

水防活動の支援を目的とした 高速演算が可能な浸水域予測モデルの開発

安田 浩保¹・白土 正美²・後藤 智明³・山田 正⁴

¹正会員 修士(工学) 独立行政法人北海道開発土木研究所河川研究室(〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

²非会員 国土交通省関東地方整備局河川部河川工事課

³正会員 工博 前東海大学教授 工学部土木工学科

⁴正会員 工博 中央大学教授 理工学部土木工学科

高速性と精緻性を有する浸水域の予測モデルの開発を行った。まず、高速演算に適した基礎式の選定を理論的に行った。そして、精度の良い計算が可能なように河川水位の予測モデルでは適切な境界条件を設定し、氾濫流伝播の予測モデルでは地形形状に合わせて柔軟に計算格子の構築が可能な地形適合格子による計算方法を開発した。この予測モデルを実流域に適用し、種々の規模の既往洪水の再現計算を行ったところ浸水痕跡値と計算結果はいずれの規模とも良い精度で一致した。また、パーソナルコンピュータを用いた場合でも短時間で計算が可能であった。さらに、本モデルの高速演算性と精緻性という特徴を活かし、この予測モデルとGISから成る水防活動の支援システムを構築するとともに、水防活動の効果を定量的に評価することを試みた。

Key Words : flood inundation flows, numerical prediction model, topography-fitting grid, linear inundation flow equation, levee protection activity, geographic information system

1. はじめに

我が国は国土の約70%が山地であるため、我々の生活域の多くは河川沿いや臨海部の沖積平野あるいは扇状地に存在する。また、降水量の多くは梅雨期、台風期に集中するため、内陸の平野部では洪水氾濫、臨海の平野部では洪水氾濫と同時に高潮などの重畳災害を被る危険性に晒されている。そして、これらの平野部は、いずれも高度成長期以降に大きく発展を遂げ、資産の集積が進んでいるため、被害ポテンシャルは増大してきている。

河川の増水などを起因とする洪水氾濫のような水災害は地震のような突発的な災害とは異なり、平常時および発災時に適切な対策が講じられれば、被災規模を確実に軽減させることができる。これまでの治水対策は主に水害の防御や減災のために堤防築堤などに代表される施設整備すなわちハードウェア的対策を実施することに重点が置かれてきた。しかし、計画規模を超過する自然災害が発生する可能性は否めず、近年ではそれと並行して洪水ハザードマップ作成などのソフトウェア的対策を事前に講じることが多くなってきている。また、発災中においては種々の水防活動が実施され、それらは高い減災効果を発揮することが知られている。

1980年代以降、計算機の処理能力が飛躍的に向上したことから、数値解析に基づく洪水氾濫現象の実用的

な予測が可能となってきた。その先駆的な研究例として、岩佐・井上¹⁾による浅水理論式を用いた方法がある。その後、福岡ら^{2),3)}による複雑な道路網や家屋群が氾濫流に及ぼす影響を適切に解析できる、建物に作用する流体力の影響を考慮した浅水理論式を一般曲線座標系に座標変換した方法、末次ら^{4),5)}による建物などの影響を合成粗度法により考慮した方法、そして井上・戸田・川池ら^{6),7),8)}による道路ネットワークモデルや非構造格子による方法などにより氾濫解析の精度の向上が検討されてきた。ただし、これらはいずれも精度の良い計算結果を得ることを目的とした精緻型の予測計算モデルであるため、演算時間に対する検討は特にされていない。また、計算機が十分に発達した今日においても、広範な流域を対象とした予測計算をこのような精緻型の予測計算モデルにより数分程度の短時間で行うことは困難であると推測できる。

前述の通り、洪水氾濫のような水災害は突発的な災害ではないため、事前だけでなく発災中においてもある程度の予測や対策が可能である。このことから、洪水予警報の発令と同時に得られる確度の高い上流域の予測情報を利用した洪水氾濫の予測計算が数分程度の短時間のうちに可能ならば、その計算結果は被害軽減に関する種々の対策に大きく寄与するものと考えられる。しかしながら、高速演算が可能な予測計算モデルに関する研究は、著者ら^{9),10)}の例の他はないようである。

そこで、本研究では、高速演算が可能なうえ計算精

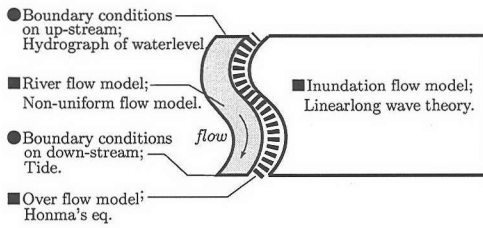


図-1 本研究で用いた計算モデルの構成図

度の劣化の少ない、すなわち即時型の洪水氾濫の予測計算モデルの開発を行った。ただし、現地スケールにおける浸水域の時間的な変化や水深分布の記録はほとんど存在しないことから、提案するモデルでは最大浸水域と浸水開始地点の推定に主眼をおくこととした。そして、構築した計算モデルを実流域に適用し、既往洪水の浸水痕跡域を利用してその妥当性の検証を行った。

最後に、本モデルの高速演算性という特徴を活かし、発災時に減災効果の高い水防活動の支援を目的とした予測計算モデルと地理情報システム (Geographic Information System : GIS) から成る水防活動の支援システムの構築を試みた。そして、このシステムを用いて水防活動の効果シミュレーションを行い、被害の軽減率、可能作業量などについて検討した。

2. 洪水氾濫の高速予測計算モデルの構築

(1) 予測計算モデルの構成

洪水氾濫現象の解析や予測の計算モデルは、洪水流と氾濫流の計算モデルを越流公式で結合するように構成し、相互の挙動を反映できるように同時に計算するのが一般的である。このようなモデル構成ならば、河川からの越流を起因とする洪水氾濫の問題、堤防の破堤を起因とする問題のいずれにも適用できる。このうち、破堤型を取り扱う場合は、破堤幅の時間変化や最終的な破堤幅の推定を行うモデル式¹¹⁾をさらに組み合わせる必要がある。

本研究においても図-1に示すように、河川流と氾濫流の計算モデルから構成して、その接続には横越流公式を利用した。通常の洪水氾濫の計算モデルでは計算時間に対して特別な配慮がなされることはほとんどないため、両者を同時に計算することによって生じる演算時間の増大は特に問題とはならない。一方、本研究では計算精度を確保しながら高速演算を実現するため、計算精度の劣化を最小限に抑制するように洪水流と氾濫流の予測計算は独立して実施することにした。次節以降において、各種計算に適用する基礎式の選定、最適な離散化手法、境界条件、および河川流と氾濫流の独立計算の手法について述べる。

(2) 河川流の予測計算

a) 基礎式の選定

本研究では高速演算が可能な洪水氾濫の予測モデルの開発を目的としている。この目的を満足する河川流の予測計算の基礎式の候補として式(1)に示す不定流の式と式(1)の第1項の局所項を除いた不等流の式のいずれかが適切であると考えられる。

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial \eta}{\partial x} = - \frac{gn^2 |q| q}{R^{4/3} A} \quad (1)$$

ここに、 t は時間座標、 q は河川流量、 x は河川縦断方向の水平座標、 A は河川流積、 η は河川水位、 n はManningの粗度係数、 R は径深、 g は重力加速度である。

ここで、適用する基礎式の選定のために、まず、それぞれの基礎式の数値計算上の特性について概観する。

一般に洪水流下の解析に対しては、1次元あるいは2次元の不定流の式が適用されることが多い。しかし、式(1)に示すとおり不定流の式は時間発展型の方程式で、安定した計算を行うためには計算時間間隔に関する制約条件があり、高速演算を行うことは難しい。そのうえ、下流端において洪水波の自由透過の条件などを考慮しなければならないため、流量の増加と海水との密度差などに伴う河口水位の上昇効果などを組み込んだ計算は煩雑となり、演算時間の面で不利となる。

一方、不等流の式は不定流の式から非定常性を無視した基礎式と考えられるから、任意時間ピッチの分割計算と線形内挿計算を組み合わせた高速演算が可能である。また、流量の増加に伴う河口水位の上昇効果は、実測からの経験則の定式化により計算に精度良く考慮することができる。

つぎに、不定流の式を不等流の式と波動成分から成ると便宜的に仮定し、波動成分の大きさから不等流と不定流の式の両者の計算値の較差について次のように評価する。

洪水波形の時間的な変化のうち洪水氾濫現象の氾濫域や氾濫浸水深を規定するピーク水位の前後では正規分布型で近似できると仮定する。すなわち、下記の関数である。

$$\eta(t) = \eta_p \exp \left\{ - \frac{(t - t_p)^2}{2\sigma^2} \right\} \quad (2)$$

ここに、 η_p は洪水ピーク水位、 t は時間座標、 t_p は洪水ピークの出現時刻、 $\eta(t)$ は河川水位、 σ は洪水継続時間に関するパラメタである。

したがって、対象区間長 L における波動成分による水位差 $\Delta\eta$ は、 c が一定であるとする、 $x = ct$ なる関係を利用して変数変換ができ、

$$\Delta\eta = \frac{d\eta}{dx} L = \frac{1}{\sqrt{gh}} \frac{d\eta}{dt} L \quad (3)$$

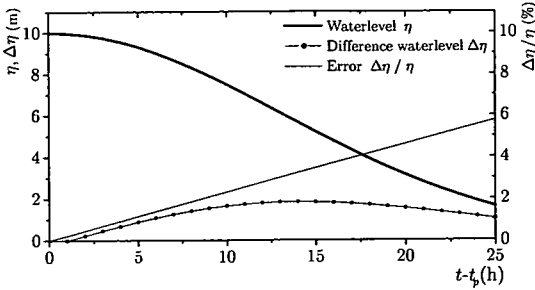


図-2 不等流、不定流の式の計算値の較差（この図から定常計算によっても洪水氾濫現象に関わるピーク水位付近の解析は十分な精度で可能であることがわかる。）

で表せる。ここに c は波動成分の波速である。すなわち、不等流の式によって考慮できない水位は式 (2), (3) から、

$$\Delta\eta = -\frac{(t-t_p)}{\sigma^2\sqrt{gh}}\eta_p \exp\left\{-\frac{(t-t_p)^2}{2\sigma^2}\right\}L \quad (4)$$

