

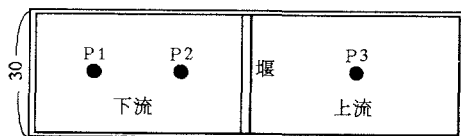
下水道システムを考慮した氾濫解析法 ー下水道モデルの検証ー

中部大学 ○西村 竜彦 中部大学 中村 哲朗
 中部大学 正会員 武田 誠 中部大学 正会員 吉田 吉治
 中部大学 正会員 松尾 直規

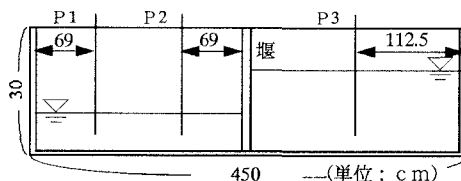
1. はじめに 現在、都市域における氾濫災害に関して、ハード的、ソフト的対策が講じられており、その評価および検討のため氾濫解析が利用されている。しかし、広く用いられている氾濫解析法は、都市域を

構成する様々な要素を十分に表現しているとは言えない。特に、氾濫解析における道路網、構造物、小河川および下水道システムの取り扱いを検討が必要であろう。本研究では、氾濫解析における下水道システムのモデル化の構築を目指し、その第1段階として下水道内の水理学的挙動を表す1次元解析法の検討を行っている。まず、水理実験を実施し、その水理現象を差分法と特性曲線法を用いて解析することで、両者の比較を行った。その後、氾濫解析のモデル化について検討を行った。

2. 水理実験 水理実験は、下水道における1次元解析法の検討のために実施している。ただし、下水道内では管路流れが発生するが、ここでは開水路流れのみを対象としている。用いた水路は、図1に示す長さ450cm、幅30cm、深さ30cm、勾配0の長方形断面水路であり、堰上流部と下流部に表1の水位を設定し、堰を上げることで流れが発生する場を取り扱った。図1のP1、P2、P3では容量式波高計（株）ケネック製）を設置し計測を行った。なお、表1におけるCASE2は氾濫を対象としており、この場合、下流端の壁面は存在しない。



(a) 平面図



(b) 縦断面図

図1 水理実験の概要

表1 実験条件

	上流部水位	下流部水位
Case 1	10.0cm	5.0cm
Case 2	10.0cm	0.0cm

3. 数値解析モデル 一次元解析法の支配方程式として、次式に示す連続式とエネルギー方程式を用いた。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1) \quad \frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\alpha u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - \sin \theta + \frac{n^2 u |u|}{R^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

ここに、 x ：一次元の空間座標、 t ：時間、 A ：流水断面面積、 Q ：流量、 $u = Q/A$ ：断面平均流速、 θ ：水路底勾配（この場合 $\theta = 0$ ）、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：径深であり、 α ：エネルギー係数、 β ：運動量係数、 λ ：エネルギー解析法における圧力分布補正係数である。

数値解析法には、差分法と特性曲線法を適用し、両者の特性を検討する。なお、特性曲線法は、境界条件の取り扱いとその物理的意味が明瞭であることから採用し、差分法は著者らが構築している都市域の氾濫解析法¹⁾に差分法を用いていることと氾濫（水がない場合）を考慮することから採用した。なお、ここで用いた特性曲線法では、氾濫の場合は解析できないため、後述する氾濫解析の検討には差分法を用いている。

4. 差分法と特性曲線法の比較 ここでは、Case 1について再現計算を行った。図2(A)(B)にP1とP3における水位の時間変化を示す。図2から実験結果と解析結果が良く一致していることが分かる。ただし、ピーク値付近における差がみられるが、これは、解析における圧力近似に静水圧を用いたことによるものと考えられる。また、差分法と特性曲線法を比較すると、差分法では細かな水位変動が生じていたが、特性曲

線法ではピーク値付近で滑らかな水位変動を示していた。これらのことから、特性曲線法は差分法に比べて滑らかな水位変動を示すが、両者の差は大きくないことと、両者ともよい解析精度を有していることが分かった。ただし、実験結果と解析結果におけるピーク値付近の差については今後の課題として残ったが、下水道のみではなく氾濫解析法全体の精度と併せて検討する必要がある。

