

## 貯水池逆流システムによるフラッシング排砂に関する研究

高橋 保・里深好文

### 要旨

バイパストンネルによる貯水池流入土砂の排除法を比較的大規模な流域に適用するには、貯水池の上流端付近に副ダムを設置して、洪水時に流入する土砂を一旦この上流域に貯留し、流入流量が減少してきた時点で排出する方法が考えられる。この時、副ダムに設けたゲートから上流向きに貯水池内の水を逆流させれば、堆砂の再侵食を促進できると考えられる。本研究ではこの「貯水池逆流システム」の機能を明らかにするために、副ダム上流域における堆砂の進行過程、並びに堆砂の再侵食過程を再現し得る2次元河床変動モデルを提案し、トンネルの容量やゲートからの放流の有無といった条件を変化させて数値シミュレーションを行っている。

キーワード：貯水池堆砂、バイパストンネルによる排砂、2次元河床変動シミュレーション、堆砂の再侵食

### 1. はじめに

著者らは、バイパストンネルによる貯水池流入土砂の排除法をより規模の大きい流域に適用するために、次のような方法を提案し、これを「貯水池逆流システム」と名付けている(高橋・中川・里深, 2002)。①貯水池流入部に放流用のゲートを備えた副ダムと、バイパストンネルの呑み口を設ける。②トンネルの容量を超えるような出水時には、上流からの流入土砂を一旦副ダムの上流域に堆積させる。③流入流量が減少し、トンネルの容量を下回った時点で、ゲート操作により貯水池内の水を上流方向へと逆流させる。④ゲートからの放流水によって堆積土砂を効率的に侵食させ、トンネル呑み口へと導いて、ダム下流に排出する。

貯水池逆流システムに関する従来の研究(高橋・中川・里深, 2000)によると、バイパストンネル呑み口に土砂が効率よく流れ込むためには、呑み口へ向かう流速が十分に大きくなければならない。したがって、河川流量がバイパストンネルの容量を上回り、副ダム上流域の水位が高くなっているような場合には、たとえトンネル呑み口を解放していたとしてもわずかな土砂しかトンネルへは流入しない。効果的な排砂を行うには、洪水ピーク

後の流量逡減時に、副ダム上流域の堆積土砂をいかに効率よく再侵食させるかがポイントとなる。

堆砂の再侵食過程に関しては、これまでも水路実験や数値シミュレーションによる検討がなされてきたが(高橋・中川・里深, 2000; 高橋・中川・里深, 2001)、これらの研究では副ダムからの放流水による侵食過程のみが対象とされていたため、河川流(特に洪水後期)による侵食過程に関しては考慮されていなかった。そこで、本研究においては河川流と放流水とが同時に副ダム上流の堆砂を侵食する過程に関して、2次元数値シミュレーションを行い、効果的な排砂法について検討している。

また、洪水時における堆砂の進行過程に関しては、これまでも1次元数値シミュレーションによる検討が行われてきたが、このような方法では副ダムゲート上流に設けた隔壁の影響を考慮することができない上、横断方向に初期河床形状が大きく変化しているような場合には適用できないそこで、上述の2次元数値シミュレーションモデルを用いて、副ダム上流域における堆砂の進行過程に関する計算を行っている。

計算は Fig. 1 に示されている長野県の高瀬ダム貯水池に流入する高瀬川を対象として行われた。槍ヶ岳を源

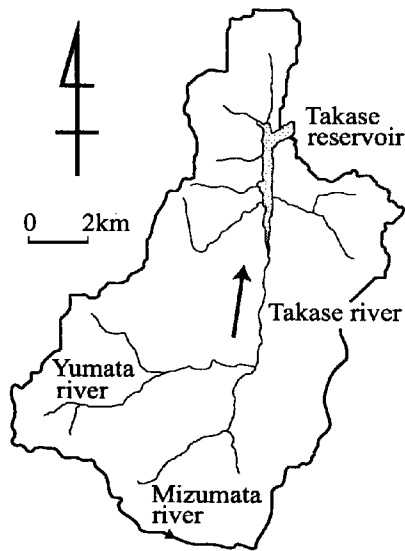


Fig. 1 Takase river basin

流とする水俣川と湯俣川が合流して高瀬川本川となり、高瀬貯水池に流れ込んでいる。分布型の土砂流出予測モデル(高橋・井上・中川・里深, 2001)を用いて高瀬川の貯水池流入地点における水と土砂のハイドログラフを計算し、これを上流側の境界条件として用いることにより、堆砂の進行ならびに再侵食過程に関する数値シミュレーションを行っている。

## 2. 貯水池に流入する水と土砂のハイドログラフ

貯水池逆流システムの機能評価のためには、境界条件として貯水池に流入してくる水と土砂のハイドログラフを何らかの方法で設定する必要がある。そこで、既存の分布型の土砂流出予測モデル(高橋・井上・中川・里深, 2001)を用いて、以下のような条件の下で流入ハイドログラフを計算した。

- 1) 1995年7月2日13時から7月3日12時において高瀬川流域内にある「高五観測点」で得られた雨量データを使用する。
- 2) この雨量データを10時間の無降雨期間を挟んで5回繰り返し与える。
- 3) 高瀬ダム流入地点における洪水流量のピークが約 $200\text{m}^3/\text{s}$ になるよう、雨量強度を観測値の $4/3$ 倍にする。

Fig. 2とFig. 3にはそれぞれモデル化された高瀬川本川の計算点の配置と斜面群の配置とが示されている。計算点の間隔は50mである。河床材料の粒度分布はFig. 4に示すように、河床勾配に応じて3種類設定している。崩壊地の空間分布を考慮し、その下端に接続する河道に対して降雨条件に応じた土砂の流入が生じる

