

砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究

芦田 和男・江頭 進治

村岡 猛・里深 好文

CONTROL OF SEDIMENT DISCHARGE BY SABO DAM

By Kazuo ASHIDA, Shinji EGASHIRA, Takeshi MURAOKA
and Yoshifumi SATOFUKA

Synopsis

Sabo dam is commonly used for preventing the sediment disaster by storing the harmful sediment discharge. Even after the sediment storage capacity of the dam has been filled up, the dam has a sediment control function by reducing the peak sediment discharge due to the temporal sedimentation during flood. The sediment capacity can be restored to some extent by the erosion after flood.

In this paper, the authors investigated the sediment control function experimentally and theoretically, and proposed a simulation technique to calculate the sediment control. The theoretical results show the good agreement with the experimental ones. By the simulation technique, the authors clarified that the contraction in width by dam results in much increase of the sediment control function.

1. 緒 言

土砂災害の防止・軽減の上で砂防ダムの果す役割は極めて大きく、わが国をはじめ諸外国においても砂防ダムは数多く設置されている。砂防ダムには種々の機能がある。すなわち、河道堆積物の侵食防止、溪岸崩壊の抑制、流出土砂の貯留、ならびに調節などである。著者らはそれぞれの機能について土砂水理学的な立場から検討を続けているが、本論においては、砂防ダムの流出土砂調節機能について考察をしようとするものである。

流出土砂調節とは、有害な流出土砂を砂防ダム等に一時的に貯留し、その後の流水によって安全に流下させることを言う。流出土砂調節量は、砂防計画では安定勾配と洪水勾配との間の堆砂容量とされているが、安定勾配、洪水勾配の物理的意義が不明確なため曖昧な量となっている。また、計画では、1洪水あるいは一定期間を対象とした取り扱いの場合が多いが、災害現象などでは、流出土砂量の時間的変化や最大値が重要であるので、それを評価できるような検討が必要である。

すなわち、砂防ダムの土砂調節機能を評価するためには、上流からダム地点へ流入する土砂量の時間的波形がダム堆砂域の河床変動によって、ダムから下流へどのような波形で流出するかを予知しなければならない。

本論では、まず、第2章で砂防ダムの土砂調節の原理とそれに影響を持つ要素について述べる。ダムの土砂調節機能は、ダム堆砂域の河床勾配と流量とで定まる流砂の輸送能力と上流から流下してくる流砂量との差によって支配されるが、ダムの越流幅が上流の河道幅とほぼ同じで、流水に対するせき上げ効果がほとんどないようなダムの場合には、あまり大きな調節効果を期待することはできない。ダムの袖部によって流水幅が縮小している場合には、流量が大きくなるほど、ダムのせき上げ効果が大きくなり、ダム直上流の河床

は上昇し、中小流量時に低下することによって土砂調節機能が出てくるわけである。まず、流水幅縮小による土砂調節効果の概略的な見とおしを得るため、最も簡単な場合である平衡状態を対象として、ダム直上流部の河床高とダムによる流水幅縮小率（水通し幅/水路幅）の関係を明らかにする。このように、土砂調節には、流水幅縮小率が大きく関係するが、その他に中小流量時における水みち侵食と河床表面のアーミング現象などが関係する要素であるので、これらについて述べる。

第3章では、洪水波をくり返し与え、ダム堆砂域の河床変動と流出土砂量の調節効果を実験的に検討した結果について述べている。また、ダムの土砂調節容量を増加させる効果を持つ水みち侵食に関して定常流のもとで実験的に検討する。第4章では、土砂調節の評価法として砂防ダム上流の河床変動を解析するシミュレーションモデルを提案し、それを水路実験へ適用することにより、その妥当性を検討する。第5章では、砂防ダムの土砂調節機能の評価基準を示すとともに、前章のシミュレーションモデルを用いて、土砂調節機能に及ぼす流水幅縮小率の効果を検討する。

2. 土砂調節の原理と関係する要素

2.1 土砂調節の原理

砂防ダムは、流入する土砂量をその貯留・調節作用によって減少させて流出させるが、一般に調節作用というのは、満砂後の砂防ダムの機能を指している。その機能を生ずる原因として、Fig.1に示すように2つ考えられる。まず、Fig.1(a)のように、洪水前と洪水中における河床勾配の差により、流入土砂量 Q_{si} は調節され Q_{so} として流出する。もう一つは、砂防ダムの水通し幅が上流の流水幅よりも小さい場合にはFig.1(b)に示すように、ダム直上流断面の河床高はダム頂部より Z だけ堰上げられるが、この量は流量が大きくなるほど大きくなる。流量による Z の差により、流入土砂量 Q_{si} は大きく調節されて Q_{so} として流出する。

実際の砂防ダムの土砂調節作用は、上述の二つの原因の重なったものであるが、(b)の作用を積極的に活用することにより、調節機能を大きく向上させることが可能である。

2.2 土砂調節に関係する要素

(1) 砂防ダム水通し部の流水幅縮小による河床せき上げ効果

ダム直上流の河床上昇量 Z は流量によって変化し、それが土砂調節の効果をもたらす。 Z の時間的な変化を知るためには、4章において述べるシミュレーション手法を適用すればよいが、本章では、その概略を知るため、最も単純な一様粒径、幅広の矩形断面のもとでの平衡状態を対象として流量の変化による Z の変化の様子を検討してみよう。Fig.2を参照すると、ダム直上流で渦の影響がなくなる断面Iとダム地点断面0の間において、流水の連続式、エネルギー式および流砂の連続式は次のように表わされる。

$$\text{連続式} \quad vBh = v_d B_d h_d \dots\dots\dots (1)$$

エネルギー式：

$$\frac{v^2}{2g} + h + Z = \frac{v_d^2}{2g} + h_d + h_f + h_s \dots\dots (2)$$

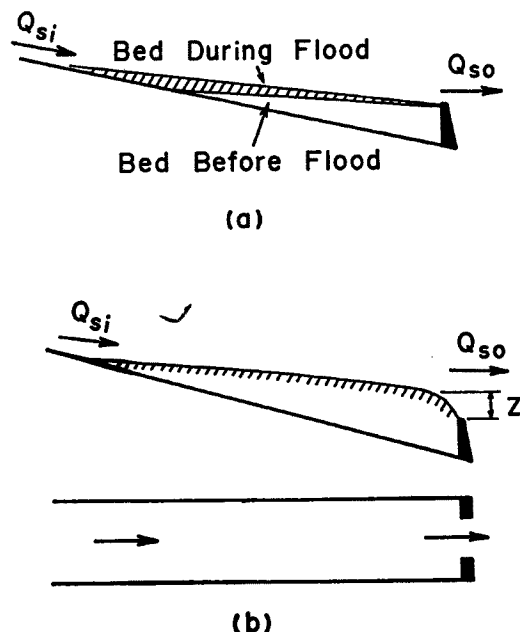


Fig.1 Explanation for sediment control function of sabo dam.

ここに、 h_f ：摩擦による損失、 h_s ：渦による局所損失、掃流砂量式として芦田・道上式¹⁾を用いれば、

$$\begin{aligned} & Bu_*^3 \left(1 - \frac{u_{*c}^2}{u_*^2}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \\ &= B_d u_{*d}^3 \left(1 - \frac{u_{*c}^2}{u_{*d}^2}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_{*d}}\right) \dots\dots (3) \end{aligned}$$

いま、 $\alpha = u_*/u_{*d}$ 、 $\beta = u_{*c}/u_*$ 、 $\gamma = B_d/B$ とおけば、式(3)より

$$\alpha^3 = \gamma (1 - \beta^2 \alpha^2) (1 - \beta \alpha) / \{ (1 - \beta^2) (1 - \beta) \} \dots\dots (4)$$

となり、 α は β と γ を用いて表わすことができる。

未知量は v_d 、 h_d 、 v 、 h および z の5つであり、式は(1)～(3)の三つであるので、 h と z の関係を求めるためには、もう一つの式が必要である。それに対して、0断面とI断面の抵抗係数が等しいという仮定を用いると、

$$\frac{v}{u_*} = \frac{v_d}{u_{*d}} \dots\dots (5)$$

式(1)、(2)および(5)より、

$$\frac{z}{h} = \frac{F_r^2}{2} \left(\frac{1}{\alpha^2} - 1 \right) + \frac{\alpha}{\gamma} - 1 + \frac{h_f + h_s}{h} \dots\dots (6)$$

となる。ここに、 $F_r = v/\sqrt{gh}$ である。

h_f 、 h_s を無視すると、式(4)および(6)より、 z/h は β と F_r をパラメーターとして γ の関数として求められる。いま、 $\beta = 0, 0.2, 0.8$ としたときの z/h と γ との関係を Fig. 3(a)～(c) に示す。これらの図から、ダムの水通しによる流水幅縮小率 γ が小さくなるほど、また水深 h が大きくなるほど、河床のせき上げ高 z が大きくなり、土砂調節効果が大きくなることが理解される。

(2) 砂防ダム堆砂域の水みち侵食

上流からの土砂流入のない流量時に、砂防ダム堆砂が侵食されるならば、砂防ダムの土砂調節容量は回復する。このような流量時には、多くの場合流水は全幅流れるのではなく、水みちを形成し、侵食能力は大きくなる。しかし、実際の砂防ダムにおいて、水みち侵食による土砂調節容量の回復がどの程度であるかについては十分に分かっていない所があるので、その定量的評価法を確立する必要がある。

(3) アーマリング現象

山地河川における河床材料は一般に広い粒径範囲を持っており、上述の侵食過程において、粗粒子によるアーマリング現象が生じて、侵食の進行は阻止される。したがって、侵食過程の定量的評価には、このアーマリング現象を考慮する必要がある。

