

山腹斜面流 kinematic wave モデルの集中化

市川 温・小椋俊博*・立川康人・椎葉充晴

* 京都大学大学院工学研究科

要 旨

従来、数値標高データや河道網流路位置データを処理することで数値地形モデルを作成し、数値地形モデル上に雨水流れのモデルを適用するという研究が数多くなされてきた。しかし、こうした流れのモデルには多大な計算時間・計算機記憶容量が必要となる。本研究では、数値地形モデルにおける格子点から格子点への流れを逐一計算するのではなく、流量の空間的分布形態に仮定を設けることで、地形量からパラメタ値が決定される山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルを構築する。

キーワード：数値地形モデル, 流域地形, kinematic wave モデル, 集中化

1. はじめに

従来、数値標高データや河道網流路位置データを加工することで数値地形モデルを作成し、数値地形モデル上に雨水流れのモデルを適用するという研究が数多くなされてきた。

たとえば、陸ら(1989)は、流域にグリッドを掛け、各格子点での最急勾配方向に水が流れるとして、グリッド型数値地形モデルに kinematic wave モデルを適用した。こうした形式のモデルは一般に落水線モデルと呼ばれている。

椎葉ら(1997)は、流域内の地形が流れの形態に与える影響をより忠実に表現するために、グリッド型数値地形モデルに流れのモデルを適用する新たな手法を検討している。落水線モデルの場合、各格子点において水の流れる方向が最急勾配方向の一方向に限定されるため、発散地形が流れに与える効果表現するのは難しい。椎葉らは、各格子点において水の流れる方向を複数許すことで、発散地形の効果の流れのモデルに取り入れることを可能としている。

他にも数値地形モデル上に雨水流動モデルを適用した例は多数あるが、基本的には上流側のある地点から下流側のある地点へと雨水が流動するとして、

流域内の流れを逐一追跡計算するという形式になっている。近年の数値標高データの空間分解能の向上に伴って、流域地形はより忠実に表現されるようにはなってきたが、その反面、こうしたモデルで雨水流動を計算しようとする、多大な計算時間と計算機記憶容量が必要となる。

そこで本研究では、数値地形モデルにおいて、上流から下流への流れを逐一計算するのではなく、降水-流出係が定常であると仮定することによって、山腹斜面流 kinematic wave モデルを集中化する。この集中化された kinematic wave モデルのパラメタ値は、数値地形モデルから算定される地形量を用いて計算される。

本論文の構成は以下のようである。

第2章では、まず、数値標高データ・流路位置データから数値地形モデルを作成する方法を示し、ついで、山腹斜面流 kinematic wave モデルの集中化手法を示す。

第3章では、第2章で説明した集中型 kinematic wave モデルと、従来提案されている分布型のモデルを、同一の領域に同一の降水条件で適用し、その計算結果について比較、検討する。さらに、集中型 kinematic wave モデルを大戸川流域に適用し、モデ

ルによる計算結果と観測値を比較する。

第4章では、本研究の結論を述べる。

2. 山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルの構築

本章では、まず、数値地形モデルについて概説し、ついで、筆者らが開発した数値地形モデルを例にとって流域地形の数値表現手法を具体的に説明する。最後に、数値地形モデルから得られた地形量をもとにパラメータ値が決定される流出系モデル—山腹斜面流集中型 kinematic wave モデル—を導出する。

2.1 数値地形モデルの概説

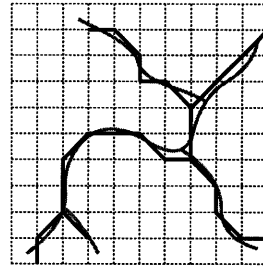
地表面の標高データや河道網の流路位置データ等を利用して流域の地形を表現するモデルを数値地形モデルと呼ぶ。立川ら(1997)は、数値地形モデルを次のように大きく3つに分類している。

1. グリッドモデル
2. 等高線図モデル
3. 三角形網モデル

グリッドモデルは、流域にかけられたメッシュの格子点の標高によって地表面を表現する方法である。国土数値情報のような数値化された地理的データは、メッシュ形式で整備されることが多い。グリッドモデルによる方法は、これらのデータを行列形式で取り扱うことが出来るため、電子計算機による処理が容易であるという利点を持つ。欠点としては、本地形モデル上に雨水流動モデルを適用した場合、流れの方向が4方向または8方向に限定されること、格子点の間隔が種々の解析結果に影響を及ぼすことなどが挙げられる。

