

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

川池健司*・井上和也・戸田圭一・坂井広正**・相良亮輔*

* 京都大学大学院 工学研究科

** (株) 建設技術研究所

要 旨

本報では、都市域で頻発する内水氾濫に着目し、山地からの流出、河川網の洪水流、堤内地の氾濫流、および下水道による雨水排水過程を表現することのできる総合的な氾濫解析手法を提示するとともに、それを低平地河川である寝屋川流域に適用した。その際に、治水緑地、流域調節池、排水機場などの各種治水対策施設も考慮に入れた。その結果、本モデルにより都市域の内水氾濫機構が適切に表現できること、および豪雨時の対象域の危険性が確認された。

キーワード：低平地河川流域、内水氾濫、氾濫解析、非構造格子、寝屋川流域

1. はじめに

1960年代以降、わが国の都市水害の主要な原因は、台風による高潮氾濫や大河川の破堤による洪水氾濫から、堤内地に降った雨水が処理されることなく氾濫する、いわゆる内水氾濫へと変化してきた。わが国は、数少ない低平地に人口が集中して都市が立地しているうえ、堤内地の地盤高よりも河川水位の方が高くなっていて排水の難しい地域が多く、潜在的に内水氾濫の危険性をもっているといえよう。2000年(平成12年)9月の東海豪雨災害に代表されるように、都市化の進展による流域の遊水機能の低下、出水形態の変化などによって、現在に至っても内水氾濫は各地で頻発している。そのため、これまでも水理学的あるいは水文学的なアプローチから内水氾濫を取り扱った研究が数多くなされてきたが、下水道の一集水区のような比較的狭小な範囲を取り出して詳細な検討を行っているもの(例えば吉田, 1987)が多い。さらに広範囲の都市域を扱った例としては、戸田ら(1999)が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、京都市域の中心部に適用している。

本報では、戸田らの解析に加えて、河川網の洪水流下

機構および下水道網の流下能力を含めた、都市域の内水氾濫プロセスを総合的に取り扱うことのできるモデルを開発する。さらにこのモデルを、典型的な低平地で深刻な内水氾濫の問題を抱える寝屋川流域に適用し、豪雨時における対象域の危険性について検討する。

2. 解析モデルの概要

内水氾濫は、降雨量がポンプ場の処理能力や下水道の排水能力を超えた場合、あるいは河川水位が高く、雨水を河川網に排水できない場合に生じる。本報では、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. 堤内地
4. 下水道網

に分割したモデル化を行う。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、河川網では、特性曲線法を用いて1次元不定流解析を行う。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

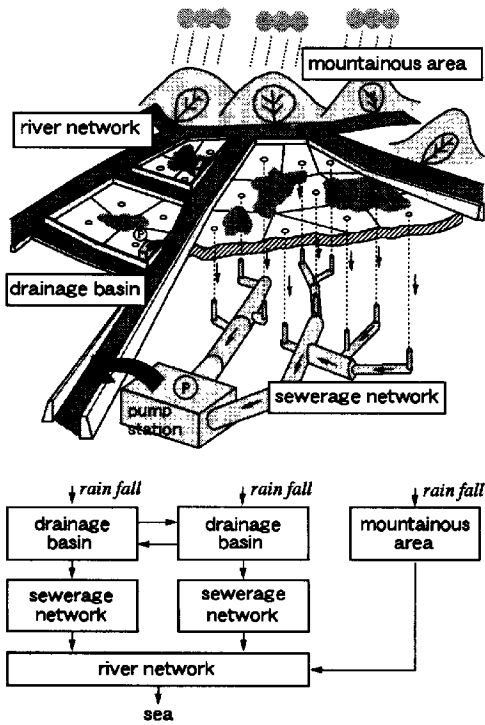


Fig.1 Framework of total model

を行い、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。なお、水の流れは Fig.1 下部に示すとおりとする。山地部からの流出は河川網の横流入となる。堤内地の雨水は下水道を介して河川網に排水されて横流入となり、排水しきれない雨水が堤内地を二次的に氾濫する。ただし、本報では、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モデルに組み込んでいない。

2.1 山地部の解析

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、 h ：水深、 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（川池ら、2001）。

2.2 河川網における洪水の解析

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）、 h ：水深、 g ：重力加速度である。

式 (5)、(6) を特性曲線による表示に改め、Fig.2 を参照して以下のように差分化する。

正の特性曲線 $(dx/dt)_+ = v + c$ について、断面 $i-1$ と i との間で成立する差分式は、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{B} \right)_i^n \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} - q_{i-1}^n \right) \\ & + c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,i+1}^n - H_{t,i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} \right. \\ & \quad \left. + \frac{s_{f,i-1}^n + s_{f,i}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

である。また、負の特性曲線 $(dx/dt)_- = v - c$ について、断面 i と $i+1$ との間で成立する差分式は、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{B} \right)_i^n \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} - q_i^n \right) \\ & - c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,i+1}^n - H_{t,i}^n}{\Delta x_i} \right. \\ & \quad \left. + \frac{s_{f,i}^n + s_{f,i+1}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

である。ただし、 Δx_i ：断面 i と $i+1$ の区間距離、 $B = (\partial A / \partial h)_{x:\text{const}}$ ：水面幅、 $c = \sqrt{gA/B}$ ：波速、 $H_t = v^2 / (2g) + h + z$ ：全エネルギー水頭、上付き添字は時間ステップである。

河川網の計算は、以下に示す井上ら（2000）の方法を用いる。まず、河川網は次のようにしてネットワーク化する。

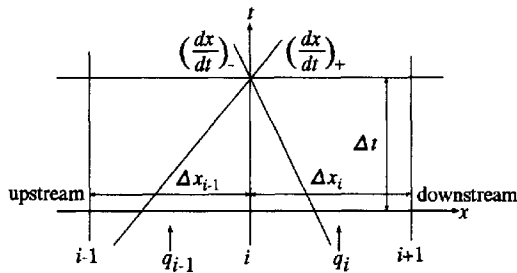


Fig.2 The method of characteristics

1. ノードは分合流点 (内部ノード), および境界条件が課せられる点 (外部ノード) とする。
2. リンクは両端にノードをもつ河道である。
3. ノードは点であって, 面積は 0 とする。
4. 河道 (リンク) には向きを定め, これに従って上流, 下流を区別する。
5. 河道にはいくつかの横断面 (計算断面) を設定する。ただし, 河道の上流側ノードの直下流, 下流側ノードの直上流には, 必ず横断面を設ける (ノード断面)。ノード断面以外の横断面を中間断面と呼ぶ。

計算手順は以下のとおりである。

中間断面

式 (7), (8) を連立させ, 未知量 A_i^{n+1} , v_i^{n+1} を陽的に求める。流量は $Q_i^{n+1} = A_i^{n+1} v_i^{n+1}$ である。

