

〔はじめに〕 山地小流域からの降雨流出は、斜面の水利特性（地形など）に大きく影響される。それゆえ、山地小流域からの降雨流出の解析をするとき、斜面の水利特性が直接的に導入できるモデルを用いることが望ましい。そのようなモデルは、土地利用形態の変化に伴う流出の変化を予測するためにも必要である。以上の観点から設定した流出モデルと、その適用結果について述べる。

〔流出モデル〕 (I) 斜面上の流れ 連続の式 $\frac{\partial}{\partial t}(h) + \frac{\partial}{\partial x}(q_x) + \frac{\partial}{\partial y}(q_y) = r - f \cdots (1)$ および運動方程式 $q_x = \alpha I_x^{1/2} h^{3/2}$, $q_y = \alpha I_y^{1/2} h^{3/2} \cdots (2)$ を基礎方程式とする。ここに、 h ≡ 地表流の水深、 q ≡ 単位幅流量、 r ≡ 降雨強度、 f ≡ 浸透強度、 I ≡ 動水勾配、 α ≡ 係数であり、添字 x と y は夫々の軸方向の成分をあらわす。図-1に示すように、流域を辺長が Δx 及び Δy である

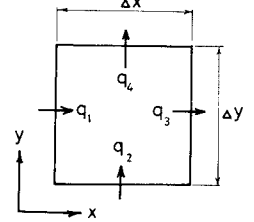


図-1 単位斜面

矩形の単位斜面に分割する。単位斜面の中心における時刻 t のときの水深を $h^{(0)}$ 、時刻 $t + \Delta t$ の水深を $h^{(1)}$ であらわすと、式(1)より $h^{(1)} = h^{(0)} + (\Delta t / \Delta x)(q_1 - q_2) + (\Delta t / \Delta y)(q_3 - q_4) + (r - f)\Delta t \cdots (3)$ を得る。 q_i ($i = 1, \dots, 4$) は図のとおりで、式(2)より $q_i = \alpha I_i^{1/2} h_i^{3/2} \cdots (4)$ である。水深 h_i は、時刻 t のときの、隣接する斜面の水深との平均値を用いる。動水勾配 I_i は、当該単位斜面に隣接する単位斜面があるとき、水面勾配を用いる。一方、単位斜面の一边が河道のときは、 I_i は地表面の勾配とする。

粗度にかかわる係数 α は、基本的には各単位斜面について規定し、その値が異なる斜面の間では平均値を用いる。さらに、時間 Δt の間に、2つ以上の単位斜面にわたる流出・流入はないとする。即ち、時刻 t から $t + \Delta t$ の間に当該単位斜面から流出する水量は、時刻 t にそこに溜っている水量をこえないものとする。式(4)で算定される Δt の間の流出量が貯水量をこえるときは、各方向の流出量であん分比例して貯水量を流出させる。(II) 水路の流れ

水路を単位区間に分割する。区間長は Δx または Δy である。上流から i 番目の単位水路からの流出量 Q_i は、 $Q_i = \beta_i b_i H_i R_i^{2/3} J_i^{1/2} \Delta t \cdots (5)$ で算定する。ここに、 H_i は水深であり、時刻 t の水深 $H_i^{(0)}$ を用いる。 b_i は水路幅、 R_i は径深、 J_i は水路勾配、 β_i は係数である。時刻 $t + \Delta t$ の水深 $H_i^{(1)}$ は、 $H_i^{(1)} = H_i^{(0)} + (Q_{i-1} + Q_s - Q_i) / (b_i \Delta S) \cdots (6)$ で算定する。

Q_s は Δt の間に水路の両側の斜面からの流入量であり、 $\Delta S = \Delta x$ or Δy である。水路の流れについても、流出量 Q_i は時刻 t のときに当該区間に貯留されている水量をこえないものとする。また流れは上流及び下流の影響を受けないとする。(III) 地下水の流出

これはタンクモデルで表現する。各単位斜面に対して1つのタンクを対応させるが、すべてのタンクは等しいとする。すなわち、全地下水流出量 Q_g は、 $Q_g = \Delta x \Delta y P \sum_{i=1}^N z_i$ となる。ここに、 P はタンクの流出孔係数、 z_i は各タンクの貯留高、 N はタンク（即ち単位斜面）の総数である。タンクへの入力となる浸透高 F は、単位斜面上の表流水深に比例するとし、比例定数は全て等しいとした。

〔流出モデルの適用例〕 流出モデルを適用した流域を図-2に示す。流域面積は 11.7 ha、河道長は約 650 m、標高差は 62 m である。地質は砂岩、泥岩、凝灰岩である（神戸層群）。流出量は三角ゼキで測定した。降雨量は、流量測定地点の近くに設置した自記雨量計（1パルス 0.5 mm）で測定した。10分間雨量の読みとりが可能である。