等高線図モデルは、等高線上の点の標高によって地表面を表現する方法である。この方法は、等高線をもとに最急勾配線を追跡することにより、現実の流れの方向に即した流出系のモデル化が可能である。しかし、データ量が膨大になること、流域規模でのデータ取得に非常に多大な作業を要するなどの欠点をもつ。

三角形網モデルは、流域を三角形要素網で覆い、三角形の頂点の標高によって地表面を表現する方法である。この方法は、複雑な地形形状をしている部分では三角形網を密に設定するなど、流域地形に即した地形の数値表現が出来る。しかし、単に流域を三角形網で覆うだけでは、三角形網間での雨水の授受の取り扱いが難しく、雨水の流れを考慮した形で三角形網を構成する必要がある。



- ⊕ grid point where the elevation value is given
- original river network
- reconstructed river network

Fig. 1 reconstruction of river network data

2.2 流域地形の数値表現手法

筆者らは、過去に提案された数値地形モデルの問題点を整理し、その問題点を解決するための新たな数値地形モデルを開発している(椎葉ら, 1997)。ここでは、筆者らの提案する数値地形モデルを例にとって、流域地形の具体的な数値表現手法を紹介する。

椎葉らの提案する数値地形モデルは、グリッド型DEMの一種である。グリッド型数値標高データと河道網流路位置データに種々の処理を加えることによって、最終的に山腹斜面や河道網をノード(格子点)とエッジ(流水線)の集合体として表現している。以下、数値地形モデル作成の流れを見ていくことにする。

a) 河道エッジの作成

普通、河道網の流路位置は点列のデータとして与えられる。したがって、河道網を構成する個々の河道点が、数値標高データの格子点と一致していることはまれである。

山腹斜面と河道網といった流域地形をノードとエッジの集合体として表すことが最終的な目的であるから、流路位置データに記録されている各河道点が格子点上にのっていないという状況は都合が悪い。そこで、各河道点を最近隣の格子点上に移動することによって河道網データを再構成する(Fig. 1)。こうすることで、河道網の流路は格子点の点列として表現されることになる。この格子点を河道ノードとよび、また河道ノードを結ぶ線を河道エッジとよぶこ

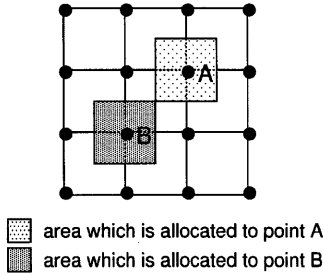


Fig. 2 area which is allocated to a grid point

とにする。

b) 流域エッジの作成

河道ノード以外の格子点を流域ノードとよぶ。流域ノードを雨水の流下方向にしたがって連結することによって流域エッジを作成する。

まず、ある流域ノードに流入してきた雨水は、まわりに位置する八個のノードのうち最急勾配で下る方向のノードに流下すると考え、それら二つのノードを接続することによって流域エッジを作成する。ここまでは従来提案されてきたグリッドモデルと同様である。

本数値地形モデルではさらに、ある点から最急勾配方向に「下る」だけでなく、最急勾配方向に「上る」処理を加えることによって、ある点からの流下方向を複数許すこともできるようにしている。こうすることで、発散する地形が流出形態におよぼす影響を検討できるようにしている。

c) 流域エッジへの面積の割り当て

数値地形モデル上に流れのモデルを適用する場合、何らかの方法で流水線に幅を与えて、「面」にする必要がある。たとえば、陸ら(1991)は、流水線断面形を広幅矩形断面と仮定して、流水線幅をその地点の上流域の面積の指数関数で与えている。

本数値地形モデルでは、以下のようにして、流域エッジを「面」として取り扱うことができるようにしている。

まず、各ノードに、自身のまわりの面積の一部を割り当てる。例として、Fig. 2 の場合、点 A, B はそれぞれ自身の周りの四つの四辺形的面積の各 4 分の 1 の合計を受け持つ。

そして、各エッジに、両端のノードが持つ面積の一部を割り当てる (Fig. 3)。たとえば、点 A に関

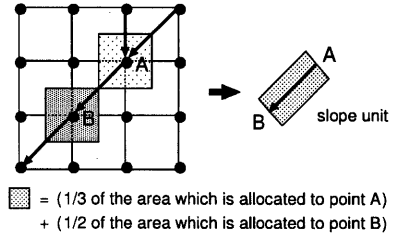


Fig. 3 slope unit

Table 1 node data set

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
1	1	4901.17	21321.6	90.2	2629.3
2	1	4901.17	21275.6	90.0	2642.2
3	1	4958.17	21322.6	90.1	2628.0
4	1	5015.17	21368.6	90.7	2648.0
5	1	5071.17	21415.6	91.2	2629.5
:	:	:	:	:	:
100	2	4900.17	21414.6	27.9	
101	2	4899.17	21460.6	47.8	
:	:	:	:	:	:

