

圃場容水量を考慮した流量流積関係式の集中化

市川 温*・村田 康明**・椎葉充晴*

* 京都大学大学院工学研究科

** 東京大学大学院工学系研究科修士課程

要 旨

筆者らが開発してきた、山腹斜面流出系における一般的な流量流積関係式を集中化する手法を基礎として、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を集中化する方法について述べる。まずはじめに、圃場容水量を考慮した流量流積関係式と、基礎となる集中化手法の概要について説明し、つぎに、圃場容水量を考慮した流量流積関係式に対する具体的な集中化手法を展開する。本流量流積関係式には、関係する状態量として、単位幅流量 q 、水量 h のほかに、自由水分水量 h_f が媒介変数の形で含まれており、基礎とする集中化手法をそのまま適用することができない。本論文では、集中化の過程で行なう h による積分操作を h_f での積分操作に置き換えることで、本流量流積関係式の集中化を可能としている。最後に、本流量流積関係式から導出された集中化モデルを大戸川流域と桂川流域に適用し、その結果を分布型モデルによる計算結果および観測結果と比較して、本集中化手法の有効性と問題点を検証する。

キーワード：圃場容水量, 流出モデル, 流量流積関係式, 集中化, 数値地形モデル

1. はじめに

従来の分布型流出モデルは、洪水時の短期出水を対象としたものが多く、土壌に保持されていた雨水が時間的に緩やかに流出してくる現象を再現できるモデルはこれまで存在していなかった。これに対して、椎葉ら(1998)は、従来の表面流・中間流統合型 kinematic wave モデル(椎葉, 1983)に圃場容水量の概念を導入することによって、洪水時だけではなく、低水時の流出計算も可能とする流出モデルを構築した。これによって、kinematic wave モデルによる流出計算が、洪水時から低水時へ、あるいは低水時から洪水時へと、連続的に接続できるようになった。

さらに椎葉ら(1999)は、この流出モデルに蒸発散の機構を導入し、山地流域における河川流況評価を目的としたモデルを構成している。しかし、この分布型流出モデルは、計算に非常に多大な時間を要するという問題点があり、最終的な目的である河川流域全体の長期的な流況評価には至っていないのが

現状である。

一方、筆者ら(1999; 2000a; 2000b)は、分布型流出モデルによる計算の負担を軽減するため、山腹斜面系における雨水流動を逐一追跡計算するのではなく、数値地形情報を利用して分布型流出モデルを集中化する手法を展開してきた。本手法の最大の特徴は、対象とする斜面系全体に対するマクロな貯留量流出量関係式を先験的に与えるのではなく、物理的な基礎式から出発して、地形量と水量の空間的分布を考慮しつつ、斜面系の貯留量と流出量の関係を導出する点にある。

本論文では、椎葉らが提示した、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を、筆者らが展開してきた手法を用いて集中化する方法について説明する。この流量流積関係式を集中化することができれば、雨水の長期的な流動現象を再現し、かつ、計算時間を大幅に短縮することができるため、長期間にわたる流域流出系の連続的なシミュレーションに道がひらけることになる。

2. 圃場容水量を考慮した流量流積関係式

圃場容水量を考慮した流量流積関係式は、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの流量流積関係式がベースとなっている。表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの流量流積関係式を次に示す。

$$q = \begin{cases} ah & (0 \leq h < d) \\ \alpha(h-d)^m + ah & (h \geq d) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 h : 水量 [m], q : 単位幅流量 [m²/sec], $\alpha = \sqrt{\sin \theta}/n$, θ : 斜面勾配 [rad], n : Manning の粗度係数 [m^{-1/3} sec], m : 定数 [-] (> 1), $a (= k \sin \theta / \gamma)$: 地中水実質流速 [m/sec], k : 透水係数 [m/sec], γ : 表土層空隙率 [-], $d (= \gamma D)$: 表土層の空隙部分の深さ [m], D : 表土層厚 [m] である。

このモデルでは、表土層に侵入した雨は直ちに中間流あるいは表面流として側方に流動するが、実際には、表土層に浸透した雨水は主に毛管張力に起因する土層の保水性に従って、その一部は土層中に貯留される。その土層の含水率が增大していくとやがて自由水として流れ出す。そのときに土層が保持している水量を圃場容水量という。普通、圃場容水量は土層全体に対する水量のことをいうが、本研究では、圃場容水量に対応する含水率も圃場容水量と呼び、 γ_e と表すことにする。このとき土層の有効空隙率 γ_e は $\gamma_e = \gamma - \gamma_c$ となる。

椎葉ら (1998) は、 $N > 1$ なるパラメタを導入し、表土層の水量 h [m] と自由水分水量 h_f [m] の関係として次式を提案している。

$$h = u(h_f) = \begin{cases} h_f + h_c \left(1 - \left(\frac{d - h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} & (0 \leq h_f < d) \\ h_f + h_c & (h_f \geq d) \end{cases} \quad (2)$$

ただし、 $d = \gamma_e D$, $h_c = \gamma_c D$ である。Fig. 1 は式 (2) の関係を示したものである。

ここで、自由水分水量 h_f が表面流・中間流統合型流量流積関係式に従うと考え、式 (1) の h を h_f で置き換えると、圃場容水量を考慮した流量流積関係式が次式のように得られる。

$$q = g(h_f) = \begin{cases} ah_f & (0 \leq h_f < d) \\ \alpha(h_f - d)^m + ah_f & (h_f \geq d) \end{cases} \quad (3)$$

