

## 都市域における総合的氾濫解析法に関する検討

武田 誠\*・松尾直規\*

\* 中部大学工学部

### 要 旨

本研究では、河口近傍に適切な境界を定めることが難しい場合や海域性の水災と併せた検討を考慮して、海域、河川域、都市域の水理現象を同時に解く解析モデルを構築し、道路に沿った流れや下水道システムの影響を考慮できるように氾濫解析モデルの高度化を行った。本報では、モデルの概要を示すとともに、東海豪雨を対象とした再現計算による精度検証ならびに下水道システムの効果について考察した。

キーワード：氾濫解析法，都市域，下水道システム，東海豪雨，破堤

### 1. はじめに

平成12年9月11日から12日にかけて、東海地方では台風14号および秋雨前線の影響により、未曾有の集中豪雨に見舞われた。名古屋地方気象台では、時間雨量93mm、総雨量567mmを記録した。この記録的な集中豪雨で、愛知県内では水防警報が発令され、新川・天白川では危険水位（計画高水位）を超える過去最高の水位を記録した。特に被害が大きかった新川では、河口から16km地点、左岸側の名古屋市西区あし原町で破堤があった。また、当時はいたるところで内水による氾濫災害が生じており、交通などの都市機能が麻痺するなど、都市の水災に対する脆弱性が浮き彫りにされた。

このような浸水災害に対してハード的あるいはソフト的対策を講じる場合には、氾濫解析による知見が非常に重要となることから、精度の高い解析モデルが望まれる。平面二次元モデルを用いた氾濫解析法に関する研究は岩佐ら（1980）により始められ、その後、多くの研究者が解析モデルの構築に取り組み、解析モデルの精度向上が行われてきた。氾濫解析の精度向上を目指した研究事例として、道路など

都市構造に沿った氾濫水の挙動を表現するために、川池（2001）、重枝ら（2004）は非構造格子を用いた解析法について研究を行っている。著者らも氾濫解析モデルの高度化を目指して、海域、河川域、都市域を一体として解析する数値モデルの開発を行った。従来の氾濫解析法では、例えば洪水氾濫を対象とした場合、河川流を解き、河川からの破堤・越水による流入水量を氾濫解析の境界条件として用いている。しかし、河口近傍に適切な境界を定めることが難しい場合や海域性の水災と併せた検討を行うには、海域をも含めてモデルを構築する必要がある。また、都市域の特性を考慮し、道路に沿った流れを再現するために都市氾濫解析に非構造格子を用いたモデルを適用し、内水氾濫を再現するために下水道システムのモデル化を行った。本研究では、各種治水対策を検討するため、氾濫を引き起こす様々の水理現象に対し、現実の諸要件を考慮して総合的に解析し実用的な精度を得るモデルの開発を目指した。

本報では、東海豪雨の氾濫水の再現計算を試み、解析モデルの精度と当時の浸水の状況について検討した。さらに、東海豪雨あるいは破堤に伴う外水氾濫時の下水道システムの効果について検討した。

## 2. 解析モデルの概要

本解析モデルでは都市域とその周辺の河川，海域の水理現象を再現する。これまでに洪水流の再現計算を実施しており（著者ら，2003a），本年度はこれまでの解析モデルを拡張し，氾濫域および下水道システムにおける水の挙動も含めてモデルを構築した。

### 2.1 解析モデルの概要

#### (1) 海域の取り扱い

海域での解析には平面二次元解析法を適用する。基礎方程式は以下の連続式と運動量方程式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_x \frac{\partial M}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_y \frac{\partial M}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho_w} + fN \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = & -gh \frac{\partial H}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_x \frac{\partial N}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_y \frac{\partial N}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho_w} - fM \end{aligned} \quad (3)$$

ここに， $u, v$ ：それぞれ  $x, y$  方向の断面平均流速， $h$ ：水深， $M, N$ ：それぞれ  $x, y$  方向の流量フラックス（ $M = uh, N = vh$ ）， $H$ ：水位， $\tau_{bx}, \tau_{by}$ ：水底面でのせん断応力の  $x, y$  成分， $g$ ：重力加速度， $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ ： $x, y$  方向の渦動粘性係数， $f$ ：コリオリのパラメータ， $x, y$ ：平面の座標， $t$ ：時間である。

底面のせん断応力  $\tau_{bx}, \tau_{by}$  は以下の式で表される。

$$\tau_{bx} = \rho g n^2 M \sqrt{u^2 + v^2} / h^{4/3} \quad (4)$$

$$\tau_{by} = \rho g n^2 N \sqrt{u^2 + v^2} / h^{4/3} \quad (5)$$

ここに， $\rho$ ：水の密度， $n$ ：マンシングの粗度係数である。

#### (2) 河川の取り扱い

河川流の解析には，以下の連続式と運動量方程式を用いた。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial uu}{\partial x} + g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - g \sin \theta + \frac{gn^2 u |u|}{R^{4/3}} = 0 \quad (7)$$

ここに， $A$ ：流水断面積， $Q$ ：流量， $q$ ：横流入流量， $u$ ：断面平均流速（ $=Q/A$ ）， $h$ ：水深， $g$ ：重力加速度， $\theta$ ：河床勾配， $\rho$ ：密度， $R$ ：径深， $n$ ：マンシングの粗度係数， $x$ ：流下方向の座標， $t$ ：時間である。

#### (3) 都市域の取り扱い

都市域での解析には平面二次元解析法を適用する。基礎方程式は以下の連続式と運動量方程式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q \quad (8)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} + \frac{\partial vM}{\partial y} = -gh \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_w} \quad (9)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial uN}{\partial x} + \frac{\partial vN}{\partial y} = -gh \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_w} \quad (10)$$