3. 土砂調節機構に関する実験

3.1 実験条件および方法

砂防ダムの土砂調節機構を解明するために実験を行った。実験水路は Fig. 4 に示すように、長さ12m、幅50 cm であり、水路の下流部に幅25 cm の水通しを持ったせきが設置されている。実験では、流量、給砂量を時間的に変化させ、せき上流の堆砂形状の時間的な変化やせきから下流へ流出する土砂量の時間的な変化を測

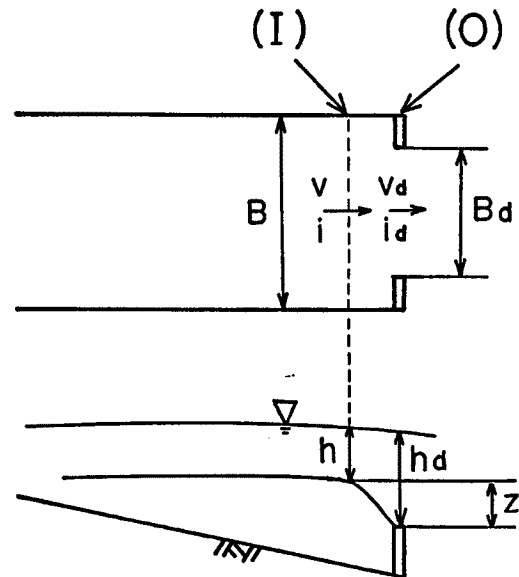


Fig. 2 Notation.

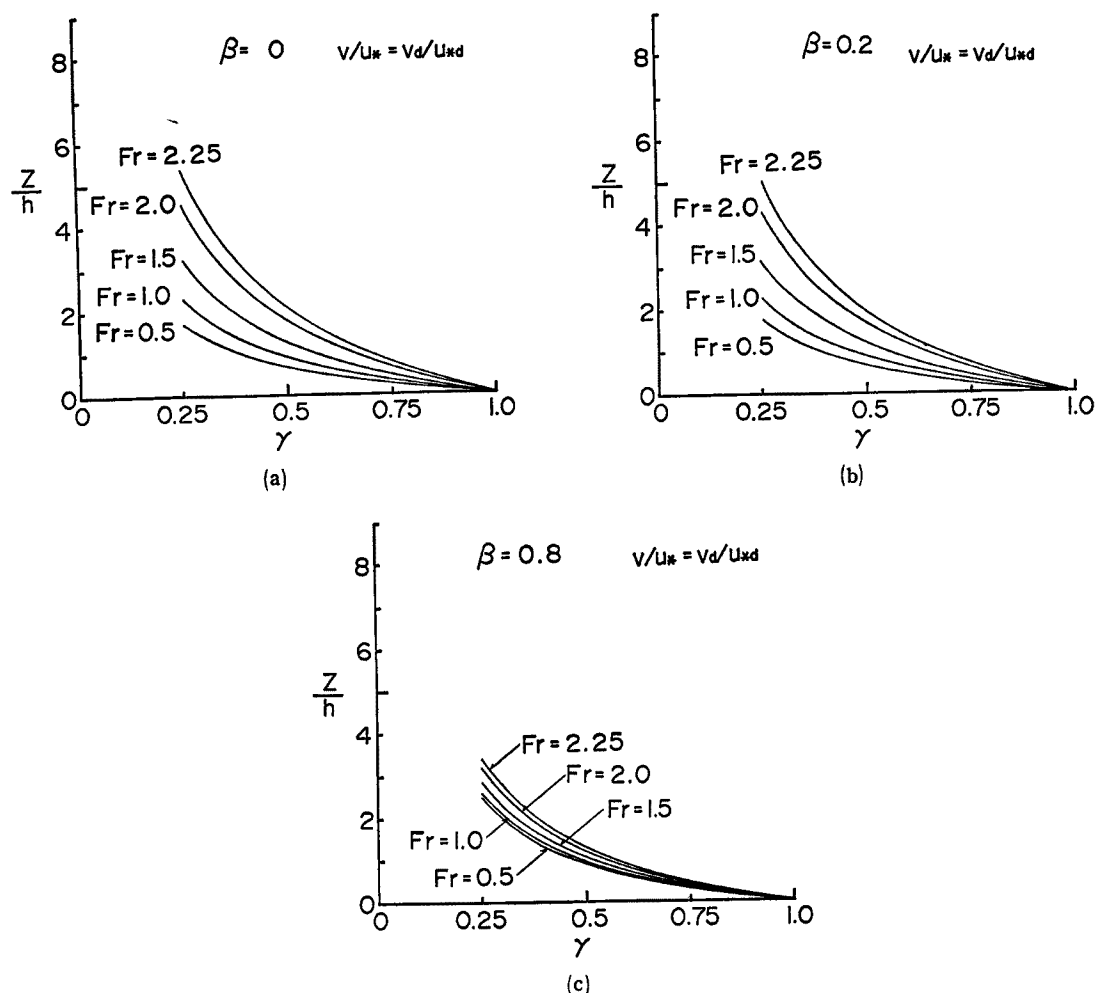


Fig. 3 Relation between non-dimensional value of river bed aggradation Z/h in an equilibrium state due to width contraction of sabo dam and the contraction ratio $\gamma (=B_d/B)$, where h =flow depth, F_r =Froude number and $\beta = u_{*c}/u_{*}$.

定して、流量、流砂量の変化に伴う砂防ダムの土砂調節機構を検討した。さらに、定常流、かつ給砂のない状態で通水し、水みち侵食の過程を実験的に調べた。実験条件は Table 1 のとおりである。Run 1, Run 1' および Run. 2 は土砂調節に関する実験、Run 3 は水みち侵食に関する実験である。Table 1 (a) 中の I_* は与えた流量、流砂量に対応する平衡勾配である。

実際には、掃流砂量式として芦田・道上式を用い、 I_* に対応する流砂量を算定して、それを上流から給砂した。流量は Fig. 5 に示すように、ある時点 (t_1) までは一定流量 (Q_{min}) とそれに対応する流砂量を与えて、ほぼ平衡な初期河床形状を形成し、その後洪水流量として、三角波形のハイドログラフと各時点での流量に対応する流砂量を Fig. 5 のように繰り返し与えた。なお、初期河床は、水通し天端から I_* の勾配で与えており、平衡状態になるまでの時間の短縮をはかった。

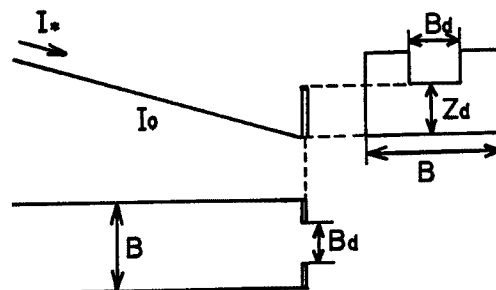


Fig. 4 Experimental flume.

Table 1 Experimental condition

(a)								
	B (cm)	B_d (cm)	Z_d (cm)	I_0	I_*	Q_{min} (l/s)	Q_{max} (l/s)	d_m (cm)
Run 1	50	25	8	1/50	1/300	4	16	0.0496
Run 1'	50	25	8	1/56	1/300	4	16	0.0496
Run 2	50	25	8	1/30	1/50	7	15	0.282

Q_{min} , Q_{max} are shown in Fig. 5

(b)								
	B (cm)	B_d (cm)	Z_d (cm)	I_0	I_1	L (m)	Q (l/s)	d_m (cm)
Run 3	50	25	20.19	1/21 · 23	1/30	8	3	0.282

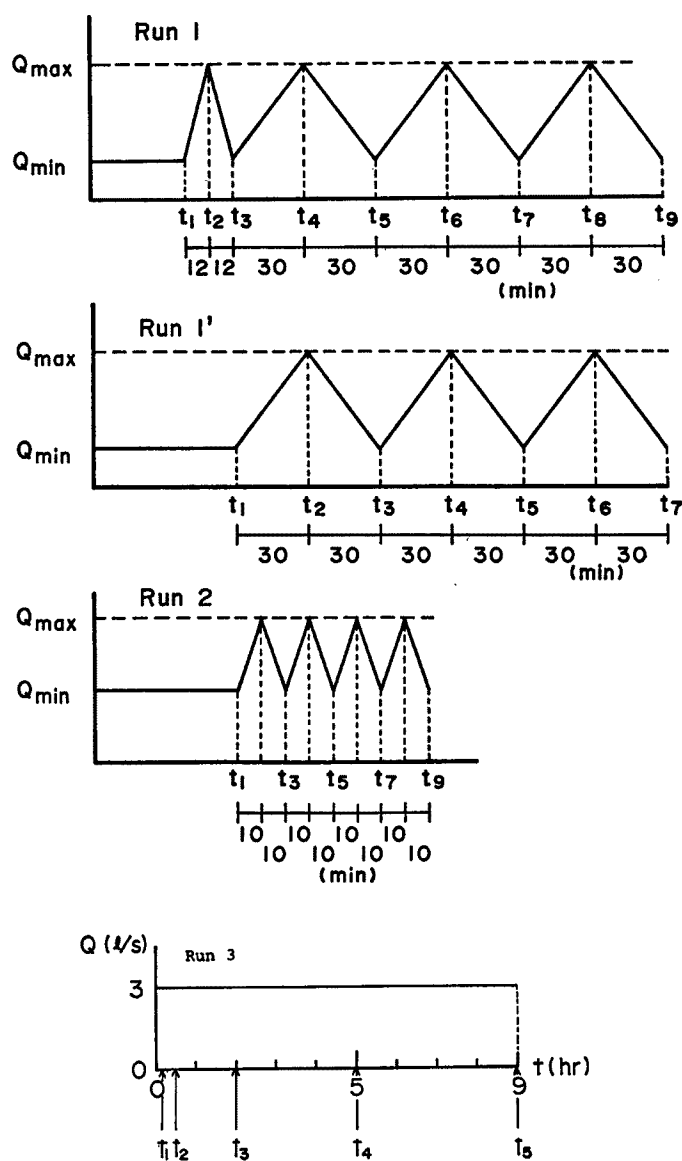


Fig. 5 Discharge hydrograph for experiment.