しては、流入するエッジが 2 本、流出するエッジが 1 本の計 3 本のエッジがあるから、各エッジに点 A の持つ面積の 3 分の 1 ずつを割り振る。点 B に関しては、流入と流出の計 2 本のエッジがあるから、各エッジに点 B の持つ面積の 2 分の 1 ずつを割り振る。よって、点 A, B によって構成される流域エッジには、(点 A の持つ面積の 3 分の 1) + (点 B の持つ面積の 2 分の 1) の面積が割り当てられる。

流域エッジの幅は、(割り当てられた面積) / (エッジの長さ) として計算される。

面積の割り当てられた流域エッジを斜面素片 (slope unit) とよび、山腹斜面を構成する最小単位として取り扱う。

以上述べた手法によって最終的に生成されるノードとエッジのデータセットの例をそれぞれ Table 1, Table 2 に示す。Table 1 において、(a) はノードの番号、(b) はノードの属性 (1: 流域ノード, 2: 河道ノード)、(c) は x 座標、(d) は y 座標、(e) は x 座標、(f) は面積である。Table 2 において、(a) はエッジの番号、(b) は上流側ノード番号、(c) は下流側ノード番号、(d) はエッジの属性 (1: 流域エッジ, 2: 流域ノードと河道ノードを結ぶエッジ, 3: 河道エッジ)、(e) は長さ、(f) は勾配、(g) は面積である。

ノードデータセットには、流れのモデルを適用す

Table 2 edge data set

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)
1	2	3	1	57.0	0.192	3304.2
2	5	16	1	73.2	0.395	3520.9
3	31	28	1	58.0	0.189	3294.0
4	4	3	1	74.3	0.351	3310.1
5	10	33	1	47.0	0.212	1986.0
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
51	64	31	2			
52	58	55	2			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
115	93	102	3	65.2	0.003	
116	86	123	3	54.0	0.001	
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

るのに必要な、斜面の長さ・勾配・面積といった基本的な地形量が記録されている。また、ノードとエッジのデータセットを組み合わせることで、エッジの接続状況や、任意の地点の上流域の面積なども容易に知ることができる。特に、任意の地点の上流域の面積は、本研究で提案する山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルにおいて重要な役割を果たす地形量である。こうしたことから、今回は、筆者らが開発した数値地形モデルののりつた形で山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルの構築手法を示す。しかし、山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルは、筆者らの数値地形モデルに特化したものではない。斜面の長さや勾配、任意の地点の上流域の面積を計測できるような数値地形モデルであれば、どのような形式のモデルでもいっように構わないことをここで指摘しておく。

2.3 山腹斜面流 kinematic wave モデルの集中化

山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルは、以下の三個の仮定から理論的に導出される。

いま、対象流域内に N 個の斜面素片があるとする。

仮定 1 i 番目 ($i = 1, \dots, N$) の斜面素片について、通水断面積 $A_i(x, t)$ と流量 $Q_i(x, t)$ の関係式は、 $A_i(x, t) = K_i Q_i(x, t)^p$ として表されるとする。式内の K_i は各斜面素片ごとに異なっても構わないが、 p は全ての斜面素片について一定とする。

仮定 2 流域最上流に位置する斜面素片上端への流入量は 0 とする。

仮定 3 降水 - 流出系は定常であるとする。このときの降水強度を r_0 とすると、山腹斜面内のある地点での流量は、その地点の集水域の面積に r_0 を乗じたものとなる。

長さが L_i 、幅が B_i 、面積が M_i 、勾配が G_i である斜面素片 T_i について考える。仮定 1 の K_i, p は以下のである。

● 表面流のみ発生すると考えた場合

Manning の粗度係数を n_i とすると、

$$K_i = \left\{ n_i B_i^{1/2} / \sqrt{\sin(G_i)} \right\}^p, \quad p = 0.6 \quad (1)$$