ここに，それぞれの変数は式(1)～式(3)と同様であり， $q$ ：マンホール部の落ち込み・噴出し流量である。

非構造格子を用いた解析モデルの展開は，井上ら（1999）の方法に準じる。Fig.1のように流量フラックス( $M, N$ )を格子の辺の中点で，水深( $h$ )を格子の図心で定義し，有限体積法的に差分式を展開する。

連続式について，その差分式は以下の式を用いる。

$$\begin{aligned} \frac{h^{n+3} - h^{n+1}}{2\Delta t} \\ + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \left\{ M_{l'}^{n+2} (\Delta y)_{l'} - N_{l'}^{n+2} (\Delta x)_{l'} \right\} = q \end{aligned} \quad (11)$$

ここで， $h$ は水深， $m$ は格子を囲む辺の数， $A$ は格子の面積である。 $M_{l'}, N_{l'}$ はそれぞれ辺  $l'$  上での  $x, y$  方向の流量フラックスを表し， $(\Delta x)_{l'}, (\Delta y)_{l'}$ は辺  $l'$  上での両端の点の  $x$  座標， $y$  座標の差を表す。なお，上付き添字は時間ステップであり，辺  $l'$  は格子を囲む辺を意味する。

辺  $l'$  で定義された運動量式について，以下のような差分式を用いる。

$$\begin{aligned} \frac{M_{l'}^{n+2} - M_{l'}^n}{2\Delta t} + M1 + M2 = \\ -g\tilde{h}^{n+1} (\nabla H)_x - \frac{gn^2 \frac{M_{l'}^{n+2} + M_{l'}^n}{2} \sqrt{(u_{l'}^n)^2 + (v_{l'}^n)^2}}{(\tilde{h}^{n+1})^{4/3}} \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{l'}^{n+2} - N_{l'}^n}{2\Delta t} + N1 + N2 = \\ -g\tilde{h}^{n+1} (\nabla H)_y - \frac{gn^2 \frac{N_{l'}^{n+2} + N_{l'}^n}{2} \sqrt{(u_{l'}^n)^2 + (v_{l'}^n)^2}}{(\tilde{h}^{n+1})^{4/3}} \end{aligned} \quad (13)$$

ここで， $u_l, v_l$  は辺  $l$  上での  $x$  および  $y$  方向の流速， $(\nabla H)_x, (\nabla H)_y$  はそれぞれ水面勾配  $\nabla H$  の  $x, y$  方向成分， $\tilde{h}$  は格子辺上の水深であり，図心における水深から補間して求める。 $M1, M2$  または  $N1, N2$  は，それぞれ(12)式, (13)式の移流項であり，Fig.2 に示す辺  $l$  を中心とするコントロールボリュームを考えて，それぞれ次のように計算する。

$$M1 + M2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^m \left\{ (u_l \tilde{M}_{l'}) (\Delta y)_{l'} - (v_l \tilde{M}_{l'}) (\Delta x)_{l'} \right\} \quad (14)$$

$$N1 + N2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^m \left\{ (u_l \tilde{N}_{l'}) (\Delta y)_{l'} - (v_l \tilde{N}_{l'}) (\Delta x)_{l'} \right\} \quad (15)$$

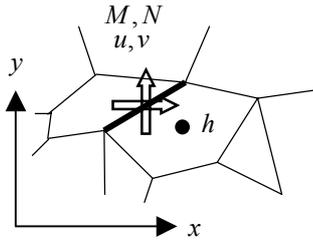


Fig. 1 Arrangement of Physical quantities

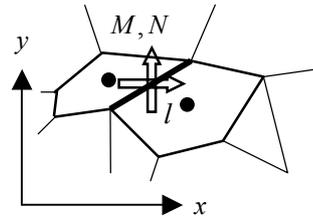


Fig. 2 Control volume of momentum equation

ここで、 $A_{cv}$  はコントロールボリュームの面積、 $m'$  はコントロールボリュームを囲む辺の数、 $\tilde{M}, \tilde{N}$  は格子の重心上の流量フラックスであり、格子边上の流量フラックスから補完して求める。式(14)、式(15)の計算では、格子边上の流速( $u_r, v_r$ )の方向にしたがって、 $\tilde{M}, \tilde{N}$  には上流側格子図心の補間流量フラックスを用いる。

なお、本研究では移流項計算に用いられる上流側格子の図心の流量フラックス算出において、次式のように格子形状を考慮した重みを用いている。

$$\tilde{M} = \frac{\sum M_r \cos(x, n_r) / d_r}{\sum \cos(x, n_r) / d_r}, \quad \tilde{N} = \frac{\sum N_r \cos(y, n_r) / d_r}{\sum \cos(y, n_r) / d_r} \quad (16)$$

ここに、 $l$  は格子を構成する辺であり、 $\cos(x, n_r)$ 、 $\cos(y, n_r)$  は辺が持つ方向余弦、 $d_r$  は辺中央と重心との距離である。

#### (4) 下水道システムの取り扱い

下水道システムは、マンホール部と管渠に分けてモデル化を行い、マンホール部で氾濫域との水の受け渡しを表現している

管渠における水理現象のモデル化は、式(6)、式(7)の連続式と運動量方程式を用い、スロットモデルにより満管流れを考慮している。本計算では満管流れの波速  $C$  を 20m/sec と仮定し、以下の式からスロット幅  $B$  を求めている。