内部ノード

このノードを上流端とする河道においては式 (8), 下流端とする河道においては式 (7) を適用する。さらに, このノードを構成するノード断面では水位は全て等しいこと, このノードに流入する流量の和と流出する流量の和とが等しいことから解が求まる。

外部ノード

境界条件によって計算法を変える必要がある。例えば, 上流端に流量が与えられた場合は式 (8) と与えられた流量から解が求められる。また, 下流端で水位が与えられた場合は, 式 (7) と与えられた水位から解が求められる。

2.3 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。

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。

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

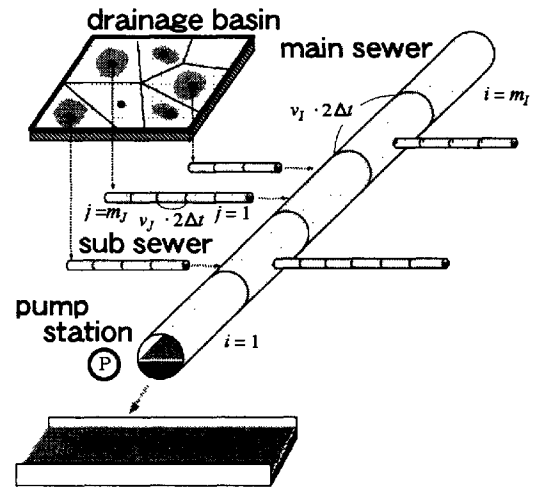


Fig.3 Sewerage model

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, 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。分割されたセグメントには, m_I を幹線 I の分割セグメント数として, 下流側から順に $i = 1, 2, \dots, m_I$ と番号を付す。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しうる水量の上限を $q_I \cdot 2\Delta t$ とする。実際の計算では, セグメント $i+1$ から i への流量を決定するとき, 流下後のセグメント i の水量が $q_I \cdot 2\Delta t$ を超えないよう, (セグメント $i+1$ に存在する水量) と (セグメント i の空き容量) の小さいほうの値を流下量とする。

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。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し, m_J を分割セグメント数として, 下流側から順に $j = 1, 2, \dots, m_J$ と番号を付す。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。

(1) 幹線下水道の解析

幹線下水道の解析には, 以下の式を用いる。

$$V_{I,i}^{n+3} = V_{I,i}^{n+1} + \Delta V_{I,i}^{n+2} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} + \Delta V_{I,0}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2} \quad (9)$$

ここに, $V_{I,i}$: 幹線下水道 I の i 番目のセグメントに存在する水量, $\Delta V_{I,i}$: セグメント $i+1$ からセグメント i に流下する水量, すなわち上式の右辺第 2 項, 第 3 項はそれぞれセグメント i への流入, セグメント i からの流出を表

す。 $\Delta V_{J,0}$: 枝線下水道 J の下流端セグメントからの流入量、 $\Delta V_{pu,J,i}$: ポンプ場への流出量で、 $i \neq 1$ のとき、あるいは $i = 1$ でポンプ場が存在しないときは $\Delta V_{pu,J,i} = 0$ である。

これらの各値は以下のようにして求める。

$$\Delta V_{pu,J,i}$$

$i = 1$ かつポンプ場が存在するとき

ポンプ場に k 本の幹線下水道が接続しているとする。ポンプ場への流出量 $\Delta V_{pu,J,1}^{n+2}$ は、 $2\Delta t$ 間のポンプ場の排水能力 ($Q_{pu} \cdot 2\Delta t$) と k 本の幹線下水道の下流端セグメントに存在する総水量 ($\sum_{l=1}^k V_{I,l,1}^{n+1}$) の大小関係により、次のように場合分けして求める。

(a) $Q_{pu} \cdot 2\Delta t < \sum_{l=1}^k V_{I,l,1}^{n+1}$ のとき

$$\Delta V_{pu,J,1}^{n+2} = \frac{Q_{pu} \cdot 2\Delta t}{k} \quad (10)$$

(b) $Q_{pu} \cdot 2\Delta t \geq \sum_{l=1}^k V_{I,l,1}^{n+1}$ のとき

$$\Delta V_{pu,J,1}^{n+2} = V_{I,1}^{n+1} \quad (11)$$

それ以外のとき

$$\Delta V_{pu,J,i}^{n+2} = 0 \quad (12)$$

$$\Delta V_{I,i}$$

$i = 1$ のときの $\Delta V_{I,0}$

$i = 1$ のセグメントから下流側に接続している幹線 I' への流下量 $\Delta V_{I,0}$ について考える (下流側に接続する幹線が存在しなければ、 $\Delta V_{I,0} = 0$ である)。この下流側幹線 I' に k 本の幹線が接続しているとする、 $\Delta V_{I,0}^{n+2}$ は、幹線 I' の上流端セグメント $m_{I'}$ の空き容量 ($q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2})$) とポンプ排水後に k 本の幹線の下流端セグメントに存在する総水量 ($\sum_{l=1}^k (V_{I,l,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I,l,1}^{n+2})$) の大小関係により、次のように場合分けして求める。

(a) $q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2})$

$$< \sum_{l=1}^k (V_{I,l,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I,l,1}^{n+2}) \text{ のとき}$$

$$\Delta V_{I,0}^{n+2} = \frac{q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2})}{k} \quad (13)$$

(b) $q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2})$

$$\geq \sum_{l=1}^k (V_{I,l,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I,l,1}^{n+2}) \text{ のとき}$$

$$\Delta V_{I,0}^{n+2} = V_{I,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I,1}^{n+2} \quad (14)$$

$1 \leq i \leq m_I - 1$ のとき

上流端セグメント以外では、セグメント i の空き容量 ($q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2})$) とセグメント

$i+1$ に存在する水量 ($V_{I,i+1}^{n+1}$) のうち、小さいほうの値を流下量 $\Delta V_{I,i}^{n+2}$ とする。このときの計算過程を Fig.4 に示す。

$$\Delta V_{I,i}^{n+2} = \min \{ q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}), V_{I,i+1}^{n+1} \} \quad (15)$$