● 中間流のみ発生すると考えた場合

A 層内の透水係数を k_i 、A 層内有効間隙率を γ_i とすると、

$$K_i = \frac{\gamma_i}{k_i \sin(G_i)}, \quad p = 1.0 \quad (2)$$

また、 T_i の上流にある全ての斜面素片の面積の総和を M_{Φ_i} と書く。 T_i が流域最上流の斜面素片であるときは、 M_{Φ_i} は 0 である。 T_i の上端から距離 x 離れた地点の通水断面積を $A_i(x)$ 、流量を $Q_i(x)$ と書くことにすると、仮定 2 及び仮定 3 により、

$$Q_i(x) = r_0 \left(\frac{M_i}{L_i} x + M_{\Phi_i} \right) \quad (3)$$

と書ける。したがって、仮定 1 より通水断面積は、

$$A_i(x) = K_i r_0^p \left(\frac{M_i}{L_i} x + M_{\Phi_i} \right)^p \quad (4)$$

と表される。このことから、斜面素片 T_i 内の貯留量 s_i は、

$$\begin{aligned} s_i &= \int_0^{L_i} A_i(x) dx \\ &= \frac{r_0^p}{p+1} \frac{K_i L_i}{M_i} \left\{ (M_i + M_{\Phi_i})^{p+1} - (M_{\Phi_i})^{p+1} \right\} \quad (5) \end{aligned}$$

と求められる。さらに、対象流域の全山腹斜面内の総貯留量 S は、

$$\begin{aligned} S &= \sum_{i=1}^N s_i \\ &= \frac{r_0^p}{p+1} \sum_{i=1}^N \frac{K_i L_i}{M_i} \left\{ (M_i + M_{\Phi_i})^{p+1} - (M_{\Phi_i})^{p+1} \right\} \\ &= E r_0^p \quad (6) \end{aligned}$$

となる。ただし、 E は斜面素片の長さ、面積、勾配等から決定される定数である。

式 (6) は降水 - 流出系が定常として導いたが、以下では降水 - 流出系が定常でない場合にもこの関係式が適用できるとする。すると、任意の時刻 t での降水強度 $r_0(t)$ に対して、流域内の総貯留量 $S(t)$ は、

$$S(t) = E r_0(t)^p \quad (7)$$

と書ける。

ここで、山腹斜面系の最下端に位置する斜面素片が M 個あるとし、それら一つ一つからの流出量を $O_j(t)$ ($j = 1, \dots, M$) とする。山腹斜面系からの流出量の総和を $O(t) = \sum_{j=1}^M O_j(t)$ と書くと、仮定 2、仮

定3 から $r_0(t) = O(t) / \sum_{i=1}^N M_i$ だから、この $r_0(t)$ を式(7)に代入して、

$$S(t) = E \left(\frac{O(t)}{\sum_{i=1}^N M_i} \right)^p = \alpha O(t)^p \quad (8)$$

となる。ただし、 $\alpha = E / (\sum_{i=1}^N M_i)^p$ とした。よって、 $O(t) = \{S(t)/\alpha\}^{1/p}$ である。

一方、貯留量に関する連続式は、降水量を $Q_L(t)$ として、

$$\begin{aligned} \frac{dS}{dt} &= Q_L(t) - O(t) \\ &= Q_L(t) - \left(\frac{S(t)}{\alpha} \right)^{\frac{1}{p}} \end{aligned} \quad (9)$$

となる。式(9)は、 S に関する常微分方程式なので、以下のように Runge - Kutta 法を用いて時刻 $t + \Delta t$ の貯留量 $S(t + \Delta t)$ を求める。

$$\begin{aligned} d_1 &= \Delta t(Q_L(t) - \{S(t)/\alpha\}^{1/p}) \\ d_2 &= \Delta t(Q_L(t + 0.5\Delta t) - \{(S(t) + 0.5d_1)/\alpha\}^{1/p}) \\ d_3 &= \Delta t(Q_L(t + 0.5\Delta t) - \{(S(t) + 0.5d_2)/\alpha\}^{1/p}) \\ d_4 &= \Delta t(Q_L(t + \Delta t) - \{(S(t) + d_3)/\alpha\}^{1/p}) \\ S(t + \Delta t) &= S(t) + (d_1 + 2d_2 + 2d_3 + d_4)/6.0 \end{aligned} \quad (10)$$

時刻 $t + \Delta t$ での流出量 $O(t + \Delta t)$ は式(8)より、

$$O(t + \Delta t) = \left\{ \frac{S(t + \Delta t)}{\alpha} \right\}^{\frac{1}{p}} \quad (11)$$

として求まる。

3. 実流域への適用

3.1 概要

本章では、山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルを実流域に適用する。対象とするのは、大戸川流域である。大戸川は淀川水系瀬田川の支川であり、信楽町から大津市南部を流下して Fig. 4 中の黒津において、瀬田川に合流する、総延長 38km、流域面積 189.5km² の一級河川である。平均勾配は、下流部で約 1/250、上流部では 1/250 から 1/100 というかなり急勾配の河川である。Fig. 4 は、国土数値情報 KS-272(河道網流路位置データ)をもとに作成した大戸川の流路位置図である。

