

低平地河川流域における氾濫解析モデルの高度化

川池健司*・井上和也・戸田圭一・相良亮輔**

* 長崎大学 工学部

** 京都大学大学院 工学研究科

要 旨

本報では、従来の内水氾濫解析に用いられていたモデルをもとに、河川網から堤内地への溢水氾濫、建造物や盛土の影響などを加えることによって、より高度化した低平地河川流域の氾濫解析モデルを構築した。このモデルを大阪府の寝屋川流域に適用し、近年の実績降雨に対する浸水域や河川水位を用いてモデルの検証を行うとともに、流域で進められている総合治水対策による治水施設の効果を検証した。

キーワード：低平地河川流域，氾濫解析，非構造格子，寝屋川流域，総合治水対策

1. はじめに

近年のわが国では、集中豪雨による都市型水害の発生が目立ってきており、それによって、毎年各地で都市機能が大きな被害を受けている。とくに2000年9月の東海豪雨災害以降、各都市では河川改修や治水計画の見直し等が進められており、豪雨時の水害危険度をより精度よく評価するための氾濫解析が行われている。都市水害の解析手法としては従来からさまざまなものが提案されており、雨水排除の重要性から下水道のモデル化に着目すると以下のものが挙げられる。

武田ら(1996)は、下水道の管径と管長から算出した容積をもつ貯留槽で下水道網を仮定した簡易なモデルを用いている。吉田(1987)は、領域を斜面系、管渠系枝線部、管渠系幹線部に分割し、それぞれに単位図法、貯留関数法、dynamic waveモデルを適用した解析を行っている。渡辺ら(1989)は、下水管渠の頂部に仮想のスロットを設けることにより下水道管渠内の管路・開水路の両状態を同一の基礎式で表現することのできるスロットモデルを導入した詳細なモデル化を行っている。

河川流域全体を対象とした解析では、戸田ら(1999)が山地からの流出解析結果を境界条件とし、市街地では河川からの溢水氾濫、内水氾濫、下水道による排水過程を取り扱ったモデルを提示して、京都市域の中心部に適用した氾濫解析を行っている。ただし、対象領域が広域なため下水道モデルは簡略化されており、下水道に取り込まれた雨水は設計流速と流下距離から得られた流下時間が経過した後、終末処理場より領域外に排水されるとしている。また、川池ら(2001)は寝屋川流域を対象とし、それを山地部、河川網、下水道網、堤内地からなるとして、それぞれにkinematic waveモデルによる流出解析、特性曲線法による一次元不定流解析、下水道網の貯留容量を考慮した連続式のみによる解析、非構造格子による二次元氾濫解析を適用した統合型氾濫解析モデルを構築している。

本報では、川池ら(2001)のモデルをもとにして、河川網から堤内地への溢水氾濫、建造物や盛土、さらには各種治水施設の影響などを取り入れることにより、低平地河川流域における氾濫解析モデルの高度化を試みる。そして、このモデルを大阪府の寝屋川流域に適用し、近年の実績降雨時の浸水域および

河川水位の観測記録と解析結果とを比較することで、モデルの検証を行う。最後に、寝屋川流域で計画されている総合治水対策に関連して、治水施設の整備段階として現況、15年後、将来（完成時）を想定し、これらの施設による治水効果を検証する。

2. 統合型氾濫解析モデル

2.1 従来モデルの概要

川池ら（2001）の解析では、内水氾濫の解析を行うにあたり Fig.1 に示すように、河川流域を (1) 山地部、(2) 河川網、(3) 下水道網、(4) 堤内地に分割したモデル化を行っている。山地部では、kinematic wave モデルを用いて山地河川からの流出流量を求める。河川網では、特性曲線法を用いて一次元不定流解析を行う。下水道網では、流下能力の上限を考慮した雨水排水過程のモデル化を図り、ポンプ場から河川網に排水される流量を求める。堤内地では、非構造格子を用いて氾濫流の平面二次元解析を行う。なお、雨水の流れは Fig.2 に示すとおりとする。山地部からの流出流量は河川網の横流入流量となる。堤内地の雨水は下水道を介して河川網に排水され、排水しきれない雨水が堤内地を二次元的に氾濫する。ただし、堤内地から河川網への直接の排水、および河川網から堤内地への溢水氾濫は生じないものとして従

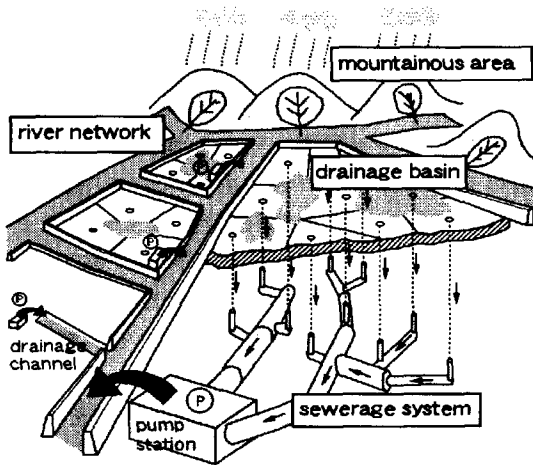


Fig.1 Framework of total model

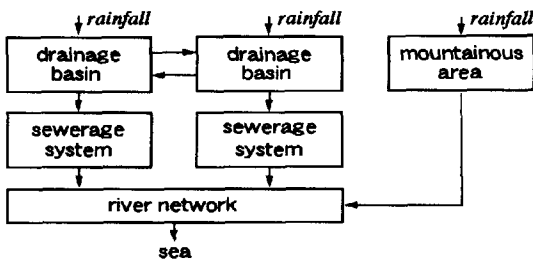


Fig.2 Flow of rainwater

来モデルには組み込まれていない。

(1) 山地部の流出解析

山地部の雨水の流出は、斜面上の雨水流（斜面流）とそれらを集めて流下する河道の流れ（河道流）から成り立つものと考えられる。本報では、kinematic wave モデルを基にした以下の基礎式を用いる。

<斜面流>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q'}{\partial x} = r_e \quad (1)$$

$$q' = \alpha h^m \quad (2)$$

ここに、 x : 一次元の空間座標（主流方向の下向きにとられる）、 t : 時間、 q' : 斜面単位幅流量、 r_e : 有効降雨量 ($r_e = fr$, f : 流出率、 r : 降雨量)、 h : 水深、 α, m : 定数であり、斜面勾配 θ_s と Manning 則の式形を用いると $m = 5/3$, $\alpha = \sqrt{\sin \theta_s} / N$, N : 等価粗度である。

<河道流>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{q_s}{B} \quad (3)$$

$$q = \alpha h^m \quad (4)$$

ここに、 q : 河道の単位幅流量、 q_s : 斜面からの単位長さあたりの横流入流量、 B : 河道幅である。また、河床勾配を θ とし、Manning 則を用いると $m = 5/3$, $\alpha = \sqrt{\sin \theta} / n$, n : Manning の粗度係数である。