として近似的に評価することが出来る。ここに $\Delta\eta$ は波動成分による水位、 L は対象区間長、 h は河川の平均水深である。

式 (4) を利用して、ピーク水位 η_p が 10m、解析対象区間 10km の仮想河川における種々の水位出現時刻の水位差 $\Delta\eta$ および相対誤差 $\Delta\eta/\eta$ を図-2 に示した。この図から、河川水位 η が高いときは両者の水位差 $\Delta\eta$ が小さく、河川水位が小さいときには水位差 $\Delta\eta$ が大きくなることが読みとれる。すなわち、洪水氾濫現象の浸水域や氾濫水深を決めるピーク水位付近では、水位差、両者の相対誤差は共に無視できる程度に小さいことが明らかである。

この結果に基づき本研究では、数値計算上で有利なうえ、比較的短い解析区間において十分な解析精度を得られることを確認した不等流の式を適用することにした。

なお、河川から氾濫原への越流に伴う河川水位に関する精度の良い計算を行うためには、河川からの横越流を考慮する必要がある。しかしながら、このような計算では河川流の計算と氾濫流の計算を独立に行うことができず、計算時間の面で不利となる。ただし、横越流を無視した不等流計算でも、実績の河川水位の時系列変化を適切に再現できるように最適化を行っておけば、実用上、問題は少ないと考えられる。

b) 数値解析法

不等流の式に関する数値解析法には弱緩和法を適用し、緩和係数は 0.5、収束条件は $\epsilon = 1.0 \times 10^{-5}$ として計算を行った。また、不等流の式との比較のための不定流の式の数値計算には Leap-Frog 法と 1 次精度風上差分を適用し、 Δt を 3 秒として計算を行った。

(3) 氾濫流の予測計算

a) 基礎式の選定

一般に氾濫流の予測計算は式 (5), (6) に示す浅水理論式を基礎式として行われることが多い。この他、氾濫流の水理学的な特性から考えて式 (5), (6) の左辺 2, 3 項の移流項を除いた線形氾濫モデルによる計算も可能であることが推測できる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{h} \right) + gh \frac{\partial \eta}{\partial x} = -\frac{gn^2 M}{h^{7/3}} \sqrt{M^2 + N^2} \quad (5)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{h} \right) + gh \frac{\partial \eta}{\partial y} = -\frac{gn^2 N}{h^{7/3}} \sqrt{M^2 + N^2} \quad (6)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (7)$$

ここに、 η は氾濫水位、 x, y は空間座標、 h は水深、 M, N は x, y 方向の流量フラックスである。

ここで、両式の伝播速度および運動の式の第 1 項の局所項と第 2, 3 項の移流項のオーダーの比較を行い、これら 2 つの理論式の特徴を考察した。

まず、伝播速度に関しては、線形氾濫モデルでは $c_0 = \sqrt{gh}$ 、浅水理論では $c_N \approx c_0 + 3/2 \cdot u$ であり、流速が大きくない限り双方の差は小さいことが分かる。ここに、 u は流速である。栗城ら¹²⁾は破堤氾濫流の流速を調査して、その流速は 0.16~0.36 m/s 程度であることを示している。そのうえ、我が国の氾濫原の地形勾配は扇状地が直接海岸に面するように発達した流域などを除けばその多くは緩やかであり、地形条件から考えても氾濫流の流速が大きくなるのは限定された場合だけであると考えられる。すなわち、氾濫流の場合、両式の伝播速度の差異はそれほど大きくないものと推測できる。

つぎに、浅水理論式における移流項の重要度について考察した。波動方程式から得られる解を用いて局所項と移流項のオーダーの比較を行うと特別な場合を除き、

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right) / \frac{\partial M}{\partial t} < 1 \quad (8)$$

なる関係が成立する。

前述までの理論的な考察から、氾濫流の伝播予測において移流項の影響は小さく、これを無視した線形氾濫モデルを用いても十分な解析が可能であると判断できる。また、非線形項である移流項を省くことは、本研究の目的のひとつである高速演算にとって有利となる。従って、本研究では、氾濫流の計算には式 (5), (6) に示す浅水理論式のそれぞれ第 2, 3 項で表される非線形項を除外した線形氾濫モデルを適用することにした。

b) 計算格子形状の検討

本研究では、氾濫流の予測計算の精度を考えるにあたり浸水面積を基準とすることにした。これは地形形状の近似方法に大きく影響される。このため地形形状の近似方法は、高近似な方程式や数値解析法を用いることと同等あるいはそれ以上に重要である。氾濫流の予測計算において重視すべき地形形状に関する空間情報は、地盤の平面的な標高値と氾濫水の拡がりや伝播に影響を及ぼす可能性がある道路や鉄道などの連続した線状境界である。

式(5)、(6)に示す浅水理論式などを基礎式とした場合、通常はデカルト座標系を用いて計算対象の地形形状を一様な矩形格子により近似する。この方法により良い精度で計算するためには、氾濫流の伝播や拡散に影響を及ぼすと考えられる微細な地形形状まで計算に組み込む必要がある。従って、その格子長は微細な地形形状の考慮が可能な格子長に束縛されることになる。その結果、地形形状を良い精度で近似できる一方、計算格子数が膨大となり計算機が発達した現在においても高速演算は困難となる。

地形形状を適切に近似する方法として、福岡ら^{2),3)}による一般曲線座標系を用いた方法や井上ら^{6),7)}の道路ネットワークモデルを用いた方法が提案されている。これらの方法では、地形形状に適合した格子構成を行い、特に密集市街地においては洪水時に街路が流路の役割を果たすと考え、浸水域内の氾濫水の挙動を詳細に表現することを試みている。

本研究では浸水域の即時予測を目的としているために地形形状を近似する方法は、地形形状に適合した格子構成を可能としながら、これと同時に効率的に計算を実施できるという条件を満たすことが求められる。これらの条件を満足する地形形状の近似方法として、地形形状の輪郭に合わせて自由に計算格子の構成が可能な”地形適合格子”と言う新たな地形近似の方法¹⁰⁾を開発した。地形適合格子を用いた解析法は、曲線座標系の式を用いる方法に比べ、三角形格子の使用が可能であるうえ、座標軸に依存することなく柔軟に格子構成ができる利点がある。同じ計算領域内において異なる格子長および形状による格子分割が可能であるから地形形状の近似度を格段に向上させられるだけでなく、一様な格子間隔の細分化された矩形格子を用いた場合よりも効率的な格子分割が可能となり、格子数を大幅に減少させることができる。そして、この格子数の減少は計算時間の短縮に大きく寄与する。

道路やアゼなどの線状境界の取り扱いに関しては、その幅員および周囲の地盤高との高低差によって、福岡ら^{2),3)}や井上・戸田ら^{6),7),8)}が示すように流路の役割を果たす場合と、氾濫水の伝播の障害と考える場合とに分

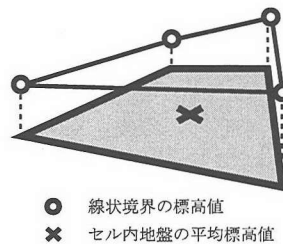


図-3 地形適合格子のデータ構造

類して考える必要がある。前者の幅員が比較的広いうえその両縁に建築物が林立する道路の場合ではこれを格子として組み込み、後者のアゼなどの幅員が狭くその高さが周囲の地盤より高い道路などの場合では格子辺上にその幅員を無視した壁として組み込むことにした。図-3に示すように、地形適合格子では標高情報を格子辺で囲まれた範囲(以下セルと呼ぶ)の地盤の平均標高値と、各格子頂点で道路や盛土などの線状境界の標高値を個別に保持できるように定義している。このため、氾濫流の伝播を妨げるものと考えられる道路・アゼなどの線状境界をその形状に合わせて適切にモデル化できる。

ここで、地形適合格子を利用した計算が可能なように線形氾濫モデルを以下のように拡張する。すなわち、式(7)に示した連続の式はその定義から式(9)のように書き換えられる。ただし、ここでは、各セルの流入流量を正值と定義する。また、運動の式は式(10)のように修正する。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{1}{A} \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right) \quad (9)$$

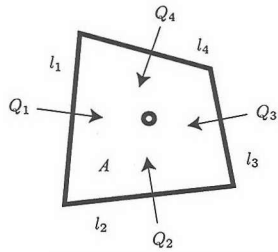
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + ghl \frac{\partial \eta}{\partial s} = -\frac{gn^2 |Q| Q}{h^{7/3} l} \quad (10)$$

ここに、 A はセル面積、 l はセル辺長、 Q は隣接セルからの流入流量、 s は空間座標(隣接セルの図心間距離)である。これらの式の変数の定義に関しては、図-4(a)、(b)のとおりである。

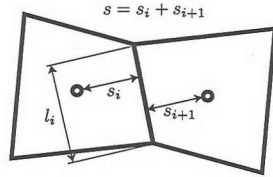
c) 数値解析法

地形適合格子での計算が可能なように拡張する前の運動の式は、式(5)、(6)のそれぞれから移流項を除いた2本の方程式によって2次元平面流れを表していた。これに対し、地形適合格子の運動の式は式(10)の1次元流れの式の形で記述される。

線型氾濫モデルなどに差分法を適用して数値解を求める場合、その計算格子が等間隔の矩形であるとすれば水位と流量 flux の計算点を等間隔に配置して各方向成分毎に計算を進める。この際に必要な格子構成に関する情報は、その間隔が等間隔であることを定義する情報だけでよい。



(a) 連続の式の変数定義



(b) 運動の式の変数定義

図-4 地形適合格子での計算が可能ないように拡張した線形氾濫モデルの変数定義

一方、地形適合格子のように格子毎に格子形状が異なる場合には、格子毎の格子辺長や隣接格子との対応関係を整理した構造化された格子構成に関する情報が必要になるものの、この情報に基づけば式(10)の1次元流れの式によって計算が可能となる。そのうえ、このような構造化された情報を用いることにより効率的な計算が可能となるため、これは結果として高速演算にも寄与することになる。

本研究では、前述したような格子構成に関する構造化した情報を構築し、式(9)、(10)に対して陽差分スキームのLeap-Frog法を適用して、式(11)~(13)のように差分して数値計算を行った。ただし、摩擦項は計算の安定性を考慮し、式(13)に示すとおり陰的に解いた。

$$\eta_i^{k+1/2} = \eta_i^{k-1/2} - \frac{\Delta t}{A} \left(\sum_{i=1}^n Q_{i+1/2}^k \right) \quad (11)$$

$$Q_{i+1/2}^{k+1} = \left\{ Q_{i+1/2}^k (1 - fr) - gh_{i+1/2}^{k+1/2} l_{i+1/2} \frac{\Delta t}{\Delta s} \times (\eta_{i+1}^{k+1/2} - \eta_i^{k+1/2}) \right\} / (1 + fr) \quad (12)$$

$$fr = \frac{1}{2} \frac{gn^2 |Q_{i+1/2}^k| \Delta t}{(h^{7/3}) l_{i+1/2}} \quad (13)$$

