

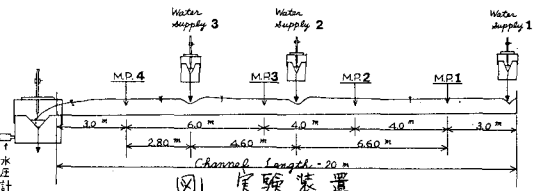
京大大学院 学生員 〇藤 章彦, 京大防災研究所 正員 石原 守雄, 小葉竹 重機

近年、大都市周辺ではいわゆるニュータウンの建設が盛んに行われ、自然丘陵地が完全都市水地域へと変更されている。このような地域では土地の保水能力は小さくなり、しかも一般に勾配が急であるから、一度に大量の雨水が下水道を流下することになって、流出解析と、下水道内の雨水流追跡が重要な位置を占めることになる。

都市下水道内の流れの特徴は、主流に対してこれと同程度の規模の流量が point source の形式で強制流入として流入することである。本報告では、まず始めにこうした場合の雨水流追跡法として、dynamic wave としての取扱法をとり上げ、実験結果と比較した後、仮想的な下水道網においてこの計算方法により、計算を行い、この結果を基準として、kinematic wave 法、RRL 法の検討を行う。

1. 強制流入を有する不定流実験

実験水路は図1に示すように、幅5cm、高さ8cmの長方形断面で、長さ20mのアクリル樹脂製一様水路と強制流入のための3個の三角堰とから構成されている。三角堰への給水は、宇治川水理実験所河川実験総合基礎実験施設の人工降雨発生装置から合水して行った。これによって強度は異なるがほぼ同じ波形状の給水が同時に行える。水路床勾配は1/100で、Manningの粗度係数は0.088である。水位の変化は給水用の三角堰と図1に示される水路内の4点(測点M.P.1~4)に抵抗型水位計を設置し、また下流端の堰については水圧計を設置して計測した。図2は各給水用三角堰からの流出hydrographの一例である。



2. 2-Step Lax-wendroff法による不定流計算

不定流計算法として2-Step Lax法をとり上げた。横流入の取扱い方として、点流入と有限幅の一樣流入の二つの考え方がある。2.1 点流入として取扱う場合

この場合は流入点において、いわゆる合流の仮定を用いなければならぬが、ここでは通常用いられる方法として、合流点において流量、水位がともに連続し、図2各堰からの流出hydrographかつ各水路を連続方程式で成立する、とした。この方法で計算を行ったところ、計算条件をどのように変えても解が得られなかった。すなわち、主流に対して同程度の強制流入がある場合には、点流入として取扱うと解が得られない可能性があることになる。

2.2 有限幅の一樣流入として取扱う場合 上下流の境界条件をそれぞれ、M.P.1, M.P.4の水位を与え、この区間14mについて計算を行った。図2の実験caseに対して、計算条件($\Delta x, \Delta t$)を(10cm, 0.625sec), (20, 0.125), (40, 0.250)として計算した結果を、M.P.4における流量を実験値と比較したものがある。

図3は、 $\Delta x = 20$ cmの場合の計算結果を示している。図中Inflowの実験値として示してあるものが堰1からの流出hydrographを、M.P.1までの平均的な伝播時間である5秒だけおろして描いたもので、Outflowの実験値も同様の差で下流端の堰への流入hydrographを5秒だけおろして書いたものである。図によれば、 $\Delta x = 20$ cmの場合がよく実験値と一致しているが、他の場合も誤差は大きくない。ところで、 $\Delta x = 80$ cmとして計算を行うと解が得られなかった。また図2に示すhydrographの周期がほぼ60秒である、これは実験水路20m区間の伝播時間の大约2倍であることから、流入hydrographの半波長が水路内におさまることになる。よって、非定常性がかなり強く、流入hydrographの半波長が計算の対象区間に等しいような場合には、区間長を L とすると $L/\Delta x \geq 30$ は必要と

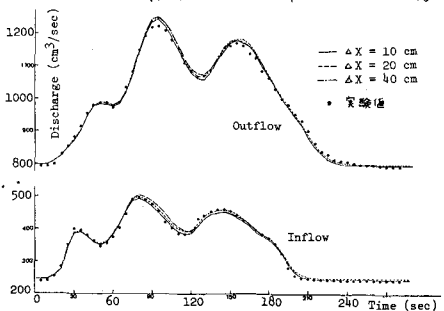
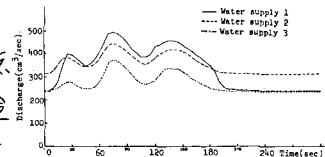


図3. 有限幅の一樣流入として計算を行った場合の計算結果 (Δx の変化)

なると考えられる。ところで、実際の下水道においては流入 hydrograph は与えられても、下流端の境界条件は与えられないのが普通である。このような場合の計算は、下流端において流れの状態に応じて等流水深や限界水深等を仮定すればよい。限界水深を仮定して、 $\Delta X = 20\text{ cm}$ 、 $\Delta t = 0.125\text{ sec}$ とし、2 H.R.I から下流端までの 17 m 区間について計算を行った結果が図 4 である。この場合も実験値と極めてよく一致する。以上のことから、主流に対して同程度の規模の強制流入がある場合でも、合流によるエネルギー損失などをとくに考慮する必要がなく、一様な横流入を有する雨水路流の 1 次元基礎方程式をそのまま数値計算することにより、2、高い精度で計算結果が得られることがわかった。

