

# 大戸川における微細砂の流送過程について

村本 嘉雄・道上 正規・下島 栄一

## ON THE TRANSPORT PROCESSES OF WASH LOAD IN DAIDO RIVER

By *Yoshio* MURAMOTO, *Masanori* MICHIEU and *Eiichi* SHIMOZIMA

### Synopsis

In the floods of the River Daido, the wash load of the finer sand less than 0.2mm in diameter takes a great part of the suspended sediment load. In order to elucidate the transport process of the wash load in the basin, we set out the observation of the changes with time of suspended sediment concentration and water discharge at the downstream stations and the calculation of sediment yield and transport in connection with run-off process of rainfall on the basis of hydrological and hydraulic approaches.

The results of the calculation show that the changes of sediment concentration of wash load are approximately in accordance with that of the water discharge at the any stations, but the sediment concentrations for a given discharge during a rise and a recession of a flood are different each other in some regions with mountain slopes of different geometrical factors. The observation partly supports these results calculated, however, the further studies on the basis of the comprehensive observation will be needed.

### 1. は し が き

河川の流送土砂のうち、掃流砂と浮流砂については河床砂の粒度構成と河道における水理量から推算することができ、流砂量と河床変動の予測がなされている。しかし、河床に存在しない粒度構成からなる wash load については対象地点の上流域における構成材料の分布とその流出、流送過程を把握する必要があるが、出水と土砂の流出および伝播機構の関係が明らかになっていないので、wash load の流送過程に対する定量的な予測はほとんどなされていない。

河川災害研究部門では、これまで滋賀県の大戸川流域を対象として流域調査および洪水観測を行ない、山腹および河床の土砂と流送土砂の粒度構成の関係を明らかにするとともに出水時に浮遊形式で流送される土砂量のうち wash load の占める比率が高いことを指摘してきた。<sup>1), 2)</sup> また、洪水時における浮遊土砂の観測は従来より数多くの河川で行なわれ、浮流砂の実測値に多量の wash load が含まれていることが報告されており、wash load の推定はダムの堆砂量あるいは河川の濁度変化を予測する上で重要な課題と考えられる。さらに、wash load の生産および流出は山腹における表面流の流出機構と密接に関係していると考えられるから、出水の形成と伝播の機構を究明する上にも wash load の流送過程の検討は有用であろう。

こうした意味から著者らは wash load の実態を明らかにするために大戸川における浮遊土砂の連続観測を始めるとともに水理学的手法を用いて出水および微細土砂の流出と伝播過程の推算を行なった。本論文では、降雨の流出計算に中間流、表面流および河道流を分離した kinematic wave 法を適用し、表面流による流出土砂量と wash load の流送過程をそれぞれ掃流砂関数と浮遊土砂の連続式より計算して、hydrograph および wash load の濃度変化の特徴と相互関係を明らかにするとともに下流地点における観測結果との比較検討を行なう。

## 2. 浮遊土砂の観測結果の検討

大戸川における山腹土砂、河床砂および流送土砂の粒度構成については、昭和44年度までの観測結果を既報<sup>2)</sup>で詳述している。その後、安間川、信楽川などの支川の山腹土砂および本川上流部の河床砂の調査と下流部の浮遊土砂の観測を行ってきたが、それらの平均的な粒度分布を示すと Fig. 1 のようになる。この図で山腹土砂と河床砂の粒度分布を比較すると粒径  $d$  が約 0.2 mm 以下の微細砂は河床に存在しなく、山腹の微細砂は出水時に河道を浮遊状態で流送されていると考えられる。なお、採砂時の流況観測から本川における低水期の摩擦速度でもこの粒径範囲の微細砂は十分移動しうることを確認している。

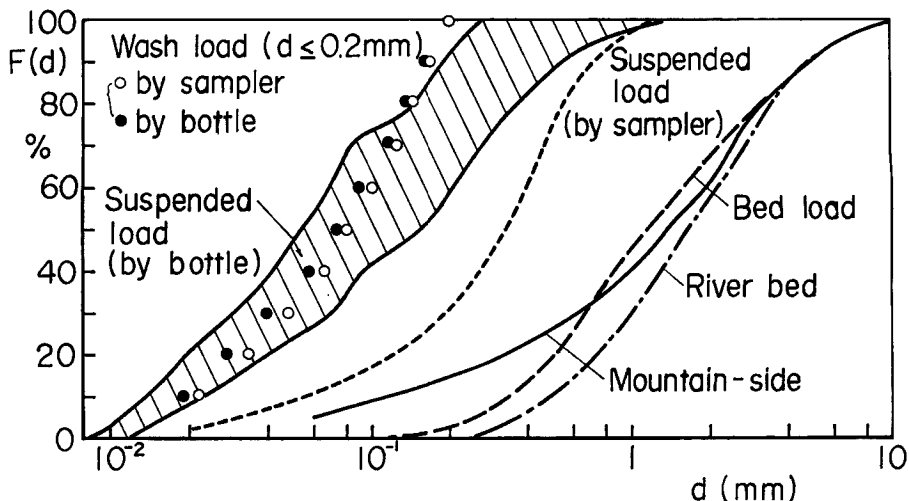


Fig. 1 Grain-size distributions of mountain side, river bed, bed load, suspended load and wash load, and comparison of the distributions of suspended sediment sampled by a bottle and a sampler.

したがって、0.2 mm 以下の微細砂を wash load と考え、今回の観測では wash load の採水に重点をおき、これまで用いてきた重錘付きのB型採水器が労力と時間を要することから採水ビンによる簡易法で実測を行なった。Fig. 1 に採水器と採水ビンによる実測から得られた浮遊土砂の粒度分布が比較されている。採水ビンによる粒度分布は採水器によるそれより明らかに細砂部分に偏っており、これは採水深さおよび採水速度が相違していることによると考えられる。しかし、 $d < 0.2$  mm の粒度分布を比較すると、図に示すように二つの方法による差はほとんどなく、wash load の濃度測定は採水ビンを用いても十分な精度で行なえると考えた。また、採水ビンによる測定を1時点で2～4回行なったが、濃度実測値の相対比は  $d > 0.2$  mm で最大10倍、 $d \leq 0.2$  mm では最大1.2倍であって、wash load に対しては1回の測定でも充分と思われた。これは、これまでの観測結果からも明らかのように wash load は断面内でほぼ一様な濃度分布をもち、砂粒の沈降速度の影響も小さいためと考えられる。

つぎに、昭和44年7月および47年7月の2出水における流量  $Q$  と浮遊土砂濃度  $C_1 (d \leq 0.2$  mm),  $C_2 (d > 0.2$  mm) の時間的変化を示すとそれぞれ Fig. 2-1 および Fig. 2-2 のようになる。ただし、昭和44年の  $C_1$ ,  $C_2$  は7～11点の濃度分布の断面平均値、昭和47年のそれらは採水ビンによる数回測定の前平均値であって、観測点はともに下流部で約500 m 離れた地点 (Fig. 3 参照) である。

浮遊土砂の濃度は hydrograph 全体について観測できなかったので、 $C_1$ ,  $C_2$  と  $Q$  の対応を詳細に検討することはできないが、昭和44年出水の  $Q$  上昇時の実測値以外は  $Q$  と  $C_1$ ,  $C_2$  の増減はほぼ対応しており、

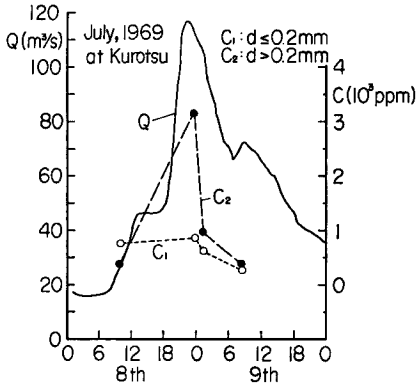


Fig. 2-1 Changes with time of suspended sediment concentration and water discharge in '69 flood.