ここに、 i は空間位置を表す添字、 k は時間ステップを表す添字、 Δt は時間差分間隔、 Δs は空間差分間隔である。

なお、道路などの線状境界の影響は、それを挟むセル重心で規定される水位と線状境界の高さ関係を図-5、表-1のように考え、式(12)中でその効果を考慮した。

表-1 線状境界の越流条件

	$d_{i+1} > 0$	$d_{i+1} \leq 0$
$d_i > 0$	$h_{i+1/2} = \frac{d_i + d_{i+1}}{2}$	$h_{i+1/2} = \frac{d_i}{2}$
$d_i \leq 0$	$h_{i+1/2} = \frac{d_{i+1}}{2}$	$Q = 0$

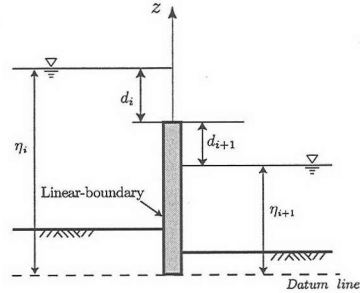


図-5 線状境界の取り扱い方法

(4) 河川と氾濫原の接続方法

河川と氾濫原との接続には本間の越流公式を用い、 $H_2 \leq 2/3H_1$ を完全越流、 $H_2 > 2/3H_1$ をもぐり越流として、式(14)、(15)により計算した。

$$q_r = 0.35H_1 \sqrt{2gH_1} \quad (14)$$

$$q_r = 0.91H_1 \sqrt{2g(H_1 - H_2)} \quad (15)$$

ここに、 q_r は河川からの氾濫原への流入流量、 H_1 は河川側の越流水深、 H_2 は氾濫原側の越流水深である。

一般に洪水氾濫の計算では河川と氾濫原の計算を並行して行うが、この方法は高速演算の障害となりうる。本研究ではこれらの処理の高速化を可能とするため、対象洪水の全時間分の河川の水位計算を先行して実施しておき、その後、氾濫計算は河川と氾濫原の境界格子に対してここで算出された越流量 q_r を境界条件として与えるように計算することにした。この際、河川水位の氾濫原への越流に伴う変動が懸念されるが、これは既往洪水時の河川水位を再現できるように河川流の計算モデルを最適化することで解決できる。

(5) 排水路網が氾濫原に及ぼす影響の考慮方法

高橋ら¹³⁾による等流の式と越流公式の組み合わせにより排水路網を考慮して洪水氾濫解析を行った例もある。このような計算では、まず、排水路の各断面における水位を求め、つぎに各断面毎にこれと関係のある氾濫原格子への越流量をその水位に基づき計算することになる。このため多くの演算時間を要することになり、このような方法は即時予測を行う場合には不利と言わ

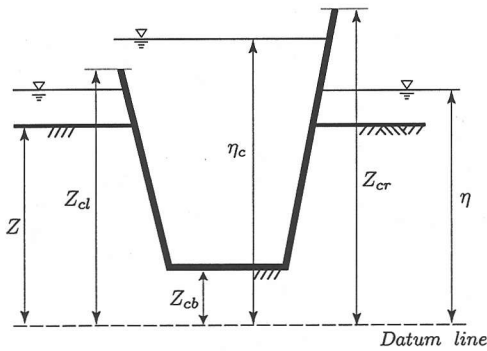


図-6 水路断面の高さ関連図

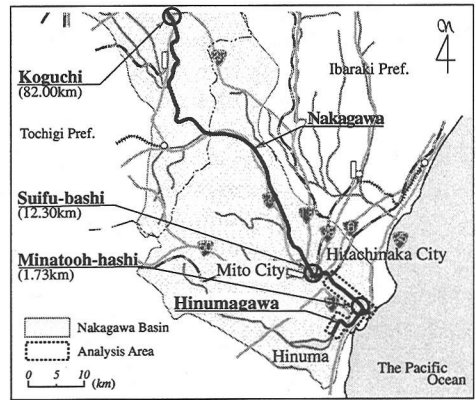


図-7 対象流域図

ざるを得ない。そこで、本研究では、河川水位と排水路網水位の時間的な変化に関して次のようなモデル化を考え、上記に示した一連の計算処理を行うことなく排水路網の影響を考慮することにした。なお、排水路断面とその断面を包含するセルとの高さ関係は図-6のとおりに定義した。

まず、河川水位に関しては、洪水現象は数十時間に及ぶ長周期現象であり、小規模の河川を除けば、1時間単位程度の短時間における河川水位の時間的な変化量は小さいと考えた。つぎに、排水路網水位に関しては、洪水時は河川水位が平常時に比べ上昇するため、排水路網から河川への流下が滞るうえ、河川との接続点から河川水位の支配的な影響を受けることになると考えた。したがって、水門・樋門などによる河川水の遮断対策が行われていない限り、排水路網は氾濫水の伝播媒体となり、堤内地に浸水被害を及ぼす可能性が大きくなる。

これらのことを考え合わせ、排水路水位 (η_c) が水路護岸高 (Z_{cl} , Z_{cr}) のいずれかより大きく、かつ排水路水位 (η_c) がセル水位 (η) より大きい場合、

$$\eta_i^{k+1/2} = \eta_c^{k+1/2} \quad (16)$$

に示すようにセル水位 (η) と排水路水位 (η_c) が一致するものと考え、排水路網の影響を氾濫原の水深に反映できるようにした。ここに、 η_c は排水路の水位を表す。

ただし、セル水位 (η) が水路護岸高 (Z_{cl} , Z_{cr}) の何れかより大きい場合に考えられるセルから排水路への流出は、計算時間の短縮と最大浸水域予測への影響が小さいと考え、無視した。

この方法は排水路網からの越流量を計算せずに直接セル水位を求める巨視的なモデル化であるが、第1次近似的な最大浸水域は河川水位と氾濫原の標高との関係から規定されるため、このモデル化は氾濫現象の特徴をおおむね捉えており、実用上、問題はないと考えられる。

3. 予測モデルの実流域への適用とその計算特性に関する考察

前章では、予測計算モデルの根幹を成す河川流と氾濫流の基礎式を理論的な考察のうえ選定した。本章では、構築した予測計算モデルを実流域へ適用し、種々の規模の既往洪水に関する再現計算を行った。そして、基礎式の違いによる計算結果の差異や、氾濫流の計算では格子形状の違いによる計算結果の差異を調べ、計算特性について考察した。

(1) 計算対象流域

前章で検討した予測計算モデルを図-7に示す栃木県北西部に源流を発し、茨城県大洗町より太平洋に注ぐ那珂川河口から10km(ただし、河川の水位計算は12.3kmまでを対象とする)と那珂川の河口から0.5km付近で合流する支川涸沼川の河口から8.0kmの区間に適用した。本研究で対象とした合計18kmは無堤区間である。このため、全区間において越流型の氾濫が発生する可能性がある。

この流域は、近年では、1986年、1998年に比較的規模の大きな洪水に見舞われており、このうち1986年洪水は那珂川流域に最大規模の被害を及ぼした洪水と考えられている。再現計算の検証資料には、その2洪水と1999年洪水の洪水痕跡記録^{14)~16)}を利用した。

(2) ハイドログラフの推定法

発災時などの緊急時においても利用が可能な実用性の高い予測モデルとするためには、境界条件を簡便でかつ適切に与えられる必要がある。本研究では、水位観測と上流などの水位情報を利用した水位予測が行われている那珂川河口部から12.3km上流に位置する水府橋におけるピーク水位とその出現時刻を与えるだけで、この地点の水位ハイドログラフ、および予測計算で必

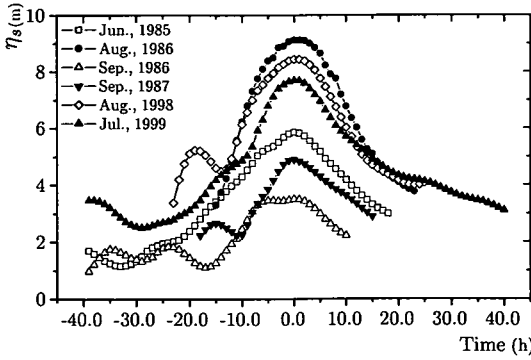


図-8 水府橋における既往洪水のハイドログラフ(これらを記録した水位計は、水府橋の上流部右岸に設置されている。)

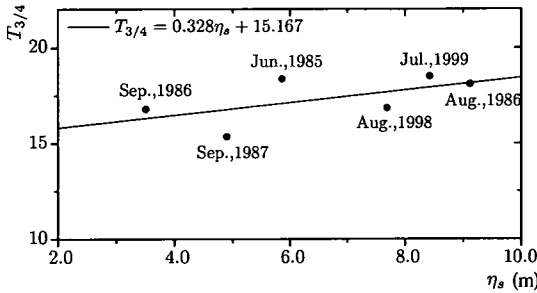


図-9 河川水位と3/4ピーク水位の継続時間の関係

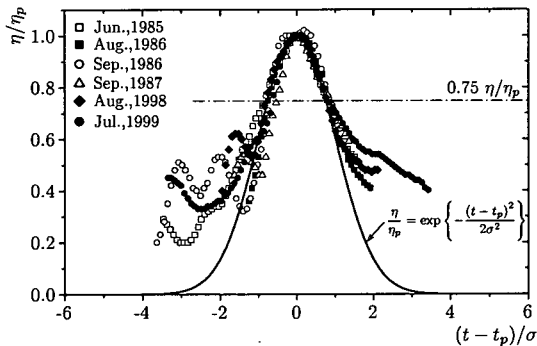


図-10 ハイドログラフの相似則

要となるその他の計算条件を従属的に設定できる方法を考えた。

ハイドログラフの推定とは、ある時間間隔毎に水位の経時変化を求めることであるが、この作業は煩雑となる。これら一連の作業を簡便化するために既往洪水のピーク水位と河川水位の時間変化の波形の関係を明らかにし、水府橋地点の水位ハイドログラフの規定を可能とする相似則を以下に示すように定めた。

