

低平地河川流域における内水氾濫解析法と その寝屋川流域への適用

INUNDATION FLOW ANALYSIS DUE TO HEAVY RAINFALL
IN LOW-LYING RIVER BASIN AND ITS APPLICATION TO NEYA RIVER BASIN

川池健司¹・井上和也²・戸田圭一³・坂井広正⁴・相良亮輔⁵

Kenji KAWAIKE, Kazuya INOUE, Keiichi TODA, Hiromasa SAKAI and Ryousuke SAGARA

¹ 学生員	修(工)	京都大学大学院 工学研究科	(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)
² 正会員	工博	京都大学教授 防災研究所	(〒611-0011 宇治市五ヶ庄)
³ 正会員	Ph.D.	京都大学助教授 防災研究所	(〒611-0011 宇治市五ヶ庄)
⁴ 正会員	修(工)	(株)建設技術研究所	(〒810-0041 福岡市中央区大名2-4-12)
⁵ 学生員		京都大学大学院 工学研究科	(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

Recently in Japan, inundation due to heavy rainfall 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.

Key Words : inundation flow analysis, heavy rainfall, low-lying river basin, sewerage system, Neya River basin

1. はじめに

2000年(平成12年)9月, 愛知県を中心とする東海地方で未曾有の豪雨が発生し, 名古屋市では2日間で年降水量の約3分の1に相当する雨が降った。この豪雨によって多くの都市で内水氾濫が発生し, 通信網・交通網が途絶えるなど, 都市機能が大いに麻痺した。なかでも名古屋市天白区野並地区の内水氾濫では, 湛水深が2mを超える地域が広がった。

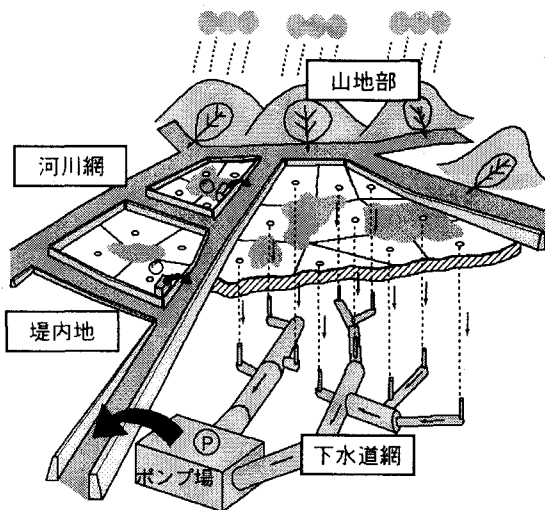
わが国では, 名古屋市を含めた多くの都市が河川河口部の沖積平野に立地しており, 低平地であることに加えて, 堤内地の地盤高よりも河川水位のほうが高くなっている排水の難しい地域が多く, 潜在的に内水氾濫の危険性をもっているといえよう。1960年代以降, 都市水害の原因に占める内水氾濫のウェイトは相対的に高くなり, 東海豪雨災害を筆頭に内水氾濫は今日に至っても各地で甚大な被害をもたらしている。そのため, これまでも内水氾濫を取り扱った研究が数多くなされてきた^{1)~3)}が, 下水道の一集水区のような比較的狭小な範囲を対象としたものや, 下水道を簡易にモデル化したものが多かった。

本研究では, 都市域の内水氾濫プロセスを総合的に

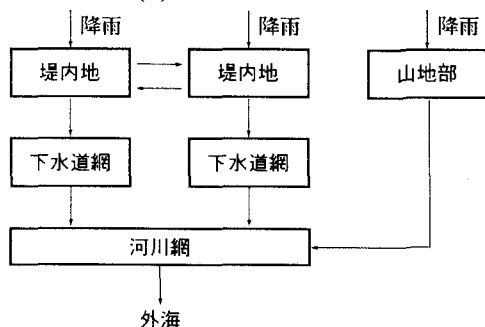
取り扱うことのできるモデルを開発する。さらにこのモデルを, 典型的な低平地で深刻な内水氾濫の問題を抱える寝屋川流域に適用し, 豪雨時における対象領域の危険性について検討する。

2. 解析モデルの概要

本研究では, 内水氾濫の解析を行うにあたり図-1(a)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, キネマティック・ウェーブ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一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, 雨水の流れは図-1(b)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, 本研究では, 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。