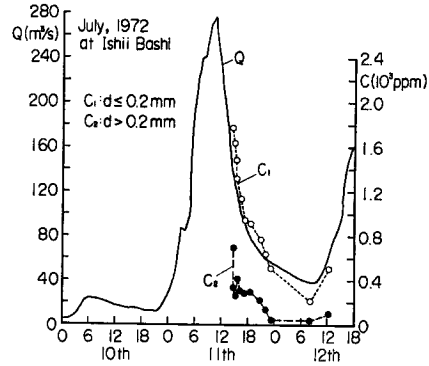


Fig. 2-2 Changes with time of suspended sediment concentration and water discharge in '72 flood.

特異な変化はみられない。また、濃度と流量の指数関係は、全浮遊土砂濃度および分割濃度  $C_1$ ,  $C_2$  について、いずれもこれまで多くの河川で得られている  $C \propto Q$  すなわち流砂量としては  $Q_s \propto Q^2$  の関係にあって、比例定数も従来の実測範囲にあった。一方、同じ流量に対する濃度  $C_1$  の値は昭和 47 年出水の方が昭和 44 年出水より大きく、出水規模に対応している。しかし、昭和 47 年出水においても山地部で顕著な崩壊は発生してなく、中流、下流で若干の河岸欠壊を生じたが、濃度の増加にこの影響が入っているかは明らかでない。なお、 $C_1$  と  $C_2$  の大小関係が昭和 44 年と 47 年の測定値で異なるのは上述の採水方法の相違によるためであって、昭和 47 年の実測値でも採水器を用いた資料では  $C_1 \leq C_2$  の結果が得られている。

### 3. 流域のモデル化

大戸川全流域について出水と wash load の流送過程を関連づけて計算するために Fig. 3 に示すような流域区分を行なった。流域区分は末石の研究<sup>3)</sup>と同様に主な支川の合流に注目して 13 ヶの小流域に分割し、斜面は河道の両側を別個に取り扱い、残流域を加えて合計 27 ヶに区分した。各流域の河道および斜面の幾何学的形状に関係する量は 1/2 万の地図を用いて測定し、一括して Table 1 に示してある。ただし、 $\sin \varphi$ : 斜面こう配,  $\sin \alpha$ : 斜面上の流れの河道に対する流入角,  $\sin \theta$ : 河道こう配,  $B$ : 斜面長,  $L$ : 河道長,  $A$ : 斜面の面積 ( $BL \sin \alpha$ ) である。

wash load の生産源としては、裸地 (崩壊地および禿地) だけを対象とし、昭和 39 年に建設省で作製された 1/1 万の地形図と昭和 45 年の航空写真 (1/2 万) とを比較して各斜面ごとに裸地面積  $A_b$  を求めた。Fig. 4 は Fig. 3 をモデル化した図であって、各斜面の裸地面積率  $A_b/A$  (%) の数値が示されている。全流域の平均裸地面積率は 4.9% であって、それ以上の値をもつ斜面を斜線で示してある。

降雨の観測地点は Fig. 3 に示す 5 ヶ所であって、ティーセン法によって同図に示すような各観測点の支配域を求め、各分割流域ごとに平均降雨を計算した。また、水位と流量の観測地点は大鳥居に 2 ヶ所、黒津および天神川に各 1 ヶ所ある。

### 4. 雨水流出の計算

雨水流出の解析に対しては種々の方法が提案されているが、ここでは斜面からの土砂流出には表面流だけが関与すると考え、中間流および表面流の生起場の変化を考慮した高棹による方法<sup>4)</sup>を用いた。流出計算に必要な有効降雨および中間流の特性量の決定には、資料数が多く、発電ダムの放流の影響が入らない大鳥居

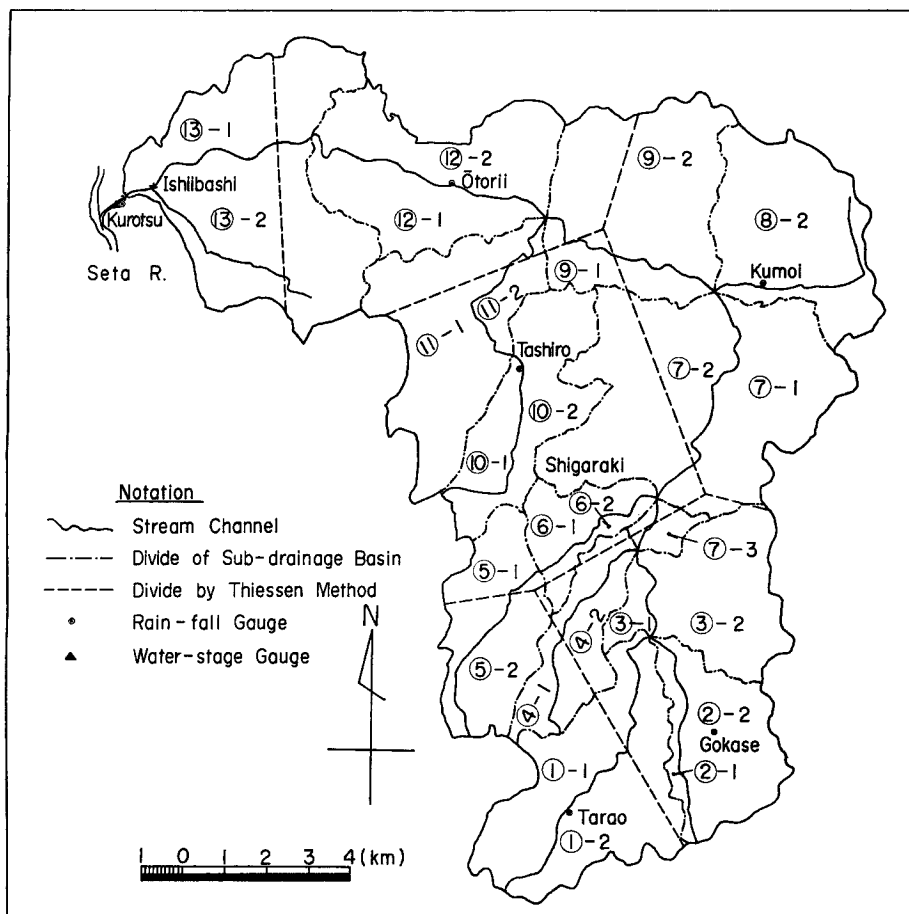


Fig. 3 Map of the river Daido. (divide of sub-drainage basin and Thiessen polygon network)

