

## 山地流域における出水と土砂流出 (9)

芦田 和男・高橋 保・沢田 豊明

### RUNOFF PROCESS, SEDIMENT YIELD AND TRANSPORT IN A MOUNTAIN WATERSHED (9)

By *Kazuo ASHIDA, Tamotsu TAKAHASHI and Toyooki SAWADA*

#### Synopsis

Observational studies of the runoff process, sediment yield and transport have been carried out in a mountain basin, Ashiaraidani (7.2 Km<sup>2</sup>), which is a tributary of the Jintsu River in Gifu Prefecture, Japan.

In the Hirudani experimental basin, which is one small tributary in the Ashiaraidani, the process and mechanism of sediment transport on the stream channel with sequential falls and pools were considered by means of the petrological and grain-size classification of transported gravels in reference to the geological distribution in the basin, and the relationships between flow rate and sediment discharge.

In the Ashiaraidani experimental basin, transport of gravels on the channel during a flood was investigated taking notice of the difference in the grain-size distributions in armoured bed and debris flow deposits. The mechanism of occurrence and behavior of debris flow were analyzed by the river bed variation before and after the passage of it and the concept of water balance.

#### 1. 緒 言

山地流域からの土砂流出は、その流出の過程において種々の自然環境の変化をもたらしており、山地が国土の大半を占める我が国において、水と土砂に関する多くの問題を引き起している。このような土砂流出は、崩壊、侵食などの土砂生産に始まり、河道における砂れきの輸送および貯留過程により種々の流砂現象を生起している。したがって、単純な流砂量式を適用して、このような現象を正しく予測することは困難である。著者らは、このような土砂流出に関して、一般的な流砂量の予測法を確立するために、1966年より、神通川水系焼岳に源を発する足洗谷流域において観測研究を継続してきた。

ここに、1979年の観測成果をまとめ、ヒル谷試験流域については、段階状のプールとシュートからなる河道における流砂機構について検討を行っている。また、足洗谷流域については、洪水時の砂礫の流出に関して、砂礫の移動限界や掃流砂量などの検討を行い、さらに上流域に発生する土石流の観測成果に基づいて、土石流の発生機構および土石流発生の限界流量などについて考察を行っている。

なお、本観測研究は昭和41年に穂高砂防観測所が設置されてから継続して行われており、従来の研究成果<sup>1)~12)</sup>を基礎としている。

#### 2. 試験流域および観測の概要

##### 2.1 足洗谷試験流域について

足洗谷試験流域 (6.5 km<sup>2</sup>) は、足洗谷流域 (7.2 km<sup>2</sup>) の下流部の深谷観測点より上流域に設定されている。この足洗谷は、神通川の源となっている蒲田川の支流で、焼岳火山 (標高 2,455 m) に源を発する土砂流出

の顕著な溪流である。足洗谷流域における土砂流出の特徴は、流域が地質的にも複雑で、古生層から新しい火山噴出物まで種々の地質によって構成されていることを反映している。とくに、侵食されやすい火山噴出物の堆積層や破碎された古生層から供給される土砂れきの流出が多く、とくに、支流の白水谷および黒谷では土石流の発生が多い。

このような流域において、洪水時の砂礫の流出や流路変動および土石流の発生・流動・堆積の機構を明らかにするために、Fig. 1 に示すように観測機器が配置されている。

足洗谷試験流域の出口の深谷観測点において、超音波水位計、レーダー流速計および TV カメラによって観測用水路における流量および砂礫の移動が観測されている。さらに、超高感度の TV カメラによって自然流路の状態も観測されている。

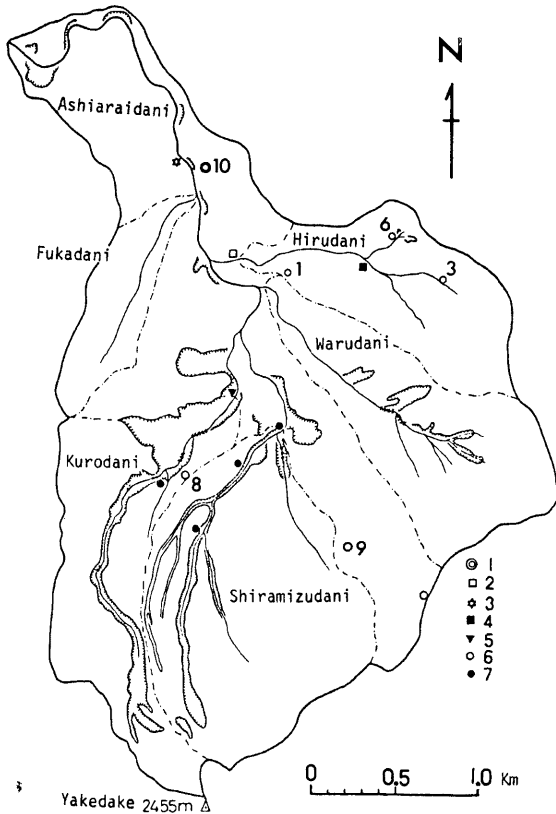


Fig. 1. Plan of the Ashiaraidani experimental watershed and the arrangement of equipment for observation.

- 1: The observatory, 2: Hirudani station,  
 3: Fukadani station, 4: Upper Hirudani station,  
 5: Kurodani station, 6: Pluviometers,  
 7: 8 mm cinecameras.

土石流の発生が多い白水谷および黒谷においては、その流域の出口において、8 mm カメラによって、水位と流れの状態が観測されている。

2.2 ヒル谷試験流域について

ヒル谷試験流域 (0.85 km<sup>2</sup>) は、Fig. 1 に示されるように、足洗谷試験流域に含まれる小流域で、現在のところ比較的流砂量が少く、流砂の形態も比較的単純な流域である。ヒル谷出口で観測される流砂の大半は、支川上流部の崩壊地から、通常は流砂のない本川へ流出し、本川河道の階段状河床特性によって変形し、下流へ伝播流出している。このような砂礫の流出過程を明らかにするために、支流出口において支流からの流量および流砂量の観測、本川上流部において本川の流量観測、流域出口において流砂の採集と流砂量および流量の観測、および本川河道の代表的なプールでの堆砂形状と水面形状の観測などが行われている。

その他、本川河道における砂礫の堆積量およびプールの形状などの調査が行われている。

3. 足洗谷流域における観測結果

3.1 足洗谷流域における出水と土砂流出の実態

出水と土砂流出の観測は、足洗谷中流部の深谷観測点において、1年中継続して行われているが、1979年の主な出水と土砂流出は、6月27日から7月3日、8月22日、9月21日および10月1日に発生している。

Fig. 2 および 3 は観測された出水の 1 例を示したものである。Fig. 2 は比較的規模の小さな出水の例で、この出水にともなう土砂流出の観測も行われた。Fig. 3 は土石流発生前の降雨と出水の状況を示している。土石流の発生は、その他に9月21日および10月1日も認められた。

深谷観測点の流量は、超音波水位計およびレーダー流速計の値から計算されたものである。黒谷観測点の流量は、8 mm カメラによって撮影された水位、流れの幅および砂防ダムを越流する際のナップの形状から推算されたものである。

深谷観測点における出水の短期的流出率 (ハイドログラフの立上がり点で水平分離) は、6月27日の出水

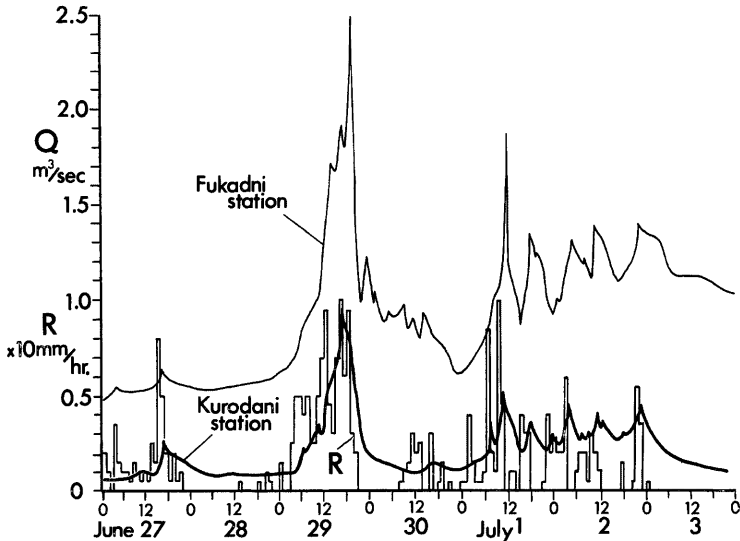


Fig. 2. The hydrograph of flood at Fukadani and Kurodani station.

