

北海道大学工学部 学生員 丸山 隆英
同 上 正 員 藤田 睦博

本研究は、流域の構成要素の基本である斜面と河道についてその降雨流出をkinematic wave モデルで近似できるとして、これらの基礎モデル式より貯留方程式を誘導しようとするものである¹⁾²⁾。取扱いを簡単化するために図-1に示す一定勾配の斜面、河道を考え、斜面長も一定長とする。また、河道は広矩形断面で近似できるものとする。斜面、河道の流出に関する基礎式は式(1)、(2)で与えられる。本論文では、斜面に関する量には添字の c を付し、河道に関する量には添字の s を付する。式(3)の無次元化基準量を用いて基礎式を無次元化する。なお、大文字は小文字の量の無次元量である。式(4)～(6)の無次元化式を得る。式(6)の無次元の係数 ϵ は、面積が100km²程度の流域を対象とする

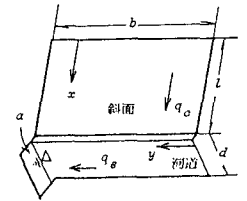


図-1 矩形斜面流域

とき、ほぼ $\epsilon < 20$ となる。 $\delta = m$ として、一定強度の降雨が十分長い時間継続するとき、式(4)、(5)から得られる定常状態における貯留方程式を、式(7)～(9)に示す。式(7)は斜面内貯留量 S_c と、斜面流出量 Q_c との貯留方程式を示し、式(8)は河道内貯留量 S_s と河道流出量 Q_s との貯留方程式を示している。また、式(9)は、全流域の貯留量 $S_t (=S_c + S_s)$ と河道流出量 Q_s との貯留方程式を示している。図-2～4は、無次元降雨 $R=1$ 、無次元継続時間 $T_r=4$ の矩形降雨を対象に、式(4)、

(5)より求めた $S_c \sim Q_c, S_s \sim Q_s, S_t \sim Q_s$ の関係を図示したものである。いずれの場合も貯留量～流出量の関係は2価関数になっているが、 $S_t \sim Q_s$ の場合特に2価性が強い。図-5は前述の矩形降雨を用いて、式(4)、(5)のkinematic wave モデルによる河道流出量と式(9)の貯留方程式と連続式を用いた解を比較したものである。図-4に示すように $S_t \sim Q_s$ の2価性の影響が強く現われている。また、図-6は、式(7)、(8)の斜面および河道の貯留方程式を用いて、前述の矩形降雨による流出量とkinematic wave モデルの解を比較したものである。図-5と比較するとkinematic wave モデルの解に近似していることがわかる。これは図-2,3に示す $S_c \sim Q_c, S_s \sim Q_s$ の2価性の程度が弱いことに対応している。次に式(4)より求まる斜面流出量 Q_c と式(4)、(5)を連立させて求めた Q_s の差を図-7に示す三角形降雨を採用して、両流出量のピーク差 T_l と ϵ の関係について検討した。図-8は、この結果を示したものである。図より T_l と ϵ の関係式として(11)式を得た。式(11)は、河道効果の程度を定量的に表わすもので、これを次元のある量に直すと式(12)になる。これまでに求めた貯留方程式は全て無次元表示になっているので、これを貯留高(mm)、流出高(mm/hr)を用いて表わすと、式(13)のようになる。

金山ダム流域における解析結果を次に示す。流域の概要を示すと図-9のようになる。流域を(A)、(B)、(C)、(D)の4流域に分割し、その地形量を表-1に示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_c}{\partial x} = r(t) \quad Q_c = \alpha h^m \quad 0 \leq x \leq l \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial y} = Q_c \quad Q_s = \beta a^\delta \quad 0 \leq y \leq b \quad (2)$$

h : 斜面上の水深 $\bar{r}$: 基準となる降雨量

α, m, β, δ : kinematic wave 定数 (斜面、河道)