流域地形は、国土数値情報の 50m メッシュ標高データをもとに、2.2 で説明した手法を用いてモデル化した。

3.2 従来の計算手法と山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルの比較

まず、山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルの性能を検証するために、斜面素片ごとに逐一流出計

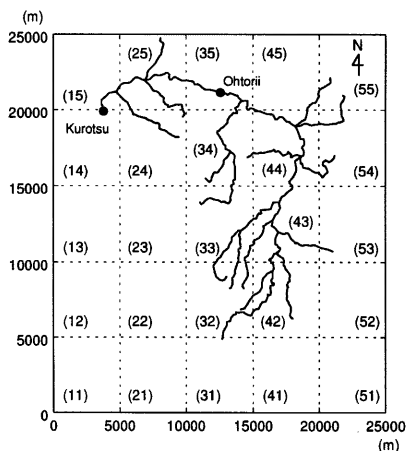


Fig. 4 Daidogawa River basin

Table 3 Number of slope units and area of sub-basins

	number of slope units	area(km ²)
A	7916	19.35
B	11317	27.88
C	13349	32.76

算するモデルと、山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルを同一の領域に同一の降水条件で適用し、斜面下端での流出量の計算結果を比較する。対象領域は、Fig. 5 に示す部分流域 A, B, C である。Table 3 は、これら三個の部分流域に含まれる斜面素片数と面積をまとめたものである。

(1) 従来の計算手法の説明

従来提案されている、上流から下流へと各斜面素片ごとに逐一流出計算する方法として、以下の方法を採用した。

まず、各斜面素片での計算方法を示す。

流量 Q と通水断面積 A には、次のような関係式を仮定する。

$$Q = \alpha A^m \quad (\text{あるいは } A = kQ^p) \quad (12)$$

ただし、 α および m (あるいは k および p) は定数である。また、流量の連続式は、時刻を t 、斜面素片上端からの距離を x 、斜面単位長さあたりの側方流入量を $q(t)$ として、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad (13)$$

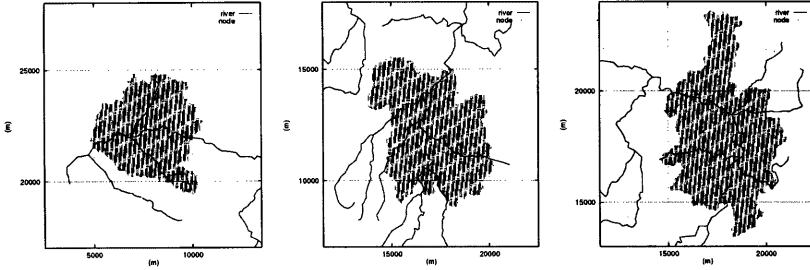


Fig. 5 Study area (left : sub-basin A, center : B, right : C)

と表される。ここで、伝播速度 $c(A, x) = dQ/dA$ として、上式を変形すると、

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = cq(t) \quad (14)$$

となる。この式(14)を差分法によって解くことを考える。まず、対象とする斜面素片に $n+1$ 個の計算断面を設ける。斜面素片の長さを L とすると、隣り合う計算断面間の距離 Δx は L/n として与えられる。対象とする斜面素片の計算断面 i における時刻 t での流量を $Q_{i,t}$ ($i = 0, 1, \dots, n$) と書くことにする。いま、すべての計算断面において、時刻 t での流量が既知であるとする。さらに、斜面素片上端における時刻 $t + \Delta t$ での流量 $Q_{0,t+\Delta t}$ も既知であるとする(対象とする斜面素片が流域最上流に位置する場合は $Q_{0,t+\Delta t} = 0$ とする)。

式(14)を Beven(1979) が提案した手法を用いて差分展開すると、

$$\frac{Q_{i,t+\Delta t} - Q_{i,t}}{\Delta t} + \theta c_{i-1/2,t+\Delta t} \left(\frac{Q_{i,t+\Delta t} - Q_{i-1,t+\Delta t}}{\Delta x} - q \right) + (1-\theta)c_{i-1/2,t} \left(\frac{Q_{i,t} - Q_{i-1,t}}{\Delta x} - q \right) = 0 \quad (15)$$