3. 集中化手法

ここでは、筆者ら (2000a; 2000b) が展開した手法を基礎として、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を集中化する方法を示す。まずはじめに、筆者らの集中化手法の概要を説明し、その後、圃場容水

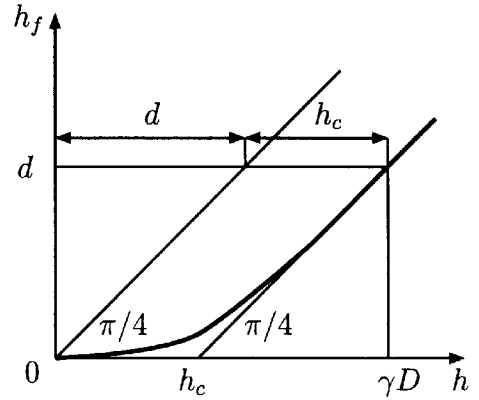


Fig. 1 h , h_f の関係

量を考慮した流量流積関係式に対する具体的な集中化方法を展開する。

3.1 基礎となる集中化手法の概要

(1) 基本的な考え方

基本となる考え方は以下のようなものである。まず、対象とする流域斜面系を矩形の小斜面（この小斜面のことを以下では斜面素片とよぶ）の集合体としてモデル化し、そのモデルから得られる地形量を利用して、流量ならびに通水断面積の空間分布を定常状態のそれで近似する。そして通水断面積を空間的に積分することによって、対象とする流域斜面系における貯留量を求め、貯留量と流出量の集中化された関係を導出する。ただ、集中化の対象とする流量流積関係式によっては、通水断面積の空間積分を必ずしも解析的に実行できるとは限らないということに留意する必要がある。たとえば、表面流・中間流統合型の流量流積関係式では、水量 h を流量 q の関数として表すことができないため、通水断面積の空間分布を陽に得ることができず、その結果、通水断面積を解析的に積分することができない。そこで、本集中化手法では、貯留量と流出量の関係を離散的に求め、離散値の間は、線形補間で内挿するという工夫を施している。以下、この離散的な貯留量と流出量の関係を導出する方法について概説する。

(2) 基礎式

集中化の対象とする流量流積関係式を一般的に次のように書くことにする。

$$q(x, t) = g(h(x, t)) \quad (4)$$

ただし、 $q(x, t)$: 単位幅流量, $h(x, t)$: 水量である。流量流積関係式にはいろいろなタイプが考えられるが、

ここでは q が h の関数として陽に表され、かつ h で積分可能なものを考える。式 (4) を h について解いた式を、

$$h(x, t) = f(q(x, t)) \quad (5)$$

と書くことにする。 f は、 g が $h(x, t)$ のべき乗といった単純な形であれば、陽に求まるが、たとえば、表面流・中間流統合型流量流積関係式のように少し複雑になると、 f を陽に求めることはできない。

いま、対象とする山腹斜面系に、定常でかつ空間的に一様な降水が与えられ、降水－流出系が定常状態になっていると仮定する。このときの降水強度を $\bar{r}$ と書くことにすると、山腹斜面系内のある地点での流量は、 $\bar{r}$ にその地点の集水域の面積を乗じたものとなる。

この状態において、ある斜面素片の貯留量を求めることを考える。貯留量を s と書くことにすると、

$$\begin{aligned} s &= \int_0^L A(x) dx \\ &= \int_0^L w(x) h(x) dx \end{aligned} \quad (6)$$

である。ただし、 x : 当該斜面素片の上端から下流方向に測った距離、 L : 斜面素片の長さ、 $A(x)$: 通水断面面積 ($= w(x) h(x)$)、 $w(x)$: 斜面素片の幅、 $h(x)$: 斜面に対して垂直に測った水量である。また、降水－流出系が定常であるという仮定から、斜面素片内の流量は次式のように表される。

$$\begin{aligned} Q(x) &= Q(0) + \bar{r} \int_0^x w(x') dx' \\ &= \bar{r}U + \bar{r} \int_0^x w(x') dx' \end{aligned} \quad (7)$$

U は当該斜面素片の上流域の面積である。各斜面素片に対する U は、数値地形モデルにおいて、当該斜面素片の上流に位置する斜面素片の面積を足し合わせることで容易に求めることができる。

ここで、斜面素片は幅一様の矩形であるから、 $w(x)$ を $\bar{w}$ (一定) と書き直して以下を得る。

$$s = \bar{w} \int_0^L h(x) dx \quad (8)$$

$$Q(x) = \bar{r}U + \bar{r}\bar{w} \int_0^x dx' = \bar{r}U + \bar{r}\bar{w}x \quad (9)$$

$$q(x) = Q(x)/\bar{w} = \bar{r}U/\bar{w} + \bar{r}x \quad (10)$$

(3) 貯留量の算出

各斜面素片の貯留量を求めるには式 (8) の積分を実行すればよいわけだが、しかし、式 (5) で与えられる f は、先にも述べたように、陽に求まっている

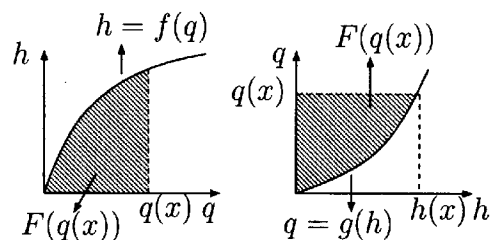


Fig. 2 f, g, F の関係

とは限らないため、式 (8) の積分を解析的に実行することはできない。斜面素片にいくつかの計算断面を設け、各計算断面の流量に対応する水量を数値的に求めて、これを数値積分するという方法も考えられなくはないが、数値計算による誤差が発生するという問題がある。ここでは、極力少ない数値計算で式 (8) の積分を実行する方法を示す。