本報では、斜面流については特性曲線法により河道への横流入流量を計算し、河道流については Leap-Frog 法に基づく差分法で流出流量を計算する。

(2) 河川網の洪水の解析

本報で用いた一次元不定流解析の基礎式は、次の連続式と St. Venant 式である。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = s_0 - s_f \quad (6)$$

ここに、 A : 流水断面積、 Q : 流量、 q : x 方向の単位長さあたりの横流入流量（流入を正とする）、 $v = Q/A$: 断面平均流速、 $s_0 = \sin \theta$: 水路底勾配で、基準面から河床までの高さを z とすれば、 $\sin \theta = -dz/dx$, s_f : 摩擦勾配で、抵抗則として Manning 公式を用いるとき、 $s_f = n^2 v |v| / R^{4/3}$ (n : Manning の粗度係数、 R : 径深)、 g : 重力加速度である。計算の詳細は、井上ら（2000）に従うものとする。

(3) 下水道網の解析

堤内地格子に降った雨水は、枝線下水道、幹線下水道、ポンプ場を経由して河川網に排水される。そこで、下水道による雨水の排水過程を以下のようにモデル化する。また、その概念図を Fig.3 に示す。

a) ポンプ場 ポンプ場は、それぞれ最大処理能力 Q_{pu} をもつ。ポンプ場から排水された雨水は直ちに河川網、あるいは河川網につながる中小河川に排水

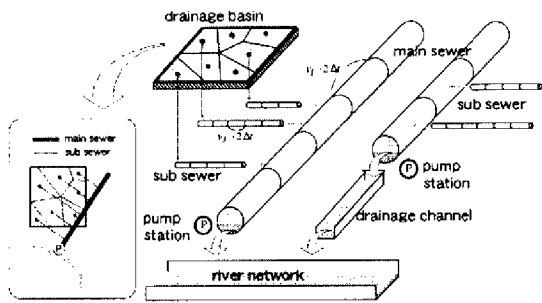


Fig.3 Sewerage model

される。すなわち、ポンプ場内の貯留は考えないこととする。

b) 幹線下水道 幹線下水道網はツリー状の接続関係を有する。すなわち、雨水は上流側の複数の(あるいは1本の)幹線から下流側の1本の幹線に流下するようになっており、そのいくつかの接合部分あるいは最下流端幹線の下流端にポンプ場が存在する。幹線下水道 I は設計流速 v_I 、設計流量 q_I をもっており、これらの値は幹線下水道 I 内ではその位置によらず一定とする。幹線内の雨水は設計流速 v_I で流下すると考え、1計算ステップ ($2\Delta t$) 間の流下距離 ($v_I \cdot 2\Delta t$) ごとに幹線下水道を縦断方向に分割し(この1分割をセグメントとよぶ)、1計算ステップごとに1つ下流側のセグメントに雨水を流下させる。幹線内の流量は設計流量 q_I を超えないとして、各セグメントに存在する水量の上限を $q_I \cdot 2\Delta t$ とする。

c) 枝線下水道 枝線下水道の流路は、各堤内地格子の重心から最寄りの幹線下水道に到達する最短距離の線分で表現され、各格子につき1本ずつ存在するとする。枝線下水道 J の流速 v_J 、流量 q_J には、排水先幹線下水道の値を用いる。幹線下水道と同様、枝線下水道も縦断方向に $v_J \cdot 2\Delta t$ の距離をもつセグメントに分割する。枝線内を流れる雨水も、幹線のときと同様の取り扱いをする。

d) 中小河川 ポンプ場から排水された雨水は、中小河川を通して河川網に排水される場合もある。これらの河川は長方形断面の一次元排水路として考え、以下の式を適用する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q_{in}}{B} \quad (7)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2|M|M}{h^{7/3}} \quad (8)$$

ここに、 u, M : x 方向の流速および流量フラックス、 h, H : 水深および水位、 q_{in} : ポンプ排水による x 方向の単位長さあたりの横流入流量、 B : 川幅である。下流端では、段落ちの式(土木学会, 1985a)によって河川網への流出流量を求める。

(4) 堤内地の内水氾濫解析

堤内地は井上ら(1999)の非構造格子モデルを用

いて解析する。基礎式は、以下の連続式、および移流項を省略した運動量式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = r_e - \frac{Q_{out}}{A} \quad (9)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (10)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (11)$$

ここに、 A : 格子面積、 Q_{out} : 格子から下水道への雨水排水流量であり、 Q_{out} は以下のようにして決定する。

まず、格子 M には枝線下水道への最大排水流量 Q_M が与えられている。 Q_M は、排水先幹線下水道の設計流量 q_I を、その幹線に排水する格子の面積で按分するよう、以下の式で定義される。

$$Q_M = \frac{A_M}{\sum_{k=1}^{K_I} A_k} q_I$$

ここに、 I : 格子 M の排水先の幹線下水道、 K_I : 幹線下水道 I に排水する格子数、 A_k, A_M : それぞれ格子 k, M の面積である。 Q_{out} は、格子の最大排水能力 (Q_M)、格子 M に存在する氾濫水がすべて排水されるとき流量、枝線下水道の上流端セグメントが満管になるときの流量のうち、最小の値とする。

2.2 寝屋川流域への適用

Fig.4に示すように、寝屋川流域は、東側は生駒山地、西側を上町台地、南北をそれぞれ大和川、淀川に囲まれた流域である。ただし、豪雨時には、寝屋川上流部の打上川、たち川流域および寝屋川導水路以北の堤内地の雨水は同導水路から淀川に排水されるため、山地部は讃良川以南、堤内地は寝屋川導水路以南を対象とする。対象とした河川網の総延長は89km、山地部、堤内地の面積はそれぞれ49km²、197km²である。

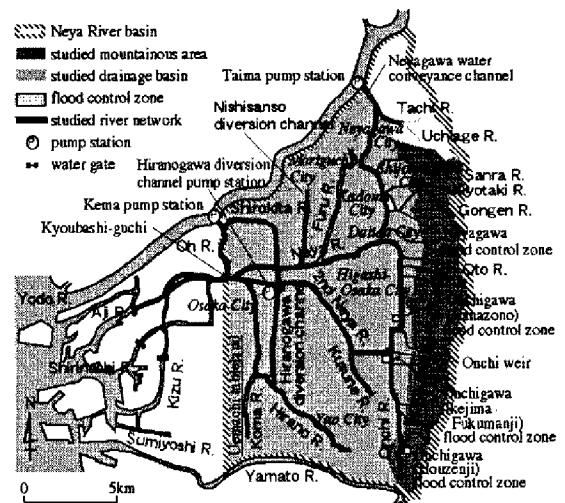


Fig.4 Studied area

(1) 山地部

山地部には24の河川が存在するが、これらの大半は流域特性が類似していると考えられるため、代表として音川流域の流出流量を求め、ほかの流域にはこの流量を流域面積に応じて比例配分する。ただし、北部の権現川、清滝川、讃良川の3河川は音川と流域特性が異なっている可能性があるため、個々に流出流量を算出する。河道は20m間隔で分割し、流出率 f は0.8、等価粗度 N は1.0、河道の粗度係数 n は0.020とする。

