

新制

工

1223

分布型流域流出系モデルの構成と 集中化に関する研究

平成13年6月

市川 温

分布型流域流出系モデルの構成と

集中化に関する研究

平成 13 年 6 月

市 川 温

目次

序論	1
第1編 流域地形の数理表現を基盤とした分布型流域流出系シミュレーションシステムの構成に関する研究	5
緒言	7
第1章 流域地形の新たな数理表現形式	11
1.1 はじめに	11
1.2 新たな流域地形表現形式の提案	11
1.2.1 基本的な考え方	11
1.2.2 流域地形データセットのフォーマット	12
1.3 流域地形データセットの生成・加工アルゴリズム	14
1.3.1 基礎データファイルの作成	14
1.3.2 河道点の位置調整	16
1.3.3 流域点の隣接関係の調査	18
1.3.4 窪地の処理	19
1.3.5 斜面素片の作成	19
1.3.6 斜面素片への面積の割り振り	19
1.3.7 ノード及びエッジデータセットへの出力	20
1.3.8 集水域の抽出	20
1.4 実流域への適用	20
1.5 まとめ	21
第2章 流域地形データセットを基盤とした流域斜面系流出モデルの構成	23
2.1 はじめに	23
2.2 地形データセットの前処理	23
2.2.1 各斜面素片の位置、勾配の算出	23
2.2.2 斜面素片間の接続関係の導出	24
2.2.3 斜面素片の計算順序の決定	26
2.3 表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルとその解法	26
2.4 大戸川流域への適用	28
2.5 まとめ	29

第3章	流域地形表現形式および流域斜面系流出モデルの発散型地形構造への対応	31
3.1	はじめに	31
3.2	流域地形表現形式の拡張	32
3.2.1	斜面素片の新たな決定方法	32
3.2.2	流域地形データセット生成・加工アルゴリズムの再構成	34
3.3	流れのモデルの拡張	35
3.4	適用	37
3.4.1	流域地形のモデル化	37
3.4.2	流出計算	37
3.5	まとめ	39
第4章	河道網系洪水流モデルの構成	41
4.1	はじめに	41
4.2	計算方法の説明	41
4.2.1	概説	41
4.2.2	Preissmannスキームによる基礎式の差分化	42
4.2.3	差分式の単一河道区分への適用	43
4.2.4	部分水系に対する連立方程式の構成	44
4.2.5	対象水系全体に対する連立方程式の構成	44
4.2.6	計算方法のまとめ	45
4.3	実流域への適用	46
4.3.1	シミュレーションの概要	46
4.3.2	計算結果	46
4.3.3	考察	46
4.4	まとめ	47
結語		49
第2編	流域流出系に対する人為的影響のモデル化に関する研究	51
緒言		53
第1章	水田耕作に伴う水管理と洪水時における水田－河道網系の相互作用のモデル化	55
1.1	はじめに	55
1.2	既存の水田流出モデル	56
1.2.1	概要	56
1.2.2	複合タンクモデル	56
1.2.3	低平地タンクモデル	58
1.3	水田耕作に伴う水管理と河道網系との相互作用を考慮した新たな水田モデルの構築	59

1.3.1	基本的な考え方	59
1.3.2	越流量の計算	60
1.3.3	取水過程のモデル化	61
1.4	適用および考察	61
1.4.1	モデルの動作の検証	61
1.4.2	実流域への適用	64
1.5	まとめ	68
第2章	ダムによる河川流況制御過程のモデル化	71
2.1	はじめに	71
2.2	ダムの操作方法	71
2.3	洪水調節手順のモデル化	73
2.3.1	洪水期間と非洪水期間の区別	73
2.3.2	洪水警戒体制の決定	73
2.3.3	予備放流水位の決定	73
2.3.4	予備放流の実施	74
2.3.5	洪水調節操作の実施	74
2.4	オブジェクト指向型設計手法に基づくダムモデルの構成	74
2.4.1	ダムモデルの設計方針	74
2.4.2	基本型ダム要素モデルの構築	76
2.4.3	具体的ダム要素モデルの構築	77
2.5	適用および考察	78
2.5.1	対象時期とその気象状況	78
2.5.2	1982年を対象としたシミュレーション	78
2.5.3	1990年を対象としたシミュレーション	79
2.6	まとめ	81
結語		83
第3編	分布型流域流出系モデルの集中化手法に関する研究	85
緒言		87
第1章	河道網系洪水流モデルの集中化	89
1.1	はじめに	89
1.2	集中化手法	90
1.3	計算機アルゴリズム	92
1.4	仮想的な河道網への適用	94
1.5	実流域への適用	94
1.6	集中化誤差に関する検討	95
1.7	分流が存在する河道網への拡張	96

1.7.1	分流点の取り扱い	96
1.7.2	分流点での流量配分率	97
1.7.3	基礎式の修正	99
1.8	まとめ	99
第2章	地形量の統計解析による流域斜面系流出モデルの集中化	101
2.1	はじめに	101
2.2	流域地形のモデル化	101
2.3	集中化手法	102
2.3.1	基本的な考え方	102
2.3.2	斜面要素のグループ分け（クラスタリング）	103
2.3.3	斜面要素からの流出計算	104
2.3.4	準河道要素の集中化	105
2.4	適用と考察	105
2.4.1	服部川流域における出水の再現	105
2.4.2	クラスター分析手法と地形特性の関係	106
2.4.3	統計指標の導入	108
2.5	まとめ	109
第3章	流域地形情報を活用した流域斜面系流出モデルの集中化	111
3.1	はじめに	111
3.2	kinematic wave モデルの集中化	111
3.2.1	前提とする流域地形表現手法について	111
3.2.2	kinematic wave モデルの集中化手法	112
3.3	実流域への適用	114
3.3.1	対象流域	114
3.3.2	差分法による計算結果と流域斜面系集中型 kinematic wave モデルの計算結果の比較	114
3.3.3	流域斜面系集中型 kinematic wave モデルの計算流量と観測流量 との比較	115
3.4	まとめ	117
第4章	流域斜面系における一般的な流量流積関係式の集中化	119
4.1	はじめに	119
4.2	集中化手法	119
4.2.1	基本的な考え方	119
4.2.2	具体的手順	120
4.3	表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの集中化	123
4.4	集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの適用	124
4.4.1	単一斜面素片への適用	124
4.4.2	大戸川流域への適用	126

4.5	まとめ	127
第5章	圃場容水量を考慮した流量流積関係式の集中化	129
5.1	はじめに	129
5.2	圃場容水量を考慮した流量流積関係式	129
5.3	集中化手法	130
5.3.1	概説	130
5.3.2	不飽和時における集中化	131
5.3.3	飽和時における集中化	133
5.3.4	集中化手法のまとめ	134
5.4	適用	134
5.4.1	大戸川流域への適用	134
5.4.2	桂川流域への適用	135
5.5	まとめ	138
	結語	141
	結論	143

序 論

序 論

我が国は自然災害の多い国である。地震、火山噴火、台風、豪雨などによって毎年多くの人的被害・資産被害が出ている。なかでも、豪雨による洪水災害は、規模は様々であるが、その頻度が非常に高く、洪水災害の防止・軽減に対する国民の強い要望がある。その一方で、河川事業をめぐって国や地方公共団体と流域住民との間で激しい対立が生じていることも少なくない。行政主体と流域住民とが建設的な議論を行ない、河川計画・水害対策を効果的なものにしていくためには、その計画を立案するに至ったプロセスおよびその根拠を正しくわかりやすく説明し、両者が当該の懸案に対して共通の認識を持つことが最低限の必要条件となるであろう。

現在の河川計画業務では、計画降水量の流量への変換方法として合理式と貯留関数法が主として用いられている。これらの方法は、計算方法そのものが簡易であること、長期にわたる非常に多くの適用事例があることなどの利点を有しており、実務を考える上では欠かせないものとなっている。しかしその一方で、これらの計算手法は、降水流出現象を物理過程に即した形で記述したのではなく、降水流出現象に強く影響する地形や土地利用などの流域場の特性を陽に考慮することができない、モデル定数に対する物理的な解釈が難しい、流域改変による流出系への影響を予測することが難しいなどの問題を抱えている。

また、高度な国土利用の進んだ現代の我が国においては、流域最上流部を除いては人間の手の入っていない自然の流域はほとんど残っていない。流域中下流部の低平な地域には住宅地・農地が広がり、上流域には治水・利水・発電を目的としたダムが建設されている。このように、河川流況は人間の様々な活動による影響を受けている。流域水循環の実態を解明するためには、自然状態における雨水流動をモデル化するだけでは不十分であり、人間活動による水管理や洪水調節等についてもモデルに陽な形で取り入れていく必要がある。

このようなことを考えあわせると、合理式や貯留関数法などの簡便な流出計算手法に代って、物理的基礎に立脚した分布型のモデルの使用を検討すべき時期に来ているのではないか、という考えに行きつく。合理式や貯留関数法などの簡便な流出計算手法が、我が国の河川整備を推進していく上で非常に有用であったことはまぎれもない事実であるが、河川整備事業の利害得失を科学的に明らかにし、河川と流域のあり方について建設的な議論を展開していくためには、物理的基礎に立脚した分布型のモデルによる調査解析を前提としてふまえることが必要であると筆者は考える。

ただ、分布型のモデルにも利点ばかりあるわけではなく、欠点も存在する。その最たるものは、現在の電子計算機の能力をもってしても計算に非常に時間を要するという点である。今後の計算機の発展を待てば、この問題はいずれ解決されるのかもしれないが、しか

し現時点においては看過できない問題である。もちろんあらゆるケースで非常に高い計算速度が要求されるわけではなく、計算に多大な時間を要しても構わない場合も当然存在する。そのような場合には分布型モデルを利用すればよいわけだが、たとえば、実時間で洪水を予測するような場合には、流出モデルの計算速度がクリティカルな要因となる。現実に起きつつある洪水を十分なリードタイムをもって予測できなければ、洪水被害の防止・軽減に貢献することはできない。あるいは、実際に流出シミュレーションを行なう場合には、モデル定数を同定したり、計算条件を変えるなどの理由で、試行錯誤的に幾度も計算を繰り返す必要にせまられることが多い。限られた時間の中で計算を多く繰り返すことを考えると、一回の計算が短時間で終了するほうが望ましいことは言うまでもない。

価値観の多様化した現代において、水環境に対する種々の社会的要求にきめ細かく応えていくためには、流域をマクロに表現する概念的集中型モデルでは不十分であり、これからは分布型モデルの利用を問題解決の基調として考えたい。その意味では、分布型モデルに関する研究を推進していくことが非常に重要である。だが、前述したように、現状では分布型モデルの利用が困難である場合が存在することもまた事実である。しかしそのような場合にあっても、単純に従来型の概念的集中型モデルを用いるのではなく、物理的な意義をできる限り損なわない形でモデルを集中化（簡略化）し、計算を高速化する道を探りたい。このような立場から、筆者は、流域流出系に対する分布型モデルを構成する方法と、分布型のモデルをその物理的意義を保ちつつ集中化する方法の両面から研究を進めてきた。本論文はこれらの成果を取りまとめたものである。

第1編では、近年整備・普及の進んだ流域地形情報を用いて、より柔軟で自由度が高く発展性のある新たな分布型流域流出系シミュレーションシステムを開発する。ここでは、詳細な地形情報をもとに、流域の分割作業や流れのモデルで必要な情報を抽出することが容易な流域地形表現形式を提案するとともに、この表現形式を基盤とした山腹斜面系流出モデルを構成する。また、河道網系における洪水流を追跡計算する方法についても説明する。

第2編では、人間活動が河川流況に大きな影響を与えている要因として水田と治水ダムを取り上げ、自然状態における雨水流動形態とは大きく異なる両者の特徴的な水管理プロセスをモデル化する。水田では耕作者が稲の成長の度合に応じて水位を調節しており、洪水時には雨水が水田から水路に流出するだけでなく、逆に水路からの氾濫水が水田に流入することもある。この複雑な水の動きをモデル化し、河道のモデルと連動した形で計算を行なう。また、治水ダムでは、下流の洪水を防ぐために、ダム貯水池への流入量および水位に応じて放流量を調節している。このプロセスを忠実に再現するモデルを構築する。

第3編では、状態量の空間的分布や地形などの流域場特性を考慮することによって、モデル基礎式の物理的意義をなるべく損なわない形で流れのモデルを集中化し、計算に要する時間を短縮する手法を提案する。ここで示す方法は、概念的な集中型モデルを援用したり、あるいはモデルの空間分解能を粗くするといった物理的根拠の薄い方法とは異なり、集中化の意味が明確であるため、流出計算結果および集中化による誤差を物理的に解釈することができるという利点を有している。

最後に、本論文の結論を述べる。

第 1 編

流域地形の数理表現を基盤とした
分布型流域流出系シミュレーション
システムの構成に関する研究

緒 言

雨水流出現象と流域地形は不可分な関係にある。十数年前、一部の先進的な研究者によって始められた、流域流出系のモデル化に数値地形情報を取り入れる試みは、いまや何ら特殊な手法ではなく、すでに一般的な手法となりつつある。

数値地形モデルは、グリッド型、等高線型、三角形要素網型の三種類に分類され¹⁾、それぞれを基盤として雨水流出現象をシミュレートするモデルが多数提案されている。グリッド型地形モデルを用いた流出系モデルとしては SHE²⁻⁴⁾ や落水線モデル(たとえば、陸ら^{5,6)}、児島ら⁷⁾ など)が、等高線型地形モデルを用いたものとしては TAPES-C⁸⁾ が、三角形要素網型地形モデルを用いたものとしては立川らのモデル⁹⁾ などがそれぞれ代表的なものとして挙げられる。

地形モデルを基盤とした流出系モデルは一般に、雨水流動の素過程を統合的に表現し、さらに対象とする流域を一括してモデル化するという構成になっていることが多い。たとえば SHE では、降水遮断、蒸発散、融雪、表面流、河道流、地下水流など、雨水流動に関連する多くの素過程のモデルが取り入れられているが、それらはモデル全体の枠組の中に組み込まれており、個々のモデルが独立して動作するという形式にはなっていない。また、落水線モデルでは、斜面と河道を区別せず、すべての落水線を河道とみなして計算することが多いし、仮に斜面と河道を区別したとしても、結局はすべての落水線に対して一律に同じ流れのモデルを適用し、両者の流出特性の違いはモデルパラメタの値を変えることで考慮する構成になっているものがほとんどである。また、降水やモデルパラメタの空間分布を考慮するために流域をいくつかの部分流域の集合体として扱うようになっているものもあるが、各部分流域ごとのモデルが陽に用意されているわけではなく、流域全体のモデルのなかで部分流域が内部的に認識されているにすぎない。

このように、種々の素過程を統合化し対象とする流域を一つのモデルで表現する方法は、モデルやデータの取り扱いが容易になるという利点があるが、その一方で、あらかじめモデルの構成が規定されているため、ある素過程だけ別のモデルに交換したり、あるいはモデルに組み込まれていない素過程を考慮するために、その素過程のモデルを追加するといったように、モデルの構成を柔軟に変えることができないという問題がある。こうした問題に対してどのように考えればよいのだろうか。

筆者は、流域流出系モデルの構成に対する基本的な理念として、対象とする流域流出系を多種多様な水文素過程ならびに部分流域の組み合わせとしてとらえ、各水文素過程・部分流域に対するサブモデルを相互に複数接続して流域全体のモデルを構成すべきであると考えている。

流域流出系を構成する各種素過程は、現時点においては完全に解明されているわけではなく、素過程に対するモデル自体にも解決すべき課題は多く残されている。このような状況においては、一つの統合的なモデルを作るよりも、さまざまなサブモデルを相互補完的に組み合わせて用いることができるようなモデルを構成するのが望ましいのではないだろうか。

また最近では、水系における健全な水循環の構築というキーワードのもと、合理的な治水計画の立案、自然環境の保全、持続可能な水資源管理などの観点から、人間活動が流域の流出特性に与える影響を評価し予測することが水文学における重要な課題の一つとして提起されている^{10,11)}。この課題に答えていくためには、人間の手による流域の改変が流域流出系全体に対してどのようなインパクトを持つか、あるいは新たな水工構造物を設置することによって河川流況がどのように変化するかといったことを定量的に評価し予測することのできるモデルを構成する必要がある。統合化されたモデルでは流域の一部の変化に応じてその部分のモデルを修正することが難しいのに対し、サブモデルを組み合わせるタイプのモデルならば、必要に応じてその部分のモデルを交換したり追加するといったことを非常に容易に行なうことができる。

一つの流域のモデルを作成するのに多数のサブモデルを接続するという煩雑な作業が必要になるという問題もあるが、各サブモデルの入出力インタフェイスを統一することでモデル間の接続を容易にするモデル構成技術も開発されてきている¹²⁻¹⁴⁾。このような研究成果を積極的に活用することで上述の問題も解決できると考える。

もちろん、はじめにも述べたように、雨水流出現象と流域地形は不可分なものであるから、流域流出系のモデル化において流域地形の持つ効果を考慮すべきなのはいうまでもなく、その方法として数値地形情報を用いるのが有効であるということにも何の異存もない。重要なのは、数値地形情報を活用しつつ、より柔軟で自由度が高く発展性のある流域流出系モデルを構築できる仕組みを作ることである。

以上のことから、本編では、上に述べた理念に基づいて流域流出系モデルを構成することを目的として、数値地形情報を用いた新たな流域流出系シミュレーションシステムを開発する¹⁵⁻¹⁷⁾。本編の構成は以下のようなものである。第1章では、流域流出系モデルの柔軟な構成を可能とする新たな流域地形表現形式について説明する。第2章では、第1章で述べた流域地形表現形式を基盤として、流域斜面系における雨水流動を追跡計算するモデルを構成する。第3章では、第1章で述べた流域地形表現手法を拡張することによって、発散型地形をより適切にモデル化する手法を提案するとともに、第2章で構成した雨水流動モデルにも拡張を施す。第4章では、河道網系における洪水流を追跡計算する方法について述べる。最後に本編で得られた主要な成果について取りまとめる。

参考文献

- 1) 立川 康人・椎葉 充晴・高棹 琢馬：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，No. 558/II-38, pp. 45 - 60, 1997.
- 2) M.B. Abbott, J.C. Bathurst, J.A. Cunge, P.E. O'Connell and J. Rasmussen : An Introduction

- to the European Hydrological System – Systeme Hydrologique Europeen, “SHE”, 1: History and Philosophy of a Physically-based, Distributed Modelling System, *Journal of Hydrology*, 87, pp. 45 – 59, 1986.
- 3) M.B. Abbott, J.C. Bathurst, J.A. Cunge, P.E. O’Connell and J. Rasmussen : An Introduction to the European Hydrological System – Systeme Hydrologique Europeen, “SHE”, 2: Structure of a Physically-based, Distributed Modelling System, *Journal of Hydrology*, 87, pp. 61 – 77, 1986.
 - 4) J.C. Bathurst : Physically-based Distributed Modelling of an Upland Catchment Using the Systeme Hydrologique Europeen, *Journal of Hydrology*, 87, pp. 79 – 102, 1986.
 - 5) 陸 旻皎・小池 俊雄・早川 典生 : レーダー雨量情報に対応する分布型流出モデルの検討, 第 33 回水理講演会論文集, pp. 91 – 96, 1989.
 - 6) 陸 旻皎・小池 俊雄・早川 典生 : 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, 1989.
 - 7) 児島 利治・宝 馨・岡 太郎・千歳 知礼 : ラスター型空間情報の分解能が洪水流出解析結果に及ぼす影響, 水工学論文集, 第 42 卷, pp. 157 – 162, 1998.
 - 8) Ian D. Moore and Rodger B. Grayson : Terrain-Based Catchment Partitioning and Runoff Prediction Using Vector Elevation Data, *Water Resources Research*, Vol. 27, No. 6, pp. 1177 – 1191, 1991.
 - 9) 立川 康人・原口 明・椎葉 充晴・高棹 琢馬 : 流域地形の三角形要素網表現に基づく分布型降雨流出モデルの開発, 土木学会論文集, No. 565/II – 39, pp. 1 – 10, 1997.
 - 10) 池淵 周一 : 日本の水資源 Q & A, 土木学会誌, Vol. 85, pp. 45 – 47, 2000.
 - 11) 池淵 周一 : 水資源工学, 森北出版株式会社, pp. 256 – 275, 2001.
 - 12) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・堀 智晴・鈴木 俊朗 : 流出シミュレーションモデル構成の新しい枠組み, 水工学論文集, 第 37 卷, pp. 805 – 808, 1993.
 - 13) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・市川 温 : 構造的モデリングシステムを用いた流出シミュレーション, 水工学論文集, 第 39 卷, pp. 141 – 146, 1995.
 - 14) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・堀 智晴・立川 康人・市川 温 : 流出系の構造的モデル化システムについて, 京都大学防災研究所年報, 第 38 号 B – 2, pp. 395 – 406, 1995.
 - 15) 椎葉 充晴・市川 温・榊原 哲由・立川 康人 : 河川流域地形の新しい数値表現形式, 土木学会論文集, No. 621/II – 47, pp. 1 – 9, 1999.
 - 16) 市川 温・立川 康人・椎葉 充晴 : 流域地形の新たな数値表現形式に基づく流域流出系シミュレーションシステムの開発, 土木学会論文集, 投稿中.

- 17) 市川 温・村上 将道・立川 康人・椎葉 充晴：グリッドをベースとした河道網系 dynamic wave モデルの構築, 水工学論文集, 第 42 卷, pp. 139 - 144, 1998.

第1章 流域地形の新たな数理表現形式

1.1 はじめに

緒言で述べた、流域流出系モデルの構成に対する基本的な理念をここでもう一度繰り返すと、対象とする流域流出系を多種多様な水文素過程ならびに部分流域の組み合わせとしてとらえ、各水文素過程・部分流域に対するサブモデルを相互に複数接続して流域全体のモデルを構成するということであった。この理念を念頭におくと、地形モデルそのものも、対象とする流域全体に対して一つ作成するのではなく、水文素過程が生起する場や部分流域ごとに分割されているほうが望ましいであろう。

これまで提案されてきた数値地形情報に基づく流出モデルでは、地形の情報と流れのモデルが明確に分離されずに、両者が統合された形式になっていることが多い。つまり流出モデルの内部に地形の情報が織り込まれているため、一度対象流域のモデルを作ってしまうと、それをいくつかの部分流域に分割したりあるいは一部分だけ別の流れのモデルを適用するといったことが難しくなっている。

地形のモデル化と流れのモデル化の間に密接な関係があるのは事実であるが、本来両者は区別して扱われるべきものである。地形のモデルが流れのモデルから分離されていれば、任意の領域ごとに地形モデルを分割する作業を流れのモデルに配慮する必要なく自由に行なうことができ、また、流域流出系全体のモデルを構成する作業についても、各部分流域に対する地形モデルに流れのモデルを適用し、それらの入出力関係に従って相互に接続するという比較的単純な作業の組合せに帰着することができる。

以上をふまえて、本章では、流域の分割などの加工処理がしやすく、かつ流れのモデルを適用するのに適した流域地形表現形式を提案するとともに、その具体的なデータセット生成・加工アルゴリズムを示すこととする¹⁾。

1.2 新たな流域地形表現形式の提案

1.2.1 基本的な考え方

本研究で提案する流域地形表現形式は、基本的にはグリッド型地形モデルに基づく落水線形式の考え方をベースとしたものである。落水線形式は、一般に公開されている標高データの多くがグリッド形式で整備されているためデータの処理が容易であること、流域地形が格子点から格子点へと連なる流水線の集合体としてモデル化されるため流れのモデルと結合しやすいこと、任意の地点に対する上流域を容易に識別できることなどの利点を

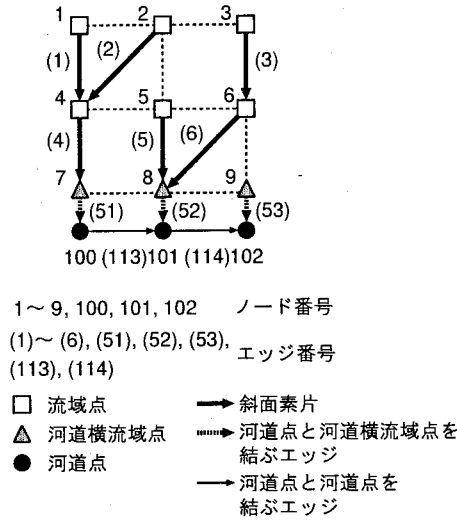


図 1.1 流域地形モデルの概念図

有していることから、本研究で提案する流域地形表現形式の基本的な枠組として非常に適しているといえる。

ただ、緒言でも述べたが、これまで提案されてきた落水線型モデルでは、斜面と河道を区別せずすべての落水線を河道とみなすか、あるいは斜面と河道を区別したとしても、結局はすべての落水線に対して一律に同じ流れのモデルを適用し、両者の流出特性の違いはモデルパラメタの値を変えることで考慮する構成になっているものがほとんどであった。このようなモデル構成では、流域斜面のモデルと河道のモデルが明確に分離されていないため、どちらかのモデルを交換して計算結果を比較するといったことが難しい。

以上をふまえて、本研究では以下に示す方針でモデルを構成することとする。すなわち、グリッド型の標高データに河道網流路位置データを重ね合わせて河道網の位置を確定し、各格子点を流域斜面を構成する点（流域点）と河道網を構成する点（河道点）に分類したうえで、河道網も含めて流域全体を落水線でモデル化する。その後、特定の水系に流入する落水線を抽出し、斜面と河道のそれぞれの場に応じた流れのモデルを適用する。本章では流域地形をモデル化する方法についてのみ説明し、斜面域の流れのモデル化については第2章で、河道網の流れのモデル化については第4章でそれぞれ述べることにする。また、落水線型モデルは、各格子点における雨水流下方向が最急勾配方向の一方向に限定されているため、基本的に、雨水が流下して集まっていく過程しか扱えず、発散地形の表現が不十分であるという問題があるが、これについては第3章で検討する。

1.2.2 流域地形データセットのフォーマット

図 1.1 は、本研究で提案する流域地形表現形式にしたがってモデル化された流域地形を概念的に示したものである。この図を例にとり、データセットの具体的なフォーマットについて説明する。

□は、グリッド形式で標高値が与えられている点である。この点のことを流域点とよぶ。流域点を結んでいる矢印は、各流域点において、周囲に位置する八個の流域点のうち最も急な勾配で下る方向に位置する点とを結んだもの、すなわち流水線である。本研究では、この流水線のことを、流域斜面を構成する小斜面という意味で、斜面素片とよぶことにする。

●は河道流路を表す点で、この点のことを河道点とよぶ。河道点と河道点を結ぶ線によって河道網を表す。河道点は、図 1.1 では格子点からずれたところに描かれているが、実際には格子点上に位置している。このことについては 1.3.2 で説明する。

網掛けの三角形は河道横流域点というもので、この点と河道点を結ぶことで斜面素片と河道の接続関係を表す。河道横流域点については 1.3.3 で詳しく説明する。

図 1.1 のように本地形表現形式を用いてモデル化された流域地形は、

- ノードデータセット
- エッジデータセット

という二つのデータセットとして記録される。ノードとは、流域点（河道横流域点も含む）・河道点の総称で、エッジとは、斜面素片・河道点と河道点を結ぶ線・河道点と河道横流域点を結ぶ線の総称である。

表 1.1 は図 1.1 に対応するノードデータセットである。ノードデータセットには、ノード番号、ノードタイプ、ノードの個別情報が、1 ノードにつき一行に記録される。

ノード番号は、そのノードに固有に与えられる番号である。ノードタイプは、流域点 (1)、河道点 (2) の二種類がある。ノードの個別情報は、そのノードのタイプによって記録される内容が異なる。流域点の場合は、 x, y, z 座標, そのノードの持つ面積が記録され、河道点の場合は、 x, y, z 座標が記録される。

表 1.2 は図 1.1 に対応するエッジデータセットである。エッジデータセットには、エッジ番号、エッジを構成するノードの番号、エッジタイプ、エッジの個別情報が、1 エッジにつき一行に記録される。

エッジ番号はそのエッジに固有に与えられる番号である。エッジを構成するノードの番号は、上流ノード、下流ノードの順にノード番号を記録する。エッジタイプは、(1) 斜面素片、(2) 河道点と河道横流域点を結ぶエッジ、(3) 河道点と河道点を結ぶエッジの三種類がある。エッジの個別情報は、そのエッジのタイプによって記録される内容が異なる。斜面素片の場合は、その長さや面積が記録される。河道点と河道点を結ぶエッジの場合は、その長さが記録される。河道点と河道横流域点を結ぶエッジは、河道と斜面の接続関係を表すための実体のない仮想的なエッジなので、この欄には何も記録されない。

以上述べたように、本地形表現形式では、斜面と河道を明確に区別しているため、それぞれの場に応じた流れのモデルを適用することが可能である。また、ノードデータセットとエッジデータセットを組み合わせることによって、

- 斜面地形の構造
- 河道網の接続状況
- 斜面長, 斜面勾配などの地形量

といった、流れのモデルが必要とする情報を容易に得ることができる。

表 1.1 ノードデータセット

ノード 番号	ノード タイプ	ノードの 個別情報			
1	1	65.0	20.0	110.0	100.0
2	1	75.0	20.0	120.0	100.0
3	1	85.0	20.0	95.0	100.0
4	1	65.0	10.0	105.0	100.0
5	1	75.0	10.0	90.0	100.0
6	1	85.0	10.0	74.0	100.0
7	1	65.0	0.0	68.0	100.0
8	1	75.0	0.0	65.0	100.0
9	1	85.0	0.0	58.0	100.0
100	2	65.0	0.0	68.0	
101	2	75.0	0.0	65.0	
102	2	85.0	0.0	58.0	

表 1.2 エッジデータセット

エッジ 番号	エッジを構成す るノードの番号		エッジ タイプ	エッジの 個別情報	
1	1	4	1	10.0	133.3
2	2	4	1	14.1	83.3
3	3	6	1	10.0	133.3
4	4	7	1	10.0	133.3
5	5	8	1	10.0	100.0
6	6	8	1	14.1	83.3
51	7	100	2		
52	8	101	2		
53	9	102	2		
113	100	101	3	10.0	
114	101	102	3	10.0	

1.3 流域地形データセットの生成・加工アルゴリズム

ここでは、1.2 で提案した新たな流域地形データセットを生成・加工するためのアルゴリズムを示す。

必要なソースデータは、グリッド形式の標高データと河道網流路位置データの二つで、最終的に生成されるのは、ノードデータセットとエッジデータセットの二つである。図 1.2 はノードデータセット・エッジデータセット生成の流れを示したものである。以下、図 1.2 に示した個々の作業について説明する。

1.3.1 基礎データファイルの作成

ソースデータであるグリッド形式の標高データと河道網流路位置データから、今後の作業の基礎となる以下の三つのデータファイルを作成する。

- 流域点データファイル

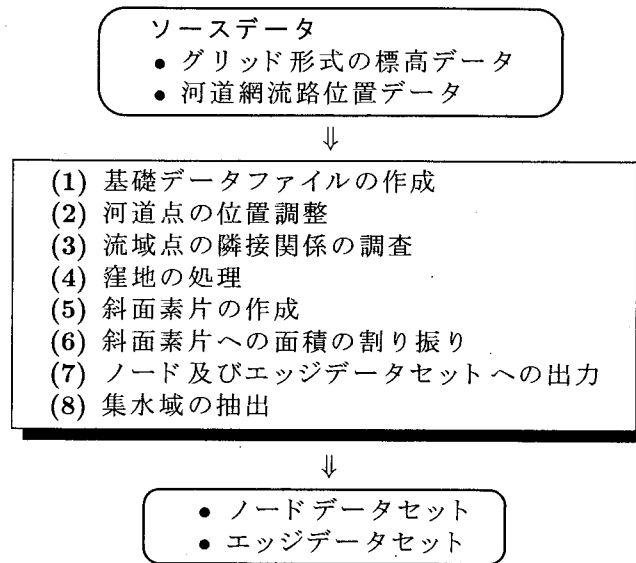


図 1.2 ノード及びエッジデータセット生成の流れ

- グリッドボックスデータファイル
- 河道点データファイル

a) 流域点データファイル

このデータファイルには、流域点の番号、 x, y, z 座標が、一つの点につき一行に記録される (表 1.3)。点の番号は必ずしも一連の番号でなくてもよい。

b) グリッドボックスデータファイル

グリッドボックスとは、隣接する四つの流域点で構成される四角形のことである。このデータファイルには、グリッドボックスの番号、グリッドボックスの位置、グリッドボックスを構成する流域点の番号が、一つのグリッドボックスにつき一行に記録される (表 1.4)。グリッドボックスの番号は一連の番号でなくてもよい。また、グリッドボックスの位置は、そのグリッドボックスが全体のなかで何行何列目に位置するかを示す。

一般に、グリッド型地形モデルでは、流域点を行列形式で認識することによってデータの取扱いを効率的にしており、その観点からするとこのデータファイルの形式は冗長に見える。しかし、1.3.2 で説明する河道点の位置調整を行なうためにこのデータファイルが必要となる。

c) 河道点データファイル

河道点データファイルには、図郭番号、端点番号、 x, y, z 座標が、一つの河道点につき、一行に記録される (表 1.5)。

表 1.3 流域点データファイル

点の番号	x 座標	y 座標	z 座標
1	10.0	20.0	30.0
2	60.0	50.0	40.0
6	70.0	80.0	90.0
9	40.0	20.0	100.0
⋮	⋮	⋮	⋮

表 1.4 グリッドボックスデータファイル

グリッドボックスの番号	グリッドボックスの位置	グリッドボックスを構成する格子点の番号
1	1 1	1 5 6 2
2	1 2	2 6 7 3
4	1 3	3 7 8 4
6	2 1	5 9 10 6
⋮	⋮	⋮

表 1.5 河道点データファイル

図郭番号	図郭番号	端点番号	x 座標	y 座標	z 座標
1	1	-1	10.0	5.0	15.0
1	1	0	11.0	6.0	14.0
1	1	0	12.0	7.0	13.0
1	1	5	13.0	8.0	12.0
1	1	-5	13.0	8.0	12.0
1	1	0	15.0	10.0	10.0
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

図郭番号とは、南ら²⁾の河道網データセット生成システムでデータセットを作成するときに設定される番号で、本形式ではとくに意味を持たない。端点とは、河道網最上端、最下端、分合流点の総称で、端点番号とは、それらに対して与えられる番号である。端点番号は、河道区分¹⁾の接続状況も表している。例えば、河道区分1の上流端点に5、河道区分2の下流端点に-5という数字が与えられていた場合は、河道区分2の下流端点に河道区分1の上流端点が接続することを表している。非端点（河道区分の中間に位置する点）に対しては番号が与えられないのだが、データの構造上、空欄にすると不都合が生じるので、ゼロと記録しておく。

1.3.2 河道点の位置調整

一般に、河道点の位置は流域点の位置と一致しておらず、そのままでは河道点と流域点の接続関係を決めることが難しい。そこで、図 1.3 のように、河道網が流域点上を通るように河道点の位置を調整する。

この作業は各河道区分ごとに行なうのだが、対象とする河道区分の一部分が標高値の与えられている領域（以下単に領域）に含まれていない場合も考えられるので、そうした場合にも対応できるようにした。以下に作業手順をまとめる。

a) 始点の処理

(i) 河道区分の始点が領域内にある場合：

¹⁾隣接する二つの端点を結ぶ河道部分のこと

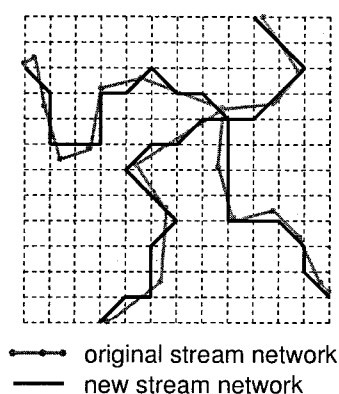


図 1.3 河道点の位置調整

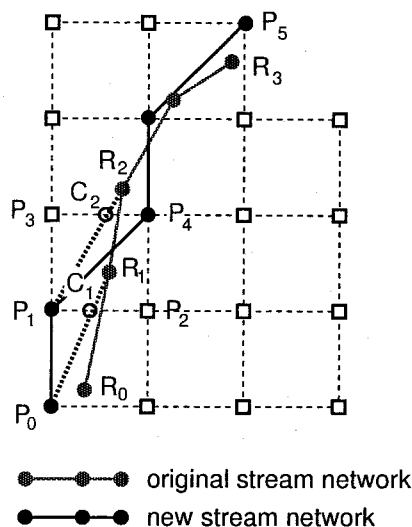


図 1.4 河道点の位置調整 a)(i), b), c)(i)

河道区分の始点を最も近い流域点に移動させる。例えば図 1.4 において、始点 R_0 に最も近い流域点は P_0 なので、 R_0 を P_0 に移動させる。

(ii) 河道区分の始点が領域外にある場合：

その河道区分と格子線が初めて交差する点を探し、その交点に最も近い流域点を新しい河道区分の始点とする。例えば図 1.5 において、始点 R_0 は領域外にあるので、河道区分と格子線が初めて交差する点 C_1 を求め、 C_1 に最も近い流域点 P_0 を新しい河道区分の始点とする。

b) 中間点の処理

始点から順に河道点を結ぶ線分と格子線との交点を求め、その交点に最も近い流域点を新たな河道点とする。例えば図 1.4 において、線分 P_0R_1 と格子線との交点 C_1 を求め、 C_1 に最も近い流域点 P_1 を新たな河道点とする。この作業を河道区分の終点もしくは領域外に出るまで繰り返す。領域外に出た場合は、その点を河道区分の終点とみなし、終点の処理に移る。

c) 終点の処理

(i) 終点が領域内にある場合：

河道区分の終点を最も近い流域点に移動させる。例えば図 1.4 において、終点 R_3 に最も近い流域点は P_5 なので、 R_3 を P_5 に移動させる。

(ii) 終点が領域外にある場合：

その河道区分が格子線と最後に交差する点を探し、その交点に最も近い流域点を新しい河道区分の終点とする。図 1.5 の場合は、線分 R_3R_4 と格子線との交点 C_2 を求め、 C_2 に最も近い流域点 P_2 を新しい河道区分の終点とする。

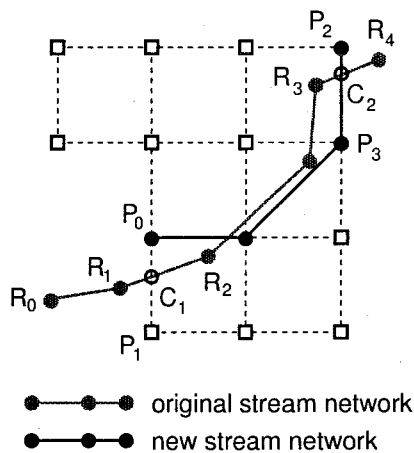


図 1.5 河道点の位置調整 a)(ii), c)(ii)

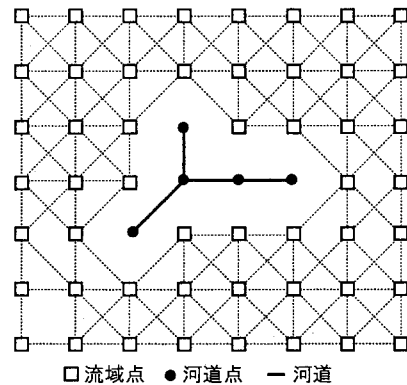


図 1.6 流域点の隣接関係の模式図

以上述べたように、この作業では、元の河道網と格子線が交差する点を見つけ、その点に最も近い流域点を新たな河道点としている。したがって、格子線を構成する流域点をあらかじめ知っておく必要がある。そのため、1.3.1 b) で述べたグリッドボックスデータファイルが必要になるのである。

1.3.3 流域点の隣接関係の調査

流水線を決めるためには、流域点相互の隣接関係を知っている必要がある。そこでここでは、各流域点の周囲に位置する流域点をあらかじめ調べておく。

まずはじめに、各流域点の周囲 8 点の隣接関係を調べる。周囲の点が河道点だったり、あるいは流域点でも河道をまたぐ方向にある点は隣接する点とはみなさない。図 1.6 は、この時点での流域点の隣接関係を模式的に示したものである。図中、点線で結ばれている点が互いに隣接しているものである。

上に述べた作業を行なった段階では、流域点と河道点が切り離されており、河道点まわりの隣接関係が明らかになっていない。そこで、河道点と同じ位置に流域点を設け（図 1.7）、この点と周囲に位置する流域点との隣接関係を調べる。この新たに設けられた流域点のことを河道横流域点とよぶ。

河道横流域点は、その点に隣接する流域点が河道のどちら側に位置しているかを区別するために、一つの河道点に対して複数設けられる。たとえば、図 1.7 の点 A のような河道区分の中間点の場合、隣接する流域点は河道の右岸側と左岸側の両方に位置している。そこで、右岸側の隣接関係を受け持つ河道横流域点と、左岸側の隣接関係を受け持つ河道横流域点をそれぞれ一つずつ設ける。こうすることで、右岸側と左岸側の隣接関係を区別して把握することができる。点 B のような合流点では、その点に流出入する河道によっていくつかの岸ができるので、それぞれの岸の隣接関係を受け持つ河道横流域点を設ける（点 B の場合は 3 つ）。点 C のような最上流端（もしくは最下流端）では、河道の右岸側、左岸側、上流側（もしくは下流側）それぞれの隣接関係を受け持つ 3 つの河道横流域点を設ける。このようにして配置した河道横流域点と周囲の流域点との隣接関係を模式的に示した

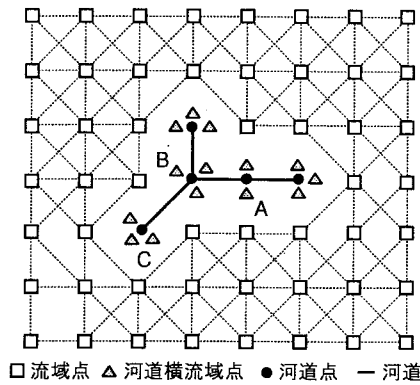


図 1.7 河道横流域点の設置

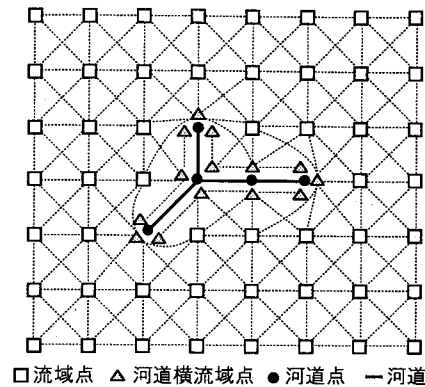


図 1.8 河道横流域点と流域点の隣接関係

のが図 1.8 である。

このように、河道点と流域点との隣接関係を河道横流域点を介して表すことによって、たとえば、ある河道の右岸側の斜面素片だけを選び出すといったことが可能となる。

1.3.4 窪地の処理

窪地とは、周りのどの流域点よりも標高値の低い流域点のことである。本研究で提案する流れ方向の決定方法では、窪地に流入した雨水の流れ方向を決定することができない。そこで、窪地に対しては、隣接する流域点の標高の中で最も低い標高値より標高が高くなるように窪地の標高値を調整し、窪地が無くなるまでこの作業を繰り返す。

1.3.5 斜面素片の作成

各流域点において、1.3.3 で調べた周囲の流域点のうち最も急な勾配で下る方向に位置するものを探し、その点と結ぶ線を斜面素片とする。

この作業において、図 1.9 (a) のように、河道に平行する斜面素片が生成されることがある。このような斜面素片ができると、斜面から流下してきた雨水がいつまでも河道に流入しないことになる。このような場合は、河道横流域点を追加して、各河道横流域点が、流入する斜面素片だけ、あるいは流出する斜面素片だけを持つようにし（図 1.9 (b)）、斜面から流下してきた雨水は、流入する斜面素片を持つ河道横流域点から河道に流れ込むことにする。

1.3.6 斜面素片への面積の割り振り

1.3.5 で説明した方法で作成された斜面素片には、流れの方向やその長さ、勾配といった情報は与えられているが、しかし、雨水流出計算に必要な、その斜面の面積あるいは幅の情報は与えられていない。そこで、ある格子点が代表するエリアの面積を、その周囲に位置する斜面素片に割り振ることによって斜面素片を線ではなく面として扱うことができるようにする。

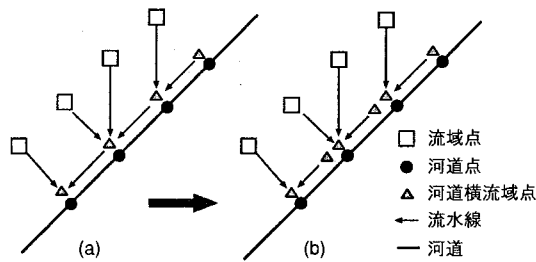


図 1.9 河道に沿う斜面素片

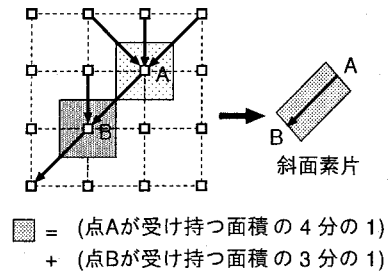


図 1.10 斜面素片への面積の割り振り

たとえば、図 1.10 の場合、点 A は流入する斜面素片を三本、流出する斜面素片を一本の計四本の斜面素片を持つので、各斜面素片に点 A の代表する面積の 4 分の 1 を割り振る。点 B は、流入と流出をあわせて三本の斜面素片を持つので、各斜面素片に点 B の代表する面積の 3 分の 1 を割り振る。よって、斜面素片 AB は、(点 A の代表する面積の 4 分の 1) + (点 B の代表する面積の 3 分の 1) の面積を持つ「面」として取り扱われることになる。

1.3.7 ノード及びエッジデータセットへの出力

以上の一連の作業の結果を、ノードデータセット・エッジデータセットとして出力する。

1.3.8 集水域の抽出

1.2.2 で示したように、ノードデータセット・エッジデータセットには、斜面と河道が区別して記録されており、また、その接続関係も明確に記録されている。そこで、河道に接続する斜面素片をつぎつぎと上流にたどっていくことによってその河道の集水域を抽出する。この作業を各部分流域ごとに行なうことによって、1.3.7 で作成した流域全体に対するノードデータセットおよびエッジデータセットをそれぞれ複数のデータセットに分割する。

1.4 実流域への適用

本研究で提案した流域地形表現形式を大戸川流域に適用した。大戸川は淀川水系瀬田川の支川で、流域面積は 189.5 km²、幹川河道長は 38 km である。図 1.11 は大戸川流域の模式図である。

本形式の適用に必要なソースデータとして、国土地理院 数値地図 50 m メッシュ (標高)、国土数値情報 KS-271 (河川単位流域台帳)、KS-272 (流路位置) を利用した。数値地図 50 m メッシュ (標高) は国土地理院発行の 1/25000 地形図と同じ区画で整備されている。大戸川流域は 1/25000 地形図の瀬田・朝宮・三雲・信楽・島ヶ原の五区画にまたがっていたので、数値地図もその五区画分を使用した。

これらのソースデータから、1.3 で説明した手順にしたがって、大戸川流域の地形を表現するノードとエッジのデータセットを作成した。図 1.12 にノードのデータセットをプロットしたものを示す。図 1.11 に示す実際の流域形状とほぼ一致していることがわかる。

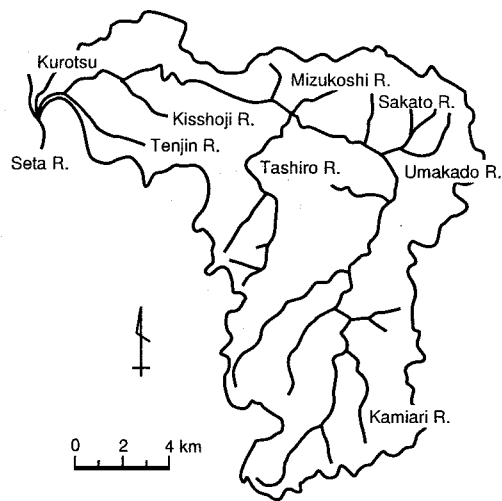


図 1.11 大戸川流域の模式図

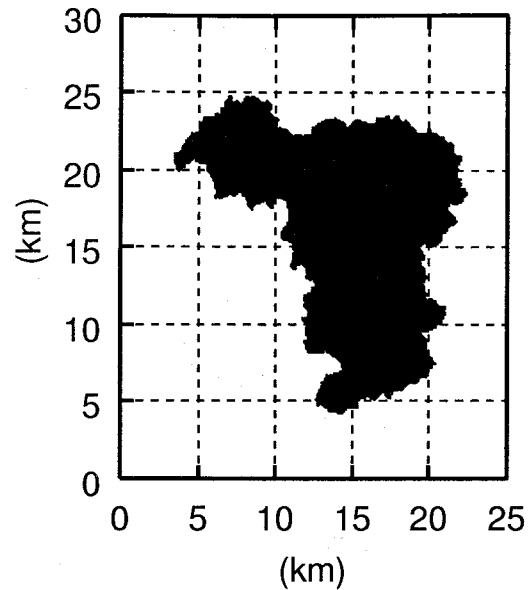


図 1.12 ノードとエッジのデータセットから抽出された大戸川流域

図 1.13 は、大戸川流域に 5 km 四方の柵目をかけ、その柵目に含まれる河道の集水域を取り出すことによって、流域全体の地形データセットをいくつかの部分流域に分割したものである。このように、本研究で開発した流域地形表現形式ならびにその生成・加工システムでは、地形データセットの分割作業を自在に行なうことができる。

1.5 まとめ

本章では、グリッド型地形モデルに基づく落水線形式の考え方をベースとして、流域分割などの加工処理がしやすく、かつ流れのモデルを適用するのに適した流域地形表現形式を提案するとともに、その具体的な生成・加工アルゴリズムを示した。そして実際の流域に適用し、その妥当性・利便性を検証した。次章では、この流域地形表現形式を基礎として流域斜面系での流出シミュレーションを行なう手法を構築する。

参考文献

- 1) 椎葉 充晴・市川 温・榊原 哲由・立川 康人：河川流域地形の新しい数理表現形式，土木学会論文集，No. 621/II - 47, pp. 1 - 9, 1999.
- 2) 南 裕一・立川康人・椎葉充晴・市川 温：河道網データセットの新たな表現形式とその生成手法について，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，第 2 部，pp. 328 - 329, 1997.