河床位と水位の計測は流量が最大値および最小値となる時点で行なった。また、適当な時間間隔で流出土砂量を計測した。

Table 1(b) 中の I_1 , L は初期堆砂勾配および堆砂長さ, I_0 は水路勾配である。 $Q=3\text{ l/s}$ の一定流量を9時間流し, その間河床位と水位を5回計測した。計測時点は Fig. 5(b) に示す。河床位を計測するために一時給水をストップしたが, それによる河床位の変形はほとんどなかった。 $Q=3\text{ l/s}$ は水が全幅流れているときに掃流力が限界掃流力付近になるように定めたものである。なお Run 3 においては給砂は行っていない。実験に使用した砂の粒度分布は Fig. 6 に示すように, ほぼ一様である。

3.2 洪水流によるダム上流の河床変動と砂防ダムの土砂調節

Run 1 では, ダム堆砂域において常流, Run 2 では射流になることをねらって実験条件を設定した。Fig. 7 は小規模河床波の領域区分図である。図中の数字は時刻No.を示す。Run 1 は Transition, Run 2 は Upper Regime の領域にある。実験の結果では Run 1 では砂堆, Run 2 では最小流量時には交互砂州, 最大流量時には Semi-bar が生じていた。Fig. 8 は設定した給砂勾配 I_* (Run 1: $1/300$, Run 2: $1/50$) に対して実際のダム堆砂域等流部における河床勾配 i_B がどのようになっていたかを示しているが, Run 1 では比較的良好一致しており,

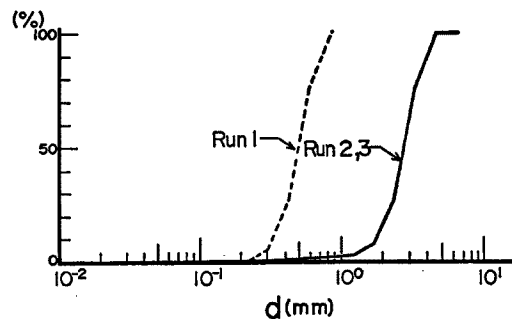


Fig. 6 Grain size distribution of sand for experiment.

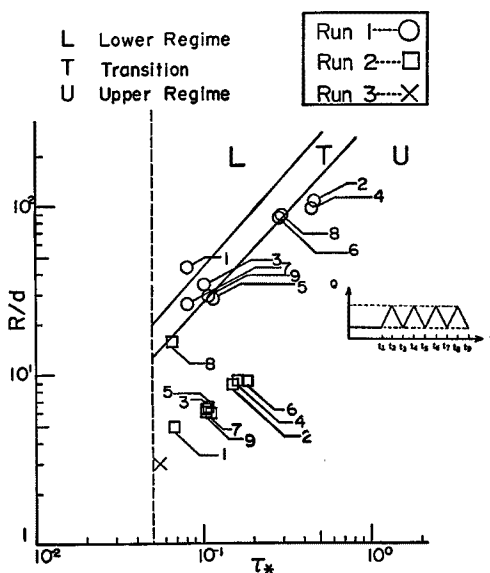


Fig. 7 Regime of bed configuration.

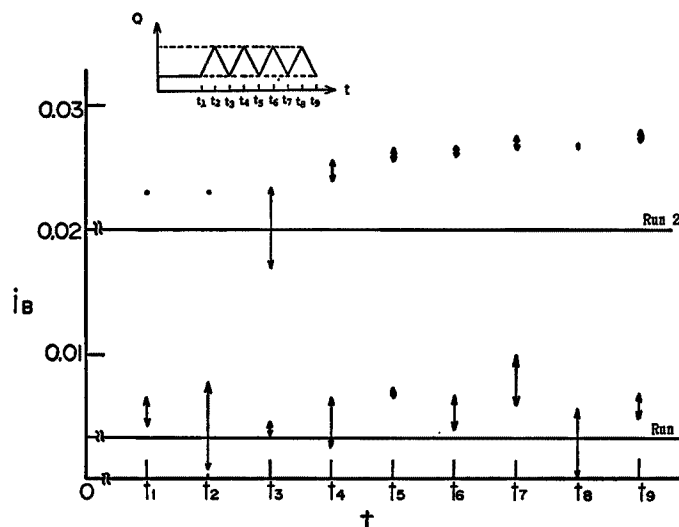


Fig. 8 Temporal variation of sediment bed slope.

Run 2 では i_B が I_* よりも幾分大きくなったが、流砂量式の精度から考えてやむを得ない。

Fig. 9 は Run 1 の第 2 波における時刻 t_3, t_4, t_5 の河床位、水位、エネルギー水頭を示したもので、Fig. 10 は同じく第 4 波の時刻 t_7, t_8, t_9 の値を示したものである。いずれも、流量が最大となる時刻 t_4, t_8 においてダム直上流部の河床位が上昇している。また、 t_3 と t_5 の河床位を比較すると、ダム直上流部の河床高はほぼ一致しているのに対し、ダム堆砂域の上流付近では t_5 の方が高く、ダム堆砂が上流に遡上している

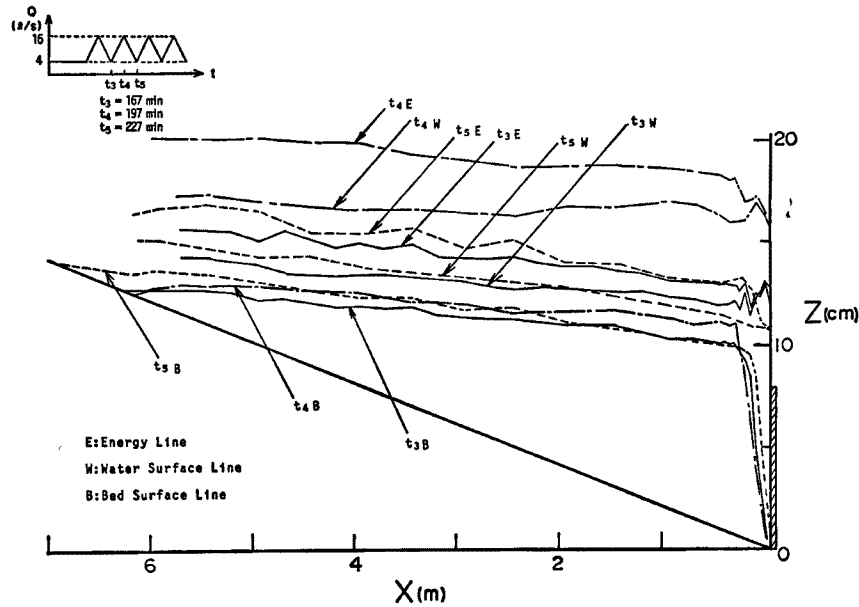


Fig. 9 Profiles of sediment bed, water level and energy head at t_3, t_4 and t_5 in Run 1.

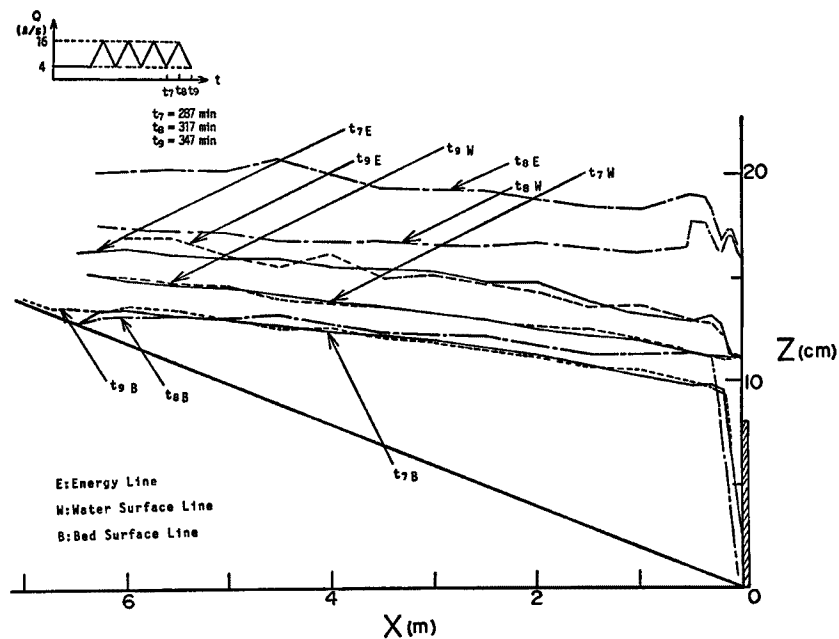


Fig. 10 Profiles of sediment bed, water level and energy head at t_7, t_8 , and t_9 in Run 1.

