

寝屋川流域を対象とした 都市域の氾濫解析

INUNDATION FLOW ANALYSIS IN URBAN AREA APPLIED TO NEYA RIVER BASIN

川池健司¹・井上和也²・戸田圭一³・中川吉人⁴

Kenji KAWAIKE, Kazuya INOUE, Keiichi TODA and Yoshito NAKAGAWA

¹ 正会員	博(工)	長崎大学助手 工学部	(〒852-8521 長崎市文教町1-14)
² フェロー	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 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)

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, the validity of this model is confirmed by comparing the numerical results with the actual inundated area or the water level of the river network. Finally, the computation is executed for the rainfall condition observed in this area in 1957. 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, Neya River basin

1. はじめに

近年のわが国では、豪雨による都市水害が多発し、それによる被害は深刻なものとなっている。典型的な例として、2000年(平成12年)9月の東海豪雨災害では、破堤氾濫や内水氾濫により湛水深が2mを超える箇所が各地で発生した。わが国の大都市は自然条件的に水害を受けやすい場所に立地していることが多く、しかも東海豪雨災害の例からもわかるように水害対策は必ずしも万全とはいえない状況にある。実際の水害時には、山地からの雨水流出や下水道による雨水排除などが流域内で複雑に影響し合い、どの程度の降雨に対してどの程度の危険が予想されるのかを正確に知ることは容易ではない。

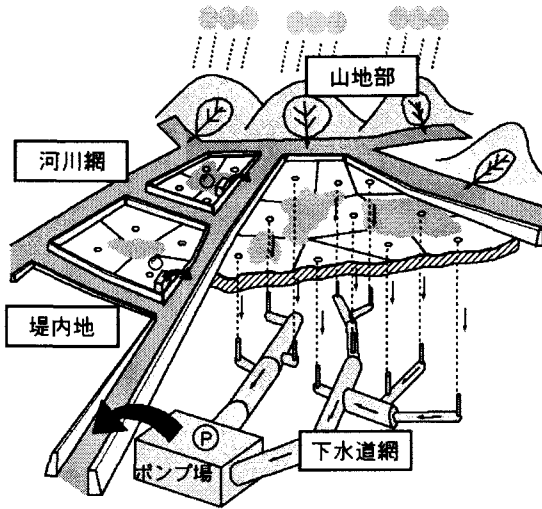
本研究では、低平地河川流域である大阪府の寝屋川流域を対象に、雨水流出、洪水流下、氾濫さらには下水道網による雨水排除のプロセスを総合的に取り扱うことのできる統合型氾濫解析モデルを開発する。そして、近年の実績降雨を用いてモデルの検証を行い、最後に寝屋川流域治水計画の対象降雨となっている1957年(昭和32年)の八尾実績降雨を与え、氾濫水の時空間的な分布の変化を解析する。

2. 統合型氾濫解析モデルの概要

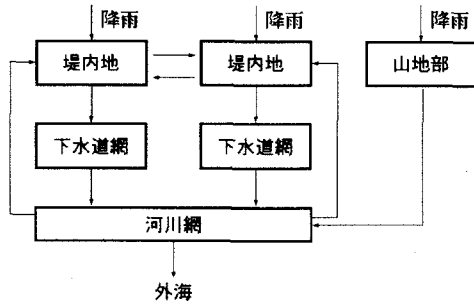
本研究では、統合型氾濫解析を行うにあたり図-1(a)に示すように、河川流域を(1)山地部、(2)河川網、(3)下水道網、(4)堤内地に分割したモデル化を行う。山地部では、kinematic waveモデルを用いて山地河川からの流出流量を求める。河川網では、特性曲線法を用いて一次元不定流解析を行う。下水道網では流下能力の上限を考慮した雨水排水過程のモデル化を図り、ポンプ場から河川網に排水される流量を求める。堤内地では、非構造格子を用いて氾濫流の平面二次元解析を行う。なお、雨水の流れは図-1(b)に示すとおりとする。山地部からの流出流量は河川網の横流入流量となる。堤内地の雨水は下水道を介して河川網に排水され、排水しきれない雨水が堤内地を二次元的に氾濫する。また、河川網の水位が上昇したときの堤内地への溢水氾濫をも考慮する。

(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、kinematic



(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

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>

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

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

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、 $m = 5/3$, $\alpha = \sqrt{\sin \theta}/n$, θ :河床勾配、 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¹⁾。

(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St. Venant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Manning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²⁾に従うものとする。

また、河川の水位が堤防天端高を超えたとき、河川水位と堤防天端高の差を越流水深 h_1 として、

$$q_0 = \mu h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (7)$$

で x 方向の単位幅あたりの溢水流量を求める。ここに、 $\mu = 0.35$ である。溢水した河川水は隣接する堤内地格子に氾濫水となって流入する。したがって、式(5)の q は、 q_m を山地河川からの横流入流量として、

$$q = q_m - q_{0l} - q_{0r} \quad (8)$$

と表される。 q_{0l} , q_{0r} は、それぞれ左右岸での単位幅あたりの溢水流量である。

(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しており、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。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、上流側セグメントから下流側セグメントへの流量を決定するとき、流下後の下流側セグメントの水量が $q_I \cdot 2\Delta t$ を超えないよう、(上流側セグメントに存在する水量)と(下流

