

1. はしがき 著者らは、これまでに滋賀県の大戸川流域を対象として、kinematic wave法にもとづく出水解析とワシ・ロードの流下過程に関する計算を行なってきた。^{1), 2)} しかし、観測結果が下流部1地点で、かつ出水の逆減期に限られていたため、計算法の妥当性についてはほとんど明らかにできなかった。本文では、流域各点における連続観測の結果からワシ・ロードの流出特性とその水理学的推算法の問題点について考察する。

2. 流量およびワシ・ロードの濃度の時間的变化 ワシ・ロードの観測点は、図-1に示すように主な支川の合流点を選び、本川にそってA～Hの8点、支川a～eの5点において約1時間毎の採水と水位の測定を行なった。雨量と水位(流量)の自記観測点は、雨量6点、水位3点(K, H, E)である。

対象出水における雨量とおよび本川をい各観測点の流量Qの時間的变化を示すと図-2のようになる。既報の有効降雨の算定法を用いると、総有効雨量は21～25mmであって、A層厚の推定値16mmと比較すると、中間流の卓越する出水と考えられる。一方、本川をい各点におけるワシ・ロードの濃度Cの時間的变化を図-3に示す。なお、支川合流前後の濃度の対応を検討するために、B地点においてAとa地点、D地点においてCとb地点の各濃度を合成した結果が比較してあるが、それぞれほぼ対応している。また、濃度波形について支川の流入しないFとH地点(距離1km)とを比較すると両者はほぼ一致しており、この間では、濃度伝播に対する分散および微細砂の補給・捕捉効果は小さいことがわかる。図-3には図-2のピーク流量の発生時点を矢印で示してあるが、いずれの地点においてもピーク濃度の発生時点とほぼ一致しており、既報の追跡計算の結果と対応している。

図-4は、ピーク流量 Q_p 、ピーク濃度 C_p および Q_p の発生時点 T_p の流下方向変化を示したものであって、 T_p は流域平均降雨のピーク時点を $T_p=0$ にとり、ある。ピーク流量は中間流の最大流量の推算値 Q_m が70～80%を占めており、中間流が主体の出水と考えられる。また、 C_p の流下方向変化は、計算値 $C_{p,c}$ と定性的には対応しているが、下流部では実測値の変化が急激である。

3. 流量とワシ・ロードの濃度との相関 既報において、ワシ・ロードの濃度と流量とを対応づける簡略式として次式を示した。

$$C = K Q^{1/2} (1 - Q_m/Q)^{1/2}, \quad K = 10^{1/2} e^{1/2} n^{1/2} (\sin \theta)^{1/2} R L^{1/2} (A_b/A) / (\sigma_p - 1)^{1/2} d_m \quad (1)$$

ここに、 e : 有効摩擦速度と全摩擦速度との比、 n : 斜面の等価粗度係数、 $\sin \theta$: 斜面の勾配、 R : 山腹土砂に対するワシ・ロードの粒度構成比率、 L : 河道長、 A_b/A : 裸地面積率、 σ_p : 砂の比重、 d_m : 山腹土砂の平均粒径であって、 $e=0.5$ 、 $n=0.3$ 、 $R=0.15$ 、 $\sigma_p=2.65$ 、 $d_m=0.2\text{cm}$ を用いる。大戸川における通常の出水では、上式はkinematic wave法から計算される $C \sim Q$ 関係のほぼ平均的な曲線を与えることが示されているので、以下では主に(1)式との比較から既報