ことがわかる。しかし、時刻 t_1 と t_9 の河床位を比較すると、これらはほぼ一致しており、1洪水中にダム堆砂域に流入する土砂量と流出する土砂量とが等しくなっていることを示している。このように、同じ洪水を何波か繰り返し与えると、1洪水中の流入土砂量と流出土砂量が等しくなる平衡状態が生じるが、その場合でも、1洪水期間中には、流量の上昇期、とくに最大流量付近で河床が上昇し、減水期には上昇した部分が侵食されるために、砂防ダムは、流入土砂量のピーク値を減少させて流出させる土砂調節効果を示す。

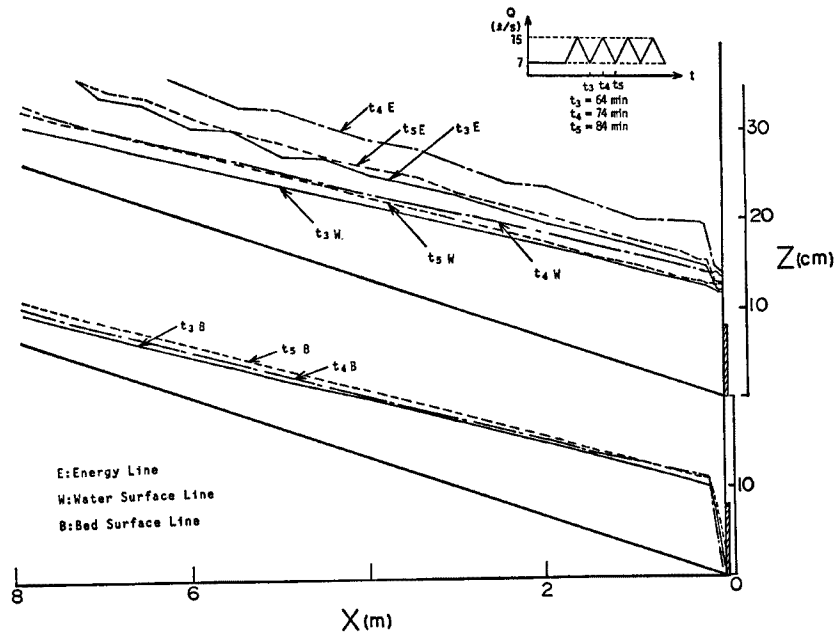


Fig. 11 Profiles of sediment bed, water level and energy head at t_3 , t_4 and t_5 in Run 2.

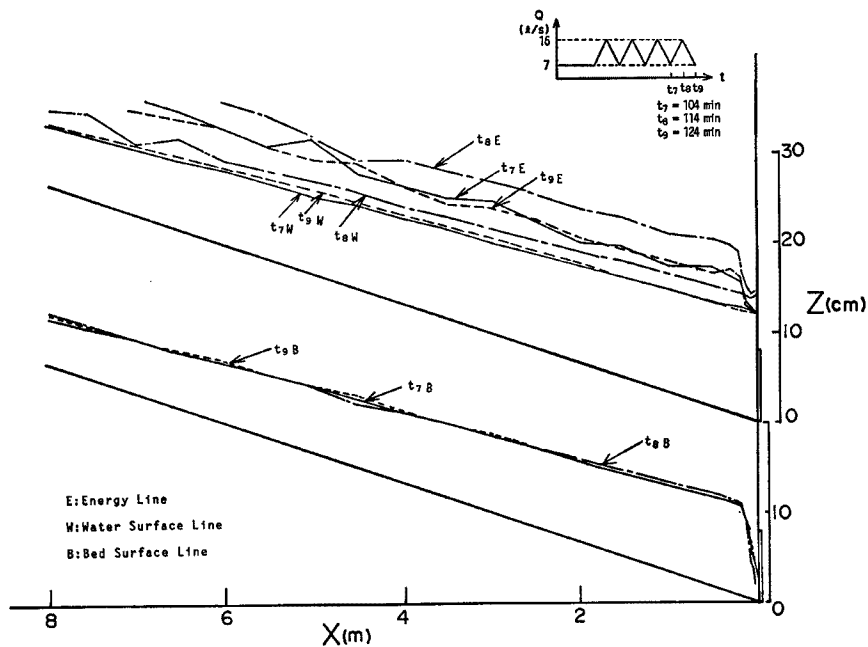


Fig. 12 Profiles of sediment bed, water level and energy head at t_7 , t_8 and t_9 in Run 2.

Run 2 についても上と同様に河床位、水位、エネルギー水頭の各時刻における値を重ね合わせたものが、Fig. 11 および Fig. 12 である。Run 2 においては Run 1 に比して、ダム直上流部の河床位の変動が顕著でない。この原因は、最小流量と最大流量の比が Run 1 では 1:4 であるのに対し、Run 2 では 1:2.1 と小さいためではないかと思われる。また、 t_3 と t_5 、 t_7 と t_9 の河床位を比較すると、 t_5 および t_9 の方が高くなっており、河床形状は平衡になったとは言えない。しかし、 t_7 と t_9 の差は t_3 と t_5 の差に比べて小さくなっており、次第に平衡状態に近づいているといえよう。

以上のように給砂勾配が一定であるにもかかわらず、流量の変化に伴ってダム堆砂域の侵食・堆積が起きている。その原因は、流量が大きくなるほどダム水通し部のせき上げ効果が大きくなり、河床高が上昇することにある。前章で示した平衡河床高の理論から求めたダム直上流の河床上昇量と実験値とを比較したものが Fig. 13 である。最小流量に対して、両者はよく一致しているが、最大流量に対しては、実測値は理論値よりも小さい。これは、ダム直上流部の河床高が平衡状態に到達するまでにある程度の時間が必要であり、それが河床低下よりは河床上昇の方が長い時間、最大流量時の河床高が平衡河床に達する前に流量が変化することによるものであろう。このように考えると、流量の時間的変化が大きいほど、河床高の平衡河床高

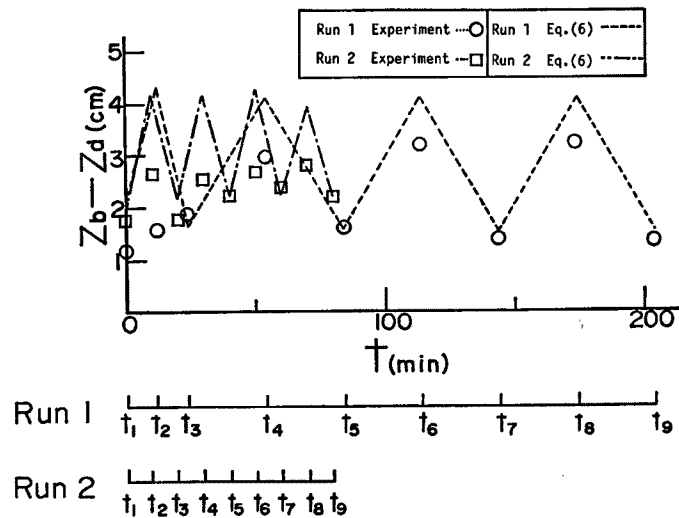


Fig. 13 Comparison of the aggradation height in sediment bed at the section just upstream of dam and the value in an equilibrium state.

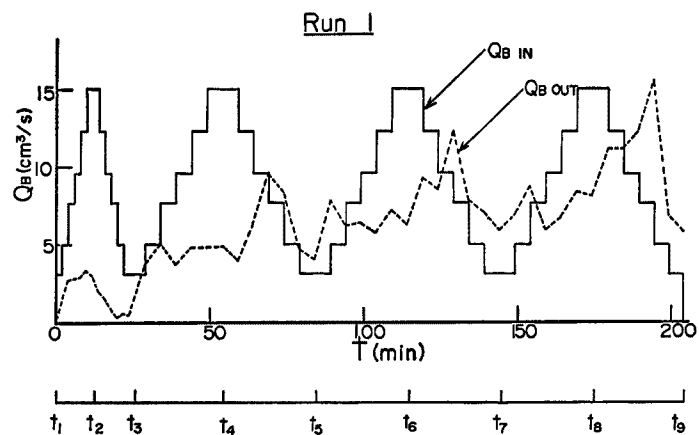


Fig. 14 (a) Variation in sediment discharge hydrograph in Run 1.

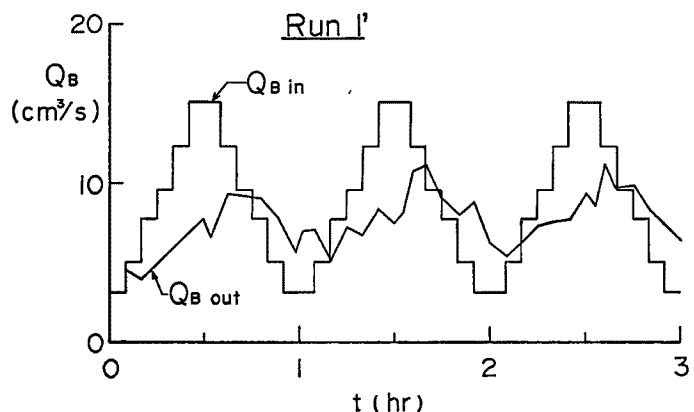


Fig. 14 (b) Variation in sediment discharge hydrograph in Run 1.