となる。ここで、 $c_{i-1/2} = 0.5(c_i + c_{i+1})$ 、 θ は時間重み係数である。式(15)の、未知量 $Q_{i,t+\Delta t}$ に関する項を左辺に移項すると、

$$Q_{i,t+\Delta t} \left(1 + \theta c_{i-1/2,t+\Delta t} \frac{\Delta t}{\Delta x} \right) = Q_{i,t} + \theta c_{i-1/2,t+\Delta t} \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_{i-1,t+\Delta t} + \Delta t q \right) - (1-\theta)c_{i-1/2,t} \Delta t \left(\frac{Q_{i,t} - Q_{i-1,t}}{\Delta x} - q \right) \quad (16)$$

となる。式(16)は左辺の中の $c_{i-1/2,t+\Delta t}$ が $Q_{i,t+\Delta t}$ で表されるため、 $Q_{i,t+\Delta t}$ に対して非線形となっている。そこで、ある値 $\hat{Q}_{i,t+\Delta t}$ を仮定して $c_{i-1/2,t+\Delta t}(\hat{Q}_{i,t+\Delta t})$ を計算し、式(16)左辺の係数を定数とみなして $Q_{i,t+\Delta t}$

を求める。 $Q_{i,t+\Delta t}$ と $\hat{Q}_{i,t+\Delta t}$ との差が大きければ $Q_{i,t+\Delta t}$ を $\hat{Q}_{i,t+\Delta t}$ として計算を繰り返す。 $Q_{i,t+\Delta t}$ と $\hat{Q}_{i,t+\Delta t}$ との差が十分小さくなれば、収束したとして次の断面の流量 $Q_{i+1,t+\Delta t}$ の計算に移る。

以上の計算手続きを流域最上流の斜面素片から順に、全ての斜面素片に対して適用すれば、最終的に流域最下流の斜面素片からの流出量を算定することができる。

(2) 表面流のみ発生すると仮定した場合の流出シミュレーション

降水はすべて表面流出すると仮定して、本研究で構築したモデル(以下集中型モデル)と従来提案されているモデル(以下分布型モデル)を部分流域 A, B, C に適用する。降雨条件は、1990年9月19日から20日にかけて、大鳥居(Fig. 4参照)雨量観測所で得られたデータを用いた。

斜面の初期貯留量は $0(\text{m}^3)$ 、斜面からの初期流出量は $0(\text{m}^3/\text{sec})$ 、Manning の粗度係数は全斜面で等しく $0.3(\text{m-s})$ 、kinematic 定数 p は 0.6 として流出シミュレーションを行なった。得られた流量ハイドログラフを Fig. 6 に示す。太い実線が集中型モデルの計算結果、破線が分布型モデルの計算結果、細い実線が降水量である。いずれの流域でも、集中型モデル、分布型モデルの計算結果はほぼ等しくなった。

また、計算時間は、Sun microsystems 社 UltraSPARC (OS : Sun OS 5.5.1, clock 周波数 167MHz, メモリ 262144Kbyte) を使ったところ、集中型モデルで3部分流域とも2秒弱、従来型モデルで3部分流域とも約5時間であった。

(3) 中間流のみ発生すると仮定した場合の流出シミュレーション

部分流域 A, B, C において中間流のみ発生すると仮定して、集中型モデルと分布型モデルの計算結果を比較する。

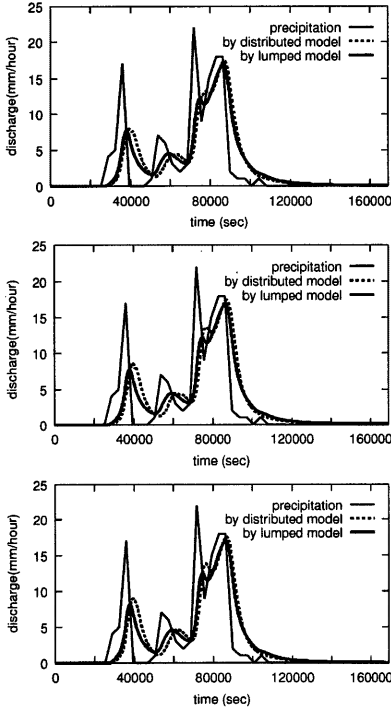


Fig. 6 surface runoff discharges calculated by the lumped model and distributed model (upper : sub-basin A, middle : B, lower : C)

降雨条件と斜面の初期状態は表面流のみ発生すると仮定した場合と同じものとした。透水係数 k は全斜面で等しく $0.2(\text{m}/\text{sec})$ 、A層内有効空隙率 γ も全斜面で等しく 0.1 、kinematic 定数 p は 1.0 を与えた。得られた結果を Fig. 7 に示す。太い実線が集中型モデルの計算結果、破線が分布型モデルの計算結果、細い実線が降水量である。