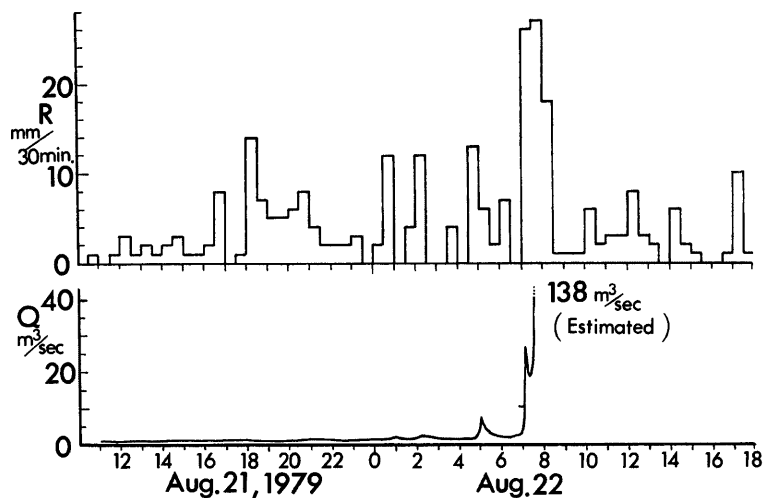


Fig. 3. The hydrograph of flood at Fukadani station.

が1.8%, 29日が9.8%, 7月1日から3日が16.6%としたいに流出率が大きくなっている。また、今回の出水では従来の出水に比較して降雨終了後もかなり洪水が継続することが認められるが、ヒル谷流域の出水の特性に比較的類似した出水の傾向を示している。このことは、いずれの流域にも透水性の良い堆積層が広く分布し、この堆積層を通して速い中間流出成分が存在することを示すものであろう。

Fig. 3 は8月21日から22日にかけての集中豪雨による水の状態を示している。この集中豪雨による出水の状態をみると、8月21日の午後からかなりの降雨が発生しているにもかかわらず、流量が  $5 \text{ m}^3/\text{sec}$  を超えるのは、22日の5時になってからで、前期降雨が約  $27 \text{ mm}$  で30分雨量が  $14 \text{ mm}$  程度になって21日19時の流量は約  $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$  にしか達していない。22日の2時に流量が約  $3 \text{ m}^3/\text{sec}$  に達し、その後の5時になって、ようやく流量が  $7.5 \text{ m}^3/\text{sec}$  となり、30分雨量が同程度であっても流量がしだいに増加することから、流域内の流出率が徐々に大きくなっていることが推察される。同日の7時5分頃、30分雨量が約  $24 \text{ mm}$  に達すると同時に流量が急激に増加し、約  $27 \text{ m}^3/\text{sec}$  となっている。これは降雨の状態やハイドログラフの形状などから土石流の発生によるものと考えられる。さらに、7時40分頃に流速  $5.5 \text{ m}/\text{sec}$ 、水深  $3.8 \text{ m}$  の流れが記録されており、この値と河床の横断形状および痕跡などから、約  $138 \text{ m}^3/\text{sec}$  の流量が推算された。この流量は土石流の発生によるもので、この時点を最期に深谷観測点の水位計および流速計が流失し、以後の出水記録は得られていない。

8月22日の土石流は、この流域における観測開始以来の集中豪雨によって発生したものである。ちなみに、足洗谷流域内の降雨特性は、10分間雨量  $23 \text{ mm}$  (No. 4)、30分間雨量  $53 \text{ mm}$  (No. 10)、1時間雨量  $80 \text{ mm}$  (No. 10)、日雨量  $247 \text{ mm}$  (No. 4)、連続雨量  $303 \text{ mm}$  (No. 9) の最大値を示している。この降雨量の大きな雨域は足洗谷の源流部である焼岳西側に発達したもので、直径  $4\sim 5 \text{ km}$  の局地的なもので、時間的・空間的にも局所的な降雨の発生が認められた。したがって、焼岳および白谷山の西側の各流域で土石流が発生し、栃尾地区の洞谷から発生した土石流によって大きな災害が発生した。なお、この災害については、すでに新聞などの報道や建設省などの報告があるので、ここでは割愛する。

土石流はその後、9月21日にも発生し、17時頃に深谷観測点を通過している。この時の降雨の状態は、雨量観測点 No. 6 (Fig. 1 に示す) で10分間  $5 \text{ mm}$ 、30分間  $6 \text{ mm}$ 、1時間  $11 \text{ mm}$ 、No. 8 ではそれぞれ、 $4 \text{ mm}$ 、

5 mm, 9 mm, No. 9 で 17 mm, 39.5 mm, 45.5 mm となっているが, No. 1 および 10 では無降雨であった。以上のように, 降雨は No. 9 の雨量計のある白水谷源流部に集中しており, この土石流は白水東谷に発生したものと考えられ, 深谷観測点付近での最大流量が約  $75 \text{ m}^3/\text{sec}$  と推定される。ただし, 土石流の痕跡および元の河床断面から流れの断面積を  $15 \text{ m}^2$  として, 8月22日の土石流の流速などを考慮して流速を  $5 \text{ m}/\text{sec}$  として計算されている。

10月1日の土石流は, 白水東谷に発生し, 深谷観測点を1時30分頃に通過しているが, その土砂礫の大半は深谷砂防ダム付近で堆積している。この土石流の発生前の雨量は, No. 8 雨量計において, 1時間に 33 mm, 30分で 17 mm であった。

洪水時における砂礫の流出の観測は, 深谷観測地点において行われ, 7月1日の洪水時における観測結果の1部が Fig. 4 に示されている。流出砂礫の細粒成分 (1 mm 以下) はチューブポンプによって採集・分析されている。さらに, 粒径が水深以上のものは, コンクリート製水路床を流下する個数や移動速度などを, VTR の録画から読み取ることができる。粒径が 1 mm 以下の流砂は土砂濃度  $C_0$  (重量百分率) で示されている。また, 粒径が水深以上の流砂量  $Q_s$  は, 1分間の流出個数を測定し, 1個の礫の重量を 1 kg として計算されている。なお, この観測期間内の水位は 5 cm から 13 cm の間で変動しており, この間に流出した最大礫は約 20 cm であった。

砂礫が観測用水路に流出してくるのは, 流量が  $1 \text{ m}^3/\text{sec}$  を超えてからで, この時点でも流砂量は  $0.1 \text{ kg}/\text{sec}$  であって, 約10秒間に1個の割合で礫が流出している。そして流量が  $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$  を超えるあたりから流砂量が  $1 \text{ kg}/\text{sec}$  を超えるようになっている。流砂量のピークは約  $3 \text{ kg}/\text{sec}$  で, 流量のピークに対して

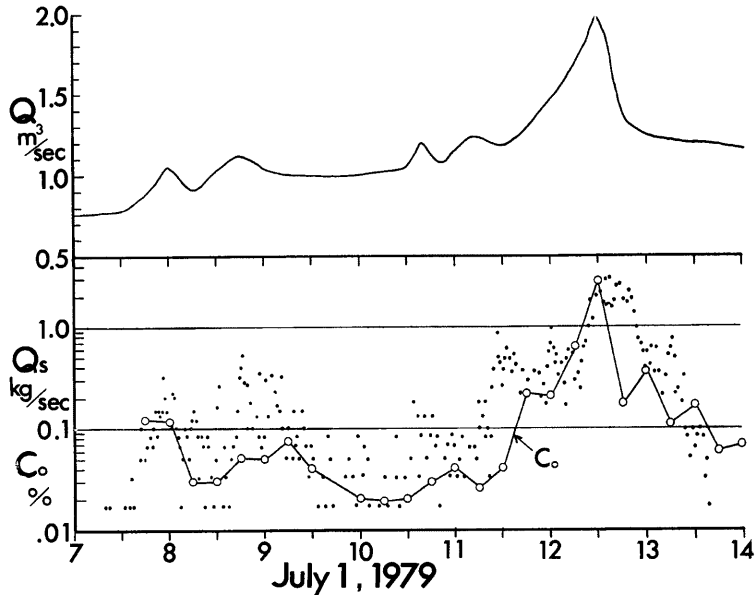


Fig. 4. An example of measurement of the discharge of water ( $Q$ ) and sediment ( $Q_s$ ), and concentration of fine sediment ( $C_0$ ).