流量 q と空間座標 x には式 (10) で示される関係があるので、式 (8) を変数変換して次式を得る。ただし、 $dF/dq = f$ である。

$$\begin{aligned} s &= \bar{w}/\bar{r} \int_{q(0)}^{q(L)} f(q) dq \\ &= \bar{w}/\bar{r} [F(q(L)) - F(q(0))] \end{aligned} \quad (11)$$

Fig. 2 は、 f, g, F の関係を模式的に示したものである。 f が、たとえば q の多項式のように q で陽に表され、かつ解析的に積分可能であれば、 F は容易に計算できるが、ここでは q が h の関数として与えられていることを想定しているのので、一般には f は q の陽な関数として求めることができず、それゆえ F も f を解析的に積分して求めることができない。

しかし、 g は h で積分可能であるとしているので、ある単位幅流量 $q(x)$ に対応する水量 $h(x)$ (Fig. 2 右) を求めることができれば、 $F(q(x))$ は次式を用いて求めることができる。

$$F(q(x)) = q(x)h(x) - \int_0^{h(x)} g(h) dh \quad (12)$$

そこで、以下のような手順で s を計算することにする。まず、ある降水強度 $\bar{r}$ を仮定する。すると、降水－流出系が定常であるとの仮定から、式 (10) を用いて対象とする斜面素片の上下端での単位幅流量 $q(0), q(L)$ を計算することができる。つぎに、その単位幅流量に対応する水量を数値的に求める。最後に、式 (12) を用いて $F(q(0)), F(q(L))$ を求め、式 (11) から s を計算する。このように、一つの斜面素片の貯留量を求めるのに必要な数値計算の回数は、斜面素

片上端と下端の水量を求める計算の二回である。以上の手順ですべての斜面素片の貯留量を計算する。対象とする山腹斜面系全体の貯留量 S は $\sum_{i=1}^N s_i$ として求まる。ただし、 N : 斜面素片の数、 s_i : 斜面素片 i の貯留量である。このときの山腹斜面系からの流出量 O は $\bar{r} \sum_{i=1}^N A_i$ となる。 A_i は斜面素片 i の面積である。この手順を、降水強度 $\bar{r}$ を変えて繰り返し、様々な降水強度に対応する S と O の関係を求めておく。こうして求めた S と O の離散的な関係を運動方程式と見立てて流出計算を行なう。離散値の間は線形補間で内挿する。

以上に述べた集中化手法を基礎として、以下では、圃場容水量を考慮した流量流積関係式に対する集中化手法を展開する。

3.2 圃場容水量を考慮した流量流積関係式の集中化

(1) 概説

3.1 で示した手法では、 q が直接的に h の関数であることを前提としていたが、圃場容水量を考慮した流量流積関係式では、関係する状態量として、 q 、 h のほかに、 h_f が存在している。3.1 では、 h が q の関数として表されていないことに起因する困難を解決しているが、ここでは、さらに q と h の媒介変数である h_f の存在にも配慮して集中化を行なう必要がある。

3.1 で述べた集中化手法の本質は、式 (11)、(12) にある。すなわち、任意の流量に対する F を計算することができれば、式 (11) を用いて斜面素片の貯留量を計算することができる。ここでは、圃場容水量を考慮した流量流積関係式から F を算出する方法を示す。

式 (12) を次に再記する。

$$F(q(x)) = q(x)h(x) - \int_0^{h(x)} g(h)dh \quad (13)$$

この式で問題となるのは、右辺第二項の積分部分である。右辺第一項については、 $q(x)$ に対応する $h(x)$ を数値計算などで求めることにしているので、容易に計算することができる。以下では、右辺第二項の計算方法を中心に説明する。

式 (13) の右辺第二項を G_1 と書くことにする。 G_1 を変数変換すると、次式のように書き改めることができる。

$$G_1 = \int_0^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \quad (14)$$

ただし、 $h_f(x)$ は $h(x)$ に対応する自由水分水量である。以下、 G_1 を表土層が不飽和の場合と飽和の場合で区別して求める。

(2) 不飽和時における集中化

式 (14) は部分積分の関係より、

$$\begin{aligned} G_1 &= \int_0^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \\ &= \int_0^{h_f(x)} g(h_f) u'(h_f) dh_f \\ &= [g(h_f)u(h_f)]_0^{h_f(x)} - \int_0^{h_f(x)} g'(h_f)u(h_f) dh_f \\ &= g(h_f(x))u(h_f(x)) - \int_0^{h_f(x)} g'(h_f)u(h_f) dh_f \end{aligned} \quad (15)$$

