fig. 14. Comparison between the predicted and experimental results for the profiles of stream bed and water level.

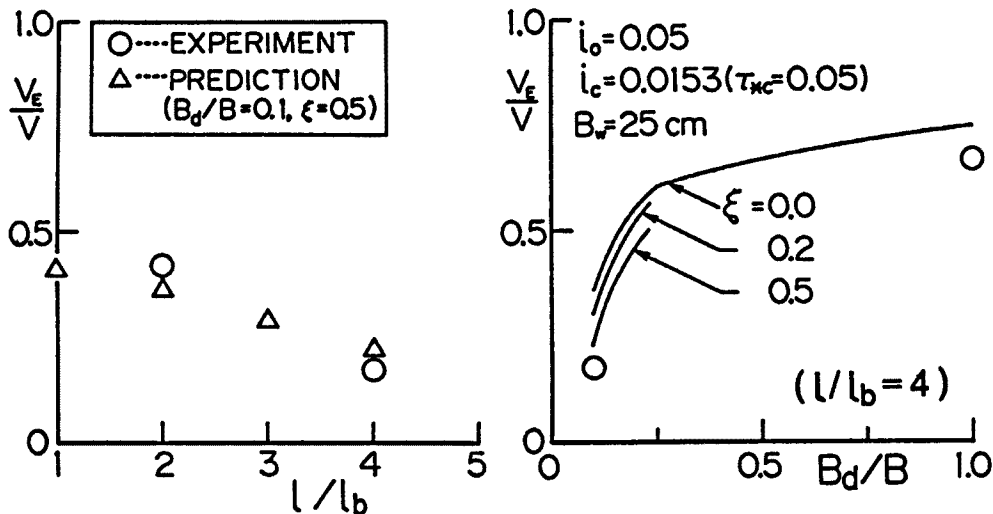


Fig. 15. Relation between the rate of eroded sediment volume and the ground sill spacings, and the width of crest of ground sill.

なる。また水通し幅を狭くすると横侵食の制御の効果と、せき上げの効果がより大きなものとなるために、侵食率は小さくなる。急縮による損失係数を何通りか与えてみたところ、係数が大きいほどせき上げの効果はおおきくなり、それに伴い侵食率は小さくなっている。ただし、このダム付近のエネルギー損失係数をいかに与えるかについては、今後より詳細な検討が必要であると思われる。

6. 結 語

本論では床止めによる土砂の侵食制御機構に関し、水路実験と数値解析により検討を行なった。得られた結果を要約すると以下のようである。

- (1) 水みちを形成する侵食現象においては、縦侵食と横侵食とに分けられる。水通し部を持つ床止めを土砂堆積域に設けると、縦侵食のみならず、横侵食も抑制される。
- (2) 床止めの設置間隔が長いと、流路が安定化するのにより長い時間を要し、結果的に侵食量は増大する。
- (3) 水通し部を持つ床止めの下流部には非侵食領域が形成され、その規模は袖部の長さに強く依存する。また、その形状は袖部の長さや形状係数とによって表わし得る。これは侵食制御機能を増大させるものである。
- (4) 水通しを持つ床止めの上流部においては、流水の縮流や、流れが袖部に当たったときに形成される渦によるエネルギー損失のためにせき上げが発生し、これによりダム上流部の河床位が上昇する。これにより侵食制御機能は増大する。また流出土砂のピーク値を低下させる効果も認められた。
- (5) 上流端からの給砂を行なわない場合、上流側の区間ほど累積侵食量は小さい。これは上流の区間ほど早い時期に安定し、横侵食があまり起こらないためである。
- (6) 床止めの侵食制御機能をより一般的に評価するために、水通し部を持つ複数の床止めが設置された堆砂域における、水みち形成をともなう侵食過程を表現し得る一次元河床変動シミュレーションモデルを構築した。水路実験への適用を通してこのモデルの妥当性は検証されている。
- (7) 水路実験と数値解析の結果から、侵食率に対する床止めの設置間隔および水通し幅の影響について評価することができた。

以上本研究により興味ある知見が得られたが、水みち幅の決定法や、混合粒径への拡張、ダム地点での局所的なエネルギーロスの問題等解明すべき点も残されている。今後、これらに対する考察を深め、より一般的な場への適用を図りたい。

最後に、実験等に際し京都大学防災研究所技官、吉田義則氏にご協力いただいた。ここに記して感謝する次第である。

参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・樽屋啓之・里深好文・高村裕平: 砂防ダム堆砂域の侵食と流路の形成機構, 京都大学防災研究所年報, 31号, B-2, 1988, pp. 507-523.
- 2) 芦田和男・江頭進治・村岡 猛・里深好文: 砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 30号, 1987, pp. 421-439.
- 3) 芦田和男・道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 206号, 1972.
- 4) 藤田裕一郎: 沖積河道の流路変動に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1980, pp. 96-102.
- 5) 芦田和男・江頭進治・加本 実: 山地流域における侵食と流路変動に関する研究(2) 一流路の側岸侵食機構一, 京都大学防災研究所年報 26号, B-2, 1983, pp. 353-361.