$$x = x_* X \quad t = t_* T \quad r = r_* R \quad h = h_* H \quad Q_c = Q_{c*} Q$$

$$y = y_* Y \quad a = a_* A \quad Q_s = Q_{s*} Q_s$$

$$x_* = l \quad t_* = \left(\frac{l^2 \bar{r}^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad r_* = \bar{r} \quad (3)$$

$$h_* = \left(\frac{l \bar{r}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad Q_{c*} = l \bar{r}$$

$$y_* = b \quad a_* = \left(\frac{l^{m+1} \bar{r}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad Q_{s*} = l b \bar{r}$$

$$\frac{\partial H}{\partial T} + \frac{\partial Q_c}{\partial X} = R \quad Q_c = H^m \quad 0 \leq X \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{\partial A}{\partial T} + \frac{\partial Q_s}{\partial Y} = Q_c \quad Q_s = \epsilon A^\delta \quad 0 \leq Y \leq 1 \quad (5)$$

$$\epsilon = \frac{\beta}{b l \bar{r}} \left(\frac{l^{m+1} \bar{r}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (6)$$

$$S_c = \frac{m}{m+1} Q_c^{1/m} \quad (7)$$

$$S_s = \frac{\delta}{\delta+1} \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{1/\delta} Q_s^{1/\delta} \quad (8)$$

$$S_t = \frac{m}{m+1} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{1/m} \right\} Q_s^{1/m} \quad (9)$$

$$\frac{dS_c}{dT} = R - Q_c \quad S_c = \frac{m}{m+1} Q_c^{1/m} \quad (10)$$

$$\frac{dS_s}{dT} = Q_c - Q_s \quad S_s = \frac{\delta}{\delta+1} \left(\frac{1}{\epsilon} \right)^{1/\delta} Q_s^{1/\delta} \quad (11)$$

$$T_l = 0.517 m^{-0.885} \epsilon^{-1/m} \quad (12)$$

$$t_l = 0.517 m^{-0.885} \left(\frac{n_c 1000^{m-2} \bar{r}^{1-m} l}{3.6 \epsilon \sqrt{l_c}} \right)^{1/m} \quad (13)$$

$$s_c = \frac{m}{m+1} \left(\frac{1000^{m-2} l}{3.6 \alpha} \right)^{1/m} Q_c^{1/m}$$

$$s_s = \frac{m}{m+1} \left(\frac{1000^{m-2} l}{3.6 \alpha \epsilon} \right)^{1/m} Q_s^{1/m}$$

これはまず、流域面積、河道長を測定し、これより平均斜面長 l を得た。等価粗度係数 n は、角屋らの研究を参考に決定した。図-10は、計算結果を示したものであり、計算値は各部分流域からの流出量を単純に合計したものである。図より、河道流出量 q_s (破線) を斜面流出量 q_c (鎖線) と比較すると、河道効果によるハイドログラフの4~6時間程度の遅れが理解できる。また、(B), (C) 流域が流量観測点との間に距離を持ち、河道効果が一部無視されているが、計算結果には影響がほぼないことを確かめた。なお、各部分流域において計算の結果得られた q_c と q_s のピーク時刻の差 t_l (hr) と式(12) の値とは、およそ適合していることを付記しておく。