まず、水府橋の水位観測記録^{18)~21)}の中から顕著な洪水6例を用いて水位の経時変化の特性を調べた。図-8

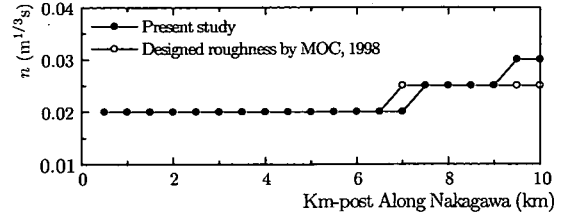


図-11 那珂川の河床粗度係数

にピーク水位前後に欠測がない6洪水の水位経時変化を示す。1998年8月洪水は双峰性のピーク特性があり特殊であるものの、この洪水波形の第1峰を含め他の5種類の洪水波形は正規分布に近い形状を成していることが分かる。そこで、洪水との関連があると考えられるピーク水位の3/4以上の水位(以下、3/4ピーク水位と呼ぶ)が継続する時間を調べ、その関係を図-9に示した。この図から水府橋における3/4ピーク水位の継続時間は、ピーク水位と良好な相関があり、

$$T_{3/4} = 0.328\eta_p + 15.167 \quad (17)$$

なる関係で表されることが分かる。ここに、 $T_{3/4}$ は3/4ピーク水位の継続時間、 η_p は水府橋ピーク水位である。そして、水府橋の水位ハイドログラフは式(2)に示す正規分布関数で表されると仮定すると、3/4ピーク水位の継続時間 $T_{3/4}$ と洪水継続時間に関するパラメタ σ の間には、

$$\sigma = 0.659T_{3/4} \quad (18)$$

の関係があることがわかる。前述の正規分布関数により規定された相似則を用いて表された水位ハイドログラフと水府橋の観測水位値を比較したものが図-10である。水位が低い部分では差違が大きくなるが、洪水氾濫現象を評価する上で重要なピーク水位前後では、良好な精度で推定値と観測値が一致することがわかる。

(3) 河川流計算

a) 利用した河道形状データ

河道の形状データには500m間隔で取得される定期横断測量成果¹⁷⁾を内挿分割して計算に利用した。そして、粗度係数には計画粗度係数を利用した。ただし、那珂川の粗度係数に関しては図-11に示したとおり、既往洪水の河岸痕跡が再現可能なように試行錯誤のうえ9.5km~12.0kmの区間で計画値より若干大きな粗度係数を設定した。また、那珂川の支川の瀬沼川に関しては、計算対象の全区間で計画粗度係数の $n = 0.020$ を用いた。

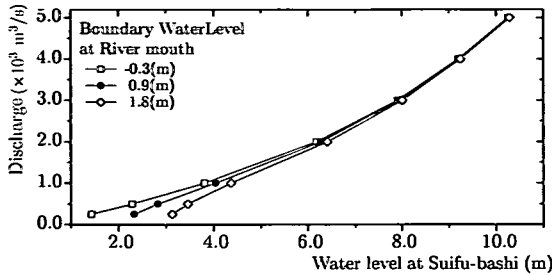
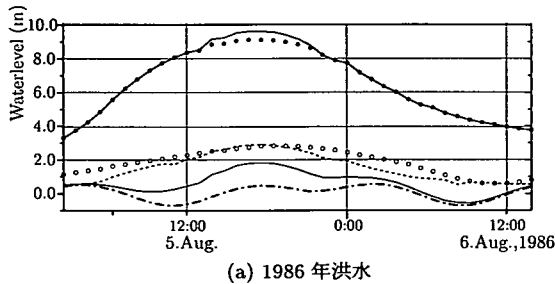
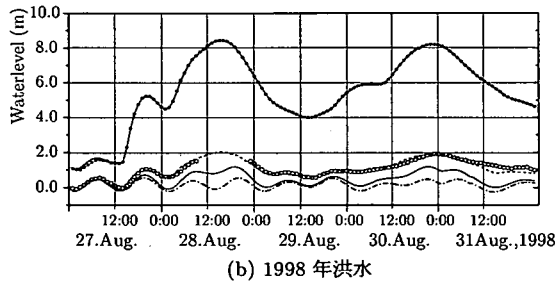


図-12 河口部水位と河川流量の関係(この図より、水面勾配の違いによって流下可能な流量が異なり、河口部水位が上流部水位に及ぼす影響は比較的大きいことが分かる。)



(a) 1986年洪水



(b) 1998年洪水

- Observed waterlevel at Suifu-bashi
- Observed waterlevel at Minato-oh-bashi
- Estimated waterlevel at River mouth
- Calculated waterlevel at Suifu-bashi
- Calculated waterlevel at Minato-oh-bashi(with Eq.(19))
- Calculated waterlevel Minato-oh-bashi(without Eq.(19))

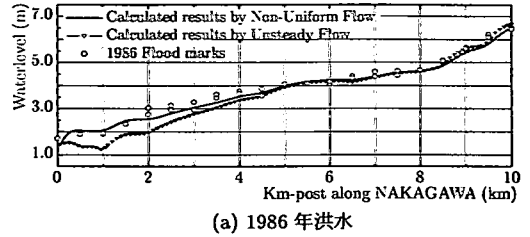
図-13 湊大橋(河口から1.7km)・水府橋(河口から12.3km)の水位の観測値と計算値の時系列変化の比較

b) 河川の水位と流量の関係

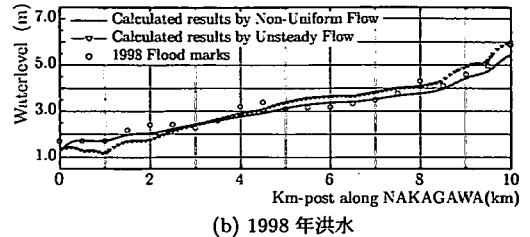
良好な精度で河川水位を計算するにあたっては、水面勾配により流下可能な流量は大きく異なるため、河口部水位と河川流量の関係を明らかにしておくことが重要である。また、前述の要領で得られる水位ハイドログラフから河川流量を正確に算出するためにもこの関係を把握しておく必要がある。

そこで、これらの関係を不等流計算を利用し、河口部水位を0.3m間隔で-0.3~1.8mの8ケース、流量を50m³/s間隔で50~5,000m³/sの100ケースの都合800ケースの計算条件のもとで調べた。

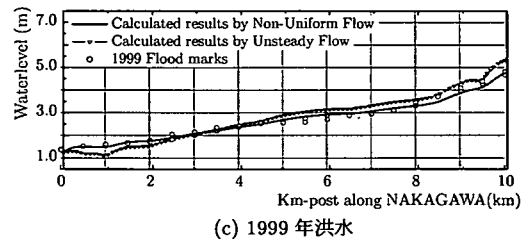
図-12は下流端水位-0.3m, 0.9m, 1.8mの3ケー



(a) 1986年洪水



(b) 1998年洪水



(c) 1999年洪水

図-14 不等流・不定流の式による洪水ピーク水位の再現計算結果の比較

スについて河川流量と水府橋の水位の関係を示したものである。この図から、河口部水位が上流水位へ及ぼす影響は流量が大きくなるに従い小さくなるものの、流量3000m³/sまでは河口部水位が上流水位へ比較的大きな影響を及ぼすことが読み取れる。このことから、河口部水位の反映した計算を実施する必要があると言える。

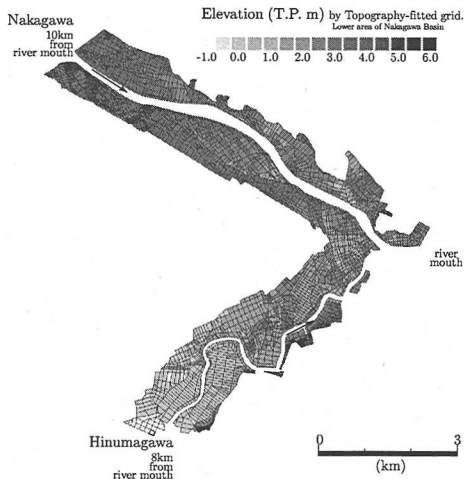
c) 河口水位の予測法

不等流の式で河川水位を計算するためには対象区間の下流端の水位が既知となっている必要があり、本研究においてはそれが河口水位に該当する。那珂川の河口近傍には大洗検潮所が設置されているため、この地点で調和解析を行い、これを河口水位とすることにした。ただし、洪水時は流量の増加があるため、次節に示す方法により下流区間水位の補正を行った。

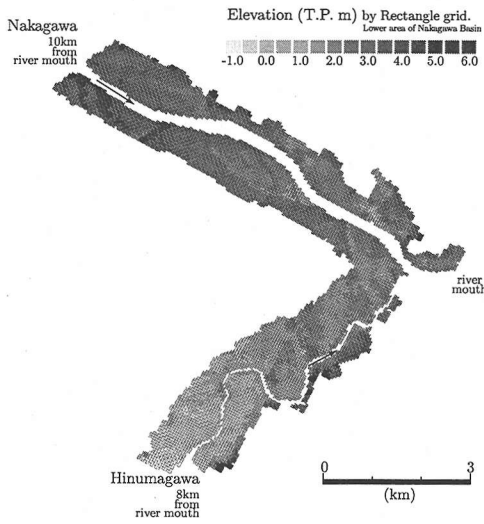
d) 下流区間水位の補正法

図-13に示す1986年8月洪水、1998年8月洪水の水位観測記録よりも分かるように、洪水時の流量増加に伴い下流区間では潮汐による水位変動を卓越する水位上昇が見られる。また、前節で述べたように下流区間の水位は上流区間へまで影響するだけでなく、氾濫面積の評価にも大きく関わる問題である。

そこで、この影響を計算に考慮するために、図-13に



(a) 地形適合格子 (標高値分級着色)



(b) 矩形格子 (標高値分級着色)

図-15 計算で利用した対象領域の格子構成図

示す水位観測記録を利用して、河口部水位の補正方法について検討した。いま、不等流計算の適切な境界値を η_B とし、河口水位 η_B が

$$\eta_B = \eta_T + \Delta\eta_B \quad (19)$$

で表されるものと仮定する。ここに、 η_T は推算潮位、 $\Delta\eta_B$ は補正量である。そして、満潮時データと干潮時データを利用して水府橋の水位と河口から 1.73km に位置する湊大橋の水位が再現できるように試行錯誤の計算を実施して、干潮時(式(20))と満潮時(式(21))を区別し、それぞれ、

$$\Delta\eta_B = 0.196\eta_s - 0.232 \quad (20)$$

表-2 地形適合格子の格子辺の属性分類

種別名称	説明
データ境界	計算領域と非計算領域の境界。
河川境界	氾濫原と河川の接触線分。
非線状境界	格子分割上の都合上発生した実地形とは関係ない線分。
線状境界	アゼや盛土などの氾濫水の伝播を遮蔽する可能性がある線状境界。
道路	県道クラス以下の道路。
幹線道路	県道クラス以上の道路。

$$\Delta\eta_B = 0.147\eta_s - 0.411 \quad (21)$$

と定めた。ここに、 η_s は水府橋水位である。

1986年と1998年洪水の河川水位の時間的な変化に関する再現計算をこの補正方法を考慮しながら不等流の式により行った。その結果は図-13に示すとおりである。いずれの洪水においても水府橋と湊大橋の時間的な水位変動を良く再現できていることが分かる。また、洪水時の流量増加に伴う水位上昇の効果も適切に計算されていることが見て取れる。

e) 基礎式の違いによる計算水位の差異

基礎式の違いによる計算水位の差異を調べるために1986年、1998年、1999年洪水の再現計算を行った。図-14は3洪水の河岸痕跡値と、不等流と不定流の式による再現計算の結果の比較図である。この図から前章の2.で示した理論的検討の結果と同様に氾濫計算で重要となるピーク水位近傍における両式の差異は小さいことがわかる。