からのずれは大きくなるものと思われる。

ダム上流域からの流入土砂量とダムからの流出土砂量の比較を Fig.14(a), Fig.14(b) および Fig.15 に示す。砂防ダムは流入土砂量のハイドログラフを大きく変形させて流出させる。Run 1 では流出土砂量は変動しながら時間とともに増加していくが、第3波、第4波付近では一定の時間的变化に近づいている。この時点で、流量（流入土砂量）の大きい時には、ダム堆砂によって流入土砂量を大幅に減少させて流出させ、この堆砂分は小流量時に侵食される。一洪水についてみると、流入土砂量と流出土砂量がほぼ等しい状態に接近している。第4波の Q_{B0} のピークが非常に大きくなっているが、

これは河床波の局所的な影響によるもので、測定上のまずさによるものであり、実際にはもっと小さい値である。Run 1' についても第3波では、流入土砂量の総量と流出土砂量の総量はほぼ等しくなっているが、ピーク流量は大きく減少している。すなわち、砂防ダムは顕著な土砂量調節効果を発揮する。Run 2 では、流入土砂量に比して流出土砂量は全体的に少ない。これはダム堆砂勾配が初期勾配に比して時間的に大きくなっており、まだ平衡状態に

到達していないことによる。しかし、第3波、第4波についてみると最大流入土砂量に対して流出土砂量は大幅に減少しているが、流量減少時には、流入土砂量と流出土砂量はほぼ同じであって、Run 1 と同様な土砂調節効果も認められる。すなわち、この場合には、ダム堆砂勾配が時間的に大きくなっている作用と、流量変化による土砂量調節効果の二つの作用によって、流砂量ハイドログラフは大きく変形している。

3.3 定常流による水みち侵食過程

洪水時にダム上流に堆積した土砂を洪水後の流量で侵食して流下させることや、その侵食形態が一般に水みち侵食であることは認められているが、それが土砂調節容量の回復にどの程度の効果を持っているかについては十分な定量的検討がないように思われる。したがって、これについての定量的評価法を確立する必要があるが、本論では、その基礎として、水みち侵食の過程を実験的に検討することにする。実験条件は Table 1 の Run 3 であり、全幅流れたときにはほぼ限界掃流力の状態にあるが、レゾーム理論 ($B=5Q^{1/2}$ m-sec 単位) から求められ

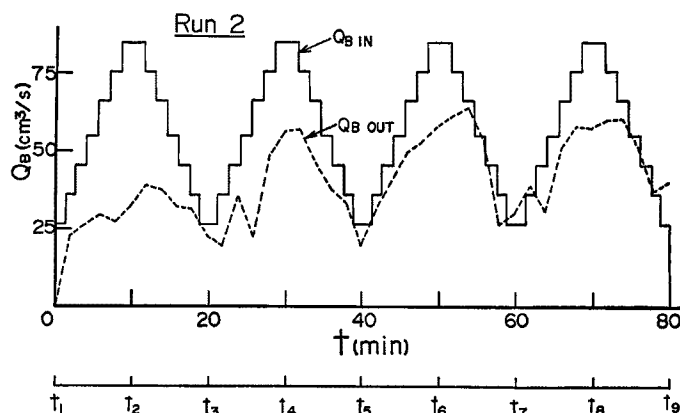


Fig. 15 Variation in sediment discharge hydrograph in Run 2.

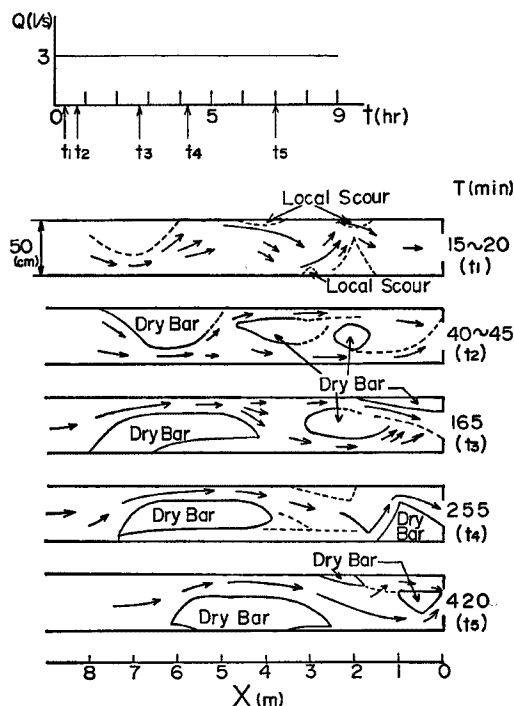


Fig. 16 Temporal variation of the channel pattern in sediment bed upstream of dam in Run 3.

る流水幅は 27 cm であって、全幅 50 cm より小さく、水みちが形成される条件にある。通水開始後数分間で初期に横断方向に平坦に敷いた砂面に交互砂州が発生し、流れは砂州上の最も流れやすい場所に集中して水みちが形成される。**Fig. 16** はいろいろな時点における砂州と流れの状況を示しているが、水みちは時間的に左右に振れており、水みち侵食によって、断面全体の堆積物を侵食して行く様子が知られる。**Fig. 17** は各測定断面における平均河床位の縦断形状の時間的変化、**Fig. 18** は最低河床位についてのそれを示した

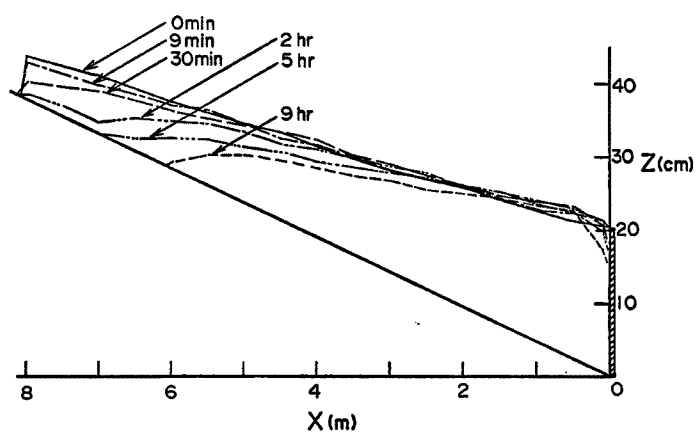


Fig. 17 Temporal variation in the profile of the averaged bed height.

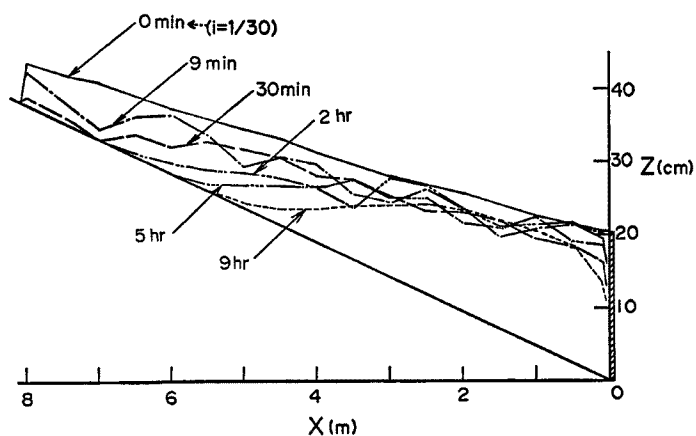


Fig. 18 Temporal variation in the profile of the lowest bed height.

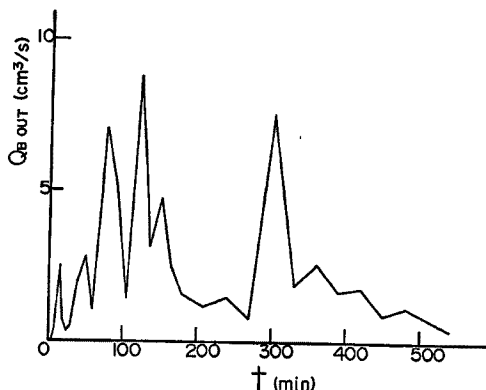


Fig. 19 Temporal variation in the sediment discharge through dam.

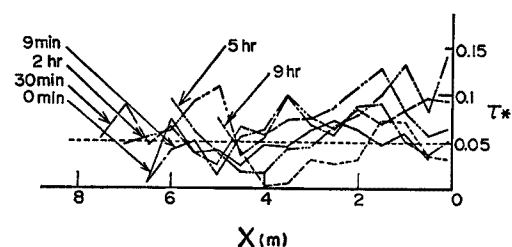


Fig. 20 Temporal variation in the profile of tractive force obtained from the mean flow depth.

ものである。流出土砂量の時間的变化は Fig. 19 のとおりである。初期には掃流力が限界掃流力付近にあって、流出土砂量はほとんどないが、水みちの形成とともに掃流力が大きくなり、流出土砂量は増加していく。しかし、9 時間通水後には河床勾配はかなり減少し、限界掃流力に近づいているため、流出土砂量も低減して 0 に漸近している。Fig. 20, Fig. 21 は断面平均掃流力および最深部での掃流力の縦断分布の時間的变化である。掃流力は、初期には限界掃流力付近であるが、水みちの形成とともに大きくなり、 $t=9$ 時間では、河床勾配の低下に伴ない、また限界掃流力に近づいてきており、流出土砂量の変化とよく対応している。また、水みち侵食による河床低下は、縦断的に一様に起こるのではなく、ある部分が侵食されるとそのすぐ下流部では堆砂がおこるというように侵食と堆積を繰り返しながら全体的には少しずつ侵食されていくことが実験により観察された。Fig. 18 の $t=9$ 分と 30 分の河床位の縦断形状は

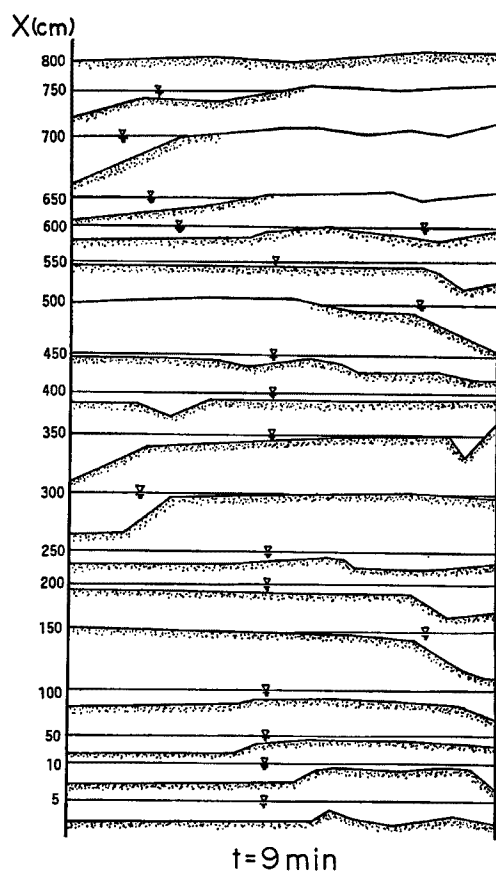


Fig. 22 (a)