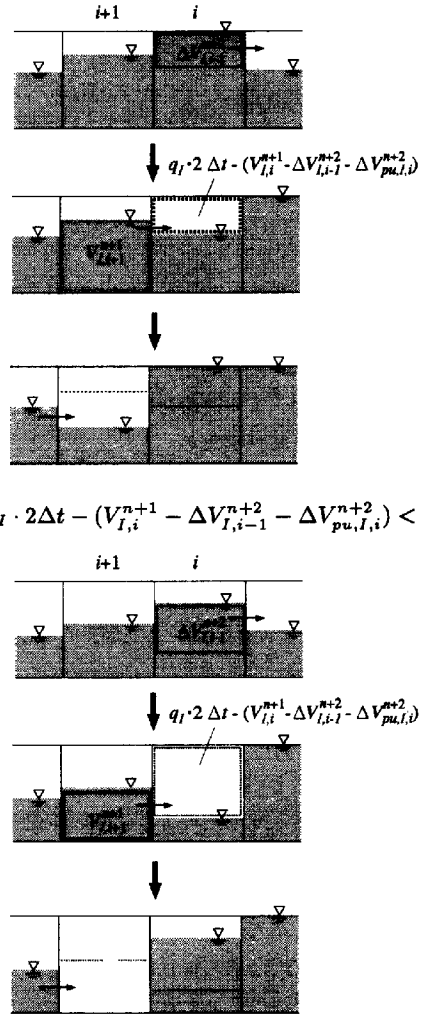
$i = m_I$ のとき

上流端セグメントでは、その上流側に k' 本の幹線が接続しているとして、上述の $\Delta V_{I,0}$ を求めるときの考え方にしたが、流下量 $\Delta V_{I,m_I}^{n+2}$ は次式から求める (上流側に接続する幹線が存在しなければ、 $\Delta V_{I,m_I} = 0$ である)。

$$\Delta V_{I,m_I}^{n+2} = \sum_{l=1}^{k'} \Delta V_{I,l,0}^{n+2} \quad (16)$$

$$\Delta V_{J,0}$$

幹線セグメントの空き容量 ($q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} + \Delta V_{I,i}^{n+2} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2})$) と枝線下流端セグメント内の水量



(a) $q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}) < V_{I,i+1}^{n+1}$

(b) $q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}) \geq V_{I,i+1}^{n+1}$

Fig.4 Computational process in a main sewer

($V_{J,1}^{n+1}$) のうち、小さいほうの値を枝線下流端からの流入量 $\Delta V_{J,0}^{n+2}$ とする。ただし、 $V_{J,j}$: 枝線下水道 J の j 番目のセグメントに存在する水量とする。

$$\Delta V_{J,0}^{n+2} = \min \left\{ q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} + \Delta V_{I,i}^{n+2} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}), V_{J,1}^{n+1} \right\} \quad (17)$$

(2) 枝線下水道の解析

枝線下水道の解析には、以下の式を用いる。

$$V_{J,j}^{n+3} = V_{J,j}^{n+1} + \Delta V_{J,j}^{n+2} - \Delta V_{J,j-1}^{n+2} \quad (18)$$

ここに、 $\Delta V_{J,j}$: セグメント $j+1$ からセグメント j に流下する水量、すなわち上式の右辺第 2 項、第 3 項はそれぞれセグメント j への流入、セグメント j からの流出を表す。

$$\Delta V_{J,j}$$

$1 \leq j \leq m_J - 1$ のとき

セグメント j の空き容量 ($q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,j}^{n+1} - \Delta V_{J,j-1}^{n+2})$) とセグメント $j+1$ に存在する水量 ($V_{J,j+1}^{n+1}$) のうち、小さいほうの値を流下量 $\Delta V_{J,j}^{n+2}$ とする。

$$\Delta V_{J,j}^{n+2} = \min \left\{ q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,j}^{n+1} - \Delta V_{J,j-1}^{n+2}), V_{J,j+1}^{n+1} \right\} \quad (19)$$

$j = m_J$ のとき

堤内地格子から枝線上流端セグメントへの流入量 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$ については、2.4(1) で詳述する。

(3) 中小河川のモデル化

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。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q_{in}}{B} \quad (20)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |M| M}{h^{7/3}} \quad (21)$$

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。

2.4 堤内地の内水氾濫解析

堤内地は非構造格子に分割し、Leap-Frog 法による平面二次元氾濫解析を進める (川池ら, 2000)。本報で用いた未知量は Fig.5 に示すような位置で定義される。すなわち、全領域に対してまずデカルト座標系 (x 軸、 y 軸) を設定し、この座標系における各方向の流量フラックス M 、 N 、および流速 u 、 v を非構造格子の境界 (多角形の

辺の中点) で、水深 h を非構造格子の図心 (多角形の重心) で定義する。

基礎式としては、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。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q_{rain} - \frac{Q_{out}}{A} \quad (22)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (23)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (24)$$

ここに、 H : 水位、 q_{rain} : 有効降雨量、 Q_{out} : 格子から下水道への雨水排水流量、 A : 格子面積である。

(1) 水深の計算

計算ステップ ($n+3$) における水深は次の手順で計算する。

1. 地表面の氾濫解析を行い、時刻 $t+\delta t$ での水深 $\hat{h}^{n+2}$ を求める (ただし、 $t = (n+1)\Delta t$ 、 δt は $\Delta t < \delta t < 2\Delta t$ の微小時間である)。
2. $2\Delta t$ 間に堤内地格子から枝線下水道に排水される水量 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2} = Q_{out}^{n+2} \cdot 2\Delta t$ を決定する。
3. 枝線下水道への排水後の水深を、計算ステップ ($n+3$) の水深 h^{n+3} とする。

以下にその方法を詳しく述べる。

連続式を用いて、時刻 $t+\delta t$ の水深を計算する。連続式は、Fig.5 に示すようなコントロールボリュームで計算する。

$$\frac{\hat{h}^{n+2} - h^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \{ M_l^{n+2} (\Delta y)_l - N_l^{n+2} (\Delta x)_l \} = q_{rain} \quad (25)$$

ここに、 m : 格子を囲む辺の数、 A : コントロールボリューム、すなわち格子面積、 M_l 、 N_l : 辺 l 上での x および y 方向の流量フラックス、 $(\Delta x)_l$ 、 $(\Delta y)_l$: 辺 l の両端の点の x 座標および y 座標の差を表す。

格子 M には枝線下水道への最大排水流量 Q_M が与え

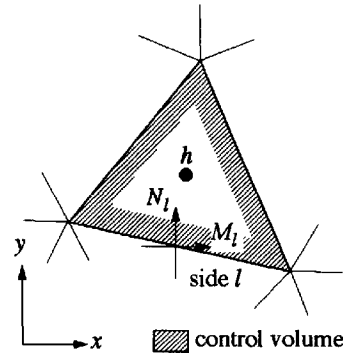


Fig.5 Control volume for continuity equation

られており、以下の式で定義する。

$$Q_M = \frac{A_M}{K_I} q_I \quad (26)$$

$$\sum_{k=1} A_k$$

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、 q_I ：幹線下水道 I の設計流量である。

$2\Delta t$ 間の格子 M から枝線下水道への排水量 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$ は、枝線上流端セグメントの空き容量 $(q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,m_J}^{n+1} - \Delta V_{J,m_J}^{n+2}))$ 、 $2\Delta t$ 間の格子の排水能力 $(Q_M \cdot 2\Delta t)$ 、時刻 $t + \delta t$ に格子 M に存在する水量 $(A_M \hat{h}_M^{n+2})$ のうちの最小値を用いる。

$$\Delta V_{J,m_J}^{n+2} = \min \left\{ q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,m_J}^{n+1} - \Delta V_{J,m_J}^{n+2}), Q_M \cdot 2\Delta t, A_M \hat{h}_M^{n+2} \right\} \quad (27)$$