(a) モデル化の概念図



(b) 雨水の流れ

図-1 解析モデルの概要

(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。本研究では、キネマティック・ウェーブ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 とマニング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>

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

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

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_s : 河道幅である。河床勾配を θ とすると、 $m = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta}/n$ 、 n : 粗度係数である。

本研究では、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⁴⁾。

(2) 河川網の洪水解析

本研究で用いた一次元不定流解析の基礎式は、次の連続式とサン・ブナン式である。

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

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

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）、 $u = Q/A$: 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、抵抗則としてマニング公式を用いるとき、 $s_f = n^2 u |u| / R^{4/3}$ 、 R : 径深、 g : 重力加速度である。計算の詳細は、井上ら⁵⁾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、その概念図を図-2に示す。

a) ポンプ場

ポンプ場は、それぞれ最大処理能力をもつ。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。

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、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する水量の上限を $q_I \cdot 2\Delta t$ とする。実際の計算では、セグメント $i+1$ から i への流下量を決定するとき、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。

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とし、各堤

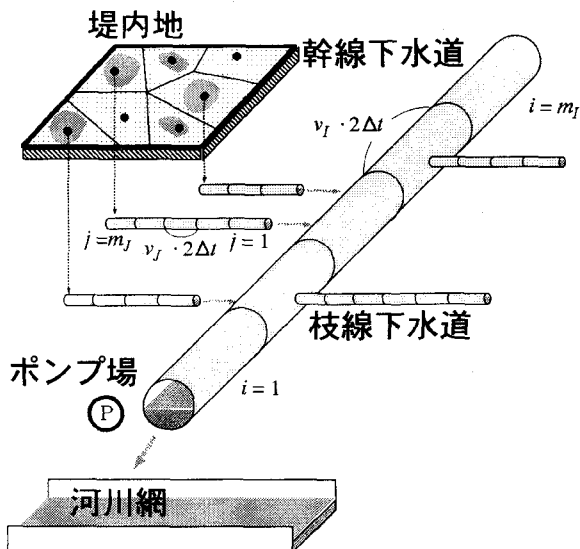


図-2 下水道モデル

内地格子に1本ずつ存在する。枝線下水道 J の設計流速 v_J は排水先幹線下水道の値を代用する。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。

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、 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⁶⁾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

堤内地は著者ら⁷⁾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。

$$Q_M = \frac{A_M}{K_I} q_I \quad (12)$$

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

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、 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)と、格子 M に存在する氾濫水がすべて排水されるときにの流量のうち、小さいほうの値とする。

3. 寝屋川流域への適用

図-3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約89km、山地部、堤内地の面積はそれぞれ約49km²、197km²である。

(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0.8⁸⁾、等価粗度 N は1.0、河道の粗度係数 n は0.020⁴⁾とする。

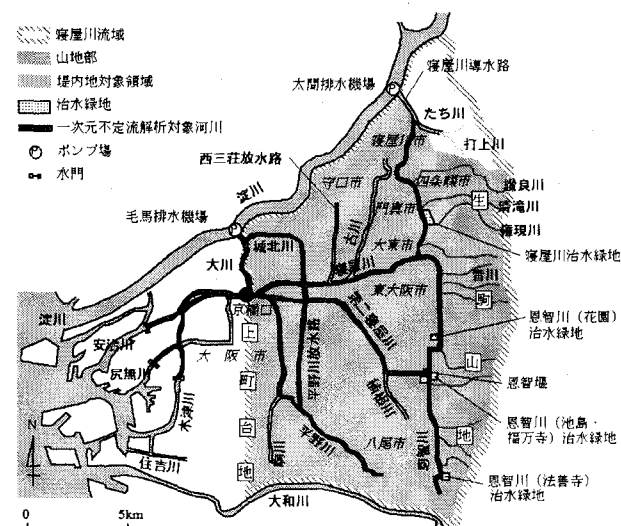


図-3 対象領域

(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阪湾朔望平均満潮位 (O.P. +2.2m) を一定潮位として与える。粗度係数は0.020⁴⁾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、4つの治水緑地への貯留 (総貯留量 $3.59 \times 10^6 \text{m}^3$)、毛馬排水機場から淀川への排水 (最大 $200 \text{m}^3/\text{s}$) を考慮する。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

本研究では、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。下水道に関連する治水対策施設として、地下調節池や地下河川などの施設への貯留 (総貯留水量 $0.37 \times 10^6 \text{m}^3$) 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0.020⁴⁾、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図-4に示す。