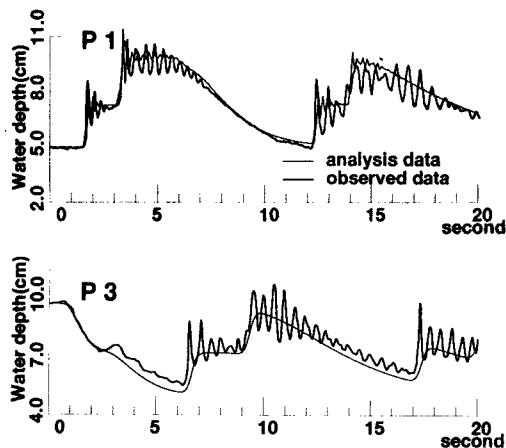


図2(A) CASE 1の再現計算(差分法)

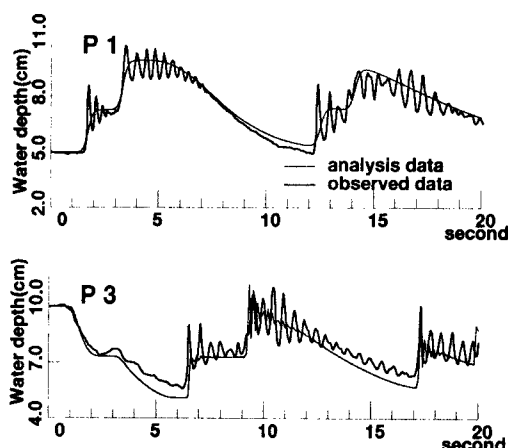


図2(B) CASE 1の再現計算(特性曲線法)

5. 氾濫解析に関する検討 ここでは、CASE 2について再現計算を行った。水理実験では下流端の壁面がないため、数値解析におけるそのモデル化として $u = \mu\sqrt{2gh}$ を用いた。ただし、本研究では $\mu = 1.0$ としている。なお、氾濫解析で問題となる先端の取り扱いについては、岩佐・井上・水鳥²⁾が提案している移動限界水深 h_c を用いている。

図3に $h_c = 0.001\text{cm}$ の場合のP1における水位の時間変化を示す。図3から、実験結果と解析結果とが良く一致していることが分かる。また、氾濫の初期においては、実験結果と解析結果とで異なり、解析の方が早く伝わっている。ただし、氾濫の初期における計測精度は十分でないことを考えると、解析結果は実験結果を十分に再現しており、氾濫解析モデルの妥当性が窺える。また、図4に $h_c = 0.1\text{cm}$ の場合のP1における水位の時間変化を示す。図4では氾濫の初期で振動が発生している。このことから、本研究において $h_c = 0.1\text{cm}$ は妥当な値ではなく、言い換えれば h_c を妥当な値に設定することで、精度の高い氾濫解析が行えることが分かる。

6. おわりに 本研究では、氾濫解析法における下水道システムのモデル化の構築を目指し、その基礎となる一次元解析法の検討を行った。本研究により、差分法、特性曲線法による解析結果の差はそれほど大きくなく、十分な精度が得られることと、氾濫解析法に用いられる移動限界水深を妥当な値に設定すれば、氾濫の場も精度良く求めることができることが分かった。

参考文献 1) 福山英司他：下水道システムを考慮した氾濫解析法の試み，土木学会中部支部平成9年度研究発表会講演概要集，II-32，pp.241-242，1998。 2) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，pp.305-317，1980。

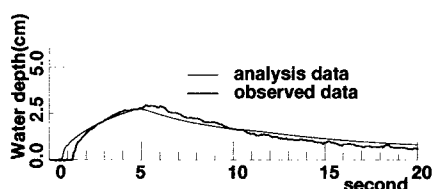


図3 CASE 3の再現計算

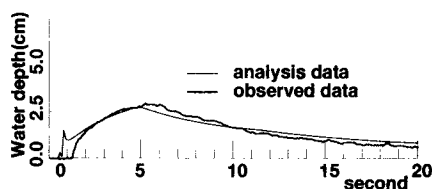


図4 $h_c = 0.1\text{cm}$ の場合