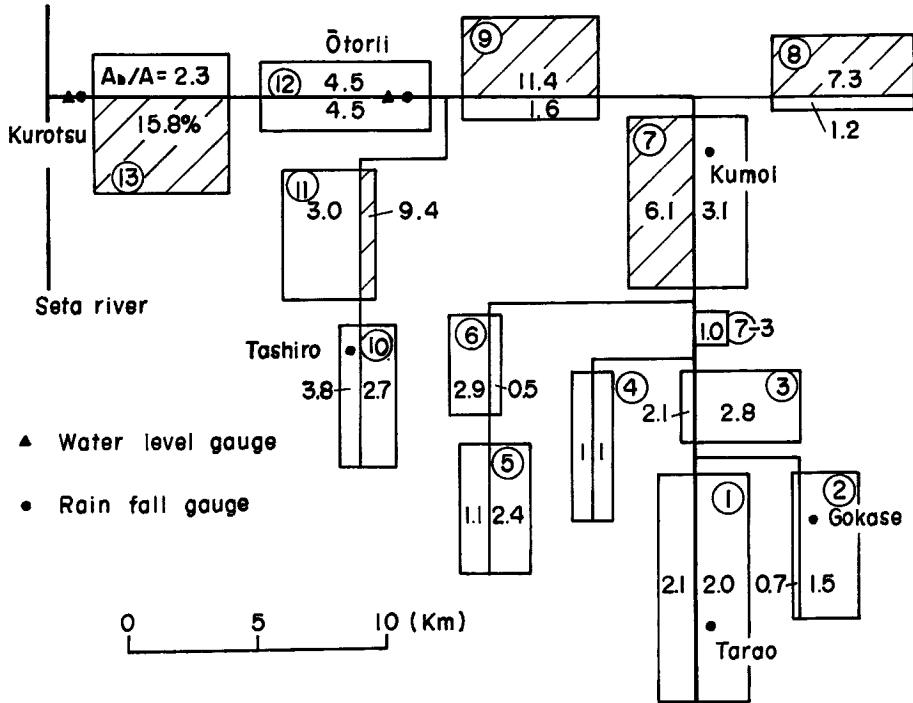


Fig. 4 Model of the basin and percentage of bare soil land.

Table-1 Geometrical and hydraulic factors in each model region of the River Daido.

AREA NO	A(km <sup>2</sup> )	B(km)	L(km)	sin φ	sin α	sin θ	K	P
1-1	8.29	1.51	8.75	0.424	0.696	0.0336	0.81	0.73
-2	8.96	1.90	8.75	0.410	0.589	0.0336	0.81	0.73
2-1	1.65	0.33	5.76	0.411	0.941	0.0485	0.55	0.77
-2	8.16	2.30	5.76	0.384	0.671	0.0485	0.55	0.77
3-1	1.50	0.58	2.75	0.306	0.980	0.0095	1.81	0.70
-2	10.16	4.05	2.75	0.403	0.997	0.0095	1.81	0.70
4-1	3.07	0.78	6.00	0.292	0.683	0.0367	0.66	0.73
-2	3.99	0.80	6.00	0.323	0.884	0.0367	0.66	0.73
5-1	5.39	1.16	5.01	0.359	0.997	0.0550	0.74	0.69
-2	4.66	1.55	5.01	0.320	0.635	0.0550	0.74	0.69
6-1	3.60	1.55	3.88	0.322	0.631	0.0052	1.25	0.71
-2	1.53	0.41	3.88	0.192	0.991	0.0052	1.25	0.71
7-1	12.12	2.04	6.56	0.322	0.958	0.0046	1.42	0.71
-2	15.51	2.57	6.56	0.370	0.985	0.0046	1.42	0.71
-3	1.46	1.24	1.30	0.322	0.958	0.0077	1.42	0.71
8-1	2.69	0.57	5.51	0.363	0.925	0.0491	0.64	0.69
-2	10.83	2.29	5.51	0.324	0.909	0.0491	0.64	0.69
9-1	3.73	0.86	5.25	0.456	0.928	0.0076	1.32	0.70
-2	14.95	3.06	5.25	0.347	0.993	0.0076	1.32	0.70
10-1	3.91	0.76	5.50	0.318	0.987	0.0238	0.55	0.73
-2	6.99	1.39	5.50	0.364	0.976	0.0238	0.55	0.73
11-1	13.63	2.98	5.00	0.403	0.999	0.0218	0.81	0.70
-2	2.14	0.57	5.00	0.418	0.821	0.0218	0.81	0.70
12-1	7.75	1.25	6.75	0.397	0.998	0.0163	0.91	0.71
-2	8.09	1.38	6.75	0.345	0.928	0.0163	0.91	0.71
13-1	8.59	1.69	5.25	0.171	0.982	0.0038	1.60	0.73
-2	15.58	3.68	5.25	0.179	0.820	0.0038	1.60	0.73

地点を基準とし、昭和 40 年～46 年の 55 出水の資料を用いた。算定法と計算に用いた定数について簡単に記すとつぎのようである。

#### 4.1 有効降雨の算定

降雨の初期損失については、hydrograph の立ち上り時点までの降雨量  $R_l$  と前期無降雨日数および初期流量との対応を検討した結果、後者との相関の方が明らかであったので、大鳥居地点の初期流量  $Q_0$  よりつぎのように決めた。

$$R_l = 0 : Q_0 \geq 1.3 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$R_l = 20 \text{ mm} : Q_0 < 1.3 \text{ m}^3/\text{sec}$$

出水期間中の有効降雨の算定は降雨および直接流出の総量に注目し、流出率をつぎの方法で求めた。すなわち、各出水について流域平均の総降雨量から上記の初期損失雨量および水平分離による直接流出高を引いて損失高  $R_*$  を計算し、 $R_*$  と初期損失を除いた降雨の継続時間  $T_d$  との関係を  $R_*/T_d$  をパラメーターとして図示し、 $R_*/T_d$  の範囲ごとに流出率  $f$  を決定した。その結果、 $R_*/T_d = 2 \sim 10 \text{ mm/hr}$  に対して  $f = 0.33 \sim 0.43$  となり  $R_*/T_d$  の増減に対して明らかな傾向が認められなかったので、平均値として  $f = 0.4$  を用いることにした。

以上より各分割流域  $i$  の有効降雨  $r_{ei}(t)$  を

$$r_{ei}(t) = 0.4 a_i r_i(t)$$

によって求めた。ただし、 $r_i(t)$ : Thissen 分割による平均降雨、 $a_i$ : 実面積と射影面積との比である。

#### 4.2 中間流、表面流および河道流の計算

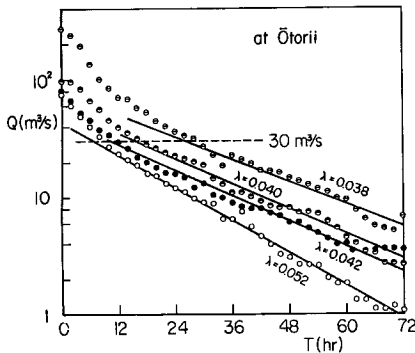


Fig. 5 Several examples observed of recession of sub-surface run-off at Ōtorii.

大鳥居地点における中間流の通減特性について若干の実測結果を示すと Fig. 5 のようになる。これより中間流の最大流量  $Q_M'$  および通減係数  $\lambda$  の値をそれぞれ  $Q_M' = 30 \text{ m}^3/\text{sec}$  および  $\lambda = 0.045 \text{ hr}^{-1}$  とした。また、A 層の厚さ  $\gamma D = 16 \text{ mm}$ 、中間流の最大流出強度  $r_a = 0.70 \text{ mm/hr}$ 、浸透係数  $k/\gamma = 3.9 \text{ cm/sec}$  の値が得られた。これらの中間流の特性量の値はこれまで他の河川で得られている値よりかなり小さく、裸地が多い大戸川流域の特徴に対応しているものと考えられる。

中間流の初期状態は、前期降雨停止から対象出水の降雨開始までの時間が中間流の斜面全長の伝播時間より長い場合には A 層内の初期水深を 0 と考え、短い場合には、初期流量で定常状態と考えて斜面下端の水深を求め、各斜面の前期降雨の影響域内で直線的な水面形をなすものと仮定した。