いずれの集水域でも、表面流のみ生起すると仮定した場合より、集中型モデルと分布型モデルの計算結果の差異は大きくなった。一般に、中間流の伝播する速度は表面流のそれよりも小さい。それゆえ、同一の降水条件でも、流出系が定常状態に達するまでに中間流の方が表面流よりも長い時間を必要とする。つまり、中間流の方が相対的に非定常性が強いといえる。そのため、中間流のみ発生するとしてシミュレーションを行なうと、「降水 - 流出系が定常

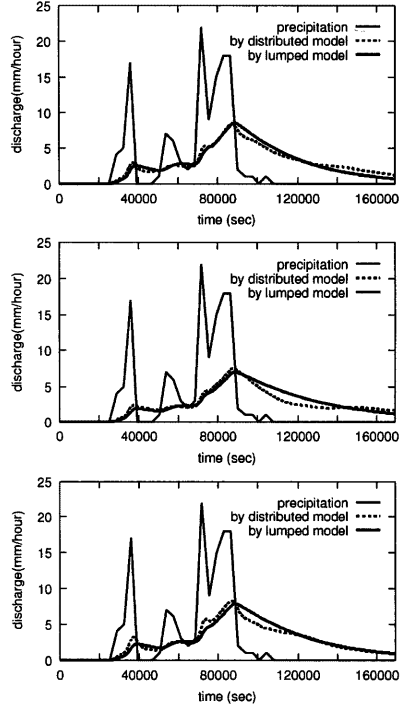


Fig. 7 sub-surface runoff discharges calculated by the lumped model and distributed model (upper : sub-basin A, middle : B, lower : C)

である」という山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルの仮定からはずれることになり、分布型モデルによる計算結果とは幾分ずれることになったと思われる。

計算時間については表面流のみの発生を仮定した場合とほぼ等しかった。

3.3 山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルの実流域への適用

本節では、山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルを大戸川全流域に適用し、モデルによる計算流量と観測流量を比較する。河道網モデルは、市川 (1994) が提案した河道網集中型 kinematic wave モデルを用いた。降雨は、大島降雨量観測所において、1982年8月1日から2日にかけて得られたデータ (Case 1) と1990年9月19日から20日にかけて得られたデー

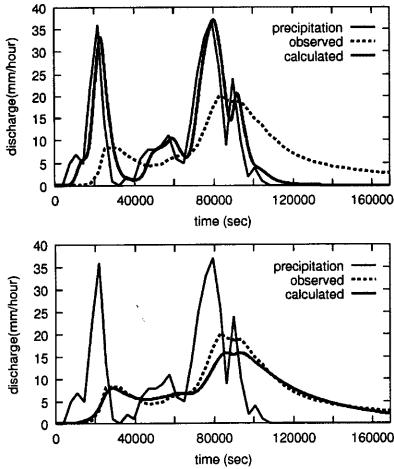


Fig. 8 calculated discharges using 1982's data (Case 1) (upper : surface runoff, lower : sub-surface runoff)

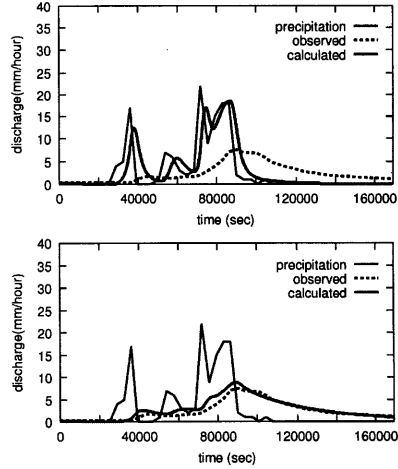


Fig. 9 calculated discharges using 1990's data (Case 2) (upper : surface runoff, lower : sub-surface runoff)

夕 (Case 2) の二つを使用した。それぞれについて (a) 表面流のみ、(b) 中間流のみが発生するとした大鳥居での観測流量¹と、モデルによる計算流量とを比較した。Fig. 8 は Case 1、Fig. 9 は Case 2 の降雨条件による計算結果の比較である。それぞれ、太い実線がモデルによる計算流量、点線が観測流量、細い実線が降水量である。

