

II-75 丘陵地流出モデルの適用比較

京都大学防災研究所 正員 永井 明彦

角屋 睦

1. まえがき これまで各種の流出解析法が提案され、多くの流域に適用されてきているが、それらの得失や相互関連性については必ずしも明確ではない。ここでは丘陵地の洪水流出を対象としてタンクモデル、貯留関数法及び雨水流モデルを適用し、上述の諸点について考察する。

2. 流域の概要 対象は京都市西部小畑川支流下狩川流域である。流域面積は1.32 km²、主河道長は1.6 kmでその概要を図1に示す。

3. 流出解析 表1の降雨による4個の大雨流出を対象とした。タンクモデル：直列4段とし定数はPowellの共役傾斜法により、(1)式の目的関数の下で4洪水共通の値を求めた。

$$F = \sum | \log Q_o - \log Q_c | / \sqrt{Q_o} \rightarrow \min \quad (1)$$

ここに Q_o ；実測流量、 Q_c ；計算流量。モデルの一例を図2に示す。貯留関数法：

有効雨量の算定には累加損失雨量曲線を用い、流量は(2)式をRunge-Kutta法で解いて求めた。

$$dQ_c/dt = (r_e - Q_c)Q_c^{1-p} / Kp \quad (2)$$

ただし Q_c ；遅れ時間を考慮した直接流出量(mm/hr)、 r_e ；有効雨量(mm/hr)、

K, p ； $S_L = K Q_c^p$ とおいた時の定数で、上述の最適化手法より求めた。 S_L ；見

かけの流域貯留量(mm)。また計算の安定条件として、一応(3)式の図解法

での条件を用いた。 $\Delta t \leq 2Kp Q_c^{p-1} \quad (3)$ Q_c ；実測ピーク流量。

最適解として $S_L = 14.5 Q_c^{0.44}$ を得たが、実測の $S_L \sim$

Q_c と対比すると図3のようである。雨水流モデル：有効

雨量は累加損失雨量曲線から求め、等価粗度 N は到達時間より逆算して $N = 0.8 \text{ m}^{1/3} \text{ sec}$ とした。

上述3方法による解析結果の一例を図4に示す。再現性はいずれも十分とみられるが、解析上の得失をまとめると表2のようである。

4. 考察 4-1 貯留関数法、1) 表面流との関係：流域を

単一ブロックにモデル化し河道の効果を斜面に含め、表面流の

運動方程式を $h = R \delta^p$ で表わすと $p = 0.6$ 。

ここに h ；水深、 δ ；単位幅当りの流量。

R, p ；定数。前述の最適化手法を用い、

p による目的関数(F/F_0)の変化をみると

雨水流モデルと同じ有効雨量の場合、最適

値は0.68、 $p = 0.6 \sim 0.8$ でよく適合す

る(図5)。この範囲はManning則とChe-

zy則を含み、これら抵抗則の表面流モデルとしての妥当性を示している。またピーク時に流域最速点の擾乱が下

流端に到達すると仮定し、かつManning則を認めると $K = 4.59 (NB/\sqrt{I})^{0.6} \quad (4)$ となる。 B ；斜

面長(km)、 I ；斜面勾配。下狩川では $K = 4.4$ で結果は良好だった。また洪水到達時間の理論式及び突

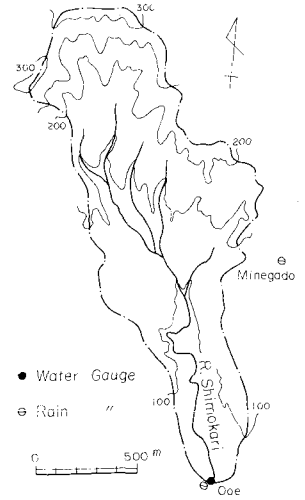


図1 流域の概要

表1 総雨量とその分布

	総雨量	雨量分布	雨量波形	用いたデータ
June 1969	196.0 ^{mm}	不明	不明	大枝
Sept. 1971	213.8	あり	差なし	流域平均値
Sept. 1972	143.0	なし	〃	峰ヶ堂
Aug. 1975	132.0	若干あり	〃	峰ヶ堂

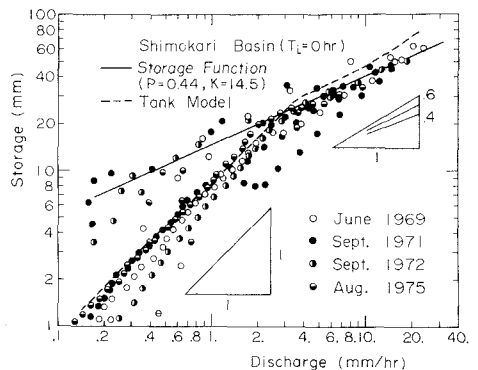


図3 流域貯留量と直接流出量の関係

図2 タンクモデル

用提案式²⁾はそれぞれ式で表わされる。

$$t_p = \alpha R B^P R_e^{P-1} = \alpha (1+P) K R_e^{P-1} \quad \dots (5)$$

$$t_p = C A^{0.22} R_e^{-0.35} \quad \dots (6) \quad \text{ここに } A: \text{流域面積 (} R_m^2 \text{), } t_p: \text{洪水到達時間 (min), } \alpha: \text{単位換算係数。}$$

より $P = 0.65$, 下流川では $K = 3.1$ が得られた。これらの K の値は図5に示すように、最適な K に近い値となっていることがわかる。ii) 中間流との関係: 図3で直接流出量が約2 mm/hr で折れ点が見られ、それ以上で $P = 0.4 \sim 0.6$, 以下では $P \geq 1$ 。

