

京都大学工学部 正員

高埴琢馬

京都大学工学部 正員

椎葉充晴

京都大学大学院 学生員

○市川 温

1 はじめに 降水の流出現象は、降水・蒸発散といった他の過程と密接に関連する。従来は、流出系の分析は単独で行なわれることが多かったが、最近では、より大きなスケールで流出現象をとらえ、気象系との相互作用をも考慮に入れようという試みが多くなされている。

気象系との相互作用を考慮に入れて流出系の分析を行う場合、相互の時空間スケールをどのように調整するかが重要な課題となってくる。一般には、我が国での従来の流出系の分析スケールは一河川流域規模を超えるものではなく、気象系の分析スケールと歩調を合わせるには、流出系モデルのスケールアップが必要となってくる。

スケールアップにともない、モデルの空間スケールが斜面の平均的な長さをこえるようになると、モデル間の水の授受のうち、河道を経由するものの割合が大きくなる。したがって、モデル間の水の授受を受け持つ河道と、雨水が河道に流入する機構とを分けてモデル化するのが適切であると考えられる(図1)。本研究は、河道網モデルのスケールアップを目的とし、二つの河道網集中型モデルを構成する。

2 河道網集中型 kinematic wave モデルの構成 河道網集中型 kinematic wave モデルとは、河道流を kinematic wave モデルで記述する河道網モデルである。いくつかの河道区分をまとめて取り扱うために、次の仮定を導入する。

河道網内の流量は河道に沿う距離とともに直線的に変化する。

この変化率を q_0 とすると、ある河道区分の上流から距離 x 離れた地点の通水断面積は、

$$A(x, t) = K \{ Q(0, t) + q_0(t)x \}^P \quad (1)$$

となる(K, P : kinematic 定数)。これを河道網に沿って積分して得られる貯留量と、連続式を差分展開して得られる貯留量が等しくなるような q_0 を求め(図2)、流出量を計算する。

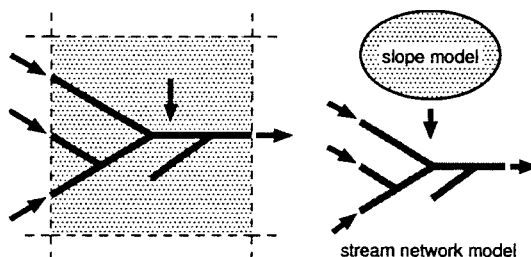
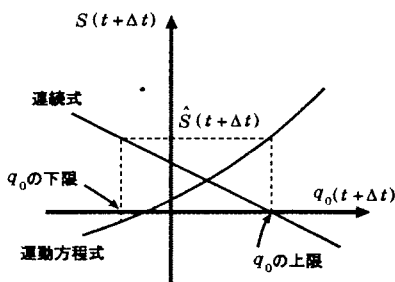


図1 モデルの構成

図2 q_0 の計算

3 河道網集中型 dynamic wave モデルの構成 河道網集中型 dynamic wave モデルは、河道流を dynamic wave モデルで記述するモデルである。このモデルでは次のようなながれで計算を進める。ただし、全ての境界点(河道網を分割する切断点、水源、対象河道網の最下流点)において、ある時刻 t での状態量(流量・水深)は既知とする。

1. 境界点の状態量から合流点の状態量を推定する。
2. 1 で得た情報をもとに、境界点での計算に必要な状態量を取得する。
3. dynamic wave モデルで Δt 後の境界点での状態量を計算し、計算時刻・状態量を更新して 1 に戻る。

さきに述べた河道網集中型 kinematic wave モデルでは、流量に線形性の仮定を設けたが、このモデル

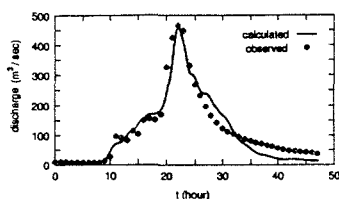


図3 平成2年9月の出水の再現

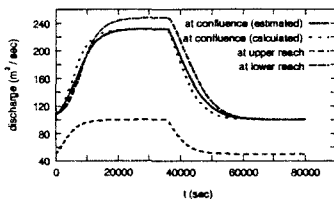


図5 流量: case(0)