以上の条件を用いて、各斜面における表面流発生域の時間的変化を図式解法で求め、中間流の斜面下端の流量は特性曲線法によって計算した。

表面流および河道流に対しては、連続式と Manning 式にもとづく kinematic wave 法を適用し、特性曲線法によって斜面下端における表面流の流量および摩擦速度と河道流の所要地点の流量を計算した。表面流の水深と流量を関係づける指数  $p'$  および等価粗度係数  $n'$  の値は、すべての斜面で  $p' = 0.6$ 、 $n' = 0.3$  とした。また、各流域における河道流の流水断面積と流量を関係づける係数  $K$  および指数  $p$  の値は Table 1 に示されているように  $p = 0.69 \sim 0.77$ 、 $K = 0.55 \sim 1.60$  の範囲にある。なお、特性曲線法による計算の時間区分  $\Delta t$  は中間流と表面流に対しては  $\Delta t = 1 \text{ hr}$ 、河道流では  $\Delta t = 20 \text{ min}$  とした。

## 5. 土砂の流出と wash load の流送過程の計算

### 5.1 流出土砂量の算定

一般に山腹における土砂の流出機構は土砂生産の形態によって異なるが、ここでは表面侵食だけを対象とし、つぎのように最も単純に考えて土砂流出量を計算する。すなわち、斜面における土砂流出は裸地部分の表面侵食によって生じ、斜面上で流砂は平衡状態にあって、河道への流出土砂量は斜面下端における表面流の有効摩擦速度  $u_{*e}$  によって決まるものと考え、また、流出土砂量は裸地面積率に比例し、各粒径別の土砂量は山腹における粒度構成比率  $P_s$  に対応するものと考え、単位幅の流出土砂量  $q_s$  の式として Brown 式を仮定すると、

$$q_s = 10 u_{*e}^5 (A_b/A) P_s / (\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d_m \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。ただし、 $\sigma/\rho$ ：砂の比重、 $g$ ：重力加速度、 $d_m$ ：山腹土砂の平均粒径である。上式で  $u_{*e}$  と全摩擦速度  $u_*$  との比を  $e$  とおき、 $u_*$  と単位幅流量  $q$  の関係  $u_* = g^{1/2} (\sin \varphi)^{9/10} (n' q)^{7/20}$  を用いると、

$$q_s = 10 g^{1/2} e^5 (\sin \varphi)^{7/4} (n' q)^{3/2} (A_b/A) P_s / (\sigma/\rho - 1)^2 d_m \dots\dots\dots (1)'$$

となる。また、山腹土砂の移動限界流量は  $d_m$  に対する限界摩擦速度  $u_{*c}$  を用いて次式で表わされる。

$$q_c = \{ u_{*c}^5 / e^5 g^{5/2} (\sin \varphi)^{7/4} \}^{2/3} \dots\dots\dots (2)$$

つぎに、(1)'および(2)式の  $e$  の値は  $n'$  に関係すると考えられるが、先験的に定めることは難しいので、一つの目安を得るために建設省の猫岩試験地における流量と流出土砂量の資料<sup>5)</sup>を用いて若干の検討を行なった。猫岩試験地の裸地斜面は  $B=20$  m,  $L=5$  m,  $\sin \varphi=0.574$  であって、流量は三角ぜきの日記水位計で測定されており、流出土砂量は日単位で実測されている。(1)'および(2)式で  $n'=0.3$ ,  $\sigma/\rho=2.65$ ,  $d_m=0.2$  cm/sec ( $u_{*c}=3.73$  cm/sec),  $A_b/A=1$ ,  $P_s=0.85$  とおき、10~20分間隔の  $q$  を用いて一日の  $q_s$  を積算した。 $e=0.3\sim 1$  の計算値と実測値とを比較した結果、 $e=0.5$  がほぼ妥当と考えられた。Table 2 に実測値  $e=1$  および  $0.5$  の計算値が示してある。

Table-2 Comparison between the observed values of rate of sediment yield and the calculated ones at Nekoiwa experimental slope of bare soil land.

Date	$r_{max}$ (mm/hr)	$R$ (mm/day)	$V_s$ (m <sup>3</sup> /day)	$q_s(10^{-3}m^2/day)$		
				obs.	cal.	
					$e=1$	$e=0.5$
S.41 8 3	29.9	32.9	0.256	51.2	422	13.2
8 15	13.2	48.0	0.0194	3.88	82.5	2.58
9 8	21.5	22.2	0.0310	6.20	296	2.96
9 13	31.5	77.8	0.197	39.7	1085	33.9
S.44 7 9	4.9	16.0	0.0173	3.46	322	10.1

しかし、モデル流域では Table 1 にみるように  $B=0.33\sim 4.05$  km の範囲にあって、猫岩試験地と著るしくスケールが異なるので、斜面長を分割することによってどの程度  $q_s$  が変化するかを検討しておく必要がある。いま、出水の集中時間  $t_c$  と平均降雨強度  $r_m$  の関係  $t_c \sim r_m^{-2/5} B^{3/5}$  に降雨強度と継続時間の関係として  $r_m \sim t^{-1/2}$  を用いると、 $r_m \sim B^{-3/8}$  の関係が得られる。これより  $q \sim B^{5/8}$  および  $q_s \sim q^{3/2} \sim B^{15/16}$  となるので、斜面長分割による流出土砂量の増加は  $B^{-1/16}$  に比例することになり、 $B$  の絶対長にはほとんど関係しないことがわかる。

以上の検討結果より分割流域の各斜面からの微細砂の流出土砂量は、表面流の計算で  $u_*(t)$  が得られているので(1)式に  $e=0.5$ ,  $d_m=0.2$  cm,  $\sigma/\rho=2.65$ ,  $P_s=0.15$  を用いて

$$q_s = 0.0897 u_*^5 A_b / A \dots\dots\dots (1)''$$

より算定した。

### 5.2 wash load の流送過程の計算

斜面からの流出土砂量のうち微細砂部分は河道に入ると浮遊状態で流送され、濃度は河道一断面内で一様であって、沈降および縦拡散の影響は無視できるものと仮定する。また、微細砂部分は斜面からの横流入に

限られ、河道内での捕捉および河岸侵食による補給はないものとする。

このような条件下における河道内の wash load および流れの関係式はつぎのように表わされる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial CF}{\partial t} + \frac{\partial QC}{\partial x} = q_s \sin \alpha \dots\dots\dots (3) \\ \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q'' \sin \alpha \dots\dots\dots (4) \\ F = KQ^p \dots\dots\dots (5) \end{array} \right.$$

ここで、 $C$  : wash load の濃度、 $F$  : 流水断面積、 $q''$  : 表面流の流量  $q$  と中間流の流量  $q'$  の和である。

(3)式に(4)および(5)式の関係式を代入し、 $C_s = q_s/q''$  とすると

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{Q^{1-p}}{K} \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{q''}{KQ^p} (C_s - C) \dots\dots\dots (6)$$

となる。また、 $C = Q_s/Q$  を用いて洗砂量  $Q_s$  の関係で表わすと、

$$\frac{\partial Q_s}{\partial t} + \frac{Q^{1-p}}{K} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{Q^{1-p}}{K} q_s + \frac{(1-p)Q_s}{K} \frac{\partial Q}{\partial t} \dots\dots\dots (7)$$

が得られ、(6)および(7)式よりの wash load の  $C$ 、 $Q_s$  の伝播速度は河道流の平均流速に等しくなる。また、(6)式より、一般に  $C$  は流下方向に減少する傾向をもつが、流量が増加する下流では右辺が小さくなるので、 $C$  の一定値は流速で一樣伝播することがわかる。しかし、各河道で  $C_s$  の差が大きく、合流の影響も伴なうので式の一般の性質から下流の濃度変化を予測することは難しく、数値計算の結果にも上述の傾向は明確に現われない。