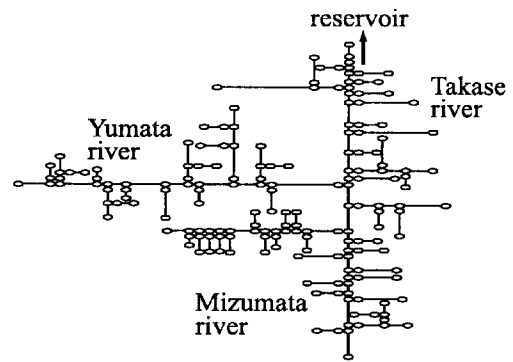


Fig. 2 Arrangement of calculating points

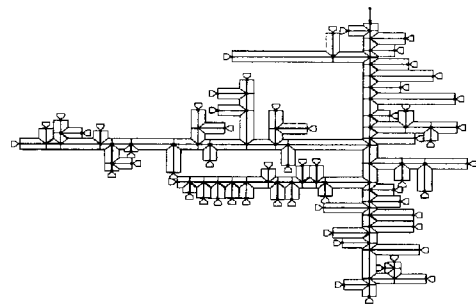


Fig. 3 Arrangement of slope units

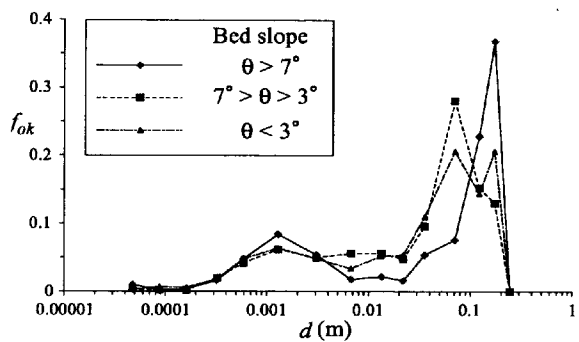


Fig. 4 Grain size distribution of sand particles employed for the calculation

ものとしている。

Fig. 5には与えられた降雨条件とともに、高瀬貯水池流入地点における全流量、全流砂量、土砂濃度および流砂の平均粒径の時間的変化に関する計算結果が示されている。この結果を見ると、第1波目を除けば、ほぼ同様のハイドログラフが繰り返し生じていることが分かる。第1波目の結果が他の4波と大きく異なるのは、河床堆積物の厚さといった初期条件の影響が強く作用したためであろう。

第5波目の計算結果を基に、継続時間が24時間で、ピーク流量が $203.6\text{m}^3/\text{s}$ の流入ハイドログラフを作成し、

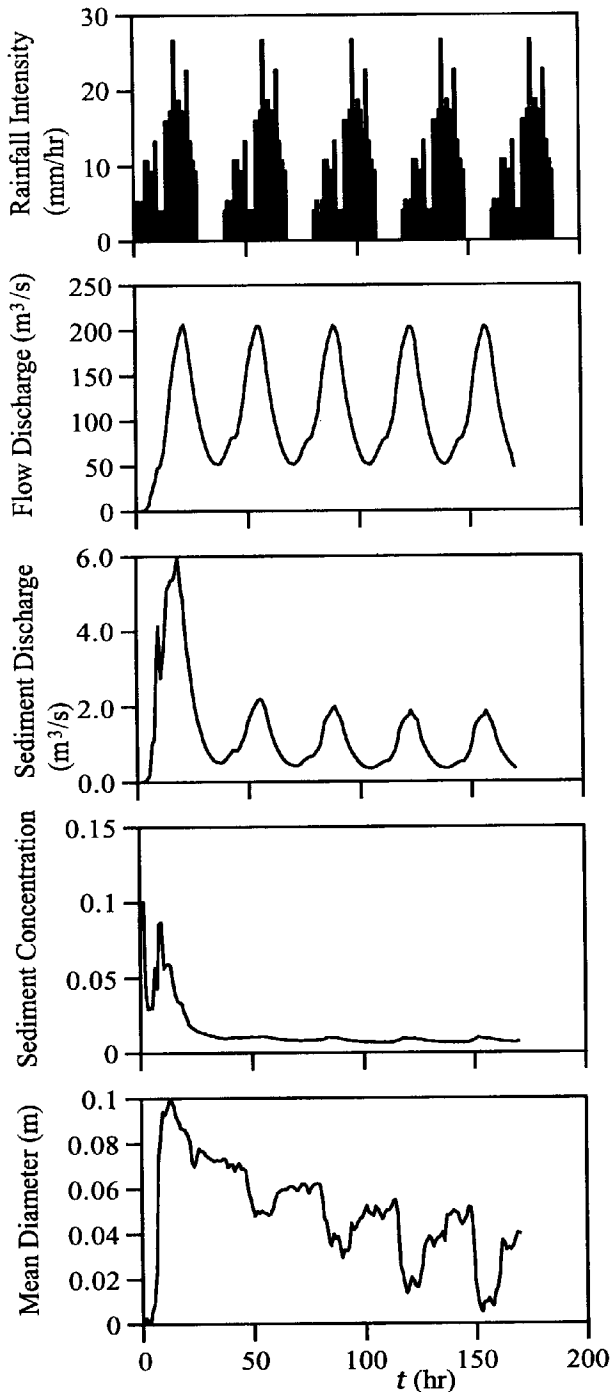


Fig. 5 Calculated hydrograph, sediment-graph, sediment concentration and mean diameter of transported sediment

これを以後の計算における上流端境界条件として用いることにした。ただし、平水時の流量は  $20\text{m}^3/\text{s}$  とし、平水時の土砂濃度は 0 としている。また、流入土砂の予測は混合砂礫を対象として行われているが、堆砂過程の2次元計算においては一様粒径を対象としているため、Fig. 5 の結果を参考にして、その粒径を  $4\text{cm}$  とした。