と書くことができる。ここで上式右辺第 2 項をさらに G_2 とおき、表土層が不飽和 ($0 \leq h_f \leq d$) であることに留意して計算すると、

$$\begin{aligned} G_2 &= \int_0^{h_f(x)} g'(h_f) u(h_f) dh_f \\ &= \int_0^{h_f(x)} a \left\{ h_f + h_c \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} \right\} dh_f \\ &= \frac{1}{2} a [h_f^2]_0^{h_f(x)} \\ &\quad + ah_c \int_0^{h_f(x)} \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \\ &= \frac{1}{2} ah_f(x)^2 \\ &\quad + ah_c \int_0^{h_f(x)} \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \end{aligned} \quad (16)$$

となる。

さらに上式の右辺第 2 項を

$$G_3 = \int_0^{h_f(x)} \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \quad (17)$$

とおく。ここで、 $s = (d-h_f)/d$ とすると $dh_f = -d \cdot ds$ となる。また、 $h_f = 0$ のとき $s = 1$ 、 $h_f = h_f(x)$ のとき $s = (d-h_f(x))/d = c$ (定数: $0 < c < 1$) となるので、式 (17) は次式のように書き直すことができる。

$$G_3 = d \int_c^1 (1-s^N)^{1/N} ds \quad (18)$$

ここで、 $t = 1-s^N$ において両辺を微分すると、 $dt = -Ns^{N-1}ds$ 、 $ds = -1/Ns^{1-N}dt$ であり、また、 $s^N = 1-t$ 、 $s = (1-t)^{1/N}$ となるから、

$$\begin{aligned} ds &= -\frac{1}{N}(1-t)^{\frac{1-N}{N}} dt \\ &= -\frac{1}{N}(1-t)^{\frac{1}{N}-1} dt \end{aligned} \quad (19)$$

を得る。また、 $s = 1$ のとき $t = 0$ 、 $s = c$ のとき $t = 1-c^N$ である。ゆえに G_3 は、

$$\begin{aligned} G_3 &= d \int_{1-c^N}^0 t^{\frac{1}{N}} \left\{ -\left(\frac{1}{N} \right) (1-t)^{\frac{1}{N}-1} \right\} dt \\ &= \frac{d}{N} \int_0^{1-c^N} t^{\frac{1}{N}} (1-t)^{\frac{1}{N}-1} dt \end{aligned} \quad (20)$$

となる。

式(20)の積分部分は、ベータ関数 $B\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right)^1$ と不完全ベータ関数 $I_{1-cN}\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right)^2$ の積であり、 $B_{1-cN}\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right)$ と表される。

以上の式を整理すると

$$F(q(x)) = \frac{1}{2}ah_f(x)^2 + ah_c \frac{d}{N} \cdot B_{1-cN}\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right) \quad (21)$$

を得る。

(3) 飽和時における集中化

式(14)の積分区間を $[0 \sim d]$ (表土層内) と $[d \sim h_f(x)]$ (地表面より上の部分) に区分して書き改めると、

$$G_1 = \int_0^d g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f + \int_d^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \quad (22)$$

となる。ここで、

$$G_4 = \int_0^d g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \quad (23)$$

とすると

$$\begin{aligned} G_4 &= g(d)u(d) - \int_0^d g'(h_f)u(h_f)dh_f \\ &= ad(d+h_c) \\ &\quad - \int_0^d a \cdot \left\{ h_f + h_c \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} \right\} dh_f \\ &= ad(d+h_c) - \frac{1}{2}a[h_f^2]_0^d \\ &\quad - ah_c \int_0^d \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \end{aligned} \quad (24)$$

となるが、上式の右辺第3項の積分部分は、式(17)で与えられる G_3 の積分区間を $[0 \sim d]$ としたものと同一である。 $h_f = d$ のとき式(17)を変形して得られた式(20)中の定数 c は0となるから、式(20)に $c=0$ を代入したもの、つまり、

$$\begin{aligned} &\int_0^d \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \\ &= \frac{d}{N} \int_0^1 t^{\frac{1}{N}} (1-t)^{\frac{1}{N}-1} dt \\ &= \frac{d}{N} \cdot B_1\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right) \\ &= \frac{d}{N} \cdot B\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right) \end{aligned} \quad (25)$$

となる。ゆえに G_4 は、

$$G_4 = \frac{1}{2}ad^2 + adh_c - ah_c \frac{d}{N} \cdot B\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right) \quad (26)$$

¹ ベータ関数: $B(a, b) = \int_0^1 t^{a-1}(1-t)^{b-1}dt$

($a > 0, b > 0$)
² 不完全ベータ関数: $I_x(a, b) \equiv B_x(a, b)/B(a, b)$
 $= 1/B(a, b) \int_0^x t^{a-1}(1-t)^{b-1}dt$

となる。

一方、式(22)の右辺第2項を G_5 と書くことにすると、式(2), (3)より、 $q = g(h_f) = \alpha(h_f - d)^m + ah_f$ 、 $h = u(h_f) = h_f + h_c$ であるから、

$$\begin{aligned} G_5 &= \int_d^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \\ &= \int_d^{h_f(x)} \{\alpha(h_f - d)^m + ah_f\} dh_f \\ &= \frac{\alpha}{m+1} [(h_f - d)^{m+1}]_d^{h_f(x)} + \frac{1}{2}a[h_f^2]_d^{h_f(x)} \\ &= \frac{\alpha}{m+1}(h_f(x) - d)^{m+1} + \frac{1}{2}a(h_f(x)^2 - d^2) \end{aligned} \quad (27)$$