(2) 河川網

河川網の上流端では、恩智川、寝屋川、平野川、権現川、第二寝屋川に微量の一定流量を与え、下流端では、安治川、尻無川、木津川の防潮水門設置箇所で大坂湾朔望平均満潮位(O.P.+2.2m)を一定潮位として与える。粗度係数はすべての河川で0.020とする。これらの条件を与えて、各断面の水位・流量が変化しなくなった状態を定常状態として、計算開始時の初期条件とする。

河川網に付随する洪水処理施設として、Fig.4中の4つの治水緑地での貯留(総貯留量 $3.59 \times 10^6 m^3$)を考慮する。また、毛馬排水機場では京橋口の水位がO.P.+2.40mを超えると稼働し始め、O.P.+2.30m以下になると停止し始めるとし、ポンプ最大能力($200 m^3/s$)に達するまでの時間は50分、完全停止に要する時間は2時間30分とする。また、恩智堰(恩智川から第二寝屋川への分流点にある越流堰)の影響も考慮する。

(3) 下水道網

下水道としては、まず幹線下水道と考えられる下水道を、また分流式を採用している集水区では雨水管のみを対象とする。対象とした幹線下水道の総管渠延長は約227kmである。下水道に関する治水対策施設として、既設の9ヶ所の流域調節池(総貯留量 $0.37 \times 10^6 m^3$)での貯留を考慮する。ポンプ場から雨水が排水される中小河川は駒川、楠根川、西三荘放水路、古川の4河川である。各河川の粗度係数は0.020、川幅は5mとし、50m間隔で河道を分割する。中小河川も含めた下水道網をFig.5に示す。

(4) 堤内地

対象領域には35の集水区が存在し、この集水区をもとに堤内地を2,915個の非構造格子に分割する。解析格子と地盤高をFig.6に示す。堤内地の流出率、粗度係数はそれぞれ全域で0.8、0.067とする。

2.3 解析結果と問題点

降雨条件として、寝屋川流域での戦後最大実績降雨である1957年の八尾の降雨(Fig.7)を考える。 Δt

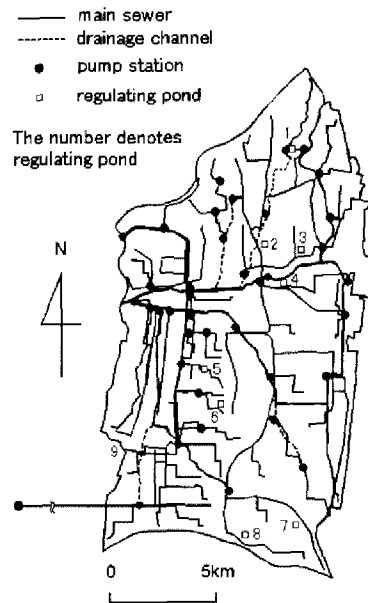


Fig.5 Sewerage network

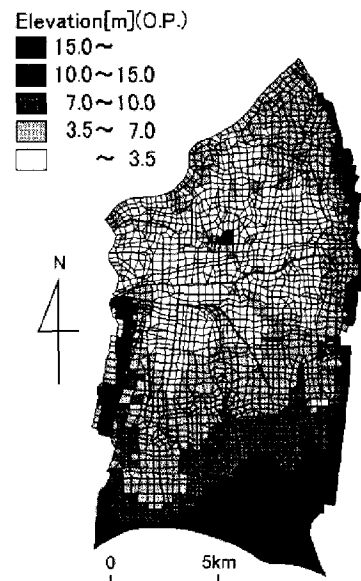


Fig.6 Computational meshes and surface elevation

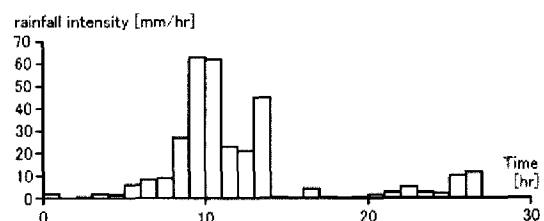


Fig.7 Rainfall intensity observed at Yao in 1957

は、山地部で0.1s、河川網・堤内地・下水道網では0.5sを用い、計算時間は40時間とする。

最大浸水深をFig.8に、浸水深の時間変化をFig.9

に示す。図より、周囲より地盤の低くなっている箇所や、河川堤防沿いの地域でとくに浸水深が大きくなっていることがわかる。また、降雨量が大きくなる時

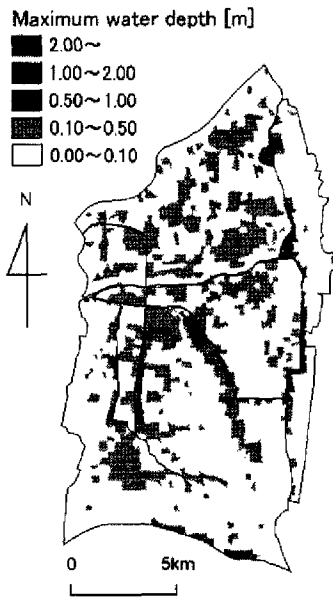


Fig.8 Maximum water depth of the old model

刻から内水氾濫が発生し始め、下水道網で処理しきれなかった雨水が地盤の低いほうに向かって地表を流れていることがわかる。とくに河川沿いでは、その雨水が堤防でせき止められて浸水深が大きくなっていることや、時間の経過とともに下水道網によって雨水が排水されていく様子が表現されている。

計算開始13時間50分後における流量・流向分布図をFig.10に示す。計画対象降雨である八尾降雨でも、基準点になっている京橋口で流量が $928\text{m}^3/\text{s}$ と計画高水流量である $850\text{m}^3/\text{s}$ を超えている。

このモデルによって寝屋川流域の内水氾濫プロセスを表現することができるようになった。しかし、河川網から堤内地への溢水氾濫、堤内地の建造物や鉄道の盛土、さらには領域内に存在する平野川分水路排水機場の影響を考慮していないなど、より現実に即した解析への改良の余地が残されている。