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、ほかの流域で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。また、打上川からの流出流量のうち太間排水機場の処理能力 ($110\text{m}^3/\text{s}$) を超過する流量は寝屋川の上流端から河川網に流入するとする。河道は20m間隔で分割し、流出率 f は 0.8^5 、等価粗度 N は1.0、河道の粗度係数 n は $0.020^{1)}$ とする。山地河川は未改修のものが多く十分な疎通能力を有していない。そのため、各河川の疎通能力以上の流量は河川網に流入する前に氾濫するとして、その流量分は削除する。

(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解析ケースごとに境界条件を与える。粗度係数は $0.020 \sim 0.055$ 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、3つの治水緑地への貯留 (総貯水量 $2.66 \times 10^6\text{m}^3$)、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) や平野川分水路排水機場の影響も考慮する。

(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、流域調節池や地下河川などの施設への貯留 (総貯

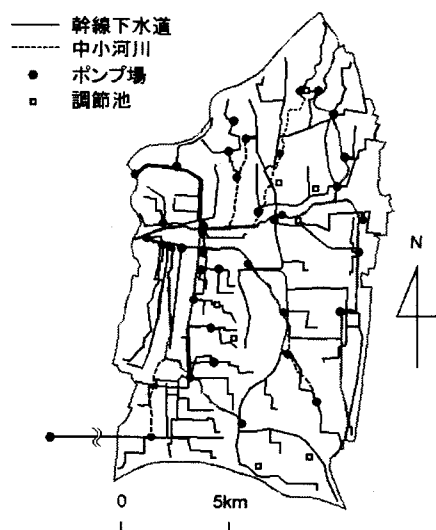


図-4 下水道網

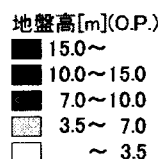


図-5 解析格子と地盤高

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 $0.020^{1)}$ 、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 0.8^5 とし、粗度係数は $0.067^{1)}$ とする。

4. 解析結果と考察

(1) モデルの検証

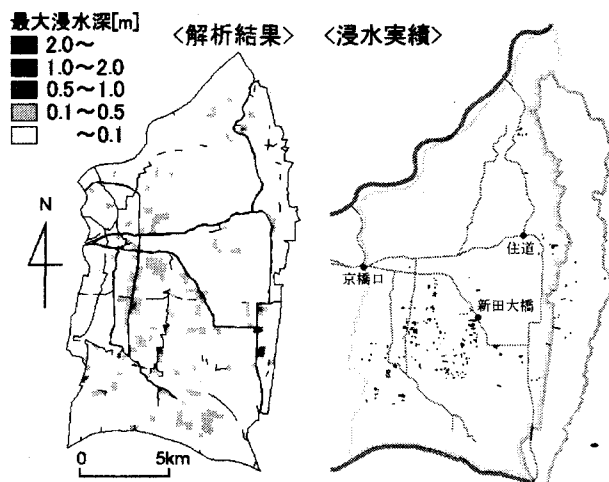
本研究で用いたモデルについて、1999年 (平成11年) 8月11日の実績降雨を用いて妥当性を検証する。

a) 計算条件

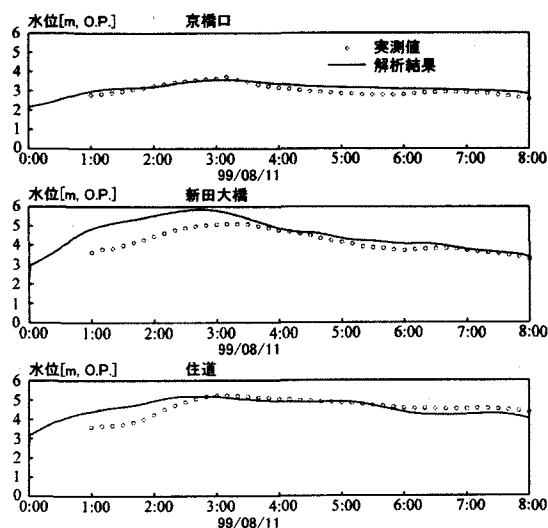
1999年8月11日に図-3内の9箇所の雨量観測所で観測された10分間雨量と、山地河川流域あるいは下水道の集水区ごとに決定したティーンセン係数によって降雨の空間分布を与える。河川網下流端では安治川水門内水位の実測値を与える。計算時間ステップは $\Delta t=0.5\text{s}$ とし、計算時間は11時間とする。

b) 解析結果と考察

本研究のモデルによる解析結果と当時の記録のうち、最大浸水深と浸水域の比較を図-6(a)に、河川網の3点の水位の比較を図-6(b)に示す。浸水域に関しては浸水規模や第二寝屋川以南に浸水域が集中しているところなどがよく再現されており、河川水位に関しては計算初期において解析値が実測値をやや上回っているもののその後の両者はよく一致している。したがって、本研究で用いたモデルは寝屋川流域での氾濫水や