河道流の流量は流出計算より既知であるから(6)あるいは(7)式より  $C$  あるいは  $Q_s$  を計算することができる。しかし、上述のように  $C$  および  $Q_s$  の伝播速度は  $Q$  のそれと異なるので、特性曲線法によって計算を行なう場合には、所定の  $(x, t)$  点での  $Q$  を定めることは難しく、とくに(7)式の右辺第2項の  $\partial Q/\partial t$  の計算に誤差を伴うと考えられる。したがって、ここでは(6)式を用い、 $Q$  は  $C$  の一つの特性曲線上で一定と仮定し、 $C$  と同一の出発時点をもつ  $Q$  の特性曲線上における上流端と下流端の平均流量を用いた。また、このような仮定を用いた場合には、最上流の流域 (Fig. 3 の AREA-1, 2, 4, 5, 8, 10) の河道上流端で  $Q \approx 0$  となり、濃度の境界条件としては  $C=0$  の代りに  $C=C_s$  を用いる必要がある。

(6)式に対する以上の仮定は数値計算の複雑さを避けるために行なったものであるが、計算の対象とした2出水では各河道区間における流量の伝播時間はほとんどの場合に1時間以内であって、有効降雨および横流入量の時間区分を考えると、この仮定による誤差は無視できる。しかし、河道伝播時間が1時間以上になる場合には、(3)~(5)式を連立させて、 $(x, t)$  に対して定差格子法を用いて計算する必要がある。なお、 $Q, C$  の計算において時間間隔を1時間と20分にとって比較したが、いずれの河道区間においても時間間隔の相違による計算値の差は無視できることがわかった。

## 6. 計算結果の検討

### 6.1 hydrograph の検討

2. で述べた昭和44年と47年の2出水について、各地点の降雨量の時間分布および本川にそって出水の形成過程を示すと、それぞれ Fig. 6-1 および Fig. 6-2 のようになる。降雨量は昭和44年出水では下流域、昭和47年出水では上流域で若干多いが、時間分布の地域差は顕著でない。hydrograph の計算値と実測値との対応は黒津地点以外は欠測していたので十分な検討ができないが、昭和44年出水では通減部以外はほぼ両者が一致しているのに対して、昭和47年出水では実測値より計算のピークの発生時間が早く、ピーク流量の計算値は小さくなっている。

この理由として、有効降雨の算定と等価粗度係数の決め方が問題になるが、直接流出の総量を対象として損失を見積っており、流出率の計算値の変動範囲を考えると図にみられる程度のピーク値の差および低減部の差は現われうる。また、中間流を考慮した場合に等価粗度係数の評価は難しいが、 $n' = 0.5$  および  $n' = 1.0$



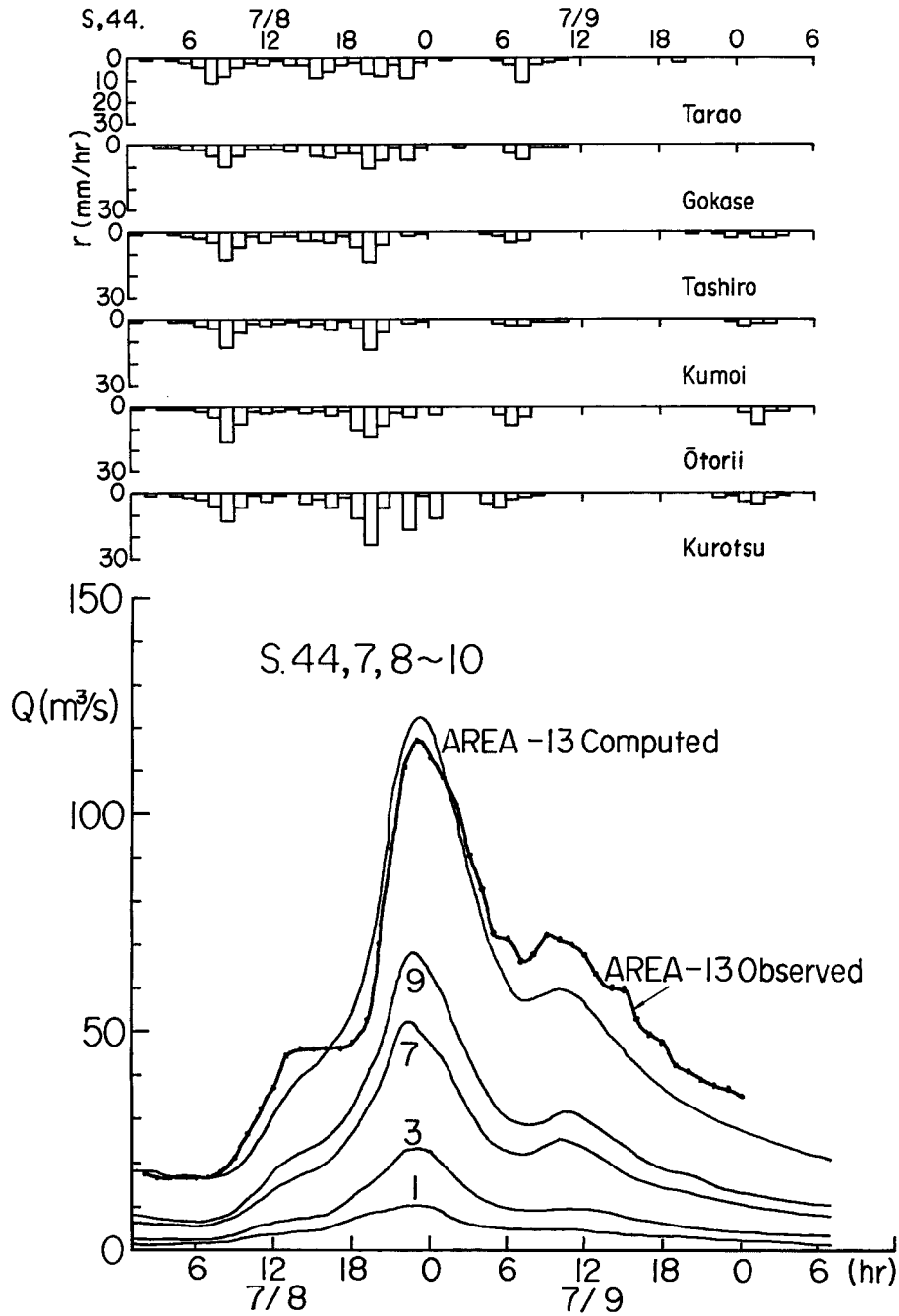


Fig. 6-1 Comparison of the calculated hydrographs at several stations along the main channel and the observed one at downstream section in '69 flood.