(4) 氾濫流計算

a) 利用した氾濫原の地形データ

再現計算を行うにあたり、地形適合格子による計算では図-15(a)に示す計算格子を、50mの矩形格子による計算では図-15(b)に示す計算格子をそれぞれ利用した。それぞれ計算格子の個数は、地形適合格子では3,058個、50mの矩形格子では19,400個である。また、地形適合格子の平均格子長は85m、最小格子長は4m、最大格子長は295mである。これらのことから、地形適合格子による計算では、格子数を矩形格子のそれに比べ15%程度に抑制でき、対象地形を適切にしかも効率的に近似できることが分かる。この他、地形適合格子の格子辺には、予測計算やその他の目的で利用が可能ないように表-2に示すとおり種別分類のための属性を与えた。これらのうち、線状境界、道路、幹線道路に

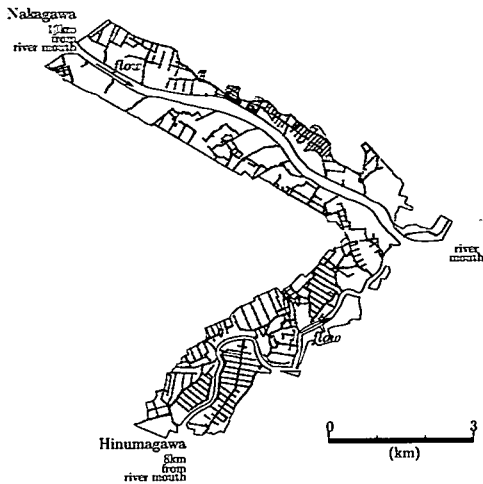


図-16 計算に考慮した排水路網

分類されている計算格子辺が氾濫水の拡がりや伝播の障害物として作用するものである。対象流域には幅員が広くその両縁に建築物が林立する道路は存在しないため、道路などの線状境界は計算格子としてではなく全て幅員を無視した壁として格子辺上に組み込むことにした。なお、これらの計算格子は、2000年度に計測された空間情報をもとに作成した。

本計算領域の多くは水田や畑地として利用されており、住宅などが密集するような市街地として利用されている領域は少ない。また、氾濫流の計算では流速が小さいため摩擦項の効果が比較的小さいうえ、本研究では浸水域の形状の推定を目的としていることから浸水域内での氾濫水の詳細な挙動に留意する必要がないと考えた。すなわち、氾濫原のManningの粗度係数は、既往研究^{1), 5)}の水田や畑地において利用されていた0.025を計算領域全体に用いた。

この他、計算対象とした領域内には多くの排水路が掘り回らされている。これらが浸水域の発生などに影響を及ぼすことが考えられるため、30cm以上の横断面幅を有する1478断面の人口排水路網を計算に組み込んだ。これらの排水路網の断面の接続関係は図-16に示すとおりである。

b) 基礎式の違いによる計算結果の差異

基礎式の違いが計算結果に及ぼす影響を調べるために、線形氾濫モデルと浅水理論式の両式を用いて那珂川本川を対象とした1986年洪水の再現計算を行った。そして、浸水面積、任意地点の水深の時間的な変化、氾濫水量の差異について整理した。ただし、これらの計算ではそれぞれの理論式の計算特性を確認することを目的としたため、線状境界や排水路網を無視した地形の起伏だけの単純な地形モデルを用いた。この再現計

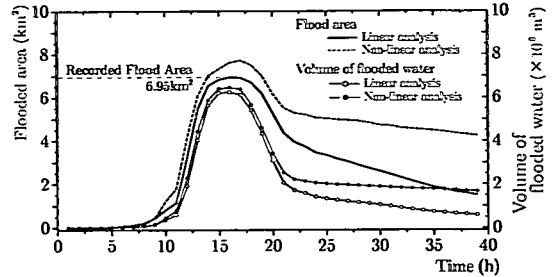


図-17 基礎式の違いによる浸水面積と水量の比較

算では、図-13 (a) に示す水府橋地点の水位ハイドログラフと調和分解解析から得られる潮位を河口水位の境界条件とした。

その比較の結果を図-17, 18に示す。このうち、図-17は基礎式の違いによる浸水面積と氾濫水量のそれぞれの総計の時間的な変化を表している。実績浸水面積が6.95km²であるのに対し、線形氾濫モデルで計算した最大浸水域は7.01km²、浅水理論式では8.13km²であった。一方、氾濫水量に関しては低減期以前では両式ともにいずれの時刻において同様であった。なお、浅水理論式の計算値は浸水痕跡値と比して過大に計算される傾向があるものの、このような領域での水深はかなり浅いものと考えられる。

図-18の上段の左右図は、浸水痕跡域を実線で、線形氾濫モデルと浅水理論式による最大浸水域時における浸水深分布を段階着色をして示したものである。本図左側に示した線形氾濫モデルによる計算値は、浸水域の形状、浸水面積ともに痕跡値と良く一致した。一方、本図右側に示した浅水理論式による計算結果は、下流区間の兩岸などで浸水痕跡値を過大に評価する計算結果となった。これは移流項による移流効果が作用して氾濫水が低地へ回り込んだことが原因のひとつであると考えられる。現実の地形では氾濫水の拡がりの障害となる線状境界などが散在しているため移流効果が連続的に作用することは少ないものと推測できるため、実際には大きな差異を生じることはないものと考えられる。この他、水深分布に関しては両理論式の計算結果も同様であった。

図-18の下段は線形氾濫モデルと浅水理論式の計算結果から得られた任意地点における水深の時間的な変化の差異を示したものである。両式の計算結果は一部の地点を除き、水深の時間的な変化および各地点でのピーク水深ともにおおむね一致していることが分かる。このうち、C point, D pointの両地点では、水深に関する差異は小さいものの、浅水理論式の計算値の方が早く浸水が発生する結果となった。この原因は、両地点が周囲の地盤高よりも低いこと、これらの計算には線状境界の効果を考慮していないこと、両地点は浸水

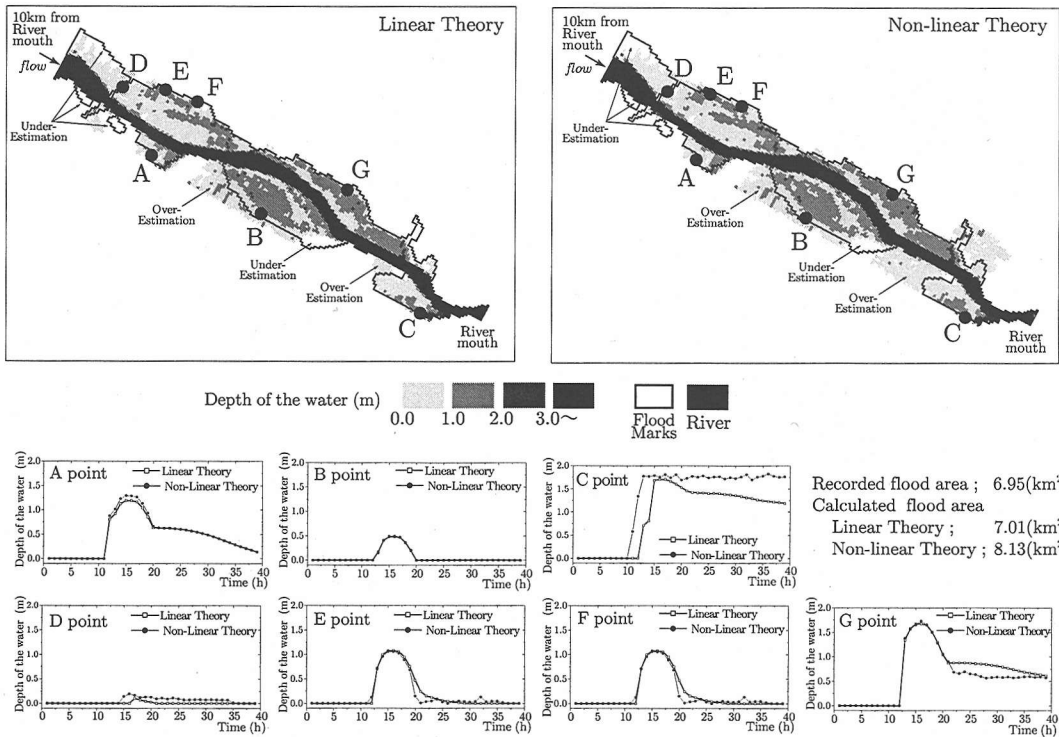


図-18 基礎式の違いによる最大浸水域とその時の浸水深分布、および各地点の浸水深の時間的変化（この図は、上段の左・右図が最大浸水域における水深分布を段階着色して、下段が上段の左・右図内の A Point～G Point におけるモデル式別の氾濫水深の時間的変化を示している。これらの図から特に最大浸水域を推定する場合には基礎式による差異は小さいことが分かる。）

域の外縁にあることなどの要因が重畳して移流効果が連続的に作用したためであると考えられる。

前章の 2. において理論的および水理学的な観点から線形氾濫モデルによっても氾濫計算が可能なることを示したが、ここに示したとおり両理論式の計算値の差異はいずれも小さく、線形氾濫モデルによっても最大浸水域だけでなく浸水域の時間的な変化を良好な精度で計算が可能であることが分かる。

図-18 の上段の左右図の図中に Over-Estimation, Under-Estimation と図示した領域がある。これは道路や鉄道などの線状境界と排水路網が考慮されていないことが原因となり、両理論式の計算値が共通して浸水痕跡値より過大あるいは過小に評価された領域である。過大に評価された領域は、線状境界を考慮していないため低い地形に向かって氾濫水が流れ込んだことが原因となっているものと推測できる。一方、計算値が浸水痕跡値より過小に評価された領域は、河岸からの越流により浸水域が発生したのではなく、排水路網が氾濫水の伝播媒体となり排水路網からの越流により浸水域が発生したことが原因であると推測できる。