### 3. 2次元数値シミュレーションモデル

本研究で用いている計算モデルは、既存の2次元河床変動モデル(高橋・中川・里深, 2001)に対して、上流端からの水と土砂の流入条件と、下流端副ダムにおける越流条件を新たに組み込んだものである。

Fig. 6 に高瀬貯水池の地形を概略的に示し、Fig. 7 には計算に用いられた副ダム上流部の形状を示している。また、Fig. 8 には副ダムゲートの上流側に河道側岸と平行に設置されている隔壁の側面図が示されている。この隔壁は副ダムゲートからの放流水によって効率よく堆砂を再侵食させることを目的として設置されたものである。

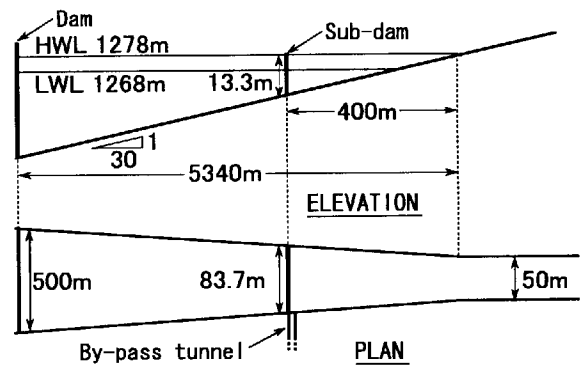


Fig. 6 Configuration of Takase reservoir

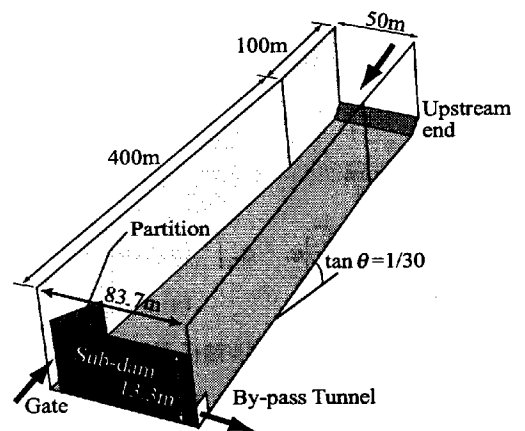


Fig. 7 Modeled upstream area of sub-dam

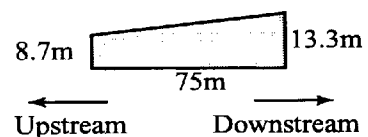


Fig. 8 Shape of the partition

### 3. 1 支配方程式

2次元的な場を考え、流下方向に  $x$  軸、横断方向に  $y$  軸をとると、流れの連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} - i = 0 \quad (1)$$

と表される。

$x, y$  方向の流水の運動方程式はそれぞれ、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon \frac{\partial v}{\partial x} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3)$$

となる。ここに、 $u$ :  $x$  方向の平均流速、 $v$ :  $y$  方向の平均流速、 $p$ : 圧力、 $\varepsilon$ : 渦動粘性係数、 $i$ : 侵食・堆積速度  $\tau_x, \tau_y$ :  $x, y$  方向の河床せん断力である。河床せん断力はマニング則を用いて算定し、圧力に関しては静水圧近似を行っている。

河床の連続式は以下のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i = 0 \quad (4)$$

ここに、 $i$ : 河床の侵食・堆積速度であり、平衡土砂濃度  $C_\infty$  と土砂濃度  $C$  を用いて、次のように表わされる。

[  $C_\infty - C > 0$ , 侵食傾向のとき ]

$$i = \begin{cases} \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad (5)$$

[  $C_\infty - C \leq 0$ , 堆積傾向のとき ]

$$i = \begin{cases} \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* < u_{*c}) \\ 0 & (u_* \geq u_{*c}) \end{cases} \quad (6)$$

ここに、 $\delta_e$ : 侵食係数、 $\delta_d$ : 堆積係数、 $C_*$ : 堆積土砂の容積土砂濃度、 $u_*$ : 摩擦速度、 $u_{*c}$ : 限界摩擦速度である。ただし、平衡土砂濃度  $C_\infty$  は平衡流砂量を流量で除することにより求めている。また、前述のように2次元計算においては砂礫の粒径は一樣であると考えている。

流砂の連続式は次のように表わされる。

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu'}{\partial x} + \frac{\partial Chv'}{\partial y} - iC_* = 0 \quad (7)$$

ここに、 $u'$ :  $x$  方向の土砂濃度の輸送速度、 $v'$ :  $y$  方向の土砂濃度の輸送速度であり、それぞれ次のように表される。

$$u' = \sqrt{u^2 + v^2} \cos(\beta_1 + \beta_2) \quad (8)$$

$$v' = \sqrt{u^2 + v^2} \sin(\beta_1 + \beta_2) \quad (9)$$

と表される。ここに、 $\beta_1$  は主流方向と  $x$  軸とがなす角であり、

$$\beta_1 = \tan^{-1} \frac{v}{u} \quad (10)$$

である。 $\beta_2$  は流砂の輸送方向と主流とがなす角であり、

$$\beta_2 = \tan^{-1} \frac{q_{bn}}{q_{bs}} \quad (11)$$

と表される。ここに、 $q_{bs}$ : 主流方向の流砂量、 $q_{bn}$ : 主流に直交する方向の流砂量である。長谷川(1983)の式を用いると、 $q_{bn}$  は次のように表される。

$$q_{bn} = q_{bs} \left( \frac{h}{r} N_* + \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) \quad (12)$$

ここに、 $r$ : 流れの曲率半径、 $\tau_{*c}$ : 無次元限界掃流力、 $\tau_*$ : 無次元掃流力、 $N_*$ 、 $\mu_s$ 、 $\mu_k$ : 係数である。流れの曲率半径  $r$  は、次の Shimizu & Itakura (1991) の式により求めている。

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{(u^2 + v^2)^{3/2}} \times \left\{ u \left( u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left( u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \quad (13)$$