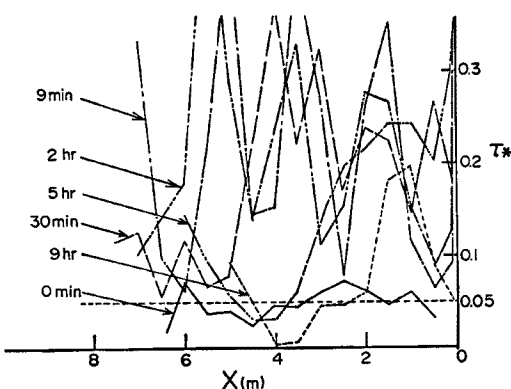


Fig. 21 Temporal variation in the profile of tractive force calculated by using the maximum depth of the stream.

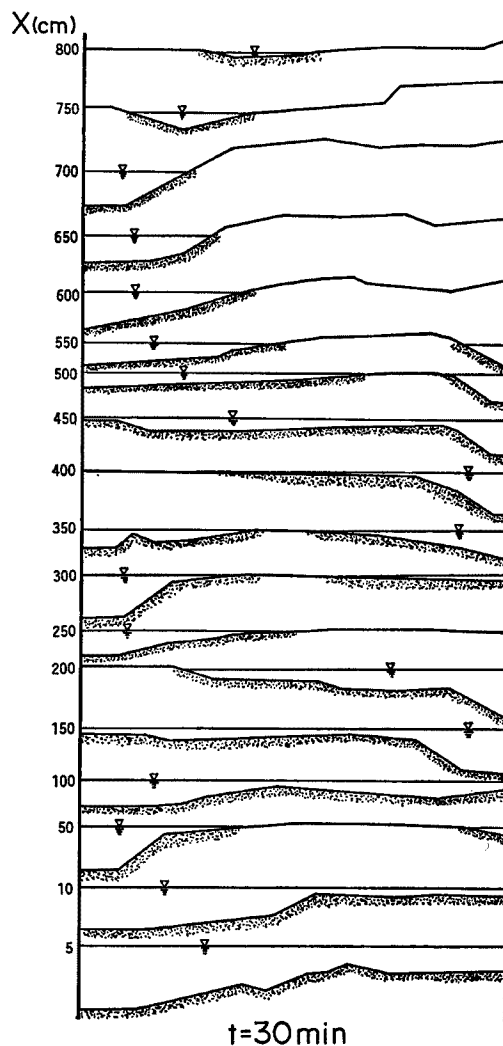
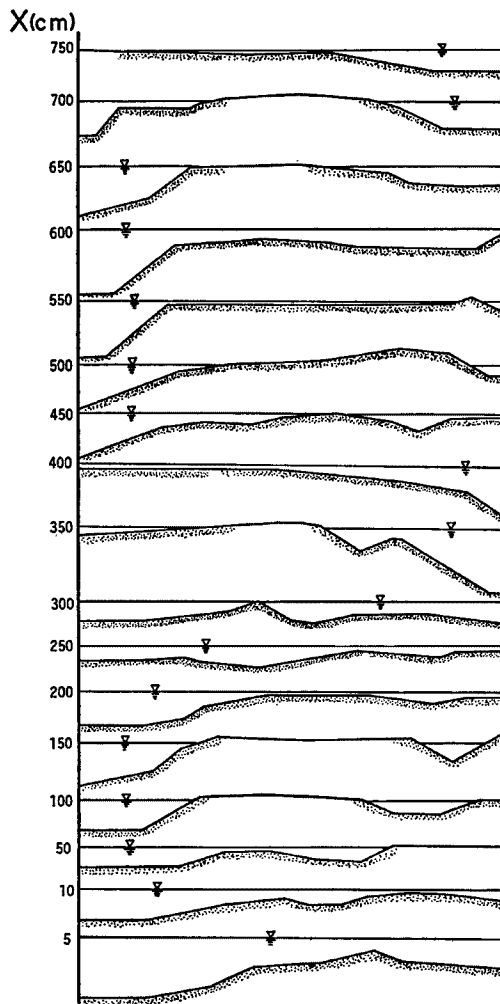
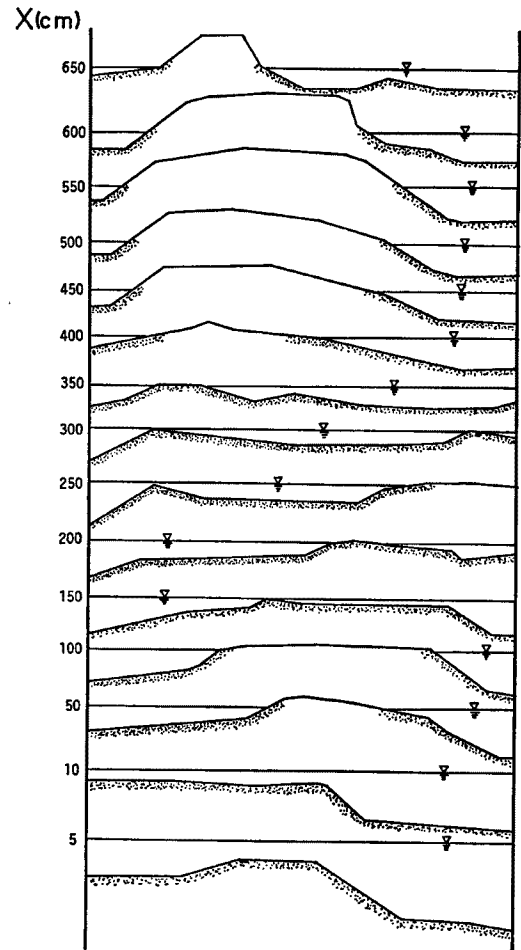


Fig. 22 (b)



$t = 2 \text{ hr}$
Fig. 22 (c)



$t = 5 \text{ hr}$
Fig. 22 (d)

この事実を表わしている。**Fig. 22(a)～(e)**は河床の横断面図を縦にならべて書いたものである。これによると、通水後9分で既に交互砂州が発生して流れの集中・発散が起こっていることがうかがえる。砂防ダム直上流部の河床形状は平水時では側壁近傍が低く、中央部分が高いということが報告²⁾されているが、この実験においても $t = 9$ 時間においてそのようになっている。**Fig. 22**でも分かるように川幅は場所的、時間的に変化している。**Fig. 23**は川幅の縦断分布の時間的变化を示したものである。なお、ここでの川幅は水面幅としており、主流部の幅とは若干異なる。同図にはレジーム則による川幅を記入している。

以上、水みち侵食についての一実験例について述べたが、それは、流路の形成とその変動を伴った極めて複雑な二次元的な現象であって、侵食量を予測するためには、二次元的解析手法が必要である。しかし、近似的な予測には、流量に対する流水幅を予め与え、一次元解析法を適用することもある程度可能であろう。その際流水は流水幅 b を保って横方向に振れながら断面全幅 B の河床を侵食するものとして、流路幅 b に対する河床変動の一次元解析法で、 Δt 時間に河床が ΔZ だけ低下するという結果が得られた場合には、実際には全幅 B の河床が ΔZ 低下するのに $\Delta t \cdot (B/b)$ 時間を要すると見なす必要がある。すなわち $\Delta t \cdot (B/b)$ 時間に水路全幅 B の土砂が ΔZ 低下することになる。これはあくまでも一次元的な解析法を二次元的な現象予測に近似的に適用する便法であるので、実際の現象を必ずしも正しく表現しているものでは

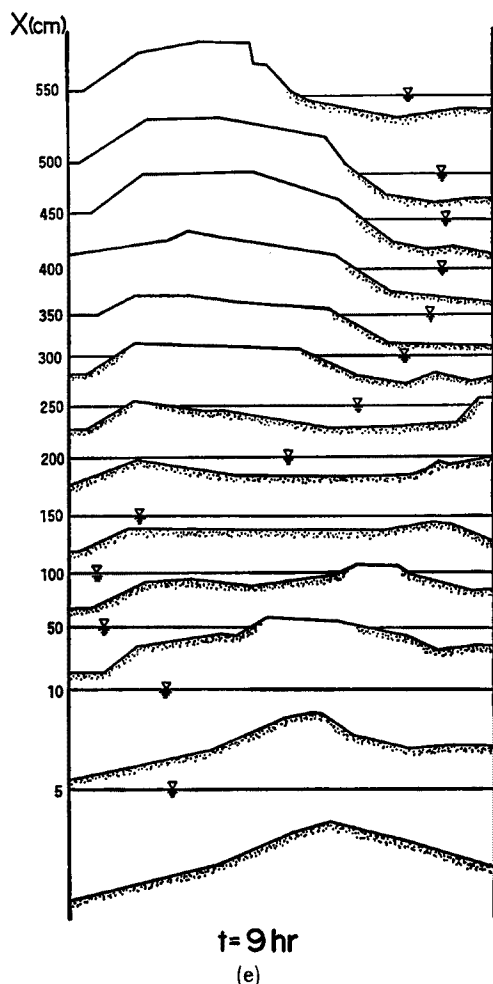


Fig. 22 Cross-section of the channel in Run 3.