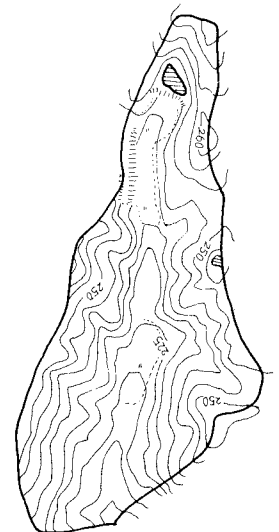


図-2 試験流域

流域を $25 \times 25 \text{ m}$ に分割した (図-3 参照)。単位斜面数は 183, 水路区間数は 28 である。 $\Delta t = 1 \text{ min}$ とした。それゆえ、計算に入力する雨量には、実測の 10 分間雨量を 10 等分したものを用いた。表面流出量の算定で、係数 α_i (式 (4)) 及び β_e (式 (5)) は、全ての単位斜面及び水路区間において夫々一定とし、 $\alpha_i = 2 \text{ (m}^3/\text{min)}$ 及び $\beta_e = 6000 \text{ (m}^3/\text{min)}$ を用いた。水路幅は全て等しいとして $b_e = 0.5 \text{ m}$ とした。地下水流出量の算定では、 $\Delta t = 1 \text{ min}$ ごとに、斜面上の表流水深の 0.15% が浸透するものとし、60 分間の累加浸透高をタンクへの浸透高 F とした。したがって、地下水流出量は 1 時間ごとに出力した。タンクの流出孔係数 P は、 $P = 0.03 \text{ (1/hr)}$ とした。係数 α_i , 浸透高 F および流出孔係数 P の値は、実測のハイドログラフのてい減即を近似できるように試算して、決定した。

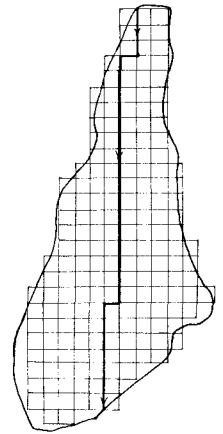


図-3 流域の分割

初期損失雨量については、実測の降雨量～流出率の関係から、最大損失雨量を、15 mm と定めた。損失雨量が 15 mm に達するまでは、損失雨量は累加雨量の関数であるとし、雨の降りはじめには降雨の 60% が損失となり、累加雨量が 30 mm のときには、降雨の 30% が損失となるような線形関係とした。以上の諸数値及び諸関係は、1980 年 5 月 13 日から 5 月 17 日までの降雨流出について試算を行い、決定した。その結果を図-4 に示す。

つぎに、この流出モデルの再現性を調べるために、上記の諸数値や関係をそのまま用いて、1980 年 7 月 9 日から 7 月 13 日までの流出に適用した結果が図-5 に示すものである。推定の流出量と実測値は、かなりよく一致している。

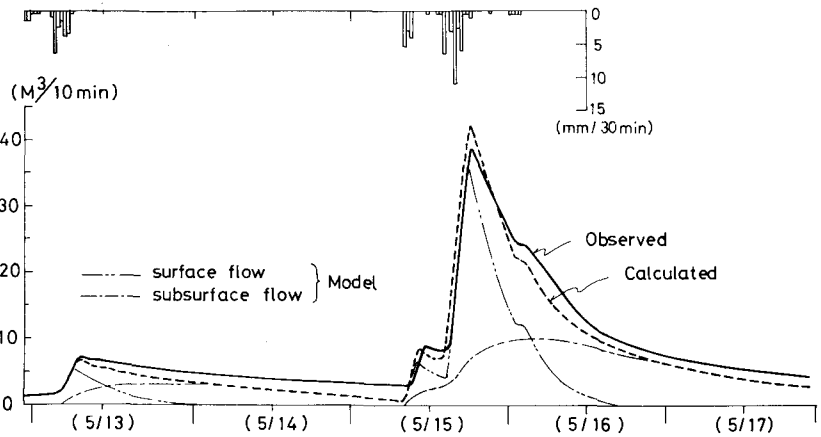


図-4 推定流出量と実測値の比較

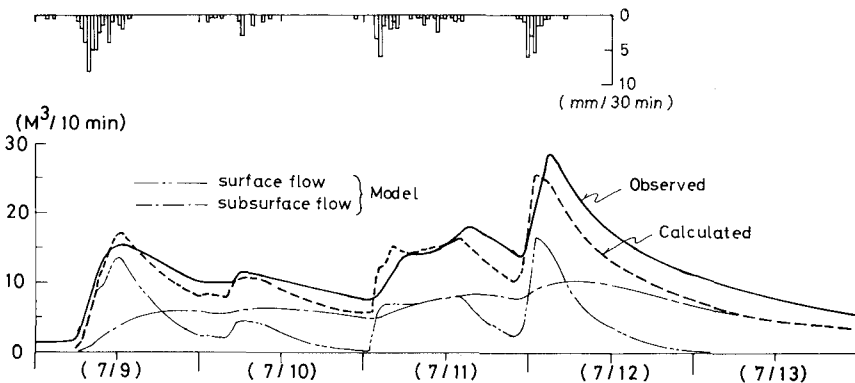


図-5 推定流出量と実測値の比較