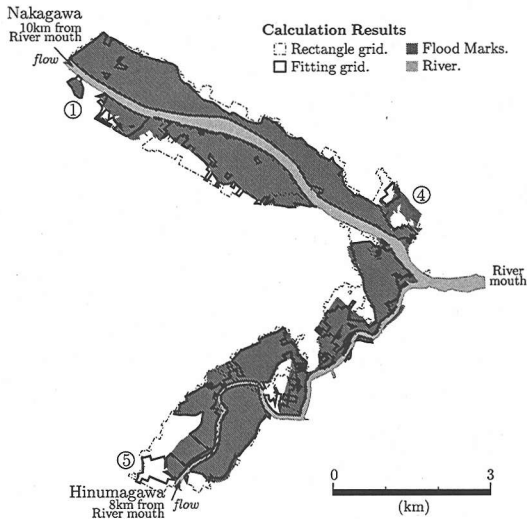
c) 格子形状の違いによる計算結果の差異

ここでは、格子形状の違いが氾濫現象の計算結果に及ぼす影響を調べるために那珂川・酒沼川を対象とし

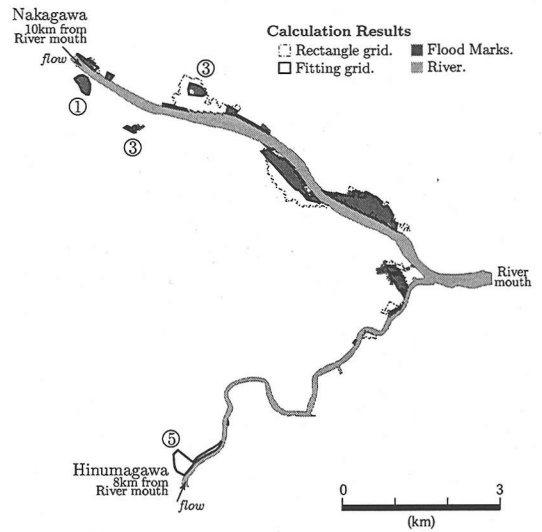
た 1986 年、1998 年、1999 年の既往 3 洪水の再現計算を行い、浸水面積と浸水量について考察した。ただし、対象領域のモデル化の程度の粗密が計算結果に及ぼす影響について評価することを考え、矩形格子の計算では線状境界及び用排水路網を無視して計算を実施した。

図-19 (a)～(c) は、既往の 3 洪水の矩形格子と地形適合格子による再現計算の結果と浸水痕跡域との比較図である。これらの図は、それぞれ、実線で囲まれた領域が地形適合格子、細い破線で囲まれた領域が矩形格子を用いた計算により得られた浸水域、そして、濃灰色で塗りつぶされた領域が浸水痕跡域を示している。3 ケースともに濃灰色の領域の多くは実線で囲まれており、地形適合格子を用いた氾濫計算は良好な精度で浸水痕跡域を再現していることが分かる。また、これら再現計算の浸水面積と浸水量について表-3 に取りまとめた。このうち、この表の左列に示したように、地形適合格子の計算から得られた浸水面積は 3 洪水ともに浸水痕跡域のそれと良く一致していることが分かる。

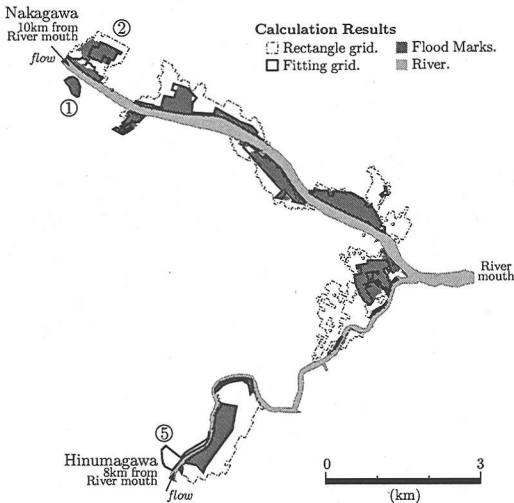
前項 b) において、線状境界と排水路網を無視した矩形格子の計算結果では過小・過大評価された領域が発生することを示した。このうち、線状境界を無視したことによる過大評価に関しては、図-19 (a) 中の実線で囲まれた領域からも分かるように線状境界を考慮した



(a) 1986年洪水の再現計算の結果



(c) 1999年洪水の再現計算の結果



(b) 1998年洪水の再現計算の結果

図-19 格子形状の違いによる最大浸水域の差異 (1986年洪水。図-19(a)~(c)のこれらの図は、それぞれ、実線で囲まれた領域が地形適合格子を、灰色破線で囲まれた領域が矩形格子を用いた氾濫計算により得られた浸水域、そして、濃灰色で塗りつぶされた領域は浸水痕跡値を表している。いずれの図においても濃灰色の領域の多くは実線で囲まれており、地形適合格子を用いた氾濫計算は良好な精度で浸水痕跡値を再現できることが分かる。)

地形適合格子の計算結果では過大評価の問題を解消している。同様に、排水路網を無視したことによる過小評価に関しても同図から分かるように解消している。

本計算の対象領域は全区間にわたり無堤区間である

表-3 格子形状の違いによる浸水面積と水量の差異

	浸水面積 (km ²)			浸水量 (×10 ⁶ m ³)	
	痕跡	CaseA	CaseB	CaseA	CaseB
1986 洪水	11.70	14.40	10.77	14.59	10.32
1998 洪水	2.62	5.70	2.62	0.81	1.90
1999 洪水	1.03	3.28	1.07	0.35	0.55

CaseA:矩形格子による計算, CaseB:地形適合格子による計算

ため、浸水域の主な発生原因は河川からの越流である。したがって、河川との非接触領域における浸水の主な原因は排水路網からの越水であると考えられる。このような浸水域が3洪水に共通して同図中①に示す上流区間の右岸側に楕円型領域で、98年洪水では同図中②に示すその対岸にも、そして99年洪水では同図中③に示すこれらの1.5km程度下流側の両岸に発生したことが浸水痕跡域から推定できる。これらのことから、良い精度で浸水域の予測計算を行うためには地形適合格子などの方法により地形近似を適切に行うだけでなく、線状境界や排水路網を考慮することも同様に重要であることが理解できる。

なお、図-19(a)に示した1986年洪水の再現計算では、同図中④に示す那珂川の河口から約2.5kmの左岸付近で浸水痕跡域と計算結果が多少異なる領域が見られた。この領域は1986年以降に地形改変が急速進行したが、再現計算では2000年の空間情報に基づき作成し

表-4 計算時間

	洪水継続時間 (h)	CPU 時間 (s)	
		矩形格子	地形適合格子
1986 洪水	39	231	36
1998 洪水	107	425	65
1999 洪水	37	145	20

利用計算機：CPU;PentiumIII850MHz, RAM;512MB
OS;Windows2000 SP1

た地形モデルを利用した。つまり、当時の地形形状と計算で利用した地形モデルとの間に差異が生じたために、計算値は浸水痕跡域を再現できなかったものと考えられる。このほかに、3洪水に共通した計算値と浸水痕跡域との差異が同図中⑤で示された涸沼川上流左岸に見られた。これは、浸水痕跡調査においてこの領域がアシ湿原で常時から湿地のために浸水域として記録されず、計算値と浸水痕跡域の比較の際に不一致領域となった。

d) 演算時間の比較

再現計算を行った既往3洪水に要したそれぞれのCPU時間は、表-4に示す通りである。この表から分かる通り、矩形格子を用いた計算に比べ地形適合格子の計算の演算速度は約85%も高速に演算できる。しかも、これらの計算に使用した計算機は、OSにWindowsが用いられている通常のパーソナルコンピュータで、本研究で開発したこの計算モデルは特別な計算機を使用しなくても高速演算が可能であることが分かる。

4. 水防活動支援システムの構築

近年では、築堤などのハードウェア的対策と洪水ハザードマップや水防活動などに代表されるソフトウェア的対策が水災害の防止や減災のために並行して講じられる。洪水氾濫による水災害はそのピークに至るまでの時間的過程がそれほど急速でないため、事前の対策だけでなく発災中における対策も可能で、特に水防活動の減災効果は高い。水災害は突発的な災害ではないとは言え、発災時の水防活動は時間的や人力的に限定された厳しい条件下での活動を余儀なくされる^{22),23)}。また、水防活動は洪水時の即時対応策として有効性が高いにもかかわらず、著者らが知る限りではその研究や報告はあまり行われていないようである²⁴⁾。

そこで、水防対策の規模決定などの支援を目的とした支援システムを、前章までに述べた洪水氾濫の予測計算モデルと、地形図やそれに付随する属性などの空間情報を管理する地理情報システム (GIS) とを組み合わせて構築した。

本システムの特徴は、高速演算が可能でかつGISにより地図上に計算結果を計算後即座に重ね合わせ表示や紙面などへの出力が可能なことである。このため浸水開始地点や最大浸水域を予測計算後に容易に把握することが可能であるほか、水防対策が必要な危険区間に対する対策規模を決定するための有効な判断材料を提供することもできる。また、開発した予測モデルによる洪水氾濫の予測計算に要する演算時間は、一般のパーソナルコンピュータを用いた場合でも数十秒程度であることは前述の通りである。これとの整合を考え、GISエンジンに関してもパーソナルコンピュータ上で動作する、Infomatix社のSIS OCXを利用した。また、数値計算部分とGIS部分の統合化やGUIの開発にはMicrosoft社のVisual BASIC 5.0を用いた。

さらに、本論文では、このシステムを利用して水防活動の効果に関するシミュレーションを行い、水防活動による浸水面積や浸水量の軽減率と可能作業量について見積もることを試みた。

なお、このシステムは水防活動支援の目的以外にも、氾濫水深と土地利用種別から想定被害額を算出する治水経済調査²⁵⁾の支援や、地方自治体において作成が義務化された浸水想定区域図²⁶⁾や洪水ハザードマップ²⁷⁾の作成においても利用が可能であると考えられる。その理由は、まず、これらの調査や作成のほとんどが100m程度の比較的大きな矩形の計算格子により氾濫計算を行うのに対し、地形適合格子を用いた計算は地形形状を的確に反映した精度の良い計算ができるからである。そのうえ、計算後に手作業により計算結果を地形図上へ展開し、それぞれの地点における浸水深や想定被害額の算定を行う過程は、煩雑なうえ人為的なミスが考えられる。一方、本システムでは、計算終了と同時に地図上に計算結果を重ね合わせ表示できるため、ミスや煩雑さはほとんどないと考えられる。