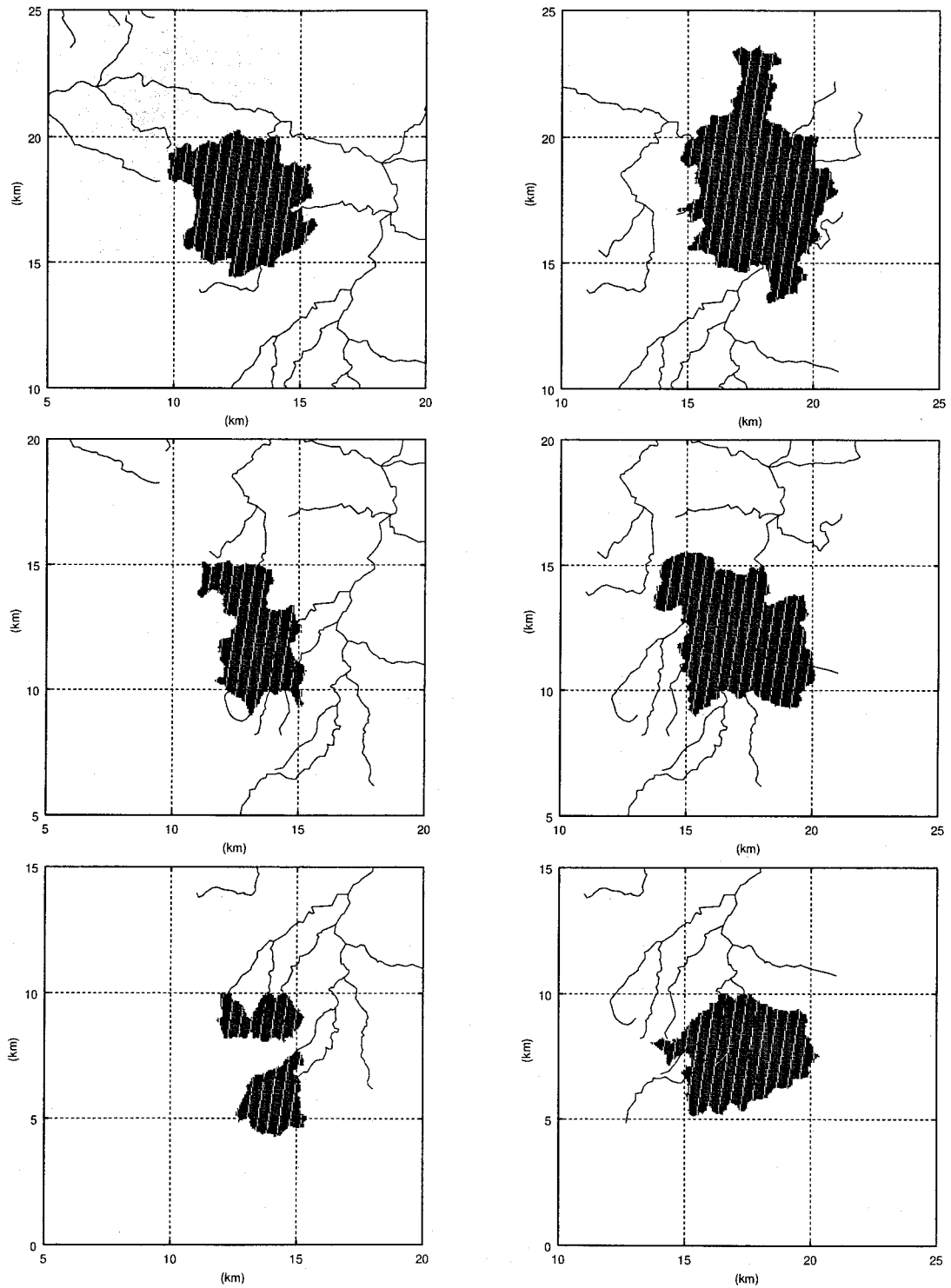


図 1.13 部分流域への分割

第2章 流域地形データセットを基盤とした流域 斜面系流出モデルの構成

2.1 はじめに

前章では、グリッド型標高データおよび河道網流路位置データを用いて流域地形を斜面素片とよばれる小斜面の集合体として表現する手法について説明した。本章では、各斜面素片に流れのモデルを適用することによって、流域斜面系における流出モデルを構成する¹⁾。流れのモデルとしては種々考えられるが、ここでは中間流・表面流統合型 kinematic wave モデルを採用する。

まずはじめに、ノードデータセットおよびエッジデータセットに前処理を加えて流れのモデルに必要な情報を生成する方法について述べる。次に、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルとその解法を示す。そして、大戸川流域を対象として流出モデルを構成し、流出シミュレーションを行なう。最後に本章で得られた成果をまとめる。

2.2 地形データセットの前処理

前章で示したノードデータセットおよびエッジデータセットには、流れのモデルを適用するうえで必要十分な情報が含まれているものの、様々な形態での利用可能性を残しておくために汎用的な形式となっている。ここでは流出モデルで利用しやすい形に前もって処理を加えておく。具体的には両データセットから、

- 各エッジの位置、勾配
- エッジ間の接続関係
- 斜面素片の流出計算順序

を求め、別の形式のデータセットとして記録しておく。ちなみに、エッジデータセットには、斜面素片だけではなく、流域点と河道点を結ぶエッジならびに河道点と河道点を結ぶエッジの情報も記録されているが、ここでは斜面素片に対する処理を中心に記述していく。

2.2.1 各斜面素片の位置、勾配の算出

エッジデータセットには、各エッジごとに、長さ、面積および両端のノードの番号が記録されている。しかし、流れのモデルを適用する上で基本的な地形量といえるエッジの勾配

表 2.1 edge format V.4 データセット

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)
1	1	65 20 110	4	65 10 105	1	10	0.5	133.3
2	2	75 20 120	4	65 10 105	1	14.1	1.064	83.3
3	3	85 20 95	6	85 10 74	1	10	2.1	133.3
4	4	65 10 105	7	65 0 68	1	10	3.7	133.3
5	5	75 10 90	8	75 0 65	1	10	2.5	100
6	6	85 10 74	8	75 0 65	1	14.1	0.638	83.3
51	7	65 0 68	100	65 0 68	2			
52	8	75 0 65	101	75 0 65	2			
53	9	85 0 58	102	85 0 58	2			
113	100	65 0 68	101	75 0 65	3	10	0.3	
114	101	75 0 65	102	85 0 58	3	10	0.7	

については記録されておらず、また、他の空間的データ、たとえばレーダ雨量データなどと重ねあわせる際に必要となるエッジの位置についても明示されていない。

一方、ノードデータセットには、各ノードの x, y, z 座標が記録されている。そこでノードデータセットを参照することによって、各エッジの勾配ならびに上下端の位置座標を求め、表 2.1 に示すフォーマットのデータセットとして記録しておく。このデータセットを edge format V.4 データセットとよぶことにする。ちなみに、表 2.1 は、表 1.1 と表 1.2 に示した両データセットから生成されたものである。表 2.1 の各カラムの意味は次の通りである。

- (a) エッジ番号
- (b) エッジ上端のノード番号
- (c) エッジ上端の x, y, z 座標
- (d) エッジ下端のノード番号
- (e) エッジ下端の x, y, z 座標
- (f) エッジタイプ
- (g) エッジの長さ ((f) が 2 のときは何も書かない)
- (h) エッジの勾配 ((f) が 2 のときは何も書かない)
- (i) エッジの面積 ((f) が 2 あるいは 3 のときは何も書かない)

表中のエッジタイプが 1 となっているものが斜面素片である。斜面素片に対しては、その長さ、勾配、面積が記録されている。エッジタイプが 2 のものは、斜面と河道の接続関係を示すための仮想的なエッジであるので、長さ、勾配、面積については空欄となっている。エッジタイプが 3 のものは河道を表すエッジで、長さ、勾配が記録されている。

2.2.2 斜面素片間の接続関係の導出

edge format V.4 データセットを生成したことによって、流れのモデルで必要となる基本的な地形量が明らかとなった。次に必要となるのは、エッジ間の接続関係を知ることである。

表 2.2 edge connection V.4 データセット

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)	(k)	(l)	(m)
1	1	65 20 110	4	65 10 105	0		2	-4 2	1	10	0.5	133.3
2	2	75 20 120	4	65 10 105	0		2	-4 1	1	14.1	1.064	83.3
3	3	85 20 95	6	85 10 74	0		1	-6	1	10	2.1	133.3
4	4	65 10 105	7	65 0 68	2	1 2	1	-51	1	10	3.7	133.3
5	5	75 10 90	8	75 0 65	0		2	-52 6	1	10	2.5	100
6	6	85 10 74	8	75 0 65	1	3	2	-52 5	1	14.1	0.638	83.3
51	7	65 0 68	100	65 0 68	1	4	1	-113	2			
52	8	75 0 65	101	75 0 65	2	6 5	2	-114 113	2			
53	9	85 0 58	102	85 0 58	0		1	114	2			
113	100	65 0 68	101	75 0 65	1	51	2	-114 52	3	10	0.3	
114	101	75 0 65	102	85 0 58	2	113 52	1	53	3	10	0.7	

edge format V.4 データセットには、各エッジの上端と下端のノードの番号と位置が記録されているだけで、各エッジの上下流に位置するエッジの数や番号は明示されていない。次のステップでエッジの流出計算順序を決定するためには、エッジ間の接続関係を明らかにしておく必要がある。具体的には、まず、edge format V.4 データセットから、あるエッジの上端のノードを上端か下端のいずれかに持つエッジを探してその個数と番号を記憶する。同様にして、そのエッジの下端のノードを上端か下端のいずれかに持つエッジを探してその個数と番号を記憶する。最後に、その結果を表 2.2 に示すフォーマットのデータセットとして記録しておく。このデータセットを edge connection V.4 データセットとよぶことにする。ちなみに、表 2.2 は表 2.1 に示したデータセットから生成されたものである。表 2.2 の各カラムの意味は次の通りである。

- (a) エッジ番号
- (b) エッジ上端のノード番号
- (c) エッジ上端の x, y, z 座標
- (d) エッジ下端のノード番号
- (e) エッジ下端の x, y, z 座標
- (f) 上流側エッジの数
- (g) 上流側エッジの番号 ((f) 個並べて書く; (f) が 0 のときは何も書かない)
- (h) 下流側エッジの数
- (i) 下流側エッジの番号 ((h) 個並べて書く; (h) が 0 のときは何も書かない)
- (j) エッジタイプ
- (k) エッジの長さ ((j) が 2 のときは何も書かない)
- (l) エッジの勾配 ((j) が 2 のときは何も書かない)
- (m) エッジの面積 ((j) が 2 あるいは 3 のときは何も書かない)

エッジ間の接続関係以外の情報 ((a)~(e), (j)~(m)) については edge format V.4 データセットからそのまま転記する。また、下流側エッジの番号の欄 (カラム (i)) において、番号が正のものと負のものがあるが、これは、いま対象としているエッジの下端ノードに

対して、流入する方向で接続しているものには正号を、流出する方向で接続しているものには負号を付けるという規則で記述しているためである。たとえば、表 2.2 を見ると、エッジ 1 の下端には 2 つのエッジが接続しており（カラム (h)）、その番号は -5, 2 となっている（カラム (i)）。ここでいま一度 図 1.1 を見てほしい。エッジ 1 の下端では、エッジ 2 とエッジ 5 が接続しているが、エッジ 2 は、エッジ 1 の下端に対して流入する方向で接続しており、エッジ 5 は流出する方向で接続している。この違いを表すためにエッジ番号に符号を付けているのである。

実はこの規則は、斜面素片上端における接続関係を表す際にも適用されている。ただ、斜面素片上端においてはすべて流入する方向で接続しているため、負号のついた番号が現れなかっただけである。

2.2.3 斜面素片の計算順序の決定

2.2.2 で導出した斜面素片間の接続関係をもとに、斜面素片の流出計算順序を決定する。斜面素片における流出計算は、上流側の斜面素片から下流側の斜面素片へと順に行なわれるので、上で作成した edge-connection V.4 データセットを流出計算が可能な順に並び替え、再び edge connection V.4 形式で書き出す。具体的な手順は以下の通りである。

まず、河道点と河道横流域点を結ぶエッジ（エッジタイプ 2）からスタートして、縦型探索（たとえば奥村²⁾など）の要領で次々と上流の斜面素片をたどっていく。流域最上流の斜面素片に到達したら、一つ下流の斜面素片に戻り、上流に位置する他の斜面素片をたどっていく。このようにして、行きつ戻りつしながら斜面素片群をくまなく探索し、ある斜面素片に再び戻ってきたときに、その斜面素片に計算順位をつける。こうすることで、任意の斜面素片より上流に位置する斜面素片には、必ずその斜面素片より早い計算順位がつけられることになる。始点のエッジまで順位がつけられたら、次の河道点と河道横流域点を接続するエッジを始点として同様の手続きを繰り返す。対象とするデータセットに含まれる全ての斜面素片および河道点と河道横流域点を結ぶエッジに順位がつけられたら、その順位にしたがってデータを書き出す。河道点と河道点を結ぶエッジ（エッジタイプ 3）については、ここで示す流れのモデルとは独立した別のモデルで計算することを想定しているので、順位付けを行わず、すべての斜面素片および河道点と河道横流域点を結ぶエッジのデータを書き出したあとに追加して記録するだけとする。

表 2.3 は表 2.2 に示したデータセットを上記の手続きにしたがって並べ替えたものである。各カラムの意味は表 2.2 と同じである。

以上で流れのモデルを適用するうえで必要な情報がすべて整ったことになる。

2.3 表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルとその解法

2.2 では、ノードデータセットおよびエッジデータセットに前処理を加えることによって、流れのモデルに必要な情報を生成する方法について述べた。ここでは、多数の斜面素片によって構成される流域斜面系からの流出量を、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを用いて計算する方法について説明する。

表 2.3 計算可能な順に並べ替えた edge connection V.4 データセット

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)	(k)	(l)	(m)
1	1	65 20 110	4	65 10 105	0		2	-4 2	1	10	0.5	133.3
2	2	75 20 120	4	65 10 105	0		2	-4 1	1	14.1	1.064	83.3
4	4	65 10 105	7	65 0 68	2	1 2	1	-51	1	10	3.7	133.3
51	7	65 0 68	100	65 0 68	1	4	1	-113	2			
3	3	85 20 95	6	85 10 74	0		1	-6	1	10	2.1	133.3
6	6	85 10 74	8	75 0 65	1	3	2	-52 5	1	14.1	0.638	83.3
5	5	75 10 90	8	75 0 65	0		2	-52 6	1	10	2.5	100
52	8	75 0 65	101	75 0 65	2	6 5	2	-114 113	2			
53	9	85 0 58	102	85 0 58	0		1	114	2			
113	100	65 0 68	101	75 0 65	1	51	2	-114 52	3	10	0.3	
114	101	75 0 65	102	85 0 58	2	113 52	1	53	3	10	0.7	

まず、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの連続式および流量流積関係式を示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad (2.1)$$

$$q = \begin{cases} ah & (0 \leq h < d) \\ \alpha(h-d)^m + ah & (h \geq d) \end{cases} \quad (2.2)$$

ここで、 h : 水深 [m], q : 単位幅流量 [m^2/sec], t : 時間 [sec], x : 空間座標 [m], r : 降水強度 [m/sec], $\alpha = \sqrt{\sin\theta}/n$, θ : 斜面勾配 [rad], n : Manning の粗度係数 [$\text{m}^{-1/3} \text{ sec}$], m : 流量流積パラメタ [-] (> 1), $a (= k \sin\theta/\gamma)$: 地中水実質流速 [m/sec], k : 透水係数 [m/sec], γ : A 層空隙率 [-], $d (= \gamma D)$: A 層の空隙部分の深さ [m], D : A 層厚 [m] である。

ここで、伝播速度 $c = dq/dh$ として、上式を変形すると、

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = cr \quad (2.3)$$

となる。

この (2.3) 式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 $s+1$ 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/s 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 $t = j \cdot \Delta t$ での流量を $q_{i,j}$ ($i = 0, 1, \dots, s$) と書くことにする。

いま、時刻 $j \cdot \Delta t$ において、すべての計算断面での流量が既知であるとする。さらに、斜面素片上端 (計算断面 0) における時刻 $(j+1) \cdot \Delta t$ での流量 $q_{0,j+1}$ も既知であるとする。実際、2.2.3 で決定した順序にしたがって流出計算を行なうのだから、ある斜面素片の計算を行なう時点では、その斜面素片の上流域の計算はすべて終わっており、その斜面素片への流入量は既知となっているはずである (対象とする斜面素片が流域最上流に位置する場合は $q_{0,j+1} = 0$ とする)。

(2.3) 式を Beven³⁾ が提案した手法を参考にして以下のように差分化する。

$$\begin{aligned} & \frac{q_{i,j+1} - q_{i,j}}{\Delta t} + \theta c_{i-1/2,j} \left(\frac{q_{i,j+1} - q_{i-1,j+1}}{\Delta x} - r \right) \\ & + (1 - \theta) c_{i-1/2,j} \left(\frac{q_{i,j} - q_{i-1,j}}{\Delta x} - r \right) = 0 \end{aligned} \quad (2.4)$$

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。(2.4)式の未知量 $q_{i,j+1}$ に関する項を左辺に移項すると、

$$q_{i,j+1} \left(1 + \theta c_{i-1/2,j} \frac{\Delta t}{\Delta x} \right) = q_{i,j} + \theta c_{i-1/2,j} \Delta t \left(\frac{q_{i-1,j+1}}{\Delta x} + r \right) - (1 - \theta) c_{i-1/2,j} \Delta t \left(\frac{q_{i,j} - q_{i-1,j}}{\Delta x} - r \right) \quad (2.5)$$

となる。(2.5)式の左辺の係数は、時刻 $(j+1) \cdot \Delta t$ の時点では既知であるから、 $q_{i,j+1}$ の値は即座に求まる。この計算をすべての計算断面に対して繰り返し行なう。

ひとつの斜面素片の流出計算を終えたら、斜面素片下端での単位幅流量に斜面素片の幅をかけて全幅流量に変換し、これを下流に位置する斜面素片の上端に与えて同様に流出計算を行なう。

以上の計算手続きを 2.2.3 で決定した順に全ての斜面素片に対して適用することによって、河道に接続しているすべての斜面素片からの流出量を求め、これらをすべて足し合わせて当該斜面域からの流出量とする。

2.4 大戸川流域への適用

2.2, 2.3 で構成された流域斜面系流出モデルを前述の大戸川流域に適用する。図 2.1 に大戸川流域の模式図を再掲する。今回モデルの適用の対象としたのは、大鳥居（おおとりい）地点より上流の流域（148.9 km²）である。

まず、前章で示した方法を用いて、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七つの部分流域に分割した。そして、各部分流域の地形データセットを 2.2 で示した手順にしたがって前処理したのち、各部分流域の斜面域に対しては表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを、河道網に対しては、河道網集中型 kinematic wave モデル⁴⁾を適用した。河道網集中型 kinematic wave モデルについては、本論文 1 で詳しく説明する。

表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルのパラメタ値として、 n : 0.6 m^{-1/3} sec, m : 1.667, k : 0.015 m/sec, γ : 0.15, D : 1.0 m 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 m^{-1/3} sec を用いた。これらの値については、文献^{5,6)}などを参考に決定した。

流出シミュレーションの対象としたのは、1982年8月1日から3日にかけての出水（ケース1）と1990年9月19日から22日にかけての出水（ケース2）である。シミュレーションに用いた降水データは、建設省大鳥居観測所、雲井観測所、多羅尾観測所で得られたもの、流量データは建設省大鳥居観測所で得られたものを用いた。

図 2.2 はモデルによる計算流量と観測流量を比較したものである。実線がモデルによる計算流量、一点鎖線が観測流量、点線が有効降雨である。計算流量と観測流量の一致の程度を Nash - Sutcliffe 指標⁷⁾で評価したところ、ケース1では0.647、ケース2では0.919となり、十分に満足できる値とはいえないが、まずまず良好な結果を得た。

ただ、計算にはかなりの時間を要した。デスクトップ型 PC (CPU: Pentium Pro (334.09 MHz 686-class CPU), メモリ: 256 MByte, OS: FreeBSD 2.2.6-RELEASE) で計算したところ、両ケースとも 72 時間分のシミュレーションを行なうのに、実時間で約 3 時間かかった。実

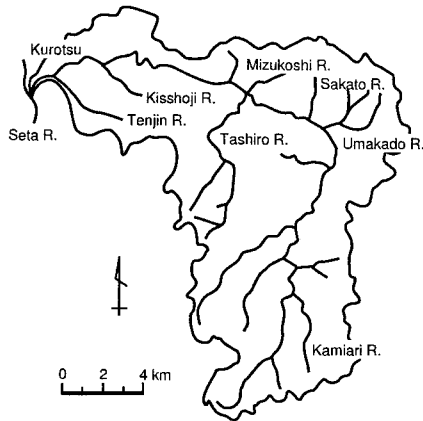
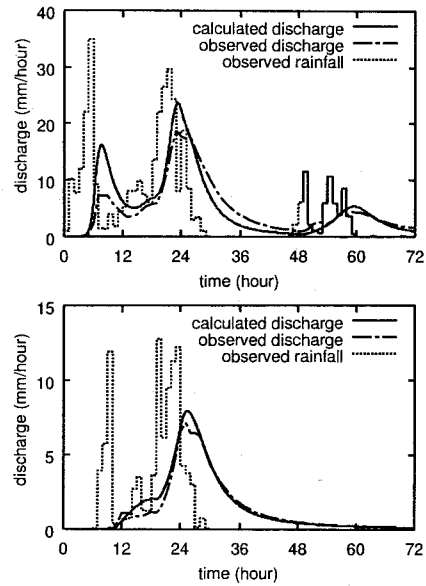


図 2.1 大戸川流域

図 2.2 計算流量と観測流量
(上: ケース 1, 下: ケース 2)

際、対象流域全体で約 62000 もの斜面素片があり、さらにそのそれぞれについて計算断面を設定して差分計算を行なっているの、かなりの計算量になっていることは間違いでない。このように本モデルは、実地形形状を詳細に表現しかつ物理的根拠を持つ流れのモデルを利用しているという利点はあるものの、実時間洪水予測のように非常に高速に計算する必要がある場合には、残念ながらほとんど無力である。この現実的課題については、第 3 章で検討することにする。

2.5 まとめ

本章では、前章で述べた流域地形モデル上に流れのモデルを適用することによって流域斜面系における流出モデルを構成した。

はじめに、ノードデータセットおよびエッジデータセットに前処理を加えて、各エッジの位置・勾配、エッジ間の接続関係、斜面素片の計算順序を求める方法とその具体的な記録形式を示した。次に、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルとその数値解法を示し、多数の斜面素片によって構成される流域斜面系からの流出量を計算する方法について説明した。最後に、大戸川流域を対象とした流出モデルを構成して流出シミュレーションを行ない、観測流量を良好な精度で再現することができたが、その一方で、計算にかなりの時間を要することも明らかとなった。

参考文献

- 1) 市川 温・立川 康人・椎葉 充晴：流域地形の新たな数理表現形式に基づく流域流出系シミュレーションシステムの開発, 土木学会論文集, 投稿中.

- 2) 奥村 晴彦 : C 言語による最新アルゴリズム事典, 技術評論社, 1991.
- 3) Beven, K. : On the Generalized Kinematic Routing Method, *Water Resour. Res.*, 15(5), pp. 1238 - 1242, 1979.
- 4) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・市川 温 : 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, 1994.
- 5) 椎葉 充晴 : 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, 1983.
- 6) 日野 幹雄・太田 猛彦・砂田 憲吾・渡辺 邦夫 : 洪水の数値予報, 森北出版株式会社, 1989.
- 7) Nash, J. E. & Sutcliffe, J. V. : River flow forecasting through conceptual models; Part I - a discussion of principles, *J. Hydrol.*, 10(3), pp. 282 - 290, 1970.

第3章 流域地形表現形式および流域斜面系流出モデルの発散型地形構造への対応

3.1 はじめに

本編では、グリッド型標高データと河道網流路位置データに基づく新たな流域地形表現形式とその生成・加工アルゴリズムを提示し、さらに、この流域地形表現形式を基盤として流域斜面系における雨水流出過程をシミュレートするモデルを開発してきた。本流域地形表現形式は、流域の分割作業が容易であること、斜面と河道を明確に区別しているためそれぞれの場に応じた流れのモデルを適用することが可能であることなどの利点を有している。

しかしその一方で、本形式は、落水線の考え方に基づいているため、各格子点における雨水流下方向が最急勾配方向の一方向しか許されていない。そのため、谷のような収束型の地形は適切に表現できても、尾根や峰のような発散型の地形の表現が不十分であるという問題がある。たとえば、図 3.1 は、山頂から発散するような仮想的な地形を考え、各格子点において最急勾配で下る方向を矢印で示したものである。本来ならば、全ての流水線は山頂から発するはずであり、発散型地形における雨水流下方向が適切に表現されているとはいいがたい。また、山腹斜面の途中から発する流水線ができることによって全体的に斜面長が短く算定されてしまう。

これまで、我が国では、こうした問題点はあまり明確に意識されてこなかった。というのは、一河川流域規模で入手できるソースデータの空間分解能が粗かったために、斜面と河道が区別されないか、あるいは、されたとしても、斜面の収束・発散といった細かな地形構造のモデル化よりはむしろ河道網構造のモデル化に重点がおかれ、斜面地形については平均的な斜面長・斜面勾配を持つ矩形平面に置き換えるなど、概念的な取り扱いがなされることが多かったからである。

一方、海外に目を移すと、こうした問題に取り組んだ研究事例がいくつも見られる。たとえば、Quinn et al.¹⁾ は、ある格子点の雨水は、周囲 8 点のうち、その点より標高の低い点すべてに流れるとする方法を提案している。Costa-Cabral and Burges²⁾ は、グリッド型地形モデルにおいて、隣接する 4 個の格子点で構成される四角形に対して最もフィットする平面を決定し、その平面の向きによって流れ方向を決定する方法を提案した。また、Tarboton³⁾ は、対象とする格子点とその周囲 8 点を結ぶ線で 8 個の三角形を構成し、その三角形によって決定される方向のうち、最も急に下る方向をその格子点での流れ方向とする方法を提案した。Costa-Cabral and Burges²⁾ と Tarboton³⁾ の方法によれば、各点での流

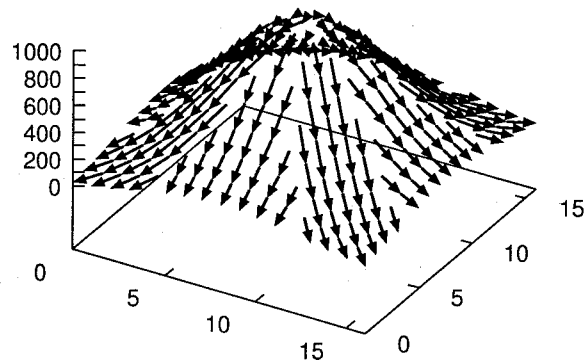


図 3.1 最急勾配で下る流水線

れ方向は周囲 4 あるいは 8 方向に限定されず、 $0 \sim 2\pi$ の任意の方向をとることになる。その流れ方向が格子の向きに一致していれば、その点の雨水は、上下左右のいずれかの点へと流れ、流れ方向が格子の向きからずれていれば、その流れ方向に位置する下流側の二つの点へと流れるとする。このように、上記のいずれの方法も、落水線によるモデル化とは異なり、流れの分岐を許すことによって、発散型地形における流れ方向をより適切に決定しようとしている。

本章の目的は、これらの研究事例と同様に、発散型地形のより適切なモデル化に取り組むことである。

Quinn et al.¹⁾ の方法は、アルゴリズムが単純で利用しやすいが、しかし、この方法で平らな斜面の流れ方向を決めようとする、不必要な流れの発散を生じるという問題点がある。Costa-Cabral and Burges²⁾ と Tarboton³⁾ の方法は、ある点での流れの分岐数が最大でも 2 であるため、不必要な流れの発散をある程度おさえることができ、合理的な方法と言える。しかし、これまでしばしば利用されてきた落水線による流れ方向の決定方法とは本質的に異なっているため、落水線をベースに研究・開発を進めてきたユーザーには受け入れられにくい側面がある。

そこで本章では、落水線によるモデル化がこれまでよく使われてきたという事実をふまえ、第 1 章で提案した流域地形表現形式を拡張する形で発散型地形にも対応できる地形表現形式を提案し、それとともに、第 2 章で構築した流れのモデルにも拡張を施す^{4,5)}。

3.2 流域地形表現形式の拡張

3.2.1 斜面素片の新たな決定方法

図 3.2 は山地地形の模式図である。図中の □ は標高値の与えられた点、矢印は各点において最急勾配で下る方向、すなわち、落水線モデルによる雨水の流下方向を示している。雨水は、たとえば、点 A から点 B へ、点 B から点 C へと流下することになる。

ここで、点 A, B, C の関係についてみてみよう。B からすると、C が最急勾配で下る方向に位置する点である。しかし、C からすると、B は最急勾配で上る方向に位置する点では

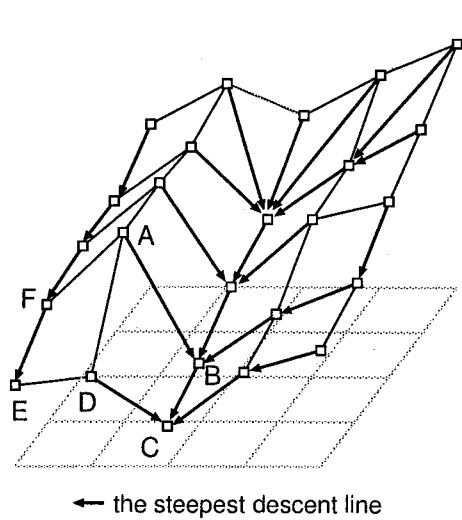


図 3.2 最急勾配方向に下ることによって決まる流水線

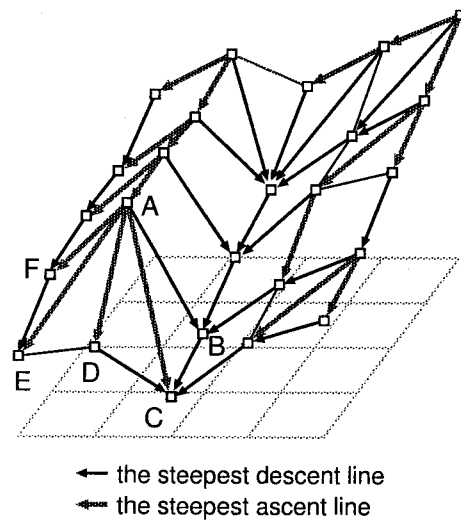


図 3.3 最急勾配方向に下ることによって決まる斜面素片と最急勾配方向に上ることによって決まる斜面素片

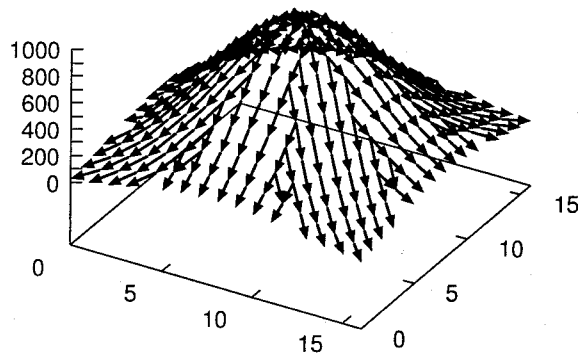


図 3.4 新たな方法によって決まる流水方向

ない。C から最急勾配で上る方向に位置する点は A である。とすれば、B から C に雨水が流入すると考えるならば、A から C に雨水が直接流入すると考えてもよさそうである。以上のように考えて、各点から最急勾配で上る線を斜面素片として追加したのが、図 3.3 である。点 A からは点 B, C, D, E, F へと雨水が流下することになる。

図 3.4 は、図 3.1 で示した地形に対して、上に述べた新たな方法で決定した斜面素片である。図 3.1 では、山腹斜面の途中から発する斜面素片があるのに対し、図 3.4 では、すべての斜面素片が山頂を出発点としており、より自然な形で雨水流下方向をモデル化できている。

以上より、本章では、斜面素片を決定する方法として、「各格子点において、その周りに位置する格子点のうち、最急勾配で下る方向および最急勾配で上る方向に位置する点とを

結ぶ線を斜面素片とする」という方法を提案する。この方法を用いることで、谷のような収束型の地形だけではなく、尾根・峰のような発散型の地形をも適切に表現することが可能となる。

3.2.2 流域地形データセット生成・加工アルゴリズムの再構成

流水線の決定方法を上で示した方法に変更することに対応して、流域地形データセットを生成・加工するアルゴリズムも再構成する必要がある。

1.3 では、流域地形データセット生成・加工アルゴリズムとして、

- (1) 基礎データファイルの作成
- (2) 河道点の位置調整
- (3) 流域点の隣接関係の調査
- (4) 窪地の処理
- (5) 斜面素片の作成
- (6) 斜面素片への面積の割り振り
- (7) ノード及びエッジデータセットへの出力
- (8) 集水域の抽出

という手順を示したが、ここでは、これに、

- (9) 斜面素片の作成 (2)
- (10) 斜面素片への面積の再配分
- (11) エッジデータセットの再出力

という作業手順を追加する。

順を追って説明すると、まず、(1) から (4) までの作業は 1.3 で説明した通りである。次の (5) 「斜面素片の作成」では 3.2.1 で示した方法を適用するのではなく、従来通り、各格子点において最急勾配で下る線のみを斜面素片とする。この段階で 3.2.1 で示したように最急勾配で上る線も斜面素片にすると、(8) の「集水域の抽出」のところで問題が生じる。このことを図 3.5 を用いて説明しよう。図中の黒い実線の矢印は最急勾配で下る線を、黒い破線の矢印は最急勾配で上る線を、灰色の矢印は河道をそれぞれ表している。また、図を見やすくするため斜面素片を描いていない格子点もある。

図 3.5 左は各格子点において最急勾配で下る線のみを斜面素片としたもの、右は最急勾配で下る線および最急勾配で上る線を斜面素片としたものである。図左では、点 A (およびその上流域) は河道区分 1 の集水域に属しているが、図右では河道区分 1 の集水域にも河道区分 2 の集水域にも属することになる。原理的にはそれで正しいのだが、ノードデータセットとエッジデータセットを部分流域ごとに分割する作業を行なううえでは支障となる。以上の理由から、ここでは 3.2.1 で示した方法を用いるのではなく、従来通りの方法で斜面素片を決定しておくことにする。こうすることで、各ノード・各エッジは必ずいずれかの集水域に属することになり、この問題を回避することができる。

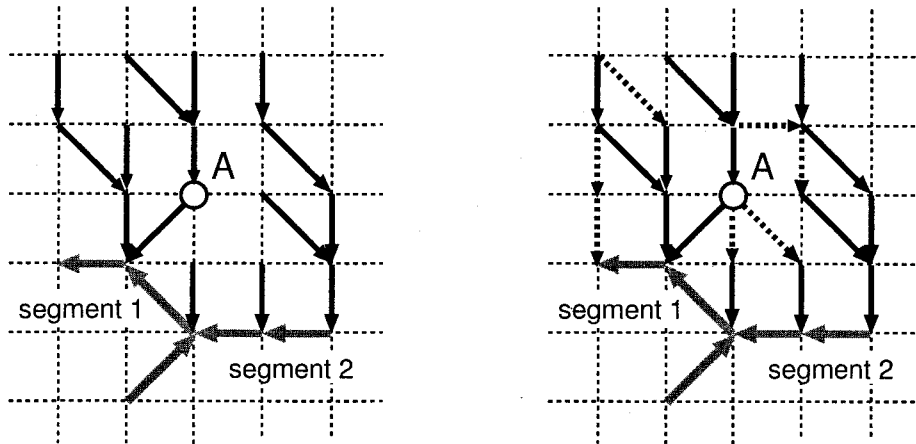


図 3.5 流水線の決定

続く (6) ~ (8) は 1.3 で説明した通りである。ここまでの、各集水域ごとにノードデータセットおよびエッジデータセットが作成されたことになる。

次の (9) 「斜面素片の作成 (2)」で、各集水域のデータセットに対して 3.2.1 で示した方法を適用し、発散型地形を表現するための流水線を追加する。

(9) の作業によって、いくつかの斜面素片が追加されたので、(10) で斜面素片に面積を割り振り直す。具体的な方法は (6) と全く同じである。最後に (11) でその結果をエッジデータセットとして出力する。(8) で作成されたノードデータセットは、(9) ~ (11) の作業が追加されても何の影響も受けない。

以上の作業を行なった後、2.2 で説明した処理を加えて流出モデルで利用しやすい形式に加工しておく。この処理は、発散型地形に対応するように斜面素片を追加したあとでも、2.2 で述べたのと全く同じ手順で行なうことができる。

3.3 流れのモデルの拡張

2.3 で構築した流出モデルでは、雨水が合流を繰り返して流下するというプロセスのみ扱っていたが、3.2 で示したように、発散型の地形に対応するよう拡張された流域地形表現形式では、一つの格子点から複数の斜面素片が発する場合もありうるため、雨水の合流だけではなく、分流も扱うことができるように流れのモデルを拡張しておく必要がある。

まず単純なケースとして、ある格子点から二つの斜面素片が発する場合を考える。その格子点に流入してきた流量を、下流の二つの斜面素片にどのように配分するか決めることができれば、あとは 2.3 で示した手順と同様にして流出計算を行なうことが可能である。

いま、ある格子点への流入量の総和を Q 、下流の二つの斜面素片への流出量を Q_1, Q_2 と書くことにすると、

$$Q = Q_1 + Q_2 \tag{3.1}$$

$$Q_1 = \alpha_1 Q, Q_2 = \alpha_2 Q \tag{3.2}$$

と書くことができる。 α_1, α_2 を流量配分率とよぶことにする。当然のことながら、 $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$ である。

分流部での流量配分率は、本来、下流側斜面素片の幅や勾配、分岐する角度などの関数になっているはずであるが、ここでは一案として、Manning式を援用して下流側斜面素片への流量配分率を計算する方法を展開する。

斜面素片上の流れは幅広矩形水路の薄層流として扱うことが可能なので、 Q_1, Q_2 はManning式を使って以下のように表される。

$$Q_1 = \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 h_1^{5/3} \quad (3.3)$$

$$Q_2 = \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} B_2 h_2^{5/3} \quad (3.4)$$

n_1, n_2 はManningの粗度係数、 B_1, B_2 は斜面素片の幅、 h_1, h_2 は水深、 I_1, I_2 は斜面勾配である。

ここで、分流点では下流側斜面素片上端の水深が一致していると仮定すると、 $h_1 = h_2$ である。この関係を用いると、流量配分率 α_1 は以下のように表される。

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{Q_1}{Q} = \frac{Q_1}{Q_1 + Q_2} \\ &= \frac{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 h_1^{5/3}}{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 h_1^{5/3} + \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} B_2 h_2^{5/3}} \\ &= \frac{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 h_1^{5/3}}{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 h_1^{5/3} + \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} B_2 h_1^{5/3}} \\ &= \frac{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1}{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 + \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} B_2} \end{aligned} \quad (3.5)$$