湾曲部外岸においては、側岸斜面に大きなせん断力が作用し、活発な側岸侵食が生じるため、Fig. 9 に示すような側岸侵食速度  $i_b$  を新たに導入している。すなわち、隣り合う計算点の河床位に差があるとき、河床位の高い方(計算点  $j$ )の河床侵食速度  $i_b^j$  (式(5)によって計算される値)に対して、側岸侵食の影響分を付加している。

$$i^j = i_b^j + \frac{\Delta z}{\Delta y} i_s^j \quad (14)$$

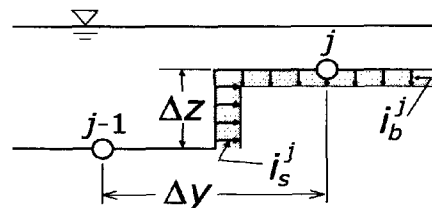


Fig. 9 Schematic of the bank erosion velocity

ここに、 $\Delta z$  : 隣り合う計算点の河床位の差、 $\Delta y$  : 計算点の間隔である。なお、この侵食速度の補正は上・下流と左右の4方向に対して行っている。

側岸侵食速度  $i_s$  は 芦田・江頭らの研究(1983)より、側岸に働く無次元せん断力を  $\tau_{*s}$  として次のように表される。

$$i_s = a_1 \tau_{*s} \left( 1 - a_2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*s}} \right)^3 \quad (15)$$

$$a_1 = 0.01 \sqrt{sgd} \quad (16)$$

$$a_2 = 2 \sqrt{\frac{1 - (1/\tan \phi)^2 (\partial z / \partial n)^2}{1 + (\partial z / \partial n)^2}} \quad (17)$$

いま、側岸に作用する摩擦速度  $u_{*s}$  が底面付近の流速  $U_L$  に比例すると考えるならば、

$$u_{*s} = a_3 U_L \quad (18)$$

となり、側岸に働く無次元せん断力  $\tau_{*s}$  は、

$$\tau_{*s} = \frac{u_{*s}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} = \frac{a_3^2 U_L^2}{(\sigma/\rho - 1)gd} \quad (19)$$

と表される。ここに、 $d$  : 粒径である。

底面付近の流速は主流速  $U$  と2次流流速  $V$  を用いて、以下のように求めている。

$$U = \sqrt{u^2 + v^2} \quad (20)$$

$$V = -\frac{h}{r} N \cdot U \quad (21)$$

$$U_L = \sqrt{U^2 + V^2} = \sqrt{1 + \frac{h^2}{r^2} N^2} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (22)$$

### 3. 2 境界条件

副ダム天端においては常に完全越流する、すなわち、貯水池側の水位は副ダムの天端より十分に低いものと考えている。本計算モデルにおいてはスタaggerドスキームを採用しているため、副ダムは流速の評価点に位置するものとして、この点で限界流が生じていることを仮定し、 $\Delta x/2$  上流側の地点で評価される水位とダム天端高さとの差から越流流速を求めている。また、副ダムから  $\Delta x/2$  上流側の地点の河床位が副ダム天端高さよりも低いときには、副ダム地点における  $u'$  は 0 とし、それ以外の場合には、一つ上流側の計算点における  $u'$  に等しいものとしている。なお、副ダム地点における  $v$  と  $v'$  はどちらも 0 としている。

上流端においては擬似等流条件を仮定し、与えられ

た流量・流砂量ハイドログラフから各時刻における流入流量と流入土砂濃度を求めている。

副ダムゲートにおける流入流速は、設定された流入流量と水深から求められている。また、トンネル呑み口における流出流速は、勾配 1/30 に対応する擬似等流流速で与えているが、流出流量がトンネルの容量を上回らないように上限を設定している。

### 3. 3 計算条件

スタaggerドスキームを用いて3. 1の支配方程式を差分化し、シミュレーションモデルを構築している。計算グリッドのサイズは主流方向に 2m、横断方向に 1m であり、計算の時間ステップは 0.1 秒、砂の粒径は 4cm、砂の安息角は  $30^\circ$ 、堆積土砂の容積土砂濃度は 0.65 としている。また、マンニングの粗度係数は 0.03、堆積係数は 1.0、侵食係数は 0.6 としている。

### 4. 洪水時の堆砂の進行過程に関する2次元計算

従来の研究(高橋・中川・里深, 2001)では1次元河床変動モデルにより、洪水時の副ダム上流における堆砂の進行過程に関する計算が行われており、水路実験の結果を良好に再現できることが判明している。しかしながら、この方法では副ダムゲート上流に設置された隔壁が堆砂の進行に対して与える影響を考慮することはできず、これを無視した形で計算は行われてきた。実際には隔壁は川の主流方向にほぼ並行に設置されているので、あまり大きな影響を与えるとは考えられないが、この領域の地形変化はゲートからの放流水の流れを大きく変える可能性が高いので、2次元計算による検討が望ましいと言えよう。また、1次元解析は河床が横断方向に大きく変化しているような場合には適用できないという問題点も有している。これまでの研究においては、副ダム上流に堆積物が存在しない場合を初期条件として用いてい