となる。

これらを整理すると、

$$\begin{aligned} F(q(x)) &= q(x)h(x) - adh_c + ah_c \frac{d}{N} \cdot B\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right) \\ &\quad - \frac{\alpha}{m+1}(h_f(x) - d)^{m+1} - \frac{1}{2}ah_f(x)^2 \end{aligned} \quad (28)$$

を得る。

(4) 集中化手法のまとめ

以上のようにして求めた $F(q(x))$ を用いて各斜面素片の貯留量 s を算出する手順を以下にまとめる。

1. ある降水強度 $\bar{\tau}$ を仮定し、式(10)から斜面素片上端および下端の単位幅流量 $q(0)$, $q(L)$ を計算する。
2. 式(3)から $q(0)$, $q(L)$ に対応する自由水分水量 $h_f(0)$, $h_f(L)$ を数値的に計算する。
3. 式(2)を用いてその自由水分水量に対応する水量 $h(0)$, $h(L)$ を求める。
4. $h(0)$, $h(L)$ の値に応じて式(21), (28)を用いて $F(q(0))$, $F(q(L))$ を計算する。
5. 式(11)を用いて当該斜面素片の貯留量 s を求める。

以上の手順ですべての斜面素片の貯留量を算出し、3.1で示した手法と同様にして山腹斜面系全体の貯留量と流出量の関係を求める。

4. 集中化モデルの適用

4.1 大戸川流域への適用

前節で導出した集中化モデルを大戸川流域に適用する。大戸川は淀川水系に属しており、筆者らの集中化手法に関する一連の研究(1999; 2000a; 2000b)で適用対象としてきた河川流域である。流域面積は189.5km²、河床の平均勾配は、下流部で約1/250、上流部では1/250から1/100である。Fig. 3に大戸川流域の模式図を示す。モデルの適用領域は、大鳥居(おおとりい)地点より上流の流域(148.9 km²)である。

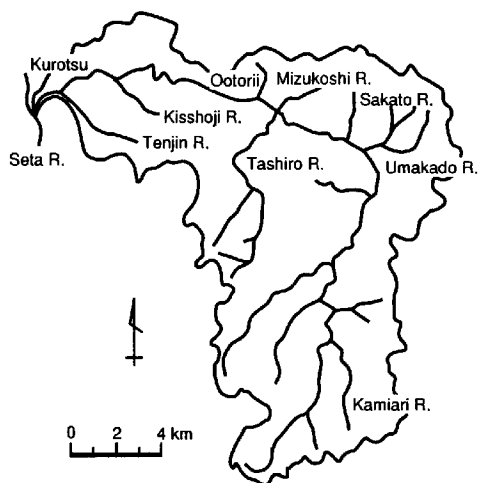


Fig. 3 大戸川流域

まず、筆者ら (2000a, 2000b) と同様にして大戸川流域の数値地形モデルを作成し、これをもとに対象域を7個の部分流域に分割した。そして、各部分流域の斜面域に前節で導出した集中化モデルを適用した。河道網に対しては河道網集中型 kinematic wave モデル (高埴ら, 1994) を適用した。斜面域のモデルパラメタ値として、 n : $0.6 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{sec}$, m : 1.667, k : 0.015 m/sec , γ : 0.3, γ_c : 0.1, D : 1.0 m, N : 6 を用い、河道網集中型 kinematic wave モデルのパラメタ値として、粗度係数: $0.05 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{sec}$ を用いた。

シミュレーション対象期間は、1982年8月1日～3日 (ケース 1)、1990年9月19日～22日 (ケース 2) とした。ケース 1 は台風 10 号が襲来した時期である。台風 10 号は、8月1日に日本の南海上を北上し、2日0時ごろ愛知県渥美半島西部に上陸した後、本州中部を北上して2日朝には日本海に進んだ。31都道府県に被害をもたらし、全国で95名の死者・行方不明者を出している。近畿地方においても8月1日から3日にかけてかなりの大雨が降り、大戸川流域に位置する AMeDAS 信楽観測所 (滋賀県甲賀郡信楽町) では、8月1日の日降水量が 235 mm となり、観測開始以来の最大値を記録している。ケース 2 は台風 19 号が襲来した時期である。台風 19 号は、9月17日から18日にかけて沖縄近海を北上し、九州の南海上に達した。この影響で秋雨前線が活発化し、17日は全国的に雨が降り、18日も西日本を中心に 100 mm ～ 300 mm の大雨となったところが多かった。近畿地方では、台風が 19 日夜紀伊半島に上陸したため風雨が強まり、AMeDAS 信楽観測所では 19 日の日降水量が 126 mm と比較的大きな値を記録している。

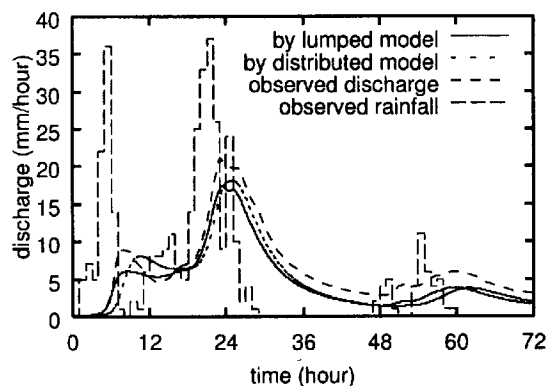


Fig. 4 計算流量と観測流量 (ケース 1)