●:  $Q_s$ , ○:  $C_0$  ( $d < 1 \text{ mm}$ )

若干の遅れをもって発生している。土砂濃度の変化もハイドログラフに比較的好く対応しており、そのピークは流量ピークにほぼ一致して発生している。観測された流砂量について、従来の流砂量式を適用して若干の検討を行った。ここでは、砂礫の移動限界掃流力に関して、とくに急勾配河川を対象とした実験的・理論的研究が芦田・高橋・水山<sup>13)</sup>によって行われており、その成果を参考にして、観測結果を検討してみよう。

足洗谷本川の河床地形勾配は深谷観測点付近で約1/10となっているが、通常の洪水では、流路が谷幅全体に広がることはなく、蛇行流路が形成されて、階段状の瀬と淀みが交互にくり返えられており、淀みの区間では河床勾配が約1/20程度と小さくなっている。したがって、このような淀みは、ヒル谷河道にみられるプールが砂礫の移動をコントロールするのと同様の役割をはたしているものと考えられる。また、深谷観測点付近の河床堆積物の堆積状態とその粒径分布は Fig. 5 に示すとおりで、図中の A はアーマーコートが形成されている河床、B は土石流などの堆積物の粒径分布を示している。

観測用水路に流出してくる礫は、上流の自然流路から流出してくるもので、その礫の移動限界粒径は、自然流路の水深によって規定される。自然流路の水深は、自然流路での流れの幅と観測用水路の流量から、河床勾配を1/20、摩擦抵抗係数を0.2とすれば、代表的な流量 1.0, 1.5 および 2.0 m<sup>3</sup>/sec に対して、水深は、それぞれ 0.35, 0.40 および 0.44 m となる。なお、自然流路の流れの幅は VTR の録画から上記の流量に対して、それぞれ 1.1, 1.35 および 1.56 m としている。

そこで、各流量における砂礫の無次元掃流力を Fig. 5 の A および B の平均粒径 35 cm および 15 cm について求めると A の場合は流量 1.0, 1.5 および 2.0 m<sup>3</sup>/sec に対してそれぞれ  $\tau_{*m} = 0.030, 0.035$  および 0.038 となり、一様粒径の  $\tau_{*cm} = 0.04$  より小さな値となり、混合砂礫の平均粒径に対する  $\tau_{*cm} = 0.07$  よりかなり小さな値を示している。一方、B の場合は上記の各流量に対して、それぞれ  $\tau_{*m} = 0.071, 0.081$  および 0.089 となり、砂礫の移動は可能である。

したがって、Fig. 5 の A の自然河床において、上記の流量ではアーマーコートの破壊が生じないことがわかる。しかし、観測用水路において礫の移動が認められる。これは、流出礫の粒径の粒径が約 20 cm 以下で、Fig. 5 の B の平均粒径にほぼ等しいことから、自然河床において局所的なアーマーコートの破壊あるいは側岸侵食にともなう流路変動が生じて、B の粒径分布をもつ砂礫が流出したものと推察される。

ついで、流砂量の検討を行ってみよう。前述したように、自然河床が Fig. 5 の A の粒径分布をもっている場合は、流量が 1 m<sup>3</sup>/sec を超えても、ほとんど砂礫は移動しない。そこで、河床のアーマーコートの局所的な破壊などがあって、一部分の河床が Fig. 5 の B の粒径分布をもったものとすれば、前述した平均粒径 15 cm に対する限界掃流力から流砂量を求めると、流砂量 (5 cm < d < 20 cm) は流量 1.0, 1.5 および 2.0 m<sup>3</sup>/sec に対して 0.9, 2.4 および 4.6 kg/sec となり、観測結果をほぼ満足し、上記の仮定がほぼ妥当なものと考えられる。

### 3.2 土石流の発生と出水の特性

土石流の発生機構を降雨の流出特性から明らかにするために、流域を土石流発生域 A<sub>1</sub> と土石流下流域 A<sub>2</sub> に分け、さらにそれぞれの地域を表面流出発生起場と浸透場に分けると、流域 A<sub>1</sub> および A<sub>2</sub> における表面流出発生起場の面積は、表面流出発生起場率 f によって、それぞれ f<sub>1</sub>・A<sub>1</sub> および f<sub>2</sub>・A<sub>2</sub> のように表わすことができる。

土石流の発生が、従来の観測によって比較的短時間の雨量、たとえば、10分間あるいは30分間の雨量強度に支配されていると考えられるので、ここに、観測結果をもとに降雨到達時間を30分程度とすれば、土石流

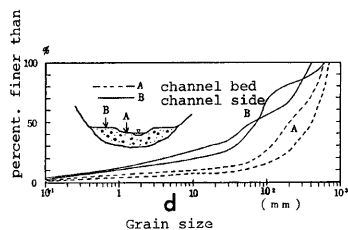


Fig. 5. Grain-size distribution curves.

- A: Armorcoated river bed sediment,  
B: Deposition of debris flow.

の発生域  $A_1$  のピーク流量  $Q$  が土石流発生限界流量  $Q_c$  になるような降雨量  $R_{30}$ (mm/30min.) は、(1) 式のような表わすことができる。

$$Q_c = \frac{1}{3.6} f_1 \cdot A_1 \cdot R_{30} \times 2 \dots\dots\dots (1)$$

$$A_1: \text{km}^2, R_{30}: \text{mm}/30 \text{ min.}, Q_c: \text{m}^3/\text{sec}$$

(1) 式を満足するような降雨量  $R_{30}$  をここでは限界雨量としているが、足洗谷流域における従来の観測結果から、その値は約 20 mm となっている。しかし、この限界雨量  $R_{30}$  は、限界流量  $Q_c$ (河床勾配、河床砂礫の粒径などに支配される)、表面流出起場率  $f$  および流域面積  $A$  などの流域の地域特性によって支配され、土石流発生時の限界雨量が地域的・経年的に大きく異なるのは、このような理由によるもので、足洗谷流域において例外もいくつか認められる。

3.3 土石流発生の限界流量

土石流の発生を支配する限界流量  $Q_c$  は、河床勾配、河床砂礫の粒径および河幅などの河床特性によって決定されるものと考えられるが、このような限界流量  $Q_c$  については、高橋<sup>14)</sup>による実験的研究によって、河床勾配が15°以上における、(2) 式のような関係が得られている。

$$Q_c = \left( \frac{8 \sin \theta}{f_c \kappa^3} g d^3 B^2 \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、現地調査から土石流発生地点の河幅を  $B=3.0$  m、河床砂礫の平均粒径  $d=0.1$  m、 $f_c=1.12 \sin \theta$  および  $\kappa=0.7$  とすれば、(2) 式より、限界流量  $Q_c$  は  $1.52 \text{ m}^3/\text{sec}$  となる。

白水谷あるいは黒谷での土石流発生域の流域面積  $A_1$  は  $0.3 \text{ km}^2$  程度と考えられるので、上記の限界流量を与える  $R_{30}$  は(1) 式より  $f \cdot R_{30}=9.12$  となる。従来の観測結果から、土石流の発生限界の  $R_{30}$  は 20 mm 程度であり、これに対する  $f$  の値は  $0.46$  となる。一方、 $R_{30}$  と土石流を発生しない場合の流量の観測資料から  $f$  としてこの程度の値が得られているので、(2) 式の関係は、ほぼ満足されているものと考えられる。

一方、8月22日および9月21日の土石流について、(1) 式より表面流量を求めると、前者において  $R_{30}=30 \text{ mm}$ 、 $A_1=0.3$ 、 $f=1.0$  とすると  $Q=5.0 \text{ m}^3/\text{sec}$  になり、また後者において  $R_{30}=40 \text{ mm}$ 、 $A_1=0.3$ 、 $f=1.0$  とすると  $Q=6.7 \text{ m}^3/\text{sec}$  になる。これらの値は、前述の河床条件における限界流量を超えており、土石流の発生の事実とも矛盾しないものである。

3.4 土石流の流動と堆積形態

黒谷観測点のインターバル8ミリカメラの映像から土石流の流動状態が観測されている。その結果は Fig. 6 に示すとおりである。Fig. 6 において、黒谷の第1波の土石流は、7時3分から8分の間に黒谷第1砂防ダムの右岸側袖天端（高さ約5m）を乗り越えて流下しているが、この土石流が深谷観測点を7時8分頃に通過したものとすれば、この間の距離が約1,450mであるから、この区間の土石流の流速は最低4.8m/secであったものと考えられる。さらに、第2波の土石流は、7時38分から43分の間にダムの袖天端を乗り越えて流下している。一方、深谷観測点では7時40分に土石流が通過している。しかし、この土石流は、従来の土石流の流速を考慮すれば、黒谷の第2波の土石流が到達したのではなく、その規模などから白水谷に発生した土石流であると考えられる。さらに、黒谷の第3波の土石流は、7時53分から58分の間に観測点を通過し、第1および2波と同様に袖天端を乗り越え、しかも袖の一部を破壊している。

以上のように、短時間に何波もの土石流が発生し、また、

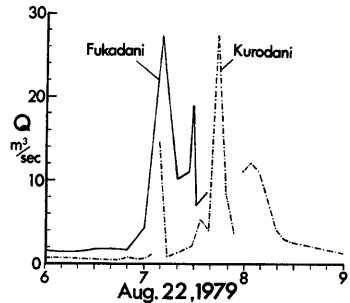


Fig. 6. The hydrograph of flood at Fukadani and Kurodani station.