3. 解析モデルの高度化

3.1 改良点

(1) 山地部

山地部にある河川（以下、「山地河川」とよぶ）は

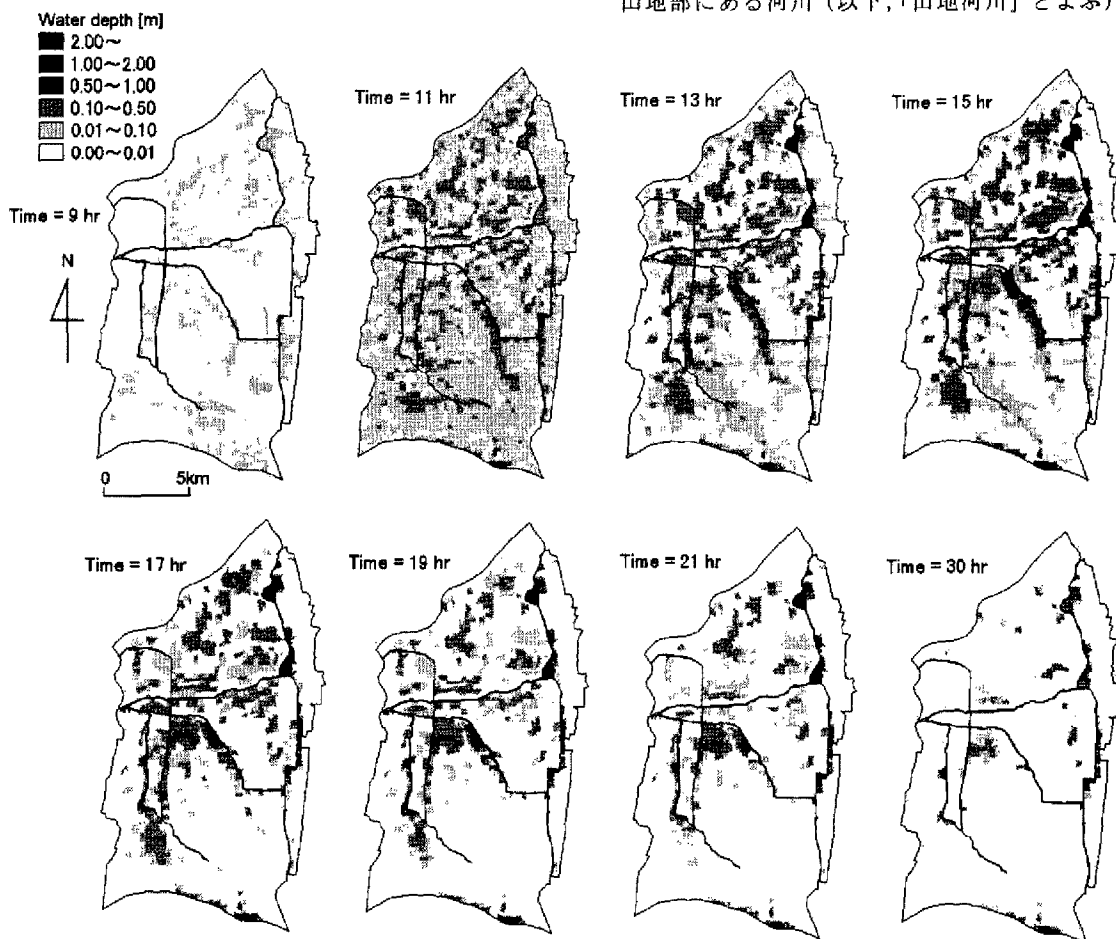


Fig.9 Temporal change of inundation water depth of the old model

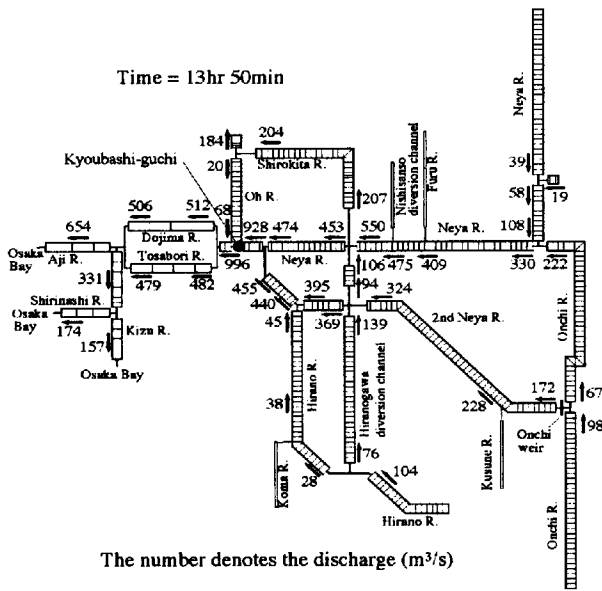


Fig. 10 Flow discharge and direction in the river network

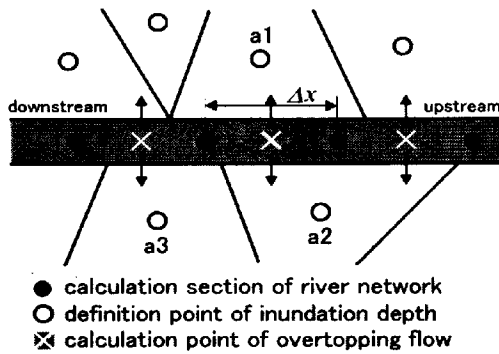


Fig. 11 Overtopping flow from the river network

未整備のものが多く十分な疎通能力を有していないことから、豪雨時には河川網に流出する以前に溢水して氾濫することが考えられる。本研究では、山地河川の最大疎通能力（流出流量の上限）を考慮し、それを超過する分の流出流量は削除する。

(2) 河川網

河川網から堤内地への溢水氾濫を考慮するため、本研究では Fig. 11 に示すように、河川網計算断面の中間点で内挿した河川水位と堤防天端高を比較して溢水氾濫発生の有無を判定する。例えば、図中の中間点 A から溢水した氾濫水は、右岸側では堤内地格子 a1 に、左岸側では a2 に流入し、a3 には流入しないものとする。河川水位を H_r 、堤防天端の標高を H_0 とすると、越流水深 h_1 は $h_1 = H_r - H_0$ であるから、 $h_1 > 0$ のときの単位幅あたりの溢水流量 q_0 は、越流公式（土木学会，1985b）により、

$$q_0 = \mu h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (12)$$

で得られる。ここに、 μ は係数で 0.35 である。河川網

ではこの流量を横流出流量とし、式 (5) の代わりに

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{in} - q_{ol} - q_{or} \quad (13)$$

とする。ここに、 q_{in} は山地部、ポンプ場、中小河川などからの横流入流量、 q_{ol} 、 q_{or} はそれぞれ左岸、右岸への横流出流量である。堤内地では越流幅 Δx （河川断面間距離）をかけた流量がそれぞれの格子に流入するとする。

また、本研究で対象としている河川網は河道内に阪神高速道路の橋脚が存在する箇所があるため、一律 0.020 としていた粗度係数の値を 0.020~0.055 として全断面にわたって与えなおす。