$\hat{h}_M^{n+3}$ は、この排水量が枝線下水道に流下した後の格子水深であり、 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$ を用いて以下のように求める。

$$h_M^{n+3} = \hat{h}_M^{n+2} - \frac{\Delta V_{J,m_J}^{n+2}}{A_M} \quad (28)$$

(2) 運動量式

運動量式は、各格子辺において計算する。例えば格子 i, j にはさまれた格子辺 L 上での計算には、Fig.6 の値を用いて以下の差分式を適用する。

$$\frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} = -g\tilde{h}^{n+1}(\nabla H)_x - \frac{gn^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}^{n+1})^{4/3}} \quad (29)$$

$$\frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} = -g\tilde{h}^{n+1}(\nabla H)_y - \frac{gn^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}^{n+1})^{4/3}} \quad (30)$$

ここに、 M_L, N_L ：格子辺 L 上の x および y 方向の流量フラックス、 u_L, v_L ：格子辺 L 上での x および y 方向の流速、 $(\nabla H)_x, (\nabla H)_y$ ：格子 i, j 間の水面勾配 ∇H の x および y 方向成分、 $\tilde{h}$ ：格子辺上の水深である。

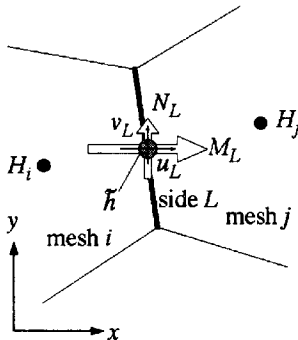


Fig.6 Discretization of momentum equation

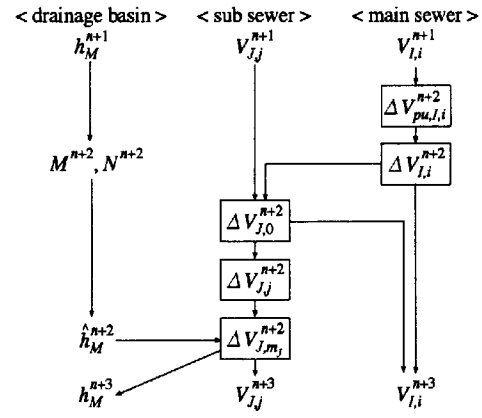


Fig.7 Calculation order in drainage basin and sewerage network

最後に、下水道と堤内地の各変数の計算手順を Fig.7 に示す。図に示すように、計算はまずポンプ場への排出量 $(\Delta V_{pu,i,i}^{n+2})$ を決定し、その後下流端幹線の下流端から上流側に向かって順次幹線内の流量 $(\Delta V_{I,i}^{n+2})$ を決定し、つぎに枝線内の流量 $(\Delta V_{J,j}^{n+2})$ 、最後に堤内地格子から下水道への流量 $(\Delta V_{J,m_J}^{n+2})$ を求めて格子の水深 (h_M^{n+3}) を決定する。

3. 寝屋川流域への適用

3.1 対象領域

Fig.8 に示すように寝屋川流域は、東側を生駒山地、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、寝屋川導水路から太間排水機場を通して淀川に排水されるため、本報では、山地部は讃良川以南、堤内地は寝屋川導水路以南を計算対象領域としている。なお、対象とした河川網の総延長は約 89km、山地部、堤内地の面

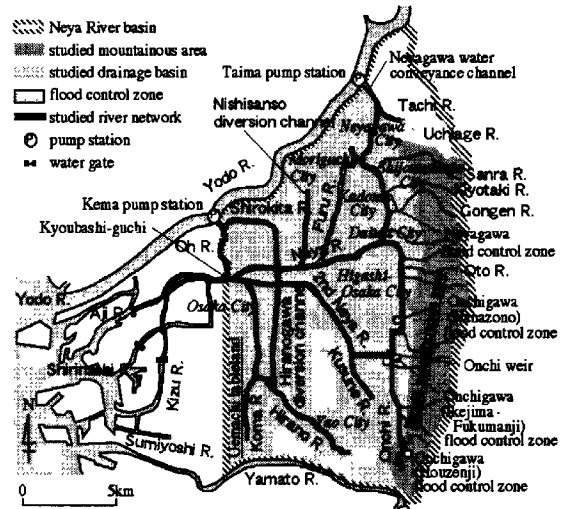


Fig.8 Studied area

積はそれぞれ約 49km²、197km²である。

3.2 解析モデルの適用

(1) 山地部への適用

本報で対象とする山地部には 24 の河川が存在し、寝屋川河川網に流出している。これらの河川流域は生駒山地の西側斜面にあり、大半は同じような特性をもっていると考えられるため、本報では代表として音川流域（流域面積 2.5km²）の流出流量を求め、ほかの流域についてはこの流量を流域面積に応じて比例配分した。ただし、北部の権現川、清滝川、讃良川の 3 河川流域（流域面積はそれぞれ 3.9km²、2.6km²、3.9km²）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した。

本報では、1/10,000 の地形図上で流域を斜面分割し、斜面勾配、斜面長にはその地形図より読み取った値を用いた。河道は 20m 間隔で分割し、各断面の河床高、川幅は 1/2,500 の地形図より読み取った。

流出解析の際の流出率 f は 0.8、等価粗度 N は 1.0、河道の粗度係数 n は 0.020 とした。

(2) 河川網への適用

河川網は、大阪府・ニュージェック (1997) の資料を参考に 417 の断面に分割し、ネットワーク化した。また、計算に先立ち、得られた断面データより個々の断面の水位と断面積、水位と径深との関係を用意した。

上流端境界条件として、恩智川で 2.0m³/s、寝屋川・平野川で 1.0m³/s、権現川で 0.5m³/s、第二寝屋川で 0.5m³/s の一定流量を与えた。下流端境界条件として、安治川、尻無川、木津川の防潮水門設置箇所で大坂湾期望平均満潮位 (O.P. +2.2m) を一定潮位として与えた。粗度係数は、恩智川・権現川・平野川・平野川分水路・城北川では 0.025 とし、他の河川では 0.020 とした。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、計算開始時の河川網の初期条件とした。

河川網に付随する洪水処理施設として、本報では、4 つの治水緑地への貯留、毛馬排水機場から淀川への排水について考慮した。また、恩智川の流水は恩智堰（堰高：O.P.+5.50m、堰長：26.0m）を越流して第二寝屋川に分流するようになっているが、この越流堰の影響も考慮した。これらの施設については、以下の方法で河川網から洪水が排水されるとした。

治水緑地・恩智堰

治水緑地の諸元は Table 1 に示すとおりである。河川水位が越流堤の天端高を超えると、流水が治水緑地に流入する。恩智堰では、恩智川の水位が上昇して堰の高さを超えると、洪水が第二寝屋川に分流する。本報では、越流流量を越流公式（土木学会、1985b）より求めた。