いずれも高さ約 5 m のダムの袖を乗り越えて流下し、流れはいずれも右岸側にかたよっていることが特徴である。これは、流路が湾曲していることによるものと考えられる。なお、これらの土石流の流量は、流速を 5 m/sec、流れの深さを 5 m、幅を 15 m とすれば、水面が傾斜しており流水断面が半分であるとして単純に計算すると約 190 m<sup>3</sup>/sec となる。

土石流の流動形態の 1 部は、土石流の堆積形態からも推察することができる。Fig. 7 は足洗谷下流の中尾 5 号砂防ダム上流の堆積状態を示したもので、この図においても明らかなように、砂防ダム上流での土石流の堆積勾配は、ほぼ元河床 (1974 年) のものに等しく、元河床の勾配よりゆるくはならない。したがって、土石流によって多量の砂礫が堆積する河川においては、砂防ダムによる砂礫の貯留効果が非常に大きいことが認められる。しかし、その後の洪水によって砂礫が流出し、河床が低下する傾向は現在のところ認められない。

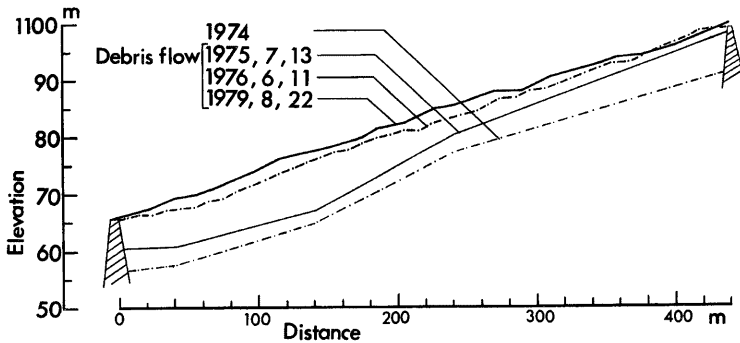


Fig. 7. Variations of river bed profile at downstream of the Fukadani station.

しかし、細部にわたって土石流による河床変動および縦断形状の変化をみると、Figs. 8 および 9 に示されるように、堆積および侵食がくり返され、河床勾配も変化しているのが認められる。このような変動は、土石流の規模や土砂濃度などに支配され、とくに河床の侵食は土石流の先端部の通過後に引き続いて発生する洪水の規模やその継続時間によって左右されると考える。

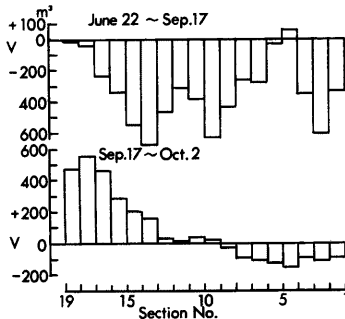


Fig. 8. Variation of river bed from June 22 to Oct. 2, 1979 (Upstream of the measuring flume).

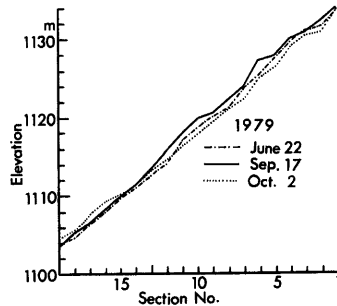


Fig. 9. Variation in river bed profile on upstream of the measuring flume.



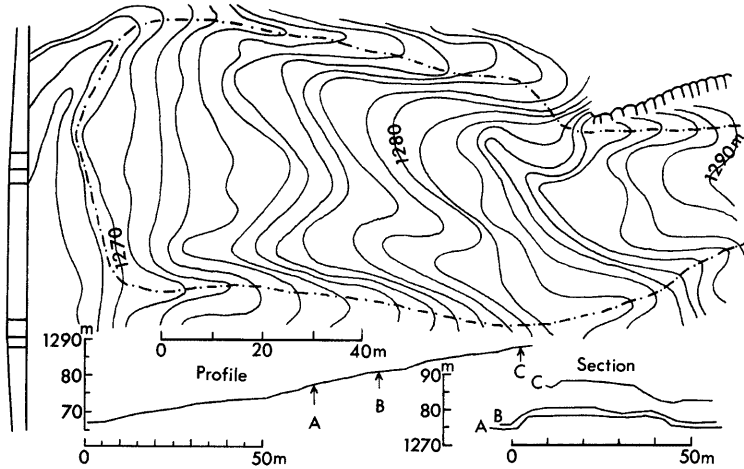


Fig. 10. The plan and the longitudinal and lateral profiles of debris flow deposit.

一方、土石流の堆積状態を平面的に示したのが Fig. 10 で、黒谷第 3 号砂防ダム上流における土石流の堆積状態が示されている。図中において、1 点鎖線で囲った部分が今回の土石流の堆積した範囲である。この土石流は黒谷から流出してきたものであるが、3 波の土石流のどれかは不明である。また、巨礫の集中している堆積の先端部が完全に残存していること、および平坦な堆積面がよく発達していることなどから、この土石流の大半がここで堆積し、水分の流失した一波の土石流の全体がここに保存されているものといえる。この土石流の堆積面は、ほぼ一定の幅で流下方向に伸びており、図中の A, B および C の断面からも明らかのように、堆積面は非常に平坦である。その平坦な堆積面の周囲は急斜面を形成し、平坦面が比較的細粒の礫で構成されているのに対して、大粒径の礫からなっている。さらに、図中の縦断形状において、堆積勾配の急な部分が交互にあり、この部分に比較的大きな礫が集中している。このことは、一連の土石流においても、巨礫を先端部に集中した流れが交互に発生していることを示すものであろう。

なお、この土石流の大半がこの地点で堆積したものとすれば、この土石流の土砂礫の総量はこの堆積量にほぼ等しく、堆積量から約  $13,500 \text{ m}^3$  と推定される。一方、この土石流の水と土砂の総量は、上記の堆積量に堆積時に流失した水の量を加えたものと考えられ、ここに、土石流の含水率を 0.5、堆積層の飽和含水率を 0.35 とすれば、堆積量から水と土砂の総量は約  $20,655 \text{ m}^3$  と推算される。また、8 ミリカメラの観測によれば、土石流の 1 波の継続時間は約 5 分程度であるから、この総量が 5 分間で流出したものとすれば、その最大流量は約  $138 \text{ m}^3/\text{sec}$  となり、黒谷観測点での観測値に近い値が得られる。

#### 4. ヒル谷流域における観測結果

##### 4.1 出水の特性

ヒル谷流域は流域の下流部に 20~30 m の透水性の良い堆積層が広く分布しており、従来より堆積層への浸透水の流出による流出形態が顕著に認められている。Figs. 11 および 12 はヒル谷出口およびヒル谷上流において観測された流量、ヒル谷出口における流水の電導度および No. 6 の雨量計による降雨量を示したものである。

Fig. 11 は 4 月と 5 月のハイドログラフを示している。この図からも明らかのように、4 月の前半は融雪による出水が存在するため、降雨量に比較して流量が大きい傾向を示している。その他、降雨にともなう短

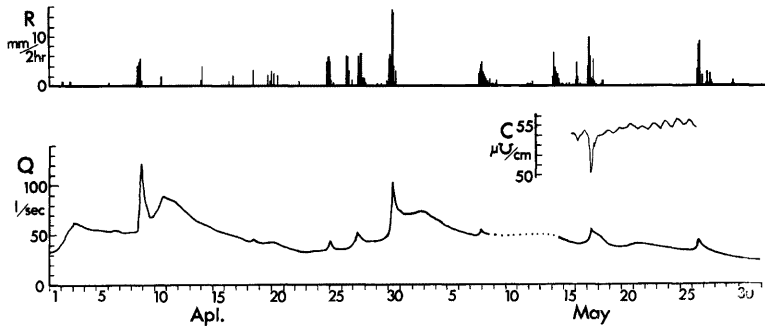


Fig. 11. 1979.4.5. Flood in Hirudani.  
Q: Discharge, R: Rainfall, C: Conductance.

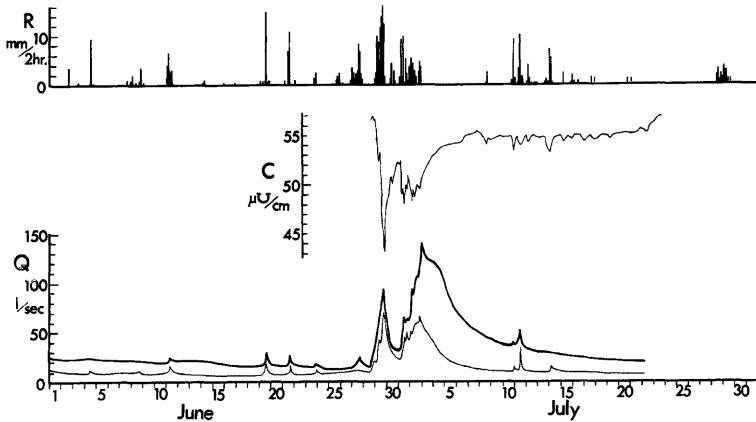


Fig. 12. 1979.6.7. Flood in Hirudani.  
Q: Discharge, R: Rainfall, C: Conductance.