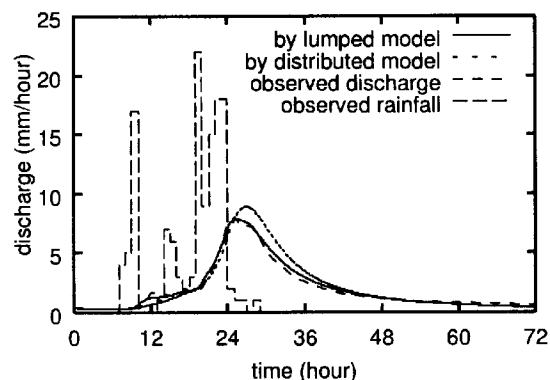


Fig. 5 計算流量と観測流量 (ケース 2)

シミュレーションで使用した水文データは、時間降水量データおよび時間流量データである。ともに、建設省 (当時、現国土交通省、以下同じ) 所管大鳥居観測所で得られたものである。

Fig. 4, 5 は、それぞれ、ケース 1、ケース 2 における計算流量と観測流量を比較したものである。いずれも、実線が集中化モデルによる計算流量、点線が分布型モデルによる計算流量、破線が観測流量、ステップ状の破線が観測降雨である。

まず、ケース 1 の結果について考察する。Fig. 4 をみると、計算開始後 6 時間から 18 時間あたりで集中化モデルと分布型モデルの計算結果の違いが大きくなっているが、その後はよく一致している。また、観測流量と比較すると、全体的に観測流量のほうが計算流量よりも大きくなっているが、観測流量から直接流出量に対する流出率を計算したところ 1.0076 となり、若干ではあるが 1 を超える値となったことから、観測流量が実際の流量よりも過大であった可能性が高い (ちなみにケース 2 では 0.74 となった)。したがって、ケース 1 での観測流量は幾分差し引いて考える必要があることを考慮すると、集中化モデ

ル、分布型モデルの計算流量はおおむね観測流量と一致しているといえよう。

つぎに、ケース 2 の結果について考察する。両モデルの計算流量と観測流量は、ピーク時に若干の差は認められるものの、全体的にはよく一致している。とくに、今回のシミュレーションでは、有効降雨と損失降雨を分離せずに観測雨量をそのまま用いていることを考えると、かなり良好な結果といえる。また、42 時間以降の流量が低減する様子もよく再現されている。

集中化モデルと分布型モデルの計算結果を比較すると、降雨終了後に大きな違いが現われている。この理由としては、集中化モデルでは定常状態における貯留量－流出量関係を用いていることが考えられる。ケース 2 では、18 時間から 24 時間あたりで強い降雨があり、その直後に一連の降雨は終了している。このことから、流域における降水流出系の非定常性が強くなり、集中化モデルで用いている貯留量－流出量関係と実際の現象との違いが大きくなってしまったものと推測される。

また、本研究では、CPU: Celeron 400 MHz, メモリ: 64 MB, OS: FreeBSD 3.3, コンパイラ: gcc ver. 2.7.2.3 という構成の計算機を用いてシミュレーションを行なった。ケース 1 において集中化モデルと分布型モデルの計算時間を実時間で比較したところ、分布型モデルが約 4.5 時間であったのに対し、集中化モデルでは約 10 分となり、計算時間を大幅に短縮することができた。

4.2 桂川流域への適用

集中化モデルを桂川流域に適用し、分布型モデルの計算結果および観測値と比較する。桂川は大戸川と同じく淀川水系に属し、流域面積は 875 km²（建設省桂観測所より上流）である。ここで対象とするのは、建設省亀岡観測所より上流の流域（710.22 km²）である。桂川流域の模式図を Fig. 6 に示す。

今回のシミュレーションでは、鎌倉、周山、殿田、園部、新町、西別院の各建設省雨量観測所と、AMeDAS 京北観測所で得られた時間雨量データを使用した。流量データは、建設省所管の世木ダム観測所と亀岡観測所で得られたものを用いた。世木ダム観測所では、ダムへの流入量とダムからの放流量の二種類の流量データが計測されているが、それらを比較したところ、ほとんど違いがなかったため、ここではダムへの流入量データを使用している。また、流入量と放流量の差がほとんど認められなかったことから、このダムによる河川流況への影響は無視すると判断し、世木ダムのモデルを流域全体系のモデルに組

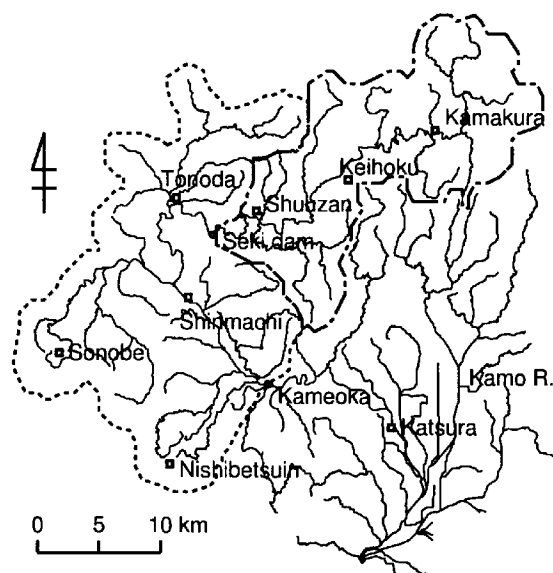


Fig. 6 桂川流域

み込むことはしていない。また、この流域には、平成 10 年（1998 年）に日吉ダムが完成し、その後運用が開始されているが、次に述べるように、今回のシミュレーションの対象時期は日吉ダム完成前の 1989 年であるため、当然ではあるが、日吉ダムのモデルも流域全体系のモデルには組み込まれていない。