(4) 堤内地

本研究の対象領域には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。図-5には解析格子と地盤高を示す。堤内地の流出率は全域で0.8⁸⁾とし、粗度係数は0.067⁴⁾とする。

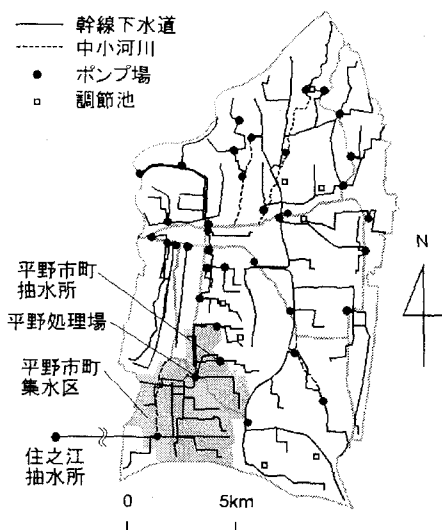


図-4 下水道網

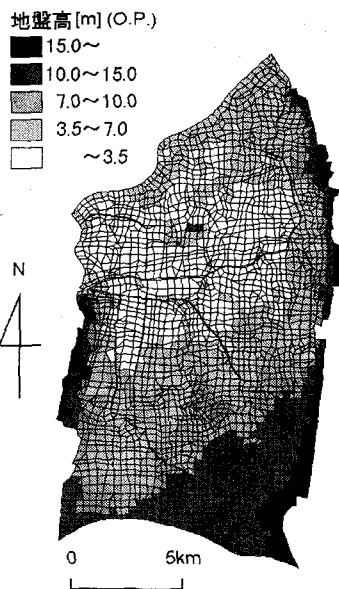


図-5 解析格子と地盤高

4. 解析結果と考察

(1) 下水道モデルの検証

本研究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。

a) 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、図-6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。この降雨を平野市町集水区 (図-4参照) 内に一様に与える。計算時間ステップは $\Delta t = 0.5 \text{s}$ とし、計算時間は8時間とする。

b) 解析結果と考察

本研究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図-6に示す。ポンプ操作時の人為的条件、調節池への雨水流入条件が不明であるにもかかわらず、ピーク流量、排水量などについては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。

(2) 八尾の実績降雨による内水氾濫解析

a) 計算条件

図-7の上部に示した、寝屋川流域での戦後最大実績降雨である1957年 (昭和32年) の八尾の実績降雨 (最大時間雨量 63mm/hr 、総雨量 311mm) 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、計算時間は40時間とする。