期の出水から2, 3日遅れて発生する地下水流出成分も顕著に現われている。Fig. 12は6月と7月のハイドログラフを示している。6月前半はかなりの降雨があるにもかかわらず、流量がそれほど増加していない。この主な理由として、基底流量が少なくなっていることから、地下水位が低下しており、降雨の大半が地下水成分となって流域外に流出していることが考えられる。また、6月28日から7月10日にかけての出水では、ヒル谷出口のハイドログラフとヒル谷上流のそれとはかなり異っている。とくに、流量の最大ピークが下流では後半に、上流では前半に発生していること、および、上流と下流の流量の差が前半では少ないのに対して、後半では非常に大きくなっていることが注目される。

このような理由としては、前述したような堆積層からの流出成分が下流へ顕著に流出することが考えられる。さらに、図中に示される電導度の値が、流量の変化によく対応しており、とくに、流出成分のちがいを示しているものと考えられる。

4.2 土砂流出の実態

ヒル谷出口において流砂の発生が認められたのは、6月29日から7月3日にかけてと8月21日から22日までの2回の出水で、前者の観測結果は Fig. 13 に、後者のそれは Fig. 14 に示すとおりである。図中の降雨

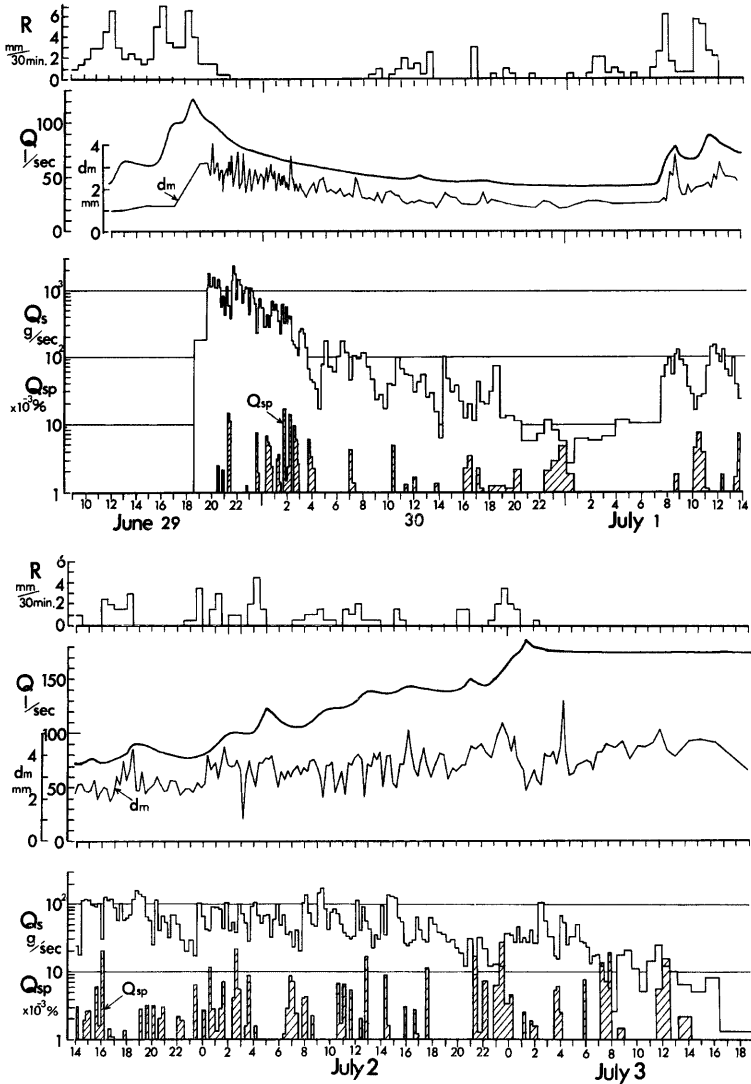


Fig. 13. An example of the measurement of the rainfall ( $R$ ), the discharge of water ( $Q$ ) and sediment ( $Q_s$ ), rate of painted gravels ( $Q_{sp}$ ), and grain-size of sediment ( $d_m$ ).

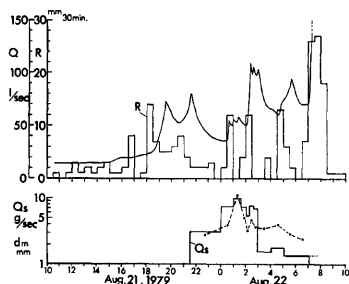


Fig. 14. An example of the measurement of the rainfall ( $R$ ), the discharge of water ( $Q$ ) and sediment ( $Q_s$ ), and grain-size of sediment ( $d_m$ ).

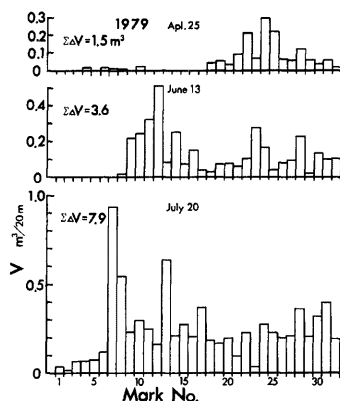


Fig. 15. Sediment storage variation in every 20 m on the course of the Hirudani stream channel.

量  $R$  は No. 6 の雨量計，流量  $Q$ ，流砂量  $Q_s$  および流砂の平均粒径  $d_m$  はヒル谷出口におけるものである。また，ペンキによる着色砂（本川河床から採集されたもの）は 4 月 25 日ヒル谷上流の支川合流部の本川河床（Fig. 15 の No. 32 地点）に投入されたもので，その流出率  $Q_{sp}$  が全流砂量に対する重量百分率で示されている。

一方，各時点におけるヒル谷本川の河床堆砂の状態は，Fig. 15 に示すように，6 月 29 日の出水前において，下流部の河床には砂礫がほとんどなく，上流支川から流出した砂礫の堆砂の先端は中流部にしか到達していない。

Fig. 13 において，1.0 g/sec 以上の流砂が発生するのは，流量が約 120 l/sec に達してからで，流砂量のピークは流量ピークに対して約 3 時間の遅れをもって発生している。流出土砂の粒径は流砂量の増加と同時に大きくなっており，流量が減少するにつれて粒径も小さくなる傾向がみられる。流砂量は 5~6 時間の周期で変動しながら，流量の減少とともに少なくなるが，再び流量が増加すると同時に流砂量も増加し，この時点では流量ピークに対する流砂量ピークの遅れはほとんど認められない。

着色砂礫の流出は最初に到達した砂礫から約 2 時間遅れで始まっているが，この遅れは，着色砂礫が最初に観測点に到達した砂礫より上流から移動を開始したことによるものであろう。なお，着色砂礫は，本川河床に投入後，4 月 30 日の出水によって移動し，投入地点より約 150 m 下流に達したが，その後の出水は小さく，この状態で 6 月 29 日の出水をむかえたものと考えられる。

従来より，ヒル谷本川における砂礫の移動はヒル谷出口の流量が約 50 l/sec を超えると開始されているが，今回，ヒル谷出口において土砂流出が認められるのは，それから約 5 時間後であり，Fig. 15 に示す河床状態から砂礫が移動を開始したものとすれば，その遅れは十分に説明でき，さらに，着色砂礫の流出の遅れも理解される。

また，Fig. 13 において，流量が一時的に 50 l/sec 以下となっても若干の流砂量が存在することは，本川河床に砂礫が十分存在すること，および砂礫の停止限界掃流力が移動限界掃流力よりかなり小さいことによるものであろう。7 月 1 日の 7 時頃から再び流量が増加すると，流砂量も増加するが，その値は流量が増加するにもかかわらず，20~100 g/sec の間で，ほぼ一定である。7 月 3 日の 19 時以後は，流量が 150 l/sec

以上であるにもかかわらず、流砂が 1.0 g/sec となりほとんど観測されない。しかし、Fig. 15 に示される 7月20日の河床堆砂状態をみると、No. 7 区間より上流の河床に多くの砂礫が堆積していることがわかり、7月3日の時点においても同様の河床状態であったものと考えられる。つまり、7月3日の時点において No. 7 区間より上流に十分砂礫が堆積しているにもかかわらず、約 150 l/sec を超える流量で流砂が発生していないことが明らかとなった。そこで、Fig. 12 において、7月3日の上流観測点および下流観測点の流量をみると、前者は約 40 l/sec で後者は約 170 l/sec と流量の差が非常に大きいことがわかる。このように、本川河道において、下流方向への流量の増加は非常に顕著であり、本川にそっての流量分布が流砂に与える影響を考慮する必要がある。Fig. 16 は7月24日のヒル本川における流量分布である。この図からも明らかなように、No. 10 区間より急激に流量の増加が認められるが、このような傾向が7月3日の時点においても成り立つものとすれば、ヒル谷出口の流量が約 170 l/sec であるにもかかわらず No. 7 区間より上流の流量が砂礫の移動限界以下の流量に減少したものと考えられる。