2.2 では毛馬排水機場の運転開始水位、運転停止水位にはそれぞれ O.P.+2.40m、O.P.+2.30m を用いていたが、排水機場の現況の値として、それぞれ O.P.+3.00m、O.P.+2.50m に改める。同様に、恩智川治水緑地（池島・福万寺）の越流堰高および最大貯留量には、それぞれ O.P.+6.65m、 $1.65 \times 10^6 \text{ m}^3$ を用いていたが、現況の値としてそれぞれ O.P.+6.85m、 $0.88 \times 10^6 \text{ m}^3$ に改める。また、恩智川治水緑地（法善寺）は現在未使用のため考慮しない。

2.2 では寝屋川上流端からの流入は微量の一定流量としていたが、打上川流域からの流出流量を、流域面積（ 11.46 km^2 ）で比例させた音川（流域面積 2.47 km^2 ）の流量で代用し、そこから太間排水機場の能力 $110 \text{ m}^3/\text{s}$ （打上川治水緑地の効果 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ を含む）を超過する流量が寝屋川の上流端から流入するとする。

Fig. 4 に示す平野川分水路排水機場は以下のように操作されるので、その影響を考慮する。排水機場内、排水機場外、翼橋の 3 断面のうちのいずれかが基準水位（それぞれ O.P.+2.60m、O.P.+2.60m、O.P.+3.00m）を超過した場合、平野川分水路の水門を閉鎖し、排水機場の運転を開始する。排水能力は $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 、この排水流量に達するのに要する時間は 20 分とする。ただし、排水機場内水位、排水機場外水位によっては以下のような運転を行う。

< 定水位運転 >

排水機場内水位は O.P.+1.00m 以上を保つ。

< 流量制限運転 >

排水機場外水位を H_{out} として、以下のような条件で排水能力を決定する。

O.P.+3.50m < H_{out} < O.P.+4.40m のとき

: $90 \text{ m}^3/\text{s}$ 一定

O.P.+4.40m < H_{out} < O.P.+4.90m のとき

: $90 \text{ m}^3/\text{s} \sim 10 \text{ m}^3/\text{s}$

O.P.+4.90m < H_{out}

: 水門開放

(3) 堤内地

都市化の進んだ流域では、住宅やマンション、オフィスビル等が高度に密集しており、非浸水性の建造物によって氾濫水が押し上げられる効果は無視できない。そこで、各堤内地格子の面積に占める建造物の床面積の割合を占有率 λ とし、これによる実質浸水面積の減少を考慮する(中川, 1989)。

また、交通網が高度に発達した都市域においては、鉄道や道路の盛土が氾濫水の挙動に影響を及ぼすと考えられる。本報ではこれらの盛土のうち、その天端高が地上の地盤高より2m以上高いものを格子境界に位置する直立壁と考える。ただし、盛土天端の越流は考慮しないものとする。また、盛土部分に存在するカルバートは盛土の切りかきと見え、盛土面積に対するカルバート面積の割合を格子境界の通過率 β と定義する。すなわち、式(10), (11)で得られた流量フラックス M, N を、通過率 β によって

$$M^* = \beta M \quad (14)$$

$$N^* = \beta N \quad (15)$$

のように補正し、この補正流量フラックスを用いて堤内地の連続式を計算する。したがって、堤内地の連続式(9)を、上記の溢水氾濫および占有率も含めた形に改めると、

$$(1-\lambda) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M^*}{\partial x} + \frac{\partial N^*}{\partial y} = r_e + \frac{1}{A} \left\{ \sum_k (q_0 \cdot \Delta x)_k - Q_{out} \right\} \quad (16)$$

となる。ここに、 k は各格子に溢水してくる溢水流量計算点である。

3.2 解析結果の比較および考察

3.1の改良点を加えたモデルを寝屋川流域に適用し、2.3と同様の計算条件で結果を比較する。

山地河川のうち、最大疎通能力を超過した2河川について超過分を削除した流量ハイドログラフをFig.12に示す。対象領域のうち山地部の面積が占める割合が約20%と小さいこと、最大疎通能力を超過した河川が2河川しかないこと、さらに削除した水量は河川網に流入する山地河川全体の流出水量からみるとごくわずかであることから、これによって河川網の水位が大きく低下したとは考えられない。

堤内地の最大浸水深をFig.13に示す。2.3では溢水はみられなかったが、河道の粗度係数を変更したことで水位が上昇したため、今回は城北川の両岸で溢水がみられた。Fig.13をFig.8と比較すると、浸水域が拡大し、最大浸水深が大きく出ている。これは占有率を導入したことによって堤内地の実質浸水

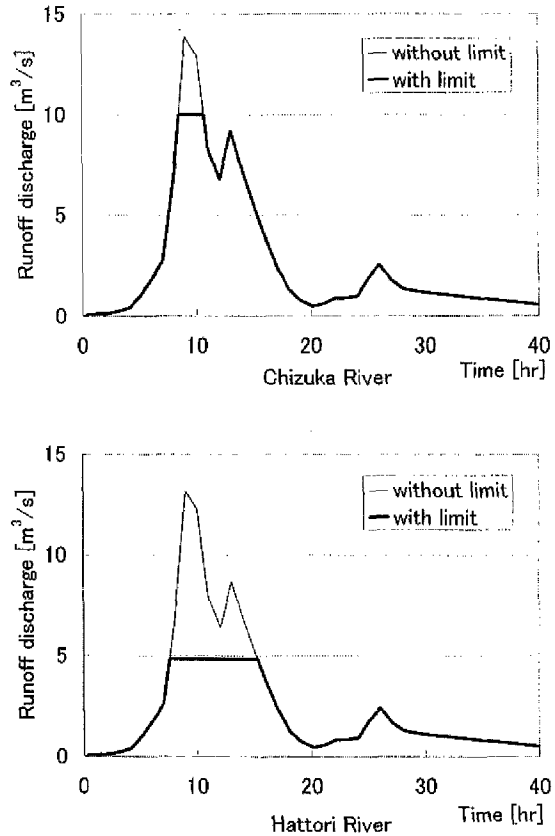


Fig.12 Runoff discharge from the mountainous area

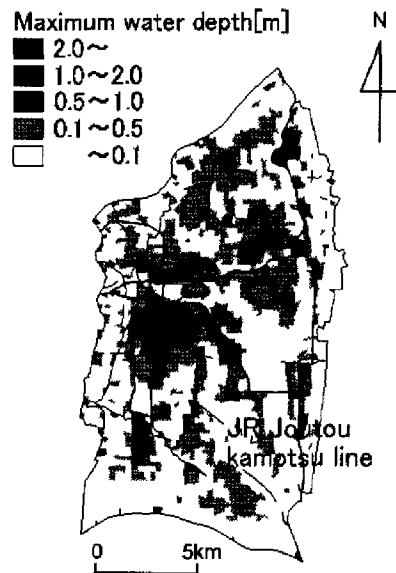


Fig.13 Maximum water depth of the new model

面積が減少したことに加え、河川網からの溢水が大きく影響しているものと思われる。また、堤内地間を移動する氾濫水が盛土にさえぎられ、JR城東貨物線の盛土に沿って浸水深が増大している様子がみとれる。