表面流しか発生しないと仮定すると、Case 1、Case 2 ともにモデルの計算流量と観測流量の間に大きな違いが生じ、実際の流出をうまく表現できないという結果となった。この理由は、表面流しか発生しないと仮定してしまうと、斜面部分からの雨水の流出が実際よりも短い時間で河道に入り込むため、観測よりもピーク時間が早めに、ピーク流量は多めになってしまう、しかも流出量が急激に低減してしまうからだと考えられる。降雨強度が Case 1 よりも大きく、実際に表面流が多く発生するようであれば、ピーク時間・ピーク流量に関しては観測値に近づくものと想像される。

一方、中間流のみの発生を仮定した時は、ピーク時間に関してはほぼ等しい結果となった。しかし、モデルの計算流量と観測流量は差が生じた。Fig. 8 (下) では、ピーク時に計算流量が観測流量を下回っている。これは、Case 1 では降水量がかなり多いた

め、実際には表面流が発生している可能性があるにもかかわらず、モデルでは表面流出を許していないのが原因と考えられる。逆に Fig. 9 (下) では全体的に計算流量が観測流量を上回っている。Case 2 では Case 1 に比べて降水量が少ないため、中間流出が支配的な現象となっていると推測される。今回、モデルの透水係数として $0.2(m/sec)$ というかなり大きな値を与えたため、モデルの中間流出速度が実際より大きくなっている可能性がある。

結局、本研究で構築した山腹斜面流 kinematic wave モデルでは、表面流出だけ、あるいは中間流出だけ、といった形でしか流出計算ができず、そのため、中間流と表面流が混在して生起するという実際の流出形態をうまくモデル化できていないと考えられる。今後は、中間流と表面流を統合した形で流れのモデルを集中化する手法を検討することが課題である。

4. おわりに

本研究では、kinematic wave モデルの式を出発点として、降水-流出系が定常であると仮定することによって状態量が山腹斜面内の総貯留量である集中化されたモデルを導出した。

第2章では、数値地形モデルについて説明し、数値地形モデルから得られる地形量を利用して山腹斜面流 kinematic wave モデルを集中化する手法を示

¹ 黒津での観測流量は精度に問題があるように思われたため、計算結果の比較対象としなかった。

した。

第3章では、第2章で示した集中型モデルと従来提案されている分布型流出モデルを、同一の領域に同一の条件で適用し、その流出計算結果を比較した。その結果、両モデルの計算結果はほぼ一致すること、計算に要する時間は集中型モデルの方がかなり短いことが確認された。

さらに、大戸川全流域を対象にして流出シミュレーションを行ない、モデルによる計算流量と観測流量を比較した。その結果、モデルによる計算流量と観測流量は、あまり一致しなかった。本研究で構築した山腹斜面流集中型 kinematic wave モデルでは、表面流出だけ、あるいは中間流出だけ、といった形でしか流出計算ができない。そのため、中間流と表面流が混在して生起するという実際の流出形態をうまくモデル化できていないと考えられる。今後は、中間流と表面流を統合した形で流れのモデルを集中化する手法の開発を目指す。

参考文献

- 市川 温 (1994) : 分布型流出モデルのスケールアップ, 水工学論文集, 第 38 巻, pp. 809-812.
- 椎葉充晴・立川康人・市川 温・榊原哲由 (1997) : 河川流域地形の新しい数値表現形式, 京都大学防災研究所年報, 第 40 号, B-2, pp. 123-136.
- 立川康人・椎葉充晴・高埴琢馬 (1997) : 三角形要素網による流域地形の数値表現に関する研究, 土木学会論文集, 第 558 号, II-38, pp. 45-60.
- 陸 旻皎・小池俊雄・早川典生 (1989) : 分布型水文情報に対応する流出モデルの開発, 土木学会論文集, 第 411 号, II-12, pp. 135-142.
- 陸 旻皎・小池俊雄・早川典生・益倉克成 (1991) : 分布型流出モデルのための河道特性の評価, 水工学論文集, 第 35 巻, pp. 161-166.
- Keith Beven (1979) : On the Generalized Kinematic Routing Method, Water Resources Research, Vol. 15, No. 5, pp. 1238-1242.

Lumping of Kinematic Wave Runoff Model

Yutaka ICHIKAWA, Toshihiro OGURA*, Yasuto TACHIKAWA and Michiharu SHIIBA

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Various runoff routing models combined to the numerical topographic models based on the elevation and river network data have already developed. This type of runoff model generally computes the water movement from an upper grid point to a lower grid point. Therefore it often requires much computation time and computer memory. In order to reduce such computation burden, we develop the lumped kinematic wave model using the steady-state assumption of rainfall-runoff systems. The model parameter values are computed from some topographic indices which are obtained from numerical topographic models.

Keywords: Numerical topographic model, Basin topography, Kinematic wave runoff model, Lumping