b) 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

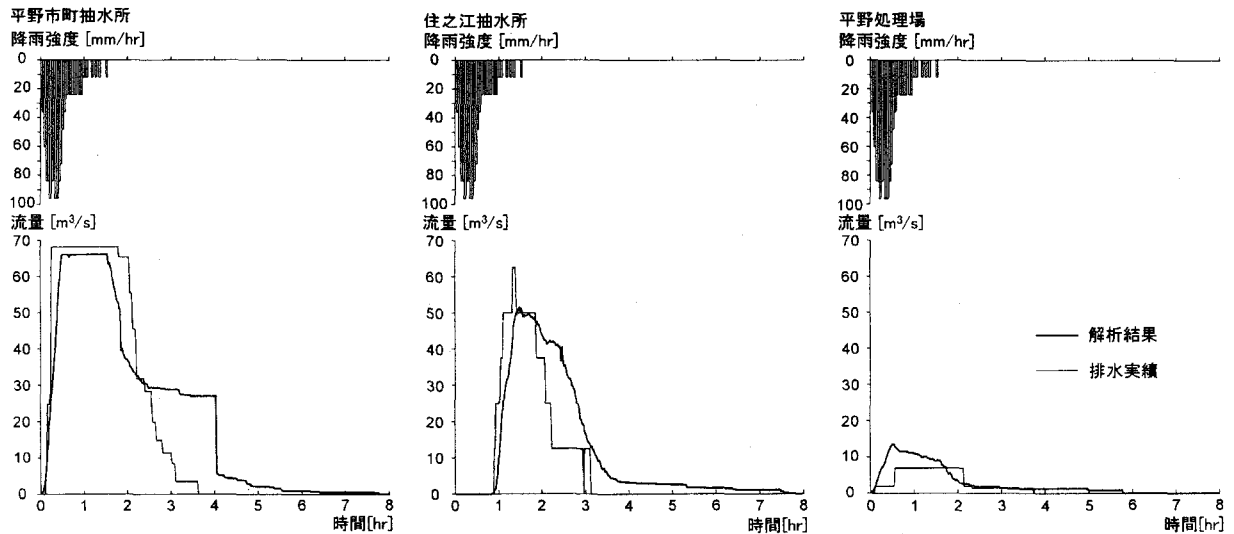


図-6 解析結果とポンプ排水実績との比較

ハイドログラフを図-7に示す。3.(1)でも述べたように、その他の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。

京橋口での流量ハイドログラフを図-8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。

堤内地の浸水深の時間変化を図-9に、最大浸水深を図-10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。また、平野市町集水区とその他の地域を比較すると、下水道網の整備状況によって雨水の処理速度に地域差が生じていることもわかる。

5. おわりに

本研究では、低平地河川流域を山地部、河川網、下水道、堤内地に分割したモデル化によって、都市域の内水氾濫機構を表現することができた。このモデルを寝屋川流域に適用したところ、平野市町集水区のポンプ場排水実績との比較から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確認された。また戦後最大実績降雨による解析結果より、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が確認された。今後、取り組むべき課題として、下水道モデルを連続式と運動量式によって記述された力学的なモデルへと高度化すること、河川網からの溢水を考慮したモデルへの拡張、および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などが挙げられる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、下水道の資料などを

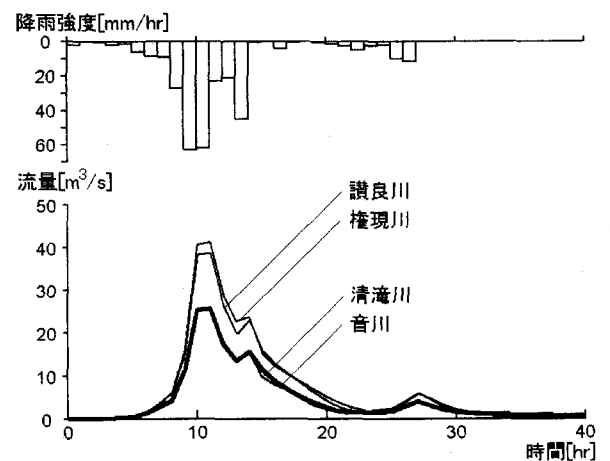


図-7 山地部からの流出流量ハイドログラフ

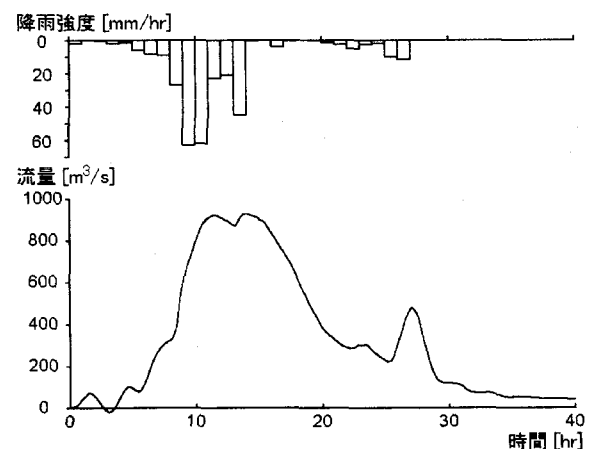


図-8 京橋口での流量ハイドログラフ

早くご提示くださいまし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ご提示くださいました株式会社ニュージェック河川海岸部の方々に厚く御礼申し上げます。