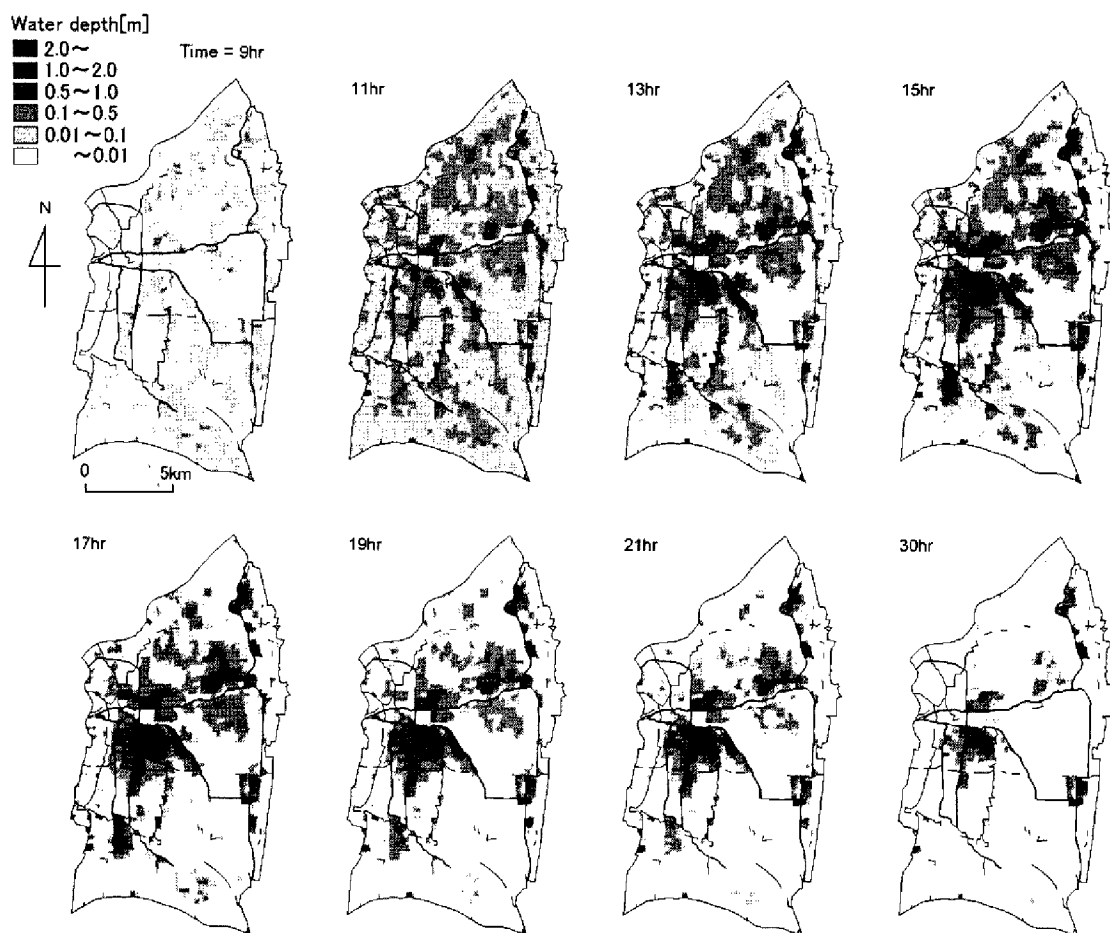


Fig.14 Temporal change of inundation water depth of the new model

Fig.14は浸水深の時間変化である。Fig.9と比較すると、変更後のほうが遅い時間まで大きな浸水深が残っている。これも占有率の導入で実質の浸水面積が減少することによって浸水深が増大したためと考えられる。

以上のようにモデルの高度化を行った結果、実質浸水面積が減少したことや河川網からの溢水が考慮されたことから、2.3の結果と比較してかなり危険であるという結果が得られた。例えば、計画対象降雨としている八尾降雨に対して浸水被害が広域にわたって発生し、第二寝屋川と平野川分水路の合流点周辺をはじめとして浸水深が1.0mを越える場所がいたるところにみられた。また、盛土に沿って1.0m以上の浸水深がみられるところもあった。

ただし、今回の解析では全域一様に八尾降雨を与えたが、対象領域の規模を考えると実際の降雨時には降雨強度の空間的な差異が当然存在する。すなわち、ここで提示している浸水状況は大変に厳しい降雨条件で解析した結果であることを考慮しておく必要がある。

4. 解析モデルの適用

4.1 実績降雨を用いたモデルの検証

本報では、1999年（平成11年）8月11日の実績降雨時の詳細なデータを用いて解析モデルの検証を行う。

(1) 解析条件

降雨条件として、対象領域内外の9箇所の雨量観測所で観測された10分間雨量を用いる。1999年8月11日の降雨は、枚岡で観測された時間雨量56mm/hr、総雨量244mmを最大値とする規模の降雨である。この降雨についてティーン係数を用いて、堤内地では下水道の集水区ごとに、山地部では山地河川流域ごとに雨量の空間分布を与える。堤内地の流出率は、寝屋川流域総合治水計画で用いられている集水区ごとの値を用いる。また、河川網の下流端境界条件として、安治川、尻無川、木津川の各水門設置箇所に安治川水門での実測潮位を与える。

(2) 解析結果と考察

解析結果の最大浸水深と浸水記録をFig.15に示

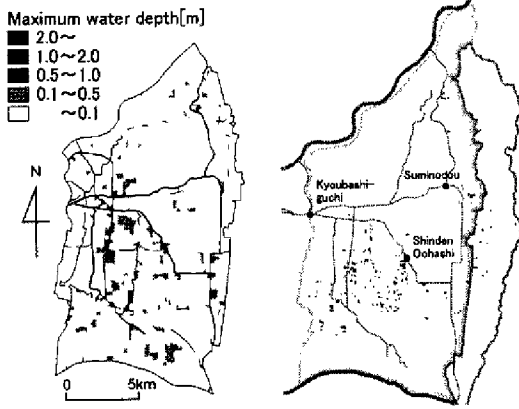


Fig.15 Comparison of calculation results and actual inundated area

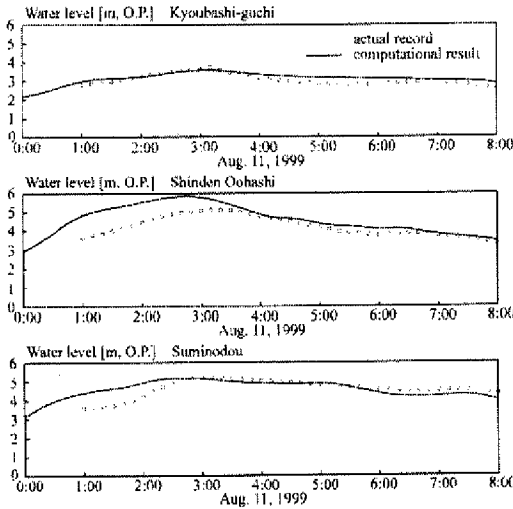


Fig.16 Comparison of calculation results and observed water level of the river network