$$B = \frac{gA_S}{C^2} \quad (17)$$

ここに、 $g$  : 重力加速度、 $A_S$  : 下水道管渠の断面積

である。なお、マンホールの水位がマンホールに接続している管底高よりも低い場合には越流公式を用いて流速を求めている。

また、マンホール部では、以下の連続式により水位変化を求めている。

$$A_m \frac{\partial H}{\partial t} = \sum Q + Q_{in} - Q_{out} \quad (18)$$

ここに、 $A_m$  : マンホールの断面積、 $H$  : マンホールの水位、 $\sum Q$  : 下水道管渠からマンホールに流れ込む流量、 $Q_{in}$  : 氾濫域からの落ち込み流量、 $Q_{out}$  : ポンプの流出流量であり、マンホールの水位が対応する地盤高よりも高い場合は、 $A_m$  : 対応する氾濫格子の面積、 $Q_{in} = 0$  となる。なお、ポンプ場のみ排水が行われ、通常のマンホールではポンプ排水を考慮していない。さらに、氾濫域からの落ち込み流量  $Q_{in}$  は、

$$Q_{in} = \mu L h \sqrt{gh} \quad (19)$$

として取り扱っている。ここで、 $\mu$  : 流量係数、 $L$  : マンホールの円周であり  $r_m$  をマンホールの半径とすれば  $L = 2\pi r_m$ 、 $h$  : マンホールが位置する氾濫格子の浸水深、 $g$  : 重力加速度である。

## 2.2 解析におけるその他の取り扱い

その他、本解析では、河川網(河川の合流・分流)、海域と河川域との接続、洗堰、小田井遊水地、庄内川・新川河口域の背割堤部における越流を考慮している。その取り扱いの詳細は、著者ら(2003a)を参照されたい。

## 2.3 数値解析法

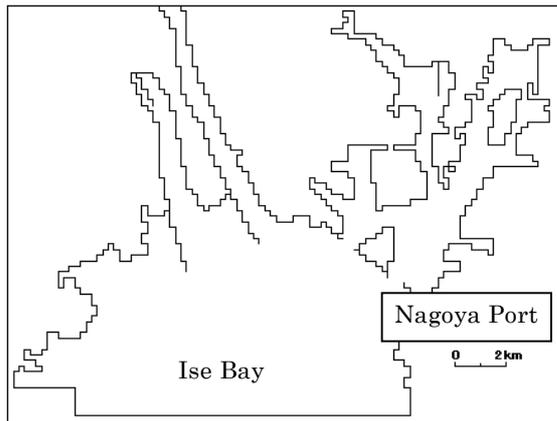
数値解析には差分法を用い、河川および下水道の一次元解析、海域および都市域の二次元解析ともに、時間項には前進差分、移流項にはDONORスキーム、その他の項には中央差分を用いた。

氾濫計算のアルゴリズムとして、連続式、運動量方程式を計算した後で、下水道システムの計算を行っており、マンホール部で得られた水位が対応する氾濫格子の地盤高よりも大きい場合には、その水位変化量を氾濫格子の水位に加え、修正された氾濫格子の水位を用いてマンホール部の水位も修正している。氾濫域の連続式の  $q$  は  $-Q_{in}$  としており、この取り扱いとマンホール部計算後の修正により氾濫格子における落ち込み・噴出しを表現している。

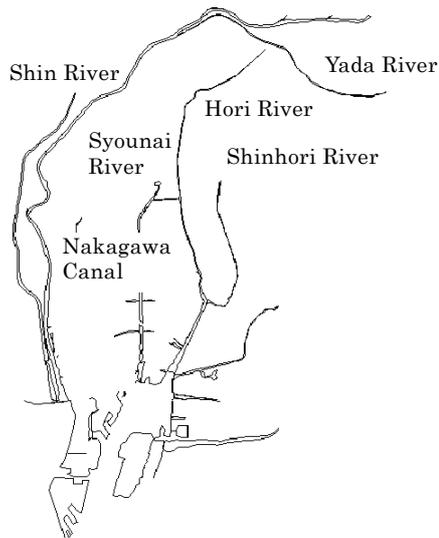
## 3. 東海豪雨の再現計算

### 3.1 計算条件

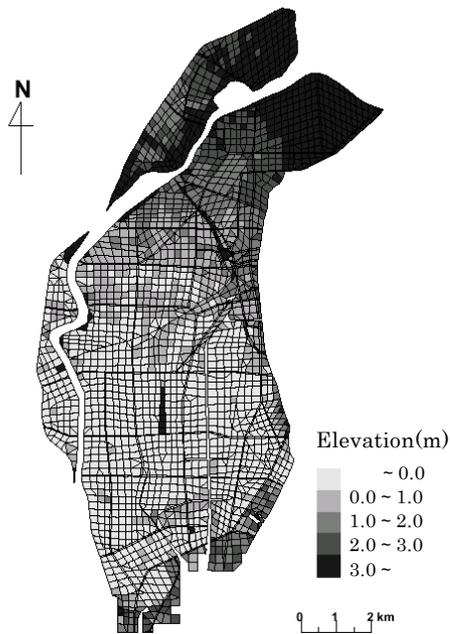
Fig. 3 のような名古屋市を囲む領域を計算領域と



(A) Sea area



(B) Rivers



(C) Urban area

Fig.3 Analysis region

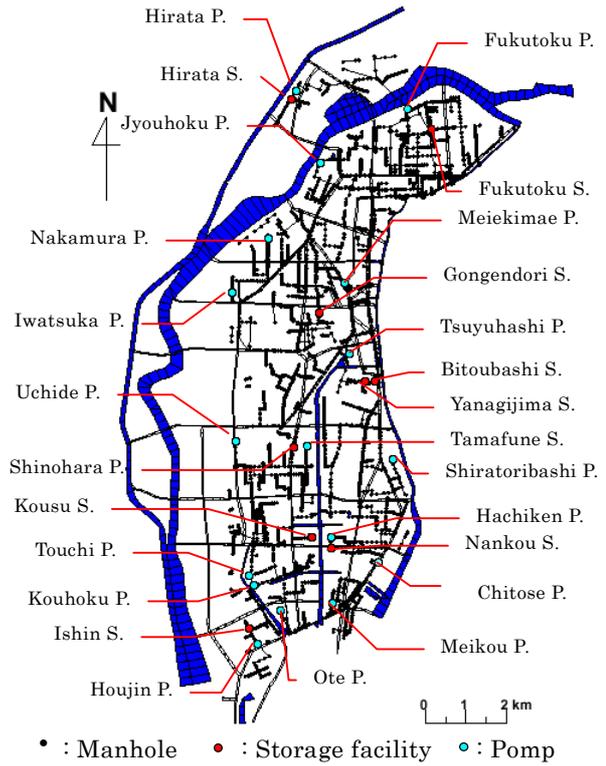


Fig.4 Sewer system in analysis  
(Pomp station and storage facility)