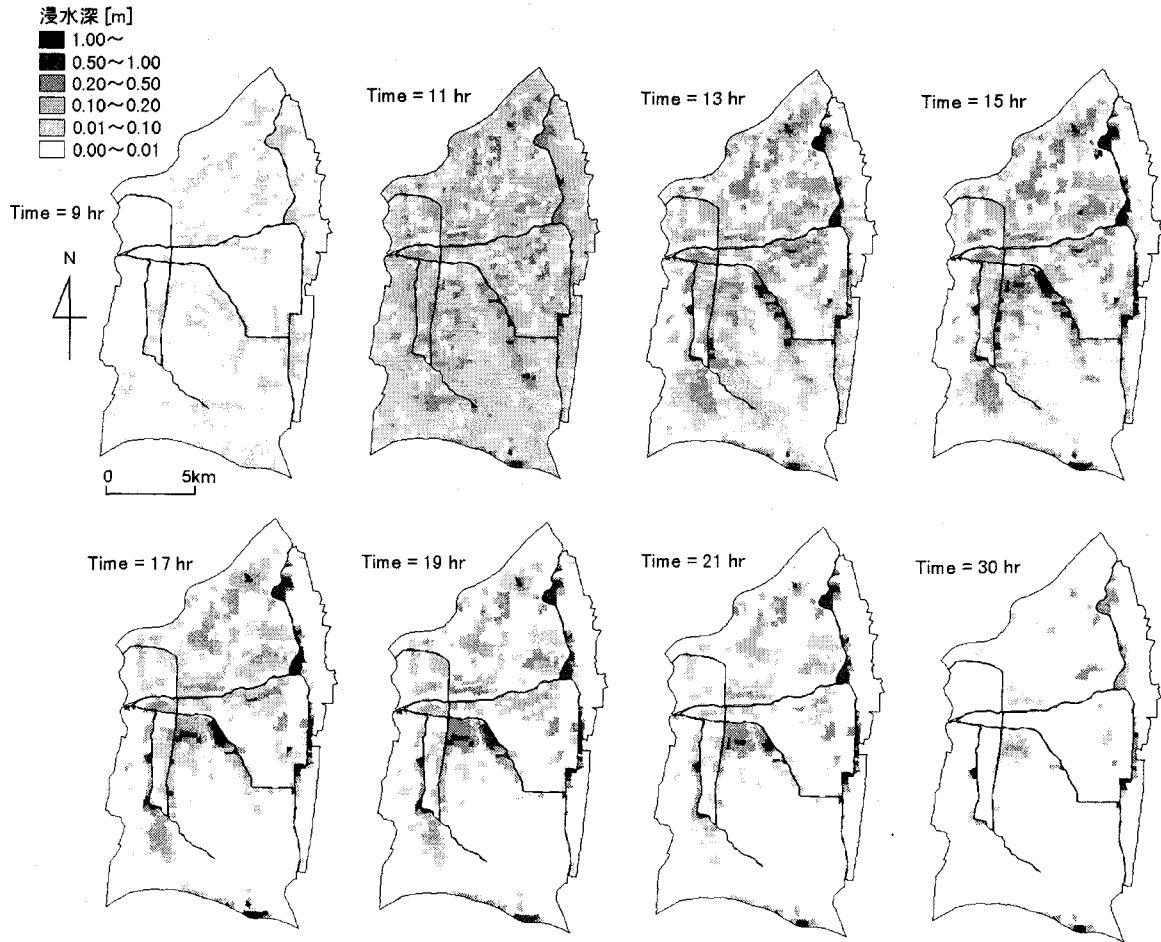


図-9 浸水深の時間変化

参考文献

- 1) 吉田喜七郎：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，1987.
- 2) 渡辺政広・江藤剛治・室田 明：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.81-90，1989.
- 3) 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.
- 4) 川池健司・井上和也・戸田圭一・中井 勉：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.883-888，2001.
- 5) 井上和也・戸田圭一・前田 修：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.485-490，2000.
- 6) 土木学会編：水理公式集，昭和60年改訂版，pp.288-289，1985.
- 7) 川池健司・井上和也・戸田圭一：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.461-466，2000.
- 8) 大阪府土木部河川課・株式会社ニュージェック：淀川水系毛馬排水機場操作規則検討業務委託報告書，1997.

(2001. 10. 1受付)

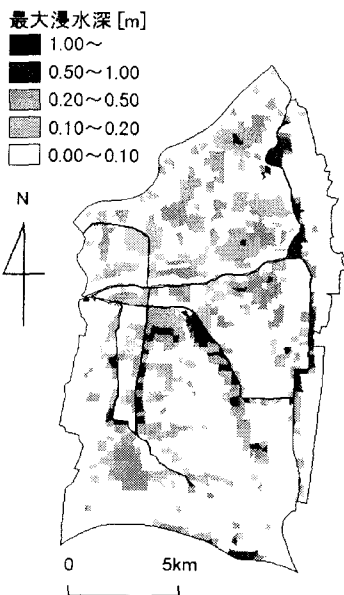


図-10 最大浸水深