毛馬排水機場

毛馬排水機場の稼働条件は、大阪府・ニュージェック

Table 1 Flood control zone

Flood control zone	Elevation of spill levee [m](O.P.)	Length of spill levee[m]	Storage volume [$\times 10^3 \text{m}^3$]
Neyagawa	4.75	250	1,460
Onchigawa (Hanazono)	6.30	150	320
Onchigawa (Ikejima・Fukumanji)	6.65	300	1,650
Onchigawa (Houzenji)	13.60	150	161

(1997) の資料から、京橋口の水位が O.P.+2.4m 以上で稼働し始め、O.P.+2.3m 以下で停止し始めるとした。また、ポンプ排水流量は線形に変化するとし、ポンプ最大能力 (200m³/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 分とした。

(3) 下水道網への適用

対象領域内には、大小さまざまな下水道管があり、そのすべてを考慮することは不可能に近い。そこで、本報ではまず幹線下水道と考えられる下水道を対象として取り上げた。また、対象としている幹線下水道はそのほとんどが合流式であるが、分流式を採用している集水区では雨水管のみを対象とした。各幹線の設計流速、設計流量は下流端の値を用いることとした。本報で対象とした幹線下水道の総管渠延長は約 227km である。2.3 でも述べたように、本報で用いる枝線下水道の流路は堤内地格子の重心と集水区に属している最寄りの幹線下水道を結ぶ線分とした。

対象領域内には下水道に附属する治水対策施設として、流域調節池や地下河川などの施設が計画・建設されている。本報では、既存の施設として Table 2 に示す流域調節池、および調節池として一部供用されている寝屋川南部地下河川（表中 No.9）を考慮した。表中の番号は Fig.9

Table 2 Regulating pond

	Storage volume [$\times 10^3 \text{m}^3$]	Control discharge [m^3/s]
1	20.0	3.08
2	24.0	3.34
3	9.8	1.32
4	20.1	2.28
5	12.0	4.04
6	23.0	6.29
7	14.0	2.37
8	10.0	1.55
9	240.0	30.00

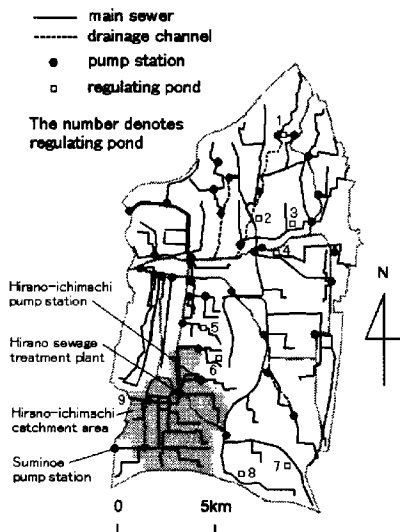


Fig.9 Sewerage network

中の位置番号に対応する。解析では、ある時刻（解析ケースによって異なる）を過ぎると、最大で Table 2 に示す調節流量が幹線下水道から調節池に流出し、その累積が Table 2 の貯留量に達した時点で流出が停止するとした。

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。各河川の川幅は 5m とし、50m 間隔で河道を分割して各断面の河床高を地形図より読み取った。これらの中小河川の粗度係数は 0.020 とした。中小河川も含めた下水道網図を Fig.9 に示す。

(4) 堤内地への適用

堤内地の全域において、雨水は下水道、ポンプ場を経由して河川網に強制排水される。対象領域を 35 の集水区に分割し、この集水区をもとに堤内地を非構造格子に分

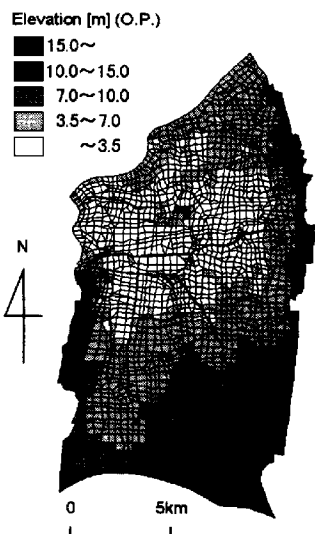


Fig.10 Surface elevation distribution

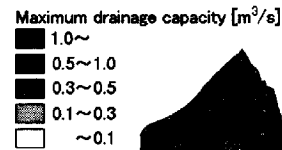


Fig.11 Maximum drainage capacity of each computational mesh

割した。総格子数は 2,915 個である。Fig.10 には、分割した格子と地盤高を示す。この地盤高は、大阪府寝屋川水系改修工営所の地盤高図をもとに作成した。

式 (26) で計算した、各格子の最大排水能力の分布を Fig.11 に示す。堤内地における流出率 f は全域で 0.8 とし、粗度係数は 0.067 とした。

4. 解析結果と考察

4.1 下水道モデルの検証

本報で新たに導入した下水道モデルについて、大阪市下水道局建設部より入手した平野市町抽水所、住之江抽水所、平野処理場の 3 箇所の排水実績と解析結果を比較する。これらの抽水所、処理場の存在する平野市町集水区 (Fig.9 参照) は、過去において幾度となく深刻な浸水被害に悩まされてきた地域である。その被害軽減のために、なにわ大放水路 (平野住之江幹線、設計流量: $73\text{m}^3/\text{s}$ 、延長: 8.5km) が建設され、集水区内の雨水の一部はなにわ大放水路により住吉川に排水されている。また、南部地下河川の供用区間は調節池として利用され、治水対策がかなり進められている地域である。

(1) 計算条件

2000 年 (平成 12 年) 6 月 25 日に平野市町抽水所で観測された実績降雨を降雨条件として考える。このとき、Fig.12 の上部に示すように、降雨開始から 1 時間 30 分の間に 51.5mm の雨が降った。この降雨を集水域内に一様に与える。今回のケースでは山地部および河道網の解析は結果に影響しないため行わず、したがって堤内地と下水道網に対して、計算時間ステップ $\Delta t=0.5\text{s}$ を用いる。計算時間は 8 時間、調節池には計算開始直後から雨水