Table 1 Outflow discharge from pomp (unit; $m^3/sec$ )

Iwatsuka	Hirata	Fukutoku	Nakamura
22.3	12.3	18.8	35.0
Meiekimae	Chitose	Shiratori bashi	Hachiken
0.8	15.2	20.3	12.0
Jyouhoku	Uchide	Shinohara	Tsuyuhashi
12.0	58.4	13.8	5.4
Houjin	Touchi	Kouhoku	Ote
42.0	12.7	16.7	10.0

Table 2 Volume of storage facility (unit; $m^3$ )

Fukutoku	Gongendori	Yanagijima	Bitoubashi
7500	3600	3300	2500
Tamafune	Kousu	Nankou	Ishin
5000	14000	25000	12000

して設定した。東海豪雨の再現計算を行うために対象河川を庄内川 0.0 km ~ 32.7 km, 矢田川 0.0 km ~ 3.6 km, 八田川 0.0km ~ 3.6 km, 新川 0.0 km ~ 21.6 km, 中川運河 0.0km ~ 7.9km, 堀川 0.0km ~ 15.3km, 新堀川 0.0km ~ 5.9km とする。

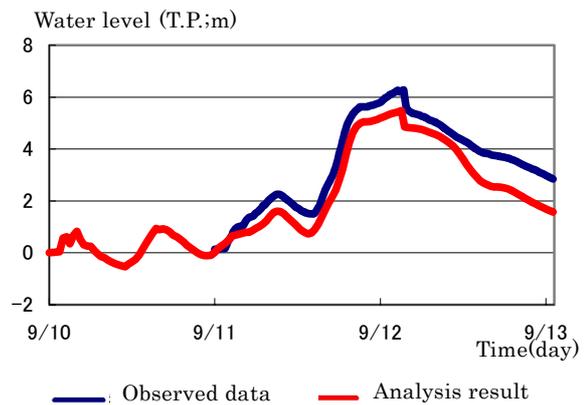
計算期間は海域の計算を安定させるため東海豪雨の1日前の2000年9月10日0:00から9月13日1:00までの73時間とする。境界条件として庄内川には志段見水位観測所における流量, 矢田川には瀬古水位観測所における流量を与えた。八田川には春日井水位観測所で得られた水位を, 新川には久地野水位観測所で得られた水位を与えた。また, 中川運河, 堀川, 新堀川の上流端流量を  $0.0\text{m}^3/\text{sec}$  と設定した。海域には四日市と常滑の推算天文潮を平均して平面二次元解析の海側開境界条件として与えている。粗度係数には, 試行的に河川全てに 0.02 を与え, 庄内川においては河口から 15.8km には 0.015 を与えた。また, 都市部の粗度係数について道路に 0.043, 住宅等に 0.067 を適用している。

東海豪雨時には, 新川16km地点において堤防が破堤したため, 枇杷島町では甚大な被害が生じた。今回の計算では2000年9月12日午前3時に新川の河口より16kmの堤防を破堤させ実際の浸水状況を再現する。観測水位より破堤が生じて約1m水位が下がっていることから, 越流水深を考慮して後に示す解析値のピーク水位の1.5m下(T.P.+4m)まで破堤により堤防天端が低下するものと設定した。

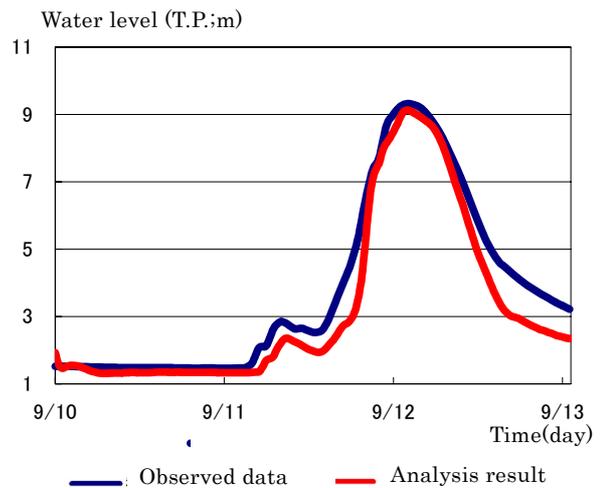
下水道システムの管渠およびポンプ場, 貯留施設の位置はFig.4 のとおりであり, 下水道管渠は幹線を取り扱った。また, 排水量および貯留量はTable 1, Table 2 のとおりである。なお, Fig.4 およびTable 1 に示されたポンプ場には下水処理場も含まれている。さらに, 現在まで庄内川左岸の下水道データが整備できておらず, その地域にあるポンプ場や貯留施設はその近傍のマンホールにて表現している。したがって, 今回の内水氾濫解析は定性的な検討として捉え考察している。さらに, 各格子に与えた降雨量は, 東海豪雨時の14箇所の観測雨量を用い算出した。