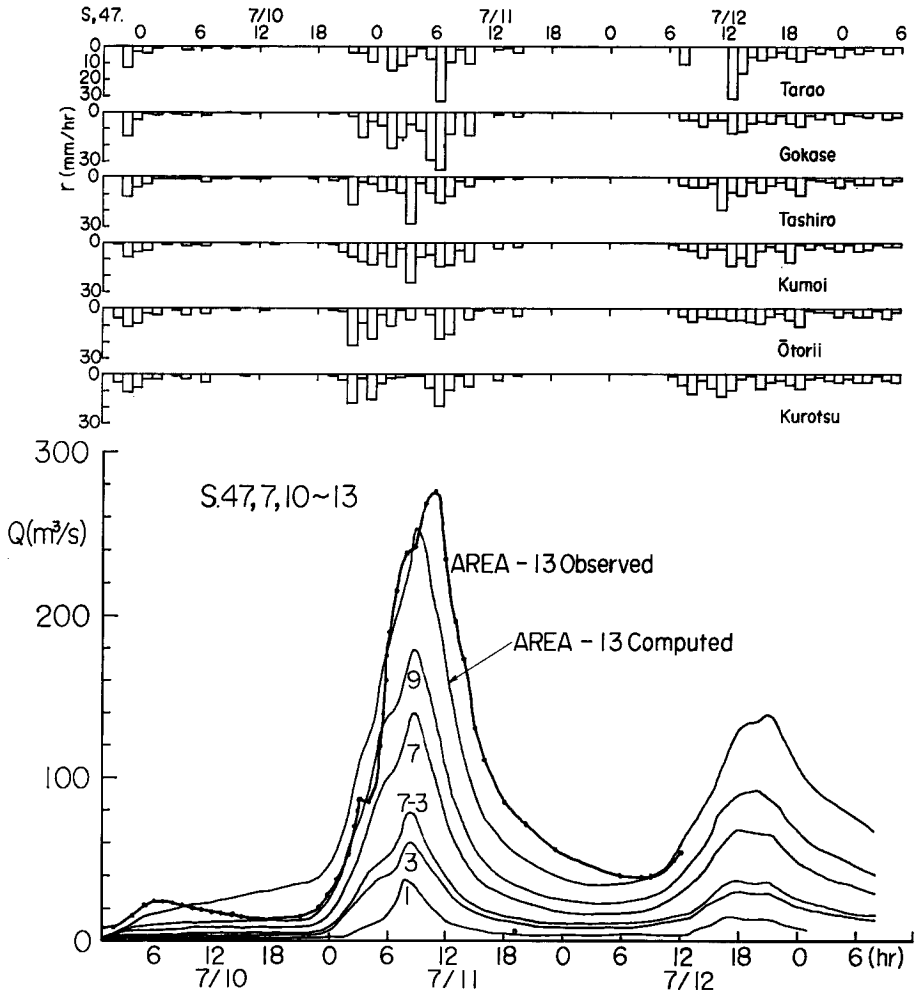


Fig. 6-2 Comparison of the calculated hydrographs at several stations along the main channel and the observed one at downstream section in '72 flood.

として表面流を計算した結果、昭和 47 年出水については  $n'=0.5$  を用いればほぼ実測値に近くなると考えられた。

しかし、本計算に用いた等価粗度係数および流出率の妥当性については実測精度のよい大鳥居地点の資料ならびに出水規模の異なる実測資料にもとづいて検討しなければ明らかでない。

6.2 wash load の流送過程の検討

斜面から流入する微細砂部分は河道を浮遊状態で流送されると仮定しているの、土砂の存在する最小流量時として流出土砂の発生時点における河道流の摩擦速度の値を検討する。この時点の流量としては、中間流の最大流量をとればよいと考えられるから、 $Q_M' = 2kDL \sin \varphi$  の値を各河道区間について求めて加算し、摩擦速度  $U_{*M}'$  は河道流の関係式より得られる次式を用いて計算した。

$$U_{*M}' = \sqrt{gn^{3/2} K^{-3/2} (\sin \theta)^{1/4} Q_M'^3 (1-p)^{1/2}} \dots \dots \dots (8)$$

本川にそって  $Q_M'$  および  $U_{*M}'$  の変化を示すと Fig. 7 のようになる。対象としている微細砂の最大粒径

0.2mm の沈降速度  $w_0 \approx 2 \text{ cm/sec}$  に対して、 $U_{*M}'/w_0 > 6$  となり浮遊条件を満足している。しかし、 $w_0/\kappa U_{*M}'$  ( $\kappa$ : kármán 定数) の値の最小値は 1/3 程度であるので、流水断面内で一様濃度とする仮定は中流部および下流部の緩こう配区間で低流量時には若干問題がある。

つぎに、一つの流域における流量と wash load の濃度の流出、流送状態をみるために、AREA-8 について  $q'' \sin \alpha$  および  $C_s$  と河道下流端の  $Q$  および  $C$  の時間的変化を示すと Fig. 8 のようになる。流量と濃度波形はともに河道伝播の過程でほとんど変化せず、ピーク付近で約 1 時間の伝播時間を要している。流量と濃度変化との対応は上昇期と通減期とで異なっており、同一流量に対して上昇期より通減期で高濃度を示す現象が認められる。これは流量が同じであっても、中間流と表面流の占める割合が異なることに起因しており、図に示したように各流出成分を分離して  $C_s$  と  $q$  の変化を比較すれば説明できる。また、流出土砂量の計算法から明らかなように、上昇期と通減期における流量と濃度の対応関係の相違は両

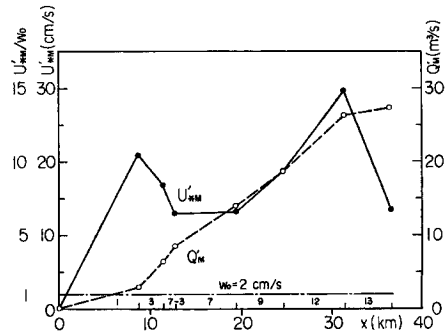


Fig. 7 Variation of water discharge and shear velocity along the main channel at maximum subsurface run-off stage.

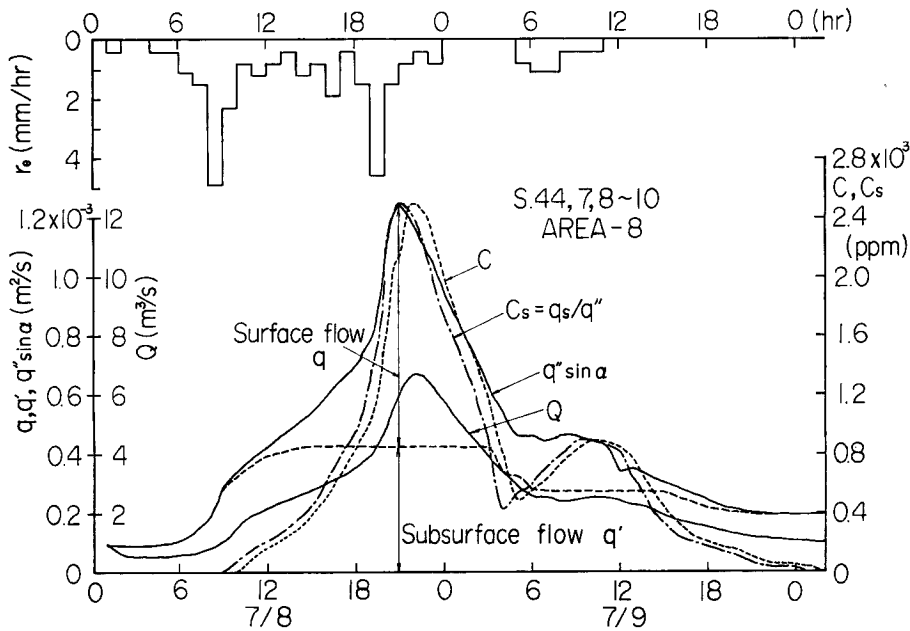


Fig. 8 Comparison of changes with time of sediment concentration and water discharge at downstream edge of mountain slope and channel in AREA-8.