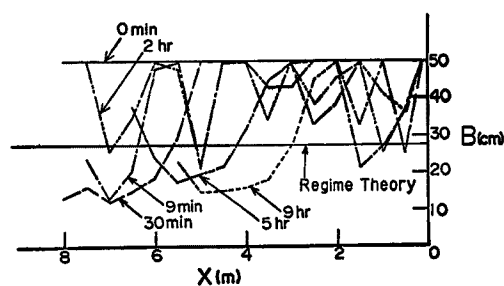


Fig. 23 Temporal variation in the profile of channel width.

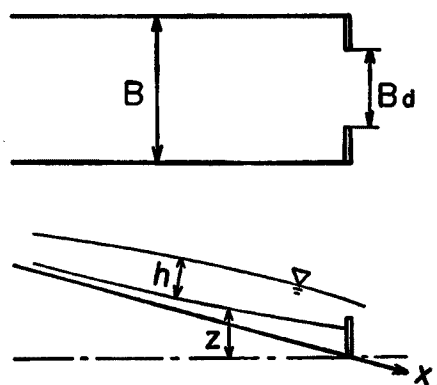


Fig. 24 Notation.

ない。したがって、その適用性については検討することが必要である。

さらに、水みち侵食において考慮すべき重要なことはアーミング現象の存在である。本論の実験においては比較的一様な砂を用いたためアーミング現象が生じなかったが、実際にはアーミング現象が作用して、平水流量による侵食効果をそれほど期待できない場合が多いかも知れない。アーミング現象を考慮した河床変動の解析を行う必要がある。

4. 土砂調節の評価法

4.1 基礎方程式と差分表示

土砂調節を定量的に評価するためには、適切な境界条件のもとにダム上流域の河床変動の解析を行う必要がある。これに対して一次元解析法を適用することにすれば、その基礎方程式は以下のようなものである（記号は Fig. 24）。流水の運動方程式は

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{2g} \frac{\alpha Q^2}{B^2 h^2} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} + \frac{u_*^2}{gR} = 0 \quad (7)$$

流砂量式¹⁾は

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 17 \tau_{*c}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \quad (8)$$

ここに, $\tau_{*c} = u_{*c}^2/sgd$, $\tau_* = u_*^2/sgd$, $s: \sigma/\rho - 1$, σ : 砂の密度, ρ : 水の密度, d : 粒径, q_B : 単位幅掃流砂量また, u_{*c} は,

$$v/u_{*c} = 6.0 + 5.75 \log_{10}(R/k'_s) \quad (9)$$

ここに, v は断面平均流速である。

$$k'_s = d(1 + 2\tau_*) \quad (10)$$

河床変動の式は

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

抵抗則は

$$v/u_* = 6.0 + 5.75 \log_{10} R/k_s \quad (12)$$

k_s は河床のレジームごとに推定する必要があるが, 平坦河床の場合には式(10)によって与えられる。

上の諸式を差分表示する。まず, 式(7)を差分の形に表示すると,

$$\frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q}{B_{i+1} h_{i+1}^n} \right)^2 + h_{i+1}^n + Z_{i+1}^n + \frac{I_{i+1}^n}{2} \Delta x = \frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q}{B_i h_i^n} \right)^2 + h_i^n + Z_i^n - \frac{I_i^n}{2} \Delta x \quad (13)$$

ここに,

$$I_i^n = \frac{Q^2}{(B_i)^2 (h_i^n)^2 g R_i^n \left\{ \left(\frac{v}{u_*} \right)_i^n \right\}^2} \quad (14)$$

h_i^n : i 断面における n 時刻の水深, その他の諸量についても同様である。

式(8)の差分表示は,

$$\frac{q_{Bi}^n}{\sqrt{sgd^3}} = 17 (\tau_{*ci}^n)^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*i}^n}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_{*i}^n}\right) \quad (15)$$

摩擦速度は式(12)より次式で表わされる。

$$u_{*i}^n = v_i^n / (6.0 + 5.75 \log_{10} R_i^n / k_s) \quad (16)$$

河床変動の差分式は次のようである。

i) $F_r > 1$: 河床の微小擾乱の伝播の向きは下流から上流である。したがって差分スキームの取り方は距離に関して前進差分, 時間に関して前進差分となり,

$$\frac{Z_{i+1}^{n+1} - Z_i^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{q_{Bi+1}^n - q_{Bi}^n}{\Delta x} = 0 \quad (17)$$

ii) $F_r < 1$: 河床の微小擾乱の伝播の向きは, 上流から下流であり, 差分スキームは距離に関して後退差分, 時間に関して前進差分である。すなわち,

$$\frac{Z_{i+1}^{n+1} - Z_i^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{q_{Bi}^n - q_{Bi-1}^n}{\Delta x} = 0 \quad (18)$$

上の差分近似を用いると i 断面と $i+1$ 断面間で跳水が起こるときには, $i, i+1$ 断面の河床位を定めることができない。この場合には, 次のように差分近似を行う。

$$\frac{Z_{i+1}^{n+1} - Z_i^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{q_{Bi+1}^n - q_{Bi}^n}{\Delta x} = 0 \quad (19)$$

$$\frac{Z_{i+1}^{n+1} - Z_{i+1}^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{q_{Bi+1}^n - q_{Bi}^n}{\Delta x} = 0 \quad (20)$$

また、流れが常流から支配断面を経て射流に移移するところでは、中央差分を用いる。すなわち $i-1$ 断面は常流、 $i+1$ 断面は射流、 i 断面に限界水深が生じているとすると、 i 断面の河床位は、 $i-1$ と i 断面の流砂量の差によって求まる変動量と、 i と $i+1$ 断面の流砂量の差により求まる変動量の平均だけ変動するとして、

$$\frac{Z_i^{n+1} - Z_i^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{q_{Bi+1}^n - q_{Bi-1}^n}{2\Delta x} = 0 \quad \dots\dots\dots(21)$$

また、抵抗則は次のように差分近似した。

$$(v/u_{*})_i^n = 6.0 + 5.75 \log_{10} \{R_i^n / d(1 + 2\tau_{*i}^n)\} \quad \dots\dots\dots(22)$$

4.2 境界条件

境界条件は次のように定めた。

(i) 上流端：流量は時間の関数として与えた。給砂量は、その流量が勾配 I_* （給砂勾配）の河床上を流れるときの等流水深を計算し、それに見合った流砂量とした。

(ii) 下流端：ダム上流域の流れが常流の場合にはダム地点でその水通し幅と流量に対する限界水深を与えた。射流の場合には、ダム地点の限界水深が上流から追跡して求めたダム地点の共役水深より高ければ、限界水深を与え、低ければ射流域の水面追跡を行なった。また、ダムが未満砂のときにはダムの1断面上流から流入してきた土砂はすべて堆積させ、ダムが満砂した後は、すべて流出させた。

4.3 土砂調節計算法の実験結果への適用

上に述べた計算法の妥当性を検討するため第3章で述べた実験に適用する。Fig. 25, Fig. 26 は Run 2 の条件下での時刻 t_8 （最大流量時）、 t_9 （最小流量時）の計算値と実験値との比較である。河床勾配は計算値の方が多少緩やかになっているが、流砂量式の精度を考慮するとやむを得ないであろう。時刻 t_8 において、ダム直上流部の河床高は実験値と計算値はよく一致している。時刻 t_8 においては計算値の方が若干高くなっているが、これは計算においてダム堆砂域の流砂能力を過大に見積ったためと考えられる。Fig. 27 は流出土砂量の計算値と実験値とを比較したものである。これによると、洪水の第1波ではダム堆砂域の流砂能

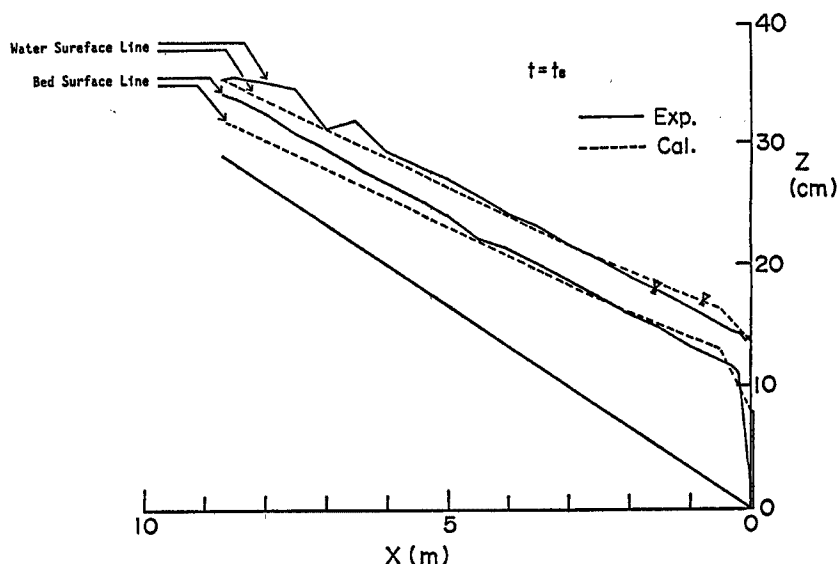


Fig. 25 Comparison between the calculated and experimental values for bed and water surface profiles at t_8 in Run 2.