同様にして α_2 も以下のように表される。

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= \frac{Q_2}{Q} = \frac{Q_2}{Q_1 + Q_2} \\ &= \frac{\frac{\sqrt{I_2}}{n_2} B_2}{\frac{\sqrt{I_1}}{n_1} B_1 + \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} B_2} \end{aligned} \quad (3.6)$$

一般に、ある格子点から N 個の斜面素片が分岐しているとして、第 i 番目の斜面素片への流量配分率 α_i は、

$$\alpha_i = \frac{\frac{\sqrt{I_i} B_i}{n_i}}{\sum_{j=1}^N \frac{\sqrt{I_j} B_j}{n_j}} \quad (3.7)$$

と書くことができる。

以上で展開した方法は、流量配分率が地形量と Manning の粗度係数のみから決定されるため、非常に簡便である。しかし、流れのモデルの流量流積関係式としては Manning 式を用いているわけではないので矛盾している。今後は、流れのモデルの流量流積関係式を用いて流量配分率を計算する方法についても検討する必要がある。

3.4 適用

3.4.1 流域地形のモデル化

3.2 に示した方法を用いて、大戸川流域の地形を再度モデル化した。用いたソースデータは 1.4 で使ったものとまったく同じである。

図 3.6 は、1.4 で作成した地形モデルの中から、上流の一支川集水域を取り出して表示したもの、図 3.7 は、同じ集水域の地形を 3.2 で説明した手法でモデル化したものである。図 3.7 中、黒の細い実線は各点から最急勾配で下る線、すなわち落水線で、図 3.6 に示したものと同じである。黒のやや太い実線は、各点から最急勾配で上る線で、3.2 で説明した手法によって追加されたものである。

両図を比較すると、たとえば、図 3.7 では、横軸 20300 ~ 20400 m、縦軸 16100 ~ 16300 m のあたりに、二箇所、放射状に広がる流水線が追加されている。1/25000 地形図（信楽）でこの付近の地形を調べてみたところ、ちょうどこの位置に二つの峰があることが確認できた。同様に調べてみた結果、図 3.7 で追加されている流水線は、峰や尾根といった発散型地形に対応していることがわかった。このように、本章で提案した手法によって発散型地形をより適切に表現できることが明らかとなった。

3.4.2 流出計算

本章で示した方法で作成した地形モデルに流れのモデルを適用し、流出計算を行なった。まず、2.4 と同様に大戸川流域の数値地形モデルを七つの部分流域に分割したのち、各部分流域の地形データセットに対して 3.2 で示した方法を適用し、発散型地形に対応するよう斜面素片を追加した。そして、各部分流域の地形データセットを 2.2 で示した手順にしたがって前処理し、2.4 と同様に、各部分流域の斜面域に対して表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを、河道網に対して河道網集中型 kinematic wave モデルを適用した。分流部の取り扱いについては 3.3 で示したとおりであり、また、モデルのパラメタ値は 2.4 で用いたものと同じ値を用いた。

まず、流域地形のモデル化手法の違いによる流出計算結果の違いを見るために、各部分流域の斜面域で得られた流出ハイドログラフを比較する。

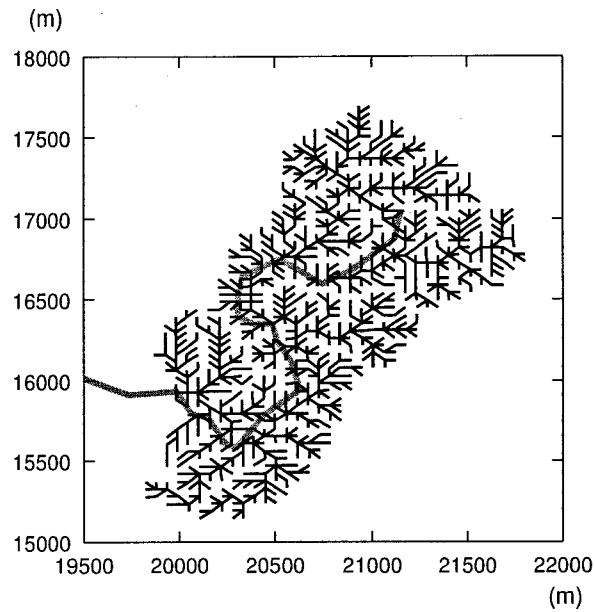


図 3.6 大戸川の一支流集水域の地形を落水線でモデル化したもの（黒の細い実線は落水線、灰色の太い実線は河道を表す）

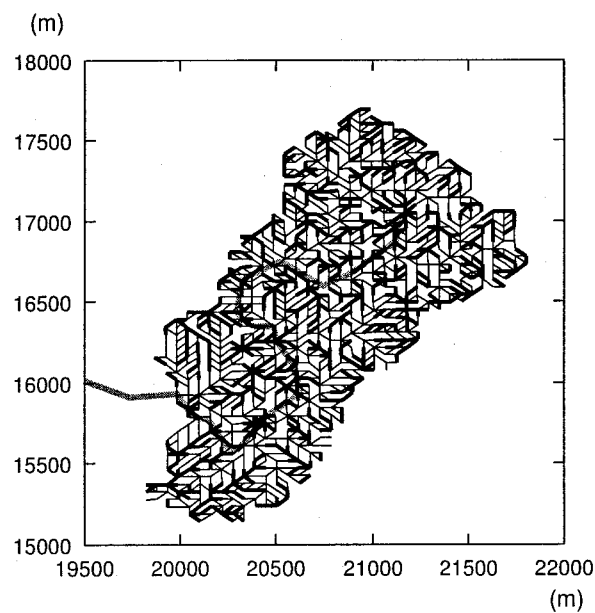


図 3.7 大戸川の一支流集水域の地形を本研究で提案した手法でモデル化したもの（黒の細い実線は落水線、黒のやや太い実線は最急勾配方向に上る線、灰色の太い実線は河道を表す）

図 3.8 は、1982年8月1日から3日にかけての出水（ケース1）に対する計算結果である。流域を構成する七つの部分流域から三つの部分流域を取り出し、それらにおける斜面域下

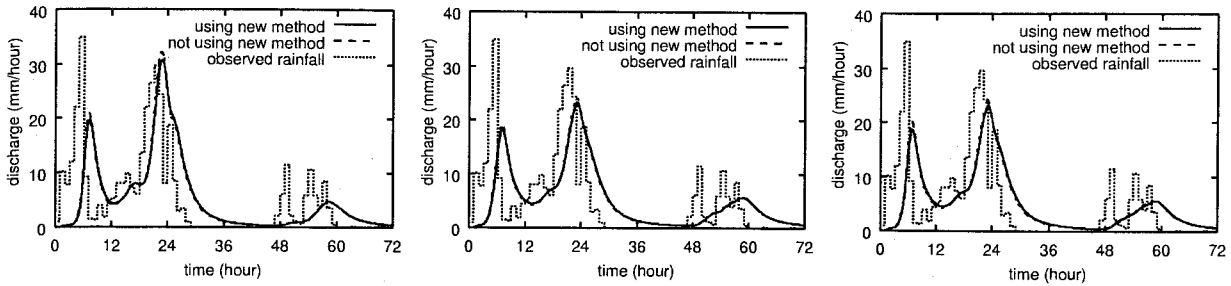


図 3.8 斜面域下端での流出ハイドログラフ (ケース 1)

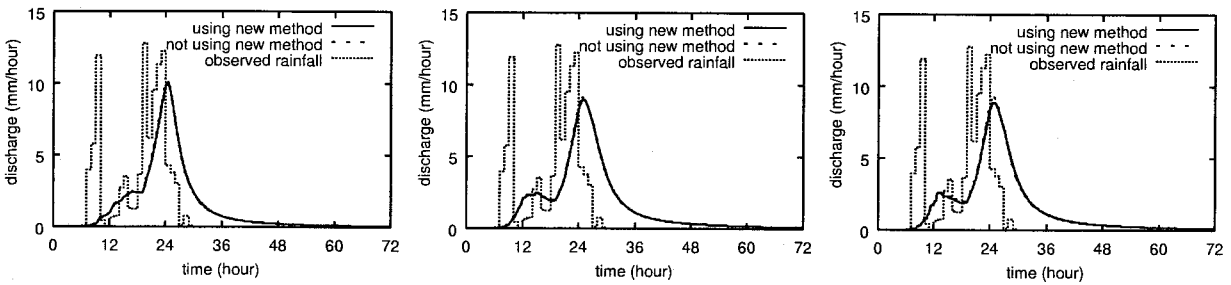


図 3.9 斜面域下端での流出ハイドログラフ (ケース 2)

端での流出ハイドログラフ (実線) を示している。図中、破線で示したハイドログラフもあわせて描かれているが、これは 2.4 で行なったシミュレーションにおいて得られたハイドログラフである。実線と破線を比較すると、いずれの部分流域でも、ほぼ重なってはいるがピークの部分で実線のほうが若干低くなっていることがわかる。これは、発散型地形に対応するように斜面素片を追加したことによって、雨水の流下に伴う集中だけではなく発散も表現されるようになったためにピーク流量が低減したものと考えられる。

図 3.9 は、1990年9月19日から22日にかけての出水 (ケース 2) に対する計算結果で、図 3.8 と同じ部分流域の斜面域下端での流出ハイドログラフを示している。このケースにおいても、ケース 1 と同様、ピーク流量が低減する傾向が見られる。

図 3.10, 3.11 はそれぞれ、ケース 1, ケース 2 における流域下端での計算流量と観測流量を比較したものである。実線がモデルによる計算流量、一点鎖線が観測流量、点線が有効降雨である。2.4 と同様に、計算流量と観測流量の一致の程度を Nash - Sutcliffe 指標で評価したところ、ケース 1 では 0.704、ケース 2 では 0.933 となり、今回の適用事例においては、2.4 で得られた値である 0.647, 0.919 をそれぞれ上回る結果となった。

3.5 まとめ

本章では、まず、第 1 章で提案した流域地形表現形式が落水線の考え方に基づいていることから、発散地形が雨水流出過程に与える影響を十分に表現できないことを指摘し、第 1 章で提案した流域地形表現形式を拡張する形で、斜面上の雨水が流下し集まる過程だけではなく、発散する過程をも表現できる新しい流域地形表現形式を提案するとともに、こ

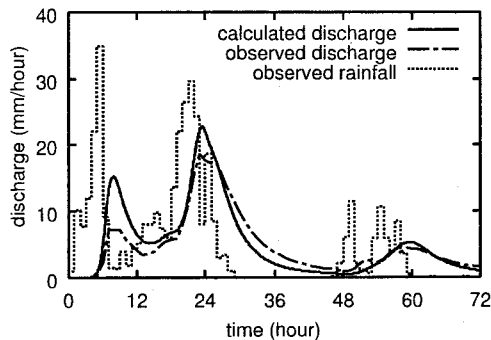


図 3.10 ケース 1 における流域下端での計算流量と観測流量

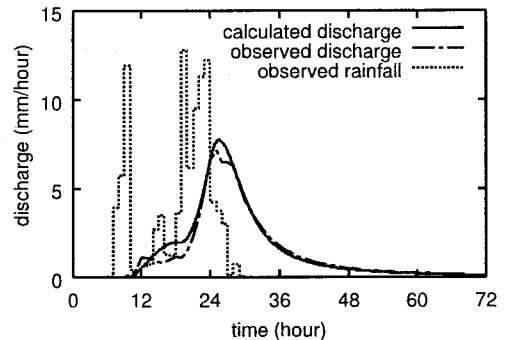


図 3.11 ケース 2 における流域下端での計算流量と観測流量

の流域地形表現形式を実現するための具体的なアルゴリズムを示した。また、この流域地形表現形式で作成された地形モデル上に流れのモデルを適用するため、一つの格子点から複数の斜面素片が分岐する場合の流量配分率を決定する方法を提示した。最後に、本章で提案した流域地形表現形式を実際の流域に適用して地形モデルを作成し、第 1 章で提案した流域地形表現形式による地形モデルと比較することで、発散地形がより適切に表現されていることを確認した。さらに、この新しい地形モデル上に流れのモデルを適用して流出計算を行ない、従来の地形モデルを基盤とした流出計算の結果ならびに観測値と比較して、発散型地形が流量波形に与える影響と観測値に対する再現精度を検証した。

参考文献

- 1) Quinn, P., K. Beven, P. Chevallier, and O. Planchon : The prediction of hillslope flow paths for distributed hydrological modeling using digital terrain models, *Hydrol. Proc.*, 5, pp. 59 – 80, 1991.
- 2) Costa-Cabral, M., and S. J. Burges : Digital elevation model networks (DEMON): A model of flow over hillslopes for computation of contributing and dispersal areas, *Water Resour. Res.*, 30(6), pp. 1681 – 1692, 1994.
- 3) Tarboton, D. G. : A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, *Water Resour. Res.*, 33(2), pp. 309 – 319, 1997.
- 4) 椎葉 充晴・市川 温・榊原 哲由・立川 康人 : 河川流域地形の新しい数値表現形式, *土木学会論文集*, No. 621/II – 47, pp. 1 – 9, 1999.
- 5) 市川 温・立川 康人・椎葉 充晴 : 流域地形の新たな数値表現形式に基づく流域流出系シミュレーションシステムの開発, *土木学会論文集*, 投稿中.

第4章 河道網系洪水流モデルの構成

4.1 はじめに

2.4 や 3.4 で行なった流出シミュレーションでは、河道網の流れの計算に、河道網集中型 kinematic wave モデルを用いた。河道網集中型 kinematic wave モデルは、kinematic wave モデルを集中化したものなので、基本的には河道網の上流側から下流側に向けて順次計算を行なうという構成になっている。したがって、これまで行なってきたように、対象とする流域をいくつかの部分流域に分割したのち、各部分流域の水系ごとにモデルを適用し、ある水系からの流出量が下流側の水系の上流端境界条件となるようにモデルを接続することによって、河道網系全体の流れを追跡計算することができた。

このように、kinematic wave モデルにはモデルの構成が容易になるという利点があるが、対象とする流域によっては kinematic wave モデルによる計算では不十分な場合もある。たとえば低平な領域を流れる河道網や感潮河川の流れを計算する場合は普通、dynamic wave モデルが用いられる。dynamic wave モデルでは、下流側の水理条件や水面勾配の影響を考慮することができ、kinematic wave モデルでは表現できない複雑な河道流特性を表現することができる。

しかし、dynamic wave モデルを用いて河道網系洪水流モデルを構成しようとする、kinematic wave モデルによるモデル構成では存在しなかった難しさが生じる。dynamic wave モデルでは、下流側の水理条件が上流側の流れの状態に影響を与えるため、単純に上流側水系の流出量を下流側水系の上流端境界条件とすることができない。そこで本章では、対象とする河道網をいくつかの水系に分割した場合に、複数の水系にまたがる河道流れを dynamic wave モデルを用いて追跡計算する方法について検討する¹⁾。

4.2 計算方法の説明

4.2.1 概説

dynamic wave モデルを数値的に解く手法としては、特性曲線法、有限差分法、有限要素法などがある。中でも有限差分法の一つである Preissmann スキームは、定式化が容易で、かつ陰解法であるために計算を安定に行ないやすいという利点がある。本研究でも、Preissmann スキームによって dynamic wave モデルを解くことを考える。

一次元非定常流の基礎方程式を Preissmann スキームで差分して、ある程度の大きさを持つ実際の河道網に適用すると、未知量の数が多いために連立方程式の次元が大きくなっ

てしまい、計算を行なうのにかなりの時間を要してしまうという問題がある。

こうした問題に対して、神田²⁾ は、連立一次方程式の係数行列をバンドマトリックスに変形することで、記憶用量を節約し、計算時間を短縮するという手法を提案している。また、Fread³⁾ は、分合流を本川と支川からの流出入としてモデル化し、本川の流れの計算と支川の流れの計算を互いの状態量のつじつまが合うまで交互に繰り返すという手法を提案している。

本研究ではこの問題に対して、Cunge⁴⁾ が提案した手法を参考に、以下に述べる計算法を構成した。

4.2.2 Preissmann スキームによる基礎式の差分化

一次元非定常流の基礎方程式は次のようである。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + I_f - i_o \right) = 0 \quad (4.2)$$

ここで I_f は摩擦勾配を表す。 I_f は次式のように表される。

$$I_f = \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} \quad (4.3)$$

ただし、 A は通水断面積、 Q は流量、 h は水深、 q は単位長さあたりの側方からの流出入 ($q > 0$: 流入, $q < 0$: 流出)、 g は重力加速度、 n はマンニングの粗度係数、 R は径深、 i_o は河床勾配である。

両式を Preissmann スキームで差分化すると、それぞれ以下のようになる。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2\Delta t^j} \left\{ (A_{i+1}^{j+1} + A_i^{j+1}) - (A_{i+1}^j + A_i^j) \right\} \\ & + \frac{1}{\Delta x_i} \left\{ \theta (Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1} - q_i^{j+1} \Delta x_i) + (1 - \theta) (Q_{i+1}^j - Q_i^j - q_i^j \Delta x_i) \right\} = 0 \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2\Delta t^j} \left\{ (Q_{i+1}^{j+1} + Q_i^{j+1}) - (Q_{i+1}^j + Q_i^j) \right\} \\ & + \frac{1}{\Delta x_i} \left[\theta \left\{ \left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^{j+1} - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_i^{j+1} \right\} + (1 - \theta) \left\{ \left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^j - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_i^j \right\} \right] \\ & + \frac{g}{2} \left\{ \theta (A_{i+1}^{j+1} + A_i^{j+1}) + (1 - \theta) (A_{i+1}^j + A_i^j) \right\} \\ & \times \left[\frac{1}{\Delta x_i} \left\{ \theta (h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}) + (1 - \theta) (h_{i+1}^j - h_i^j) \right\} \right. \\ & \left. + \frac{1}{2} \left\{ \theta (I_{f,i+1}^{j+1} + I_{f,i}^{j+1}) + (1 - \theta) (I_{f,i+1}^j + I_{f,i}^j) \right\} - i_o \right] = 0 \end{aligned} \quad (4.5)$$

ここに、 Δx_i は空間間隔、 Δt^j は時間間隔、 θ は差分の重み係数 ($0.5 \leq \theta \leq 1.0$) である。また、添字 i は計算断面の位置を、添字 j は時刻を表し、空間間隔及び時間間隔はそれぞれの位置及び時間において任意の大きさにとることができる。

4.2.3 差分式の単一河道区分への適用

(4.4), (4.5) 式を単一河道区分に適用する。対象とする単一河道区分の計算断面数を N とする。未知量は時刻 $t = \sum_{j=1}^{n+1} \Delta t_j$ での各計算断面の流量 Q_i^{j+1} と水深 h_i^{j+1} ($i = 0, 1, \dots, N-1$) であるから、未知量の総数は $2N$ 個となる。一方、(4.4), (4.5) 式は各計算区間に対して立てられるので、 $(2N-2)$ 本の連立方程式が構成される。

(4.4), (4.5) 式は非線形の連立方程式なので、線形化を繰り返して解を求める必要がある。本研究では、線形化手法として Newton-Raphson 法を用いた。まず、(4.4), (4.5) 式の左辺をそれぞれ F_i, G_i と表し、未知量の近似値 $\hat{Q}_{i+1}^{j+1}, \hat{Q}_i^{j+1}, \hat{h}_{i+1}^{j+1}, \hat{h}_i^{j+1}$ のまわりで Taylor 展開して一次の項までとると以下の二式が得られる。

$$\begin{aligned}
 F_i(Q_{i+1}^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}, Q_i^{j+1}, h_i^{j+1}) &= F_i(\hat{Q}_{i+1}^{j+1}, \hat{h}_{i+1}^{j+1}, \hat{Q}_i^{j+1}, \hat{h}_i^{j+1}) \\
 &+ \Delta Q_{i+1} \left(\frac{\partial F_i}{\partial \hat{Q}} \right)_{i+1}^{j+1} + \Delta h_{i+1} \left(\frac{\partial F_i}{\partial \hat{h}} \right)_{i+1}^{j+1} \\
 &+ \Delta Q_i \left(\frac{\partial F_i}{\partial \hat{Q}} \right)_i^{j+1} + \Delta h_i \left(\frac{\partial F_i}{\partial \hat{h}} \right)_i^{j+1} = 0
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

$$\begin{aligned}
 G_i(Q_{i+1}^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}, Q_i^{j+1}, h_i^{j+1}) &= G_i(\hat{Q}_{i+1}^{j+1}, \hat{h}_{i+1}^{j+1}, \hat{Q}_i^{j+1}, \hat{h}_i^{j+1}) \\
 &+ \Delta Q_{i+1} \left(\frac{\partial G_i}{\partial \hat{Q}} \right)_{i+1}^{j+1} + \Delta h_{i+1} \left(\frac{\partial G_i}{\partial \hat{h}} \right)_{i+1}^{j+1} \\
 &+ \Delta Q_i \left(\frac{\partial G_i}{\partial \hat{Q}} \right)_i^{j+1} + \Delta h_i \left(\frac{\partial G_i}{\partial \hat{h}} \right)_i^{j+1} = 0
 \end{aligned} \tag{4.7}$$

$\partial F_i / \partial \hat{Q}$ を a_i , $\partial F_i / \partial \hat{h}$ を b_i , $\partial G_i / \partial \hat{Q}$ を c_i , $\partial G_i / \partial \hat{h}$ を d_i と書くことにすると、単一河道区分に対する連立方程式は次式のようなになる。ただし、河道区分両端での境界条件は与えておらず、この行列は不完全である。また、行列の要素が空白のところは零である。

$$\begin{bmatrix}
 a_0 & b_0 & a_1 & b_1 \\
 c_0 & d_0 & c_1 & d_1 \\
 & a_1 & b_1 & a_2 & b_2 \\
 & c_1 & d_1 & c_2 & d_2 \\
 & & a_2 & b_2 & a_3 & b_3 \\
 & & c_2 & d_2 & c_3 & d_3 \\
 & & & & \vdots &
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 \Delta Q_0 \\
 \Delta h_0 \\
 \Delta Q_1 \\
 \Delta h_1 \\
 \Delta Q_2 \\
 \Delta h_2 \\
 \vdots
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 -F_0 \\
 -G_0 \\
 -F_1 \\
 -G_1 \\
 -F_2 \\
 -G_2 \\
 \vdots
 \end{bmatrix} \tag{4.8}$$

(4.8) 式をこのまま使うと行列のサイズが大きいため、記憶容量、計算速度の点で不利である。そこで河道区分両端の未知量以外の未知量を掃き出して、両端の未知量である $\Delta Q_0, \Delta h_0, \Delta Q_{N-1}, \Delta h_{N-1}$ のみから構成される以下の二本の方程式を導出する。

$$\begin{bmatrix} a_0 & b_0 & a_{N-1} & b_{N-1} \\ c_0 & d_0 & c_{N-1} & d_{N-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta Q_0 \\ \Delta h_0 \\ \Delta Q_{N-1} \\ \Delta h_{N-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F \\ -G \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

ただし、係数行列、定数ベクトルの要素の値は(4.8)式のものとは違った値になっている。

図4.1は、ここで述べた手順を模式的に示したものである。図中の●は、連立方程式内に未知量が残っている計算断面を表している。(a)ではすべての計算断面の未知量が方程式内に残っているが、(b)では河道区分の両端の未知量しか残っていないことを示している。

4.2.4 部分水系に対する連立方程式の構成

次に、各河道区分で導出された方程式を用いて、各部分水系の連立方程式を構成する。

まず、部分水系内のすべての河道区分に対して4.2.3で示した手順で方程式を作成する(図4.2(a))。各河道区分で導出された方程式は、河道区分両端の四つの未知量から構成される二本の方程式であるから、仮に部分水系内に M 個の河道区分があるとすると、 $2M$ 本の方程式ができることになる。このとき未知量は $4M$ 個である。

この $2M$ 本の方程式に分合流点での水理条件を加えて、部分水系全体に対する連立方程式を作成する。分合流点での水理条件は、流量の連続条件((4.10)式)と水深の連続条件((4.11)式)である。

$$\sum_{i=1}^L Q_i = 0 \quad (4.10)$$

$$h_1 = h_2 = \dots = h_L \quad (4.11)$$

ここで、 L は対象とする分合流点に流出入する河道区分の数、 Q_i , h_i ($i = 1, 2, \dots, L$)はその河道区分の分合流点での流量と水深である。流量は分合流点に流入する方向を正としている。

こうして作成された部分水系全体に対する連立方程式から、さらに分合流点での未知量を掃き出した連立方程式を導出する。この連立方程式は、部分水系の境界点・最上流端・最下流端における未知量のみから構成されていることになる(図4.2(b))。

4.2.5 対象水系全体に対する連立方程式の構成

最後に、すべての部分水系で構成した方程式、ならびに、境界点での水理条件(流量・水深の連続条件)、対象水系の最上流端・最下流端での境界条件から、対象水系全体に対する連立方程式を構成する(図4.3)。最上流端での境界条件は流量ハイドログラフを与えるものとし、最下流端での境界条件は水位ハイドログラフを与えるか、あるいは、流量水位関係式を与えるものとする。

このようにして構成された連立方程式を Gauss 消去法を用いて解く。求めた解ベクトルは状態量の近似値の補正量($\Delta Q_i, \Delta h_i$)なので、 $\hat{Q}_i^{j+1} = \hat{Q}_i^{j+1} + \Delta Q_i$, $\hat{h}_i^{j+1} = \hat{h}_i^{j+1} + \Delta h_i$ として状態量の近似値を補正する。この $\Delta Q_i, \Delta h_i$ が十分小さくなるまで計算を繰り返す。

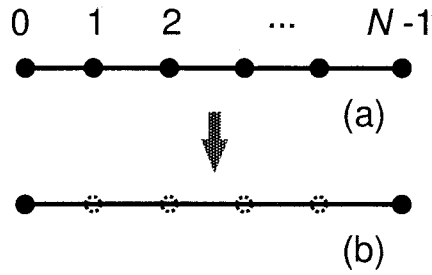


図 4.1 各河道区分で端点以外の状態量の掃き出しを行なう

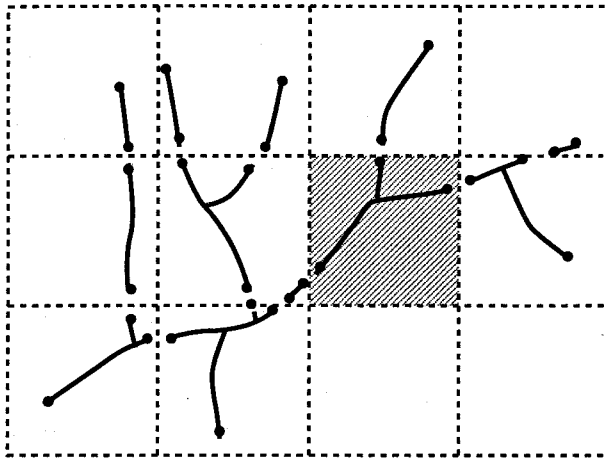


図 4.3 河道網全体で方程式を立てる

4.2.6 計算方法のまとめ

以上述べた計算方法の全体の流れをまとめると以下のようなものである。

1. 各単一河道区分で連立方程式をたてる。
2. 河道区分両端の点以外の未知量を掃き出す。
3. 各単一河道区分で作成された連立方程式と、分合流点での水理条件から各部分水系での連立方程式をたてる。
4. 分合流点の未知量を掃き出す。
5. 各部分水系で作成された連立方程式と、境界点での水理条件、最上下流端での境界条件から、対象水系全体に対する連立方程式をたてる。
6. ガウス消去法を用いて連立方程式を解く。
7. 解の値が十分に小さくなっていけば反復計算が収束したとして次の時刻の計算に移る。収束していなければ、状態量を修正して 1. に戻る。

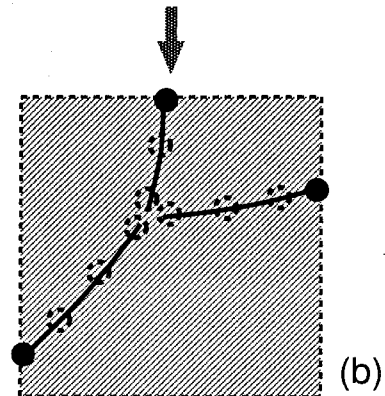
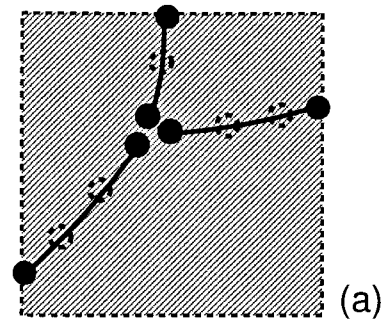


図 4.2 各部分水系で分合流点の状態量の掃き出しを行なう

この計算方法は、対象水系全体の未知量からなる大きな次元の連立方程式を直接解くのではなく、各河道区分や各部分水系で方程式の次元を小さくしてから全体に対する方程式を解くので、記憶容量・計算速度の両面で有効であると思われる。

4.3 実流域への適用

4.3.1 シミュレーションの概要

本章においても前章までと同様に大戸川流域を対象としてシミュレーションを行なう。大戸川流域を $5\text{ km} \times 5\text{ km}$ のグリッドで分割したところ、部分水系の数は 15、河道区分数は 94 本、端点の数は 97 個、境界点の数は 30 個、最上流端は 16 個、最下流端は 1 個、総計算断面数は 1283 個となった。したがって、そのまま全体の連立方程式を作成すると、 $1283 \times 2 = 2566$ 元の連立方程式となるが、本章で説明したように、河道区分内部の状態量を掃き出して方程式を作成すると、境界点及び最上下流端の状態量のみで連立方程式となるので、その次元は $47 \times 2 = 94$ となる。また、河道長や河床勾配、河道区分の接続関係等については国土数値情報の KS-271 (河川単位流域台帳) および KS-272 (流路位置) を用いて算出した。

以上の準備のもとに計算を行なったところ、反復計算が収束せず、シミュレーションの途中で計算を中止せざるを得なかった。この原因としては、大戸川水系の河床勾配が大きいということが考えられる。本来、dynamic wave モデルは低平な領域を流れる河川に対して適用すべきものであり、大戸川のように山地流域を流れており河床勾配が大きい河川に対して適用するのは適切ではない。しかしながら、前章まで一貫して大戸川流域を対象流域としていることも事実であり、これまでに得られた成果を利用してシミュレーションを行なうことの意義は大きいと考える。以上より、ここでは、本章で構成した河道網系洪水流モデルの動作の確認に主眼をおき、すべての河道区分の河床勾配を実際の値よりもかなり小さい 0.0001 として計算を行なうことにした。粗度係数はすべての河道区分で $0.03\text{ m}^{-1/3}\text{ sec}$ とし、河道への側方流入量は 3.4.2 で求めた斜面域からの流出量を与えた。

4.3.2 計算結果

図 4.4, 4.5 はそれぞれ、1982年8月1日から3日にかけての出水 (ケース 1) に対する計算結果、1990年9月19日から22日にかけての出水 (ケース 2) に対する計算結果である。ともに、大鳥居地点の河川流量である。今回のシミュレーションでは、河床勾配として実際よりもかなり小さい値を用いているため、計算流量と観測流量を比較することにあまり意味はないかもしれないが、参考のためあわせて示している。

4.3.3 考察

図 4.4, 4.5 を見ると両ケースともに合理的な結果が得られており、河道網系洪水流モデルが正常に動作することは確認できた。ただ、今回のシミュレーションでは両ケースとも差分法の計算時間間隔を 2 sec としており、これ以上大きな計算時間間隔を用いると計算が

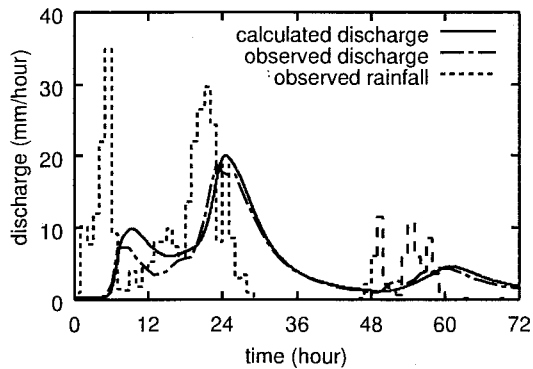


図 4.4 ケース 1 に対する計算結果

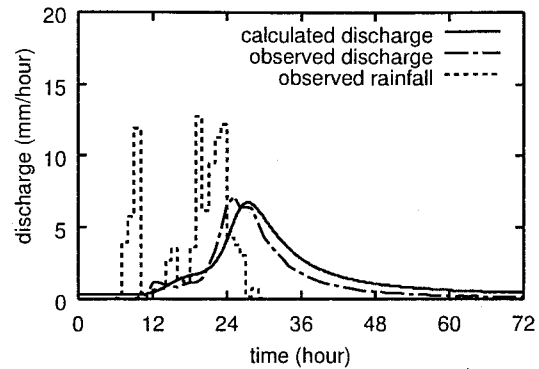


図 4.5 ケース 2 に対する計算結果

不安定になる現象が見られた。今回適用したような山地域では側方からの流入量の時間的变化が大きく、毎計算時刻ごとに状態量が大きく変化する可能性が高い。また、山地域の河川は比較的短い間隔で合流を繰り返す特徴があり、大戸川水系においても上流部を中心にかなりの数の合流点が存在する。合流点では、関係する河道の水深を一致させる必要があるが、集水域面積の違いなどの理由で合流点に流入する流量が河道ごとに大きく異なっていると、水深を一致させることが難しくなる。このような理由から今回のシミュレーションでは計算時間間隔を非常に小さくする必要があったと考えられる。

4.4 まとめ

本章では、対象とする河道網をいくつかの水系に分割した場合に、複数の水系にまたがる洪水流を dynamic wave モデルを用いて追跡計算する方法について検討した。まずはじめに、有限差分法の一つである Preissmann スキームをベースとした dynamic wave モデルの数値解法について説明した。Preissmann スキームをある程度の大きさの河道網に適用すると、未知数の数が多いために連立方程式の次元が大きくなるという問題があるため、各河道区分、各部分水系で連立方程式の次元を小さくしてから対象水系全体の連立方程式をたてる方法を提案した。

この洪水追跡方法を大戸川水系に適用したところ、反復計算が収束せず計算を中止せざるを得なかった。この理由としては、大戸川水系はところによって河床勾配の非常に大きい部分があるということが考えられる。実際、すべての河道区分で河床勾配を 0.0001 とかなり小さい値にしてみたところ、計算を実行することができた。このときの計算結果は観測結果と比較して十分に合理的な結果であると判断でき、本章で構成した河道網系洪水流モデルが正常に動作することは確認できた。ただ、今回のシミュレーションでは差分法の計算時間間隔を 2 sec としており、これ以上大きな計算時間間隔を用いると計算が不安定になる現象が見られた。今回適用したような山地域では、側方流入量の時間的变化が大きいく、河川合流点が多いことなど、数値計算が不安定になりやすい要因が多く存在しており、そのため計算時間間隔を非常に小さくする必要があったと考えられる。

参考文献

- 1) 市川 温・村上 将道・立川 康人・椎葉 充晴：グリッドをベースとした河道網系 dynamic wave モデルの構築, 水工学論文集, 第 42 卷, pp. 139 - 144, 1998.
- 2) 神田 徹・辻 貴之：低平地河川網における洪水流の特性とその制御, 建設工学研究所報告, pp. 105 - 132, 1979.
- 3) Fread, D. L. : Technique for Implicit Dynamic Routing in Rivers with Tributaries, Water Resources Res., Vol. 9, No. 4, pp. 918 - 926, 1973.
- 4) Cunge, J. A., F. M. Holly, Jr and A. Verwey : Practical Aspects of Computational River hydraulics, Pitman Advanced Publishing Program, 1980.

結 語

本編では、まずはじめに、これまでに提案されてきた地形モデルを基盤とした流出系モデルの構造について言及し、それらの多くが雨水流動の素過程を統合的に表現し、さらに対象とする流域を一括してモデル化する構造になっているため、モデルの構成を柔軟に変更するのが難しいことを指摘した。そして、流域流出系のモデル化に対する基本的な理念として、対象とする流域流出系を多種多様な水文素過程ならびに部分流域の組み合わせとしてとらえ、各種水文素過程・部分流域に対するサブモデルを相互に複数接続して流域全体のモデルを構成するという考え方を提示し、数値地形情報を活用したうえで柔軟に流出系モデルを構成することのできる新たな流域流出系モデル化システムを構築した。

第1章では、流域流出系モデルの柔軟な構成を可能とする新たな流域地形表現形式を提案し、その具体的な生成・加工アルゴリズムについて説明した。本章で提案した流域地形表現形式は、基本的にはグリッド型地形モデルに基づく落水線形式の考え方をベースとしたものであるが、各落水線が斜面であるか河道であるか明確に区別されているという特徴がある。

第2章では、第1章で述べた流域地形表現形式を基盤として、山腹斜面域における流れのモデルを構成する方法について述べた。まず最初に、地形データセットに前処理を加えて、各斜面素片の位置・勾配、斜面素片間の接続関係、斜面素片の計算順序を求める方法とその具体的な記録形式を示した。次に、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルとその数値解法を示し、多数の斜面素片によって構成される山腹斜面系からの流出量を計算する方法について説明した。最後に、大戸川流域を対象とした山腹斜面系流出モデルを構成して流出シミュレーションを行ない、観測流量を良好な精度で再現することができたが、計算にかなりの時間を要することも明らかとなった。

第3章では、第1章で提案した流域地形表現形式を拡張することによって、斜面上の雨水が流下し集まる過程だけではなく、発散する過程をも表現できる新しい流域地形表現形式を提案するとともに、この流域地形表現形式を実現するための具体的なアルゴリズムを示した。また、この流域地形表現形式で作成された地形モデル上に流れのモデルを適用するため、一つの格子点から複数の斜面素片が分岐する場合の流量配分率を決定する方法を提示した。最後に、本章で提案した流域地形表現形式を実際の流域に適用して地形モデルを作成し、第1章で述べた流域地形表現形式による地形モデルと比較することで、発散地形がより適切に表現されていることを確認した。さらに、この新しい地形モデル上に流れのモデルを適用して流出計算を行ない、従来の地形モデルを基盤とした流出計算の結果と比較して、観測結果に対する再現精度が向上したことを確認した。

第4章では、対象とする河道網をいくつかの水系に分割した場合に、複数の水系にまたがる河道流れを dynamic wave モデルを用いて追跡計算する方法について検討した。はじめに、Preissmann スキームをベースとした dynamic wave モデルの数値解法について説明した。Preissmann スキームをある程度の大きさの河道網に適用すると、未知量の数が多く連立方程式の次元が大きくなるという問題があるため、各河道区分、各部分水系で立てられる方程式から内部の状態量を消去し、方程式系の次元を小さくしてから対象水系全体の連立方程式をたてる方法を提案した。この方法を大戸川水系に適用したところ、計算が不安定になり、計算を途中で中止せざるを得なかった。大戸川はところによって河床勾配の非常に大きい部分があり、また、側方流入量の時間的変化が大きいこと、河川合流点が多いことなど、数値計算が不安定になりやすい要因が多く存在していた。そこで、すべての河道区分で河床勾配を 0.0001 と小さくし、差分法の計算時間間隔を 2 sec にしてみたところ、計算を実行することができた。この計算結果は観測結果を比較して十分に合理的な結果であると判断でき、本章で構成した洪水追跡手法が正常に動作することを確認した。

第 2 編

流域流出系に対する人為的影響の モデル化に関する研究

緒 言

流域全体の水循環を考えると、人間活動が与える影響を無視することはできない。流域中下流部の低平な地域には住宅地や農地が広がり、上流域には治水・利水・発電を目的としたダムが建設されている。このように、現在の我が国では高度な土地利用が進んでおり、流域最上流部を除いては、人間の手の入っていない地域は非常に少なくなっている。

流域水循環に対する人間活動の影響の重要性はかなり以前から指摘されている。たとえば、都市化による浸透域の減少が流出特性に与える影響や、伐採・植栽による森林域での水収支特性の変化、農地造成に伴う流出特性の変化などについては数多くの研究事例¹⁻⁵⁾があり、現在でも大きな関心を集めるトピックスとなっている⁶⁾。

本編では、我が国の河川流況に大きな影響を与えている水田とダムに着目し、それらにおける水移動過程をモデル化することで、人間が流域水循環に与えている影響を流出シミュレーションに導入することを試みる。

水田については、洪水時の流出特性と長期的な水収支特性の両面から研究が進められてきており、雨水流動過程を模擬するモデルも、一部例外はあるものの^{4,7)}、基本的にはそれぞれ別のモデルとして開発されることが多かった^{8,9)}。本編では、水田における洪水流出モデルと長期水収支モデルの長所を組み合わせることによって、耕作者による取排水などの水管理操作を雨水流動の一過程として組み込み、かつ洪水時における流出・氾濫過程をも連続的に計算する新たなモデルを構成する¹⁰⁾。

本編で取り上げるもう一方の要素であるダムについては、人為的に操作することで洪水災害の軽減などに効果をあげている半面、人の手が介在することから、その功罪をめぐって様々な議論がおり、対立が生じているケースもまま見られる。しかしながら、そのダムによる治水効果や渇水安全度の改善、河川環境への影響などを予測・評価する手法が十分に整備されていないため、議論の根拠となるものがなく、当事者の議論の前提が異なるとまま議論が続いている面も見られる。こうした状況を打開し、建設的な議論を展開していくためには、ダムの影響を考慮に入れた流域流出系シミュレーションを行なうことで科学的に河川環境を評価・予測する手法を構成し、すべての当事者がその手法による結果を前提としてふまえることが必要となってくるであろう。本編では、その第一歩として、ダムの放流操作を再現するモデルを作成し、人間の手による流況制御のモデル化に関して基礎的な検討を行なう¹¹⁾。

参考文献

- 1) 角屋 睦・岡 太郎：市街地域の雨水流出特性, 京都大学防災研究所年報, 第 14 号 B, pp.

- 143 - 155, 1971.
- 2) 岡 太郎・角屋 睦・野口 美具：宅地域の雨水浸透と流出特性, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp. 227 - 238, 1980.
 - 3) 福 嶋 義宏：花崗岩山地における山腹植栽の流出に与える影響, 水利科学, 177, pp. 17 - 34, 1987.
 - 4) 田中丸 治哉・角屋 睦：農地造成流域の流出および水収支特性 - 農地造成が流域水循環に与える影響 (I) -, 農土論集, 170, pp. 91 - 97, 1994.
 - 5) 田中丸 治哉・角屋 睦：長短期流出両用モデルによる農地造成流域の流域特性の吟味 - 農地造成が流域水循環に与える影響 (II) -, 農土論集, 170, pp. 99 - 105, 1994.
 - 6) 水文・水資源学会：森林と水田の国土保全機能に関する評価研究 平成 6 年度報告書, 1995.
 - 7) 角屋 睦・永井 明博：長短期流出両用モデルの開発改良研究, 農土論集, 136, pp. 31 - 38, 1988.
 - 8) 渡辺 紹裕ほか：水文水利総合モデルによる流域水環境の評価に関する研究, 平成 4 年度科学研究費補助金 (一般研究 C) 研究成果報告書, 1993.
 - 9) 早瀬 吉雄・角屋 睦：低平地タンクモデルとその基礎的特性 - 低平地タンクモデルによる流出解析法 (1) -, 農土論集, 165, 1993.
 - 10) 市川 温・佐藤 康弘・立川 康人・椎葉 充晴：長短期流出計算統合型水田モデルの構築と構造的モデル化法によるその要素モデル化, 水文・水資源学会誌, Vol. 10, No. 6, pp. 557 - 570, 1997.
 - 11) 市川 温・平野 一志・椎葉 充晴・宝 馨・立川 康人：構造的モデル化法によるダム要素モデルの構築, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集 第 2 部, pp. 592 - 593, 1999.