なお、このような出水の特徴はヒル谷流域下流部に広く分布する砂礫層を通過して、No. 10 地点付近から本川河道に流出する地下水流出成分の由来するものと考ええる。

また、Fig. 14 は8月21日および22日の出水による土砂流出を示したものであるが、この時点においても、本川の河床は Fig. 15 に示すように砂礫の堆積が十分であるにもかかわらず、流砂量は少ない。しかし、8月22日の7時頃に急激に多量の土砂流出があり、この時から観測は不能となった。この時の最大流量は約 1.7 m<sup>3</sup>/sec で、本川流路の河幅は Fig. 15 の No. 7 地点で痕跡などから約 2 m と推定され、ここに、この付近の河床勾配を 1/20、摩擦抵抗係数を 0.2 とすれば、この地点の水深は 0.33 m となる。

一方、混合砂礫における平均粒径の限界掃流力を  $\tau_{*cm} = 0.07$  とすれば、上記の水深 0.33 m は約 14 cm の粒径に対応しており、10~30 cm の礫の移動が上記の流量において観測されたことと対応している。この土砂流出は No. 7 付近の崩壊砂礫が侵食されたもので、これによって、下流のプールは埋められて、新しい流路が形成された。そして、流量の減少期には河床砂礫の細粒分のみが移動して、新たにアーマーコートが形成され、再びプールとシュートが形成されている。

これらのプールとシュートは河道における砂礫の流送過程に大きな影響を与え、ヒル谷出口で観測された流量と流砂量の間 Fig. 17 に示すような出水ごとに異った傾向を示す原因となる。すなわち、土砂流出の初期において、流量と流砂量は比較的よい関係を示す

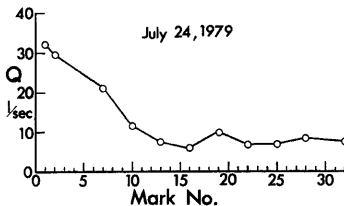


Fig. 16. Distribution of water discharge on the course of the Hirudani stream channel.

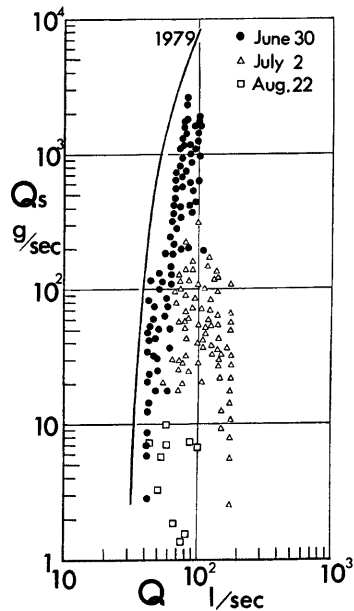


Fig. 17. Relation between flow rates and sediment discharges on the Hirudani.

が、後期では非常にその関係は悪くなっている。このような傾向は従来の観測結果についても認められており、ヒル谷本川の河道を構成するプールとシュートの流砂機構によって説明できる。次節において、この問題について考察しよう。

4.3 河道における砂礫の流出過程

前述のとおり、ヒル谷本川の河道は通常の洪水では破壊されないプールとシュートが交互にくり返される階段状の河床となっており、上流支川からこのような河道に供給された砂礫は、プールを埋めながら下流へと輸送されている。ヒル谷出口で観測される流砂は、このようなプールを通過してきたもので、プールの規模や堆砂形状などに支配される砂礫の輸送能力に応じて輸送されてきたものである。そこで、流砂観測点に最も近く、また観測点の流砂に最も強い影響を与えていると考えられる比較的規模の大きなプールにおいて、洪水時のプール内の堆砂形状や水面形状の観測を行った。Fig. 18 は観測が行われたプールの平面形状を示したもので、このプールの長さは約 2 m、幅は約 1 m である。また、プールは 50~60 cm の巨礫によって形成されており、流水は約 50 cm の落差をもってプールに落下している。なお、図中の横線で示される礫は通常の洪水においても水面下に沈まないもので、本川の流量の大半は A からプールに入って、B の出口から流出している。プール内の水面および堆砂形状の測定は、プールの上に足場を設置し、その上に測定用台車を置いて行われた。測定は図中の 10 cm 間隔の格子点において行われた。なお、プールへの落下水脈付近は測定が困難であり、落水地点より約 50 cm 下流から測定を開始している。

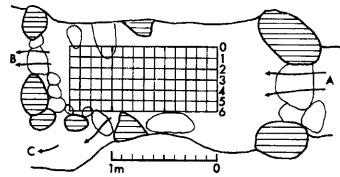


Fig. 18. Plan of the surveyed pool on the Hirudani stream channel.

Fig. 19 は 6月30日から 7月10日までのプール内の水面および堆砂形状の変動を時間的に追跡したものである。この形状の測定は 7つの測線にそって流下方向に行われているが、Fig. 19 では流れのほぼ中心である第 2 測線上の水面・堆砂形状を示している。なお、その形状は測線によって大きく異なることはなく、ほぼ一様な傾向が認められている。プール内の水深は、Fig. 19 において、基準としたプール出口の河床から水面までを  $H$ 、河床面までを  $Z_b$  とすれば、 $(H+Z_b)$  で表わすことができる。

なお、図中の流量  $Q$  は測定時間内の最大流量、流砂量  $Q_s$  はヒル谷出口の流砂量が次の測定時点までの平均値である。また、プール内の未堆砂容積  $V_w$  は単位幅当りの面積であるが、測定の制約から実際は全体

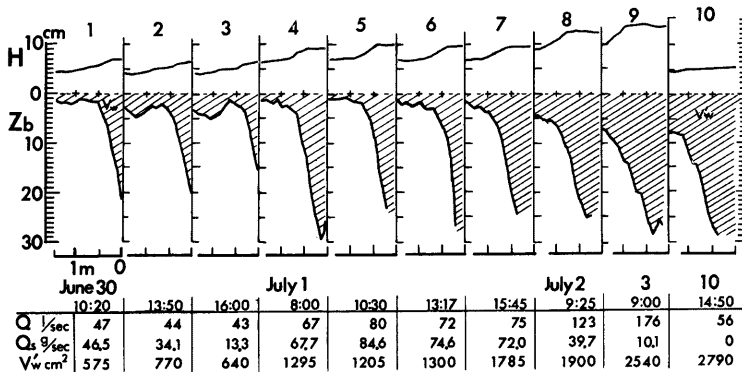


Fig. 19. The profile variation of bed and water surface on the surveyed pool.

の1/2程度しか測定されていない。

Fig. 19において、流量、流砂量およびプールの堆砂形状の間には、流量が少くても  $V_w$  が小さければ流砂量が多く、逆に流量が多くとも  $V_w$  が大きければ流砂量が少ないという傾向が認められ、流砂量は流量のみではなく、プールの堆砂状態を示す  $V_w$  にも支配されていることがわかる。

以上のように、プールから流出する土砂量は、流量のみでは説明できず、上流からの流砂量、プールの堆砂量およびプールの水深なども考慮する必要がある。

Fig. 17 はヒル谷出口で観測された流量と流砂量の関係を示したもので、6月29日から30日までの流砂量は比較的流量との対応が良い傾向を示すが、それ以後のものは流量との関係にばらつきが多いのが特徴である。図中の実線は、ヒル谷出口の流量、プールの水深（プールの出口）、および水面勾配に関する Fig. 19 の (1) から (10) の実測値をもとに、芦田・高橋・水山の式<sup>13)</sup> を用いて計算された値をむすんだもので、この値はプール内の最大流砂量を示すものと考えられる。なお、計算に際して、プール内の河幅を 0.8 m、流砂の平均粒径を 0.3 cm とした。さらに、ここではこのプールからの流砂量とヒル谷出口で観測された流砂量は伝搬の時間の遅れもなく等しいものとしている。しかし、水面勾配は流量および堆砂形状などに支配されており、このようなプールのある実河川において勾配を推定することは困難である。

以上のように、プールとシュートからなる河道における流砂量の算定には、従来の流砂量式をそのまま適用することが困難であって、プール内の流砂機構を考慮することが必要である。そこで、プール内の砂礫の挙動と堆砂形状を明らかにすることによって、プール内の流砂機構について、以下、若干の検討を行う。