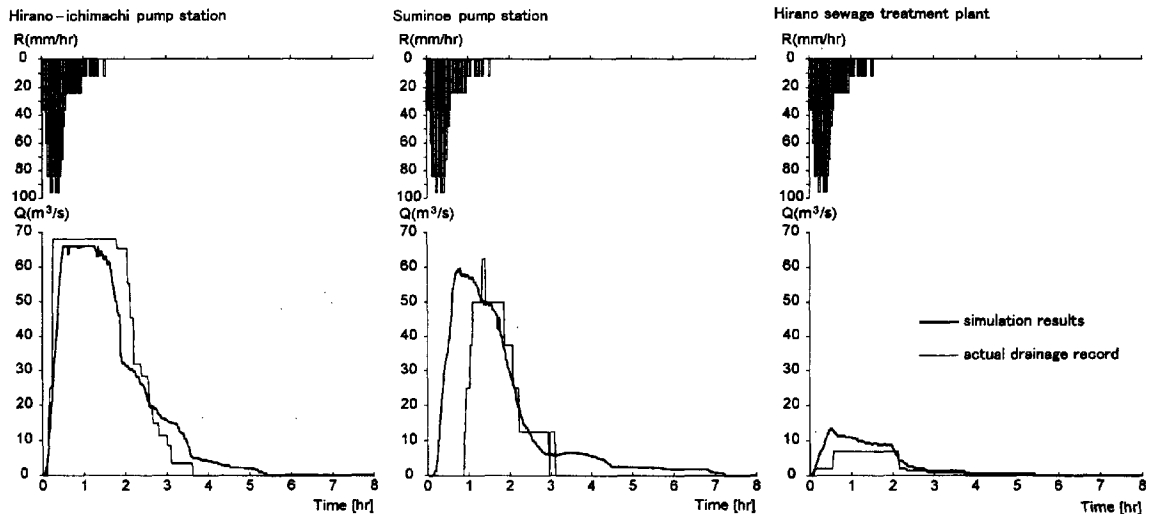


Fig.12 Comparison of actual drainage record and simulation results

を流入させる。

(2) 解析結果と考察

本報の下水道モデルによる計算結果と排水実績を比較した図を Fig.12 に示す。両者の傾向が概ね一致していることから、ここで導入した下水道モデルは実際の現象をある程度説明できるものではないかと考えられる。ただし、ポンプ操作時の人為的条件や、調節池への雨水流入条件については不明であるうえに、大阪市からの資料によれば平野市町集水区という狭い領域内でも降雨に分布がみられることから、今後、他の降雨条件、他の集水区でのさらなる検証が必要であろう。

4.2 八尾の実績降雨をもとにしたケース

(1) 計算条件

Fig.13 の上部に示した、寝屋川流域総合治水対策の計画対象降雨である 1957 年 (昭和 32 年) の八尾の実績降雨 (戦後最大実績降雨、最大時間雨量 63mm/hr、総雨量 311mm) をもとにしたケース (CASE I) を考える。Δt は、山地部で 0.1s、河川網・堤内地・下水道では 0.5s を用いる。計算時間は 40 時間とし、調節池には時間降雨量

のピーク 30 分前 (計算開始 8 時間 30 分後) から雨水を流入させる。

(2) 解析結果と考察

音川、権現川、清滝川、讃良川流域からの流出流量ハイドログラフを Fig.13 に示す。3.2(1) でも述べたように、権現川より南に位置する河川については音川の流出流量を流域面積に応じて比例配分し、流出流量を求めた。

CASE I の京橋口での流量ハイドログラフを Fig.14 に、京橋口で流量がピークとなる時刻 (計算開始 13 時間 50 分後) の河川網の流量・流向分布図を Fig.15 に示す。今回の解析での京橋口のピーク流量は約 930m³/s であり、基準流量 850m³/s を少し上回る結果となった。

CASE I の堤内地の最大浸水深図を Fig.16 に、1972 年 7 月、1979 年 9 月、1982 年 8 月、1989 年 9 月水害時に浸水を経験した地域を重ね合わせたものを Fig.17 に示す。Fig.16 より、河川に向かって地盤が低くなっている地域や、周辺より地盤の低い地域でとくに浸水被害が大きいことがみてとれる。これを Fig.17 と比較すると、平野市町集水区、第二寝屋川沿い、恩智川沿い、平野川沿い、平野川分水路沿いでは、今回の解析結果でも浸水

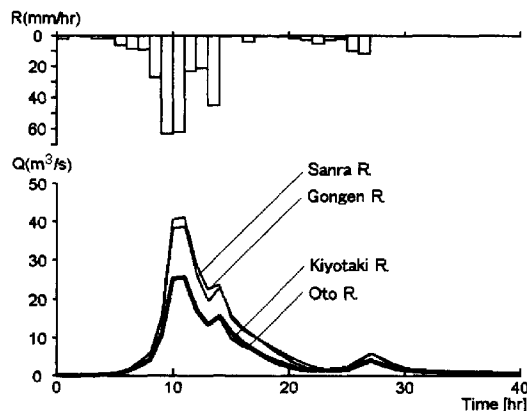


Fig.13 Rainfall and runoff discharge

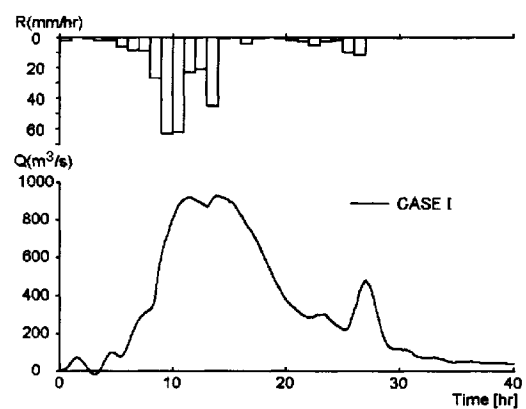


Fig.14 Discharge hydrograph at Kyoubashi-guchi

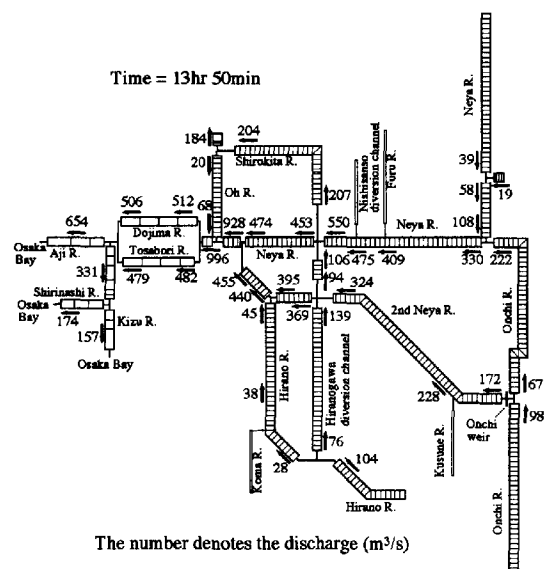


Fig.15 Flow discharge and direction in the river network

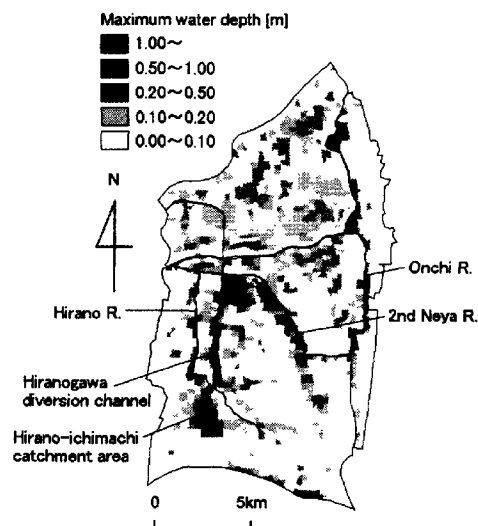


Fig.16 Maximum water depth (CASE I)

深が大きく現れている。全体的にみると、過去の浸水実績の傾向を概ね表現できていると思われるが、降雨条件あるいは排水条件の相違のためか、浸水特性をうまく表現していない箇所もみられる。