(a) 浸水域の比較



(b) 河川水位の比較

図-6 解析結果と実測値の比較

河川水の挙動をかなり適切に表現できるものであると考えられる。

(2) 八尾の実績降雨による氾濫解析

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(1957年(昭和32年), 八尾, 最大時間雨量63mm/hr, 総雨量311mm)を考える。河川網下流端では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。 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

図-7の下部は, 流出解析で得られた音川, 権現川, 清滝川, 讃良川流域からの流出流量ヒドログラフである。山地部の25河川流域のうち2河川で最大疎通能力を上回る流量が現れたので, その超過流量は削除した。京橋口での流量ヒドログラフを図-8に示す。今回の解析での京橋口のピーク流量は928 m^3/s であり, 計画高水流量850 m^3/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。とくに河川堤防沿いでは, 雨水が堤防でせき止められて浸水深が大きくなる傾向がみられる。また, 平野市町集水区とその他の地域(たとえば守口集水区, 鴻池集水区の周辺)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, 下水道網, 堤内地に分割したモデル化によって, 都市域の氾濫機構を表現することができた。このモデルを寝

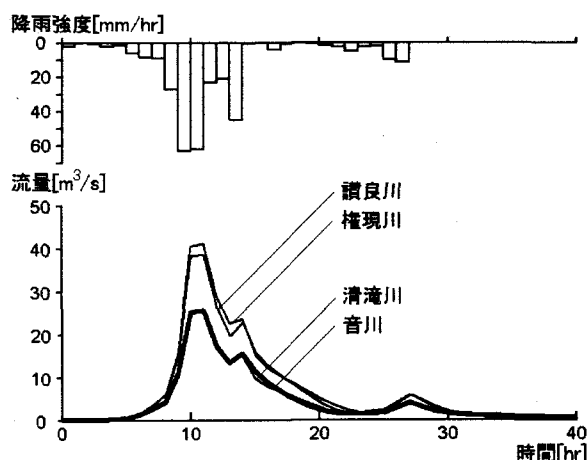


図-7 山地部からの流出流量ヒドログラフ

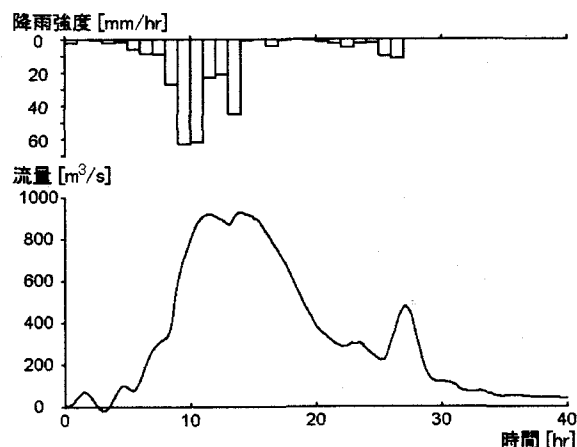


図-8 京橋口での流量ヒドログラフ

屋川流域に適用したところ, 近年の実績降雨に対する浸水実績や河川水位の比較からこのモデルが実際の現象をかなり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



図-9 浸水深の時間変化

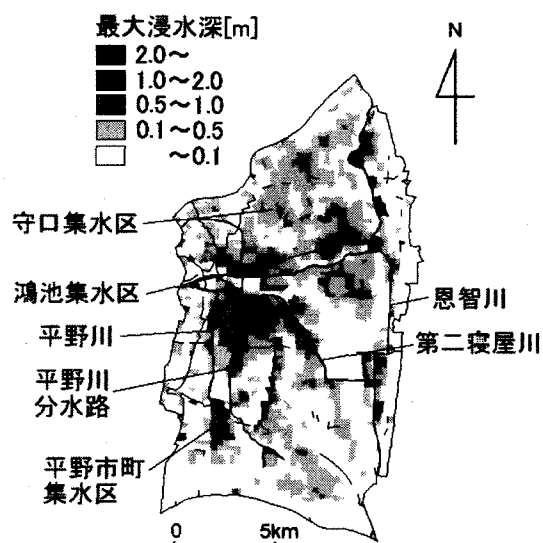


図-10 最大浸水深

も地盤の低い地域や河川堤防沿いの地域では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、および現在計画されている治水施設を解析に取り込み、治水

施設の効果を検証するとともに効果的な水害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、数々の資料を快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。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 土木学会編：水理公式集，昭和60年改訂版，pp.288-289，1985.
- 4) 川池健司・井上和也・林 秀樹・戸田圭一：都市域の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.
- 5) 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.

(2002. 4. 15 受付)