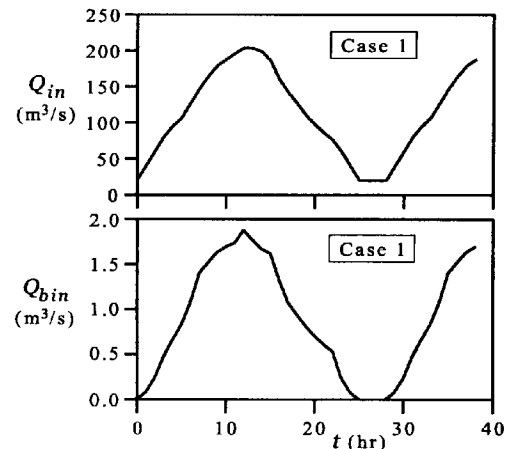


Fig. 10 Inflow conditions of Case 1

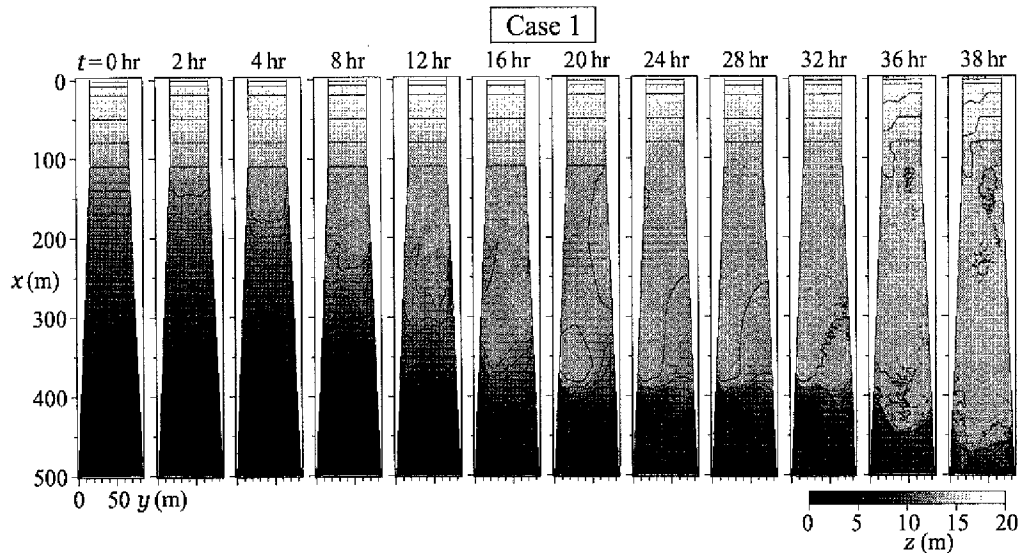


Fig. 11 Temporal variation of the bed topography in Case 1

たため、そのような問題は生じなかったが、たとえば堆砂デルタの進行と再侵食が繰り返されるような場合においては、大きな問題となることが予想される。

そこで、3. に示した2次元数値シミュレーションモデルを用いて、堆砂の進行過程に関する計算を行ってみた。この計算においては、2. で得られた計算結果を基に、Fig. 10 に示すような水と土砂の流入条件を設定している。洪水ハイドログラフを1波形分与えただけでは堆砂の先端が副ダム付近まで到達しなかったため、3 時間の平水期間を設けて約 1.5 波分 (38 時間) の計算を行った。このような方法を採用したのは、次章において副ダムゲートからの放流が堆砂の再侵食に及ぼす影響を明らかにしたいためである。ゲートからの放流の影響が比較的ダムに近い領域に限られることは従来の解析からも明らかであるため、あえてこのような形状になるまで堆砂の進行に関する計算を継続させている。

本計算においては、副ダムのゲートおよびトンネル呑み口は常時閉鎖されているものとし、初期条件としては、副ダム上流域に堆砂が全く存在せず、かつ、副ダム天端高さまで湛水している状態を設定している。

Fig. 11 には河床形状の時間的変化に関する計算結果が示されている。これを見ると、隔壁の存在により右岸側の堆砂の進行がわずかながら遅れていることが分かる。なお、本計算の 38 時間目における計算結果を、次章の堆砂の再侵食過程に関する計算における初期条件として用いている。

## 5. 堆砂の再侵食過程に関する2次元計算

洪水過減時において河川流量がトンネル容量を下回った時点でトンネル呑み口を解放すると、副ダム上流の水位は低下し、周辺の土砂を侵食しながら流水がトンネルへと流れ込むことが予想される。またこの時、副ダムゲートからの放流により、さらに堆砂の再侵食を促進できれば、効果的な土砂の排出が可能になる。そこで、トンネルの容量やゲートからの放流条件を変化させて、堆砂の再侵食過程に関する2次元数値シミュレーションをおこなってみた。

### 5. 1 計算条件

まず、Case 2 と Case 3 において、トンネルの容量が  $75\text{m}^3/\text{s}$  であった場合の計算を行っている。従来の研究 (高橋・中川・里深, 2000) における水路実験の結果より、幅 4m、高さ 4m、勾配 1/30 のバイパストンネルの容量は  $75\text{m}^3/\text{s}$  程度と推定され、これまでの数値解析においてもこの値が採用されてきた。2. の計算より、洪水終了 3 時間前の時点で河川流量が  $75\text{m}^3/\text{s}$  を下回っていたことから、この時点でトンネル呑み口を解放することとした。Fig. 12 には両ケースにおける水と土砂の流入条件が示されている。ただし、時刻  $t$  はトンネル呑み口を解放した時点をとっている。

Case 2 では副ダムゲートは終始閉じられたままであるのに対し、Case 3 では洪水終了 1 時間後 (すなわち  $t=4$  時間) においてゲートを開放し、河川流との合計がちょうどトンネル容量と等しくなるように  $55\text{m}^3/\text{s}$  の流量を放流している。なお、計算はトンネルからの流出土砂濃度が十分小さくなるまで継続している。