対象期間は、1989 年 9 月 2 日から 4 日である。この期間においては、東シナ海上に低気圧が発生し、発達しながら東に進んで、九州、山陰、四国、近畿、東海の広い範囲に強雨をもたらした。この雨で、九州を中心に 2 府 16 県で水害が発生し、7 名の死者が出た。大阪では、9 月 3 日の日雨量が 174 mm となり、日雨量の 9 月第一位を記録している。

Fig. 7, 8 は、それぞれ、世木ダム地点、亀岡地点において、集中化モデルの計算結果、分布型モデルの計算結果、観測流量を比較したものである。実線が集中化モデルの計算結果、点線が分布型モデルの計算結果、破線が観測流量、ステップ状の破線が観測雨量である。観測雨量については、Fig. 7 では AMeDAS 京北観測所で、Fig. 8 では建設省新町観測所で得られたデータを表示している。

斜面系モデルのパラメタ値としては、 n : 0.6 m^{-1/3}·sec, m : 1.667, k : 0.015 m/sec, γ : 0.4, γ_c : 0.1, D : 1.0 m, N : 6 を用いた。また、河道の計算には、4.1 とは違って、河道網集中型 kinematic wave モデルではなく、分布型の kinematic wave モデルを用いた。河道の粗度係数は、0.03 m^{-1/3}·sec とした。

Fig. 7, 8 を見ると、集中化モデル、分布型モデルともに、良好な結果は得られていない。世木ダム地

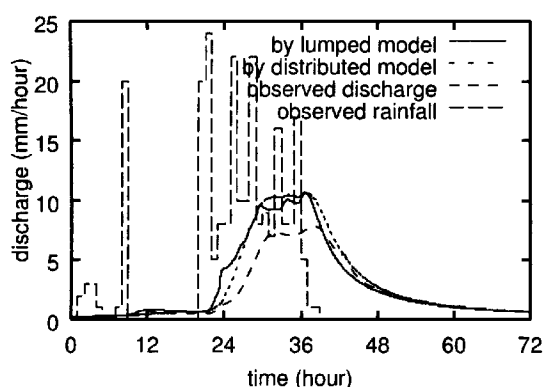


Fig. 7 流量の比較（世木ダム地点）

点 (Fig. 7) では、流量時系列の形状（流量の立上り時刻、ピーク時刻など）はよく再現されているものの、総流出量が観測値にくらべて過大となっている。降雨終了後の流量の低減部はよく再現されている。亀岡地点 (Fig. 8) では、総流出量は観測値に近くなっているが、流量時系列の形状はあまり一致していない。集中化モデルの計算結果、分布型モデルの計算結果ともに、観測値にくらべて流量の減り始める時刻が2時間ほど早くなっている。この原因が、斜面系のモデルにあるのか、河道網系のモデルにあるのか、残念ながら明らかではない。筆者らはこれまで、流域流出系のモデルを構成する場合、対象とする流域をいくつかの部分流域に分割し、さらにその部分流域を斜面系と河道網系に分けてモデル化するという手法をとってきた。この手法は、流域流出系の構造に即しており、対象流域を一括してモデル化する手法にくらべれば、自由度が高く、様々な発展性を秘めていると信ずるが、しかし実際のところ、斜面系からの流出量を観測する手立てがないため、斜面系、河道網系それぞれのモデルを分けて同定・検定することができない。この手法をより一層発展させていくためには、斜面系からの流出量を河川流量観測値から推定する手法もあわせて開発していく必要があると考えられる。

集中化モデル、分布型モデルの計算結果はおおむね一致しているが、4.1 でも見られたように、降雨終了直後、あるいは、スパイク状の強い降雨のあとに、両計算結果の差が大きくなっている。これは、すでに述べたように、本集中化手法の原理そのものに根ざしたものと考えられる。この問題を本質的に解決するためには、集中化モデルにおいても雨水流下過程の非定常性のある程度考慮できるような方法を考えなければならない。たとえば、斜面系を上端から下端までまとめて集中化するのではなく、雨水の流下方向に沿って斜面系をいくつかの領域に分割し

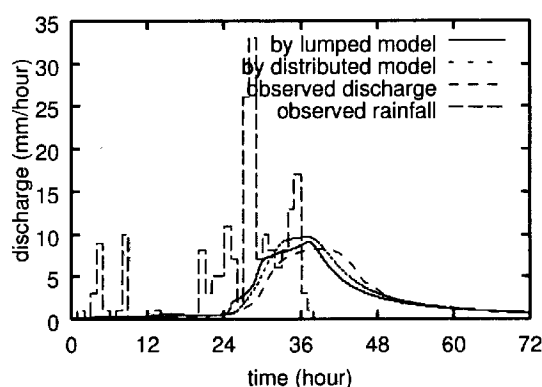


Fig. 8 流量の比較（亀岡地点）

たうえて集中化手法を適用し、各領域に対応する集中化モデルを多段階に接続することで、雨水流下過程を追跡計算する方法などが考えられる。

5. おわりに

本論文では、筆者らがこれまで展開してきた、山腹斜面流出系に対する流量流積関係式を集中化する手法を用いて、椎葉ら (1998) が開発した、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を集中化する方法について述べた。