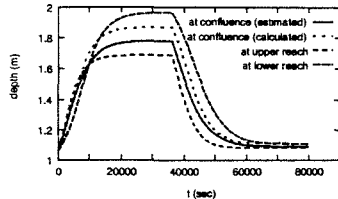


図7 水深: case(1)

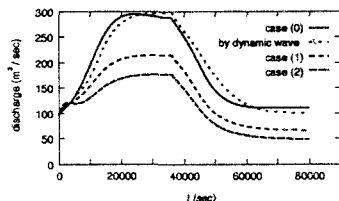


図4 計算結果

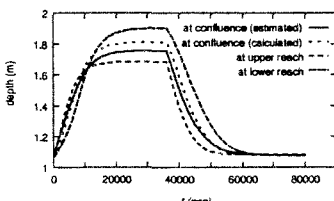


図6 水深: case(0)

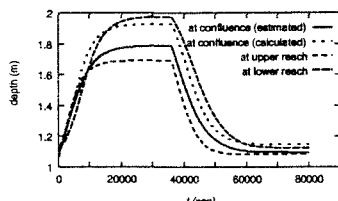


図8 水深: case(2)

ではさらに水深にも線形性を仮定して河道網内の状態量の分布を推定する。具体的には、河道網を構成する河道区分の数を N 個、河道区分 i の状態量の変化率を p_i 、長さを L_i と表すとき、目的関数 G を

$$G = \sum_{i=1}^N L_i p_i^2 \quad (2)$$

と定義し、合流点において流量ならびに水位の連続性が成り立つという条件のもとで、 G が最小となるように合流点の状態量を推定する。

このとき、流量の変化率は全ての河道区分で等しく、その値は、河道網の流入量の総和を河道区分長さの総和で除したものとなる。また水深は、隣接する点の水深の調和平均となる。

4 適用及び考察 まず、河道網集中型 kinematic wave モデルの適用例を示す。対象流域は木津川上流の服部川流域である。流域面積は約 94 km² で、平野部と山間部が混在する地域である。対象とした出水は平成2年9月のものである。計算結果を図3に示す。

次に、河道網集中型 dynamic wave モデルの計算例を示す。対象としたのは仮想的な Y 字型の河道網である。上部の二つの河道区分から 50 m³/sec の定常的な流入を与え、さらに矩形形状の側方流入 (200 m³/sec) を 36000 秒にわたって与えた。流入河道区分の幅はともに 100 m に固定し、流出河道区分の幅を case(0):200 m, case(1):190 m, case(2):180 m と変えて計算した。結果を図4に示す。case(0) はまずまずの結果が得られ

ているが、残りの2ケースの結果が妥当でないのは明らかである。この原因を探る。

図5は、case(0) において dynamic wave モデルで実際に計算した合流点の流量と、上下流端の流量から推定した流量とを比較したものである。定常時にはよく一致しており、また残りの2ケースも同様であった。このことや、集中型 kinematic wave モデルの適用結果の良好さから、流量が河道に沿う距離とともに直線的に変化すると仮定することは妥当であるといえよう。一方、図6, 7, 8 は、dynamic wave モデルで計算した合流点の水深と、上下流端の水深から推定した水深とを比較したものである。それぞれ case(0), (1), (2) に対応している。明らかに、case(0) < (1) < (2) の順に水深の推定誤差が大きくなり、図4に示す結果と符合する。このように、本モデルの水深の推定方法にはやや問題があるといわざるを得ない。

5 おわりに 本研究では、降雨流出系モデルのスケールアップを背景とした河道網モデルの集中化を行ない、河道網集中型モデルを用いた計算例を示した。今後の課題としては、集中型 dynamic wave モデルにおける水深の推定方法の改良、より大規模な流域への適用、斜面系の取り扱い方の検討などが挙げられる。

参考文献

- [1] 土木学会：水理公式集-昭和60年版-，技報堂，1985。
- [2] 高樟・椎葉・市川：分布型流出モデルのスケールアップ，第38回水理講演会論文集，pp.809-812，1994。