斜面の斜面長およびこう配の値の差が大きい場合に顕著に現われ、このような流域では流量と濃度の相関をとるとループを描くことになる。

一方、Fig. 6-1 および Fig. 6-2 の hydrograph に対応する wash load の濃度変化を示すとそれぞれ Fig. 9-1 および Fig. 9-2 のようになる。これらの図を大局的にみると、いずれの出水についても流量と

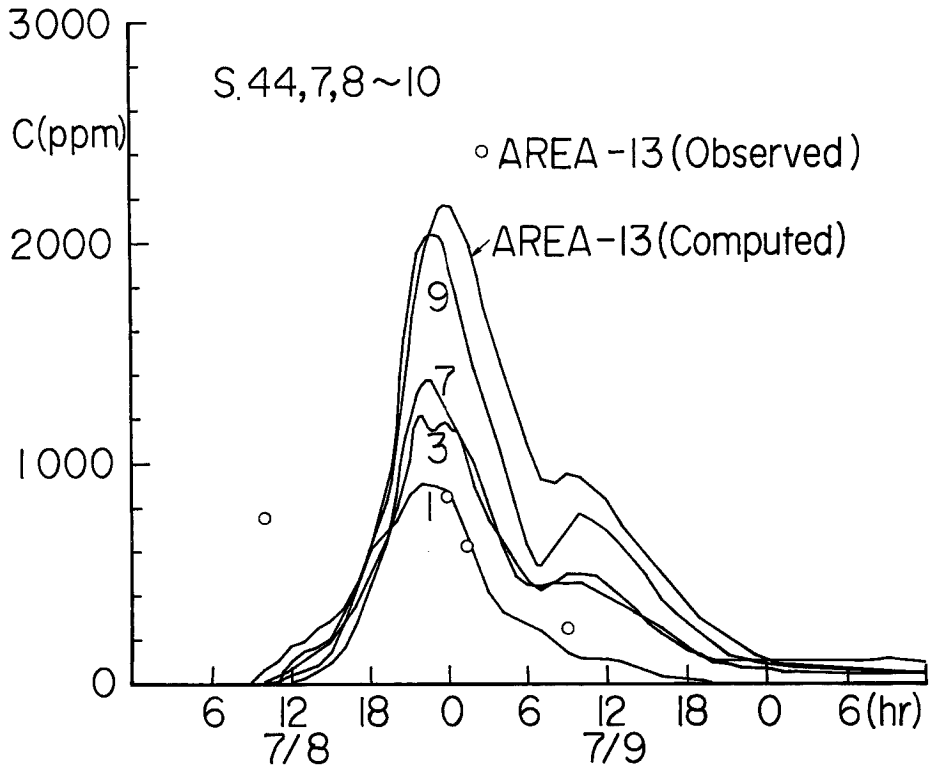


Fig. 9-1 Comparison of the calculated results of changes with time of sediment concentration at several stations along the main channel and the observed values at downstream section in '69 flood.

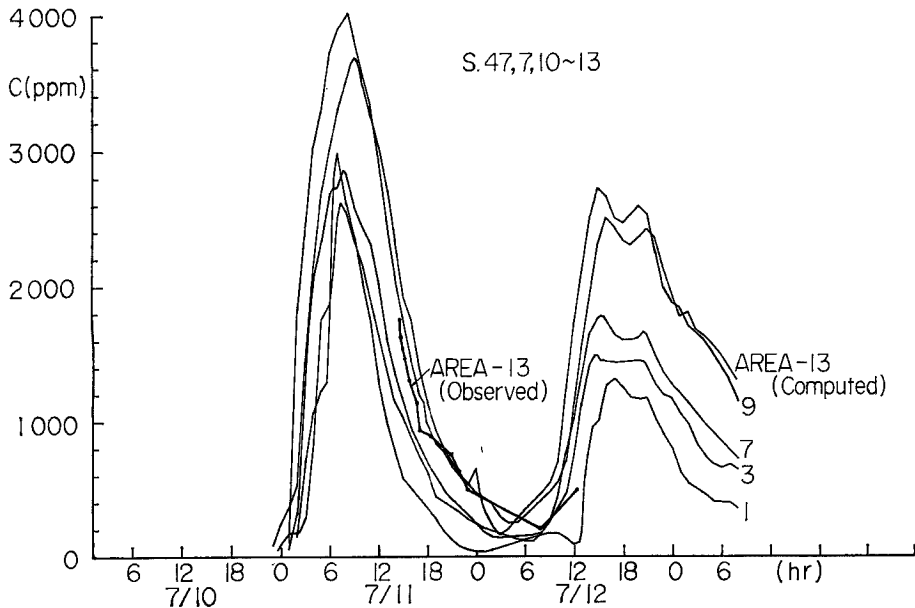


Fig. 9-2 Comparison of the calculated results of changes with time of sediment concentration at several stations along the main channel and the observed ones at downstream section in '72 flood.

濃度は下流地点までほぼ類似した時間的変化を示しており、大戸川上流域程度の流域面積では、Fig. 4 に示すように裸地分布が下流域に偏っていても流量と濃度の波形および伝播時間に顕著な差が現われず、単一流域として取り扱えるように見える。しかし、各流域で降雨分布が異なったり、崩壊を伴うような降雨条件下では、当然、流量と濃度の時間変化に差異が現われる場合が予想され、例えば、昭和28年出水<sup>2)</sup>程度の降雨規模の現象の検討が必要であろう。

また、Fig. 9-1 と Fig. 9-2 で、最下流端における計算値と実測値とを比較すると、昭和47年出水では両者はほぼ一致しているが、昭和44年出水では上昇期で計算値より高濃度の wash load が実測されており、減速期では逆に計算結果が実測値より大きい値を示している。しかし、実測値が少ないので、流域のモデル化および計算法の妥当性についてはさらに出水の全期間にわたる観測結果から検討しなければ明らかでない。

Fig. 10 は昭和44年出水について各流域の斜面下端および河道におけるピーク濃度  $C_{s,p}$ 、 $C_p$  の計算値を

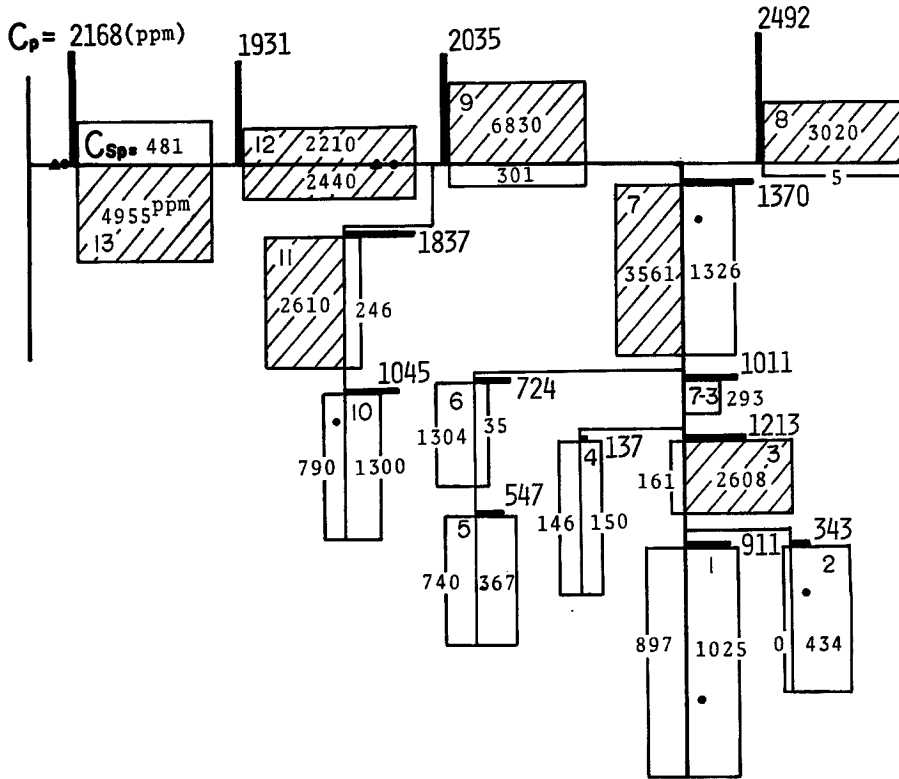


Fig. 10 Map of maximum values of sediment concentration calculated at mountain slope and channel in '69 flood.