### 3.2 計算結果及び考察

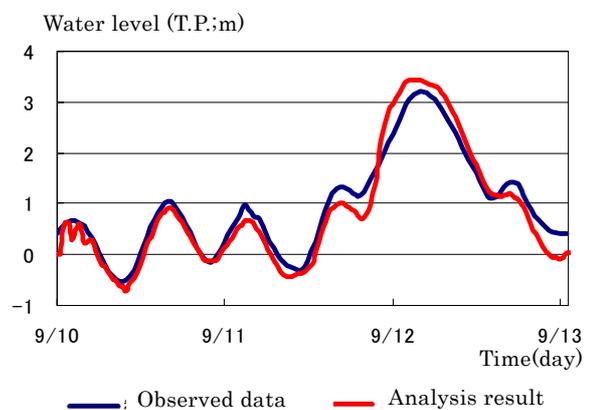
Fig.5(A) に新川 16km 地点の水場ポンプ場における水位の観測値と解析値を示す。本図から水位の変化についてはほぼその形状を再現できていると考えられる。ただし, 新川への支川からの流入および橋梁の影響を考慮していないため水位が観測値より低くなっている。9月12日午前3時において急激な水位低下が起きているのは, 堤防が破堤し河川流が都市域へと流入したためである。



(A) Suiba Pump station



(B) Biwajima



(C) Touchi

Fig.5 Temporal change of water level

Fig.5(B) に庄内川の枇杷島における水位の観測値と解析値を示す。本図から観測値に近い結果が得られているが, 解析値では水位の上昇下降ともに観測値よりやや急な変化が見られる。Fig.5(C) は庄内川の当知における水位の観測値と解析値である。本図からも観測値と解析値が良い一致を示していること

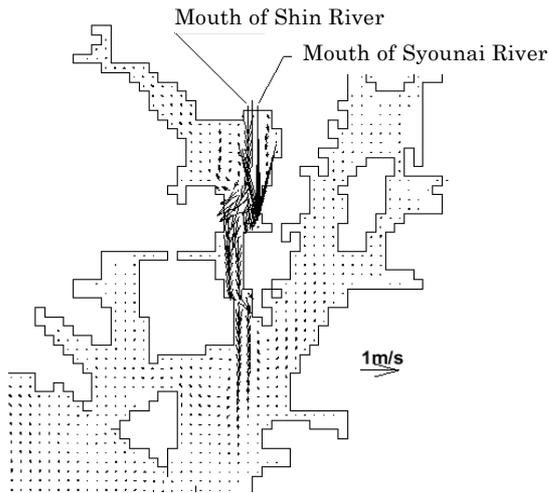


Fig.6 Flow velocity distribution in Sea area

がわかるが、枇杷島同様水位の上昇下降ともに観測値よりやや急な変化が見られる。これらの原因として洪水が起こり始め水位が低水路から高水敷へ移行したときの粗度係数が適切でないことと橋梁の影響を考慮していないことが考えられる。

Fig.6 は洪水ピーク時における海域での流速分布を示したものである。本図より庄内川、新川での流入が名古屋港内での水の動きに大きく影響を与えていることが見られる。また干潮時、満潮時においても河口との接続部で流入が見られ、Fig.5 の(A)(C)では河川感潮域における洪水前の潮位変動が適切に再現できていることから河川と海域との接続はおおむね良好であるといえる。

これらの結果から河川および海域の計算では、ある程度東海豪雨時の水理現象を再現していることが分かる。

氾濫解析結果より得られた最大浸水深の分布を Fig.7 に、新川破堤箇所近傍の浸水実績（内閣府中央防災会議資料より）を Fig.8 に示す。両者から解析値が若干広域に渡って浸水しているが、浸水状況が類似していることが分かる。また、解析結果の庄内川と新川に囲まれた名古屋市内をみると、名古屋駅周辺で浸水の規模が比較的大きくなっていることが分かる。東海豪雨時でも名古屋駅周辺は内水災害が危険視されたところであり、実際に浸水を受けている。これらの結果から本氾濫解析の妥当性が示されたといえる。今回の検討では、定量的な観点からの下水道システムの精度評価ができないが、後述するように下水道システムを考慮しなかった場合との比較から、考慮した方が浸水深が低下しており、解析モデルは妥当なものと判断している。

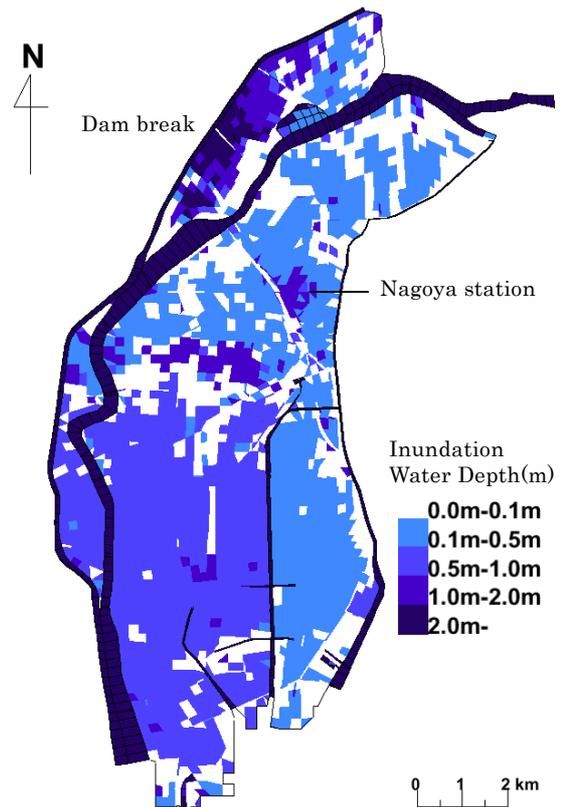


Fig.7 Maximum inundation water depth (analysis results)