す。詳細な氾濫域までは再現できているとはいえないが、氾濫の規模や第二寝屋川以南の地域でも氾濫している点はおおよそ再現できている。

京橋口、新田大橋、住道における水位の時間変化を Fig.16 に示す。解析の初期の段階で計算値が実測値を上回っているものの、それ以外は実測値に近い値が得られており、流域全体としては河川網の流況をよく再現しているといえる。

4.2 総合治水対策における治水施設の効果

寝屋川は国の定める総合治水対策の対象河川に指定されており、河道のみならず流域全体で面的に雨水流出を受け持つよう計画されている(大阪府, 1999)。それによると、寝屋川の基準点である京橋口において流域基本高水流量は $2,700\text{m}^3/\text{s}$ であるが、このうち治水施設による対策で $2,400\text{m}^3/\text{s}$ (基本高水流量)、流域における対策(各戸貯留、棟間貯留などの流域対応施設)で $300\text{m}^3/\text{s}$ を受け持つ。治水施

設による対策はさらに、河道改修で $850\text{m}^3/\text{s}$ 、放流施設(地下河川、分水路)で $910\text{m}^3/\text{s}$ 、貯留施設(流域調節池、遊水地)で $640\text{m}^3/\text{s}$ をそれぞれ負担するように計画されている。

本節では、これまで構築してきたモデルを用いて、寝屋川流域の総合治水対策で計画されている治水施設がどの程度浸水被害を軽減させる効果をもっているのかを検討する。

(1) 解析条件

外力として用いる降雨条件は前節のモデルの検証で用いた99年降雨および八尾実績降雨である。その他のティーン係数、流出率、河川網の下流端境界条件は4.1と同様である。

対象領域内の治水施設は段階的に整備が進められるが、本節では現況、15年後、将来(完成時)の3段階の整備状況での治水効果を検討する。各施設の解析条件は以下のとおりである。

毛馬排水機場

京橋口の水位が Table 1 の運転開始水位に達すると運転を開始し、50分かけて最大吐出量($200\text{m}^3/\text{s}$)に達する。また、京橋口の水位が Table 1 の運転停止水位を下回ると、2時間30分かけて運転を停止する。

Table 1 Kema pump station

	present	15 years later	future
water level of operation start	O.P.+3.00m	O.P.+2.40m	
water level of operation stop	O.P.+2.50m	O.P.+2.30m	
maximum drainage capacity	200 m^3/s		

治水緑地

対象領域内には4箇所の治水緑地が建設または計画されている。治水緑地の諸元は Table 2 のとおりである。河川水位が Table 2 の堰高を越えると、越流公式(土木学会, 1985b)で求められた越流流量にしたがって、治水緑地への流入を開始する。

流域対応施設

各戸貯留、棟間貯留などの地上に設置された貯留施設を考慮する。流域対応施設による貯留可能容量は下水道の集水区ごとに割り当てられており、その総貯留量は現況: $0.91 \times 10^6\text{m}^3$ 、15年後: $1.47 \times 10^6\text{m}^3$ 、将来: $3.98 \times 10^6\text{m}^3$ である。解析では、氾濫水量を各集水区ごとに合計し、各集水区の貯留可能容量まで氾濫水が貯留されるとする。

Table 2 Flood control zone

< Onchigawa flood control zone >

	present	15 years later	future
elevation of spill levee	O.P.+6.85m	O.P.+6.65m	
length of spill levee	300m		
storage volume	880,000m ³	1,650,000m ³	

< Onchigawa (Hanazono) flood control zone >

	present	15 years later	future
elevation of spill levee	O.P.+6.30m		
length of spill levee	150m		
storage volume	320,000m ³		

< Neyagawa flood control zone >

	present	15 years later	future
elevation of spill levee	O.P.+4.75m		
length of spill levee	250m		
storage volume	1,460,000m ³		

< Onchigawa (Houzenji) flood control zone >

	present	15 years later	future
elevation of spill levee	—	O.P.+13.60m	
length of spill levee	—	150m	
storage volume	—	161,000m ³	

放流施設

寝屋川北部・南部の両地下河川への放流を考慮する。放流施設による放流量は集水区ごとに割り当てられており、その総放流量は現況:0m³/s, 15年後:210m³/s, 将来:386m³/sである。解析では、各集水区の放流量を、各解析格子の面積で按分する。南部地下河川から排水した雨水はただちに対象領域外へ、北部地下河川から排水した雨水はただちに大川に流入させる。地下河川は、現況では南部地下河川の完

成区間が流域調節池(貯留施設)として平野市町集水区などで供用され、15年後には南部地下河川が、将来には北部地下河川が完成・供用される運びとなっている。

貯留施設

流域調節池などの下水道に接続する地下の貯留施設を考慮する。貯留施設による貯留可能容量は集水区ごとに割り当てられており、その総貯留量は現況:0.82×10⁶m³, 15年後:1.85×10⁶m³, 将来:1.96×10⁶m³である。流域対応施設と同様、地上の氾濫水を各集水区の貯留可能容量まで貯留させる。

解析時の各治水施設への氾濫水の流れは、時間ステップn+1における各堤内地格子の水深から流量フラックス、有効降雨、溢水氾濫量を考慮した後、まず地上に設置されている流域対応施設に貯留されることにする。流域対応施設の容量を超過する分については下水道網へ流下させ、排水しきれなかった氾濫水量を放流施設、貯留施設の順に放流・貯留することとして、次の時間ステップn+3に進むというプロセスをとる。

(2) 解析結果と考察

現況, 15年後, 将来における最大浸水深を、99年降雨, 八尾実績降雨のそれぞれについて Fig.17, Fig.18 に示す。

まず、99年降雨では、対象領域の南部を中心に点在していた浸水域が、15年後、将来と治水施設の整備が進むにしたがって着実に減少している。とくに将来においては、0.1m以上の浸水域がほとんどなくなってしまっている。したがって、99年降雨規模の降雨に対しては、明らかに治水施設がその効果を発揮することがわかる。

それに対して八尾実績降雨の場合では、将来においても浸水域、浸水深ともに顕著な改善はみられない。15年後には寝屋川南部地下河川が、将来には寝屋川北部地下河川が建設・供用される予定になっているが、その周辺でわずかに浸水域が減少している程度である。とくに第二寝屋川と平野川、平野川分水路の合流点付近、城北川の両岸の浸水状況はほとんど変わらない。この結果から、八尾実績降雨規模の降雨に対しては、貯留容量に限界のある流域対応施設や貯留施設では目立った効果は期待できず、放流施設によってわずかに浸水域が減少することがわかる。