第1章 水田耕作に伴う水管理と洪水時における 水田－河道網系の相互作用のモデル化

1.1 はじめに

日本をはじめとして中国、タイなどの東アジアの国々では稲作が農業の中心となっており、河川流域にはかなりの割合で水田がひろがっている。水田は、かんがい・排水などにより、水位や水量が人為的に管理され、また、その場の構造上、卓越した貯留効果を持つなど、自然流域とはかなり異なった流出特性を持つ。こうした水田独特の水移動過程を水文モデルに反映させることが、河川流域での水文現象を正しく評価・分析する上で重要である。

これまで、農業水文学者を中心に提案されてきた水田流出モデルは、長期的な流出計算を対象とするものと、洪水流出を対象とするものの二つに大きく分類される。前者の代表的なものとして複合タンクモデル¹⁾が、後者の代表的なものとして低平地タンクモデル²⁾がそれぞれ挙げられる。

複合タンクモデルは、土地利用状況に応じて複数のタンクモデルを組み合わせたもので、耕作者による取水や水田からの還元水の評価でき、水田での水管理を反映したモデルである。計算は日単位で行われ、基本的には通年の計算を念頭においているため、洪水氾濫時の畦畔越流を簡略化して取り扱っている。

低平地タンクモデルは、低平地の河川や水田における洪水流出を対象としたモデルである。河道や水田を貯水池とみなし、河道と水田の間の流量は両者の水位から堰の公式で計算される。そのため、水田から河道への流出のみならず、氾濫時の河道から水田への流入をも模擬できるという利点を有している。しかし、洪水流出計算を対象としているため、取水等の水管理状況はモデルに組み込まれていない。

複合タンクモデルは、水田の場の構造と、取水という人為的なプロセスをモデル内部に組み込んでおり、低平地タンクモデルは、洪水時における水田－河道網系の水の動きを物理的根拠に基づいて表現している。両者ともに、現象や場の物理的構造を実際に近い形で表現しているのだから、これらを結合することによって、水田耕作に伴う水管理と河道網系との相互作用を考慮した新しい水田流出モデルを構築できるのではないだろうか。

以上の考えに基づき、ここでは、複合タンクモデルと低平地タンクモデルの長所を組み合わせた新しい水田流出モデルを提案する³⁾。以下、1.2ではこれまで提案されてきた水田流出モデルについて述べ、1.3では、水田耕作に伴う水管理と河道網系との相互作用を考慮した新たな水田モデルの構成について述べる。1.4では、1.3で構成した水田流出モデルを実流域に適用し、その結果について考察する。最後に1.5で本研究の成果をまとめる。

1.2 既存の水田流出モデル

1.2.1 概要

これまで農業水文学の研究者を中心として、様々な水田モデルが提案されてきた。たとえば、渡辺ら¹⁾が提案した複合タンクモデルは、水田での水管理操作を表現するため、水田の落水口からの流出に対応した側方流出孔の高さを利水状況にあわせて変化させるという特徴を持っている。増本・足立⁴⁾は、中山間水田における耕作水田と放棄水田の流出形態の特徴や違いを加味したタンクモデルを開発した。亀裂による浸透の効果をモデル化し、さらに中山間水田地域に卓越した畦畔法面からの流出を計算するためのタンクを水田タンクとは別に設けたことが特徴である。このモデルも、複合タンクモデルにおける水田タンクモデルと同様に、地表面上の側方流出孔の高さを水管理の状況にあわせて変化させている。これらの水田モデルは水田の取排水過程をモデルに取り込んでいる点で共通している。

一方、早瀬・角屋²⁾の低平地タンクモデル、鈴木・西畑⁵⁾の水田モデルは、洪水時の水田－河道網間の水の動きに主眼をおいたものとなっている。低平地タンクモデルは、河道や水田を貯水池とみなし、河道と水田間の流量は堰の公式を使って計算する。鈴木・西畑のモデルは、水田を主体とする低平地の流出解析を行なうためのもので、対象とする領域を、田面、幹線水路網、小排水路網、幹線水路の支水路、幹線水路の下流域に分類し、各部分領域をそれぞれ一つのタンクと考えてモデル化したものである。各タンク間の流量は、低平地タンクモデル同様、堰の公式によって計算される。

上記のように既存の水田モデルは、側方流出孔の高さを水管理の状況にあわせて変動させることで、取排水過程を組み込んだタンクモデルと、水田・河道をそれぞれタンクと考え、水田－河道網間の流量を堰の公式などを用いて計算するモデルの二つのタイプに集約される。前者の代表として複合タンクモデルを、後者の代表として低平地タンクモデルをとりあげ、それぞれについて以下で詳細に説明する。

1.2.2 複合タンクモデル

複合タンクモデルは、農業用水の合理的利用のため、反復利用状況を把握したり、農業用水と流域の水収支の関係を把握するといったことを目的として開発された。複合タンクモデルは、土地利用別に山地・水田・畑等のタンクを作成し、これらを相互に複数接続して流域全体を表現している。このうち、水田域のタンクモデルは、畦畔、落水口、浸透量などの物理条件を考慮しており、また季節によって異なる取排水状況を表現できるなど、優れた特徴を持っている。

水田域のタンクモデルは、図 1.1 のように直列二段のタンクモデルとなっており、上段タンクには二つの側方流出孔と一つの浸透孔、下段タンクには一つの側方流出孔がある。上段タンクの下部側方流出孔からの流出は、水田の落水口からの流出に対応している。この流出孔の高さ (H_a) は、水田での平均的な湛水深（維持湛水深とよぶ）に一致しており、取水者は、この維持湛水深を満たすように取水すると考えることで水田における水管理状況をモデルに組み込んでいる。また、維持湛水深を実際の農作業に対応して季節的に変動させることで、水管理のモデル化をより現実的に即したものとしている。水田の湛水深は、

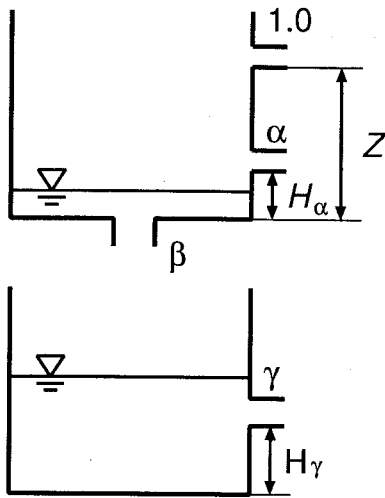


図 1.1 水田域のタンクモデル

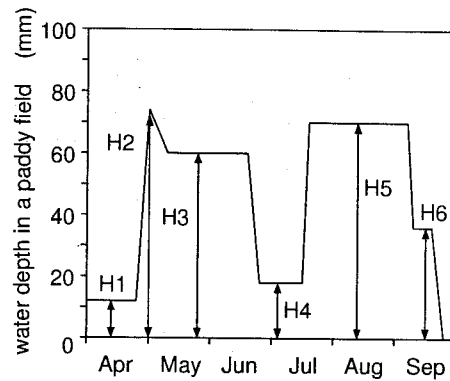


図 1.2 維持湛水深の季節変動パターン

減水深（蒸発散量と浸透量の和）と密接に関連するため、維持湛水深の季節変動パターン（図 1.2）は、浸透係数 β とあわせて決める必要がある。以下に、一例として、渡辺ら¹⁾ が野洲川流域を対象として維持湛水深の季節変動パターンを決定した手順を示す。

1. 灌漑期を次の 7 期間に分割する。

苗代期	4/1 ~ 4/24	生育後期 1	7/21 ~ 9/5
代かき・田植え期	4/25 ~ 5/2	生育後期 2	9/6 ~ 9/15
生育前期	5/3 ~ 6/20	落水期	9/16 ~ 9/25
中干期	6/21 ~ 7/20		

2. 減衰深の実測値から水田を 8 タイプに分類する。生育前期の維持湛水深を全タイプ一律に 60 mm ($H_3 = 60$ mm) とし、この時期の水田の浸透量実測値に上段タンクからの浸透量が等しくなるように、浸透係数 β を決定する ($\beta = P_1/H_3$, P_1 : 生育前期の実測浸透量)。

3. 苗代期の維持湛水深 H_1 は、浸透量が 2 mm/day となるように逆算する。

4. 生育後期 1 の維持湛水深 H_5 は、生育後期の実測の日浸透量データとタンクからの浸透量が一致するように、2 で決定した浸透係数 β から逆算する ($H_5 = P_2/\beta$, P_2 : 生育後期の実測浸透量)。

5. この他の期間の維持湛水深 H_2, H_4, H_6 は、 H_3 と H_5 を用いて決定する。

このようにして定められた維持湛水深パターンに従って上段タンク下部側方流出孔の高さを変動させる。

上段タンクの上部側方流出孔からの流出は、畦畔越流を表現しており、この流出孔の高さ (Z) は畦畔の高さに一致している。また、畦畔より越流する水は通常 24 時間で流出す

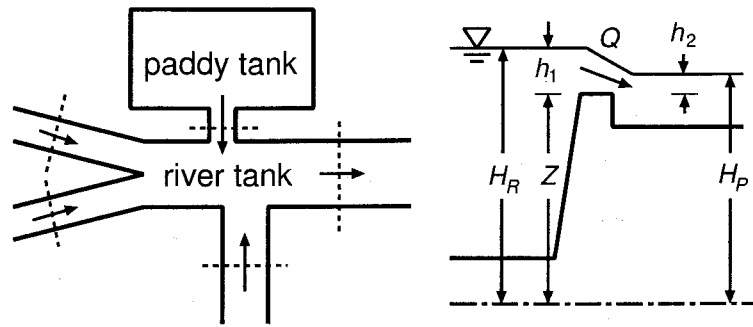


図 1.3 低平地タンクモデル

ると考え、流出係数は 1.0 としている。下段タンクからの流出は地下水流出を表し、土壌水分や浸透性を考慮して流出孔の高さ、流出係数を定める。

このように、複合タンクモデルの水田タンクモデルは、水田の物理的構造と季節ごとの利水状況をかなり忠実に表現している。しかし、長期間の計算を対象とし、計算は日単位で行われるため、洪水時の流出過程が簡略化して取り扱われている。

1.2.3 低平地タンクモデル

水田を主体とする低平地域の短期洪水流出解析法として、不定流の基礎式に基づく水理学的手法があるが、計算が煩雑になるという欠点がある。そこで、低平地の流出現象にみられる非定常性が小さいことに着目し、運動式よりもむしろ雨水の流出入についての連続条件に重点をおくことで計算を簡略化した準水理学的な流出解析法が考案された。低平地タンクモデル²⁾もそのひとつである。

低平地タンクモデルは、河道や水田を貯水池とみなし、それぞれを河道タンク、水田タンクとよぶ。河道タンク、水田タンクはいわゆるタンクモデルとは異なり、河道タンク間の流量は水面勾配と河床勾配の関係から等流または不等流の式で計算される。また、水田タンクは河道タンクと越流堰によって結ばれているものとし、水田タンクと河道タンク間の流量は、両者の水位から以下の堰の公式で計算される（図 1.3）。

$$Q = C_1 B h_1^{3/2} \frac{H_P - H_R}{|H_P - H_R|} \quad (h_2/h_1 < 2/3; \text{完全越流}) \quad (1.1)$$

$$Q = C_2 B h_2 \frac{H_P - H_R}{\sqrt{|H_P - H_R|}} \quad (h_2/h_1 \geq 2/3; \text{潜り越流}) \quad (1.2)$$

ここに、 B ：堰幅、 H_R ：接続する河道タンク水位、 C_1, C_2 ：流量係数で、m-sec 単位では $C_1 = 1.5495, C_2 = 4.0258$ である。この越流係数により、 $h_2/h_1 = 2/3$ のときの完全越流と潜り越流の堰の公式の連続性が保たれている。また h_1, h_2 は、 Z は堰高とすると

$$h_1 = H_H - Z, H_H = \max(H_P, H_R) \quad (1.3)$$

$$h_2 = H_L - Z, H_L = \min(H_P, H_R) \quad (1.4)$$

である。

以上のように、低平地タンクモデルは洪水時の水田－河道網間の流出入をモデルに組み込んでいるが、基本的に洪水流出計算を対象としているため、水田耕作に伴う水管理状況はモデルに反映されていない。

1.3 水田耕作に伴う水管理と河道網系との相互作用を考慮した新たな水田モデルの構築

1.3.1 基本的な考え方

1.2 でみたように、複合タンクモデルの水田域のモデルは、水田の場の構造と、取水という人為的なプロセスをモデル内部に組み込んでおり、低平地タンクモデルは、洪水時における水田－河道網系の水の動きを物理的根拠に基づいて表現している。両モデルはともに、水田での水理現象や場の物理的構造を実際に近い形で表現しているのだから、両者を結合することによって、長期間にわたる一連の計算のなかで、水田耕作に伴う水管理と洪水時における水田－河道網系の相互作用をともにシミュレートできる新しい水田モデルを構築できるのではないだろうか。

具体的には、複合タンクモデルの水田域のモデルを基本的なモデルの構造として採用し、場の構造、落水口からの流出、田面からの浸透、地下水流出、取水過程については、複合タンクモデルと同様に取り扱う。畦畔越流については、低平地タンクモデルの考え方を採用し、河道と水田の水位の関係から堰の公式を使って計算する。以上をまとめると、新しい水田流出モデルの構造は図 1.4 のようになる。

r を降雨量、 E_{PU} を上段タンクからの蒸発散量、 E_{PL} を下段タンクからの蒸発散量、 h_{PU} を上段タンクの水深、 h_{PL} を下段タンクの水深、 α, β, γ をそれぞれ上段タンクの流出孔の流出係数、上段タンクの浸透孔の浸透係数、下段タンクの流出孔の流出係数、 H_α, H_γ をそれぞれ上・下段タンクの側方流出孔の高さとする、上段タンクの基礎式は、

$$\frac{dh_{PU}}{dt} = r - E_{PU} - \alpha \max(h_{PU} - H_\alpha, 0) - \beta h_{PU} - q + i \quad (1.5)$$

下段タンクの基礎式は、

$$\frac{dh_{PL}}{dt} = \beta h_{PU} - \gamma \max(h_{PL} - H_\gamma, 0) - E_{PL} \quad (1.6)$$

となる。 H_α は複合タンクモデルと同様に、維持湛水深の変化パターンに合わせて上下させる。これによって農作業による水管理をモデル化している。また、(1.5) 式の q は洪水時における畦畔越流による流出入分で、

$$q = \frac{Q}{A} \quad Q: \text{越流量}, A: \text{水田の面積} \quad (1.7)$$

となる。越流量 Q は水田の水位と隣接する河道の水位から (1.1), (1.2) 式を用いて計算する。 $Q > 0$ の場合、水田から河道へ越流が生じていることを意味する。この項によって、洪水時における水田－河道網系の相互作用を考慮している。越流量の計算方法については 1.3.2 で詳しく述べる。

(1.5) 式の i は溪流、溜池、河道からの取水分で、

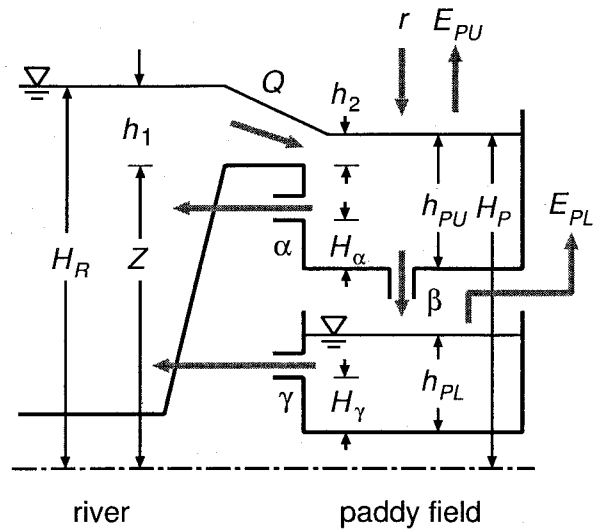


図 1.4 新たな水田モデルの構造

$$i = \frac{I}{A} \quad I: \text{溜池などからの取水量の総和} \quad (1.8)$$

となる。取水過程のモデル化については 1.3.3 で詳しく述べる。

1.3.2 越流量の計算

すでに述べたように、洪水時における水田と河道の間の越流量は、(1.1), (1.2) 式を用いて計算する。これらの式から明らかなように、越流量は水田の水位と河道の水位の両方に依存する。したがって、越流時には水田水位と河道水位を未知量とする連立方程式を解く必要があるのだが、ここで提案している水田のモデルはあくまで水田における雨水流動を表現したものであり、河道における洪水流の計算は別のモデルで行なうため、未知量が複数のモデルにまたがっていることになる。そこで、両モデルの水位、越流量の矛盾がなくなるまで計算を反復することにする。その手順を以下にまとめる。

1. 河道モデル、水田モデルともに、時刻 t での状態量は既知であるとする。
2. 時刻 $t + \Delta t$ での河道水位 H_R , 水田水位 H_P , 越流量 Q を仮定する。
3. 水田モデルは Q を使って水田水位 H_P^* を計算し、 H_P^* , H_R から越流量 Q^* を計算する。
4. 河道モデルは Q^* と Q から越流量の新たな推定値 Q^{**} を計算する ($Q^{**} = \alpha Q^* + (1 - \alpha)Q$: α は重み係数で 0.5 ~ 0.8)。
5. 河道モデルは Q^{**} を使って河道水位の新たな推定値 H_R^* を計算する。
6. H_R と H_R^* の差および H_P と H_P^* の差が十分小さければ計算時刻を更新して 1 に戻る。
7. 差が大きければ $H_R = H_R^*$, $H_P = H_P^*$, $Q = Q^{**}$ として 3 に戻る。

1.3.3 取水過程のモデル化

水田では、稲の生育状況にあわせて必要な湛水深を維持するよう取水が行われる。取水源となるのは、山地域から流れ出た小河川、灌漑用の溜池、河道に設けられた取水施設からの灌漑用水などである。本研究では水田への取水過程を以下のようにモデル化した。

まず、山地域からの流出量を計算し、水田モデルの入力として与える。水田モデルは入力された流量から、その時点の維持湛水深を満たすように取水する。維持湛水深を満たした後の余剰水は溜池のモデルに出力する。

溜池のモデルは、水田モデルで使わなかった余剰水を貯める機能と、水田モデルからの取水要求に応じて送水する機能を併せ持っている。水田モデルから余剰水が送られてきた場合は、その溜池の貯水容量までは貯水するが、それを越えた分は河道のモデルに出力する。逆に、水田モデルから取水要求があった場合は貯水量があるかぎり送水し、なくなれば送水をやめる。

河道のモデルは、河道流を kinematic wave 式でモデル化し、これを差分法⁶⁾で追跡計算する。河道に取水施設が設置されているところでは、水田からの取水要求に応じてその地点から水田に河川流量が側方流出するとした。河道からの取水は河川流量の全量を取水可能とした。一方、洪水時には 1.3.2 で述べた方法を用いて水田 - 河道間の越流量を計算する。

なお水田モデルは、山地域から流れ出た小河川、溜池、河道に設置された取水施設、の順で取水するとした。すなわち、小河川からの取水で足りなければ溜池から取水し、それでも足りない場合には、河道に設置された取水施設から取水することにした。

1.4 適用および考察

はじめに、1.3 で構築した水田モデルを仮想的な流域に適用し、その動作を検証する。つぎに、本モデルを三重県上野市付近の木津川・服部川・柘植川流域に適用し、流出シミュレーションを行なう。この流域は後述する通り水田の占める面積が大きいだけでなく、上野遊水地があり、洪水時には河道からの越流が起こりやすい。したがって、今回作成した水田モデルの適用性を確認するのに適した流域といえる。

1.4.1 モデルの動作の検証

1.3 で構築した水田モデルの動作を検証するため、図 1.5 に示す仮想的な流域にモデルを適用する。test 1 は、一つの河道に一つの水田が接続しているケース、test 2 は、一つの河道に二つの水田が接続しているケース、test 3 は、一つの河道に一つの水田が接続しているが、二区間で堤防越流が生じ、かつ河道からの取水も行なうというケースである。それぞれのケースにおける主なパラメタの値を表 1.1 に示す。いずれのケースも、河道上端から洪水波を与え、堤防の低い区間から水田へ越流する状況を想定している。

図 1.6, 1.8, 1.10 はそれぞれ test 1, 2, 3 において、河道上端で与えた流量、河道下端からの流出量、ならびに水田への越流量の時間的変化を示したものである。また、図 1.7, 1.9,

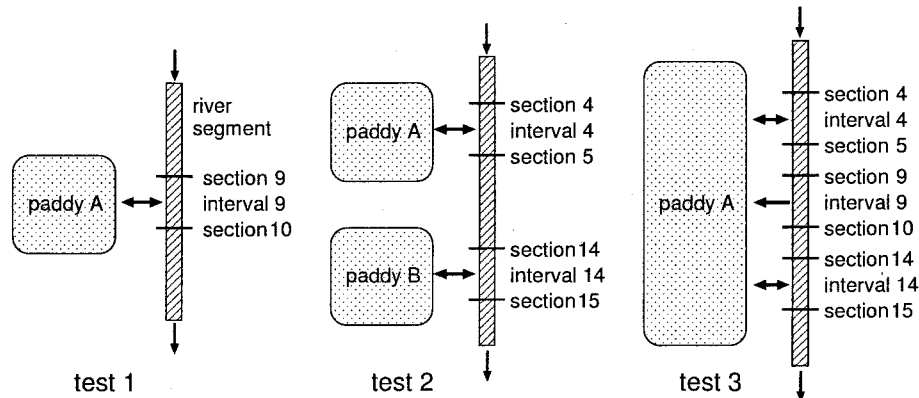


図 1.5 仮想流域の概要

表 1.1 水田と河道の主なパラメタの値

	test 1	test 2	test 3
河道長 [m]	20000.0		
河床勾配 [-]	0.0001		
上流端の河床高 [m]	2.0		
河道幅 [m]	100.0		
Manningの粗度係数 [$m^{-1/3} \cdot sec$]	0.01		
上段タンク側方流出孔の流出係数 α [1/hour]	0.00720		
上段タンク浸透孔の浸透係数 β [1/hour]	0.00216		
下段タンク側方流出孔の流出係数 γ [1/hour]	0.20520		
上段タンク側方流出孔の高さ H_α [m]	0.0	0.0	0.1
下段タンク側方流出孔の高さ H_γ [m]	0.0		
水田 A の面積 [km^2]	1.0	1.0	1.0
水田 A の標高 [m]	1.0	2.0	0
水田 B の面積 [km^2]	—	1.0	—
水田 B の標高 [m]	—	1.0	—
越流・取水区間の長さ [m]	1000.0		
区間 4 の上流端からの位置 [m]	—	4000.0	4000.0
区間 4 の堤高 [m]	—	2.5	2.5
区間 9 の上流端からの位置 [m]	9000.0	—	9000.0
区間 9 の堤高 [m]	2.0	—	2.0
区間 14 の上流端からの位置 [m]	—	14000.0	14000.0
区間 14 の堤高 [m]	—	1.5	1.5
取水区間の上流端からの位置 [m]	—	—	9000.0

1.11 は、越流が生じる区間の直前・直後の河川水位および水田の水位の時間的変化を示したものである。

まず test 1 について検討する。このケースでは、河道の一区間（区間 9）だけ堤防が低くなっており、ここから洪水波が水田に越流することを想定している。図 1.6 を見ると、55000 sec 付近で河道から水田への越流が始まっていることがわかる。図 1.7 を見ると、

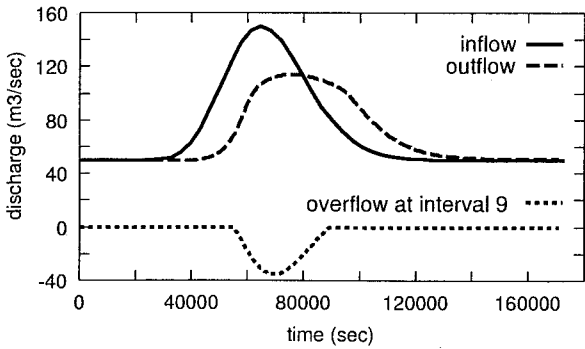


図 1.6 test 1 における河道上端への流入量、河道下端からの流出量、水田への越流量の時間的変化

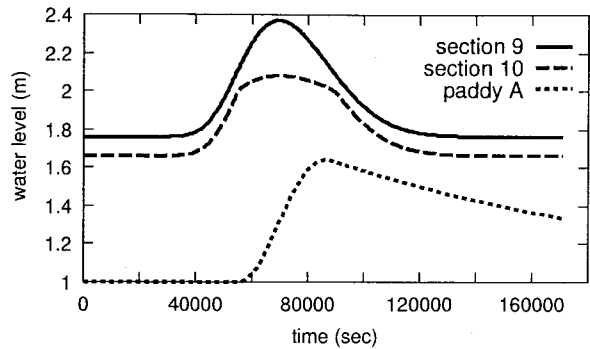


図 1.7 test 1 における越流区間直前・直後の河道水位および水田水位の時間的変化

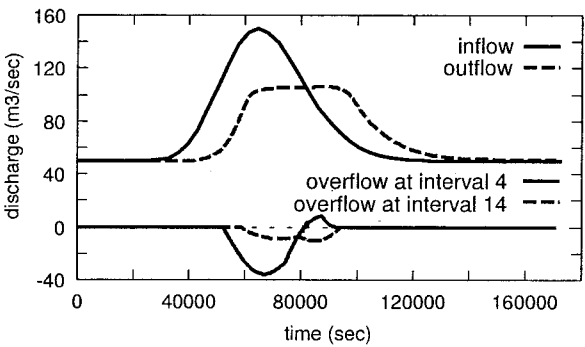


図 1.8 test 2 における河道上端への流入量、河道下端からの流出量、水田への越流量の時間的変化

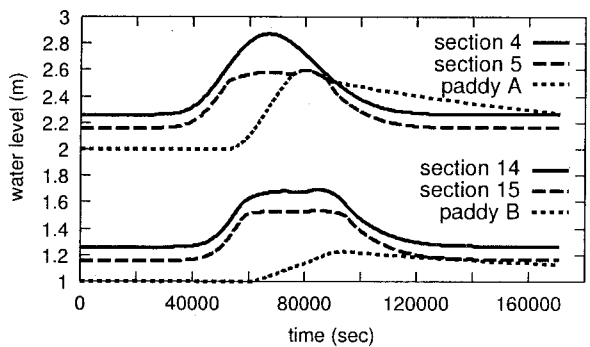


図 1.9 test 2 における越流区間直前・直後の河道水位および水田水位の時間的変化

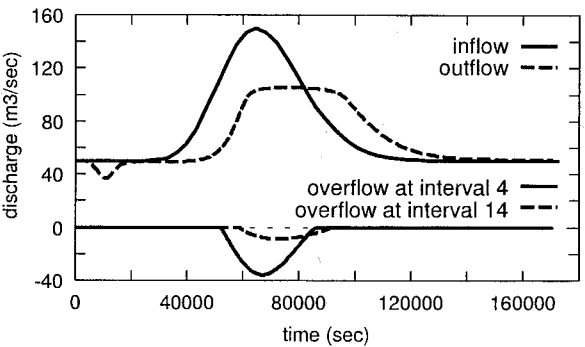


図 1.10 test 3 における河道上端への流入量、河道下端からの流出量、水田への越流量の時間的変化

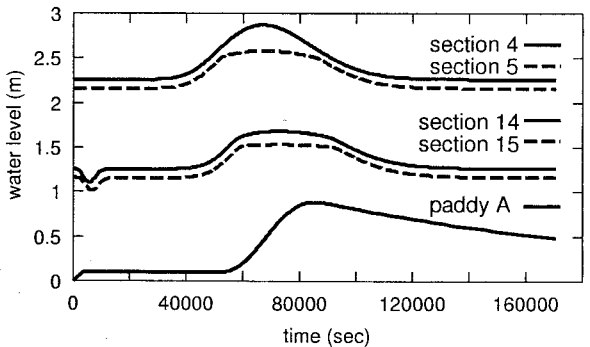


図 1.11 test 3 における越流区間直前・直後の河道水位および水田水位の時間的変化

55000 sec 付近で区間 9 の河道水位が堤高 2.0 m を越え、水田の水深が上昇し始めている。河道の水位と水田の水位にかなりの差があるため、河道から水田への完全越流になっている。

る。ピーク時で $40 \text{ m}^3/\text{sec}$ ほど越流しており、河道下端からの流出量も河道上端で与えた流量に比べて同程度減少していることがわかる。

次に、一つの河道モデルに二つの水田モデルが接続していて二箇所（区間 4, 区間 14）で越流が起こり得る test 2 の結果について検討する。図 1.9 を見ると、50000 sec 付近で区間 4 の河川水位が堤高 2.5 m を越え、水田 A への越流が始まっている。この時点では河道水位と水田水位に大きな差があるため、完全越流となっている。その後、水田の水位が区間 4 の堤高を越えたあたり（76000 sec）で潜り越流に移行するが、まだ河川の水位が高いので水田へ流入する。しかし、完全越流から潜り越流に変化したことにより水田への流入量が減少し、河道における流下方向の流量が増加する。それによって河川の水位が上昇し始め、それにともなって水田の水位も上昇している（76000～81000 sec）。そして水田の水位が河川の水位を上回ると水田から河川への逆越流が起こる。図 1.8 を見ると、81000 sec あたりから区間 4 での越流量が負（河道→水田）から正（水田→河道）に転じている。図 1.9 では水田水位と河道水位の差は分かりにくいだが、数値データでみると 81000 sec 付近で水田の水位が河道の水位を上回っている。また B の水田では河道と水田の水位差が大きいため、完全越流が生じている。

最後に、test 3 の結果について検討する。このケースでは、二区間（区間 4, 区間 14）で越流が生じ、かつ河道からの取水も行なうことを想定している。図 1.11 をみると、計算開始時点では水田の水位は 0.0 m であったのに、計算開始直後から水位が上昇し始め、しばらく経つと上段タンク側方流出孔の高さ H_a と同じ 0.1 m に達し、それが 55000 sec 付近まで維持されている。これは水田が河道から取水することによって、必要な湛水深を維持していることを示している。また、55000 sec 付近では、区間 4, 区間 14 で河道水位が堤防高を上回ったことで河道から水田への完全越流が始まり、水田の水位が急激に上昇している。

以上のように、本研究で構築した水田モデルは正常に動作していることが明らかとなった。以下では、本モデルを実際の流域に適用して流出シミュレーションを行なう。

1.4.2 実流域への適用

a) 対象流域の概況

対象流域は三重県上野市近辺の木津川上流域である。木津川上流域は伊賀上野盆地に位置しており、布引山脈に源を発する木津川と、鈴鹿、布引山脈に源を発する柘植川、服部川の三川が三重県上野市岩倉で合流している。上野盆地は降水量が全国平均をやや下回る雨の少ない気候のため、古来より農業灌漑用の溜池が数多くつくられ、豊かな水田が現出している。

しかし紀伊山地の影響を受け降水量の多くが台風期に集中することと、三川合流地点が通称岩倉峡と呼ばれている狭窄部となっていることから、上流から流出してきた洪水がせき上げられ、しばしば付近の水田や上野市街地に氾濫して大きな被害を出している。そこで建設省では、洪水時に湛水しやすい河道周辺の水田を中心に約 250 ha の区域を計画的な遊水地として整備し、大出水時に一時的に洪水を貯留することで流量調節を行なう計画を進めている⁷⁾。この計画では、岩倉地点上流に四つの遊水地を設け、各遊水地に一箇所ずつ越流堤を設置して、洪水時には河川から遊水地に自然越流させることで流量調節を行な

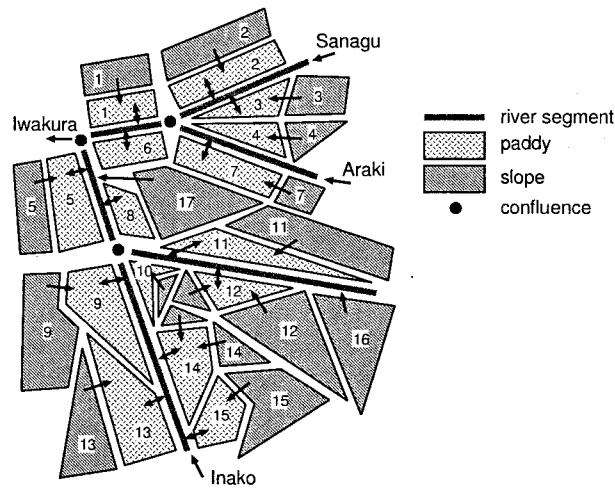


図 1.12 流域全体のモデル構成

う。遊水地に貯留した水は、河川水位が低下したあと、各遊水地に設けた排水門から自然排水させる。

ここでは、1.3 で構築した水田モデルを上述の遊水地および河道周辺部の水田に適用し、台風がもたらした大雨によって遊水地が湛水した 1990 年を対象として流出シミュレーションを行う。図 1.12 は流域全体のモデルの構成図を示したものであり、また表 1.2 は、流域を構成する水田、斜面、溜池の面積と河川からの取水施設の有無を示したものである。対象とする領域の面積は 106.64 km^2 である。表 1.2 中の番号は図 1.12 中の番号と対応している。流出シミュレーションでは、伊那古（いなこ）、荒木（あらかき）、佐那具（さなぐ）の各地点の河川流量を上流端境界条件として与え、三川合流後の岩倉（いわくら）地点での河川流量を再現することを試みる。

b) 用いた水文データ

まず、上流端境界条件である伊那古、荒木、佐那具の各地点での河川流量であるが、伊那古地点については入手した観測値をそのまま用いた。荒木地点については、岩倉地点での観測値や文献⁸⁾に記された 1990 年 9 月の洪水時における荒木地点でのピーク流量と比較するとかなり過大となっており、やや信頼性に欠けるため、若干の修正を施した。具体的には、文献⁸⁾に記された荒木地点での流量を参考にして、毎時流量を 0.75 倍に引き下げた。また、佐那具地点については、対象とする 1990 年の河川流量を入手することができなかったため、近くの荒木の観測値をもとに流量データを推定した。以上三地点の河川流量をそれぞれ図 1.13, 1.14, 1.15 に示す。

降水データは AMeDAS 上野観測所で得られたものを用いた（図 1.16）。また、蒸発散量は、立川⁹⁾が島ヶ原流域を対象に、AMeDAS による気温、日照時間、風速、および蒸気圧の観測値をもとに、熱収支法を用いて推定した値を用いた（図 1.17）。

表 1.2 水田, 斜面, 溜池の面積 (km²) と取水施設の有無

番号	水田	斜面	溜池	取水施設
1	4.684	4.527	0.105	無
2	2.766	2.875	0.027	無
3	3.417	1.954	0.070	有
4	2.896	0.741	0.011	有
5	2.746	2.546	0.038	有
6	1.798	0.000	0.000	有
7	3.001	1.651	0.013	有
8	0.677	0.000	0.000	有
9	3.260	9.619	0.088	有
10	0.833	0.456	0.005	有
11	3.273	6.761	0.146	無
12	1.605	5.229	0.086	無
13	5.047	9.105	0.221	有
14	1.959	1.883	0.026	有
15	1.855	2.692	0.090	有
16	0.000	8.093	0.000	無
17	0.000	5.590	0.000	無

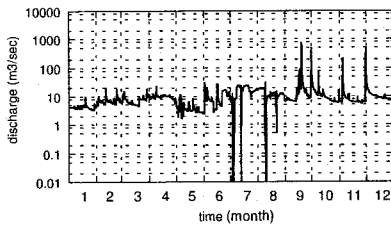


図 1.13 伊那古地点での河川流量

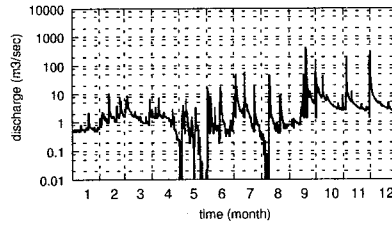


図 1.14 荒木地点での河川流量 (修正値)

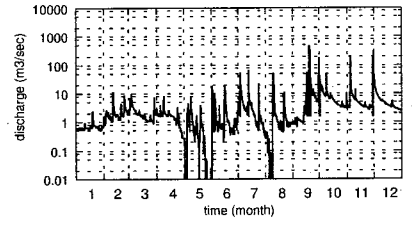


図 1.15 佐那具地点での河川流量 (推定値)

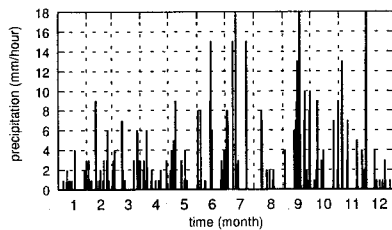


図 1.16 上野での降水量

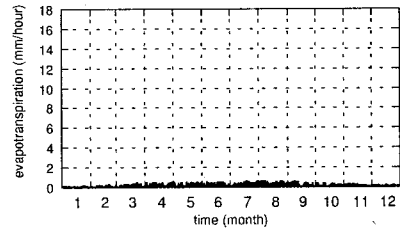


図 1.17 上野での蒸発散量

c) 用いたパラメタ値

水田モデルに与えた主なパラメタの値を表 1.3 に示す。パラメタの値は全ての水田モデルで一定とした。各水田の標高としては、洪水時に湛水することが予想される地点の標高値を用いた。

表 1.3 水田モデルのパラメタの値

上段タンク側方流出孔の流出係数 α	[1/hour]	0.00720
上段タンク浸透孔の浸透係数 β	[1/hour]	0.00216
下段タンク側方流出孔の流出係数 γ	[1/hour]	0.20520
上段側方流出孔の高さ H_α [mm]	非灌漑期 (1/1 ~ 3/31, 9/26 ~ 12/31)	0
	生育前期 (4/1 ~ 4/24)	12
	代かき・田植期 (4/25 ~ 5/2)	70
	生育前期 (5/3 ~ 6/20)	60
	中干期 (6/21 ~ 7/20)	15
	生育後期 (7/21 ~ 9/15)	70
	落水期 (9/16 ~ 9/25)	35
下段側方流出孔の高さ H_γ [mm]	年間通じて	50

d) 適用結果および考察

岩倉地点での観測流量を図 1.18 に示し、同地点での計算流量を図 1.19 に示す。なお、計算期間は 1990 年の 1 年間である。

また、台風 19 号による洪水のため上野遊水地への越流が起こった 9 月の観測結果と計算結果を図 1.18, 1.19 から取り出して図 1.20 に示す。図 1.18, 1.19 は低水時の流量変動を見やすくするため、縦軸（流量）を常用対数で表示している。

図 1.18 と図 1.19 を比較すると、計算結果の方が流量ピークの数が多く、4 月から 8 月の灌漑期では全般的に流量を大きめに評価する結果となった。

4 月下旬は代かき・田植期の始まりにあたり、水田の漏水を防止したり田植えを容易にする代かき作業を行なうため大量の水が必要となり、河川等からの取水が行われる。図 1.18 を見ると、4 月下旬に河川流量を大きく減少しており、農作業に伴う取水が行なわれたことがうかがえる。図 1.19 に示す計算結果においてもこの傾向は再現されている。

6 月下旬から梅雨に入り降水量が多くなることと、中干し期に入り維持湛水深が小さくなることから河川流量は増加する。図 1.19 を見ると、流量が増加するという傾向は再現されているが、観測流量に比べて過剰に増加している。本モデルでは、1.3.3 で述べたように、取水源を山地域から流れ出た小河川、溜池、河川の順で取水を行なうことにしており、おそらく山地域からの流出量だけで水田の維持湛水深が満たされ、河川からの取水が行われなかったために計算流量が過大になってしまったものと思われる。

7 月中旬は稲の生育後期にあたり、維持湛水深の値が大きくなることと降水量が少ないことから、河川からの取水が行なわれ、河川流量は減少している。図 1.19 でも流量は減少しているが、ここでも計算流量が観測流量を上回っている。モデルでは、小河川、溜池からの取水では足りなかった分だけを河川から取水するのに対し、現実にはある程度余裕を

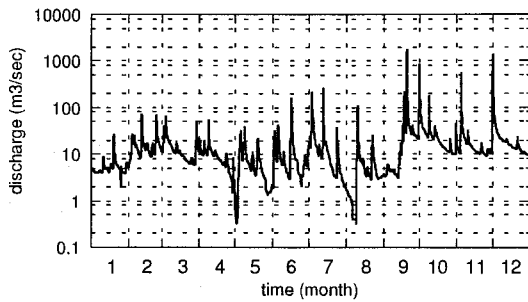


図 1.18 岩倉での観測流量 (1年間)

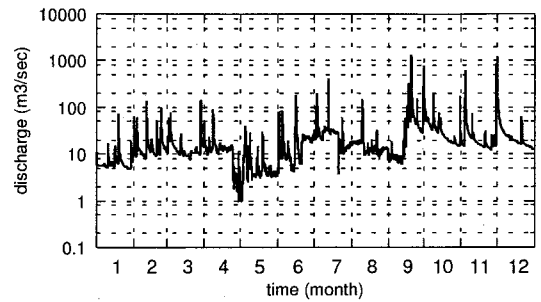


図 1.19 岩倉での計算流量 (1年間)

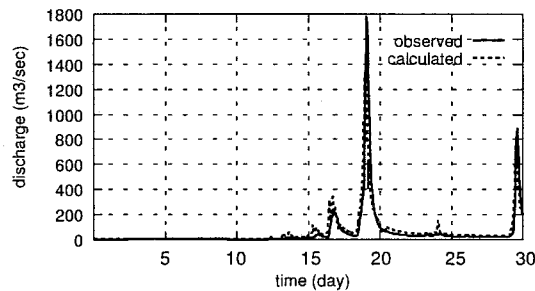


図 1.20 岩倉での観測流量および計算流量 (9月分)

持って取水すると思われる。そのため、モデルにおける取水量が現実の取水量よりも少なく、計算流量が観測流量を上回る結果になったと考えられる。

次に台風19号がもたらした大雨により河川から上野遊水地への越流が起こった9月の計算結果について考察する。9月19日に非常に大きな出水があり、このときに上野遊水地への越流が生じている。図1.20をみると9月19日のピーク流量が過小に計算されていることがわかる。この原因は、水田の標高を、堤防越流で湛水する河道付近の値としたことにあると考えられる。実際には、どの水田にも少なからず勾配があるため、越流時に湛水する標高の低い部分と、越流が起きても湛水しない標高の高い部分がある。本モデルはそのような標高の空間的な分布を考慮しておらず、水田の標高を過小に設定してしまったため、水田の貯留能力が過大に評価され、ピーク流量を大きく低下させたと考えられる。

1.5 まとめ

本章では、農耕者による水管理や洪水時の貯留作用など、水田における特殊な水移動過程に着目し、これらを流域流出系モデルに取り込むことを目的として新たな水田モデルを構築した。

まずはじめに、過去に提案された水田流出モデルの特徴を整理した。その結果、水田流出モデルは(1)長期間の流出計算を対象とし、耕作者による取排水操作を表現できるモデル、(2)水田-河道網系の洪水氾濫計算を対象とするモデルの二つに分類でき、また、(1)

のタイプのモデルは人為的な水管理による影響を考慮することができるが、出水時の取り扱いが簡略化されていること、一方(2)のタイプのモデルは、洪水氾濫計算を対象としているため、耕作者による取排水操作は考慮されていないことが明らかになった。

そこで、これら二つの異なるタイプのモデルを組み合わせることで、灌漑期の耕作者による水管理を考慮し、かつ出水時には、水田-河道網系の洪水氾濫計算を行なう新しい水田流出モデルを構築し、これを用いて木津川上流域の流出シミュレーションを行なった。その結果、(a) 灌漑期の河川流量を過大評価する、(b) 堤防越流時に河川流量を過小評価するという傾向が見られた。

(a)の原因としては、モデルで用いている取水源運用規則が現実に即していないということが考えられる。今回作成したモデルでは、取水源の優先順位を小河川、溜池、河道の順に固定し、さらに水田で消費・損失した水量の分だけを取水するようにしている。しかし現実には、上記の順位に従わないこともあるだろうし、また耕作者の心理からすれば、足りなくなった分だけを取るのではなく、余裕をもって少し多めに取水することも想定される。こうしたことがモデルで考慮されていないために、灌漑期の河川流量が過大評価されたものと考えられる。実際の取水源運用に関する慣行等をいかにモデルに取り込むか検討する必要がある。

(b)の原因としては、水田地帯の標高の分布を考慮していないということが考えられる。水田内部には、河川の氾濫域に含まれる低平地の部分もあれば、ある程度高い標高に位置し河川の氾濫域に含まれない部分もある。本モデルではそのような標高の空間的な分布を考慮しておらず、水田の標高を過小に設定してしまったため、水田の貯留能力が過大に評価され、洪水時における水田への越流量が過大になってしまったものと思われる。出水時における水田-河道網系の相互作用をより精度良く再現するためには、水田内部の標高の分布をモデルに採り入れることが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 渡辺 紹裕ほか：水文水利総合モデルによる流域水環境の評価に関する研究，平成4年度科学研究費補助金（一般研究C）研究成果報告書，1993.
- 2) 早瀬 吉雄・角屋 睦：低平地タンクモデルとその基礎的特性-低平地タンクモデルによる流出解析法(1)-，農土論集，165，1993.
- 3) 市川 温・佐藤 康弘・立川 康人・椎葉 充晴：長短期流出計算統合型水田モデルの構築と構造的モデル化法によるその要素モデル化，水文・水資源学会誌，Vol. 10，No. 6，pp. 557-570，1997.
- 4) 増本 隆夫・足立 一日出：中山間水田の耕作放棄に伴う流出変化とそのモデル化，水文・水資源学会 1994年研究発表会要旨集，pp. 22-23，1994.
- 5) 鈴木 正勝・西畑 勇夫：低平地における内水流出解析に関する一研究，土木学会論文報告集(163)，pp. 29-37，1969.