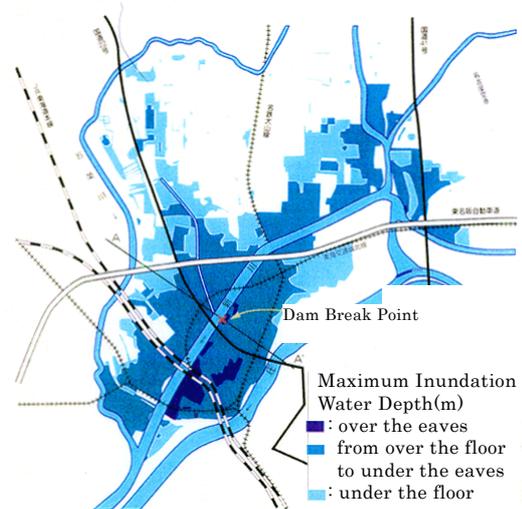


Fig.8 Maximum inundation water depth (observed results)

ただし、本研究の場合、下水道管渠は幹線のみを考慮しており、氾濫水との水の受け渡しはマンホール部で取り扱っている。実際には、幹線よりも規模の小さい下水道網によって氾濫水は集められ、しかも、マンホール部は開いた状態ではない。したがっ

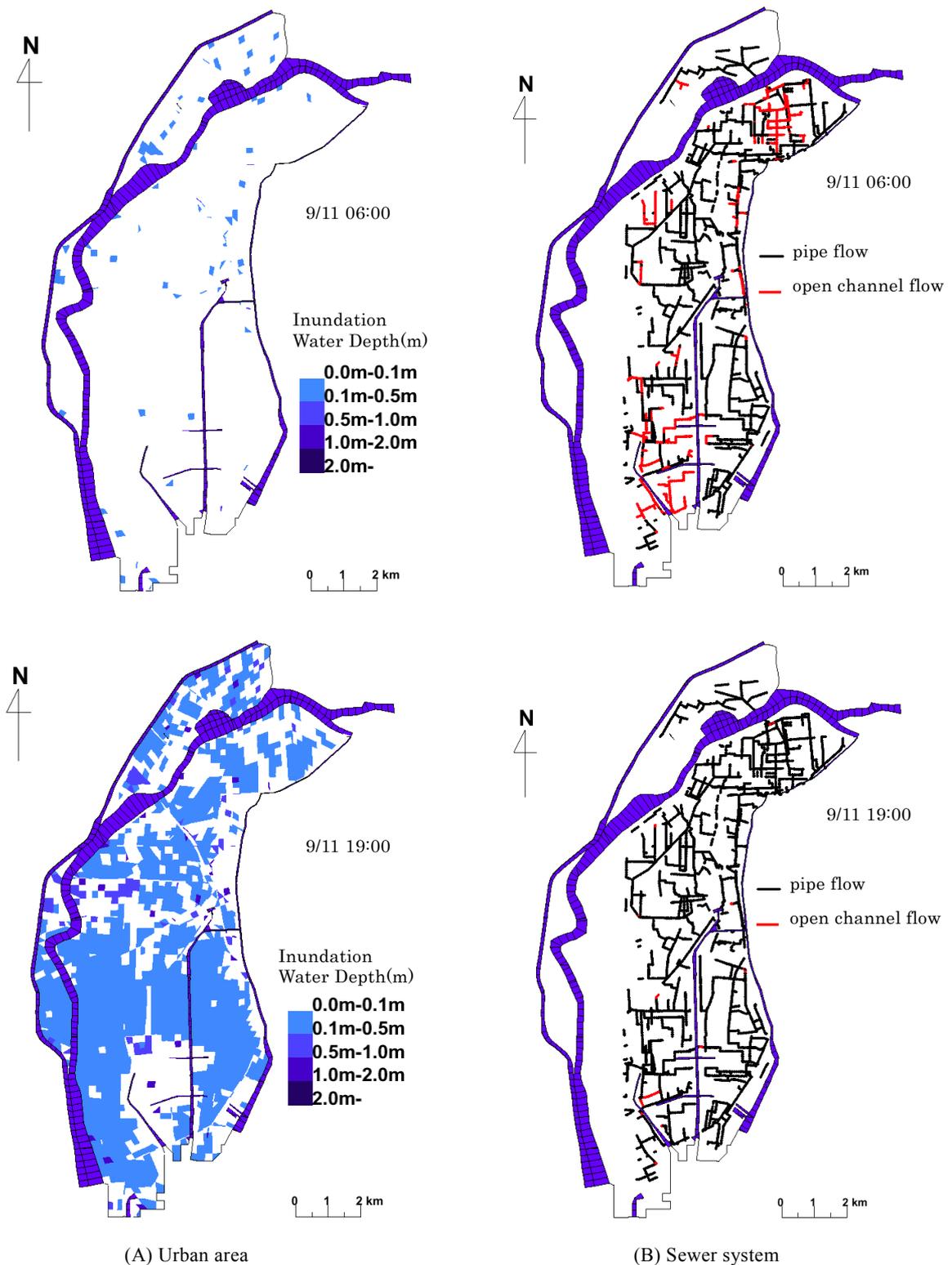


Fig.9 Temporal change of inundation

て、氾濫域と下水道システムとの水の受け渡しに関して、その適切なモデル化を検討する必要がある。

つぎに、得られた解析結果を用いて、東海豪雨時の氾濫水の挙動について考察する。Fig.9 は9/11 06:00および9/11 19:00の浸水深の分布と下水道管渠

の様子（満管状態を濃く、開水路状態を薄く表示している）を示している。本図から、先行降雨のあった9/11 06:00では大きな氾濫深がみられないが、下水道内の状況は管路流れとなって流れている箇所がみられる。また、9/11 19:00頃は名古屋地方気象台にお