2. では、圃場容水量を考慮した流量流積関係式について説明し、3. では、この流量流積関係式を集中化する手法を具体的に示した。筆者らが展開してきた集中化手法では、単位幅流量 q が直接的に水量 h の関数であることを前提としていたが、圃場容水量を考慮した流量流積関係式では、関係する状態量として、 q, h のほかに、自由水分水量 h_f が存在している。そこで、本集中化手法の本質である式 (13) を、 h_f の存在に配慮しつつ計算する手法を示した。

4. では、3. で導出した集中化モデルを大戸川流域と桂川流域に適用した。大戸川流域では、集中化モデル・分布型モデルの両計算結果と観測値はよく一致した。とくに、有効降雨と損失降雨を分離しなくても良好な結果が得られ、また、無降雨時に流量が低減していく様子も再現することができた。さらに、三日分の計算をするのに、分布型モデルでは約 4.5 時間要したのを、集中化モデルでは約 10 分に短縮することができた。一方、桂川流域では、あまり良好な結果を得ることはできなかった。流域内の二地点で計算流量と観測流量を比較したが、上流の世木ダム地点では計算流量が過大となり、下流の亀岡地点では計算値のほうが観測値よりも早く流量が減り始めるという結果になった。以上の傾向は集中化モデルだけではなく、分布型モデルのほうでも認め

られるため、集中化によって生じた誤差というわけではない。ただ、この誤差が斜面系で生じたのか河道網系で生じたのか明らかではないので、斜面系からの流出量を河川流量観測値から推定する手法もあわせて開発し、斜面系・河道網系の効果を分離したうえで、それぞれのモデルの精度を高める努力が必要であると考えられる。

また、集中化モデル、分布型モデルの計算結果を比較したところ、降雨終了直後、あるいは、スパイク状の強い降雨のあとに、両計算結果の差が大きくなっていることが明らかとなった。これは、定常状態における貯留量－流出量関係を用いて流出計算を行なうという本集中化手法の原理そのものに根ざしたものと考えられる。この問題を本質的に解決するためには、集中化モデルにおいても雨水流下過程の非定常性のある程度考慮できるような方法を考えなければならない。たとえば、斜面系を上端から下端までまとめて集中化するのではなく、雨水の流下方向に沿って斜面系をいくつかの領域に分割したうえで集中化手法を適用し、各領域に対応する集中化モデルを多段階に接続することで、雨水流下過程を追跡計算する方法などが考えられる。

さらに、今回は強降雨時の出水だけを対象としてシミュレーションを行なったが、今後は降雨遮断や蒸発散機構をモデルに導入することで、長期的なシミュレーションを行なうことができるよう研究をすすめていく予定である。

参考文献

- 市川 温・小椋俊博・立川康人・椎葉充晴 (1999) : 数値地形情報と定常状態の仮定を用いた山腹斜面系流出モデルの集中化, 水工学論文集, 第 43 巻, pp. 43-48.
- 市川 温・小椋俊博・立川康人・椎葉充晴・宝 馨 (2000a) : 山腹斜面流出系における一般的な流量流積関係式の集中化, 水工学論文集, 第 44 巻, pp. 145-150.
- 市川 温・小椋俊博・立川康人・椎葉充晴・宝 馨 (2000b) : 数値地形情報を用いた山腹斜面系流出モデルの集中化手法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 43 号 B-2, pp. 201-215.
- 椎葉充晴 (1983) : 流出系のモデル化と予測に関する基礎的研究, 京都大学博士論文.
- 椎葉 充晴・立川 康人・市川 温・堀 智晴・田中 賢治 (1998) : 圃場容水量・パイプ流を考慮した斜面流出計算モデルの開発, 京都大学防災研究所年報, 第 41 号 B-2, pp. 229-235.
- 椎葉 充晴・立川 康人・田中 賢治・市川 温・金澤 瑞樹 (1999) : 大気・陸面過程モデルと山腹斜面水文モデルの結合, 京都大学防災研究所年報, 第 42 号 B-2, pp. 169-176.
- 高 棹 琢馬・椎葉充晴・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.

Lumping of Kinematic Wave Equation Considering Field Capacity

Yutaka ICHIKAWA*, Yasuaki MURATA** and Michiharu SHIIBA*

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

** Graduate School of Engineering, University of Tokyo

Synopsis

This paper describes a method to lump a kinematic wave equation which considers field capacity of hill slope soil layer. The method is based on a method to lump a general kinematic wave equation, which has been developed by the authors. The kinematic wave equation considering field capacity and the method to lump a general kinematic wave equation are firstly shown, followed by the explanation on the method to lump the kinematic wave equation considering field capacity. This kinematic wave equation contains free water content h_f in addition to discharge per unit width q and total water content h as relating state variables in the form of the parameter. Thus the lumping method which has been developed by the authors cannot be applied to this equation as it is. In this paper we develop a way to apply the lumping method to this equation by changing a variable of integration from h to h_f in the lumping process. The lumped model derived from the kinematic wave equation considering field capacity is applied to simulate runoff processes of Daido River basin and Katsura River basin. Then effectiveness and problems of the lumping method are verified by comparing the results with the calculation results of a distributed runoff model and the observation results.

Keywords: Field capacity, Runoff model, Kinematic wave equation, Lumping, Digital topographic information