このように、本研究の手法は、河道効果は無視し得ない大流域を解析するうえで適用するものであり金山ダム流域の解析例により、その妥当性を立証した。

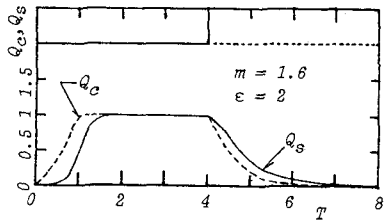


図-5 斜面末端の流量と河道末端の流量

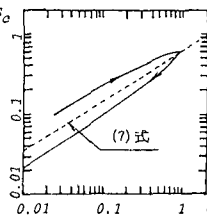


図-2 $S_c \sim Q_c$ 曲線

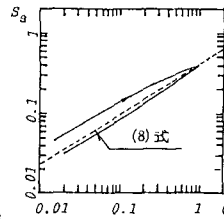


図-3 $S_s \sim q_s$ 曲線

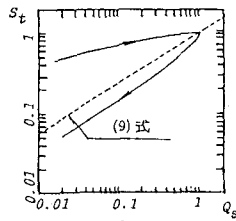


図-4 $S_t \sim q_s$ 曲線

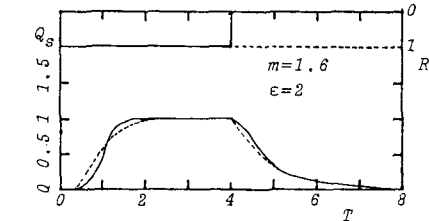


図-6 kinematic wave モデルと貯留型モデルの比較
実線：kinematic wave モデル
破線：貯留型モデル (河道流出量)

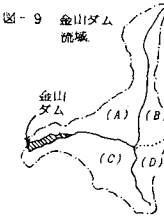


図-9 金山ダム流域

部分流域	A	B	C	D
面積 (A : km ²)	225.75	74.09	125.27	44.89
河道長 (b : km)	56.10	31.75	41.85	17.40
斜面長 (l : km)	4.02	2.33	2.99	2.58
河道幅 (d : m)	50	40	45	40
斜面勾配 (i _c)	0.105	0.052	0.110	0.051
河道勾配 (i _b)	0.012	0.008	0.011	0.007
斜面の等価粗度係数 (n _c)	0.6	0.6	0.6	0.6
河道の粗度係数 (n _b)	0.09	0.09	0.09	0.09
係数 ε	3.01	2.88	2.47	5.39

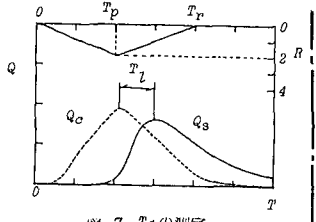


図-7 T_l の測定

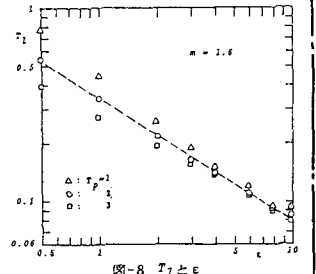


図-8 T_l と $ε$

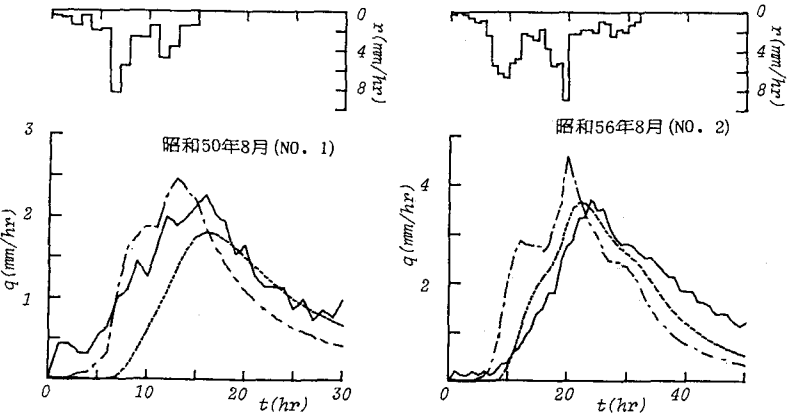


図-10 実測値と計算値の比較

実線：実測値 鎖線： q_c (河道効果無視) 破線： q_s

参考文献
1) 藤田睦博：流域の地形構造を考慮した貯留関数法に関する研究, 北海道大学 博士論文, 1982
2) 藤田睦博, 山岡勲, 丸山隆英：斜面の構造と貯留関数法に関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol139, 1982