- 6) Beven, K. : On the Generalized Kinematic Routing Method, Water Resources Research, 15(5), pp. 1238-1242, 1979.
- 7) 建設省近畿地方建設局木津川上流工事事務所：上野市域の治水計画, 1997.
- 8) 建設省近畿地方建設局木津川上流工事事務所：上野遊水地樋門操作計画検討業務報告書, 1991.
- 9) 立川 康人：分布型流出予測システムの構成とリモートセンシング情報による流域場特性の取得に関する研究, 京都大学学位論文, 1995.

第2章 ダムによる河川流況制御過程のモデル化

2.1 はじめに

近年、日本各地で河川整備のあり方をめぐって多くの議論がかわされている。流域の高度利用化、資産の集積にともなってより高い治水安全度が求められる一方で、渇水被害に対する解決策も求められている。さらには、良好な環境に対するニーズの増大に伴い、豊かな自然環境空間としての役割も期待されるようになって来ている。このように、国民が河川に対して多様な要望を持つなか、先述の河川整備のあり方に関する議論は、流域住民と行政、あるいは流域住民間の鋭い対立となっているものも多いと聞く。なかでも、ダム建設事業は、その規模や河川流況に与えるインパクトの大きさから、議論の焦点となっていることが多い。しかしながら、そのダムによる治水効果や渇水安全度の改善の程度、河川環境への影響などを予測・評価する手法が十分に発達していないため、議論の根拠となるものがなく、当事者間で前提条件が異なったまま議論を続けている面も見られる。

このような閉塞的状況を打開し、河川整備のあり方に関する合意形成を円滑に推進していくためには、ダムによる河川流況の制御過程を組み込んだ形で流域流出系のシミュレーションを行ない、ダムが我々の生活や河川環境に与える影響を功罪の両面から検証し、明らかにしていくこと以外に道はないと考える。本章ではその足掛かりとして、ダムの放流操作を再現するモデルを作成し、人間の手による流況制御のモデル化に関して基礎的な検討を行なう¹⁾。

以下、2.2では、ダム操作による河川流況制御の手順を概述し、2.3で個々の手順について具体的なモデル化の方法を示す。2.4ではオブジェクト指向型設計手法を用いてダムモデルを構成する。詳しいことは後に譲るが、オブジェクト指向型設計手法を活用することによってモデル構成の効率化を図ることができる。2.5では2.4で構成したダムモデルを用いてシミュレーションを行ない、結果について考察する。2.6では本章で得られた成果についてまとめる。

2.2 ダムの操作方法

ダムの操作方法は各ダムの建設目的や操作方針、そのダムの流域特性などに応じて定められており、ある統一的な方法があるわけではない。しかし、洪水調節を目的としたダムでは、ある程度その操作方法は似通っており、基本的に、洪水前にダムの貯水容量を確保し、その容量を利用して河川流量を調節するといった方式になっている²⁾。洪水前の容量を確保する方法は次の三種類に大別できる^{3,4)}。

1. 制限水位方式
2. サーチャージ方式
3. 予備放流方式

1の制限水位方式は、洪水の発生するおそれの大きい期間（この期間のことを洪水期間という）においては、ダムの水位をあるレベル（これを制限水位という）まで下げることによってダムの貯水容量を確保する方法である。たとえば、淀川水系宇治川に敷設されている天ヶ瀬ダムでは、洪水期間は毎年6月16日から10月15日までの期間に、制限水位は72.0メートルに設定されている。ちなみに洪水期間以外の期間は非洪水期間とよばれる。

2のサーチャージ方式は、常時満水位の上にサーチャージ水位を設定し、この水位の差分を洪水調節容量として年間を通じて確保する方法である。

3の予備放流方式は、洪水の発生が予想されるときから洪水警戒体制に入り、洪水発生前にダムの水位をあるレベル（予備放流水位）まで下げ、ダムへの流入量がある一定流量（洪水流量）に達するまでその水位を保つことによってダムの貯水容量を確保する方法である。たとえば、天ヶ瀬ダムでは、第一予備放流と第二予備放流とよばれる二段階の予備放流がその操作規則で定められている。第一予備放流水位は64.8メートル、第二予備放流水位は58.0メートルに設定されている。また洪水流量は毎秒840立方メートルに設定されている。

以上の操作を経て洪水調節容量を確保したのち、洪水調節操作に入る。洪水調節操作は以下の6つに分類される^{3,4)}。

1. 全量貯留方式
2. 自然貯留方式
3. 一定開度方式
4. 一定量放流方式
5. 一定率放流方式
6. 一定率一定量放流方式

1の全量貯留方式は洪水の全量を貯留する方式である。2の自然貯留方式はオリフィス型または越流型の放流口を利用して、貯留量の増減によって放流量を自然に調節する方式である。3の一定開度方式はゲートを一定開度に保つ方式である。4の一定量放流方式は流入量に関係なく常に一定量を放流する方式で、天ヶ瀬ダムでは、この方式が用いられている。5の一定率放流方式は流入量の一定の割合を放流する方式である。6の一定率一定量放流方式は4と5を組み合わせた方式である。

洪水期間では、洪水調節を行った後、水位が制限水位をこえているときは、下流に支障を与えない程度の流量で放流し水位を制限水位まで低下させる。淀川水系天ヶ瀬ダムでは、毎秒840立方メートル以内の放流を行い24時間以内に制限水位まで低下するように定められている。また予備放流水位を維持する必要がなくなった場合にはその後の流水を貯留して水位を回復させる。

2.3 洪水調節手順のモデル化

上に述べた諸方式のうち、河川管理者がゲート操作などを通じて積極的に洪水流を制御しているといえるのは、洪水前の貯水容量の確保においては制限水位方式と予備放流方式の二方式であり、洪水調節操作では、一定量放流方式、一定率放流方式、一定率一定量放流方式の三方式である。これら以外の方式は、基本的には洪水流を貯めるというダムの本格的な機能をそのまま用いているだけで、管理者が自らの意志で河川流量をコントロールするようなことはしていない。

ここでは、管理者が積極的に洪水流を制御するタイプのダムのモデル化を考える。ある程度自然にまかせて洪水流を制御するタイプのダムについては、前者のダムに対するモデルにおいて、人間がダム操作する部分を省略するなどして対応することが可能である。以下では、前者のタイプのダムにおける一般的な操作手順を追いつつそのモデル化の方法について説明する。

2.3.1 洪水期間と非洪水期間の区別

一年を洪水期間と非洪水期間にわけ、洪水期間においては、洪水に備えるための制限水位を設けたり、気象状況や河川流況の調査・観測を充実させるなど治水管理が強化される。したがって、ダム操作のモデル化にあたっては、まず当該時期が洪水期間であるのか非洪水期間であるかを区別する必要がある。

先にも述べたように、洪水期間においては制限水位を設けることによって貯水容量を確保しているダムが多い。このようなダムでは、非洪水期間から洪水期間に移行する際に水位を制限水位まで下げる操作が必要となる。本研究では制限水位をモデルパラメタとし、非洪水期間から洪水期間に移行する15日間の中に水位を制限水位まで下げるようにしている。逆に、洪水期間から非洪水期間に移行する際には、水位を満水位まで回復するようにしている。満水位も制限水位と同様にモデルパラメタとしている。

2.3.2 洪水警戒体制の決定

一般に、ダムでは、近接する气象台から降雨に関する注意報や警報が出るなど洪水の発生が予想される場合、洪水警戒体制がとられる。洪水警戒体制に入る基準は各地域によって異なっているが、本研究では、一般的に、ある期間内の総降水量がある基準値以上と予想された場合に洪水警戒体制に入ると考え、その期間の長さとして予想総降水量の基準値をパラメタとして与えるようにしている。

2.3.3 予備放流水位の決定

予備放流を行うことによって洪水前のダム貯水容量を確保するタイプのダムでは、洪水警戒体制に入ると同時に予備放流水位を定めるのが一般的である。本来、予備放流水位は予想される洪水の規模によってその都度異なるものだが、ここではどの洪水事象においても、各ダムで定められている予備放流水位の最低限度を予備放流水位として設定するようにしている。

2.3.4 予備放流の実施

予備放流は、その時点までの降雨履歴や今後予想される降水量、および現在のダムの水位等を考慮して実施される。ここでは、過去の一定期間内の総降水量と将来の予想総降水量がある一定値を越え、かつ現在のダム水位が 2.3.3 で定められた予備放流水位よりも高い場合に予備放流を実施することとした。

また、ダム管理者は放流を行うにあたって、河川水位の上昇等に伴うダム下流の事故を防ぐため、諸関係機関や下流域に対してあらかじめ放流に関する通知・警報を行わなければならない。したがって、予備放流の実施を決めてから実際に放流を開始するまで若干の時間的猶予を持つ必要がある。この時間的猶予についてもパラメタとして与えることができるようにしている。

予備放流はダムの水位が予備放流水位より下がるか、もしくはダムへの流入量がある定められた流量（洪水流量）を上回った時点で終了する。前者の場合はそのまま水位を保つようにし、後者の場合は次に述べる洪水調節操作に移行する。

2.3.5 洪水調節操作の実施

ダムへの流入量が増加し、洪水流量とよばれるある定められた値を越えた時点で洪水調節操作に入る。洪水調節操作パターンはすでに述べたように6種類あり、このうちダム管理者が積極的に洪水流を制御しようとするのは、一定量放流方式、一定率放流方式、一定率一定量放流方式の三方式である。ダムによっては、計画規模を越える洪水に対する処置として、ただし書き操作とよばれる洪水調節操作を規定しているものもある。ただし書き操作とは、ダム水位がある定められた水位（ただし書き操作開始水位）を越えた時点で通常の洪水時における放流量より大きな流量を放流するものである。ここでは、ただし書き操作もモデルに組み込むため、操作を開始する水位についてもパラメタとして与えることができるようにしている。

以上の手順をフローチャートの形でまとめると図 2.1 のようになる。

2.4 オブジェクト指向型設計手法に基づくダムモデルの構成

2.3 では、ダムによる洪水調節手順とそのモデル化について説明した。ここではより具体的に、ダムモデルをどのように設計し構築するかについて述べる。詳細は後で示すが、本研究ではオブジェクト指向型設計手法を用いてダムモデルを構成している。はじめに、ダムモデルの設計方針について説明し、つぎに、すべてのダムモデルの基礎となるモデル-基本型ダム要素モデル-について説明する。最後に、実際のダムをモデル化した例を示す。

2.4.1 ダムモデルの設計方針

2.2, 2.3 でみてきたように、ダムによる洪水調節手順は、個々のダムで操作の基準となる水位や洪水制御の方法は異なるが、しかし『事前に貯留容量を確保した後その容量を利用して洪水流量をコントロールする』という操作手順そのものは共通している。したがって、

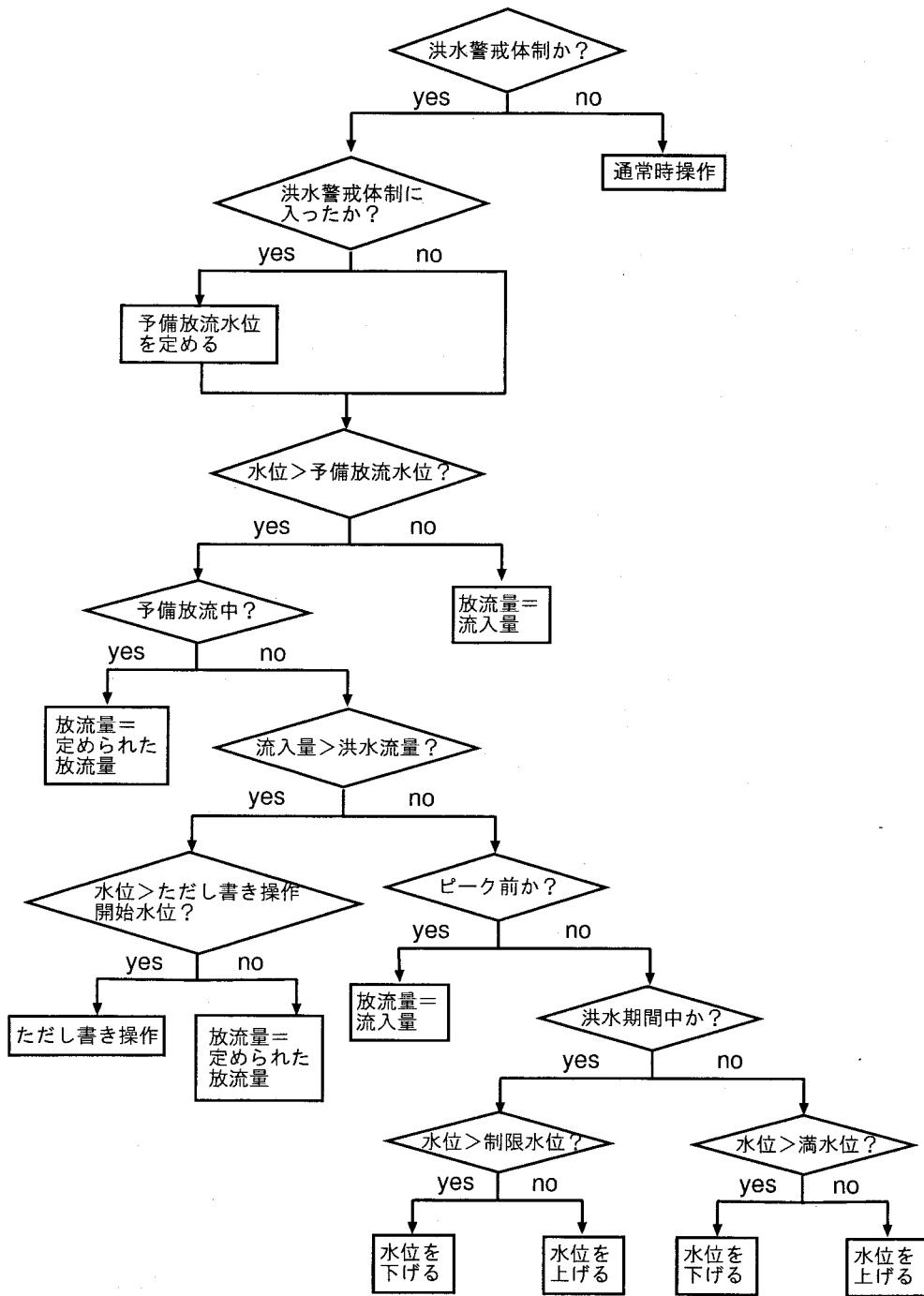


図 2.1 ダム操作のフローチャート

実際のダムのモデルを個々に作るのではなく、まずはじめにすべてのダムモデルの基本となるモデルを作成しておき、実際のダムのモデルはその基本となるモデルを土台として作成するようにすれば、モデル構成の効率を高めることができる。このような考え方はオブジェクト指向型設計手法とよばれており、近年計算機プログラミングの分野で発展してき

たものである。高棹ら^{5,6)}はこの設計手法を活用した水文モデル構成システムを開発している。実は本論文で示すすべての水文モデルは高棹らの開発した水文モデル構成システムの上で動作することを意図している。

高棹らの水文モデル構成システムでは、基本型要素モデルとよばれるモデルが提供されている。このモデルは、モデルのパラメタ値や初期値をファイルから読み取る機能や、他のモデルとデータを授受する機能、計算時間を更新していく機能など、水文要素過程のモデルが備えるべき基本的な機能だけをまとめたものである。実際の水文要素過程のモデルは、その過程をシミュレートする機能など各モデルで必要とされる機能を基本型要素モデルに追加することによって実現される。各水文要素過程モデルの作成者は、基本型要素モデルで提供されている基本的な機能については再びプログラミングする必要がなく、要素過程をシミュレートする機能のプログラミングに集中することができる。

ここで開発するダムモデルも基本的には上述の手順にしたがって構成される。すなわち、洪水警戒体制に入ったり解除したりする機能や、予備放流を実施する機能、洪水調節操作を実施する機能など、ダムモデルで必要となる機能を基本型要素モデルに加えることによってダムモデルを作成する。ただ、さきにも述べたように、実際に対象とするダムのモデルを個々に作るのではなく、まずはじめに、すべてのダムモデルの基本となるモデルを作成しておき、実際のダムのモデルはその基本となるモデルを土台として作成するようにする。この基本となるダムモデルを基本型ダム要素モデルとよぶことにする。基本型ダム要素モデルは、ダムモデルで必要となる機能のうち、ダムの水位や貯留量などの諸変数、洪水調節の手順など、各ダムで共通する部分だけを基本型要素モデルに追加したものである。基本型ダム要素モデルでは操作の手順が定義されているだけで、各ダムの操作規則に基づいた具体的な操作方法は定義されていない。次に、この基本型ダム要素モデルに、実際のダムの具体的な操作方法を実現する機能を追加して、現実のダムに対応する要素モデルを作成する。この要素モデルを以下では具体的ダム要素モデルとよぶ。具体的ダム要素モデルでは、実際のダムの操作規則に応じて、操作の基準となる水位の値、事前に貯留容量を確保する方法、洪水流量を調節する方法などを定義する。

2.4.2 基本型ダム要素モデルの構築

2.4.1 で述べたように、基本型ダム要素モデルは、基本型要素モデルに、常時満水位や制限水位、予備放流水位などのモデルパラメタ、ダム水位や貯留量などのモデル状態量、洪水調節ダムの一般的な操作手順を実現する機能など、各ダムで共通する部分を追加したものである。ダムの操作手順のうち、各ダムで独自に決められている部分としては、

- 洪水流量を調節する方式
- 予備放流量の決定
- ただし書き操作
- 洪水警戒体制へ入る条件と解除する条件
- 貯留量～水位の関係式
- 水位～貯留量の関係式

などがあるが、これらについては具体的ダム要素モデルで定義されることになる。また、操作手順そのものも具体的ダム要素モデルで再定義することができる。

2.4.3 具体的ダム要素モデルの構築

ここでは、淀川水系宇治川に設置されている天ヶ瀬ダムを対象として具体的ダム要素モデルを構築した例を示す。天ヶ瀬ダムは、琵琶湖の下流に設置されたダムで、流域面積は 352 km² (琵琶湖流域を含めると 4200 km²)、貯水池面積は 1.88 km² である。天ヶ瀬ダムのモデルを構築する作業の手順は以下の通りである。

1. 基本型ダム要素モデルを土台として新たなモデルを作成する (この作業をオブジェクト指向型計算機言語では継承とよぶ)。
2. ダム操作の基準となる水位、洪水流量、洪水期間を以下のように設定する。

常時満水位	78.5 m
制限水位	72.0 m
予備放流水位	64.8 m
最低水位	58.0 m
ただし書き操作開始水位	76.0 m
洪水流量	840 m ³ /s
洪水期間開始日	6月16日
洪水期間終了日	10月15日

3. 基本型ダム要素モデルで定義されていない部分を、天ヶ瀬ダムの操作規則、操作解説書⁷⁾ および観測データを参考にして以下のように定義する。

(a) 洪水警戒体制に入る条件

天ヶ瀬ダムの操作規則には、洪水警戒体制に入る条件として降水量が何 mm 以上といった形で明確に記載されていないが、ここでは 12 時間後における将来 5 時間の予想降水量が 50 mm を越える場合洪水警戒体制に入るとする。

(b) 予備放流の実施条件

過去 24 時間の総降水量が 50 mm を越え、さらに現在時刻から 24 時間内に 100 mm 以上の降水が予想される場合予備放流を行なうことを決定し、その 4 時間後に予備放流を開始する。

(c) 予備放流量の決定

天ヶ瀬ダムでは、第一予備放流 (第一予備放流水位 64.8 m) と第二予備放流 (第二予備放流水位 58.0 m) の二種類の予備放流が定められているが、ここでは第一予備放流のみ考慮し、ダム水位が第一予備放流水位に下がるまで放流を行うことにする。このとき、放流量の一時間あたりの変化量が 120 m³/s を越えないようにする。

(d) 洪水流量を調節する方式

操作規則に基づき一定量放流方式で $840 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流する。また、今回は枚方地点の水位を考慮する2次調節は省略する。

(e) ただし書き操作放流量の決定

水位がただし書き操作開始水位に達した場合には、放流量を流入量と等しくして水位を保つようにする。

(f) 貯留量～水位, 水位～貯留量の関係式

貯留量を $V \text{ (m}^3\text{)}$, 水位を $H \text{ (m)}$ としてそれぞれ以下の式を用いる。

$$V = 79.8578H^3 + 20036.9H^2 - 2883760H + 84272900 \quad (2.1)$$

$$H = 0.59001887V^3 \times 10^{-21} - 3.8219337V^2 \times 10^{-14} \\ + 14.100334V \times 10^{-7} + 60.870936 \quad (2.2)$$

2.5 適用および考察

2.5.1 対象時期とその気象状況

2.4.3 で作成した天ヶ瀬ダムモデルを用いてシミュレーションを行なった。対象とした年は、1982年と1990年である。1982年には台風10号が襲来し、31都道府県に被害をもたらした。全国で95名の死者・行方不明者を出している。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、その後本州中部を北上して2日朝には日本海に進んだ。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、天ヶ瀬ダム上流の滋賀県甲賀郡信楽町(AMeDAS信楽)では、8月1日の日降水量が235mmとなり、観測開始以来の最大値を記録している。1990年の大きな出水としては、台風19号による出水がある。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100mm～300mm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信楽では19日の日降水量が126mmと比較的大きな値を記録している。

2.5.2 1982年を対象としたシミュレーション

図2.2は、1982年一年間における天ヶ瀬ダムからの実際の放流量ハイドログラフと計算で得られた放流量ハイドログラフを示したものである。破線が実際の放流量ハイドログラフ、実線が計算ハイドログラフである。3月上旬と中旬、および9月上旬に非常に大きな放流量が記録されているが、当該時期の観測流入量データや降雨状況とくらべてみると、そのような大きな放流を行なう必然性はなく、また前後の放流量との連続性から見ても不自然な値であることから、これらは異常値である可能性が高い。この図を見てわかるように通年の放流量パターンは概ね再現されている。

図2.3は、台風10号が襲来した8月上旬を含む2ヶ月間のダムへの流入量と放流量の観測値を示したものである。実線が流入量、破線が放流量である。8月1日～2日のあたり

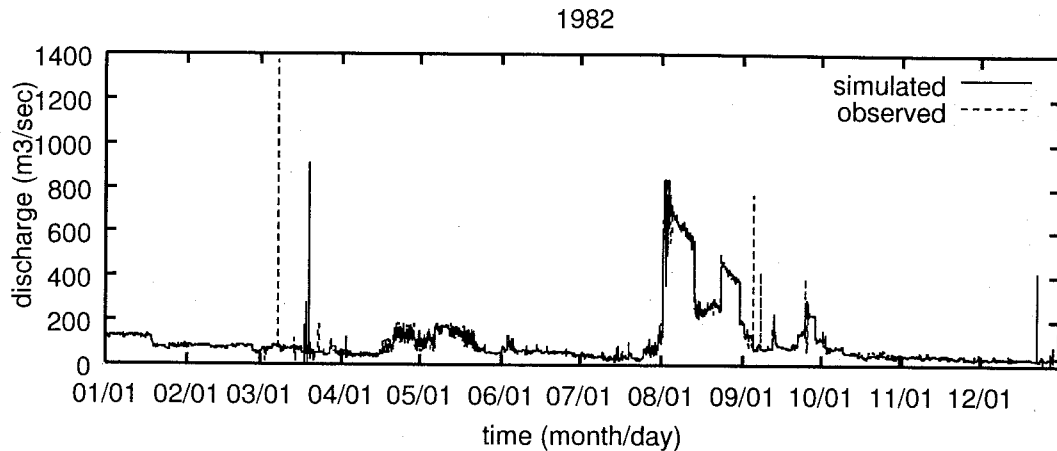


図 2.2 1982 年における放流量ハイドログラフの比較

を見ると流入量が洪水流量である $840 \text{ m}^3/\text{s}$ を上回っている。これに対して天ヶ瀬ダムでは操作規定に基づいて一定量放流方式で洪水ピークをカットしていることがわかる。さらに詳細に見ると、流入量がピークを迎える直前に、流入量を上回る放流を行なうことでダム水位を下げる予備放流が行なわれていることが読み取れる。

図 2.4 は図 2.3 に示した時期の実際の放流量と計算放流量を比較したものである。破線が実際の放流量、実線が計算放流量である。細かな違いはあるものの、先に述べたピークカットの部分や予備放流の部分はよくモデル化されているといえる。

2.5.3 1990 年を対象としたシミュレーション

図 2.5 は、1990 年一年間における天ヶ瀬ダムからの実際の放流量ハイドログラフと計算で得られた放流量ハイドログラフを示したものである。破線が実際の放流量ハイドログラフ、実線が計算ハイドログラフである。1982 年を対象としたシミュレーションと同様、同年の放流量パターンは概ね再現されているが、9 月半ばに、計算放流量が実際の放流量を大きく上回っている部分がある。

この部分を含む 9 月後半を取り出して示したのが図 2.6 である。9 月 20 日を過ぎたあたりで計算放流量が $800 \text{ m}^3/\text{s}$ を越え、実際の放流量を大きく上回っている。この原因としては、モデルが予備放流操作を行なわなかったことが挙げられる。実際の放流量データをよくみると、計算放流量が過大となっている部分の直前で、予備放流と考えられる $350 \text{ m}^3/\text{s}$ ほどの比較的大きな放流が認められる。これに対して、モデルは予備放流操作を行っていない。その結果としてダム水位が上昇し、これを下げるために実際の放流量を大きく上回る放流を行なったものと考えられる。

2.4.3 で述べたように、本モデルは予備放流操作を、「過去 24 時間の総降水量が 50 mm を越え、さらに現在時刻から 24 時間内に 100 mm 以上の降水が予想される場合予備放流を行なうことを決定し、その 4 時間後に予備放流を開始する」としてモデル化しているが、

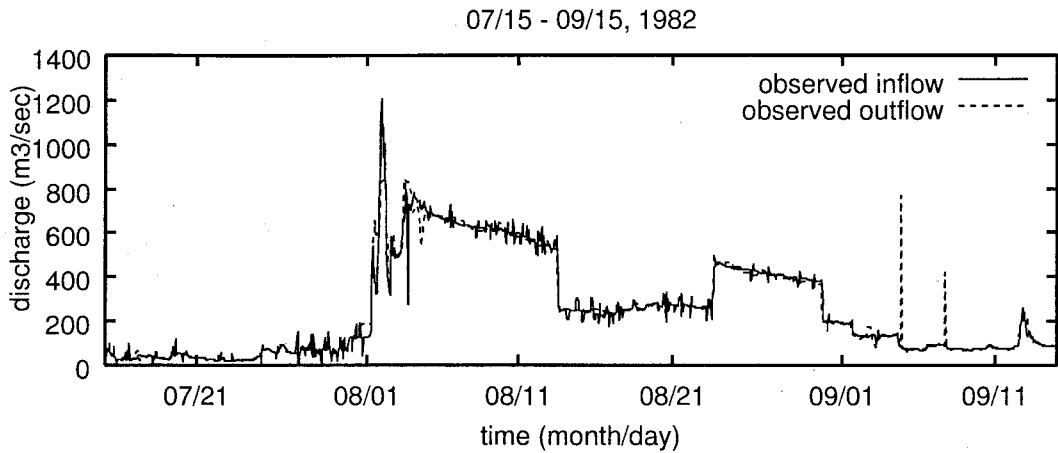


図 2.3 1982 年 7 月 - 9 月のダム流入量と放流量

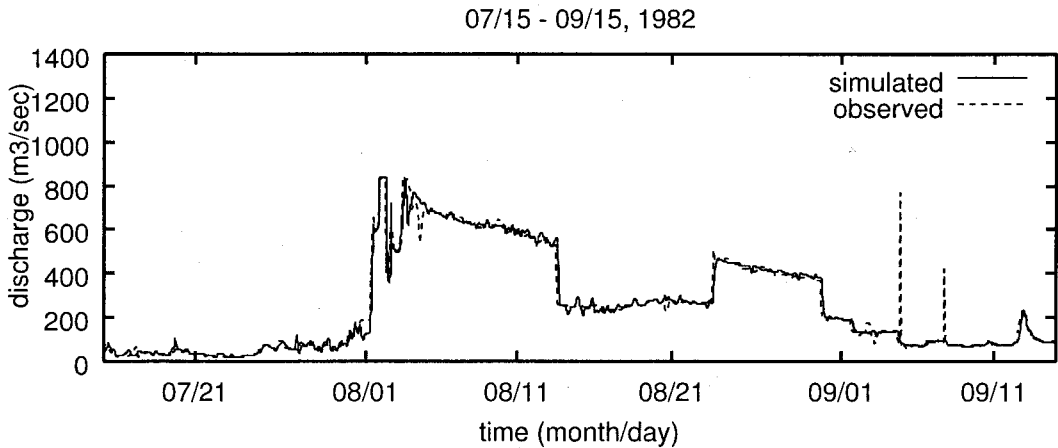


図 2.4 1982 年 7 月 - 9 月における放流量ハイドログラフの比較

ここで設定している降水量の値はかなり大きな降雨を想定したものになっている。1990 年 9 月の出水は中規模程度のものであったために、上に示した予備放流操作の条件には適合しなかったようである。そこで、上記の条件の値をいくつか変えてシミュレーションを行なってみたが、いずれも思わしい結果は得られず、本モデルにおける予備放流操作のモデル化手法の限界が明らかとなった。

実際のダム管理者は、流域の降水状況だけではなく、より広い範囲の気象状況や、これまでの降雨履歴、過去の操作経験など、非常に多岐にわたる情報を組みあわせることによって、そのときの状況を総合的に鑑み、柔軟に判断している。ここで用いた予備放流操作のモデル化手法は非常に画一的で単純なものであり、実際に人間が下す判断のモデルとしては不十分であると言わざるを得ない結果となった。この課題を本質的に解決するためには、人間の判断をシミュレートする機構を考える必要があると思われる。たとえば堀⁴⁾は、ダム操作による洪水制御作業を支援するために、知識ベースシステムを基礎としたダム放流

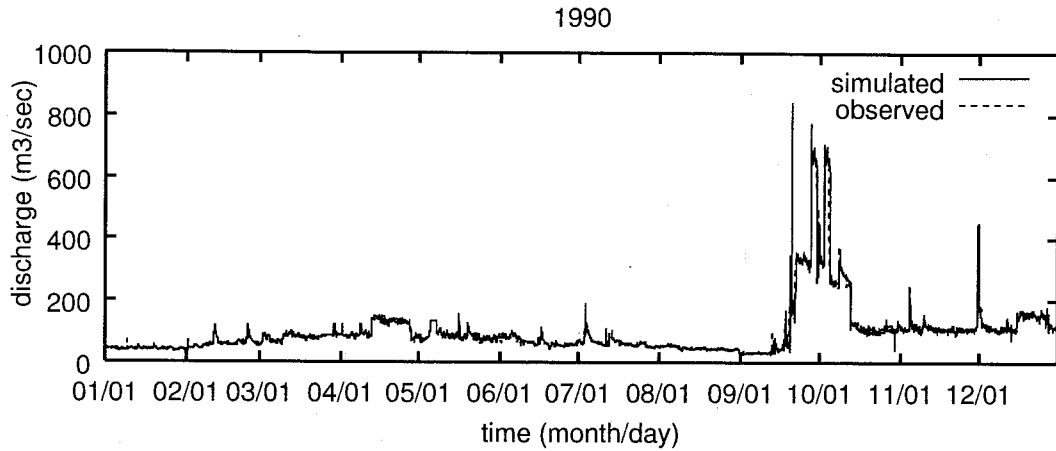


図 2.5 1990 年における放流量ハイドログラフの比較

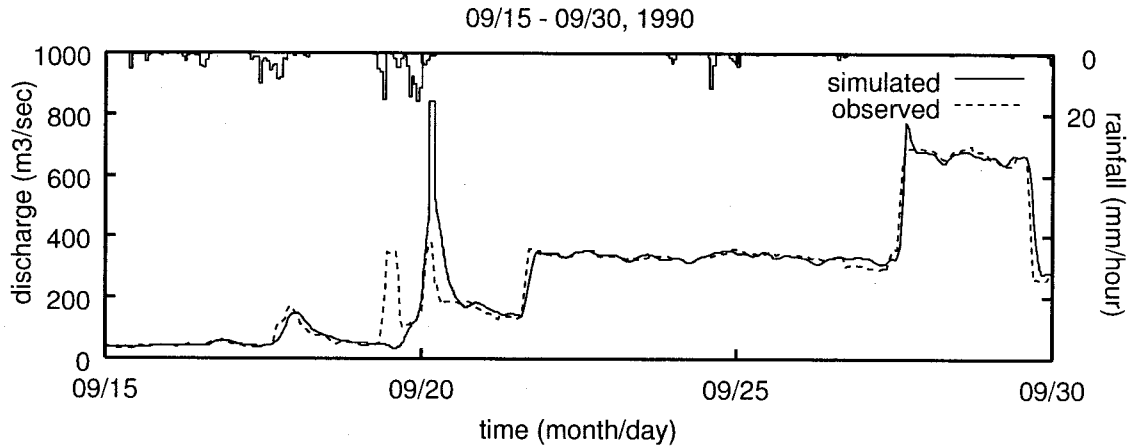


図 2.6 1990 年 9 月後半における放流量ハイドログラフの比較

量推論システムを構築しているが、同様の手法をモデルに取り入れることでダム管理者の思考判断過程を模擬し、より現実のものに近い洪水制御操作シミュレーションを行なうことが考えられる。

2.6 まとめ

今日の我が国における河川計画をめぐる混迷した状況は、非常に憂慮すべき段階にある。ダムを含めた河川計画について合意形成を図るためには、当該河川事業が河川環境に与える影響を予測・評価する手法が必要不可欠といえる。本章ではそのような手法を確立する第一歩として、ダムによる洪水制御過程を再現するモデルの構築を試みた。

まず、2.2 では、治水ダムがどのような手順で洪水を制御しているか概述し、その基本的な方式についてまとめた。2.3 では、洪水制御操作の個々の手順について具体的なモデル

化の方法を示した。2.4ではオブジェクト指向型設計手法を用いたダムモデルの構成手法について説明した。まずはじめに、すべてのダムモデルの土台となる基本型ダム要素モデルを作成した。このモデルは、ダムモデルで必要となる機能のうち、ダムの水位や貯留量などの諸変数、洪水調節の手順など、各ダムで共通する部分を備えたものである。ついで、このモデルから、天ヶ瀬ダムを対象とした具体的なダム要素モデルを作成し、ダム操作の基準となる水位や個々の操作手順を定めた。2.5では、天ヶ瀬ダムのモデルを用いて、1982年および1990年における通年の放流シミュレーションを行なった。その結果、1982年については、全体の傾向、洪水時の流量調節操作ともによく再現することができたが、1990年のシミュレーションでは、洪水ピーク直前に行なう予備放流操作のモデル化に難のあることが判明した。本モデルでは予備放流操作を行なう判断を降水量のみに基づいて行なっているが、実際のダム管理者は、降水状況だけではなく、非常に多岐にわたる情報を組みあわせることで柔軟に判断している。本研究で用いた予備放流操作のモデル化手法は非常に画一的で単純なものであり、実際に人間が下す判断のモデルとしては不十分という結論が得られた。この課題を解決するためには、ダム管理者の思考判断過程を模擬する機構をモデルに取り入れる必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 市川 温・平野 一志・椎葉 充晴・宝 馨・立川 康人：構造的モデル化法によるダム要素モデルの構築, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集 第2部, pp. 592-593, 1999.
- 2) 建設省河川局開発課(監修)：ダムの管理例規集 昭和60年度版, 山海堂, 1988.
- 3) 大熊 孝：洪水と治水の河川史, 平凡社, pp. 180-200, 1988.
- 4) 堀 智晴：洪水災害軽減のための流域-人間系のモデル化と管理に関する研究, 京都大学学位論文, 1993.
- 5) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・堀 智晴・立川 康人・市川 温：流出系の構造的モデル化システムについて, 京都大学防災研究所年報 第38号 B-2, pp. 395-406, 1995.
- 6) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・市川 温：構造的モデリングシステムを用いた流出シミュレーション, 水工学論文集 第39巻, pp. 141-146, 1995.
- 7) 淀川ダム統合管理事務所広域水管理課洪水予報係：淀川水管理システム操作解説書(オンライン・ディスプレイシステム), じんのう, 1985.

結 語

本編では、流域水循環に対する人間活動の影響を陽に考慮して流域流出系シミュレーションを行なうことが重要であるとの立場から、我が国の河川流況に大きな影響を与えている水田とダムについてその流出機構をモデル化し、両者を通して人間が流域水循環に与えている影響を流出シミュレーションに導入することを試みた。

第1章では、農耕者による水管理や洪水時の貯留作用など、水田における特殊な水移動過程に着目し、これらを流域流出系モデルに取り込むことを目的として新たな水田モデルを構築した。

まずはじめに、過去に提案された水田流出モデルの特徴を整理したところ、水田流出モデルは(1)長期間の流出計算を対象とし、耕作者による取排水操作を表現できるモデル、(2)水田-河道網系の洪水氾濫計算を対象とするモデルの二つに分類できることが明らかになった。そこで、これら二つの異なるタイプのモデルを組み合わせることで、耕作者による取排水などの水管理操作を雨水流動の一過程として組み込むとともに、洪水時における流出・氾濫過程をも連続的に計算する新たな水田流出モデルを構成し、これを用いて木津川上流域における流出シミュレーションを行なった。

その結果、(a)灌漑期の河川流量を過大評価する、(b)堤防越流時に河川ピーク流量を過小評価するという傾向が見られた。前者については、水田への取水源を運用する規則のモデル化が不十分であることがその理由として考えられる。本モデルでは、複数ある取水源の取水優先順位を固定し、さらに水田で消費した水量の分だけを取水するようにしている。しかし実際には、そのときの状況に応じて取水源を変更することもあるだろうし、また足りなくなった分だけを取水するとは限らない。こうしたことがモデルで考慮されていないために、灌漑期の河川流量が過大評価されたものと考えられる。実際の河川に設定されている水利権を詳細に調べ、取水源運用に関する慣行等を精緻にモデルに取り込む必要がある。後者については、水田地帯の標高を水田の中の最も低い標高で代表させたために、水田の貯留能力が過大にされたことが原因として考えられる。出水時における水田-河道網系の相互作用をより精度良く再現するためには、水田内部の標高の分布をモデルに採り入れることが必要であろう。

第2章では、人間が河川流況に影響を与えているもう一つの例としてダムを取り上げ、ダムの放流操作を再現するモデルを作成して、人間の手による河川流況制御のモデル化に関して基礎的な検討を行なった。

まずはじめに、治水ダムによる洪水制御の手順について概述し、その個々の手順について具体的なモデル化の方法を示した。つぎに、実際に計算機上で動作するダムモデルを構

成するにあたって、オブジェクト指向型設計手法を活用する方針を提示するとともに、本設計手法にしたがって淀川水系天ヶ瀬ダムのモデルを構成した例を示した。最後に、天ヶ瀬ダムのモデルを用いて、1982年および1990年における通年の放流シミュレーションを行なった。その結果、1982年については、全体の傾向、洪水時の流量調節操作ともによく再現することができたが、1990年のシミュレーションでは、洪水ピーク直前に行なう予備放流操作のモデル化に難のあることが判明した。本モデルでは予備放流操作を行なう判断を降水量のみに基づいて行なっているが、実際のダム管理者は、降水状況だけではなく、非常に多岐にわたる情報を組みあわせることで柔軟に判断している。本研究で用いた予備放流操作のモデル化手法は非常に画一的で単純なものであり、実際に人間が下す判断のモデルとしては不十分という結論が得られた。この課題を解決するためには、ダム管理者の思考判断過程を模擬する機構をモデルに取り入れる必要があると考えられる。

第 3 編

分布型流域流出系モデルの 集中化手法に関する研究

緒 言

本編では、分布型流域流出系モデルの集中化手法について議論する。

これまで、数値地形情報を用いて流域の数値地形モデルを作成し、その数値地形モデルと雨水流動モデルを結びつけて流出シミュレーションを行なうという研究が数多くなされてきた。本論文でも、第 1 編においてそのような手法について検討している。

数値地形情報が整備され始めた当初は、流出シミュレーションに数値地形情報を取り入れているというだけで新規性があったが、数値地形情報の整備が進み、また電子計算機環境の充実にもなって、最近では、むしろそのようなモデルの方が（少なくとも研究者コミュニティでは）一般的になってきている状況にある。

こうした数値地形情報を利用した分布型流出シミュレーションは、実地形に忠実な形で計算することができるという大きな利点を有しており、今後ますます盛んになっていくものと思われるが、しかし、この方法は、現在の電子計算機の能力をもってしても、高々数 100 km² の流域ですらまだ相当の計算時間を要する。実際、本論文第 1 編では、200 km² 弱の流域を対象として流出シミュレーションを行なったが、三日分の計算をするのに実時間で約 5 時間を要した。また、比較的小さな流域においても、実時間洪水予測など計算速度が要求される場面では、旧来ながらの貯留関数法などの概念的集中型モデルにたよっているのが現状である。分布型流出モデルが研究者間の利用にとどまり、現業の場であまり利用されないのは、このような計算にかかる負担が大きいことが障害となっているものと思われる。

では、比較的大きな流域の流出系モデルを構成する場合、あるいは、実時間洪水予測のように非常に高速に計算する必要がある場合は、どのようにすべきだろうか。

従来よく用いられてきたのは、概念的集中型モデルを空間的に複数配置し、それらのパラメータや入力値を空間的な分布に応じて変えることによって、流域内の状態量、地形量の空間的変化を考慮するという方法である。この方法は、流域の出口の流量だけを問題にするような場合には、非常に現実的な方法といえよう。空間的に配置された一つ一つのモデルの出力から、流域内部の状態量の分布もある程度知ることができる。しかしながら、個々のモデルが計算する状態量は、そのモデルが担当する領域の平均的な値にしか過ぎない。現実には、その領域のなかのどの地点で河川が氾濫するか、どの地点で内水災害が発生するか、といったように、非常にローカルなスケールでの値が問題となるのであり、そのような平均的な値がわかったところで、それを実際の水工施設の設計・運用に反映させていくことは難しい。また、モデルそのものが概念的なものであるため、計算結果に対する物理的根拠が弱いという問題もある。

あるいは、数値地形情報を基盤とした流出モデルにおいて、モデルの空間分解能を粗く

するという事柄もしばしば行なわれている。モデルの空間分解能を粗くすることによって、必要となるデータの量や計算量を大幅に削減することが可能となるからである。しかし、対象流域が大きくなったからといって、それにあわせて安易に地形データのグリッド間隔を大きくすべきではない。第1編で展開したような方法は、グリッドの間隔が十分小さいときに意味があり、一定のスケール、例えば平均的な斜面の長さをこえるようになってくると物理的な意味を失う。グリッドの間隔を大きくすると、グリッド間の雨水の授受のうち、河道を経由するものの割合が大きくなり、斜面を経由するものの割合は小さくなっていく。したがって、グリッド間の平均的な高低差などから雨水の流れを考慮する方法は無意味になっていく。あくまでも、地形を表すためのグリッドは、実際の標高の分布を正しく表現できるほど十分に詳細なものでなければならない。

以上のことから、筆者は、状態量の空間的分布や地形などの流域場特性を考慮しつつ分布型流出モデルを集中化する手法が必要であるとの結論に至り、これまで検討を重ねてきた¹⁻⁴⁾。本編では、これらの研究成果をまとめ、現実的課題の解決に貢献することを目的とする。

本編の構成は以下のようなものである。第1章では、河道網系洪水流モデルの集中化手法について述べる¹⁾。第2章では、山腹斜面系の地形量を統計的に解析することによって斜面系流出モデルを集中化する手法について述べる²⁾。第3章では、山腹斜面系における状態量の空間分布状況を仮定することによって、流量流積関係式を空間的に積分して斜面系流出モデルを集中化する手法について述べる³⁾。第4章では、第3章で述べる手法を発展させ、一般的な形式の流量流積関係式を集中化する手法を展開する⁴⁾。第5章では、第4章で説明する手法を用いて、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を集中化する。結語では、本編で得られた成果についてまとめる。

参考文献

- 1) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・市川 温：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, 1994.
- 2) 市川 温・椎葉 充晴・立川 康人：流域内地形量の統計解析による流出過程の集中化，水工学論文集，第41巻，pp. 79 - 84, 1997.
- 3) 市川 温・小椋 俊博・立川 康人・椎葉 充晴：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, 1999.
- 4) 市川 温・小椋 俊博・立川 康人・椎葉 充晴・宝 馨：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, 2000.