#### 4.4 河道プールにおける流砂機構と流砂量の予測

ヒル谷本川の河道は、すでに述べているように、プールとシュートからなる階段状の河床からなっており、このようなプールの形状、砂礫の粒径および従来観測された水理条件にもとづいて、ヒル谷本川の河道を約 1/3 にモデル化した水路において実験が行われた<sup>15)</sup>。この実験は、プール内の砂礫の挙動と堆砂形状をみるための側方が透明なアクリル水路での洗堀過程の実験 A、堆積過程の実験 B および連続するプールでの砂礫の流出過程の実験 C の 3 種類に分けて行われた。なお、水理条件はシュート区間での Fr 数を現地のもの

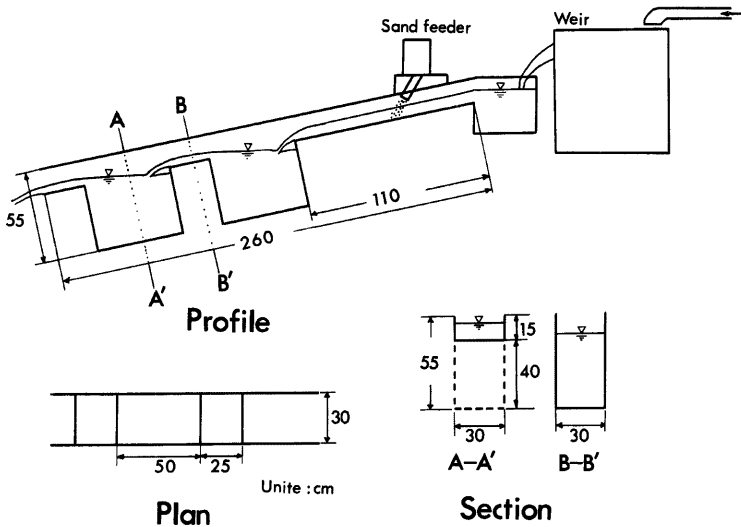


Fig. 20. Experimental flume.

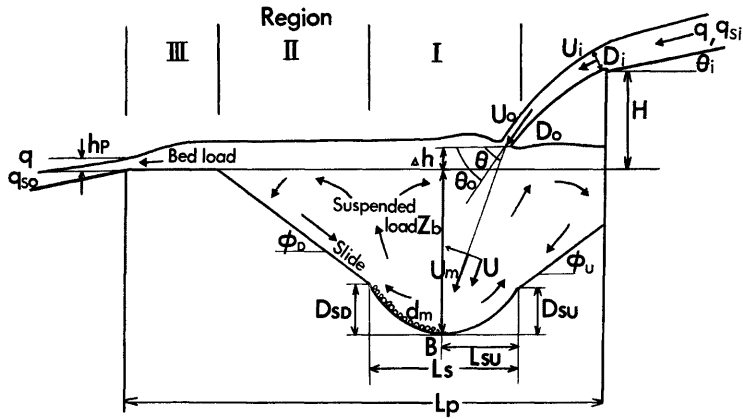


Fig. 21. Transporting process at the pool.

に一致させ、単位幅流量は  $33\sim 340 \text{ cm}^2/\text{sec}$  の範囲で、河床材料は平均粒径  $1.06 \text{ mm}$  の比較的均一な砂を用いている。

Fig. 20 に示す実験水路における実験の結果、プール内の砂礫の運動形態として Fig. 21 に示すような領域の存在が認められた。領域 I は、落下水脈が河床面に衝突し、河床から砂礫を水中にまき上げる運動が顕著であって、プールの中で最も深い部分である。領域 II は、河床からまき上げられた砂礫が浮流し、水面近くで下流方向の流れによってその一部が領域 III へ流出し、残りの砂礫は沈降して斜面を形成している。この斜面は砂礫の水中安息角に近く約  $27^\circ$  の傾斜角を有している。また、この斜面は領域 I で落下水脈のまき上げによって侵食され、斜面の下部が崩落することによって間欠的に斜面表面の砂礫が滑落して、再び砂礫が領域 I にもどる。領域 III では領域 II から流出した砂礫が堆積・流送されて平坦な堆積面が形成されている。なお、このような砂礫の運動に関する各領域はプールの容積が有限であるために、実際には十分に発達しない場合もある。

さらに、プール内の堆砂形状とプールから流出する土砂量を明らかにするために、Table 1 に示すような

Table 1. Kind of experiments.

Case	$q$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$q_{si}$ ( $\text{g/s/cm}$ )	$D_i$ (cm)	$U_i$ ( $\text{cm/s}$ )	$D_0$ (cm)	$U_0$ ( $\text{cm/s}$ )	$\sin \theta_0$	$\sin \theta$	$\Delta h$ (cm)	$h_p$ (cm)
A-1	33	0	0.31	107	0.226	146	0.829	0.921	1.60	1.40
A-2	79	0	0.72	110	0.543	146	0.819	0.899	2.40	2.20
A-3	167	0	1.43	117	1.150	145	0.788	0.883	4.05	3.60
A-4	338	0	3.15	107	2.160	156	0.719	0.819	7.27	7.45
A-5	251	0	2.10	120	1.720	146	0.755	0.848	5.11	5.12
A-6	87	0	0.92	94.6	0.645	135	0.866	0.899	3.08	2.31
A-7	131	0	1.32	99.5	0.964	136	0.829	0.906	3.71	3.12
A-8	200	0	1.69	119	1.400	143	0.819	0.866	4.89	5.12
B-1	165	1.08	1.37	121	1.110	148	0.766	0.839	3.76	3.47
B-2	78	1.08	0.77	101	0.550	141	0.809	0.875	2.40	2.36
B-3	251	1.08	2.04	123	1.730	145	0.766	0.857	5.39	6.12
B-4	174	1.92	1.51	116	1.170	149	0.777	0.848	3.21	3.62
B-5	174	0.57	1.46	119	1.160	150	0.777	0.839	3.38	4.04
C	131	0	1.11	181	0.900	146	0.788	0.848	4.30	3.80



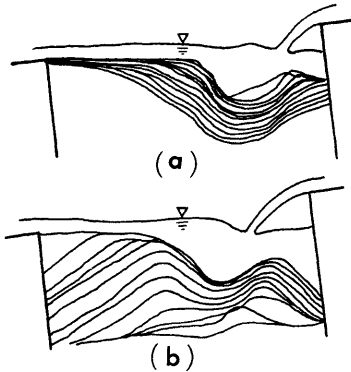


Fig. 22. Variation in sediment profile at the pool. (a) Erosion process, (b) Sedimentation process.

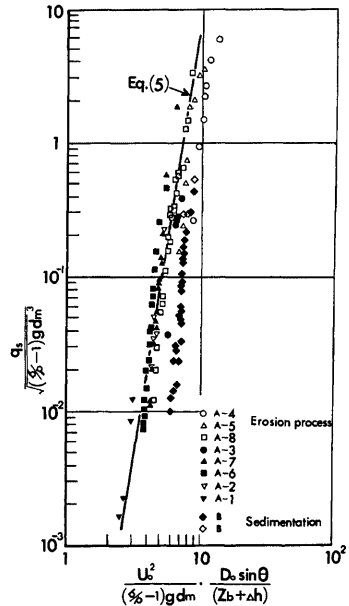


Fig. 23. Relation between dimensionless rate of sediment transport and flow intensity.

水理条件のもとに各種の実験が行われ、その結果、Fig. 22 に示すようなプールの堆砂形状の変化が観察された。

プールからの単位幅当りの流砂量  $q_{s0}$  が河床底面 B における流速  $u_b$  に支配されるものとして、

$$\frac{q_{s0}}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_m^3}} = f\left(\frac{u_b^2}{(\sigma/\rho-1)gd_m}\right) \dots\dots\dots (3)$$

の形で表わされるものとする。

また、潜り噴流の流速減衰の関係から、 $u_b$  と  $u_0$  の間には次のような関係が成立するものと考えられる。

$$u_b = \kappa u_0 / \sqrt{\xi_b / D_0} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $\xi_b = (z_b + dh) / \sin \theta$ ,  $\kappa$ : 定数とする。(4) 式を (3) 式に代入して、実験値によりその関係を求めると、Fig. 23 に示すとおりとなり、次式で表わすことができる。

$$\frac{q_{s0}}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_m^3}} = 2.015 \times 10^{-6} \times \left\{ \frac{u_0^2}{(\sigma/\rho-1)gd_m} \cdot \frac{D_0 \sin \theta}{(z_b + dh)} \right\}^{6.62} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 $2.5 < \frac{u_0^2}{(\sigma/\rho-1)gd_m} \cdot \frac{D_0 \sin \theta}{(z_b + dh)} < 10$ ,  $\frac{\sqrt{gd_m^3}}{\nu} = 87.12$

また、堆積過程についても Fig. 23 に同様の関係が示されているが、その関係は (5) 式から大きくずれている。これは堆砂形状が Fig. 22 に示すように、洗堀過程と堆積過程で若干異っていることによるもので、堆積が進行して堆砂形状が洗堀過程のそれに等しくなると (5) 式に近づくようになる。