後者は中間流領域であり, $S_d = K_d Q_d$ とおくと $1/K_d$ は低減係数 λ_d (1/hr) である。中間流出最大強度 Q_d が2 mm/hr とすれば, 見かけの表層厚さ δD は $\delta D = Q_d / \lambda_d = K_d Q_d \quad \dots (7)$ から約17 mmとなる。なお遅れ時間については今後の課題である。

4-2 タンクモデル: 図2の各タンクからの流出状況とみるに1段は表面流と初期の中間流, 2段は低減部の中間流, 3, 4段は地下水流出分にはほぼ対応すると考えられる(図4)。i) 1段目の構造: $(R_1 - C_2)$ と Q_1 (図6) をプロットすると図3中に示す曲線が得られた。実測の $S_e \sim Q_e$ と比較するとほぼ平行になっているが, 2段以下への供給分も含まれているので, 同一流量に対する貯留量は若干大き

くなっている。洪水初期には $R_2 < C_3$ であり, 雨水流モデルでは初期はほとんど中間流であることを考えれば, Q_2 は初期の中間流に関係すると思われる。ii) 2段目の構造: 1段目からの流出が終了した時点 ($t=0$) について考察する。1段目の水深を平均値 G_1 とおくと, $Q_2(t) = C_1 e^{-(a_3+b_2)t} + a_3(b_1 G_1 - b_2 G_1) / (a_3 + b_2) \quad \dots (8)$ 第2項は一般に小さく, $\lambda_2 = 1/K_2 \approx a_3 + b_2$ 。実測では $\lambda_2 = 0.12$, 図2のモデルでは0.14である。また2段から3段への供給量は $C_2 e^{-(a_3+b_2)t} + b_2(b_1 G_1 + a_3 C_2) / (a_3 + b_2) \quad \dots (9)$ となる。

$G_1 = 0$ とすると第2項は一定値で, この場合 0.36 mm/hr 。最終浸透能 f_c と対応づけると, 従来の値では $f_c = 1.3$ (小畑川 0.74) mm/hr となっており若干異なるが, 大きな矛盾はないと考えられる。 C_1, C_2 は定数。更に $R_2(0) = a_3 R_1(0) - a_3 C_2$, $b_1 R_1(0) = f_c$ と考えると, $a_3 f_c / b_2 - a_3 C_2 = R_2$ となる。 $f_c = 1.3 \text{ mm/hr}$ を代入して $R_2 = 2.2 \text{ mm/hr}$ $\delta D = R_2 / (a_3 + b_2) = 16 \text{ mm}$ が得られ, 上の貯留係数による値と大差はない。また実測値とよく再現するタンクモデルはいくつか得られているが, 今までのところそのモデルの1, 2段について検討したところ, 上述とほぼ同様の関係が認められた。なお, 4段の洪水流出に及ぼす影響は微小であった。

5. あとがき 残された多くの問題点の解決と共に, 上述の得失及び相互関連性が他流域でも成立するかは今後の課題としたい。参考文献 1) 小林・丸山, 農土論集(65), 1976。2) 角屋・福島, 京大防災研年報, 第19号B-2, 1976。

表2 各モデルの得失

	雨水流モデル	貯留関数法	タンクモデル
特徴	分布型	集中型	集中型
力学性	明確	ある程度明確	不明確
再	良	中～良	中
現	ピフを合わせると低減が早くなる	中	良
性	全体	中間流を入れる	P=1の領域を入れる
対処法	中間流を入れる	P=1の領域を入れる	流出孔を増す
低減曲線	高くし方がよい	低くし方がよい	
有効雨量	デリケートな問題を含み多い		求めなくてよい
共通点	一様降雨の時はよく合うが, 分佈ある時は合わせにくい。		

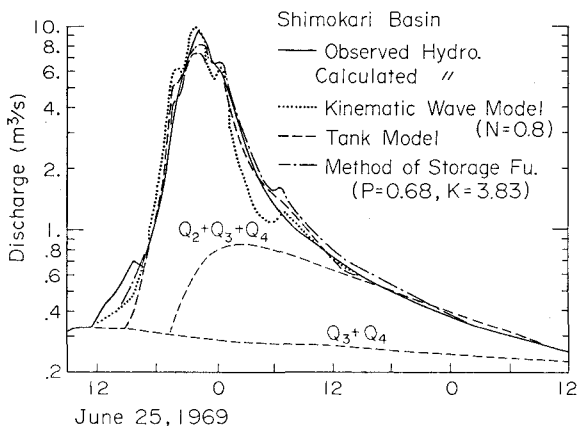


図4 各モデルの計算値の比較

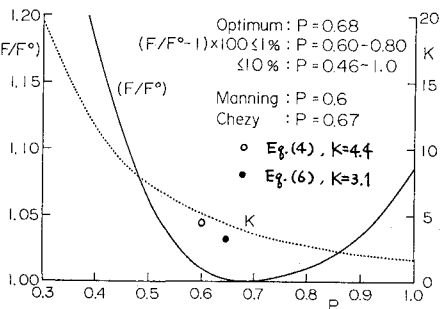


図5 Pによる目的関数(F/F0)の変化と最適なK

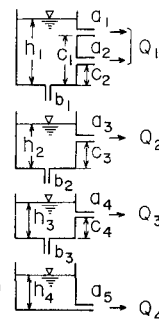


図6 タンクモデル