つぎに、Case 4 と Case 5 においては、トンネルの容量

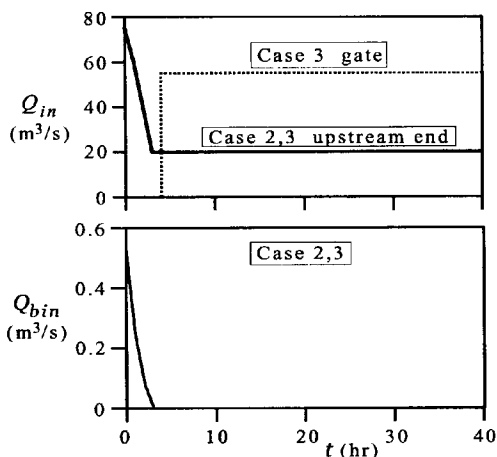


Fig. 12 Inflow conditions of Case 2 and Case 3

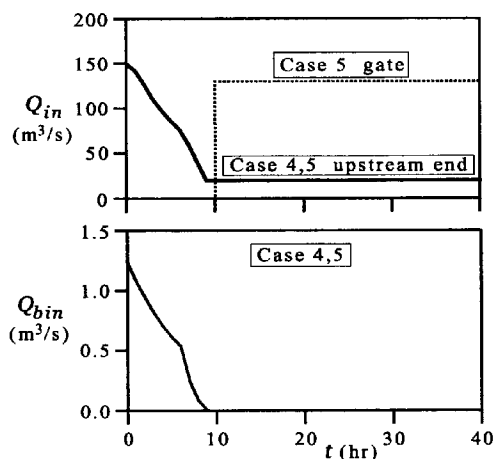


Fig. 13 Inflow conditions of Case 4 and Case 5

を  $150\text{m}^3/\text{s}$  として計算を行っている。これは、トンネル呑み口におけるエネルギーロス小さくすれば、現在のトンネルのサイズであってもより大きな流量を流せるであろうとの考えにもとづいている。実際、前述の水路実験においても、トンネル内の水深はトンネル高さに比してかなり小さな値となっていたことが確認されている。上述の計算と同様に、トンネル容量を河川流量が下回る時刻を調べてみると、洪水終了の9時間前であった。そこで、Fig. 13 に示すような条件の下で計算を行った。Case 5 では洪水終了1時間後(すなわち  $t = 10$  時間)において、 $130\text{m}^3/\text{s}$  の流量を副ダムゲートから放流している。

さらに、Case 6とCase 7においては、洪水が完全に終了した後にトンネルを開放する場合について計算している。両ケースの流入条件を Fig. 14 に示している。Case 6 ではトンネル呑み口開放と同時に副ダムゲートから  $130\text{m}^3/\text{s}$  の流量を放流しているのに対し、Case 7ではトンネル呑み口開放1時間後に放流を開始している。これは、ゲート解放時の副ダム上流域における水位が堆砂の侵

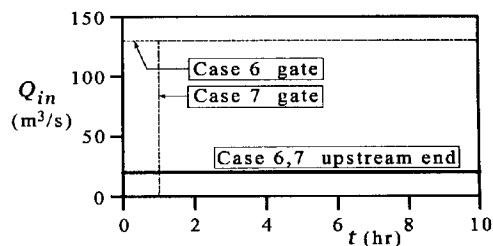


Fig. 14 Inflow conditions of Case 6 and Case 7

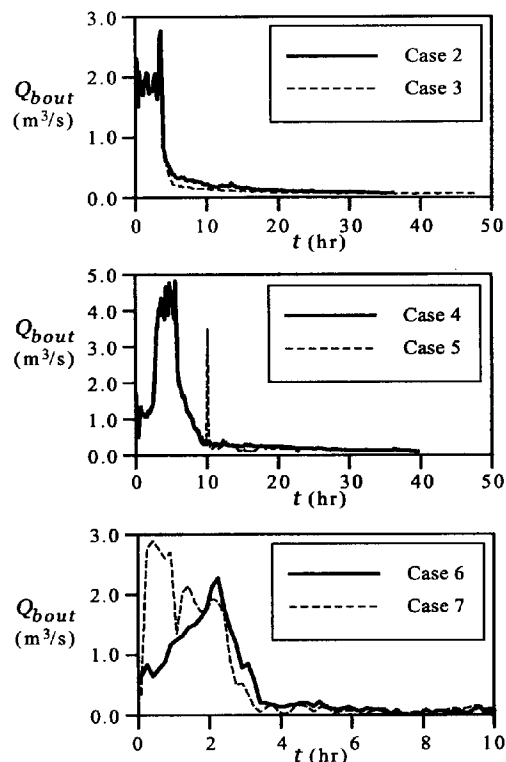


Fig. 15 Calculated sediment discharge at the by-pass tunnel

食過程に対してどのように影響するのかを調べるためである。Case 2～Case 7 はいずれも副ダム天端まで湛水している状態を初期条件としているため、トンネル呑み口を開放した直後は副ダム上流域の水位が高く、それが徐々に低下することになる。したがって、Case 6 では副ダム天端まで湛水している状態で放流を開始しているのに対し、Case 7 では十分に水位が低下した状態で放流が行われている。

## 5.2 計算結果と考察

Fig. 15 には各ケースにおけるバイパストンネルからの流出土砂量の時間的変動に関する計算結果が示され、Fig. 16 には副ダム上流における堆砂量の時間的変動が示されている。また、Fig. 17～Fig. 22 には各ケースの河床コンター図が示されている。

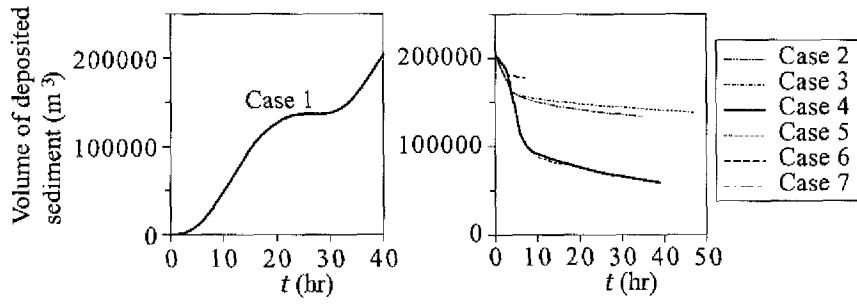


Fig. 16 Temporal variation in the volume of deposited sediment in the upstream area of the sub-dam