3. 仮想下水道網における各種追跡法の比較

図 5 に示すような仮想的な下水道網を想定し、2.2 で述べた手法による 2-Step LW 法で雨水流追跡を行い、これを真値と仮定して、

Kinematic wave 法、RRL 法による計算結果をこれと比較し、その適用範囲などについて考察を行う。図 5 は仮想的なものではあるが、水路の寸法と勾配については神戸市の 2-タウソ 1 における下水道配管図を参考に決定した。Manning の粗度係数は各水路とも $n = 0.015$ とした。計算にあたっては、排水面積が 2 km^2 程度と考へ、各 point (図中矢印) において図 6 のような流入 hydrograph を想定した。降雨波形状をそのまま流入 hydrograph になるとすれば、最上流端からの伝播時間 (4 分弱) の降雨強度はピーク付近で 1.7 mm/4 min である。

3.1 2-Step LW 法による計算結果

2.2 の結果を考慮して、末端下水道の 300 m 区間については $\Delta X = 6\text{ m}$ 、 $\Delta t = 0.5\text{ sec}$ 、次の 600 m 区間は $\Delta X = 12\text{ m}$ 、 $\Delta t = 1.0\text{ sec}$ 、幹線の 1200 m 区間では $\Delta X = 24\text{ m}$ 、 $\Delta t = 2.0\text{ sec}$ とした。上流端の境界条件は他の追跡法との関係上、流量を与え、下流端については仕前の水位から iteration によって求めた。計算結果が図 7、図 9 の実験である。

3.2 kinematic wave 法による計算結果

合流点において流量が線形的に重ね合わせるとして、kinematic wave 法で追跡した結果が図 7 の破線である。kinematic wave 法による計算波形状 2-Step LW 法に比べて若干早い。両者はほぼ一致している。2-Step LW 法によるピークが kinematic wave 法によるピークよりも大きくなることの原因は明らかでない。図 8 は水路勾配を変えて、600 m 区間について 2-Step LW 法と kinematic wave 法とを比較したものである。流入 hydrograph はいずれも図 7 の 2-Step LW 法による 300 m 区間からの流出 hydrograph で与えた。この図から、このような条件下で用いる kinematic wave 法の有効範囲は水路勾配 $1/100$ までであることがわかる。

3.3 RRL 法による計算結果

RRL 法による計算結果が図 9 の破線である。一点鎖線は計算の途中で現れる virtual inflow hydrograph であるが、これによってすでに伝播現象がほぼ説明されている。RRL 法はここでの考察のような場合に用いるものではないと思われるが、詳細は講義時に述べる。

最後に、計算機のプログラム等に関して御援助頂いた当研究所早瀬吉雄氏に謝意を表す。

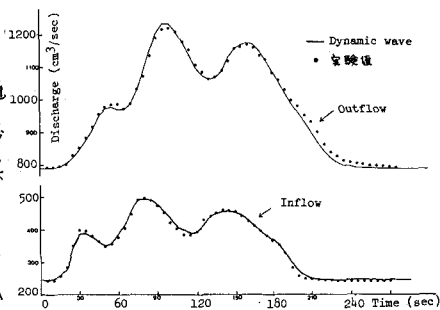


図 4 下流端の境界条件に限界水深を用いた場合

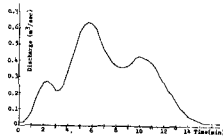


図 6 仮想流入 hydrograph

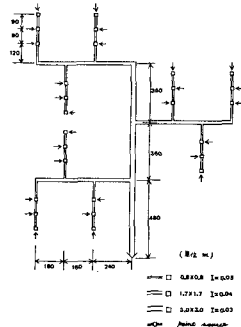


図 5 仮想下水道網図

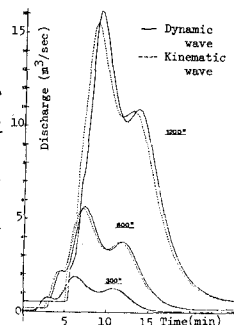


図 7. Dynamic wave 法と Kinematic wave 法と比較

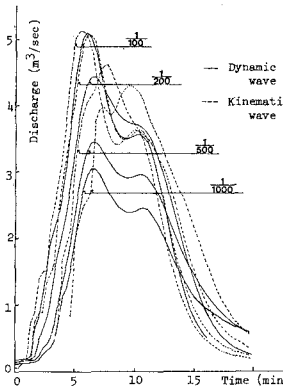


図 8. 勾配を変化した場合の Dynamic wave 法と Kinematic wave 法と比較

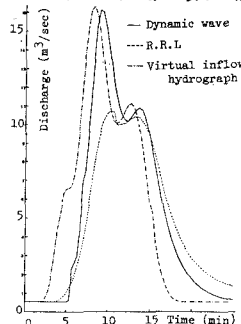


図 9 Dynamic wave 法と RRL 法と比較