浸水深の時間変化を Fig.18 に示す。図より、下水道網で処理しきれなかった雨水が地盤の低い方に向かって地表面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る。平野市町集水区では、雨が止むと氾濫水が他の集水区よりとくに速く排水されているが、これはなにわ大放水路をはじめとする下水道網の整備によるところが大きいと考えられる。

Fig.19 には、堤内地に降った降雨による水量の累積と、ポンプ場から排水された水量の累積を示す。降雨量

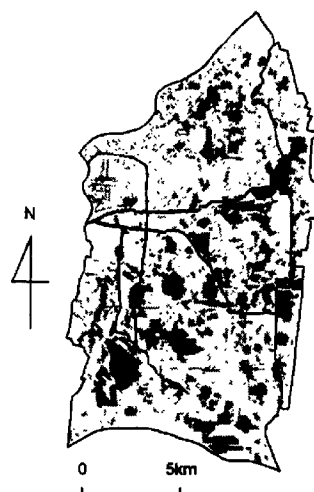


Fig.17 Inundated area in the past disasters

の増加に伴い、ポンプ場から排水される水量も増大していくが、降雨のピーク時以降ではその処理能力が追いつかず、内水氾濫量は最大で 1700 万 m^3 に達する。

Fig.20 に流域調節池と寝屋川南部地下河川調節池の貯留状況を示す。図より、調節池への雨水流入は 2 時間程度で終了している。その貯留能力は流域全体でも 40 万 m^3 で、内水氾濫量 1700 万 m^3 の 2% 程度でしかなく、ここで対象としたような豪雨時に大きな治水効果を発揮するかどうか定かではない。

4.3 東海豪雨時の降雨をもとにしたケース

(1) 計算条件

つぎに、2000 年 (平成 12 年) 9 月の東海豪雨時の名古屋雨量観測所の降雨をもとにしたケースを考える。Fig.21 の上部に示した降雨 (最大時間雨量 93mm/hr, 総雨量 567mm) を用い、 Δt は 4.2 と同じ値を用いる。計算時間は 40 時間とし、調節池には時間降雨量のピーク 30 分前 (計算開始 15 時間 30 分後) から雨水を流入させる。

この条件下では寝屋川河川網からの溢水が予想されるが、河川網の水位が堤防天端高を超えても溢水は生じないものとして解析を行った。ポンプ場の排水能力に制限を加えない場合を CASE IIa とし、京橋口での流量が 850 m^3/s を超えた際に、住之江抽水所を除くすべてのポンプ場の排水能力を 50% に制限する場合を CASE IIb とした。

(2) 解析結果と考察

Fig.21 に音川、権現川、清滝川、讃良川流域からの流出流量を示す。Fig.13 と比較して、いずれの河川もピーク流量が 1.5 ~ 1.7 倍に増加している。

Fig.22 は、CASE IIa と CASE IIb の京橋口での流量ハイドログラフを比較したものである。CASE IIb では、ポンプ場の能力に制限を設けることでピーク流量が CASE IIa の約 2/3 程度に減少しているが、それでも基準流量の約 1.3 倍の 1,100 m^3/s に達している。