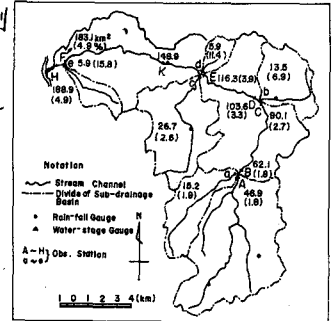


図-1 流域図と観測点

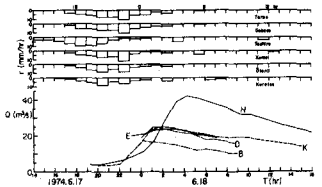


図-2 雨量と流量の時間的变化

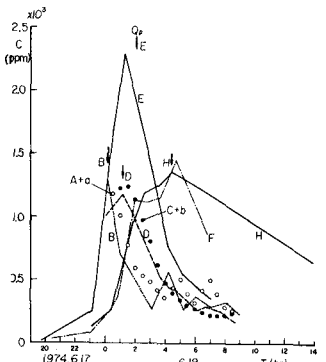


図-3 ワシ・ロードの濃度変化

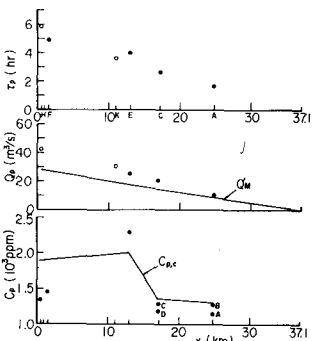


図-4 ピーク値の流下方向変化

の計算法の適用性について検討する。

まず、(1)式の係数 K は同程度の流域規模では主に裸地面積率に依存することから、各支流で裸地面積率の小さい流域の観測点 b, c と大きい流域の d, e 地点について $C \sim Q$ の関係を示すとそれぞれ図-5(i)と(ii)のようになる。いずれも主に逓減期の実測値しか得られていないが、裸地面積率の小さい流域の実測値はほぼ計算値に近い傾向を示し、大きい流域では、実測値と(1)式との差が1オーダー以上になり、傾向もかなり異なる。つぎに、本川をいう観測点 $A \sim E$ および最下流の H 地点における $C \sim Q$ の関係を図-5(iii)および(iv)に示す。 $A \sim E$ 地点の実測値は、上昇期およびピーク近くで(1)式との差が大きく、流量の低下とともに(1)式の曲線に近づくようにみえる。一方、 H 地点については、1969年と1972年の実測値および Q_m としてハイドログラフの立上り点の流量と中潮流の最大流量を用いたときの(1)式の曲線が示してある。実測値は出水の上昇期では、 $Q_m = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ の曲線に対し、逓減期で $Q_m = 28 \text{ m}^3/\text{s}$ のそれに近い。

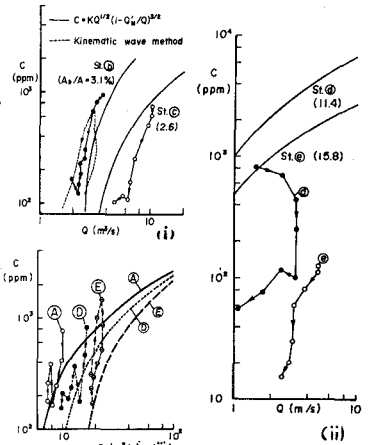


図-5(i)~(iii) $C \sim Q$ の関係

4. ウォッシュロードの推算モデルの問題点 以上のように裸地面積率の大きい流域およびその他の流域でも出水の上昇期では実測値と計算値との差が大きくなる。この理由として既報の推算モデルにおける種々の仮定が挙げられるが、特に中潮流のモデルの設定に基因すると考えられる。すなわち、表面流だけが土砂流出に關与すると仮定すると、中潮流が最大になる以前に表面流が発生するモデルを設定する必要がある。また、流域分割した kinematic wave 法を用いても、河道伝播による出水およびウォッシュロードの遅れは無視できるので、表面流発生時における中潮流の時間的变化は顕著でなく、 $C \sim Q$ 関係は河道における Q と C の伝播速度の差を反映して実測値と逆のループになり、出水初期・斜面流出モデルに問題がある。中潮流と表面流成分の時間的变化をうけに中潮流のモデル定数を各分割流域について決定するにはさらに実測値の集積が必要であるが、今回の観測結果から若干の検討を行なうとつぎのようである。

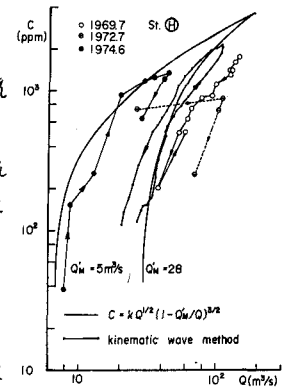


図-5(iv) $C \sim Q$ の関係

図-6は(1)式の C と Q に実測値を代入して中潮流の流量 Q_m を逆算したものであて、 b 地点以外では Q と Q_m との差が大きく、 Q_m の値にも大きい。特に裸地率の高い d, e 地点では、 Q_m は Q と同様の变化を示しており、出水初期においても表面流が卓越している。実際の中潮流の対応は明らかでないが、裸地率および合流過程の差により中潮流・分離法を変える必要があると考えられる。つぎに、図-7は右観測点での流出高の時間的变化を示したものであて、推算モデルで仮定した中潮流の最大流出強度 $R_a = 0.70 \text{ mm/hr}$ および逓減係数 $\lambda = 0.045 \text{ hr}^{-1}$ と比較すると、裸地率の小さい b, c, H, K 地点についてはほぼ対応した値を示しているが、裸地率の大きい d, e では、 $R_a \approx 2 \text{ mm/hr}$ となり、逆に A 地点が大きく評価されることになる。

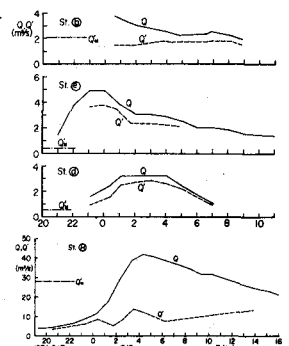


図-6 Q と Q_m の時間的变化

5. むすび 今回の観測によつてウォッシュロードの推算モデルの問題点がある程度明らかになったが、今後さらに裸地率の大きい流域における出水初期・流出特性を把握し、ウォッシュロードの予測法を確立に努めたいと考えている。最後に、観測に御協力いただいた建設省琵琶湖工事事務所の方々に防災研究所の河田助手、藤田助手および中村技官に謝意を表す。1), 2) 村本・道上・下島: 京大防災研年報, 16号B, 1973. 第18回水論, 1974.

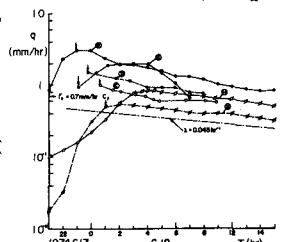


図-7 流出高の変化