したがって、(4) および (5) 式によって、プールからの流砂量  $q_{s0}$  は水理条件  $u_0$ ,  $D_0$ ,  $dh$  および河道条件  $z_b$ ,  $d_m$  などが求めれば、計算によって与えられる。しかし、実河川において、上記の関係をを用いて直

接流砂量を推算することは、水理条件などの測定が困難であり、さらに実用的な方法を考える必要がある。

一方、プールから流出する土砂量を支配する要素のうち、プールの堆砂量は、流砂の供給源として、あるいはプールの  $z_b$  の大きさに関連するものとして重要な意味をもっている。なお、単位幅当りのプールの堆砂量  $V_b$  はプールの容量  $V$  からプールの未堆砂容積  $V_w$  を差し引いたもの ( $V - V_w$ ) として表わされるが、ここでは測定などの便宜上、 $V_w$  で  $V_b$  を代用することにする。

実験結果から、プールの未堆砂容積  $V_w$  と  $z_b$  との間には Fig. 24 のような関係が認められ、(6) 式のように表わすことができる。

$$V_w = az_b^2 \dots\dots\dots (6)$$

ただし、(6) 式のような関係が適用できるのは、プールの容積が流量に対して十分な大きさをもっており、Fig. 21 に示すような全ての領域が発達している場合である。

したがって、(6) 式の関係からプールからの流砂量  $Q_{s0}$  は、与えられた粒径と河道条件に対して、(7) 式のような形で表わすことができる。

$$Q_{s0} = f(Q, V_w) \dots\dots\dots (7)$$

そこで、(7) 式で示されるような関係を観測値 ( $V_w'$ ) によって示したのが Fig. 25 である。ただし観測された  $V_w'$  は  $V_w$  の約 1/3 程度である。この図において、 $V_w$  の値を考慮して  $Q$  と  $Q_s$  の関係を見ると、 $Q_s$  が等しい場合でも  $Q$  の値は異っており、 $V_w$  が大きいほど  $Q$  も大きくなっている。また、 $V_w$  が小さくなるほど  $Q_s$  が大きくなる傾向を示していることから、 $V_w$  をパラメータにして (7) 式の関係は、それぞれ Fig. 25 の実線のように表わすことができる。

以上のような関係において、Fig. 17 に示される流量と流砂量の関係を見ると、6 月 29 日から 30 日までの流砂は、 $V_w$  の変化が少ない状態、つまり、プールでの堆積・侵食が比較的小さい状態で発生したものと考

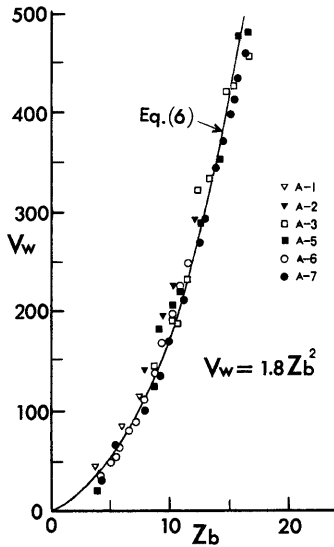


Fig. 24. Relation between  $Z_b$  and  $V_w$ .

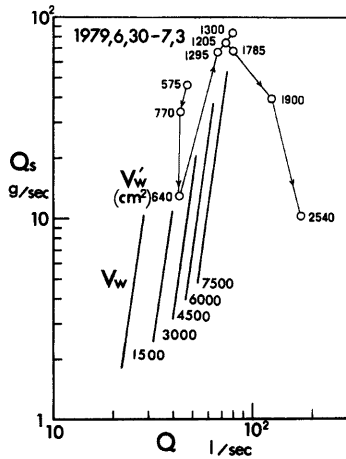


Fig. 25. Relation between flow rates ( $Q$ ), sediment discharges ( $Q_s$ ) and empty volume of pool ( $V_w$ ).

えられる。その後、プールの堆砂が侵食され  $V_w$  が大きくなり、流量の増加にもかかわらず流砂量が減少することが理解される。さらに、以上の関係によって、従来の観測結果における流量と流砂量の関係も  $V_w$  を考慮することによって十分な説明が可能となった。

また、プール内の  $V_w$  の変化量はプールからの流出土砂量  $Q_{e0}$  とプールへの流入土砂量  $Q_{ei}$  の差と考えられ、これらの関係は (8) 式のように表わすことができる。

$$dV_w/dt = (Q_{e0} - Q_{ei}) / (1 - \lambda) \quad \dots\dots\dots (8)$$

したがって、河道プールからの流砂量  $Q_{e0}$  は、初期条件としての  $V_w$  の値、流量  $Q_{ei}$  および砂礫の粒径が与えられれば、(5)、(7) および (8) 式によって求められ、さらに、それらのくり返し計算によって流砂量の時間的追跡が可能となる。また、上流のプールから下流へのプールへの順を追って計算することによって連続するプールからの砂礫の流出過程を明らかにすることができる。

以上のような関係を実河川に適用することには、まだ多くの問題点があるが、流域内の河道において流砂量の予測を必要とする地点に近いプールに上記の関係を適用することによって、ある程度の流砂量の予測が可能であると考えられる。

## 5. 結 語

以上、本文においては、山地流域における土砂流出の実態を明らかにし、土砂流出の機構に関する考察を行っている。その結果、土砂流出に関して得られた若干の新しい知見をまとめて結語とする。

(1) ヒル谷流域における砂礫の流出過程に関して、階段状河道にみられるプール内の流砂機構を明らかにし、プール内の堆砂量を組み込んだ流量と流砂量の関係を明らかにした。

(2) 足洗谷本川における洪水時の砂礫の移動および流砂量に関して従来の流砂量公式の適用性を明らかにした。

(3) 足洗谷上流に発生する土石流の観測・調査に基づいて、土石流の発生モデルによる水収支の検討を行い、土石流発生域の場の特性、土石流発生限界流量および土石流の流動・堆積形態に関して若干の知見を得た。

最後に、本観測・研究に際し、観測の準備から観測・調査資料の整理まで、終始一貫して協力していただいた穂高砂防観測所の志田正雄技官、および滝沢梅雄氏に深く感謝する。さらに、本研究の実験的研究において、京都大学大学院の渡辺弘昌君（現在兵庫県）の協力があったことを記して、感謝の意を表す。

なお、本研究には、建設省北陸地方建設局神通川水系砂防工事事務所の委託研究「神通川水系焼岳に発生する土石流の観測および解析」の成果の一部も含まれている。また、足洗谷流域の深谷観測点に設置された観測装置の一部が土石流によって流失し、その復旧にあたっては関係各位の多大な協力があったことも記して、深謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 矢野勝正・土屋義人・奥村武信：山岳小流域における土砂流出に関する2, 3の観測結果について，京都大学防災研究所年報第10号 B, 1967, pp. 81-96.
- 2) 矢野勝正・奥村武信：山地流域における土砂流出—土砂濃度と粒径特性—，京都大学防災研究所年報第12号 B, 1969, pp. 333-343.
- 3) 芦田和男・高橋 保・奥村武信・道上正規・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出—穂高砂防観測所の観測結果—，京都大学防災研究所年報第15号 B, 1972, pp. 349-361.
- 4) 芦田和男・高橋 保・奥村武信・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出 (2)，京都大学防災研究所年報第16号 B, 1973, pp. 401-409.
- 5) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出 (3)，京都大学防災研究所年報第17号 B, 1974, pp. 547-553.

- 6) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出 (4), 京都大学防災研究所年報第 18号 B, 1975, pp. 529-540.
- 7) 芦田和男・高橋 保・沢田 豊明：山地流域における出水と土砂流出 (5), 京都大学防災研究所年報第 19号 B-2, 1976, pp. 345-360.
- 8) Ashida, K., Takahashi, T. and Sawada, T.: Sediment Yield and Transport on a Mountainous Small Watershed, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Vol. 26, Part 3, No. 240, 1976, pp. 119-144.
- 9) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出 (6), 京都大学防災研究所年報第 20号 B-2, 1977, pp. 387-403.
- 10) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出 (7), 京都大学防災研究所年報第 21号 B-2, 1978, pp. 467-483.
- 11) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出 (8), 京都大学防災研究所年報第 22号 B-2, 1979, pp. 301-314.
- 12) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における土砂流出の観測研究, 第23回水理講演会論文集, 1979, pp. 61-69.
- 13) 芦田和男・高橋 保・水山高久：急勾配水路における混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究, 新砂防, 103, 1977, pp. 6-13.
- 14) 高橋 保：土石流の発生と流動機構, 土と基礎, Vol. 26, No. 6, 1978, pp. 45-50.
- 15) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明・渡辺昌弘：山地河道における土砂流送過程に関する研究, 昭和55年度土木学会関西支部年次学術講演概要, 1980, II-48.