5. おわりに

本報は、寝屋川流域の浸水状況をより現実に即して表現することを目的として、低平地河川流域に

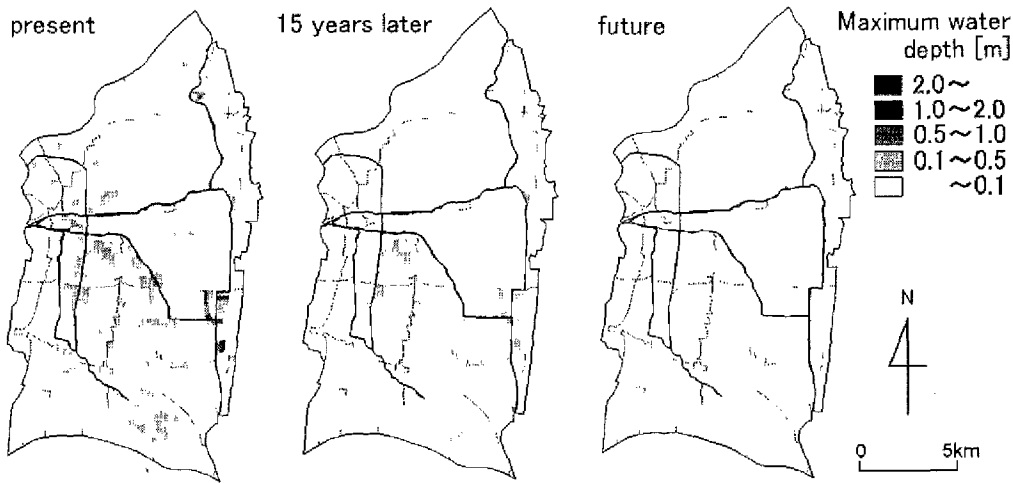


Fig.17 Effect of flood control facilities (for the rainfall observed in 1999)

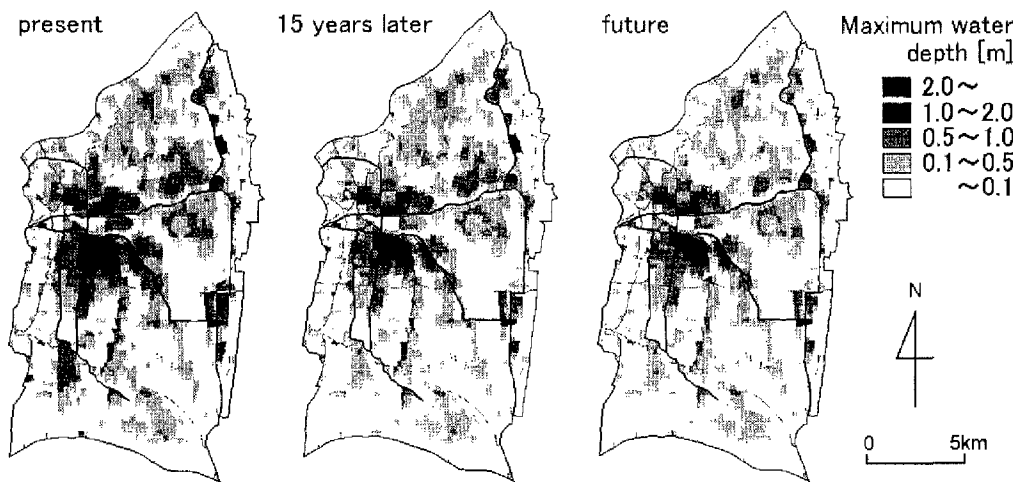


Fig.18 Effect of flood control facilities (for the rainfall observed in 1957)

おける従来の氾濫解析モデルの高度化を図った。本報を通して得られた結論は以下のとおりである。

1. 河川網からの溢水氾濫や、非浸水性の建造物、盛土などによる影響を考慮することにより都市域の氾濫解析モデルを高度化させることができた。
2. 寝屋川流域を対象として、1999年の実績降雨時の浸水域や河川水位を用いてこのモデルの検証を行ったところ、降雨時の記録を比較的良好に再現できることを確認した。
3. 寝屋川流域で整備の進められている総合治水対策における治水施設が各整備段階でどれだけ氾濫の危険度を解消できるかを明らかにした。

謝辞

本研究を実施するにあたり、文部科学省科学技術研究費補助金、基盤研究(B)(2) (代表：井上和也、課

題番号 12480112) の援助ならびに社団法人近畿建設協会の研究助成を受けた。ここに記して謝意を表します。また、解析に必要な各種資料を快く貸与していただいた大阪府土木部河川課、株式会社ニュージェック河川海岸部の皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 井上和也・川池健司・戸田圭一(1999)：非構造格子による氾濫解析モデル，京都大学防災研究所年報，第42号B-2，pp.339-353。
- 井上和也・戸田圭一・前田修(2000)：河川網が発達した領域での氾濫解析法とそのメコンデルタへの適用，水工学論文集，第44巻，pp.485-490。
- 大阪府土木部河川課編(1999)：寝屋川流域総合治水対策。

川池健司・井上和也・戸田圭一・坂井広正・相良亮輔 (2001) : 低平地河川流域における都市域の氾濫水理モデルの開発, 京都大学防災研究所年報, 第44号 B-2, pp.299-311.

武田誠・上塚哲彦・井上和也・戸田圭一・林秀樹 (1996) : 都市域における高潮氾濫解析, 京都大学防災研究所年報, 第39号 B-2, pp.499-518.

戸田圭一・井上和也・村瀬賢・市川温 (1999) : 豪雨による都市水害の水理モデルの開発, 京都大学防災研究所年報, 第42号 B-2, pp.355-367.

土木学会編 (1985a) : 水理公式集, 昭和60年改訂版, pp.288-289.

土木学会編 (1985b) : 水理公式集, 昭和60年改訂版, pp.287-288.

中川一 (1989) : 洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究, 京都大学学位論文.

吉田喜七郎 (1987) : 都市河川流域における水防災計画に関する基礎的研究, 京都大学学位論文.

渡辺政広・江藤剛治・室田明 (1989) : 取付管の調圧効果を考慮した下水管網内の遷移流計算法, 土木学会論文集, No.411/II-12, pp.81-90.

Refinement of Inundation Flow Model in Urban Area Located in Low-lying River Basin

Kenji KAWAIKE*, Kazuya INOUE, Keiichi TODA and Ryouzuke SAGARA**

* Faculty of Engineering, Nagasaki University

** Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

In this study, the inundation flow model we developed before has been refined by adding the effects of overtopping flow from river banks in the river network to the drainage basin, blocking of inundation flow due to the dikes of railway and so on. This model is applied to Neya River basin. The computational results for the actual rainfall observed in 1999 show a good agreement with the observed data of inundated area or water level of the river network. Then the effectiveness of flood control facilities designed in this river basin is also discussed

Keywords : Low-lying river basin; Inundation flow analysis; Unstructured meshes; Neya River basin; Comprehensive flood control measures