示したものであって、 $C_{s,p} = 2,000$  ppm 以上の斜面を斜線で示してある。Fig. 10 と Fig. 4 の斜線部分はほぼ対応しているが、 $C_{s,p}$  の値は斜面こう配および斜面長にも関係するので裸地面積率の順位とかなり異なっている。また、河道のピーク濃度は AREA-7~9 の間で急激に増加し、下流でやや減少する傾向を示している。こうした濃度の地域的な分布特性の予測は、Fig. 9-1 および 9-2 の濃度波形の変化とともに今後の観測位置および方法を選定する際の目安となろう。なお、昭和44年出水と47年出水における wash load の総流出土砂量の計算値はそれぞれ  $3,061\text{m}^3$  と  $16,591\text{m}^3$  であって、大峯ダムの堆砂量から推定された年平均

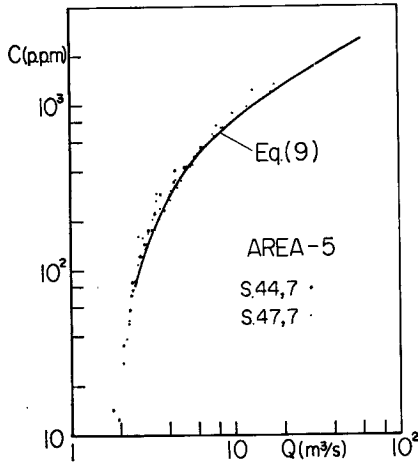


Fig. 11-1 Relation between sediment concentration and water discharge calculated at downstream section of channel in AREA-5.

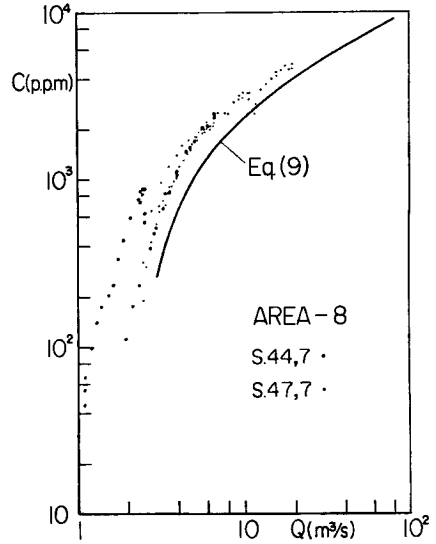


Fig. 11-2 Relation between sediment concentration and water discharge calculated at downstream section of channel in AREA-8.

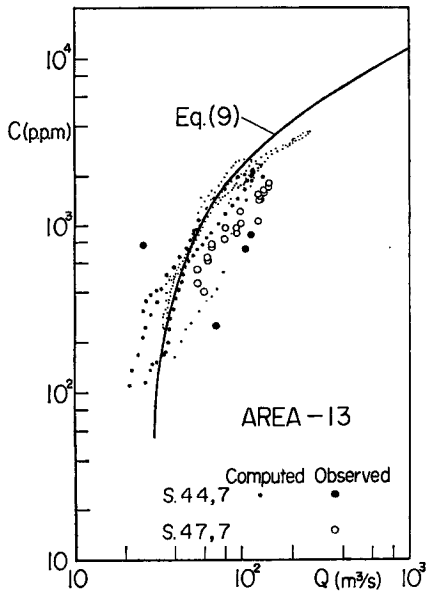


Fig. 12 Relation between sediment concentration and water discharge calculated at downstream section of channel in AREA-13.

流出土砂量<sup>2)</sup>の15%の値は約1.5万m<sup>3</sup>となる。昭和44年出水は年4,5回の出水であり,昭和47年出水は昭和40年以來の大出水であることおよびダムに捕捉されないwash loadも存在することを考えると,計算された総量は実際とさほど離れた値でないと思われる。

最後に,流量と濃度の計算値を用いて両者の相関関係を二,三の特徴的な流域で検討してみる。Fig. 11-1とFig. 11-2はそれぞれ上流端の単一流域で両斜面の特性量がほぼ等しい場合と異なる場合について,CとQの関係の一例を示したものである。図中の実線は,(1)'式で中間流として最大流量を考え,かつ河道内での流量波形の変化を無視し, $Q=qL+Q_M'$ と近似して得られる関係式

$$C=10g^{1/2}e^5n^{7/2}(\sin\varphi)_m^{7/4}(1-Q_M'/Q)^{3/2}\times(Q/L)^{1/2}P_s(A_b/A)_m/(\sigma/\rho-1)^2d_m\cdots(9)$$

を示している。ただし,  $(\sin\varphi)_m$  および  $(A_b/A)_m$  はそれぞれ両斜面における斜面こう配および裸地面積率の平均値である。

各時点のQ,Cの計算値はFig. 11-1の場合には(9)式の曲線にほぼ一致しているが, Fig. 11-2ではかなり離れており,すでに述べたように両斜面の特性量が異なる場合には流量と濃度が一対一の対応を示さない。上と

同様の方法で全流域を単一の斜面と考へて、(9)式の関係、最下流端における追跡計算の結果および実測値の三者を比較すると Fig. 12 のようになる。(9) 式の曲線は計算値のほぼ平均的な関係を表わしており、流量が大きい時点では中間流の流量を一定と仮定して、河道の流量から wash load を近似的に予測できるものと考えられる。

一方、(9)式を前提として  $C \propto Q^m$  の関係を検討すると、指数  $m$  は  $Q$  が大きい場合に  $m=1/2$  に漸近し、実測値の範囲で  $m=1$  に近づいている。さらに  $Q$  が小さい場合は、中間流の影響が大きくなるので急激に  $m$  が大きくなり、従来より浮遊砂に関して得られている  $C \propto Q$  の関係は wash load については成り立たないことになる。また、このことから中間流の占める割合の大きい出水特性の流域ほど  $m$  の値は大きくなることが予想され、今後検討すべき問題であろう。

## 7. む す び

以上、本論文では大戸川流域における wash load の流送過程を水理学的手法を用いて計算し、観測結果と比較検討するとともに流域各点における wash load の伝播特性および流量と wash load の濃度について考察した。本研究で行なった流域のモデル化、諸定数の仮定および計算法の妥当性については、さらに広汎な観測結果を得なければ明らかでないが、とくにスケールの異なる流域を対象として出水および土砂の流出、流送機構をモデル化する方法を検討していく必要があろう。大戸川流域に関しては、例えば、猫岩試験地、天神川流域および大戸川全域の三者を比較することによって、有用な素材を得ることができると考えられる。

一方、wash load の予測の面から云えば、出水および流砂の水理学的な追跡計算は複雑であって、本論文で述べたように表面流と中間流を分離することによって流量と wash load の濃度との対応関係のある程度予測できるが、その適用範囲を流域特性および降雨特性の面からさらに明確にしていく必要があろう。

最後に、本研究を進めるに際して御協力頂いた建設省琵琶湖工事事務所の方々に感謝致します。また、大戸川の調査、観測および資料整理に対して助力頂いた中村行雄技官ならびに研究室の方々に謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 芦田和男・村本嘉雄・田中祐一郎・塩入淑史：大戸川における 2, 3 の観測について、京都大学防災研究所年報，第11号B，昭43. 3, pp. 267-280.
- 2) 芦田和男・村本嘉雄・今本博健・田中祐一郎・奈良井修二・上野鉄男：大戸川に関する調査研究，京都大学防災研究所年報，第13号B，昭45. 3, pp. 187-197.
- 3) 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について，土木学会論文集，第29号，昭30. 12, pp. 77-87.
- 4) 高棹琢馬：出水現象の生起場とその変化過程，京大防災研究所年報，第6号，昭38. 7, pp. 163-180.
- 5) 建設省近畿地方建設局琵琶湖工事事務所：田上地区猫岩・川向・滝ヶ谷観測所データ，昭46. 3.