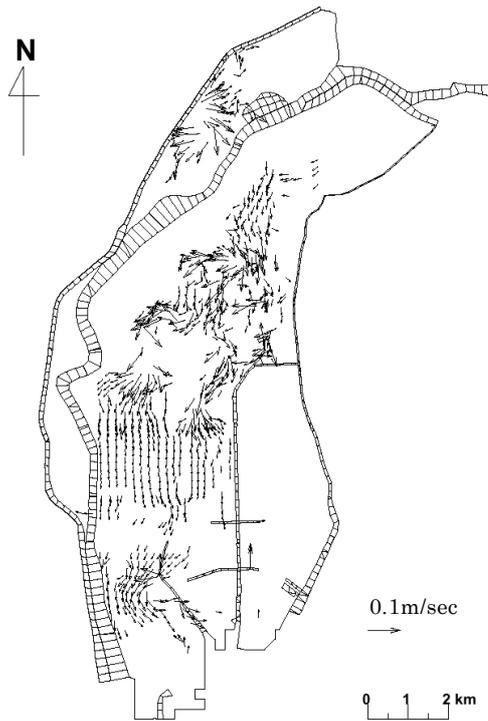


Fig.10 Overland flow distribution in urban area

いて50mm/hを超える降雨が続いた時間であり0.5mを超える浸水深となっている場所も発生している。その場合、下水道内ではほとんどの箇所が満管状態となっている様子が分かる。前述したように定量的な検討ができない状況ではあるが、本解析から東海豪雨の降雨規模が下水道システムの能力をはるかに上回っていたことが推察できる。

Fig.10に9/12 06:00の氾濫水の流速分布を示す。なお、本図は0.002m/sec以下の流速は表示していない。本図から、氾濫水が北方から南方に輸送されている様子が分かり、特に名古屋駅周辺では、北方の氾濫水が集まっている様子が示された。さらに、本図から道路に沿った流れが再現されていることが分かる。

#### 4. 下水道システムの効果

構築したモデルを用いて、東海豪雨および庄内川左岸の破堤を想定した外水氾濫を対象に下水道システムの効果を検討した。

##### 4.1 東海豪雨時の下水道システムの効果

ここでは、3.1の計算条件の下で下水道を考慮した場合(CASE I)と、考慮しない場合(CASE II)に浸水深がどの様に变化するかを検討した。

Fig.11に最大浸水深毎の氾濫面積を示す。浸水深2mの箇所は新川の破堤点近傍であり、浸水深1mの箇

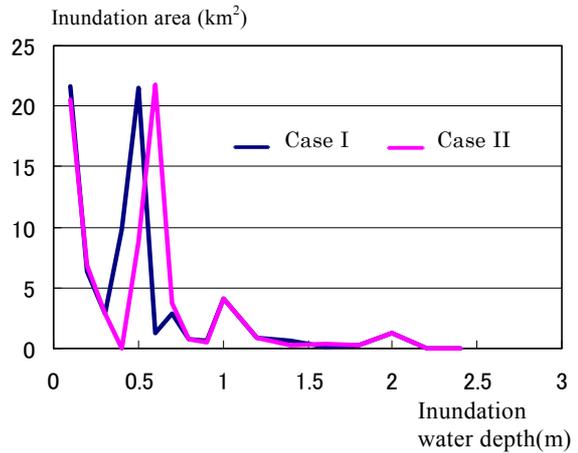


Fig.11 Inundation area with maximum water depth

所は破堤箇所付近の他に名古屋駅周辺にもみられた。このような大きな浸水深では、下水道を考慮した場合と考慮しない場合の差がみられない。これは、浸水規模が大きい場合、下水道システムの効果は相対的に小さくなることが原因と考えられる。また、本計算では、浸水深0.5mのところ下水道の有無による差が大きかった。したがって、下水道システムの効果が表れやすい浸水規模が存在することが示され、本計算の場合、その浸水深は0.5mであることが分かる。浸水深0.5mは床上浸水の判定値としてよく用いられているが、この値を用いれば、下水道システムを考慮した場合の方が床上浸水を低下させていると判断できる。ただし、大きく浸水深を低下させているとも言えず、東海豪雨の規模がここで取り上げた下水道システムの規模を大きく上回っていたことが考えられる。

##### 4.2 外水氾濫における下水道の影響

破堤に伴う外水氾濫を想定して、氾濫水に与える下水道の影響について検討を行った。3.1の計算条件の下で外水のみ影響を確認するために降雨を省き、庄内川左岸の河口より11.2km地点を12日03:00に破堤させた。

Fig.12に9/12 06:00における浸水深の分布および下水道の状況を示す。下水道の図では、Fig.9と同様に満管流れの状態を濃く、開水路流れの状態を薄く（水が流れていない場合は描いていない）示している。本図では、新川の破堤および一色大橋付近の越水による浸水に加えて新たに庄内川破堤による浸水が表れており、氾濫水は破堤点から地盤の低い南方へ拡がること示されている。また、下水道管を進行している水が地表面浸水より早く広範囲に広がっていることがわかる。このことから、外水氾濫が発