第1章 河道網系洪水流モデルの集中化

1.1 はじめに

河川流域は、複雑に分布する山腹斜面と河道との集合体である。河道網において、水源（水流の出発する地点）、河川合流点、及び対象水系の最下流地点を合流点と総称する。合流点からそのすぐ下流の合流点までの河道部分を河道区分と呼ぶ。各河道区分では、上流端からその河道区分に流入する河道区分の流出量が流入し、これに山腹斜面からの側方流入量加わって流下し、下流端の流出量となる。このような河道網の流出形態に最も忠実に基本的といえる計算方法は、河道流を河道網の構造にしたがって上流側から逐一追跡していく方法である。

しかしこの方法は、対象流域が大きくなると計算に多大な時間を要するという問題がある。電子計算機が現在ほどには発達していなかったころにおいては、計算コストの問題が今よりはるかにシビアであったため、必要な計算機メモリを削減したり、計算時間を短縮するための研究が精力的になされた。高棹・椎葉¹⁾は、河道網構造に沿って雨水を逐一追跡する計算手法を開発し、河道網を二分木と見なした場合に、計算に必要なメモリを最小化するための最適な河道網追跡計算順序を決定する方策を示した。陸ら²⁾は、高棹・椎葉の成果を河道網が多分木である場合にも拡張した。また、高棹ら^{1,3)}は、河道網構造が同一であるサブ流域はほぼ同様の出水特性を有すると仮定することによって流出モデルを簡略化する手法を展開し、高棹・椎葉⁴⁾は、kinematic wave法において斜面長と粗度係数が密接に関連していることを明らかにし、支流を無視することによってモデルを簡略化した場合、その影響が斜面粗度係数に含まれていくという問題点を指摘したうえで、斜面系と河道網系がそれぞれ元の場合となるべく等価となるように場を簡略化し、モデル定数を集中化する手法を示した。高棹・椎葉⁵⁾は、地形の収束・発散を表現する“地形パターン関数”を考案し、これを河道網系の統合的表現として用いることによって、河道網系の複雑な集水過程を単一の方程式系で近似的に表せることを明らかにした。

これらの研究がなされたころに比べれば、電子計算機は格段に進歩しており、計算に要する時間はかなり短縮されている。しかし、簡略化されたモデルを用いることで、河道網構造にしたがって逐一計算するモデルとほぼ同等の計算結果が得られるということには、いまなお大きな魅力がある。高棹らの一連の研究^{1,3-5)}は、地形量の統計的特徴や地形構造の類似性を利用することによって、流出場の性質をなるべく保ちつつ簡略化する手法ということができる。これらの手法では、流れの場を集中化しており、流れのモデルそのものは分布型となっている。本章では、流れの場を簡略化するのではなく、状態量の空間

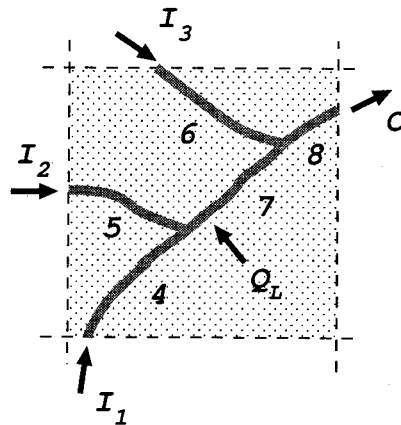


図 1.1 河道網の構成

分布を定常状態のそれで近似することによって、河道網系における洪水流モデルそのものを集中化する手法を示す⁶⁾。

1.2 集中化手法

以下では、図 1.1 に示すような河道網系について考えることにする。すなわち、流入河道は複数個あり、流出河道は一つであるような河道網系である。もし、対象とする流域の河道網に一つも分流が存在しなければ、その河道網を任意の地点で切断しても、図 1.1 と同じ形式で取り扱えることに注意する。つまり、図 1.1 に示すような河道網系を相互に多数接続することによって、流域全体にひろがる複雑な樹枝状河道網を表現することが可能となる。河道網は二分木になっている必要はなく、多分木であってもかまわない。

対象流域内に分流が存在する場合は、いま考えているような形状の河道網の集合体として表現することができないため、以下に示す集中化手法をそのまま適用することはできない。分流が存在する河道網に適用するための手法は 1.7 で示す。

一般的に、流入河道の個数を M と表し、流入強度を $I_1(t), \dots, I_M(t)$ と表す。 t は時刻である。図 1.1 の例では、 $M = 3$ である。また、グリッド内の側方流入強度を $Q_L(t)$ 、流出強度を $O(t)$ と表す。

考えている河道網は N 個の河道区分からなっているものとする。 N 個の河道区分には、 $M + 1$ から $M + N$ までの番号を付ける。これらの番号は上流側の河道区分に若い番号が付けられているとする。図 1.1 の例では、 $N = 5$ であり、上流側の河道区分に若い番号が付けられている。

一般に、河道網内の貯留量 $S(t)$ は河道網系内部の通水断面積の分布に依存する。そこで以下の仮定を導入する。

仮定 1. 番号 i の河道区分を河道区分 i と呼ぶことにすると、河道区分 i の上流から x の距離にある河道地点の通水断面積 $A_i(x, t)$ と流量 $Q_i(x, t)$ の間には、

$$A_i(x, t) = K_i Q_i(x, t)^{p_i} \quad (1.1)$$

なる関係があるとする。ただし、 K_i, p_i は河道区分 i に固有の定数とする。

仮定 2. 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ものとする。すなわち、河道区分 i の区分長を L_i と書くことにすると、

$$q_0(t) = \frac{O(t) - \sum_{j=1}^M I_j(t)}{\sum_{i=M+1}^{M+N} L_i} \quad (1.2)$$

とおくとき、

$$Q_i(x, t) = Q_i(0, t) + q_0(t)x \quad (1.3)$$

とする。

仮定 1 はいわゆる kinematic wave モデルの仮定である。仮定 2 は、側方からの流入が空間的に一様でかつ流れが定常の場合、厳密に成り立つ。しかし、一般的にはそのようなことはありえないので、仮定 2 は河道網内の流量の空間的な分布を、上に述べたような場合の流量分布で近似することを意味する。

(1.3) 式を (1.1) 式に代入すると、

$$A_i(x, t) = K_i \{Q_i(0, t) + q_0(t)x\}^{p_i} \quad (1.4)$$

となる。河道区分 i の貯留量 $S_i(t)$ は (1.4) 式を x について積分して求められるので、

$$\begin{aligned} S_i(t) &= \int_0^{L_i} A_i(x, t) dx \\ &= \int_0^{L_i} K_i \{Q_i(0, t) + q_0(t)x\}^{p_i} dx \\ &= \begin{cases} \frac{K_i}{q_0(t)(p_i+1)} \left\{ (Q_i(L_i, t))^{p_i+1} - (Q_i(0, t))^{p_i+1} \right\} & (q_0(t) \neq 0) \\ K_i L_i (Q_i(0, t))^{p_i} & (q_0(t) = 0) \end{cases} \end{aligned} \quad (1.5)$$

となる。こうして求めた各河道区分の貯留量から河道網系全体の貯留量 $S(t)$ は

$$S(t) = \sum_{i=M+1}^{M+N} S_i(t) \quad (1.6)$$

として求められる。

(1.5) 式の形を見てわかるように、 $S(t)$ は $q_0(t)$ の関数である。これを

$$S(t) = F(q_0(t)) \quad (1.7)$$

と表すことにする。一方、河道網系の貯留量に関する連続式は、

$$dS/dt = \sum_{j=1}^M I_j(t) + Q_L(t) - O(t) \quad (1.8)$$

であるが、(1.2)式から $O(t)$ は、

$$O(t) = \sum_{j=1}^M I_j(t) + q_0(t) \sum_{i=M+1}^{M+N} L_i \quad (1.9)$$

と書けるので、これを (1.8) 式に代入して、

$$\begin{aligned} dS/dt &= \sum_{j=1}^M I_j(t) + Q_L(t) - \left(\sum_{j=1}^M I_j(t) + q_0(t) \sum_{i=M+1}^{M+N} L_i \right) \\ &= Q_L(t) - q_0(t) \sum_{i=M+1}^{M+N} L_i \end{aligned} \quad (1.10)$$

を得る。したがって (1.7), (1.10) 式で与えられる微分方程式から $q_0(t)$ を求め、これを (1.9) 式に代入して河道網からの流出量 $O(t)$ を求めればよい。

以上のようにして集中化された河道網系洪水流モデルを、以下では河道網集中型 kinematic wave モデルとよぶことにする。

1.3 計算機アルゴリズム

(1.7), (1.8) 式で与えられる微分方程式を計算機で解くためのアルゴリズムを示す。

(1.9) 式より、時刻 $t + \Delta t$ での流出量 $O(t + \Delta t)$ は、

$$O(t + \Delta t) = \sum_{j=1}^M I_j(t + \Delta t) + q_0(t + \Delta t) \sum_{i=M+1}^{M+N} L_i \quad (1.11)$$

となる。(1.8) 式を台形公式で差分展開し、(1.11) 式を代入すると、時刻 $t + \Delta t$ での貯留量 $S(t + \Delta t)$ は次のように表される。

$$\begin{aligned} S(t + \Delta t) &= S(t) + \\ &\quad \frac{\Delta t}{2} \left\{ Q_L(t + \Delta t) + Q_L(t) - (q_0(t + \Delta t) + q_0(t)) \sum_{i=M+1}^{M+N} L_i \right\} \\ &= S(t) + \\ &\quad \frac{\Delta t}{2} \left\{ \sum_{j=1}^M I_j(t) + Q_L(t + \Delta t) + Q_L(t) - O(t) - q_0(t + \Delta t) \sum_{i=M+1}^{M+N} L_i \right\} \end{aligned} \quad (1.12)$$

一方、時刻 $t + \Delta t$ では (1.7) 式は、

$$S(t + \Delta t) = F(q_0(t + \Delta t)) \quad (1.13)$$

となる。時刻 $t + \Delta t$ での流出量 $O(t + \Delta t)$ を求めるには、(1.12), (1.13) 式から $q_0(t + \Delta t)$ を求め、これを (1.11) 式に代入すればよい。

ここで、(1.12), (1.13) 式という微分方程式の解の存在と一意性について検討しておく必要がある (図 1.2)。

まず (1.12) 式では、 $S(t + \Delta t)$ は $q_0(t + \Delta t)$ に関して単調減少である。また (1.13) 式では、 $S(t + \Delta t)$ は $q_0(t + \Delta t)$ に関して単調増加である。というのは、(1.4) 式から $A_i(x, t + \Delta t)$ は

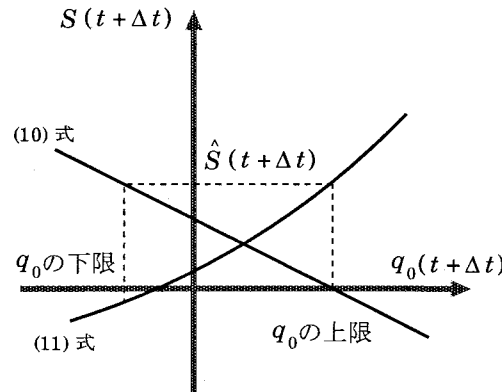


図 1.2 $S(t + \Delta t)$ と $q_0(t + \Delta t)$ との関係

$q_0(t + \Delta t)$ に関して単調増加であり、これを積分して求まる $S_i(t + \Delta t)$ も単調増加であり、したがって $S_i(t + \Delta t)$ の総和である $S(t + \Delta t)$ も当然その性質を持つからである。したがって、(1.12), (1.13) 式という微分方程式の解の存在と一意性が保証される。

ただ注意しなければならないのは、数値計算上 $q_0(t + \Delta t)$ が大きく負となった場合である。このような場合、(1.3) 式からわかるように、下端での流量が負となる河道区分が現れる可能性がある。このような河道区分では (1.5) 式から $S_i(t + \Delta t)$ を計算することができない。そこで (1.5) 式に対して次のような拡張を施す。 $q_0(t + \Delta t) \neq 0$ のとき、

$$S_i(t + \Delta t) = \frac{K_i}{q_0(t + \Delta t)(p_i + 1)} \{ |Q_i(L_i, t + \Delta t)|^{p_i + 1} - |Q_i(0, t + \Delta t)|^{p_i + 1} \} \quad (1.14)$$

こうすれば $Q_i(L_i, t + \Delta t)$ が負となっても $S(t + \Delta t)$ の単調増加の性質を損なわず、計算を続けることができる。

実際の計算では二分法によって解を近似的に求める。その手順は以下の通りである。

1. $q_0(t + \Delta t)$ の上限を決定する。 $q_0(t + \Delta t)$ の上限とは、(1.12) 式において $S(t + \Delta t) \geq 0$ を満たす $q_0(t + \Delta t)$ の最大値のことである。
2. $q_0(t + \Delta t)$ の上限を (1.13) 式に代入して仮の貯留量 $\hat{S}(t + \Delta t)$ を得る。
3. $\hat{S}(t + \Delta t)$ を (1.12) 式に代入して $q_0(t + \Delta t)$ の下限を計算する。
4. 1., 3. で求めた $q_0(t + \Delta t)$ の上限・下限を初期範囲として二分法によって $q_0(t + \Delta t)$ の近似解を得る。
5. (1.11) 式から流出量 $O(t + \Delta t)$ を計算する。
6. 計算時刻、状態量を更新して 1. に戻る。

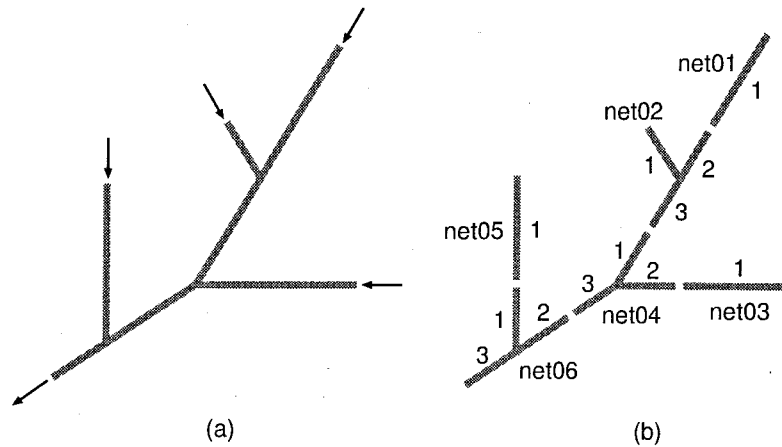


図 1.3 仮想的な河道網

1.4 仮想的な河道網への適用

河道網集中型 kinematic wave モデルを仮想的な河道網に適用し、その性能を検証する。

図 1.3(a) に示すような仮想的な河道網を考え、これを図 1.3(b) のようにいくつかの小河道網に分割して、河道網集中型 kinematic wave モデルを適用する。

図 1.4 は、net01, 02, 03, 05 の上流端からそれぞれ $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ の一定流入を与え、さらに、矩形の側方流入量 ($300 \text{ m}^3/\text{sec}$, 継続時間: 36000 sec) をあたえた場合の計算結果である。比較対象として dynamic wave モデルを特性曲線法⁷⁾ で解いた結果もあわせて示す。図 1.5 は、側方流入量を二等辺三角形形状 (ピーク流量: $600 \text{ m}^3/\text{sec}$, 継続時間: 36000 sec) とした場合の計算結果である。上流端の流入条件は上と同じである。両シミュレーションともに、全体として非常に満足すべき結果となっている。また、計算はワークステーション (機種: Sun SPARC Station, OS: SunOS 4.1.3) 上で行なった。計算に要した時間は、河道網集中型 kinematic wave モデルを用いた場合、両者とも約 30 秒であった。一方 dynamic wave モデルを用いて計算した場合は約 15 分かかった。このように、計算速度においても本モデルの有効性が示された。

1.5 実流域への適用

第 1 編 2.4 および 3.4 で大戸川流域を対象として流出計算を行なっているが、このとき河道網の計算に河道網集中型 kinematic wave モデルを利用しているので、ここでは 3.4 で得られた結果を再掲する。

図 1.6 は 1982 年 8 月 1 日から 3 日を対象として行なった計算の結果 (ケース 1)、図 1.7 は 1990 年 9 月 19 日から 22 日を対象として行なった計算の結果 (ケース 2) である。太い実線がモデルによる計算流量、一点鎖線が観測流量、点線が有効降雨である。いずれのケースにおいても、ピーク付近で計算流量がやや過大となっている。計算流量と観測流量の一致の程度を Nash - Sutcliffe 指標⁸⁾ で評価したところ、ケース 1 では 0.704、ケース 2 では

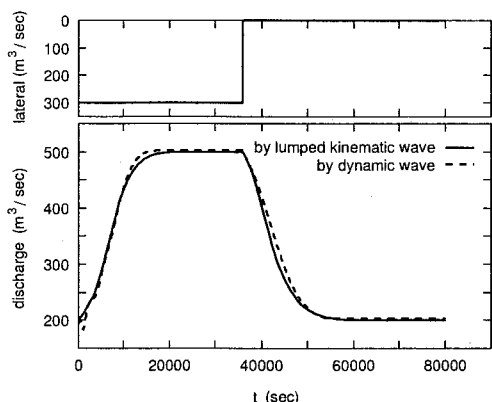


図 1.4 仮想河道網に対する計算結果（側方流入量：矩形状）

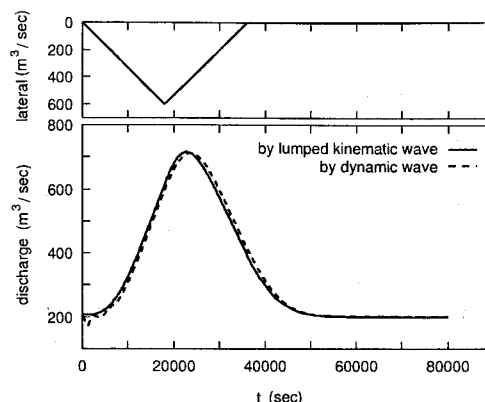


図 1.5 仮想河道網に対する計算結果（側方流入量：二等辺三角形形状）

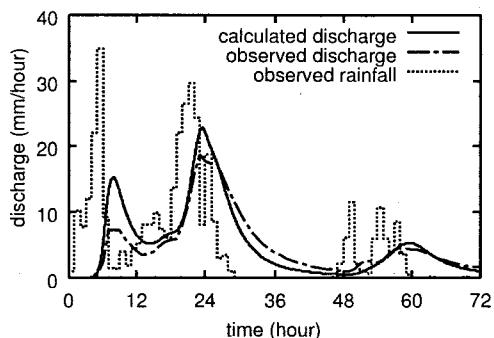


図 1.6 ケース 1 における流域下端での計算流量と観測流量

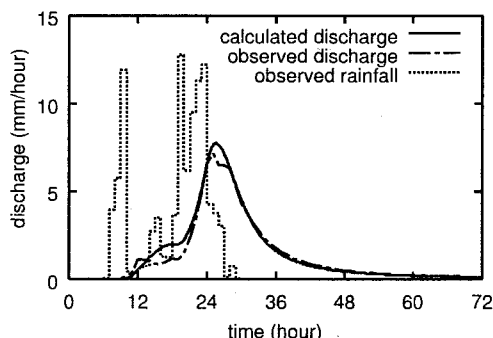


図 1.7 ケース 2 における流域下端での計算流量と観測流量

0.933 となった。

1.6 集中化誤差に関する検討

本モデルの集中化誤差は、対象とする河道網を分割する程度に依存する。対象河道網を大きく分割すれば、それだけおおまかに集中化することになるから、実際の流量の空間分布とモデルで仮定している流量の空間分布の違いが大きくなり、集中化による誤差が大きくなる。詳細に分割すれば、実際の流量の分布をよりよく近似できることから、集中化による誤差は小さくなる。これと同様のことは、高棹⁹⁾によっても論じられている。高棹らは、kinematic wave モデルを多段貯水池モデルで集中化する手法を展開し、集中化誤差を小さくするには貯水池の数を多くすればよいということを明らかにしている。

図 1.8 は、河道網集中型 kinematic wave モデルを用いて、単一の河道区分を分割せずに計算した結果と、二つに分割して計算した結果を示したものである。河道区分の長さは 200 m、幅は 1 m、kinematic 定数 K は 1.0、 p は 0.5 である。側方流入量は二等辺三角形形状に与えた。また、計算結果の比較対象として、Lax-Wendroff スキーム¹⁰⁾による計算結果も図に示

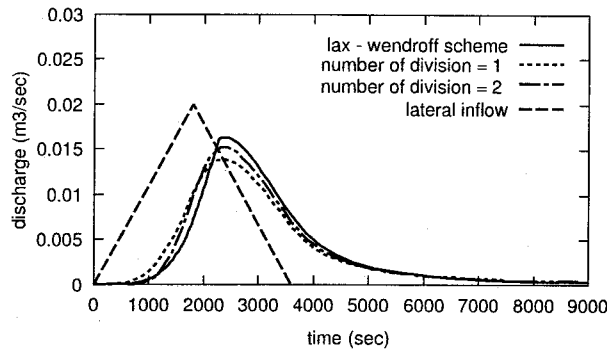


図 1.8 分割の程度と集中化誤差

した（実線）。分割数が 2 の場合は分割数が 1 の場合に比べて、流出ハイドログラフの立上り時刻やピーク流量に改善が見られる。さらに分割数を増やして計算を行えば、より一層の改善が認められると推測される。

1.7 分流が存在する河道網への拡張

1.2 で示した集中化手法では、図 1.1 のような河道網、すなわち、複数の河道区分が合流を繰り返して最終的に一つの河道区分になるような河道網を想定していた。そのため、このままでは分流が存在する河道網に本集中型モデルを適用することはできない。ここでは、1.2 で示した集中化手法を拡張し、図 1.9 のような分流が存在する河道網に対しても適用できるようにすることを考える。

1.7.1 分流点の取り扱い

1.2 で示した集中化手法を振り返ってみると、その本質は、

- 洪水流を kinematic wave でモデル化すること
- 河道網内の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

の二点である。一点目の「洪水流を kinematic wave でモデル化する」ということは、下流側の状態は上流側の状態に影響しないということ、つまり、河道網内の流量は上流側から順に決まるということの意味する。河道網上端での流量が与えられれば、二点目の仮定から河道網内の流量は上流側から順次決まっていく。合流点では、上流側の河道区分の下端での流量をすべて足し合わせて下流側の河道区分上端での流量とする。このようにすることで、河道網内の任意の地点の流量を定めることができるのである。

では、河道網内に分流がある場合にはどのように考えればよいのだろうか。分流点で問題となるのは、分流点下流側の河道区分の流量をどのように決めるかである。分流点上流側河道区分の下端での流量を分流点下流側の河道区分にどのように割り振るかさえ決めることができれば、分流がない場合と同様の形式で取り扱うことができるはずである。その

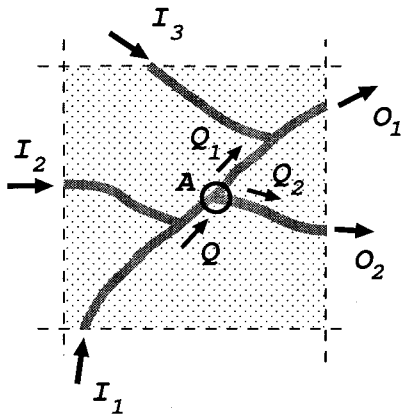


図 1.9 分流の存在する河道網

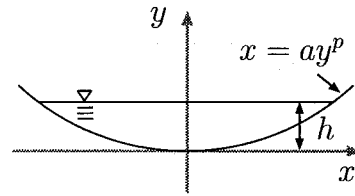


図 1.10 河道断面

意味では、第 1 編 3.3 で示した流域斜面系流出モデルの拡張とほぼ同様に考えることができる。ただし、河道網を斜面素片のように幅広矩形水路として扱うことはできない。そのことに注意して、以下では、図 1.9 の点 A において、分流点上流での流量 Q が与えられたときに、それを下流側河道区分上端の流量 Q_1, Q_2 に配分する手法を展開する。

1.7.2 分流点での流量配分率

図 1.9 の点 A において、流量の連続性から次式が成り立つ。

$$Q = Q_1 + Q_2 \tag{1.15}$$

河道区分 1 への流量配分率を α_1 、河道区分 2 への流量配分率を α_2 と書くことにすると、

$$Q_1 = \alpha_1 Q, \quad Q_2 = \alpha_2 Q \tag{1.16}$$

である。明らかに $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$ である。

河道断面として図 1.10 のように、

$$x = ay^p \tag{1.17}$$

として表される形状を考える。ただし、 $a > 1, 0 \leq p \leq 1$ である。 h は水深を表す。このとき、通水断面積 A は次式で求まる。

$$\begin{aligned} A &= 2 \int_0^h x(y) dy \\ &= 2a \int_0^h y^p dy \\ &= \frac{2a}{p+1} h^{p+1} \end{aligned} \tag{1.18}$$

また、潤辺 S は、

$$\begin{aligned} S &= 2 \int_0^h \sqrt{1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2} dy \\ &= 2 \int_0^h \sqrt{1 + a^2 p^2 y^{2(p-1)}} dy \end{aligned} \tag{1.19}$$

となる。

ここで、断面が十分に平坦であると仮定すると、 y が十分小さくなるので、 $p-1 < 0$ より $1 + a^2 p^2 y^{2(p-1)} \simeq a^2 p^2 y^{2(p-1)}$ とできる。よって、

$$\begin{aligned} S &\simeq 2 \int_0^h \sqrt{a^2 p^2 y^{2(p-1)}} dy \\ &= 2ap \int_0^h y^{p-1} dy \\ &= 2ah^p \end{aligned} \quad (1.20)$$

となる。

したがって、径深 R は、

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{S} \\ &= \frac{2a}{p+1} h^{p+1} \cdot \frac{1}{2ah^p} \\ &= \frac{h}{p+1} \end{aligned} \quad (1.21)$$

となる。

ここで、流量流積関係式として Manning 式を仮定すると、流量 Q は、

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\sqrt{I}}{n} AR^{\frac{2}{3}} \\ &= \frac{\sqrt{I}}{n} \frac{2a}{p+1} h^{p+1} \left(\frac{h}{p+1} \right)^{\frac{2}{3}} \\ &= 2a \frac{\sqrt{I}}{n} (p+1)^{-\frac{5}{3}} h^{p+\frac{5}{3}} \end{aligned} \quad (1.22)$$

として表される。ただし I は勾配、 n は粗度係数である。

(1.22) 式を分流点下流側河道区分の上端の流量 Q_1, Q_2 にあてはめると、

$$Q_1 = 2a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_1^{p_1 + \frac{5}{3}} \quad (1.23)$$

$$Q_2 = 2a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_2^{p_2 + \frac{5}{3}} \quad (1.24)$$

となる。流量配分率 α_1, α_2 は (1.15), (1.16) 式よりそれぞれ $\alpha_1 = Q_1/Q = Q_1/(Q_1 + Q_2)$, $\alpha_2 = Q_2/Q = Q_2/(Q_1 + Q_2)$ と書けるので、

$$\alpha_1 = \frac{a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_1^{p_1 + \frac{5}{3}}}{a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_1^{p_1 + \frac{5}{3}} + a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_2^{p_2 + \frac{5}{3}}} \quad (1.25)$$

$$\alpha_2 = \frac{a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_2^{p_2 + \frac{5}{3}}}{a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_1^{p_1 + \frac{5}{3}} + a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}} h_2^{p_2 + \frac{5}{3}}} \quad (1.26)$$

となる。ここで水深の連続性より $h_1 = h_2$ と仮定すると、それぞれ、

$$\alpha_1 = \frac{a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}}}{a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}} + a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}}} \quad (1.27)$$

$$\alpha_2 = \frac{a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}}}{a_1 \frac{\sqrt{I_1}}{n_1} (p_1 + 1)^{-\frac{5}{3}} + a_2 \frac{\sqrt{I_2}}{n_2} (p_2 + 1)^{-\frac{5}{3}}} \quad (1.28)$$

と簡略化できる。

以上より、一般に、一つの河道区分から N 個の河道区分に分かれているとして、第 i 番目の河道区分への流量分配率 α_i は、

$$\alpha_i = \frac{a_i \frac{\sqrt{I_i}}{n_i} (p_i + 1)^{-\frac{5}{3}}}{\sum_{j=1}^N a_j \frac{\sqrt{I_j}}{n_j} (p_j + 1)^{-\frac{5}{3}}} \quad (1.29)$$

と書くことができる。

ここで、 $p_i = 0$, $a_i = B_i/2$ (B_i は河道幅) ($i = 1, 2, \dots, N$) とすれば幅広矩形水路として扱うことになり、第 1 編 (3.7) 式に帰着する。

1.7.3 基礎式の修正

以上のようにして各分流点での流量配分率を定めておき、上流側河道区分の流量を下流側河道区分に分配することによって、1.2 で示した集中化手法を分流が存在する河道網にも適用することが可能となる。ただ、1.2 では河道網から流出する河道区分は一つとして基礎式を示していたが、河道網に分流が存在する場合、一般にはその河道網から流出する河道区分は複数存在することになるため、(1.2), (1.8) 式をそれぞれ、

$$q_0(t) = \frac{\sum_{k=1}^T O_k(t) - \sum_{j=1}^M I_j(t)}{\sum_{i=M+1}^{M+N} L_i} \quad (1.30)$$

$$dS/dt = \sum_{i=1}^M I_i(t) + Q_L(t) - \sum_{k=1}^T O_k(t) \quad (1.31)$$

と書き直す必要がある。 T は流出河道区分の個数である。

1.8 まとめ

本章では、流量の空間分布を定常状態のそれで近似することによって河道網における kinematic wave モデルを集中化する手法を示し、これによって導出された河道網集中型 kinematic wave モデルを用いて流出計算を行なった。本モデルによる計算結果は、分布型モ

デルによる計算結果ならびに観測結果とよく一致した。また、本モデルの集中化誤差についても検討を加え、河道網の分割個数と集中化誤差の関係を明らかにした。さらに、ここで示した集中化手法を拡張し、河道網内に分流が存在する場合にも適用できるようにした。

参考文献

- 1) 高棹 琢馬・椎葉 充晴：河川流域の地形構造を考慮した出水系モデルに関する研究, 土木学会論文報告集, 第 248 号, pp. 69 - 82, 1976.
- 2) 陸 旻皎・早川 典生・小池 俊雄：河道網構造に基づく最適追跡順番の決定法, 土木学会論文集, No. 473 / II - 24, pp. 1 - 6, 1993.
- 3) 高棹 琢馬・池淵 周一・椎葉 充晴：河道網構造を考慮した河川流域の出水解析法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 20 号 B - 2, pp. 185 - 199, 1977.
- 4) 高棹 琢馬・椎葉 充晴：Kinematic wave 法における場および定数の集中化, 京都大学防災研究所年報, 第 21 号 B - 2, pp. 207 - 217, 1978.
- 5) 高棹 琢馬・椎葉 充晴：Kinematic Wave 法への集水効果の導入, 京都大学防災研究所年報, 第 24 号 B - 2, pp. 159 - 170, 1981.
- 6) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・市川 温：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, 1994.
- 7) 井上 和也：開水路非定常流の数値計算法とその水工学への応用に関する研究, 京都大学博士論文, pp. 69 - 103, 1986.
- 8) Nash, J. E., Sutcliffe, J. V. : River flow forecasting through conceptual models; Part I - a discussion of principles, J. Hydrol., 10(3), pp. 282 - 290, 1970.
- 9) 高棹 琢馬・椎葉 充晴・中北 英一・張 昇平：KINEMATIC WAVE モデルの集中化, 第 29 回水理講演会論文集, pp. 239 - 244, 1985.
- 10) 椎葉 充晴：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, pp. 18 - 20, 1983.

第2章 地形量の統計解析による流域斜面系流出モデルの集中化

2.1 はじめに

前章では、河道網内の流量の空間分布を定常状態のそれで近似することによって河道網の洪水流モデルを集中化する手法を示した。以下では、流出計算により多くの時間と計算機資源を必要とする流域斜面系の流出モデルを集中化する手法を提案する。ここで示す手法は、流域斜面系の地形量を統計的に分析することによって流れの場を簡略化して計算量を減らす手法であり、流れのモデルそのものは分布型となっている。前章で示したのと同様に、斜面域における流れのモデルそのものを集中化する手法も考えられるが、それについては、次章以降で述べることにする。

流域斜面内部には、長い斜面や短い斜面、勾配の急な斜面や緩い斜面など、様々な形状の斜面が分布して存在しており、これら様々な斜面からの流出が重なりあって斜面域下端での流量を形成している。それぞれの斜面からの流出過程を一つ一つモデル化し、それぞれについて雨水追跡計算を行なうというのが最も厳密な解法といえよう。

このような考え方にもとづいて、立川ら^{1,2)}は、流域地形を三角形要素網で表現したうえで、山腹斜面での雨水の流れを一次元的に取り扱い得るように実際の地形形状に即して斜面を自動的に分割し、分割された各斜面に対して雨水流動モデルを適用して斜面域からの流出過程をシミュレートするシステムを開発している。このシステムの利点は、流域地形の数値モデルが、ただ単純に地形構造を再現するのではなく、再現された流域場の上で実際の地形構造にできるだけ忠実に流出解析を行なうことを念頭において構成されているため、斜面長、斜面勾配、河道長といった、流出現象に大きく影響する地形量を容易に計測することができるという点にある。

本章では、立川らの開発したシステムを用いて流域斜面系の地形諸量を計測し、それらをもとにして多数の斜面要素をいくつかのグループに分類することによって、個々の斜面すべてにおいて流出計算するのとほぼ等価な結果が得られる手法³⁾を提案する。

2.2 流域地形のモデル化

立川らの開発したシステムは、地表面を三角形要素網で覆い、その頂点の標高によって地形を表現するものである。図 2.1 は、本システムによって作成される地形モデルを模式的に示したものである。三角形の覆い方は任意なので、非常に複雑な地形形状を有する部

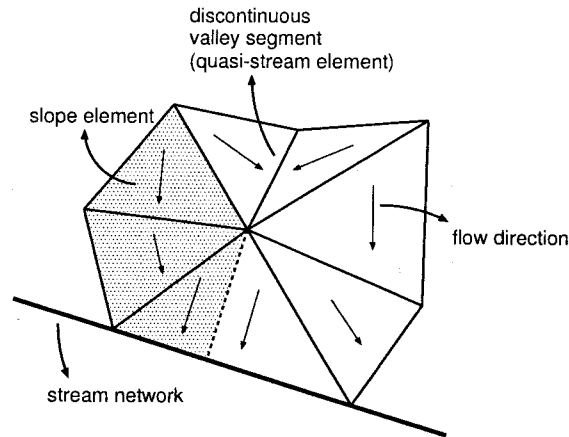


図 2.1 地形モデル

分では、三角形網の密度を高くするなど、流域地形に即して地形を表現することができる。また、各三角形要素上の雨水の流れを kinematic wave モデルで近似することにすれば、雨水流下方向（最急勾配方向）も容易に得ることができる。しかし、ただ単に三角形網で流域を覆えばよいというわけではなく、三角形要素間で雨水が授受される過程を取り扱えなければならない。そのためには、三角形要素の最急勾配方向をもとに、各三角形要素で雨水が流出する辺が一つとなるように三角形要素を構成すると都合がよい。このようにすれば、河道区分を含む三角形要素から始めて、上流に位置する三角形要素をつぎつぎとたどっていくことで、その河道区分への斜面流出に寄与する斜面要素 (slope element) を特定でき、その斜面要素の形状を計測することができる。

また、流域を三角形網で表現する過程で、流域内に河道網とつながっていない谷が現れることがある。この谷に流入する雨水がどこに流下するかを確定するために、この谷の下端から河道網に到達するまで最急勾配方向に下る。この谷及び河道網に到達するまでの経路をあらたに河道と認識し、もとの河道網と区別して準河道 (quasi-stream element) とよぶことにする。

以上より、本システムで作成される地形モデルは、(1) 斜面要素、(2) 準河道要素、(3) 河道網要素の三要素から構成されることになる。2.3 では、これらのうち、斜面要素と準河道要素について地形量を計測し、いくつかのグループに分類することによって流出計算を簡略化する手法を示す。河道網要素の流出計算については、前章で述べた河道網集中型 kinematic wave モデルを利用する。

2.3 集中化手法

2.3.1 基本的な考え方

基本となる考え方は、斜面要素・準河道要素ともに共通しているので、以下では斜面要素を例にとって説明する。

山腹斜面内には様々な形状を持つ斜面要素が多数存在している。またそれと同時に、土質、植生など流出特性に影響を与える他の要因も空間的に分布しており、これらの複雑な重なりあいによって流出特性が決定されている。これらの要因を陽に考慮したうえで、個々の斜面要素すべてにおいて流出計算を行なうというのが最も厳密な解法である。

ここで、対象とする流域内に、地形形状、土質、植生など流出特性に影響を与える要因（以下ではこれを斜面特性とよぶことにする）がよく似た二つの斜面要素があったとしよう。もしこれら二つの斜面要素に同じ降雨が与えられれば、その流出計算結果はほぼ同じになると予想される。とすれば、どちらか一方だけを対象として流出計算を行ない、他方についてはその計算結果で代用することによって流出計算を省略したとしても、全体としてさほど大きな違いは生じないはずである。

このように、斜面特性が類似している斜面要素は雨水流出特性も類似していると考えることで、斜面特性の類似度に応じて流域内の斜面要素をいくつかのグループに分類し、各グループの代表的な要素に対してのみ流出計算を行なうようにすれば、すべての斜面の流出計算を行なう場合に比べて大幅に計算量を削減することができる。この手法の利点は、[斜面特性の分布状況, 集中化誤差, グループの個数]の三者の関係が明確である点にある。すなわち、斜面特性の分布の程度が大きい場合には、集中化誤差をある一定のレベルに保つためにはグループの個数を多くする必要があり、逆に斜面特性が比較的一様であれば、グループの個数を減らすことができる。より精密な計算結果が必要な場合には、グループの個数を増やし、精度よりは速度が要求されるような場合には、グループの個数を減らせばよい。

2.3.2 斜面要素のグループ分け（クラスタリング）

つぎに、斜面特性の類似度に応じて斜面要素をグループ分けする手法について具体的に説明する。

本研究では、クラスター分析手法を用いて斜面要素のグループ分けを行なう。先に述べたように、斜面特性には地形形状や土質、植生などがあるが、ここでは一般的に斜面特性が N 個あるとして、これらをまとめて、斜面特性ベクトル $\theta = \theta(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_N)$ と書くことにする。つまり、 θ の類似度に応じて斜面要素をグループ化することになる。

θ の類似度は標準化ユークリッド平方距離で表すことにする。 θ^i と θ^j 間の標準化ユークリッド平方距離を d_{ij} と書くことにすると、 d_{ij} は、

$$d_{ij} = \sum_{k=1}^N \frac{(\theta_k^i - \theta_k^j)^2}{s_k^2} \quad (2.1)$$

と表され、この値が小さいほど類似度が高いことを意味する。ただし、 θ_k^i は θ^i の k 番目の斜面特性 ($k = 1, 2, \dots, N$)、 s_k^2 は斜面特性 θ_k の分散を表す。各特性の差の二乗をその要因の分散で除すことによって無次元化し、次元の異なる特性を共通に取り扱えるようにしている。

流域内に存在するすべての斜面要素間の類似度を (2.1) 式で計測し、類似度の高い斜面要素を次々とひとまとまりにしていくことでグループを作成する。このようなグループの

ことをクラスターとよぶ。また、要素をグループ化していく作業のことをクラスタリングとよぶ。

クラスターとクラスターを統合する際、新しくできるクラスターと他のクラスターの間の類似度を定義する必要がある。その方法としてはいくつか考えられるが、ここでは最も単純な最短距離法 (Nearest Neighbor Method) を用いることにする。クラスター p とクラスター q を統合して、新しくクラスター t をつくるとする。 t と、別の任意のクラスター r との間の類似度 d_{tr} は、最短距離法によると、 pr 間、 qr 間の類似度 d_{pr} 、 d_{qr} を用いて次のように表される。

$$d_{tr} = \min(d_{pr}, d_{qr}) \quad (2.2)$$

このようにしてクラスタリングを数回繰り返す、すべての斜面要素をいくつかのクラスターに分類する。各クラスターには、斜面特性がある程度似通った斜面素片が集まっていることになる。

2.3.3 斜面要素からの流出計算

各クラスターに含まれる斜面要素は斜面特性が類似しているため、その流出特性も類似していると考え、各クラスターを代表するような斜面要素に対してのみ流出計算を行なう。他の斜面要素からの流出計算については、代表的な斜面要素の計算結果で代用する。具体的には、次式のように、各クラスターに含まれる斜面要素の斜面特性を各斜面要素の面積で重み付けして平均し、クラスターを代表する斜面要素の斜面特性 $\bar{\theta}$ を計算する。

$$\bar{\theta} = \frac{\sum_{i=1}^M A^i \theta^i}{\sum_{i=1}^M A^i} \quad (2.3)$$

ただし、 M はそのクラスターに含まれる斜面要素の数、 A^i は斜面要素 i の面積である。

このようにして各クラスターの代表要素の斜面特性を求めた後、各代表要素に対して中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを適用して流出高を求める。その結果を、各クラスターに含まれる斜面要素が占める面積で重み付けして加算し、斜面域全体からの流出量を求める。

以上では、斜面特性を一般的に θ として記述してきたが、実際には、斜面特性として地形形状のみを考え、地形形状の類似度のみでグループ分けを行なうことにする。本来は、土質、植生といった他の要因についても類似度を考慮すべきであるが、それらの詳細な分布状況を知ることは現実問題としては難しいため、地形形状以外の要因は空間的に一様であるとする。

さらに、本研究では斜面要素を矩形斜面として近似する。2.2 でみたように、斜面要素は三角形要素の集合体である。したがって、実際には、斜面要素の勾配や幅は流下方向に複雑に変動しており、そのことが斜面からの流出形態におよぼす影響は無視できないものと思われる。たとえば、立川²⁾ は、斜面形状を矩形で近似した場合と、勾配・幅の変動を表現できる三次スプライン補間関数を用いて近似した場合の流出計算結果の違いについて検討しており、流出形態を正しく再現するためには斜面形状を実地形に忠実に表現するこ

とが重要であると結論している。筆者の見解も立川²⁾と同様である。地形特性の分布を考慮して流出過程を集中化する、というのが本研究の目的なのだから、斜面形状を精密に記述するのが理想であるのはいうまでもない。しかし、斜面要素を矩形とすることで地形特性の分布をより容易に把握できるということもまた無視できない事実であり、第一近似としては満足できるのではないだろうか。

斜面要素を矩形で近似した場合、斜面系での流出過程に対して支配的な地形量として考えられるのは、斜面長と斜面勾配である。ここでは、斜面長を「流出寄与域の面積を斜面幅で除した値」、斜面勾配を「各三角形要素の勾配を各三角形要素の面積で重みをつけて平均した値」として定義する。ただし斜面幅は「斜面要素において河道に接している辺を水平面に投影した長さ」とする。

要素 i の斜面長を l_i , 斜面勾配を g_i , 斜面長の分散を s_l^2 , 斜面勾配の分散を s_g^2 と書くことにすると、斜面要素 i と j との類似度 d_{ij} は (2.1) 式より

$$d_{ij} = (l_i - l_j)^2 / s_l^2 + (g_i - g_j)^2 / s_g^2 \quad (2.4)$$

となる。

2.3.4 準河道要素の集中化

準河道要素についても、基本的には斜面要素と同様にして集中化を行なう。斜面要素と異なるのは、各要素の特性として採用する地形量のみである。準河道は当然ながら樹枝状構造を有しているが、流出計算を簡略化するため、ここではその構造を無視し、単一河道に置き換えることにする。つまり、各準河道要素の地形特性は本川の長さで代表されるとし、そのような河道長・勾配を持つ単一河道で各準河道要素を置き換える。そして、この河道長と勾配をパラメタとしてクラスター分析を行なう。各クラスターにおいて河道長と勾配の平均値を求め、そのような河道長・勾配を持つ単一河道を各クラスターの代表要素とする。

2.3.3 で示した方法に従って計算した斜面要素からの流出量を各代表要素の側方流入条件として与え、各代表要素からの流出高を kinematic wave モデルで計算する。準河道要素全体からの流出高 $q(t)$ はつぎのようにして計算される。

$$q(t) = \frac{1}{L_B} \sum_{i=1}^{N_C} \sum_{j=1}^{N_i} \frac{\overline{Q}_i(t)}{\overline{L}_i} L_j^i \quad (2.5)$$

ここで、 L_B は準河道要素の総延長、 N_C はクラスターの数、 N_i は第 i クラスターに含まれる準河道要素数、 $\overline{Q}_i(t)$ は第 i クラスターの代表要素からの流出量、 \overline{L}_i は第 i クラスターの代表要素の河道長、 L_j^i は第 i クラスターのなかの第 j 要素の河道長である。

2.4 適用と考察

2.4.1 服部川流域における出水の再現

以上述べてきた手法を、淀川上流の服部川流域 (約 95 km²) に適用した。図 2.2 に流域の概要を示す。流域の地形を数値地図 250 m メッシュ (標高) データをもとにモデル化した