(1) システムの装備機能

a) 予測結果の表示機能

予測計算の終了と同時に地図上に予測結果を重ね合わせ表示する機能を備えた。この機能では、最大浸水域の表示と、1時間刻み(氾濫流の伝播速度が比較的緩やかであることから表示間隔を決定)で予測結果を表示することが可能である。すなわち、越流地点とその開始予想時間を把握するなどの利用方法が考えられる。

また、予測結果の配布などを勘案して、予測結果は画面以外に紙面と画像情報としての出力が可能ないようにしている。

b) 浸水域面積と被害家屋の集計機能

表示中の浸水域面積とこの浸水域に含まれる浸水建物の戸数集計機能を備えた。浸水建物の戸数集計機能

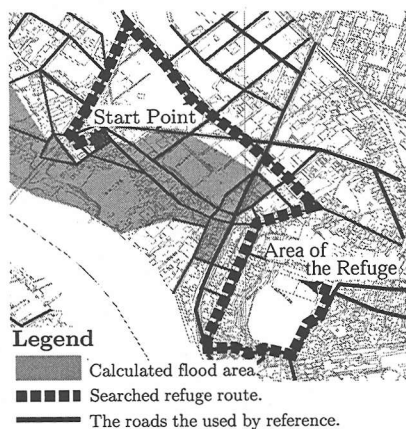


図-20 避難経路の検索例

には、地形図に地物単位で格納されているデータを利用した。これら建物情報に一户ごとの床高さ情報を付加すれば、それぞれの建物の浸水状況(床上/床下/浸水なし)を加味した集計を行うことも可能である。同様に、地形分類として耕作地種目などの属性情報が付記されている地形図を利用した場合には、想定被害資産額の集計を容易に行うことが可能である。

c) 避難経路の検索

予測計算で得られる浸水域を回避した避難経路検索とその経路距離の算出を行う機能を備えた。図-20はその経路検索例であり、図中の太点線が検索結果、中太実線が避難経路に利用可能な道路である。

この機能に利用した道路ネットワークデータは、表-2に示した属性のうち幹線道路と道路に属する線分より構築した。このデータは、道路の規模による分類がなされているため、それを考慮することによってさらに高度な経路検索を行うことも可能である。すなわち、地域防災計画やハザードマップで指定される避難地域を利用した各地域ごとの数例の避難経路候補を検索することもできる。

なお、これらの検索機能は、SISが装備する最短経路検索の関数を利用した。

d) 堤防高調整の機能

堤防の高さ情報が更新された場合に簡便にその情報更新を可能とする図-21のようなインターフェイスを備えた。図中の実線は現状の護岸高であり、点線は下段枠内の変更情報入力に示された内容を図化したものである。変更の適用が実行されると、点線部分の更新情報が護岸高情報に反映され、その新しい護岸情報のもとで予測計算ができるようになる。

この機能により、水防活動による土嚢の積み上げ作業の効果検討や築堤や堤防補強工事の効果を反映した浸水域の予測計算を容易に行うことが可能である。

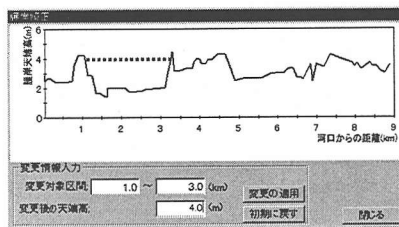


図-21 護岸高調整用に開発した操作画面(図中の実線が変更前の護岸天端高の縦断変化を表し、点線が変更後の護岸高を表し、本図では1km~3kmの区間の護岸高を4.0mに変更したことを示している。)

(2) 水防活動の効果シミュレーション

a) 対象流域と計算条件

構築した支援システムを那珂川下流域に適用し、水防活動の効果を浸水痕跡域を基準値として定量的に評価することを試みた。ここで設定した洪水の規模は既往の1986、1998、1999年洪水で、それぞれ水府橋の観測水位を上流端の境界条件、調和解析から得られる潮位を河口水位の境界条件として与えて再現計算を実施した。

水防活動に関する検討ケースとして次の3通りを設定した。まず、Case1は、河川からの越流が予想される水防対策が必要な区間に土嚢積みによる越流防止工を施したと設定したものである。この際の防止工の規模は、末次ら²⁸⁾による水防活動に関するアンケートや水防活動に関する調査を参考に決定した。すなわち、土嚢積みによる越流防止工は3段2列なる形状で施されることが多いとの調査結果に基づき、土嚢の1段あたりの高さを30cm程度と考え、作業終了時の越流防止工の積み上げた高さは90cmになると設定した。つぎにCase2は、河川と接続する用排水路網の接続点すなわち水門・樋門を閉鎖したと設定したものである。そして、Case3は、Case1とCase2を組み合わせたものである。

b) 水防活動による被害の減災効果と軽減率

表-5、6に既往3洪水に対して3ケースの対策を施した場合の浸水面積と浸水量、図-22に1998年洪水に対して3ケースの越流防止の対策を施した場合と無対策の場合の浸水域分布の比較、そして、図-23に浸水面積と浸水量の軽減率を示した。

水防活動による減災効果はこれらの図表から分かる通り、Case1による対策では小規模な洪水氾濫(1999年洪水)に限定すれば氾濫水量、すなわち浸水域の平均的な水深を20%程度軽減する効果を期待できるものの、ある程度規模が大きな洪水に関してはその効果は微々たるものでしかない。一方、Case2による対策ではいずれの洪水においても浸水面積、氾濫水量ともに

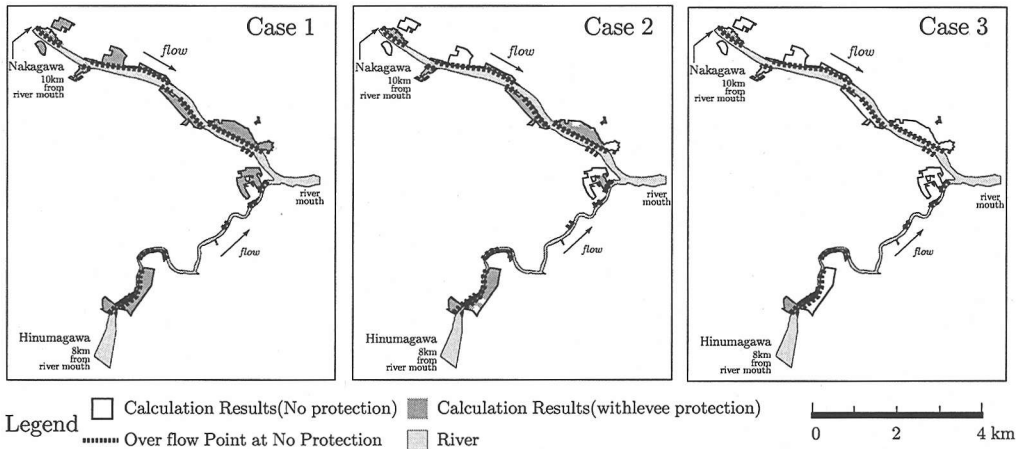
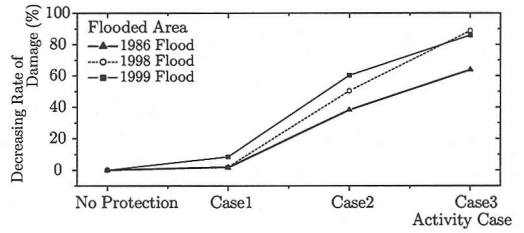


図-22 水防活動の効果 (この図は、何らかの水防活動を実施した場合と全く対策を行わなかった場合の浸水面積の比較を示した図である。図中の Case1 は越流箇所全てのてに高さ 90cm の土のう積をした場合、Case2 は河川と接続する水門・樋門を閉鎖した場合、Case3 は Case1 と Case2 の両方を組み合わせた水防活動が行われた場合を示す。提案したシステムを用いれば、水防活動が必要となる区間の推定や水防活動により施される対策の効果を容易に把握することが可能である。)

表-5 水防活動の効果検討- 氾濫面積 (km²)

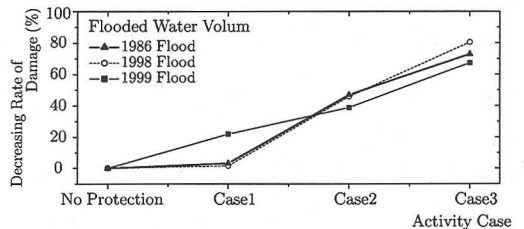
	1986 洪水	1998 洪水	1999 洪水
対策なし	10.77	2.62	1.07
Case1	10.60	2.57	0.98
Case2	6.35	1.30	0.42
Case3	3.89	0.29	0.15



(a) 浸水面積

表-6 水防活動の効果検討- 氾濫水量 (×10⁶m³)

	1986 洪水	1998 洪水	1999 洪水
対策なし	10.32	1.90	0.55
Case1	9.99	1.87	0.43
Case2	5.48	1.03	0.34
Case3	2.80	0.37	0.18



(b) 氾濫水量

図-23 水防活動の効果 (この図は、何らかの水防活動を実施した場合と全く対策を行わなかった場合の浸水面積の軽減率を示したものである。図中の Case1 は越流箇所全てのてに高さ 90cm の土のう積をした場合、Case2 は河川と接続する水門・樋門を閉鎖した場合、Case3 は Case1 と Case2 の両方を組み合わせた水防活動が行われた場合を示す。)

50%程度の軽減効果を期待できる。また、Case3による対策では中小規模の洪水氾濫(1998年洪水, 1999年洪水)に関しては浸水被害をほとんど発生させないまでの効果を期待できるうえ、大規模な洪水氾濫(1986年洪水)でさえもかなりの軽減効果を期待できる。

今回の対象流域は、対象区間のすべてが無堤区間である。前述の結果は、その浸水被害の原因は河川からの越流だけでなく、排水路網の河川の接続点から浸入した河川水が大きな原因となっていることを示しているものと考えられる。すなわち、このことは無堤あるいは堤防が十分な余裕高を持たない区間において水防

活動を実施する場合、水防活動の対象箇所近傍の河川と堤内地を結ぶ水門や樋門に対して河川水の浸入をできる限り抑制するように操作することが重要であることを示唆しているものと言える。ただし、その一方で、これらの操作は、これらを閉め切ることにより発生する内水氾濫などに留意しながら慎重に行わなければならない。