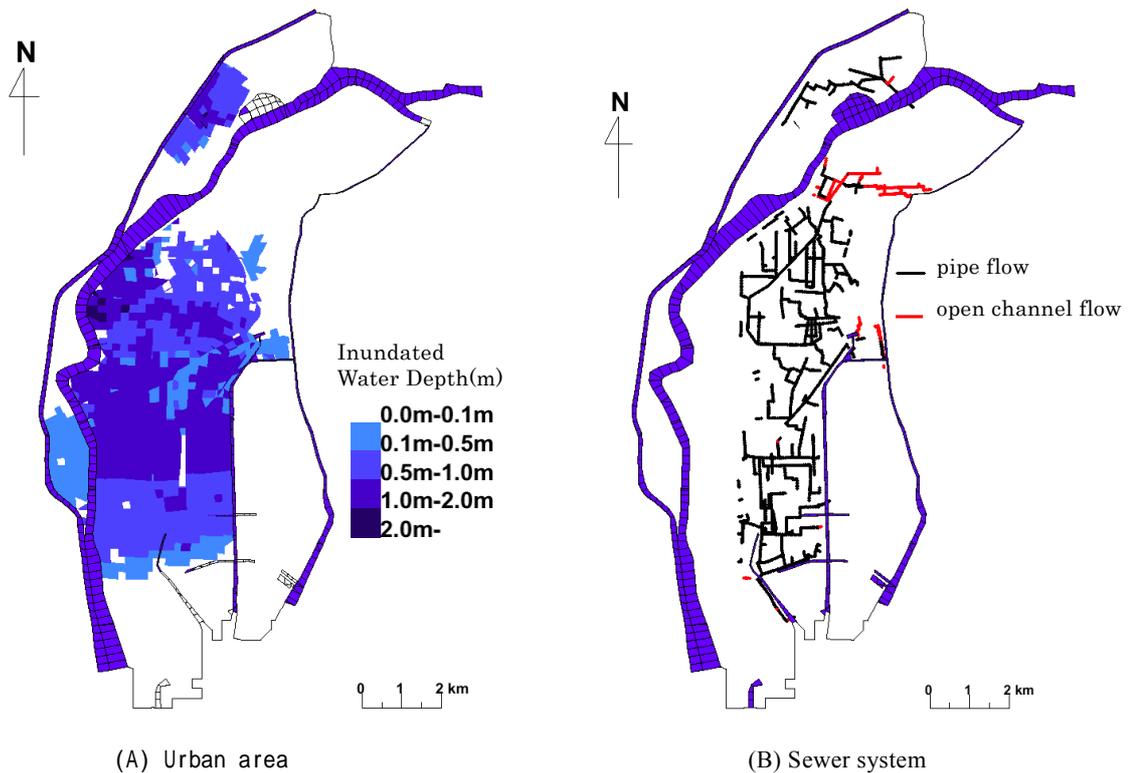


Fig.12 Temporal change of inundation

生した場合、避難経路によっては経路上に下水道からの水が噴出する可能性もあり、このような場合には非常に危険になるものと思われる。

## 5. おわりに

氾濫水は、河川、海、降雨によって都市域にもたらされ、道路に沿いながら、下水道システムを通じて外部へ流出する。したがって、そういった一連の現象をモデル化できれば、様々な数値実験により水災対策が検討できるため非常に有益であろう。

本研究では、氾濫水の現象を総合的に解析するための一つのモデル化を示し、海域、河川域、都市域（氾濫と下水道システム）の水理を同時に取り扱い、相互の関係を考慮した解析モデルを構築し、その概要を示した。

また、本解析モデルを用いて東海豪雨による氾濫水の再現計算を行った。データ整備に不十分な点があり、特に内水氾濫の再現計算において定量的な検討が十分にできなかったが、河川水位の解析結果、新川破堤に伴う浸水状況、庄内川一色大橋付近の危険性、名古屋駅周辺の内水氾濫の危険性など特徴的な水理現象は概ね再現できており、解析モデルの構築が行えたものと考えている。

また、下水道システムの効果を検討するために、

下水道がある場合と無い場合を対象に、東海豪雨の再現計算および庄内川左岸の破堤を想定した氾濫解析を行った。この結果から、東海豪雨の規模が下水道の規模をはるかに超えている可能性があることと、破堤に伴う氾濫の場合、氾濫水よりも早く下水道水が拡がることにより、水が路面に噴出す恐れがあり、特に避難経路においては注意を要することが考えられた。

本研究により総合的氾濫解析モデルの骨組みは構築できたものと考えている。今後は残された解析モデルの課題（下水道システムのデータ整備および氾濫水の下水道システムへの流入のモデル化）について検討するとともに、解析モデルを用いて様々な水災対策を検討していきたいと考えている。

## 謝 辞

本研究を遂行するなかで、中部大学大学院建設工学専攻の森田豊君に多くの協力を得たことを記し、ここに謝意を表します。

## 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，

- Vol.42 B-2,PP.339-353 .
- 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文（1980）：氾濫水の  
水理の数値解析法，京都大学防災研究所報，第23  
号B-2，pp.305-317 .
- 川池健司（2001）：都市における氾濫解析法とその  
耐水性評価への応用に関する研究，京都大学学位論  
文 .
- 相良亮輔・錦織俊之・井上和也・戸田圭一（2004）：  
枝線下水道を考慮した市街地氾濫解析，水工学論文  
集，第48巻，pp.589-594 .
- 重枝未玲・秋山壽一郎（2004）：市街地構造を考慮  
した氾濫解析モデルの総合的な検証，水工学論文集，  
第48巻，pp.577-582 .
- 武田 誠，松尾直規，山中威士，山口義一（2003a），  
中村昌充：東海豪雨における庄内川の洪水解析，水  
工学論文集 第47巻，pp.901-906 .
- 武田 誠，松尾直規，中嶋大次郎（2003b）：非構造  
格子を用いた氾濫解析に関する一考察，水工学論文  
集 第47巻，pp.895-900 .

## Development of comprehensive inundation flow model in urban area

Makoto TAKEDA\* and Naoki MATSUO\*

\* Faculty of Engineering, Chubu University

### Synopsis

Flood and inundation flow model, which computes the hydraulic phenomena in the sea, rivers and urban area simultaneously, is evaluated in this study. Especially, the inundation flow model combined with sewer system model is developed with unstructured grid system in consideration of road layout in order to represent the real behaviors of inundation flow in urban area. The validity of the model and the effect of sewer system on inundation are discussed in the case of heavy rain in Tokai district.

**Keywords:** Inundation flow model, urban area, sewer system, heavy rain in Tokai district, dam break