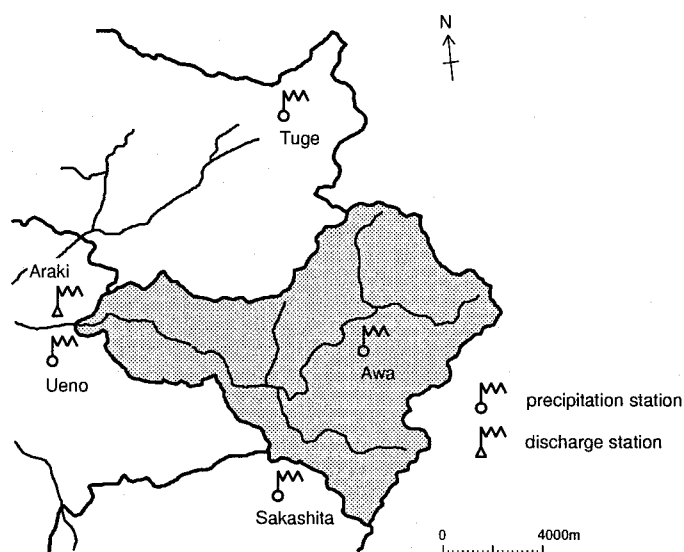


図 2.2 服部川流域概要図

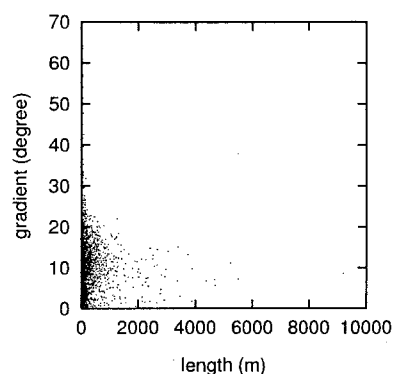


図 2.3 要素の散布図

ところ、準河道を含む河道網の最大位数は5、河道区分数は719、準河道要素数は123、斜面要素数は1963となった。図 2.3 に斜面要素の散布図を示す。横軸は斜面長 [m] で、縦軸は斜面勾配 [deg] である。

まず、斜面要素・準河道要素・河道網要素それぞれについて、集中化せずに逐一流出計算することによって、対象流域の流出特性を調べたところ、河道網系での滞留時間は短く、斜面系の効果が支配的であることがわかった。そこで、準河道要素と河道網要素の集中化の程度は固定し、斜面要素の集中化誤差についてのみ検討した。

斜面要素群を、分類数を20, 100, 200, 400と変えてクラスター分析し、それぞれに対して集中化した斜面流出を求めた。これらの集中化した斜面流出とクラスター分析を施していない場合の斜面流出とをあわせて図 2.4 に示す。また、集中化した斜面要素の計算結果を集中化した準河道要素・河道網要素の入力として求めた流域下端の流量ハイドログラフを図 2.5 に示す。斜面要素を分類するクラスターの個数を増やすにしたがって、ハイドログラフの形状が改善されていく。これはクラスター数を増やすことで地形量の分布がよりよく再現されるようになったためと思われる。

2.4.2 クラスター分析手法と地形特性の関係

斜面要素を分類するクラスターの個数を増やすことによって地形特性の分布がよりよく再現される、ということは容易に想像できる。では、クラスターの数を変えることで地形特性の再現状況は具体的にどのように変化しているのだろうか。また、クラスターの数を増やすだけでなく、クラスター分析の手法を変えることによって、より効率的に地形特性分布を近似できないだろうか。

図 2.6 は斜面要素のヒストグラムである。左列が斜面長の、右列が斜面勾配のヒストグラムである。縦軸はある階級に含まれる斜面要素が全流域面積に対して占める割合である。図上段は、クラスター分析を施していない元のデータのヒストグラム、中段は最短距

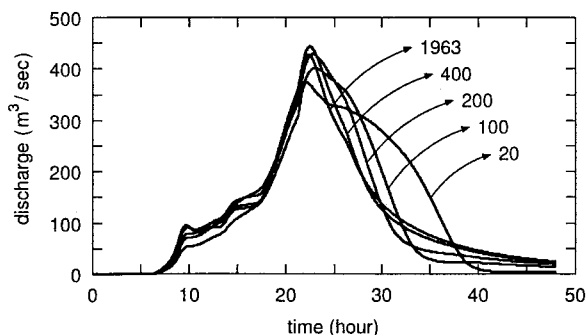


図 2.4 集中型斜面モデルの計算結果

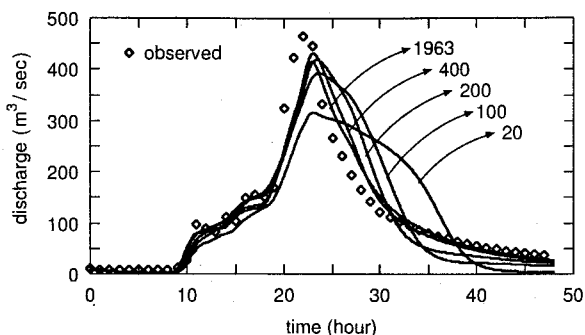


図 2.5 流域下端での流量ハイドログラフ

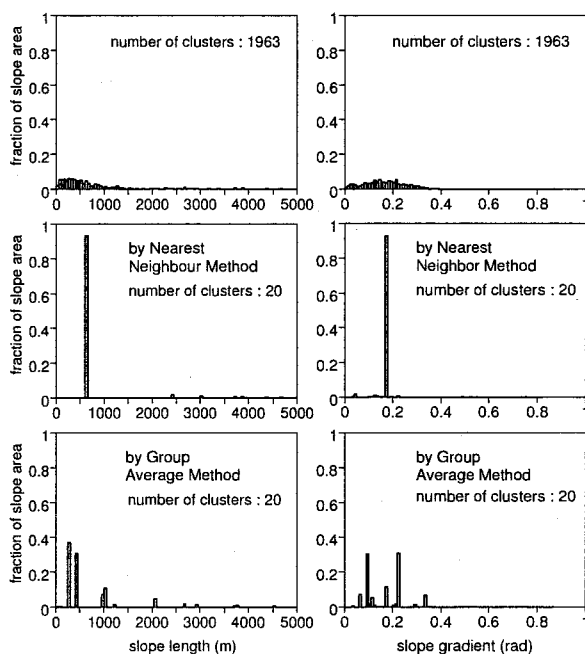


図 2.6 斜面要素のヒストグラム：左列は斜面長、右列は斜面勾配

離法によって 20 のクラスターに分類したときのヒストグラムである。斜面長・斜面勾配ともに、中段のヒストグラム、すなわちクラスター数が 20 のヒストグラムでは、ひとつだけ非常に突出した階級が存在している。上段のヒストグラムにはそのような階級は存在していない。この巨大な階級は最短距離法の鎖効果によって生じたと考えられる。

もう一度、斜面要素の散布図 図 2.3 を見てみよう。斜面長ではおおよそ 500 m を中心として 0 ~ 1000 m の範囲に、斜面勾配では 10° (約 0.17 rad) を中心として 0 ~ 20° の範囲にかなり多くの要素が分布しており、これらが鎖効果によって連なることで、ひとつの大きなクラスターが形成されていると考えられる。このクラスターの存在が流出計算の精度を下げているようである。

より効率的に地形特性の分布状況を近似するには、最短距離法は不適當であることがわ

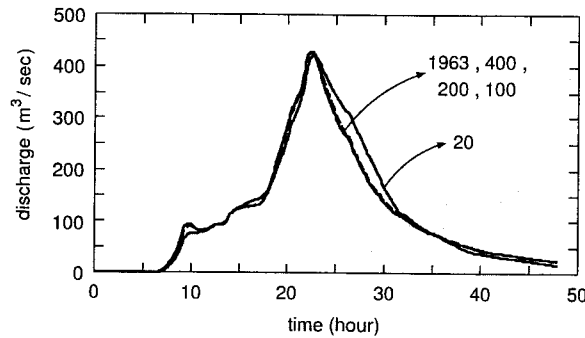


図 2.7 群平均法を用いた場合の計算結果

かったので、最短距離法に代わる手法として群平均法 (Group Average Method) によるクラスター分析を試みた。群平均法は、クラスター間の類似度をそれらに含まれる対象間の類似度の平均的な値で定義する方法で、鎖効果のような現象は生じない。(2.2) 式と同様の形式でクラスター間の類似度を定義すると、

$$d_{tr} = \frac{A_p d_{pr} + A_q d_{qr}}{A_t}, \quad A_t = A_p + A_q \quad (2.6)$$

となる。ただし、 A_* はクラスター * に含まれる斜面要素が占める流域面積の総計である。

図 2.6 下段に、群平均法によって 20 のクラスターに分類したときのヒストグラムを示す。斜面長・斜面勾配ともに、最短距離法によるヒストグラムにあった、ひとつだけ突出した階級は見当たらなくなっており、定性的にはあるが、最短距離法よりは地形特性の分布をよく近似しているといえる。

図 2.7 は、クラスター分析に群平均法を用いた場合の集中化した斜面要素の流出計算結果である。図 2.4 と比較すると、同じクラスター数でも群平均法を用いた方が計算精度が良く、より効率的に集中化できていることがわかる。クラスター数が 100 の時点で、すべての斜面要素について計算した結果とほぼ一致しており、すべての斜面要素について流出計算を行なう場合に比べて、流出計算の回数を約 20 分の 1 に減らすことができた。

2.4.3 統計指標の導入

より定量的に地形特性の再現状況を調べるために、各クラスターの代表要素の地形量からその変動係数を求めた。図 2.8, 2.9 は、それぞれ斜面長、斜面勾配の変動係数をプロットしたものである。図の横軸はクラスターの数である。

斜面長、斜面勾配ともに、

1. クラスター数を増やすにしたがい、変動係数が一定値 (元データの変動係数) に近づく
2. 最短距離法より群平均法の方がはやく一定値に近づく

という傾向を示している。1 の傾向は、図 2.4, 2.5, 2.7 でクラスター数を増やすにしたがって計算精度が向上することを裏付けるものであり、2 の傾向は、最短距離法より群平均法

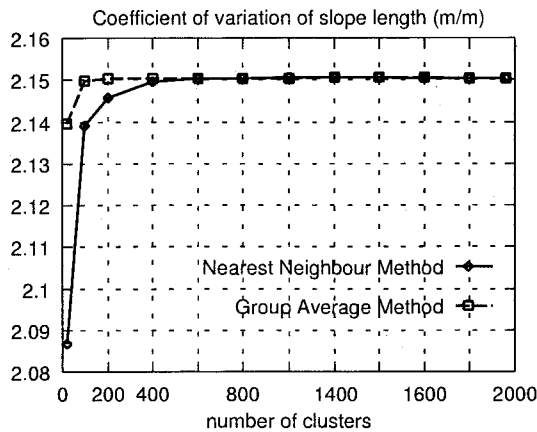


図 2.8 斜面長の変動係数

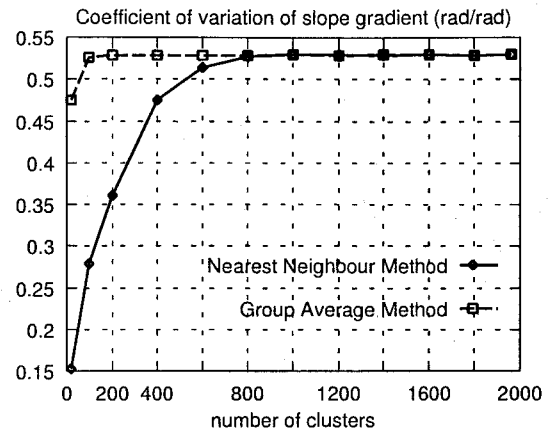


図 2.9 斜面勾配の変動係数

を用いた方が計算精度が良いことを裏付けるものである。とくに群平均法の場合、クラスター数が 100 の時点で変動係数が生データのそれとほぼ一致しており、図 2.7 において、クラスター数が 100 の計算結果とクラスター分析を施していない場合の計算結果とがほぼ一致していることに符合している。このことは、地形量の変動係数がクラスターの分類数を決める基準になりうることを示している。

2.5 まとめ

本研究では、地形特性が類似している地形要素は雨水流出特性も類似していると仮定することによって流出計算を簡略化する手法を示した。具体的には、流域地形モデルを利用して斜面長・斜面勾配・準河道の本川長などの地形量を計測し、クラスター分析手法を用いて地形量の類似度に応じて斜面要素・準河道要素をいくつかのクラスターに分類した。そして、各クラスターの代表的な要素に対してのみ流出計算を行ない、他の要素の流出計算については代表的な要素の計算結果で代用することで計算量を削減した。

このような手法で集中化されたモデルを実流域に適用し、特に斜面系の集中化誤差について検討した。その結果、今回の対象流域のような河道効果の小さい流域では、斜面要素のクラスター数が出水過程の再現性に大きく影響することを明らかにした。また、地形量のヒストグラムをとってクラスター数の変化に伴う地形特性の再現状況の変化を調べたところ、最短距離法の特徴である鎖効果が現れており、より効率的に地形量の分布を近似するには、最短距離法は不適當であることがわかった。そこで、最短距離法に代わる手法として群平均法を採用したところ、同じクラスター数でも流出計算精度が向上し、また、すべての斜面要素の流出計算を行なう場合に比べて流出計算の回数を約 20 分の 1 に減らすことができた。さらに、地形量の変動係数を調べることで、地形特性の再現状況の良否が流出計算の精度の良否とよく符合することを見出し、地形量の変動係数がクラスター数の決定基準となりうることを明らかにした。

参考文献

- 1) 立川 康人・椎葉 充晴・高棹 琢馬：三角形要素網による流域地形の数理表現に関する研究, 土木学会論文集, 第 558 号, II-38, pp. 45 - 60, 1997.
- 2) 立川 康人・原口 明・椎葉 充晴・高棹 琢馬：流域地形の三角形要素網表現に基づく分布型降雨流出モデルの開発, 土木学会論文集, 第 565 号, II-39, pp. 1 - 10, 1997.
- 3) 市川 温・椎葉 充晴・立川 康人：流域内地形量の統計解析による流出過程の集中化, 水工学論文集, 第 41 卷, pp. 79 - 84, 1997.

第3章 流域地形情報を活用した流域斜面系流出モデルの集中化

3.1 はじめに

従来、数値標高データや河道網流路位置データから数値地形モデルを作成し、流れのモデルと結合して流出計算を行なうという研究が数多くなされてきた。本論文第1編においても数値地形モデルを基盤とした流出モデルの構成に取り組んでいる。

数値地形モデルを基盤とした流出モデルの多くは、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。分布型流出モデルが研究者レベルの利用にとどまり、現業の場であまり利用されないのは、いくつかの理由が考えられるが、このような計算にかかる負担が大きいこともその一因であろう。

ここでは、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、雨水の空間分布を定常状態のそれで近似することによって kinematic wave モデルを集中化する手法を展開し¹⁾、流出計算にかかる負担の軽減を目指す。この集中化されたモデルは、タンクモデル・貯留関数法といった概念的な集中型モデルとは異なり、そのパラメタ値が数値地形モデルから得られる地形量を用いて計算されるところに大きな特徴がある。

3.2 kinematic wave モデルの集中化

3.2.1 前提とする流域地形表現手法について

ここでは、本論文第1編第1章および第3章で説明した流域地形表現手法を前提として kinematic wave モデルの集中化手法を展開する。具体的な集中化手法は 3.2.2 で述べるが、その本質は、雨水の空間分布を定常状態のそれで近似し、雨水流の通水断面積を解析的に空間積分することにある。本論文で構築した流域地形表現手法には、

- 流域斜面が、格子点と格子点を結ぶ斜面素片の集合体で表現される
- 各斜面素片の長さ、勾配、面積を知ることができる
- 各斜面素片の上流域の面積を知ることができる

- 各斜面素片の面積を流下方向の距離の関数で表すことができ、かつその関数の巾乗を解析的に積分できる

という特徴があり、ここで展開する集中化手法で利用するのに非常に都合がよい。

3.2.2 kinematic wave モデルの集中化手法

ここでいう kinematic wave モデルとは、流量 Q と通水断面積 A を巾関数で結びつけているものを指す。中間流・表面流統合型 kinematic wave モデル²⁾ のような一般的な形式のモデルを考えているわけではないことに注意する。

いま、対象とする流域斜面が N 個の斜面素片でモデル化されているとする。 i 番目 ($i = 1, \dots, N$) の斜面素片 (以下これを斜面素片 i と書くことにする) について、通水断面積 $A_i(x, t)$ と流量 $Q_i(x, t)$ の関係は、

$$A_i(x, t) = K_i Q_i(x, t)^p \quad (3.1)$$

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。斜面素片 i の長さを L_i 、幅を B_i 、面積を M_i 、勾配を G_i と書くことにすると、 K_i, p は以下のようなになる。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、

$$K_i = \left\{ n_i B_i^{\frac{1}{p}-1} / \sqrt{\sin(G_i)} \right\}^p, \quad p = 0.6 \quad (3.2)$$

となり、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、

$$K_i = \frac{\gamma_i}{k_i \sin(G_i)}, \quad p = 1.0 \quad (3.3)$$

となる。

つぎに、対象とする流域斜面系に定常でかつ空間的に一様な降水が与えられたとして、降水-流出系が定常となったときの流域斜面系全体の貯留量と流出量の関係を導く。

定常でかつ空間的に一様な降水によって降水-流出系が定常となった場合、流域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(有効)降水強度を乗じたものとなる。すなわち、そのときの降水強度を \bar{r} 、斜面素片 i の上流にある全ての斜面素片の面積の総和を M_{Φ_i} 、斜面素片 i の上端から距離 x 離れた地点の流量を $Q_i(x)$ と書くことにすると、 $Q_i(x)$ は次式で表される。

$$Q_i(x) = \bar{r} \left(\frac{M_i}{L_i} x + M_{\Phi_i} \right) \quad (3.4)$$

このとき、通水断面積 $A_i(x)$ は (3.1) 式より、

$$A_i(x) = K_i \bar{r}^p \left(\frac{M_i}{L_i} x + M_{\Phi_i} \right)^p \quad (3.5)$$

と表される。したがって、斜面素片 i 内の貯留量 s_i は $A_i(x)$ を空間的に積分して、

$$\begin{aligned} s_i &= \int_0^{L_i} A_i(x) dx \\ &= \frac{\bar{r}^p}{p+1} \frac{K_i L_i}{M_i} \left\{ (M_i + M_{\Phi_i})^{p+1} - (M_{\Phi_i})^{p+1} \right\} \end{aligned} \quad (3.6)$$

と求められる。よって、流域斜面内の総貯留量 S は、

$$\begin{aligned} S &= \sum_{i=1}^N s_i \\ &= \frac{\bar{r}^p}{p+1} \sum_{i=1}^N \frac{K_i L_i}{M_i} \left\{ (M_i + M_{\Phi_i})^{p+1} - (M_{\Phi_i})^{p+1} \right\} \\ &= E \bar{r}^p \end{aligned} \quad (3.7)$$

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。

ここで、降水 - 流出系は定常と仮定したので、斜面系からの流出量の総和を O と書くことにすると、

$$\bar{r} = O / \sum_{i=1}^N M_i \quad (3.8)$$

となる。上式を (3.7) 式に代入すると、

$$\begin{aligned} S &= E \left(\frac{O}{\sum_{i=1}^N M_i} \right)^p \\ &= \alpha O^p \end{aligned} \quad (3.9)$$

を得る。ただし、 $\alpha = E / (\sum_{i=1}^N M_i)^p$ とした。

(3.9) 式は降水 - 流出系が定常であるとして導いたが、これを降水 - 流出系が非定常の場合にも適用できるとする。すなわち貯留量と流出量の関係式を、

$$S(t) = \alpha O(t)^p \quad (3.10)$$

とする。

一方、貯留量に関する連続式は、降水量を $Q_L(t)$ として、

$$\begin{aligned} \frac{dS}{dt} &= Q_L(t) - O(t) \\ &= Q_L(t) - \left(\frac{S(t)}{\alpha} \right)^{\frac{1}{p}} \end{aligned} \quad (3.11)$$

となる。(3.11) 式は、 $S(t)$ に関する常微分方程式なので、Runge - Kutta 法を用いて数値的に解く。

以上のようにして集中化した kinematic wave モデルのことを、以下では流域斜面系集中型 kinematic wave モデルとよぶことにする。

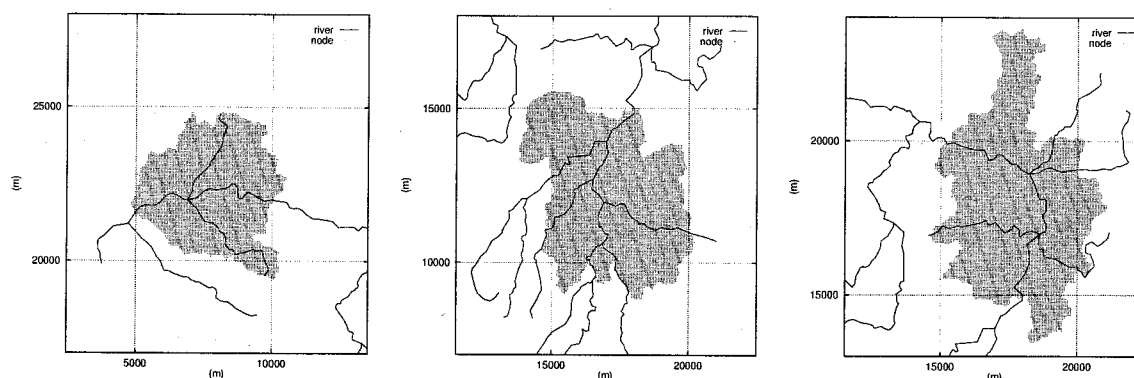


図 3.1 対象領域 (左: 部分流域 A, 中央: B, 右: C)

表 3.1 部分流域の面積とそれに含まれる斜面素片の数

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

3.3 実流域への適用

3.3.1 対象流域

流域斜面系集中型 kinematic wave モデルを実流域に適用する。対象とするのは、本論文第 1 編でも対象としていた大戸川流域である。

3.3.2 差分解法による計算結果と流域斜面系集中型 kinematic wave モデルの計算結果の比較

まず、流域斜面系集中型 kinematic wave モデルの性能を検証するために、第 1 編第 2 章で構成した kinematic wave モデルを差分法で解くモデルと、流域斜面系集中型 kinematic wave モデルを同一の領域に同一の降水条件で適用し、斜面下端での計算流量を比較する。対象領域は大戸川流域内の部分流域 A, B, C (図 3.1) である。表 3.1 は、これらの部分流域の面積とそれに含まれる斜面素片の数をまとめたものである。

a) 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、流域斜面系集中型 kinematic wave モデル (以下集中型モデル) と kinematic wave モデルを差分法で解くモデル (以下分布型モデル) を部分流域 A, B, C に適用する。降水条件は、1990 年 9 月 19 日から 20 日にかけて、建設省大鳥

居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 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 $0.3 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{sec}$ 、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図 3.2 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 167 MHz, メモリ 262144 Kbyte) を使ったところ、集中型モデルで 3 流域とも 2 秒弱、分布型モデルで 3 流域とも約 5 時間であった。

b) 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。

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。得られた結果を図 3.3 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、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シミュレーションを行なうと、「降水 - 流出系が定常である」という集中型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。

3.3.3 流域斜面系集中型 kinematic wave モデルの計算流量と観測流量との比較

流域斜面系集中型 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。河道網洪水流モデルには本編第 1 章で構成した河道網集中型 kinematic wave モデルを用いた。降雨は、大鳥居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 (ケース 1) と 1990 年 9 月 19 日から 20 日にかけて得られたデータ (ケース 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集中型モデルで計算を行ない、大鳥居地点での観測流量と比較した。図 3.4 はケース 1、図 3.5 はケース 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、ケース 1、ケース 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、実際の流出現象をうまく表現できないという結果となった。モデルにおいて表面流しか発生しないと仮定したために、明らかに斜面部分からの雨

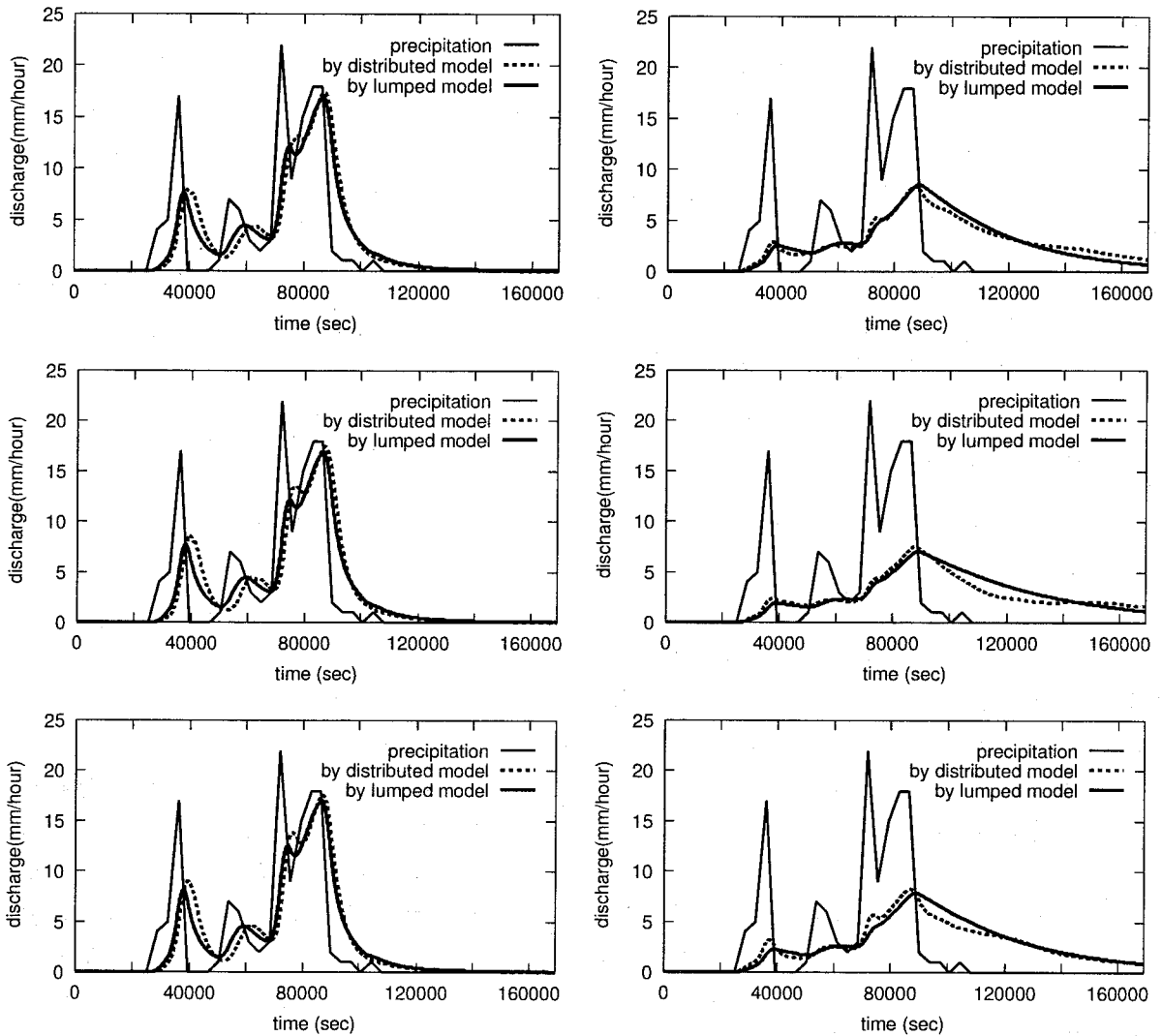


図 3.2 表面流のみ生起すると仮定して計算した流量ハイドログラフ (上: 部分流域 A, 中: B, 下: C)

図 3.3 中間流のみ生起すると仮定して計算した流量ハイドログラフ (上: 部分流域 A, 中: B, 下: C)

水の流出が実際よりも短い時間で河道に到達して、ピーク流量が早くかつ多くなり、逆にピークを過ぎると流出量が急激に低減している。

つぎに、中間流のみの発生を仮定した場合について見てみる。図 3.4 (右) 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、ケース 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。

図 3.5 (右) では計算流量と観測流量が比較的良好に一致している。ケース 2 ではケース 1 に比べて降水量が少なく、中間流出が支配的な現象となっていると推測される。3.3.2 では、集中型モデルと分布型モデルの計算結果を比較し、表面流出のみを仮定した場合のほうが、中間流出のみを仮定した場合にくらべて、計算結果の差異が小さかったことを示し

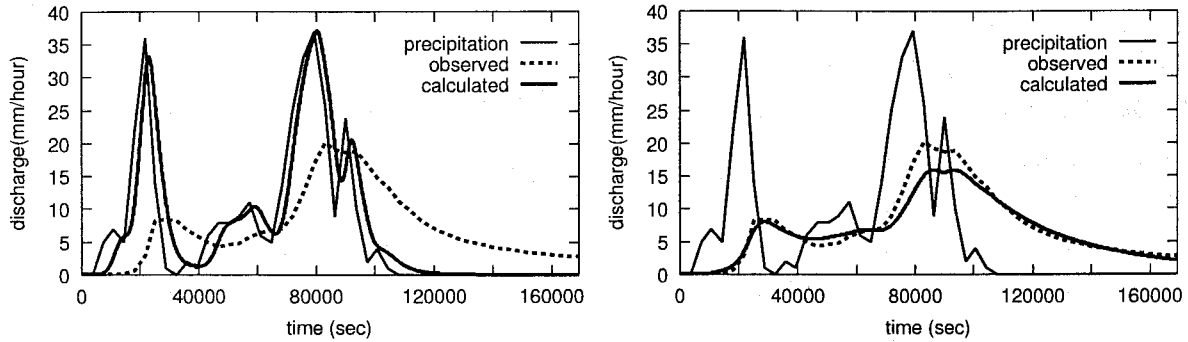


図 3.4 ケース 1 の流量ハイドログラフ (左：表面流のみ発生, 右：中間流のみ発生 と仮定して計算した)

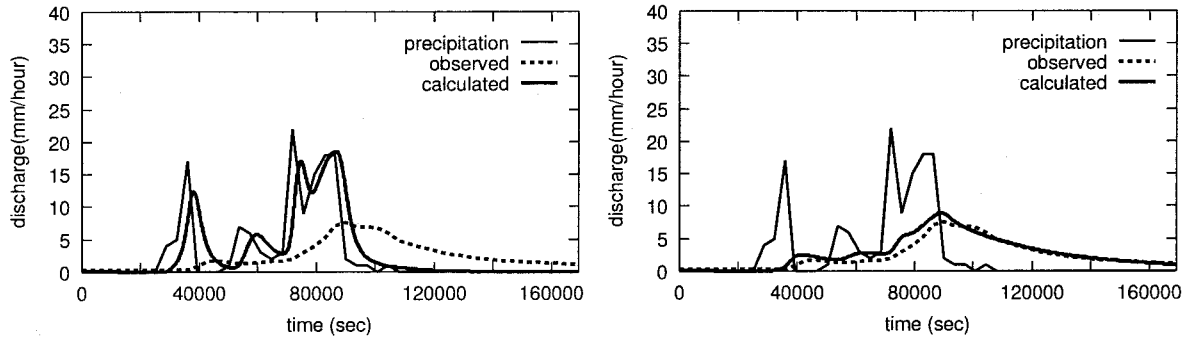


図 3.5 ケース 2 の流量ハイドログラフ (左：表面流のみ発生, 右：中間流のみ発生 と仮定して計算した)

たが、実現象との比較という観点からすると、表面流出だけが生起すると仮定するのはやはり無理がある。ケース 2 のような比較的降水量の少ない場合には、中間流出だけで計算したほうがよい結果を得られるようである。

しかしいずれにしても、ここで構築した流域斜面系集中型 kinematic wave モデルは、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。次章では、より一般的な流量流積関係式を対象として流れのモデルを集中化する手法について検討する。

3.4 まとめ

本章では、雨水の空間分布を定常状態のそれで近似することによって kinematic wave モデルを解析的に積分し、状態量が流域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。そして、この集中型モデルによる計算結果と差分法による計算結果を比較し、両

計算結果がほぼ一致すること、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を確認した。

さらに、実際の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が、良好な結果を得ることはできなかった。本研究で構築した流域斜面系集中型 kinematic wave モデルは、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。そこで次章では、より一般的な流量流積関係式を対象として流れのモデルを集中化する手法について検討する。

参考文献

- 1) 市川 温・小椋 俊博・立川 康人・椎葉 充晴：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 卷, pp. 43 - 48, 1999.
- 2) 椎葉 充晴：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, 1983.

第4章 流域斜面系における一般的な流量流積関係式の集中化

4.1 はじめに

前章では、流域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、雨水の空間的分布を定常状態のそれで近似することによって kinematic wave モデルを集中化する手法を展開した。この手法の利点は、そのパラメタ値が、概念的な集中型モデルとは違って、数値地形モデルから得られる地形量を用いて計算されることにある。

しかし、この手法によって構築されたモデルでは、採用した流量流積関係式が非常に単純なものであったために、表面流もしくは中間流のどちらか一方しか考慮することができず、表面流と中間流と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いう問題点があった。そこで以下では、流域斜面系における一般的な流量流積関係式を出発点として、対象とする斜面系の貯留量と流出量の関係を導出する手法を展開し、その具体例として、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデル¹⁾を集中化した例を示す。さらに、この集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを仮想的な単一斜面および実際の流域に適用し、その結果について考察する²⁾。

4.2 集中化手法

4.2.1 基本的な考え方

基本となる考え方は前章と同様である。すなわち、対象とする流域斜面系を矩形の小斜面（斜面素片）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、前章と異なるのは、流れのモデルとして一般的な流量流積関係式を採用するために、降水強度によって流れの様相が異なり、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点である。そこで、本手法では、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ことにする。この離散的な貯留量と流出量の関係と連続式を組み合わせることで流出計算を行なう。

4.2.2 具体的手順

a) 基礎式の導出

流量流積関係式が次式で与えられているとする。

$$q(x, t) = g(h(x, t)) \quad (4.1)$$

ただし、 $q(x, t)$: 単位幅流量, $h(x, t)$: 水深である。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。(4.1) 式を h について解いた式を、

$$h(x, t) = f(q(x, t)) \quad (4.2)$$

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 kinematic wave モデル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、対象とする流域斜面系に、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、流域斜面系内のある地点での流量は、その地点の集水域の面積に \bar{r} 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、

$$s = \int_0^L w(x)h(x)dx \quad (4.3)$$

である。ただし、 L : 斜面素片の長さ, $w(x)$: 斜面素片の幅である。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。

$$\begin{aligned} Q(x) &= Q(0) + \bar{r} \int_0^x w(x')dx' \\ &= \bar{r}A_{up} + \bar{r} \int_0^x w(x')dx' \end{aligned} \quad (4.4)$$

A_{up} 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 A_{up} は、数値地形モデルから計算されているとする。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。

$$s = \bar{w} \int_0^L h(x)dx \quad (4.5)$$

$$Q(x) = \bar{r}A_{up} + \bar{r}\bar{w} \int_0^x dx' = \bar{r}A_{up} + \bar{r}\bar{w}x \quad (4.6)$$

$$q(x) = Q(x)/\bar{w} = \bar{r}A_{up}/\bar{w} + \bar{r}x \quad (4.7)$$

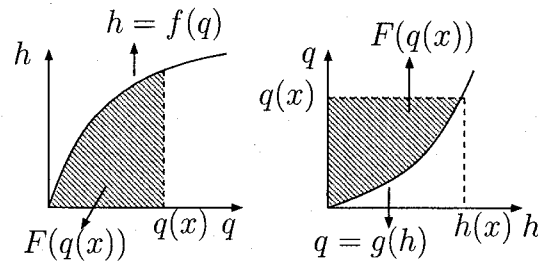


図 4.1 f, g, F の関係

b) 貯留量の算出

各斜面素片の貯留量を求めるには、(4.5) 式の積分を実行すればよい。しかし、(4.2) 式で与えられる f は、先にも述べたように、陽に求まっているとは限らないので、(4.5) 式の積分を解析的に実行することはできない。各計算断面の流量に対応する水深を数値的に求め、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 (4.5) 式の積分を実行する方法を示す。ここで示す方法によれば、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、わずか二回である。

まず (4.7) 式を x で微分して次式を得る。

$$dq/dx = \bar{r} \rightarrow dx = dq/\bar{r} \quad (\text{ただし } \bar{r} \neq 0) \tag{4.8}$$

したがって、(4.5) 式は、

$$\begin{aligned} s &= \bar{w}/\bar{r} \int_{q(0)}^{q(L)} f(q) dq \\ &= \bar{w}/\bar{r} [F(q(L)) - F(q(0))] \end{aligned} \tag{4.9}$$

と変換することができる。ただし、 $dF/dq = f$ である。(4.9) 式の意味は、流量と空間座標の間に 1 対 1 の関係があることを利用して、通水断面積の空間的な積分を流量での積分に変換したということである。

図 4.1 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 (と仮定している)。したがって、ある単位幅流量 $q(x)$ に対応する水深 $h(x)$ (図 4.1 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。

$$F(q(x)) = q(x)h(x) - \int_0^{h(x)} g(h)dh \tag{4.10}$$

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、(4.7) 式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深を数値的に求める。最後に、(4.10) 式を用いて $F(q(0)), F(q(L))$ を求め、(4.9) 式から 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深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。対象とする流域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。このときの流域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。この手順の計算機アルゴリズムを以下にまとめる。

0. 降水強度 \bar{r} の上限値 \bar{r}_{max} 、計算ステップ数 M および計算刻み値 $d\bar{r}(= \bar{r}_{max}/M)$ を与え、計算ループのカウンタ j を 1 に設定する。
1. $\bar{r} = j \cdot d\bar{r}$ とする。
2. (4.7) 式を用いて、 \bar{r} に対応する斜面素片 i の上下端での単位幅流量 $q_i(0), q_i(L)$ を計算する。
3. $q_i(0), q_i(L)$ に対応する水深 $h_i(0), h_i(L)$ を数値的に求める。
4. (4.10) 式を用いて $F(q_i(0)), F(q_i(L))$ を求める。
5. (4.9) 式を用いて s_i を計算する。
6. 2 ~ 5 をすべての斜面素片について繰り返す。
7. $S = \sum_{i=1}^N s_i, O = \bar{r} \sum_{i=1}^N A_i$ として、 S と O の関係を記憶する。
8. $j = j + 1$ として 1 ~ 7 の手順を繰り返す。 $j > M$ となったら計算を終了する。

こうして求めた S と O の離散的な関係を運動方程式として流出計算を行なう。離散値の間は線形補間で内挿する。

c) 貯留量 - 流出量関係の外挿

上に述べた方法では、 S と O の関係を離散的に求めているために、 \bar{r}_{max} を超えるところでの S と O の関係が定義されない。 \bar{r}_{max} を十分に大きくとっていれば (たとえば 200 mm/hour など) 実用上は問題ないが、ここでは \bar{r}_{max} を超えるところでの S と O の関係を外挿する方法も与えておく。

\bar{r}_{max} を超えるところでは、 S と O の関係は $S = KO^P$ で与えられるとする。 K, P は定数である。この K, P を以下のようにして決定する。まず、上述の手順で計算した、 $\bar{r}_{max}(= M \cdot d\bar{r})$ に対応する貯留量を S_M 、流出量を O_M とし、 $(M - 1) \cdot d\bar{r}$ に対応する貯留量を S_{M-1} 、流出量を O_{M-1} とする。 S と O の離散的な関係と $S = KO^P$ は (S_M, O_M) で連続しているため、

$$S_M = KO_M^P \quad (4.11)$$

を得る。また、 (S_M, O_M) での $dS/dO (= KPO_M^{P-1})$ を次式で近似する。

$$\frac{dS}{dO} = KPO_M^{P-1} = \frac{S_M - S_{M-1}}{O_M - O_{M-1}} \quad (4.12)$$

(4.11), (4.12) 式から K, P は以下のように求まる。

$$K = S_M/O_M^P \quad (4.13)$$

$$P = \frac{O_M}{S_M} \cdot \frac{S_M - S_{M-1}}{O_M - O_{M-1}} \quad (4.14)$$

4.3 表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの集中化

4.2 で述べた手法を用いて、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを集中化する。前章で構築した集中型モデルでは、表面流もしくは中間流のどちらか一方しか考慮することができなかったが、上記の手法で集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルでは、表面流と中間流が混在して生起する流れの計算が可能であることを 4.4 で示す。

表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの連続式および流量流積関係式を次に示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad (4.15)$$

$$q = g(h) = \begin{cases} ah & (0 \leq h < d) \\ \alpha(h-d)^m + ah & (h \geq d) \end{cases} \quad (4.16)$$

ここで、 h : 水深 [m], q : 単位幅流量 [m^2/sec], t : 時間 [sec], x : 空間座標 [m], r : 降水強度 [m/sec], $\alpha = \sqrt{\sin \theta}/n$, θ : 斜面勾配 [rad], n : Manning の粗度係数 [$\text{m}^{-1/3}\text{sec}$], 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 : A 層空隙率 [$-$], $d (= \gamma D)$: A 層の空隙部分の深さ [m], D : A 層厚 [m] である。

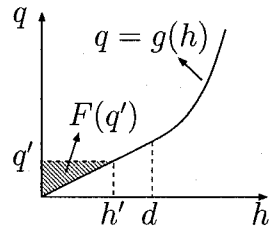
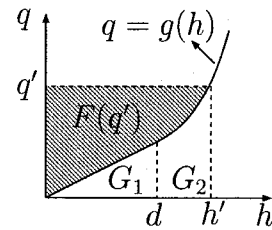
4.2 で展開した集中化手法の本質は、(4.9), (4.10) 式にある。すなわち、通水断面積の空間積分を流量での積分に置き換え、さらに、 $F(q(x))$ を求めるときに、 $f(q)$ を数値積分するのではなく、 $g(h)$ を解析的に積分することによって数値的な演算による誤差を防いでいる点である。ここではとくに、(4.16) 式で与えられる流量流積関係式から $F(q(x))$ を求めた例を示す。

(4.10) 式を次に再記する。

$$F(q(x)) = q(x)h(x) - \int_0^{h(x)} g(h)dh \quad (4.17)$$

$h(x)$ は $q(x)$ に対応する水深である。 $h(x)$ は $m=2$ などの特別な場合を除いて解析的には求まらないので、ニュートン法などを用いて数値的に求めておく。以下では式を見やすくするため、 $q(x)$ を q' 、 $h(x)$ を h' と書くことにする。

まず、 $h' < d$ の場合を考える (図 4.2)。この場合は $h' = q'/a$ となり、図からも明らかのように、 $F(q')$ を容易に計算することができて、次式のようになる。

図 4.2 $h' < d$ の場合図 4.3 $h' \geq d$ の場合

$$F(q') = \frac{1}{2} \cdot q' \cdot \frac{q'}{a} = \frac{q'^2}{2a} \quad (4.18)$$

次に、 $h' \geq d$ の場合を考える（図 4.3）。この場合の $F(q')$ は、図中の G_1, G_2 を使って次のように書ける。

$$F(q') = q'h' - G_1 - G_2 \quad (4.19)$$

G_1 は容易に計算できて、 $ad^2/2$ である。 G_2 は $g(h) = \alpha(h-d)^m + ah$ を d から h' まで積分したものであるから、

$$\begin{aligned} G_2 &= \int_d^{h'} \{\alpha(h-d)^m + ah\} dh \\ &= \frac{\alpha}{m+1} [(h-d)^{m+1}]_d^{h'} + \frac{a}{2} [h^2]_d^{h'} \\ &= \frac{\alpha}{m+1} (h'-d)^{m+1} + \frac{a}{2} (h'^2 - d^2) \end{aligned} \quad (4.20)$$

となる。このようにして求めた G_1, G_2 を (4.19) 式に代入して整理すると、

$$F(q') = q'h' - \frac{\alpha}{m+1} (h'-d)^{m+1} + \frac{ah'^2}{2} \quad (4.21)$$

を得る。あとは、4.2.2 で示した手順にしたがって S と O の関係を求める。

4.4 集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの適用

4.4.1 単一斜面素片への適用

4.3 で集中化した表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを単一の斜面素片に適用した。斜面素片の長さは 100 m, 面積は 1000 m², 勾配は 0.2618 rad (15°) である。集中化したモデルの動作を検証するため、(4.15), (4.16) 式を差分して計算した結果（以下、これを「分布型モデルによる計算結果」とよぶ）と比較した。計算は、(a) 表面流のみのケース, (b) 中間流のみのケース, (c) 表面流・中間流がともに起きるケースの三通りで行なった。表 4.1 に計算条件をまとめた。— は、そのケースでは使用しないパラメタである。またすべてのケースにおいて、36 mm/hour の雨を 10 時間与えた。