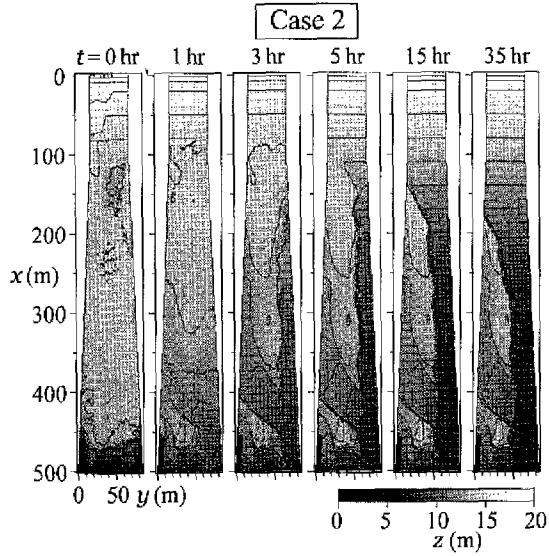


Fig. 17 Temporal variation of the bed topography in Case 2

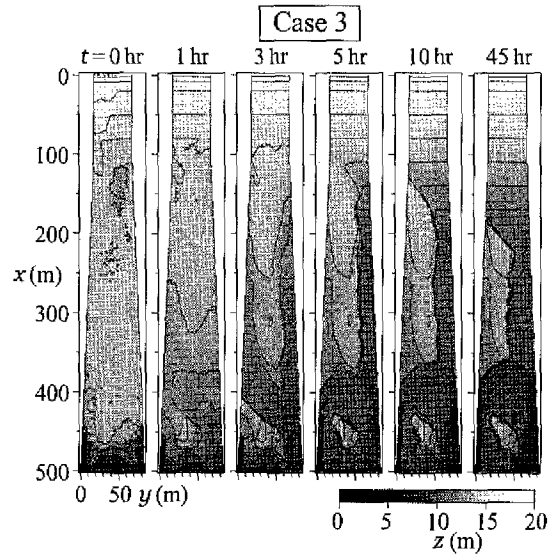


Fig. 18 Temporal variation of the bed topography in Case 3

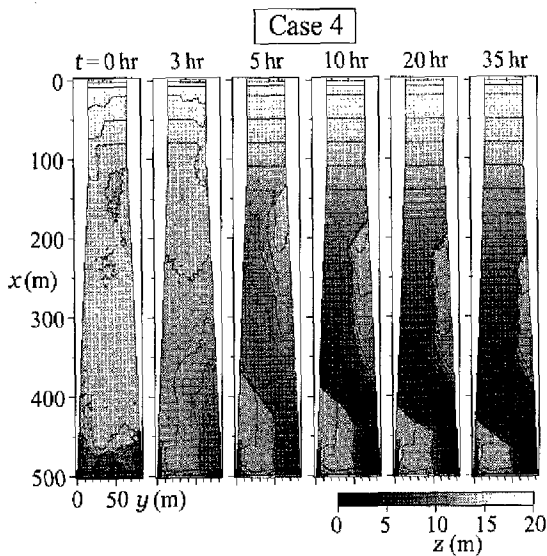


Fig. 19 Temporal variation of the bed topography in Case 4

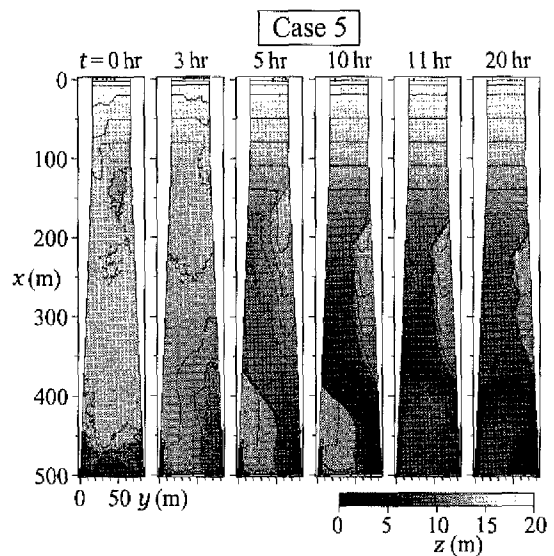


Fig. 20 Temporal variation of the bed topography in Case 5



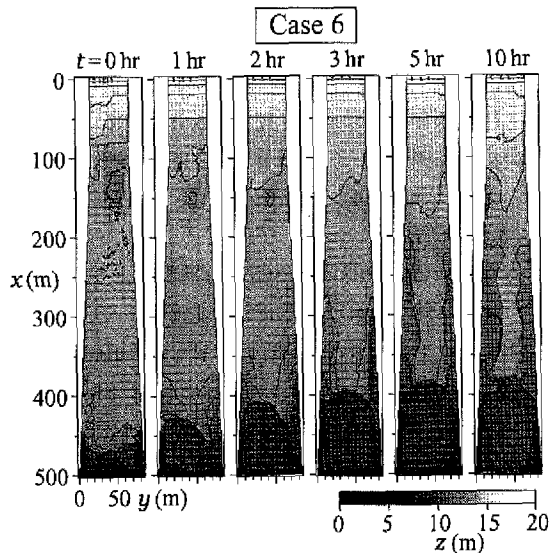


Fig. 21 Temporal variation of the bed topography in Case 6

これらを見ると、トンネル容量が大きく、上流からの流入流量が大きい時点でトンネルを開放した Case 4 や Case 5 における侵食量が、他のケースに比べて大きくなっていることが分かる。いま、副ダム上流域において副ダム天端高さまで水平に土砂が堆積した場合を考えると、その堆積土砂量は約 19.3 万  $m^3$  であり、これが副ダム上流ポケットの堆砂容量であると考えられよう。Case 5 のトンネル開放後 23 時間の時点における総侵食土砂量は約 13.0 万  $m^3$  となっており、ポケットの堆砂容量の約 70% 近い値となっている。これに対し、トンネル容量が小さい Case 2 や Case 3 における侵食土砂量は、Case 4 や Case 5 におけるその半分以下に留まっている。さらに、洪水終了後にトンネルを開放した Case 6 や Case 7 では、Case 4 や Case 5 の 10% 以下の侵食量となっている。こういったことから、河川の流量が比較的大きい時点でトンネルへ導流しなければ、十分に堆砂の再侵食が進行しないと見えよう。