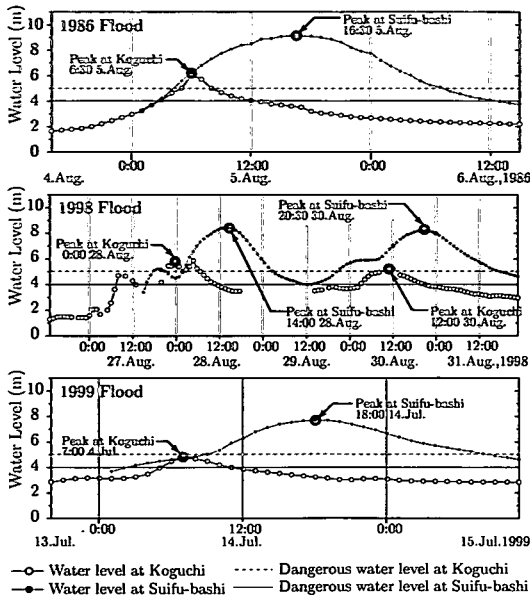


図-24 那珂川における洪水伝播時間

c) 水防活動の可能最大作業量の検討

産業構造の変化により職住近接の世帯が大幅に減少しているなど理由から、発災時に水防活動のために迅速に参集することが困難となってきた。前節において土嚢積み上げと水門や樋門の閉鎖を組み合わせた越流防止工を講じることで大きな減災効果が得られることを示したが、効率良くしかも効果の高い水防活動を行うためには水防対策が必要な区間とこれらの作業に必要な人員数を的確に把握する必要がある。前述したように、提案する支援システムによれば水防活動が必要な区間を容易に推定することが可能である。ここでは、洪水のピーク到達時間までに人力による可能な最大作業量について検討した。

まず、可能な作業量を見積もるために洪水のピーク到達までの時間を明らかにした。図-24は那珂川における洪水流下時間を示したものである。今回対象領域とした那珂川下流域では、図-7に示した小口観測所と水府橋観測所のピーク水位の時間差を洪水到達時間の指標の1つとしている。この図から分かるとおり、小口観測所から水府橋観測所へのピーク水位の到達時間は平均して9時間程度を要していることが分かる。

つぎに、水防活動の動員数を概算するために、既往洪水の高水速報^{19), 20)}を調べたところ、1998年洪水では約1000人、1999年洪水では約500人が動員されていた。また、土嚢の積み上げ幅10mに約50人が動員され、その所要時間は約90分要したと記されている。このことから考えて、ピーク水位の到達所要時間の約9時間を利用して行える越流対策は、1,000人体制では1,200m、500人体勢では600m程度であると概算できる。

仮に1998年洪水を越流防止工だけで完全に浸水被害を防止しようとした場合、越流区間長は那珂川・潤沼川の両岸の合計が約11kmであるから、作業体勢を前述と同様に考えた場合では約10,000人程度の動員が必要になり、これは現実的に極めて困難な対策手段であると言わざるを得ない。

d) 支援システムを用いた水防活動の有用性

前節の通り、理想的な水防活動を行うためには多数の人員が必要なことを示した。つまり、発災時の時間的や人力的に限定された厳しい条件下で効果の高い水防活動を実施するためには、まず、確度の高い予測情報に基づく予測計算を本論文で提案したような高速演算が可能な支援システムにより行い、浸水開始地点とその地点における浸水の予想開始時間を推定する。そして、背後地の重要度などから水防活動が優先的に必要な浸水の可能性がある危険箇所を判断し、その区間に対して効果的な越流防止工などの対策を施すことが重要である。これまで水防活動は多くの場合、経験的な勘を主たる判断材料として行われてきたと推測できるが、提案した支援システムを用いればそこから得られる定量的な情報を判断材料として効率的でしかも効果的な水防活動が可能になるものと考えられる。

5. おわりに

本研究では、まず、計算精度を犠牲にすることなく高速演算を可能とする浸水域の予測計算モデルを開発した。その構成は洪水流と氾濫流の計算モデルを越流公式で結合した一般的なものであるが、高速演算を実現するために両者を独立して計算するようにし、さらに基礎式や離散化手法および適切な境界条件について検討をした。河川流の計算に関しては、解析対象区間が短い場合では定常計算と非定常計算の差異は洪水氾濫現象を考える場合に重要となるピーク前後においては数%程度に留まることを理論的に示し、数値計算上で有利な不等流の式を適用することにした。氾濫流の計算に関しては、移流項を無視しても計算結果に大きな影響を及ぼさないことを示し、高速演算に有利な浅水理論式から移流項を除いた線形氾濫モデルを適用することにした。さらに、氾濫原の地形形状を適切かつ効率よく離散化ができる地形適合格子を提案した。このモデルを実在の流域に適用していくつかの既往洪水の再現計算を行い、浸水痕跡域を基準値として計算の精度を確認したところ、いずれの規模の洪水においても最大浸水域を良好な精度で再現することができた。しかも、その演算時間は一般的なパーソナルコンピュータを用いた場合でも数十秒で、十分な高速演算性を有しているものとなった。

つぎに、高速演算性を特徴とする開発した予測計算モデルと GIS から成る水防活動の支援システムを構築するとともに、このシステムを利用して水防活動の効果と可能最大作業量について検討した。3種類の水防活動を仮定してその効果について試算を行い、水路網の河川接続点の締め切りと土嚢積みを組み合わせた対策が十分な効果を発揮することを明らかにした。この他、効果の高い水防活動を行うためには、背後地の重要度などを考えながら本支援システムなどから得られる定量的な判断材料を活用したうえで水防活動を実施することの必要性を指摘した。

謝辞： 水防活動に関する貴重な情報を国土交通省 国土技術政策総合研究所 末次忠司氏よりご提供して頂いた。対象流域の空間データ作成にあたっては、国際航業(株) 空間情報事業部に多大なご協力を頂いた。また、研究当時、東海大学大学院に在学していた深澤 雅人君、井上 直行君にはデータ整理に尽力してもらった。そして、査読者の方々から貴重な意見を頂き、より洗練した論文とすることができた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岩佐 義朗, 井上 和也, 水島 雅文: 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp.305-317, 1980.
- 2) 福岡 捷二, 川島 幹雄, 松永 宣夫, 前内 永敏: 密集市街地の氾濫流に関する研究, 土木学会論文集, No.491/II-27, pp.51-60, 1994.
- 3) 福岡 捷二, 川島 幹雄, 横山 洋, 水口 雅教: 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No.600/II-44, pp.23-36, 1998.
- 4) 末次 忠司, 栗城 稔: 改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究, 土木学会論文集, No.593/II-43, pp.41-50, 1998.
- 5) 栗城 稔, 末次 忠司, 海野 仁, 田中 義人, 小林 裕明: 氾濫シミュレーション・マニュアル(案) -シミュレーションの手引き及び新モデルの検証-土木研究所資料; 第 3400 号, 137p, 1996.
- 6) Inoue, K., Toda, K., Hayashi, H., Kawaike, K., Sakai, H.: Storm surge inundation flow modeling in urban area and refuge analysis, 京都大学防災研究所 一般共同研究報告書, pp.26-29, 1999.

- 7) 戸田 圭一, 井上 和也, 村瀬 賢, 市川 温, 横尾 英男: 豪雨による都市域の洪水氾濫解析, 土木学会論文集, No.663/II-53, pp.1-10, 2000.
- 8) 川池 健司, 井上 和也, 林 秀樹, 戸田 圭一: 都市域の洪水氾濫解析モデルの開発, 土木学会論文集, No.698/II-58, pp.1-10, 2002.
- 9) 安田 浩保, 後藤 智明, 山田 正: 那珂川下流域を対象とした高速洪水氾濫予測モデルの開発, 河川技術に関する論文集, 第 6 巻, pp.309-314, 2000.
- 10) 安田 浩保, 白土 正美, 後藤 智明, 山田 正: 高速演算性と精緻性を有する洪水氾濫計算システムの開発, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.889-894, 2001.
- 11) たとえば, 土木学会: 水理公式集 [平成 11 年度版], 土木学会, pp.129-130, 1999.
- 12) 栗城 稔, 末次 忠司, 小林 裕明: 洪水による死亡リスクと危機回避-すぐに役立つ実践的危機管理のポイント(避難編)-, 土木研究所資料, 第 3370 号, p.66, 1995.
- 13) 高橋 保, 中川 一, 箕 崇弘: 排水路網を考慮した洪水氾濫解析, 京都大学防災研究所年報, 第 31 号, B-2, pp.617-632, 1988.
- 14) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 昭和 61 年 8 月洪水痕跡調査報告書, 1986.
- 15) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 平成 10 年 8 月洪水痕跡調査報告書, 1998.
- 16) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 平成 11 年 7 月洪水痕跡調査報告書, 1999.
- 17) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 平成 10 年度那珂川定期縦横断面測量報告書, 1998.
- 18) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 水文資料整理 高水速報資料 昭和 60 年~昭和 62 年, 1991.
- 19) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 高水速報(平成 10 年度 8 月末豪雨), 1998.
- 20) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 平成 11 年 7 月前線豪雨洪水速報, 1999.
- 21) 建設省関東地方建設局常陸工事事務所: 平成 10 年度 8 月洪水出水検討業務報告書, 1998.
- 22) 建設省河川局: 河川における今後の情報化に向けた施策はいかにあるべきか, 1999.
- 23) 建設省河川局: 水災防止小委員会答申(今後の水災防止のあり方について), 2000.
- 24) 末次 忠司: 水防災のための危機管理方策~防災・情報・危機管理セッション~, 河川技術に関する論文集, 第 6 巻, pp.19-24, 2000.
- 25) 建設省河川局: 治水経済調査マニュアル(案), 1998.
- 26) 国土交通省河川局: 浸水想定区域図作成マニュアル, 2000.
- 27) 財団法人河川情報センター: 洪水ハザードマップ作成要領解説と運用, 1996.
- 28) 末次 忠司: 水防活動に関するアンケート調査結果, 私信.

(2002. 1. 23 受付)

DEVELOPMENT OF RAPID NUMERICAL INUNDATION MODEL FOR THE LEVEE PROTECTION ACTIVITY

Hiroyasu YASUDA, Masami SHIRATO, Chiaki GOTO and Tadashi YAMADA

A numerical prediction model of the flood-inundation flows with accuracy and high-speed calculation performance was developed. The governing equations applied the combined non-uniform flow equation under the river flows and linear inundation flows equation under the inundation flows in order to calculate rapidly. Inasmuch as high-speed calculation performance may decrease calculation accuracy, the optimized boundary conditions of the river flow were applied and numerical grids of the inundation flow were implemented topography-fitting grid as a new approximation method for the topography. The developed model reproduced most past floods quite accurately and can calculate very rapidly even by PC. Further more, the effects of flood-fighting activities such as levee protection activity were evaluated by the coupled the numerical model with GIS, the evaluation system can also support the levee protection activity.