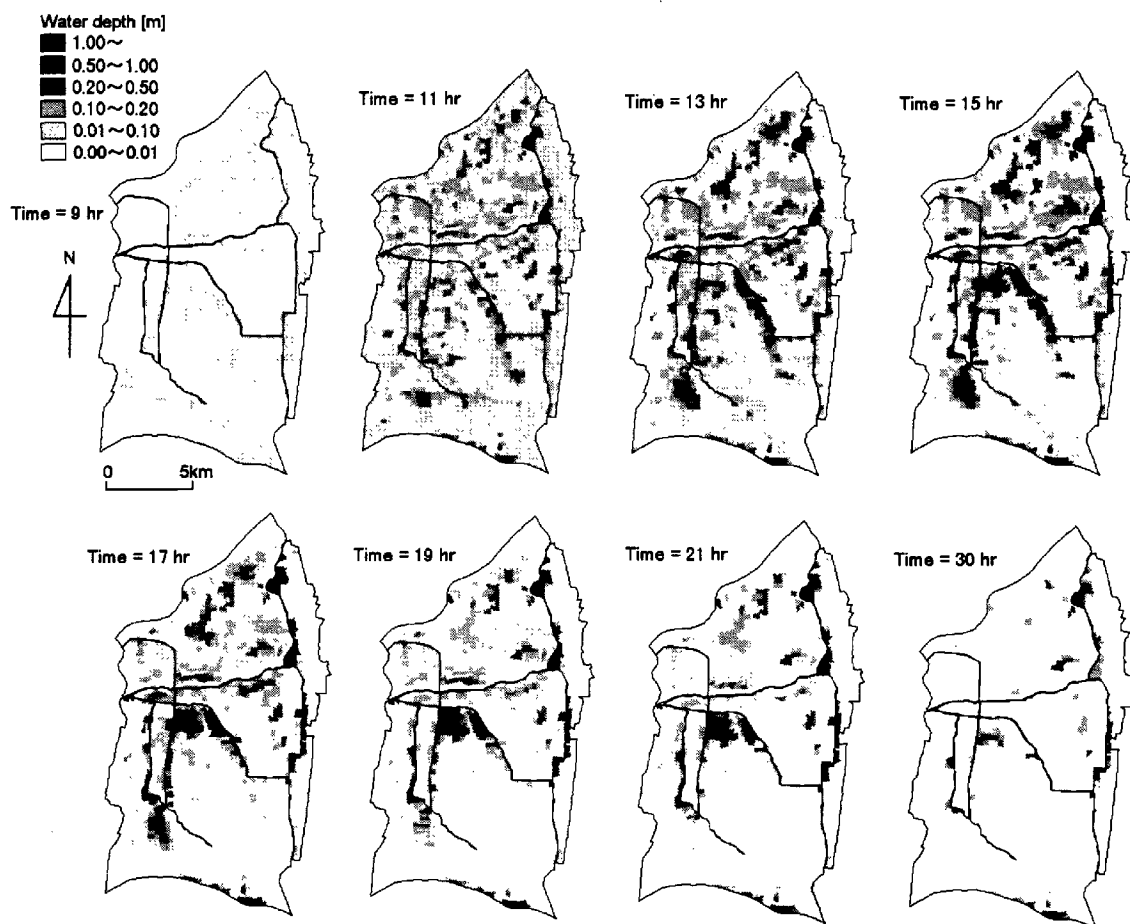


Fig.18 Temporal change of inundation flow depth distribution

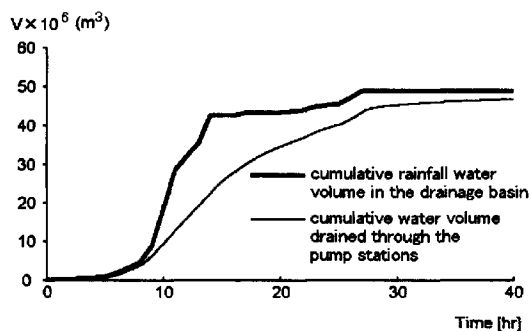


Fig.19 Temporal change of cumulative water volume

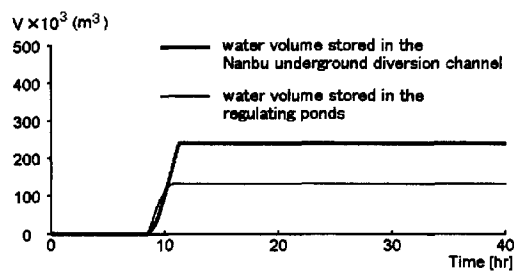


Fig.20 Temporal change of water volume stored in regulating ponds

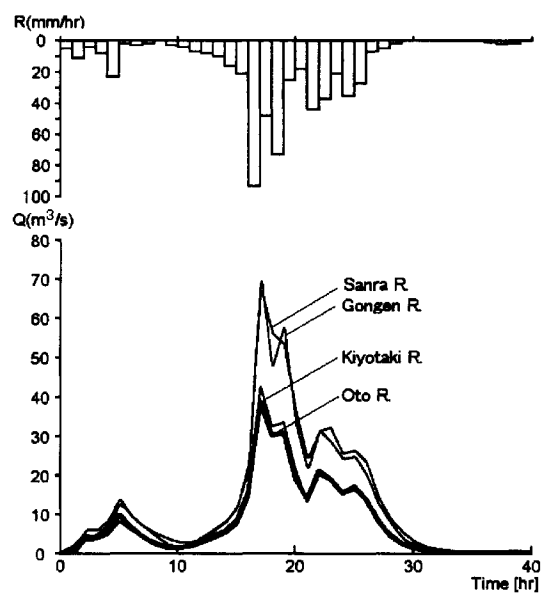


Fig.21 Rainfall and runoff discharge

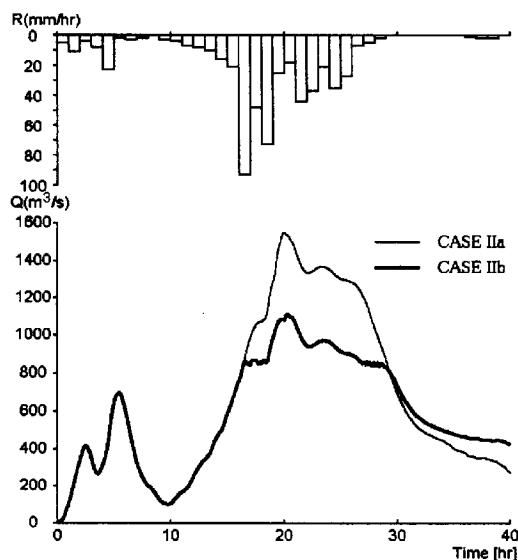


Fig.22 Discharge hydrograph at Kyoubashi-guchi

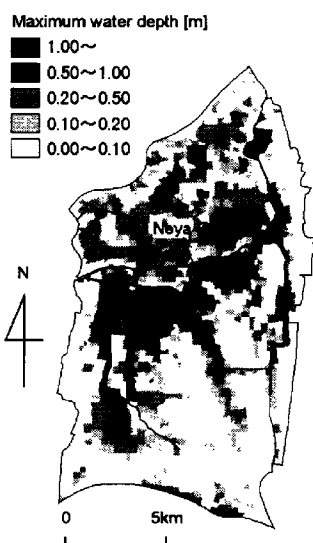


Fig.23 Maximum water depth (CASE IIb)

CASE IIb の堤内地の最大浸水深図を Fig.23 に示す。浸水深が 1m を越える地点が各地にみられ、この程度の降雨が寝屋川流域で発生したときの危険性をうかがい知ることができる。浸水深が大きく現れている地点をみると、寝屋川以南では CASE I における浸水箇所の浸水深が増大し、周辺にも浸水が広がっている。また、寝屋川以北では浸水域が流域全体に拡大し、浸水深も Fig.16 と比較して大きくなっている。

5. おわりに

本報では、低平地河川流域を山地部、河川網、下水道、堤内地に分割し、都市域の内水氾濫機構を表現すること

のできる氾濫水理モデルを開発した。このモデルを寝屋川流域に適用して得られた成果を取りまとめると、次のとおりである。

- 本報で提示したモデルにより、低平地河川流域の内水氾濫のプロセスを表現することができた。
- 本報で導入した下水道モデルを、平野市町集水区のポンプ場排水実績を用いて検証した結果、このモデルが実際の現象をある程度説明できるものであることがわかった。
- 解析結果より、周辺よりも地盤の低い地域や河川堤防沿いの地域では内水氾濫が生じやすいことや、今回対象としたような豪雨に対しては、流域調節池は浸水被害軽減に大きな効果をもたらすとはいえないことが確認された。

今後、取り組むべき課題としては以下のものがあげられる。

- 本報で用いた下水道モデルについて、他の集水区や様々な降雨条件における実測データと解析結果を比較し、モデルの妥当性を示す必要がある。また、連続式と運動量式を用いて下水管内の流れを解析するモデルへの高度化も必要である。
- 東海豪雨のような降雨条件では、外水氾濫が生じる可能性があり、河川からの溢水も考慮したモデルに拡張する必要がある。
- 現在計画されている治水施設（地下河川）を解析に取り込み、治水施設の効果を検証するとともに、効果的な内水対策を検討することも必要である。

謝辞

下水道の資料などを快く貸与していただいた大阪府土木部河川課、大阪市下水道局建設部、また河川網の洪水解析の資料を貸与していただいた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・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・株式会社ニュージェック (1997) : 淀川水系毛馬排水機場操作規則検討業務委託報告書.
- 川池健司・井上和也・戸田圭一 (2000) : 非構造格子の都市氾濫解析への適用, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.461-466.
- 川池健司・井上和也・戸田圭一・中井勉 (2001) : 流出土砂が急傾斜都市氾濫解析に及ぼす影響, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.883-888.

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.
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.

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

Kenji KAWAIKE*, Kazuya INOUE, Keiichi TODA, Hiromasa SAKAI** and Ryouusuke SAGARA*

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

**Construction Technique Institute Co.,ltd.

Synopsis

Recently in Japan, inner water inundation occurs frequently in urban area. An inundation flow model, which treats runoff from the mountainous area, flood flow in the river network, inundation flow in the drainage basin and drainage through sewerage system, is developed in this study. In the application of this model to Neya River basin, a low-lying area, flood control facilities are also taken into account, such as flood control zones, regulating ponds and pump stations. Consequently, it has been found out that this model can express the inundation process in urban area and estimate the effectiveness of those flood control facilities.

Keywords : Low-lying river basin; Inner water inundation; Inundation flow analysis; Unstructured meshes; Neya River basin