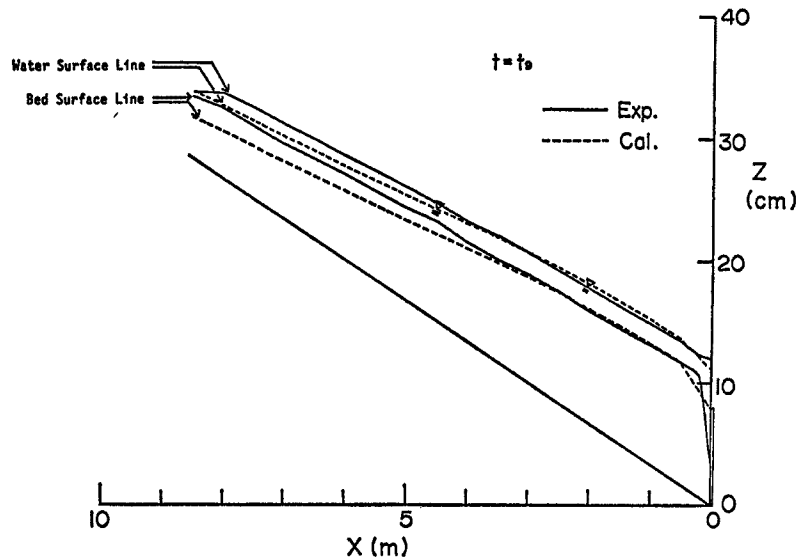


Fig. 26 Comparison between the calculated and experimental values for bed and water surface profiles at t_0 in Run 2.

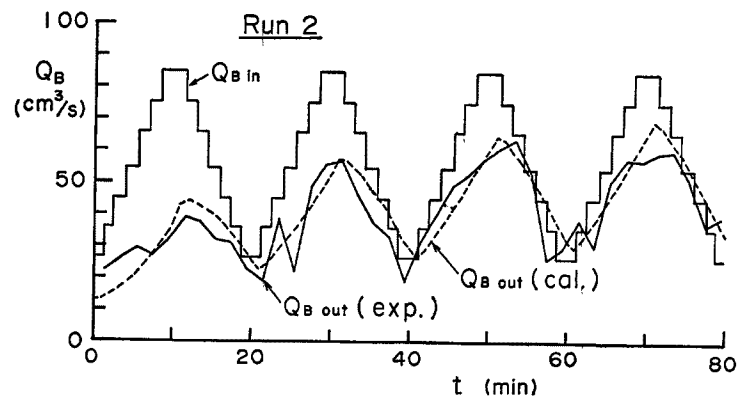


Fig. 27 Comparison between the simulated and the experimental results for sediment discharge.

力の違いにより計算値の方が少し大きな値となっているが、第2波以後は両者は比較的良好に一致している。以上により Run 2 の条件下、すなわちダム堆砂域において流れが射流となっている条件下では妥当なシミュレーションを行なっていると言える。一方 Run 1 は、ダム堆砂域において常流が生じたり射流が生じたりする条件になっており、このような場合には、ダム地点の流れが、常流から射流へ、あるいは射流から常流へ遷移するとき、流出土砂量が振動してまだ的確に実験結果を再現するに至っていない。流砂の非平衡性を考慮するなど、ダム地点近傍の計算方法の改善をはかる必要がある。

堆砂域全域が常流の場合には、とくに計算上の問題点はないものと思われる。

5. 砂防ダムの土砂調節機能

5.1 土砂調節機能の評価指標

Fig. 29 に示すように、砂防ダムは流入土砂量 $Q_{Bi}(t)$ の波形を $Q_{Bo}(t)$ に変形させる。砂防ダムを機能的

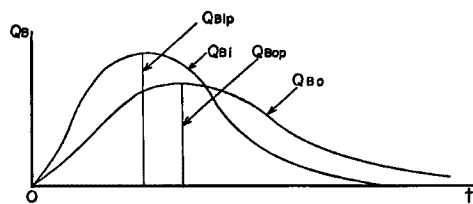


Fig. 28 Sediment control by a sabo dam.

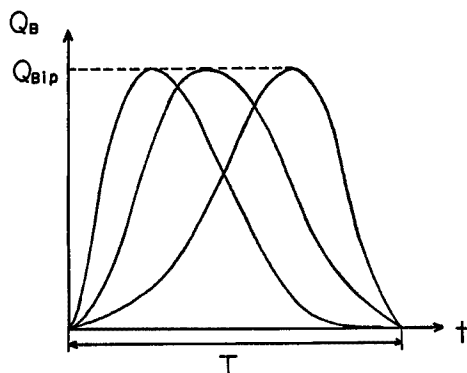


Fig. 29 Input hydrograph of sediment discharge.

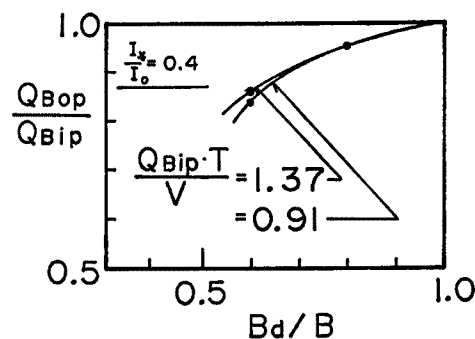
に配置するためには、その変化を定量的に評価することが必要であるが、ここでは、調節機能を典型的に示す指標として Q_{B0p}/Q_{B1p} を選び、これと水通しによる流水幅縮小率の関係について検討する。

5.2 土砂調節機能に及ぼす流路幅縮小率の効果

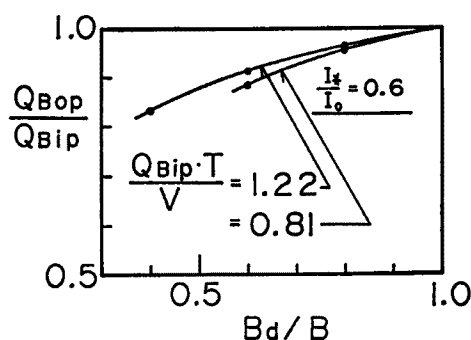
まず、土砂調節の指標 Q_{B0p}/Q_{B1p} を支配すると考えられる要素としては、流入土砂量の波形 (Fig. 29)、水通し幅と上流河道幅の比 B_d/B 、砂防ダムの規模(代表値としてダムの天端から引いた水平面、元河床およびダムにより囲まれる体積 V で表わす)、河床勾配 I_0 に対する給砂勾配 I_* の比、などが考えられるが、次元解析の考察から、 Q_{B0p}/Q_{B1p} は次のような関数になると考えられる。

$$Q_{B0p}/Q_{B1p} = f(Q_{B1p} \cdot T/V, B_d/B, I_*/I_0, \dots) \quad (17)$$

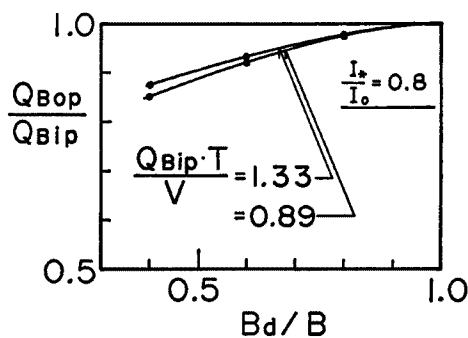
ここに、 Q_{B1p} : 流入土砂量のピーク値、 Q_{B0p} : 一洪水における流入土砂量と流出土砂量の各総量が等しくなるまで繰り返し洪水波を与えたときの流出土砂量のピーク値、第3章に述べたシュミレーションの手法を用いて、洪水の20波目における Q_{B0p}/Q_{B1p} と B_d/B の関係を $Q_{B1p} \cdot T/V$ と I_*/I_0 をパラメータとして示したものが Fig. 30(a), (b), (c) である。これによると、 Q_{B0p}/Q_{B1p} に対する B_d/B の影響は大きい。すなわち大きな土砂調節効果を持たせるためには、水通しによる流水幅の縮小率を大きく取る必要がある。極端な場



(a)



(b)



(c)

Fig. 30 Relation between the magnitude of sediment control and the contraction ratio (B_d/B) obtained by simulation.

合を考えると、砂防ダムの代りに流水幅だけを狭くするような構造物によっても大きな流出土砂調節効果を持たせることが可能である。

また、Fig. 30 によると、同一の B_d/B において、ダムの規模に対する流入土砂量の規模が小さいほど、また、 i_{*}/i_0 が小さいほど土砂調節機能が大きいことがわかる。

6. 結 語

以上、砂防ダムの土砂調節機能に関して理論的、実験的研究を行い、土砂調節量を定量的に評価する手法を提案した。この手法による計算結果と実験結果とを比較して、ダム上流部に射流→常流、常流→射流の流れの遷移が生じるような場合についての計算法についてはなお改善を加える必要があるが、その他の場については計算結果と実験値とはかなりよく一致することが知られた。さらにこの手法を用いたシミュレーションによって、ピーク流出土砂量低減に対する砂防ダム水通し部による流水幅の縮小の効果を検討した結果、流水幅の縮小率が大きくなるほど、ピーク流出土砂量の低減の割合が急激に大きくなることが知られた。この事は砂防ダムの代りに流水幅だけを狭くするような構造物によっても大きな流出土砂調節効果を持たせることが可能であることを意味している。今後、砂防ダムに、水通しによる流水幅の縮小による土砂調節効果を積極的に取り入れるような事を考える必要があろう。本論に述べた土砂調節の評価手法は、そうした場合の効果を定量的に評価することを可能にするものである。

今後、小流量時におけるダム堆砂の侵食による容量回復に関して、アーマリング現象を含めた水みち侵食の問題について検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 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第 206 号，1972。
- 2) 東 三郎：低ダム群工法の原理と効用に関する実証的研究，文部省科学研究費補助金試験研究(2)，1980。