副ダムゲートからの放流による侵食量そのものは、河川流によるものに比べると、あまり大きいとは言えない。しかしながら、Case 5~Case 7 のカウンター図に明らかなように、ゲートからの放流は副ダム直上流部の堆積土砂を効果的に侵食させており、システムの維持管理上重要な役割を果たすことが期待される。さらに、ゲートからの断続的な放流によって、より効果的な侵食を行うことが可能になるかも知れないため、今後一層の検討をおこなうつもりである。

## 6. おわりに

本研究では「貯水池逆流システム」による効率的な流入土砂の排除法の確立を目指して、以下のような検討

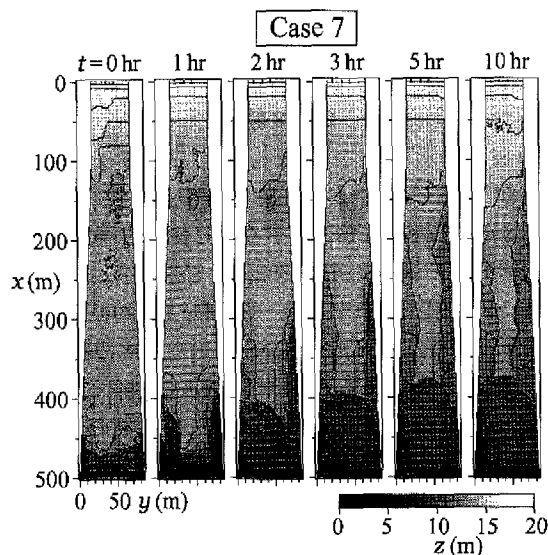


Fig. 22 Temporal variation of the bed topography in Case 7

を行った。

- ①分布型土砂流出予測モデルを高瀬川本川に適用し、1995 年 7 月の降雨を繰り返し与えることにより、高瀬ダムに流入する水と土砂のハイドログラフを推定した。
- ②上述のハイドログラフを上流端境界条件として用いることにより、副ダム上流域の堆砂の進行過程に関して 2 次元数値シミュレーションを行った。
- ③洪水ピーク後の流量通減期における堆砂の再侵食過程に関して、2 次元モデルによる数値シミュレーションを行った。

本研究によって得られた成果は以下の通りである。

- A) ①の計算において、第 1 波目の降雨を除けば、同一の降雨の入力に対してほぼ同じハイドログラフが出力されることが確認された。第 1 波目の出力が他の場合と異なるのは、初期条件として与えられた河床堆積物の影響が強いためであると考えられた。
- B) 2 次元数値シミュレーションモデルにより、洪水時の堆砂の進行過程を計算できることが明らかになった。また、この計算により、隔壁が存在する側の堆砂の進行がわずかに遅れることが判明した。
- C) ③の計算の結果、堆砂を十分に再侵食させるためには、河川の流量が比較的大きい時点でトンネルへ導流する必要があることが判明した。
- D) 副ダムゲートからの放流による堆砂の侵食量は、河川流によるものに比べればあまり大きいとは言えないものの、副ダム直上流域の堆積土砂の侵食には有効であることが確認された。

今後、副ダムゲートの開閉を繰り返し行った場合の堆砂の再侵食過程等に関して検討する予定である。

#### 参考文献

芦田和男・江頭進治・加本 実 (1983): 山地流域における侵食と流路変動に関する研究(2), 京都大学防災研究所年報, 第 26 号 B-2, pp. 353-361.  
高橋 保・井上素行・中川 一・里深好文 (2001): 山岳流域からの土砂流出モデルを用いた貯水池堆砂の予測, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.841-846.  
高橋 保・中川 一・里深好文 (2000): 貯水池の水を利用した堆砂防止法の研究, 京都大学防災研究所年

報, 第 43 号 B-2, pp.275-285.

高橋 保・中川 一・里深好文 (2001): 貯水池における混合粒径材料の堆積とその排除法, 京都大学防災研究所年報, 第 44 号 B-2, pp.193-206.

高橋 保・中川 一・里深好文 (2002): 貯水池逆流システムによるフラッシング排砂, 水工学論文集, 第 46 巻, pp.785-790.

長谷川和義 (1983): 沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究, 北海道大学学位論文.

Shimizu, Y. and Itakura, T. (1991) : Calculation of flow and bed deformation with a general nonorthogonal coordinate system, Proc. of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, C-2, pp.241-248.

### Study on Sediment Flushing Using a Reverse-Flow System

Tamotsu TAKAHASHI and Yoshifumi SATOFUKA

#### Synopsis

We propose a new flushing system that is a combination of a by-pass tunnel and a sub-dam in order to control reservoir sedimentation. The sub-dam is a small dam constructed at a little downstream of the upstream end of reservoir and equipped with a gate and an introductory channel. During a flood, sediment is deposited upstream of the sub-dam forming a delta. After the flood, water stored upstream of the sub-dam is drained away through the by-pass tunnel. Then, the delta is eroded by the flow introduced from the gate of the sub-dam and the river flow. The eroded sediment is transported into the by-pass tunnel. The deposition process and erosion process are investigated by two-dimensional numerical simulation.

**Key words** : Reservoir sedimentation, sediment flushing, erosion of delta, by-pass tunnel, two-dimensional numerical simulation