表 4.1 単一斜面での計算条件

	(a)	(b)	(c)
n [$m^{-1/3}$ sec]	0.3	—	0.3
m [-]	1.667	—	1.667
k [m/sec]	—	0.015	0.015
γ [-]	—	0.4	0.4
D [m]	0.0	∞	0.1

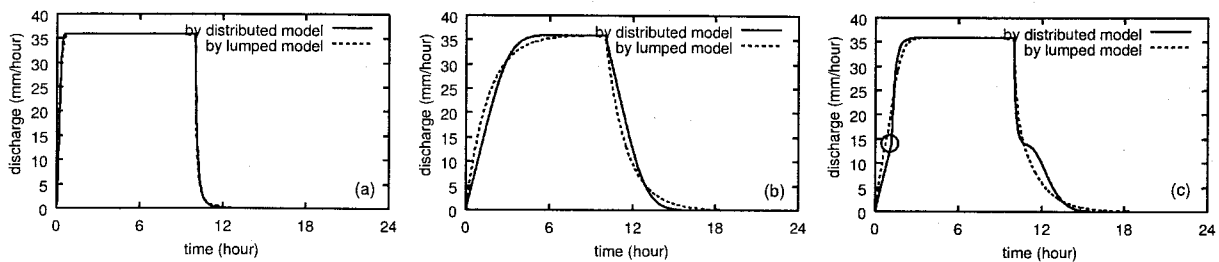


図 4.4 単一斜面素片での計算結果 ((a) 表面流のみ, (b) 中間流のみ, (c) 表面流・中間流)

図 4.4 に計算結果を示す。実線が分布型モデルによる計算結果、点線が集中型モデルによる計算結果である。

まずケース (a) であるが、両モデルの計算結果はほぼ一致している。つぎにケース (b) であるが、ケース (a) に比べて計算結果の違いが大きくなっている。ここで展開した集中化手法では、定常状態での貯留量 - 流出量関係を導出し、これを用いて流出計算を行なっているため、降水 - 流出系が定常状態に達しやすい条件下では、集中型モデルと分布型モデルの計算結果がよく一致し、逆に定常状態に達しにくい条件下では両計算結果はあまり一致しない。ケース (a) のように、表面流のみ生起するような条件では、降水 - 流出系が定常状態に達しやすく、両計算結果がよく一致している。ケース (b) では中間流のみが生起するため、ケース (a) に比べて降水 - 流出系は定常状態に達しにくい。そのため、計算結果の違いがやや大きくなっている。

ケース (c) の分布型モデルの計算結果を見ると、計算開始後 1 時間を過ぎたあたりで表面流が発生しており（図中○をつけているところ）、集中型モデルもそれによく追従している。前章で構築した集中型モデルでは、このように表面流と中間流が混在している流れを扱うことができなかったが、今回構築した集中型モデルではこのような流れに対しても適用可能であることが示された。図 4.5 はケース (c) における飽和面積率の時系列である。飽和域の発生、衰退、ピーク時の面積率において、両モデルはよく一致している。

図 4.6 は、それぞれのケースにおける貯留量と流出量の関係である。実線が分布型モデルによるもの、点線が集中型モデルによるものである。いずれのケースにおいても、分布型モデルによる貯留量と流出量の間にはヒステリシスが存在している。一方、集中型モデルでは貯留量と流出量の間は一価となっており、この違いが両モデルの計算結果（図 4.4）の違いの原因となっている。ケース (a) のように、貯留量と流出量の間違った関係の違いが小さい場合には、計算結果の違いも小さい。

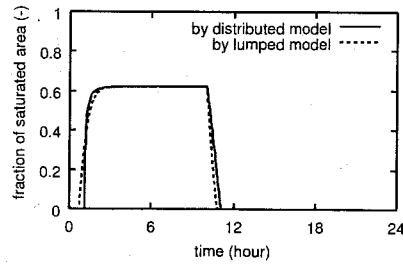


図 4.5 飽和面積率の時系列

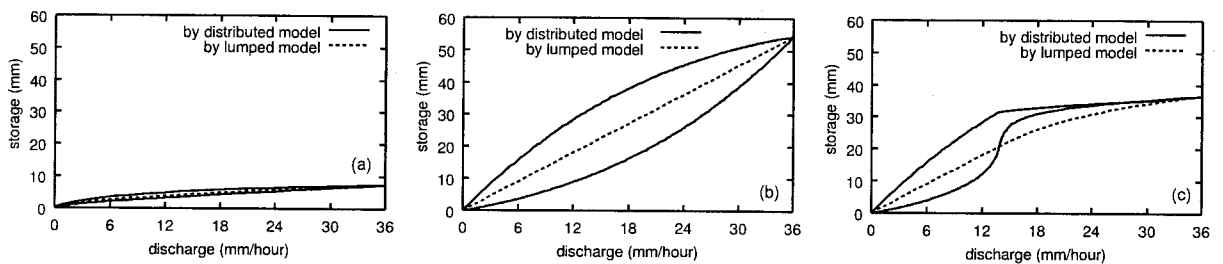


図 4.6 貯留量と流出量の関係 ((a) 表面流のみ, (b) 中間流のみ, (c) 表面流・中間流)

4.4.2 大戸川流域への適用

a) モデルの構成

集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを大戸川流域に適用する。流域を7個の部分流域に分割し、各部分流域の斜面域に集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを適用する。河道網に対しては河道網集中型 kinematic wave モデルを適用する。集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルのパラメタ値として、 n : $0.6 \text{ m}^{-1/3} \text{ sec}$, m : 1.667, k : 0.015 m/sec , γ : 0.15, D : 1.0 m 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: $0.05 \text{ m}^{-1/3} \text{ sec}$ を用いた。これらのパラメタのうち、 n については、1990年9月19日から22日にかけて得られたデータ(下記のケース2)を用いて試行錯誤的に同定し、残りのパラメタについては、文献^{1,3)}などを参考に値を決定した。また、比較のため、斜面域の流出計算を分布型モデルでも行なった。パラメタ値は集中型モデルと同じとした。

b) 使用した水文データ

降水および流量データは、建設省大鳥居観測所において1982年8月1日から3日にかけて得られたデータ(ケース1), 1990年9月19日から22日にかけて得られたデータ(ケース2)を使用した。まず、流量データから直接流出成分を分離したのち、直接流出量に対する流出率を求め、これを降雨データに乗じて有効降雨を得た。この有効降雨をすべての部分流域に対して一様に与えた。

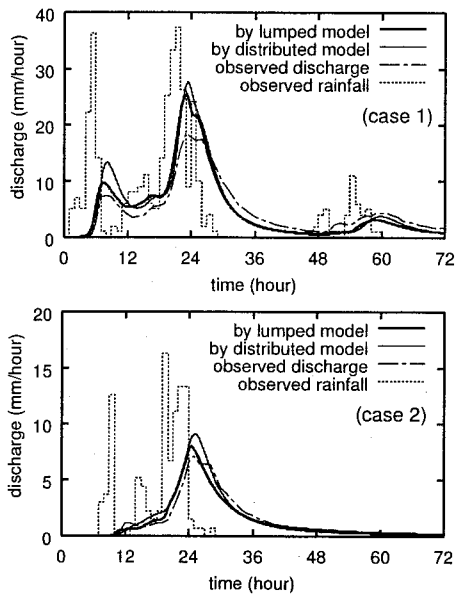


図 4.7 計算流量と観測流量

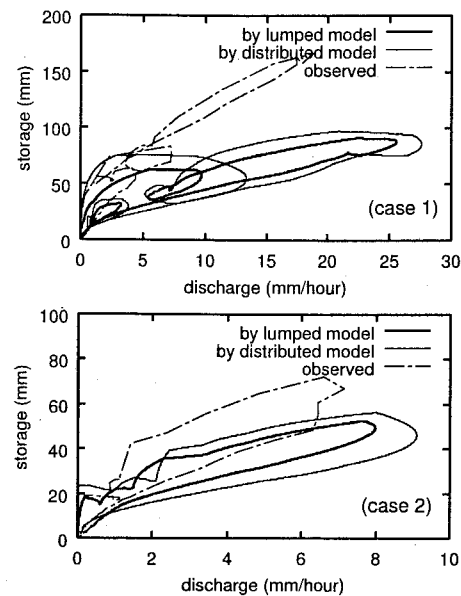


図 4.8 貯留量と流出量の関係

c) 計算結果

図 4.7 はモデルによる計算流量と観測流量（直接流出成分）を比較したものである。太い実線が集中型モデルによる計算流量、細い実線が分布型モデルによる計算流量、一点鎖線が観測流量、点線が有効降雨である。

集中型モデルによる計算流量と観測流量の一致の程度を Nash - Sutcliffe 指標で評価すると、ケース 1 では 0.696、ケース 2 では 0.924 となった。集中型モデルと分布型モデルの計算結果はよく一致しており、本章で提示した集中化手法の妥当性を示している。計算に要した時間に関しても、前章と同様、大幅に短縮することができた。計算精度を若干犠牲にしても計算時間を短縮したい場合には、本集中型モデルの利用が有力な手段になりうるという。

図 4.8 はモデルによって得られた貯留量と流出量の関係と、観測値から得られた貯留量と流出量の関係を比較したものである。今回用いたパラメタ値では、集中型モデル・分布型モデルともに、貯留効果の表現が不十分なため計算流量が過大となっている。貯留効果を表すパラメタである粗度係数の値を大きくすれば、この関係はある程度修正することができると思われる。

4.5 まとめ

本章では、流域斜面系における一般的な流量流積関係式から貯留量と流出量の関係を導出する手法を展開し、その具体例として、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを集中化した例について説明した。本集中化手法は、特定の流量流積関係式に特化したものではなく、様々な流量流積関係式に適用可能である。また、貯留量と流出量の関係を導出する過程では、数値的な演算を極力減らし、計算誤差の混入を防いでいる。

本手法で集中化された表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルの動作を検証するため、仮想的な単一斜面に適用したところ、集中型モデルと分布型モデルの計算結果はよく一致した。とくに、前章で示した手法では扱えなかった表面流と中間流が混在した流れに対しても、本モデルは適用可能であることが示された。

さらに、大戸川流域を対象として流出計算を行ない、モデルによる計算流量と観測流量を比較した。その結果、ピーク付近で計算流量が過大となったものの、集中型モデルと分布型モデルの計算結果はよく一致した。

本章で示した手法では、空間的に一様な降雨を仮定し、その降雨に対して流出系が定常となった場合の貯留量 - 流出量関係を導出している。したがって、本手法で集中化が可能な空間スケールは、降雨を一様とみなすことができ、かつ流量の空間分布を定常状態のそれで近似できるスケールということができる。4.4.2 で示した実流域への適用例では、集中化するサブ流域のスケールを恣意的に決めたが、今後は、本手法で集中化が可能な空間スケールを見出し、集中化スケールと集中化誤差の関係を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 椎葉 充晴：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, 1983.
- 2) 市川 温・小椋 俊博・立川 康人・椎葉 充晴・宝 馨：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, 2000.
- 3) 日野 幹雄・太田 猛彦・砂田 憲吾・渡辺 邦夫：洪水の数値予報, 森北出版株式会社, 1989.

第5章 圃場容水量を考慮した流量流積関係式の集中化

5.1 はじめに

第3章, 第4章では、洪水時を対象とした流量流積関係式を集中化する手法について述べてきた。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¹⁾は、従来の表面流・中間流統合型 kinematic wave モデル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連続的に接続できるようになった。

さらに椎葉ら²⁾は、この流出モデルに蒸発散の機構をも導入し、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。

本章では、第4章で展開した、一般的な流量流積関係式に対する集中化手法を用いて、椎葉ら¹⁾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。

5.2 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再記する。

$$q = \begin{cases} ah & (0 \leq h < d) \\ \alpha(h-d)^m + ah & (h \geq d) \end{cases} \quad (5.1)$$

ここで、 h : 水深 [m], q : 単位幅流量 [m^2/sec], t : 時間 [sec], x : 空間座標 [m], r : 降水強度 [m/sec], $\alpha = \sqrt{\sin\theta}/n$, θ : 斜面勾配 [rad], n : Manning の粗度係数 [$\text{m}^{-1/3} \text{ sec}$], 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 : A層空隙率 [-], $d(= \gamma D)$: A層の空隙部分の深さ [m], D : A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_c 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¹⁾は、 $N > 1$ なるパラメタを導入し、A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。

$$h = u(h_f) = \begin{cases} h_f + h_c \left(1 - \left(\frac{d - h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} & (0 \leq h_f < d) \\ h_f + h_c & (h_f \geq d) \end{cases} \quad (5.2)$$

ただし、 $d = \gamma_e D$, $h_c = \gamma_c D$ である。図 5.1 は (5.2) 式 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、(5.1) 式の h に h_f を代入すると、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。

$$q = g(h_f) = \begin{cases} ah_f & (0 \leq h_f < d) \\ \alpha(h_f - d)^m + ah_f & (h_f \geq d) \end{cases} \quad (5.3)$$

5.3 集中化手法

5.3.1 概説

前章で展開した、一般的な流量流積関係式に対する集中化手法を用いて、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を集中化する。ただ、前章で示した手法では、 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 が存在していることに注意しなければならない。前章では、 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たが、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。

前章で示した集中化手法の本質は、(4.9), (4.10) 式にある。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、斜面素片の貯留量を計算することができるのである。4.3 で表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを集中化したときにも、この F を求める方法について説明した。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。

(4.10) 式を次に再記する。

$$F(q(x)) = q(x)h(x) - \int_0^{h(x)} g(h)dh \quad (5.4)$$

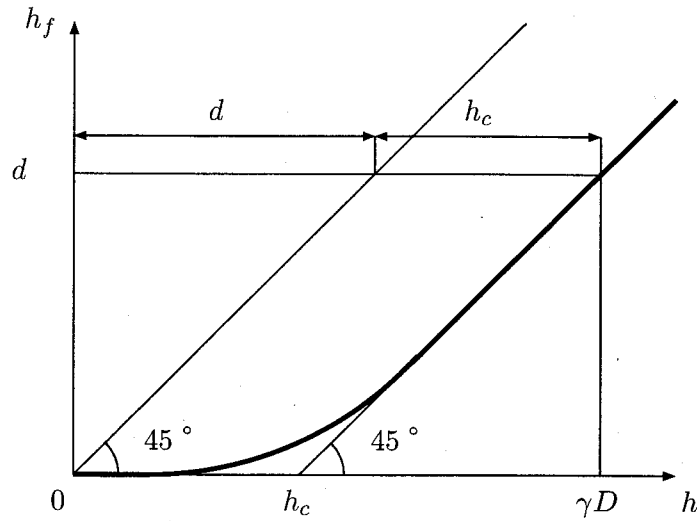


図 5.1 h, h_f の関係

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、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。

(5.4) 式の右辺第二項を 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。

$$G_1 = \int_0^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \tag{5.5}$$

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 A 層が不飽和の場合と飽和の場合で区別して求める。

5.3.2 不飽和時における集中化

(5.5) 式は部分積分の関係より、

$$\begin{aligned} G_1 &= \int_0^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \\ &= \int_0^{h_f(x)} g(h_f) u'(h_f) dh_f \\ &= [g(h_f)u(h_f)]_0^{h_f(x)} - \int_0^{h_f(x)} g'(h_f)u(h_f) dh_f \\ &= g(h_f(x))u(h_f(x)) - \int_0^{h_f(x)} g'(h_f)u(h_f) dh_f \end{aligned} \tag{5.6}$$

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、A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、

$$\begin{aligned}
 G_2 &= \int_0^{h_f(x)} g'(h_f)u(h_f)dh_f \\
 &= \int_0^{h_f(x)} a \left\{ h_f + h_c \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} \right\} dh_f \\
 &= \frac{1}{2}a [h_f^2]_0^{h_f(x)} + ah_c \int_0^{h_f(x)} \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \\
 &= \frac{1}{2}ah_f(x)^2 + ah_c \int_0^{h_f(x)} \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \tag{5.7}
 \end{aligned}$$

となる。

さらに上式の右辺第2項を

$$G_3 = \int_0^{h_f(x)} \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \tag{5.8}$$

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、(5.8)式は次式のように書き直すことができる。

$$G_3 = d \int_c^1 (1-s^N)^{1/N} ds \tag{5.9}$$

ここで、 $t = 1-s^N$ と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、

$$\begin{aligned}
 ds &= -\frac{1}{N}(1-t)^{\frac{1-N}{N}} dt \\
 &= -\frac{1}{N}(1-t)^{\frac{1}{N}-1} dt \tag{5.10}
 \end{aligned}$$

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、

$$\begin{aligned}
 G_3 &= d \int_{1-c^N}^0 t^{\frac{1}{N}} \left\{ -\left(\frac{1}{N} \right) (1-t)^{\frac{1}{N}-1} \right\} dt \\
 &= \frac{d}{N} \int_0^{1-c^N} t^{\frac{1}{N}} (1-t)^{\frac{1}{N}-1} dt \tag{5.11}
 \end{aligned}$$

となる。

(5.11)式の積分部分は、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 $I_{1-c^N}\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right)^2$ の積であり、 $B_{1-c^N}\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right)$ と表される。

以上の式を整理すると

$$F(q(x)) = \frac{1}{2}ah_f(x)^2 + ah_c \frac{d}{N} \cdot B_{1-c^N}\left(\frac{1}{N}+1, \frac{1}{N}\right) \tag{5.12}$$

を得る。

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: $I_x(a, b) \equiv B_x(a, b)/B(a, b) = 1/B(a, b) \int_0^x t^{a-1}(1-t)^{b-1}dt$

5.3.3 飽和時における集中化

(5.5) 式の積分区間を $[0 \sim d]$ (A 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、

$$G_1 = \int_0^d g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f + \int_d^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \quad (5.13)$$

となる。ここで、

$$G_4 = \int_0^d g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \quad (5.14)$$

とすると

$$\begin{aligned} G_4 &= g(d)u(d) - \int_0^d g'(h_f)u(h_f)dh_f \\ &= ad(d+h_c) - \int_0^d a \cdot \left\{ h_f + h_c \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} \right\} dh_f \\ &= ad(d+h_c) - \frac{1}{2}a [h_f^2]_0^d - ah_c \int_0^d \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f \end{aligned} \quad (5.15)$$

となるが、上式の右辺第3項の積分部分は、(5.8) 式の積分区間を $[0 \sim d]$ としたものと同一である。 $h_f = d$ のとき定数 c は 0 となるから、(5.11) 式に $c = 0$ を代入したもの、つまり、

$$\begin{aligned} \int_0^d \left(1 - \left(\frac{d-h_f}{d} \right)^N \right)^{1/N} dh_f &= \frac{d}{N} \int_0^1 t^{1/N} (1-t)^{1/N-1} dt \\ &= \frac{d}{N} \cdot B_1 \left(\frac{1}{N} + 1, \frac{1}{N} \right) \\ &= \frac{d}{N} \cdot B \left(\frac{1}{N} + 1, \frac{1}{N} \right) \end{aligned} \quad (5.16)$$

となる。ゆえに G_4 は、

$$G_4 = \frac{1}{2}ad^2 + adh_c - ah_c \frac{d}{N} \cdot B \left(\frac{1}{N} + 1, \frac{1}{N} \right) \quad (5.17)$$

となる。

一方、(5.13) 式の右辺第2項を G_5 と書くことにすると、(5.2), (5.3) 式より、 $q = g(h_f) = \alpha(h_f - d)^m + ah_f$, $h = u(h_f) = h_f + h_c$ であるから、

$$\begin{aligned} G_5 &= \int_d^{h_f(x)} g(h_f) \frac{dh}{dh_f} dh_f \\ &= \int_d^{h_f(x)} \{ \alpha(h_f - d)^m + ah_f \} dh_f \\ &= \frac{\alpha}{m+1} \left[(h_f - d)^{m+1} \right]_d^{h_f(x)} + \frac{1}{2}a [h_f^2]_d^{h_f(x)} \\ &= \frac{\alpha}{m+1} (h_f(x) - d)^{m+1} + \frac{1}{2}a (h_f(x)^2 - d^2) \end{aligned} \quad (5.18)$$

となる。

これらを整理すると

$$F(q(x)) = q(x)h(x) - adh_c + ah_c \frac{d}{N} \cdot B \left(\frac{1}{N} + 1, \frac{1}{N} \right) - \frac{\alpha}{m+1} (h_f(x) - d)^{m+1} - \frac{1}{2} ah_f(x)^2 \quad (5.19)$$

を得る。

5.3.4 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{r} を仮定し、(4.7) 式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. (5.3) 式から $q(0)$, $q(L)$ 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. (5.2) 式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 (5.12), (5.19) 式を用いて $F(q(0))$, $F(q(L))$ を計算する。
5. (4.9) 式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、4.2.2 b) と同様にして流域全体の貯留量と流出量の関係を求める。

5.4 適用

5.4.1 大戸川流域への適用

4.4.2 と同様に、本章で構築した集中化モデルを大戸川流域に適用する。モデルの構成も 4.4.2 とほぼ同じで、流域全体を 7 個の部分流域に分割し、各部分流域の斜面域に本章で構築した集中化モデルを適用する。河道網に対しては河道網集中型 kinematic wave モデルを適用する。斜面系モデルのパラメタ値として、 n : $0.6 \text{ m}^{-1/3} \text{ sec}$, m : 1.667, k : 0.015 m/sec , γ : 0.3, γ_c : 0.1, D : 1.0 m, N : 6 を使い、河道網集中型 kinematic wave モデルのパラメタ値として、粗度係数: $0.05 \text{ m}^{-1/3} \text{ sec}$ を用いた。

シミュレーション対象期間も 4.4.2 と同じく、1982年8月1日～3日(ケース1), 1990年9月19日～22日(ケース2)である。使用した水文データも 4.4.2 と同じである。ただ、4.4.2 では、直接流出成分に対応する有効降雨を入力データとして与えていたが、ここでは観測雨量をそのまま入力値として使用している。

図 5.2, 5.3 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。図 5.2 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

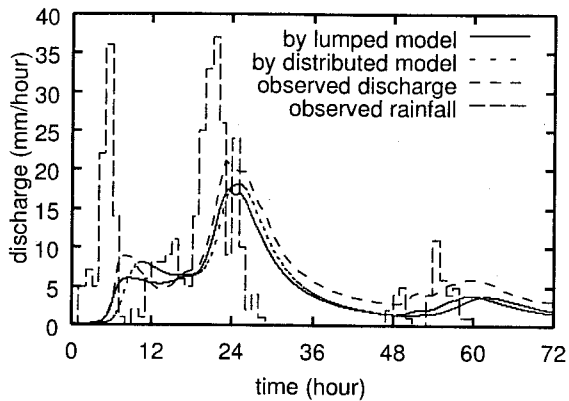


図 5.2 計算流量と観測流量 (ケース 1)

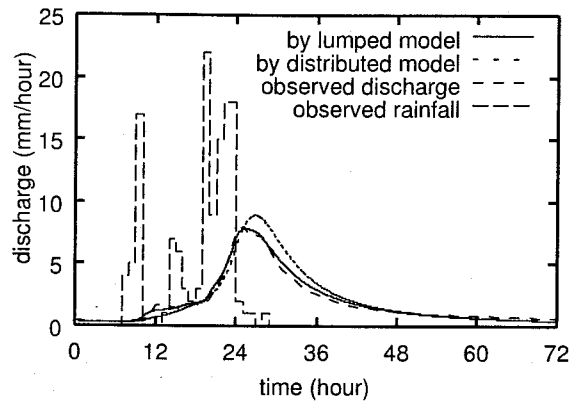


図 5.3 計算流量と観測流量 (ケース 2)

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。

5.4.2 桂川流域への適用

集中化モデルを桂川流域に適用し、分布型モデルによる計算結果ならびに観測値と比較する。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

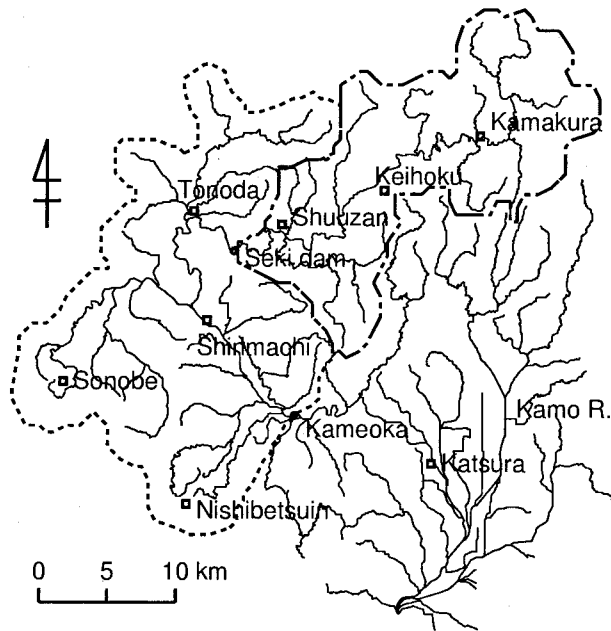


図 5.4 桂川流域

ある。桂川流域の模式図を図 5.4 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、それらと比較してみたところ、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。

シミュレーションの対象期間は、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。

図 5.5, 5.6 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、図 5.5 では AMeDAS 京北観測所で、図 5.6 では建設省新町観測

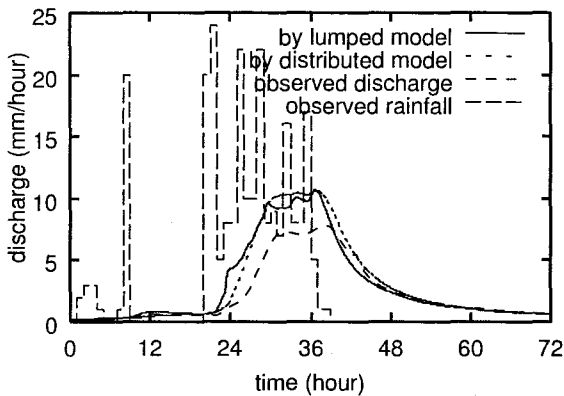


図 5.5 流量の比較（世木ダム地点）

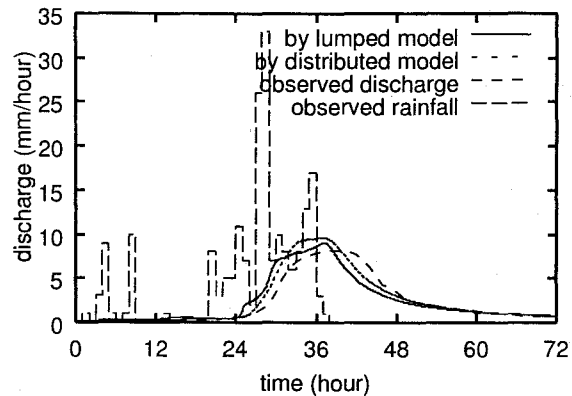


図 5.6 流量の比較（亀岡地点）

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 : $0.6 \text{ m}^{-1/3} \text{ sec}$, 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、これまでとは異なり、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、 $0.03 \text{ m}^{-1/3} \text{ sec}$ とした。

図 5.5, 5.6 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。世木ダム地点（図 5.5）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（図 5.6）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、5.4.1 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。

5.5 まとめ

本章では、前章で展開した、一般的な流量流積関係式に対する集中化手法を用いて、椎葉ら¹⁾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。

5.2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た。5.3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。前章で示した集中化手法では、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(5.4)式を、 h_f の存在に配慮しつつ計算する手法を示した。

5.4では、5.3で導出した集中化モデルを大戸川流域ならびに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5時間要していたのを、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を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改良する必要がある。

参考文献

- 1) 椎葉 充晴・立川 康人・市川 温・堀 智晴・田中 賢治：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, 1998.

-
- 2) 椎葉 充晴・立川 康人・田中 賢治・市川 温・金澤 瑞樹：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, 1999.

結 語

本編では、まずはじめに、比較的大きな流域の流出系モデルを構成する場合や実時間洪水予測のように非常に高速に計算する必要がある場合のモデル構成法について言及し、従来用いられてきた二つの方法、すなわち、概念的集中型モデルを空間的に多数配置するという方法、ならびに、モデルの空間分解能を粗くするという方法の問題点を指摘した。そして、状態量の空間的分布や地形などの流域場特性を考慮しつつ分布型流出モデルを集中化する手法として、第 1 章では河道網における流量の空間分布に仮定を設けて流れのモデルを集中化する方法、第 2 章では流域斜面系の地形量を統計的に解析することによって流れのモデルを集中化する方法、第 3 章では、山腹斜面系における状態量の空間分布状況を仮定することによって、流量流積関係式を空間的に積分して斜面系流出モデルを集中化する方法、第 4 章では、一般的な形式の流量流積関係式を集中化する方法、第 5 章では、第 4 章の方法を用い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した。以下、各章で得られた成果についてまとめる。

第 1 章では、流量が河道に沿う距離とともに線形に変化していると仮定することによって河道網における kinematic wave モデルを集中化する手法を示し、これによって導出された河道網集中型 kinematic wave モデルを用いて流出計算を行なった。本モデルによる計算結果は、分布型モデルによる計算結果ならびに観測結果とよく一致した。また、本モデルの集中化誤差についても検討を加え、河道網の分割個数と集中化誤差の関係を明らかにした。さらに、ここで示した集中化手法を拡張し、河道網内に分流が存在する場合にも適用できるようにした。

第 2 章では、地形特性が類似している地形要素は雨水流出特性も類似していると仮定することによって流出計算を簡略化する手法を示した。具体的には、クラスター分析手法を用いて地形量の類似度に応じて斜面要素・準河道要素をいくつかのクラスターに分類し、各クラスターの代表的な要素に対してのみ流出計算を行なうことで計算量を削減した。この手法を実流域に適用し、

- 河道効果の小さい流域では斜面要素のクラスター数が出水過程の再現性に大きく影響すること
- 効率的に地形量の分布を近似するには最短距離法はやや不適當であること
- 群平均法を用いると流出計算精度が向上し、また、すべての斜面要素の流出計算を行なう場合に比べて流出計算の回数を約 20 分の 1 に減らせること
- 地形量の変動係数がクラスター数の決定基準となりうること

を明らかにした。

第 3 章では、雨水の空間分布を定常状態のそれで近似することによって kinematic wave モデルを解析的に積分し、状態量が流域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。そして、この集中型モデルによる計算結果と差分解法による計算結果を比較し、両計算結果がほぼ一致すること、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を確認した。しかし実際の流域を対象にして流出シミュレーションを行なったところ、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いう問題点が明らかになった。

第 4 章では、第 3 章で明らかとなった問題点を克服するため、流域斜面系における一般的な流量流積関係式から貯留量と流出量の関係を導出する手法を展開し、その具体例として、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを集中化した例について説明した。

このモデルを仮想的な単一斜面に適用したところ、第 3 章で示した手法では扱えなかった、表面流と中間流が混在した流れに対しても適用可能であることが明らかとなった。さらに、大戸川流域を対象として流出計算を行ない、モデルによる計算流量と観測流量を比較した。その結果、ピーク付近で計算流量が過大となったものの、集中型モデルと分布型モデルの計算結果はよく一致した。

第 3 章、第 4 章では、洪水時を対象としたモデルを集中化したのが、第 5 章では、この手法をさらに発展させ、洪水時も低水時も連続的に計算することのできる、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を基礎として集中化を行なう手法を示した。ここで構築した集中化モデルを大戸川流域と桂川流域に適用したところ、大戸川流域では比較的良好な結果を得ることができた。とくに、有効降雨と損失降雨を分離しなくても観測流量をおおむね再現できたこと、無降雨時の流量低減過程もよく再現できたこと、分布型モデルに比べて計算時間を大幅に短縮できたことが成果として挙げられる。一方、桂川流域では良好な結果は得られなかった。ただ、集中化モデルだけではなく、分布型モデルの結果も良好ではなかったため、本集中化手法に問題があるというわけではない。しかし、集中化モデル、分布型モデルの計算結果を比較すると、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おり、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。本手法は、降水を一様とみなすことができ、かつ流量の空間分布を定常状態のそれで近似できる範囲において適用可能であり、これを越えて適用すれば計算誤差が大きくなるはずである。本論文では、集中化する領域のスケールを恣意的に決めたが、今後は、本手法で集中化が可能な空間スケールを見出し、集中化スケールと集中化誤差の関係を明らかにする必要がある。

また、第 5 章では洪水時も低水時も連続的に計算することのできる流量流積関係式を基礎として集中化モデルを導出したにも関わらず、今回は強降雨時の出水を対象とした計算しか行っていない。今後は、降雨遮断や蒸発散機構をモデルに導入し、数年から数十年にわたる長期的なシミュレーションを実施できるように改良する予定である。

結 論

結 論

本論文は、流域流出系の科学的な理解と評価に対する社会的要請が高まっていることを背景として、流域流出系に対する分布型モデルの構成方法について検討するとともに、流れのモデルの物理的意義を保ちつつモデルを集中化する方法について検討したものである。本論文は3編から構成されており、各編で得られた成果はその編の最後に記しているが、ここでもう一度本論文の成果として取りまとめる。

第1編では、流域地形情報を活用することで、柔軟でかつ自由度が高く、発展性のある新たな分布型流出系シミュレーションシステムを構成した。

第1章では、流域流出系モデル構成の基礎となる新たな流域地形表現形式を提案し、その具体的な生成・加工アルゴリズムについて説明した。この流域地形表現形式は、基本的には落水線形式を基礎としたものであるが、各落水線が斜面であるか河道であるか明確に区別されており、それに応じて適切な流れのモデルを適用することが可能である。

つぎに第2章では、上記の流域地形表現形式を基盤として、山腹斜面系における流れのモデルを構成する方法について述べた。まず最初に、地形データセットから、各斜面素片の位置・勾配、斜面素片間の接続関係など、流れのモデルを適用するうえで必須となる情報と、実際に計算を進める際に必要となる斜面素片の計算順序を求める方法を示すとともに、その具体的な記録形式を示した。次に、各斜面素片に適用する流れのモデルとその数値解法を示し、斜面素片上の流れを逐一追跡することによって山腹斜面系全体からの流出量を計算する方法について説明した。最後に、この手法を大戸川流域に適用して流出シミュレーションを行ない、観測流量が良好な精度で再現されたこと、計算にかなりの時間を要することを明らかにした。

第3章ではさらに、上記の流域地形表現形式を拡張することによって、収束型の地形だけではなく、発散型の地形も適切にモデル化するための新しい流域地形表現形式を提案し、この流域地形表現形式を実現するためのアルゴリズムを示した。また、雨水が発散型地形の効果を受けて広がりながら流下する過程をモデル化するため、一つの格子点から複数の斜面素片が分岐する場合の流量配分率を決定する方法を提示した。そして、ここで提案した流域地形表現形式と流れのモデルを使って流出シミュレーションを行ない、発散型地形が適切に表現されていること、従来 of 地形モデルを基盤とした流出計算の結果に比べて観測結果に対する再現精度が向上することを確認した。

第4章では、対象とする河道網を複数の部分水系に分割した場合に、洪水流を dynamic wave モデルで追跡計算する方法について検討した。具体的には、dynamic wave モデルの数値解法の一つである Preissmann 法を基盤として、各河道区分、各部分水系で連立方程式の

次元を小さくしてから対象水系全体の連立方程式をたてる方法を提案した。この解法を用いて大戸川水系の洪水流追跡計算を行ない、本モデルが正常に動作することを確認した。

第2編では、流域の水循環をモデル化するにあたって、人間活動が水移動過程に与えている影響を陽に考慮することが重要であるとの立場から、人間の手によって水の移動が管理されている水田とダムを取り上げ、両者の流出機構のモデル化を試みた。

第1章では、農耕者による水管理や洪水時の貯留作用など、水田における特殊な水移動過程に着目し、年間を通じた取排水操作と洪水時における流出・氾濫過程を連続的にシミュレートする新たな水田流出モデルを構成した。このモデルを木津川上流域に適用したところ、灌漑期の河川流量が過大に評価されること、堤防越流時に河川ピーク流量が過小に評価されることが明らかとなった。前者の理由としては、取水源運用に関する慣行等が精緻にモデルに取り込まれていないことが考えられる。本モデルでは、取水源の利用順序を固定し、また、水田で消費された水量の分だけを取水するようにしている。実際には、臨機応変に取水源を変更したり、消費された分だけではなく少し多めに水を取っているものと思われる。こうした点がモデルで考慮されていないために、灌漑期の河川流量が過大評価されたものと考えられる。後者については、水田内部の標高の分布をモデルで考慮しなかったために、水田の貯留能力が過大に評価されたことが原因として考えられる。

第2章では、ダムにおける放流操作を再現するモデルを作成して、人間の手による河川流況制御のモデル化に関して基礎的な検討を行なった。はじめに、治水ダムの洪水制御手順を概述し、その個々の手順について具体的なモデル化の方法を示した。つぎに、オブジェクト指向型設計手法を活用することによって、個々のダムに対するモデルの基本となるモデルを構成し、このモデルを基礎として淀川水系天ヶ瀬ダムのモデルを作成した。この天ヶ瀬ダムのモデルを用いて、通年の放流シミュレーションを2ケース行なった。その結果、一方のケースにおいては、全体的な流量の傾向、洪水時の流量調節操作ともによく再現することができたが、もう一方のケースでは、洪水流が流入してくる直前に行なう予備放流操作のモデル化が不十分であることが明らかとなった。本モデルでは予備放流操作を行なう判断を降水量のみに基づいて行なっているが、実際には、降水状況だけではなく、非常に多岐にわたる情報を組みあわせて判断しており、より精度良くダムの洪水制御過程をシミュレートするためには、ダム管理者の思考判断過程を模擬する機構をモデルに取り入れる必要があると考えられる。

第3編では、状態量の空間的分布や地形などの流域場特性を考慮しつつ分布型流出モデルを集中化する手法を示した。

第1章では、河道網における流量が空間的に直線的に分布しているという仮定を設けて河道網における kinematic wave モデルを集中化する手法を示した。この手法で集中化されたモデルを用いて流出計算を行なったところ、集中化モデルによる計算結果は、分布型モデルによる計算結果ならびに観測結果とよく一致した。また、本モデルの集中化誤差と河道網の分割個数の関係についても調査し、河道網の分割個数を増やすことで集中化誤差を軽減できることを示した。また、ここで示した集中化手法を拡張し、河道網内に分流が存在する場合にも適用できるようにした。

第2章では、クラスター分析手法を用いて地形形状の類似度に応じて斜面要素・準河道

要素を分類し、各クラスターの代表的な要素に対してのみ流出計算を行なうことで計算量を削減する手法を示した。そして、この手法を用いて流出計算を行ない、河道効果の小さい流域では斜面要素のクラスター数が出水過程の再現性に大きく影響すること、クラスター分析手法として、最短距離法はやや不適當であること、群平均法を用いると流域の地形特性を効率良く表現することができ、流出計算精度が向上すること、地形量の変動係数がクラスター数の決定基準となりうることを明らかにした。

第3章では、山腹斜面系における雨水の空間分布を定常状態のそれで近似することで、kinematic wave モデルを解析的に積分し、山腹斜面系全体に対する貯留量と流出量の関係を導出した。そして、この関係を用いた集中型モデルによる計算結果と分布型モデルによる計算結果がほぼ一致すること、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を確認した。しかし、集中化の基礎としたモデルが単純な形式のため、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表現できないという問題点も明らかになった。

第4章では、上記の問題点を克服するため、山腹斜面系における一般的な流量流積関係式から貯留量と流出量の関係を導出する手法を展開し、その具体例として、表面流・中間流統合型 kinematic wave モデルを集中化した例について説明した。そして、このモデルを仮想的な単一斜面に適用し、表面流と中間流が混在した流れに対しても適用可能であることを実証した。さらに、大戸川流域を対象として流出計算を行ない、集中型モデルと分布型モデルの計算結果がよく一致することを示した。

第5章では、第4章で示した手法をさらに発展させ、洪水時も低水時も連続的に計算することを意図して、圃場容水量を考慮した流量流積関係式を基礎として集中化を行なう手法を示した。ここで構築した集中化モデルを大戸川流域と桂川流域に適用したところ、大戸川流域では比較的良好な結果を得ることができた。とくに、有効降雨と損失降雨を分離しなくても観測流量をおおむね再現できたこと、降雨終了後の流量低減過程もよく再現できたこと、分布型モデルに比べて計算時間を大幅に短縮できたことが成果として挙げられる。一方、桂川流域では良好な結果は得られなかった。ただ、比較のため行なった分布型モデルによる計算でも良好な結果が得られなかったため、本集中化手法だけに問題があるというわけではない。しかし、集中化モデル、分布型モデルの計算結果の差もある程度存在しており、とくに、降雨終了直後、あるいは、瞬間的な強降雨のあとに、計算結果の差が大きくな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限界ともいえる。今後は、流量の空間分布を定常状態のそれで近似できる範囲を見出すとともに、集中化スケールと集中化誤差の関係を明らかにする必要がある。

また、ここでは洪水時、低水時の連続的な計算が可能な流量流積関係式を基礎として集中化モデルを導出したにも関わらず、長期的な流出シミュレーションを行なっていない。今後は、降雨遮断や蒸発散機構、地下水流出過程などをモデルに導入することによって、長期的なシミュレーションを実施できるように改良を図る予定である。

以上をもって本論文の結論とする。本論文が洪水災害の防止・軽減、科学的な流域流水管理方策の立案、河川および流域に関する諸問題の解決に貢献することを祈念する。

謝 辞

本論文で取りまとめた研究は、京都大学工学研究科椎葉充晴教授の御指導のもとに進めてきたものです。先生の熱意あふれる御指導と懇切なる御配慮に深く感謝申し上げる次第でございます。先生には、私が学生のときから、まさに研究活動のすべてに関して御教授を頂いてきました。ここに重ねて深く御礼申し上げます。

京都大学防災研究所池淵周一教授には、研究会などを通じて御指導・御助言を賜わり、また、ときには厳しく、ときには笑いを交えて激励を頂戴いたしました。先生の御指導と激励を頂くたびに、新たな気持で研究に向かうことができました。ここに厚く御礼申し上げます。京都大学防災研究所宝馨教授には、研究室で御指導頂くとともに、いくどか災害調査に同行させて頂きました。先生から、水文学・水資源工学の理論的な面はもちろんのこと、実学としての側面もあわせて御教授頂いたことは私の大きな糧となっております。京都大学防災研究所小尻利治教授をはじめとする水資源研究センターの先生方、ならびに、京都大学工学研究科中北英一助教授には、研究会や共同研究を通じて御指導賜わり、また様々な形で御配慮・御助力を頂戴いたしました。先生方の御力添えに、厚く御礼申し上げます。

京都大学工学研究科堀智晴助教授、京都大学防災研究所立川康人助教授にも深く御礼申し上げます。堀智晴助教授からは、常に鋭く、貴重な御意見を頂くとともに、日常の研究室活動において種々御助力を賜りました。立川康人助教授には、私の研究の詳細について多くの議論をさせて頂きました。先生と日々議論を重ねることで、困難を突破し、新たな着想を得ることができ、また、研究に対する姿勢、研究の進め方など多くを学ばせて頂きました。山梨大学工学部大石哲助教授、京都大学防災研究所田中賢治助手、牛山素行助手、独立行政法人通信総合研究所中川勝広君には、比較的年齢が近いことから、様々な議論や相談をさせて頂き、多くの御助言を賜りました。ここに深謝いたします。大石哲助教授、田中賢治助手は、私が学生のときからの先輩であり、常に叱咤激励を頂いてきました。牛山素行助手には、その柔軟な発想と独創的な研究手法に刺激されることが多く、私自身も発想の幅をひろげることができました。中川勝広君には、同期の友人でありながら、研究に対する確固とした考え方、視野の広さなど、多くのことを見習わせて頂きました。

また、京都大学防災研究所水災害研究部門の先生方、スタッフの皆様方には、共同研究や災害調査などを通じて御指導・御助力を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

高棹琢馬京都大学名誉教授にも厚く御礼申し上げたいと思います。先生には、私が学生のときから現在にいたるまで、大所高所から、物事の本質を見据えた御指導、御助言を頂いてきました。ここに重ねて御礼申し上げます。

本論文に取りまとめた研究を行なうにあたっては、京都大学防災研究所水災害研究部門洪水災害研究分野と京都大学工学研究科土木システム工学専攻水文・水資源工学分野に在籍された学生の皆さんから多くの助力を得ました。とくに、第1編の研究では、榊原哲由君、村上将道君から、第2編の研究では、佐藤康弘君、平野一志君から、第3編の研究では、小椋俊博君、村田康明君から御助力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。また、國富将嗣君、川池健司君をはじめとする、京都大学防災研究所水災害研究部門に在籍された学生の皆さんにも感謝いたします。とくに両君には、日常の会話や流域調査などを通じて、非常に示唆に富む御意見を頂戴しました。ここに御礼申し上げます。

最後となりましたが、私を常に支えてくれた、家族に感謝します。