

低地部都市流域の洪水流出モデルに関する一考察

A Study on Stormwater Runoff Model of Urban Lowland Basin

藤村和正 *, 安藤義久 **, 前田正博 ***

By Kazumasa FUJIMURA, Yoshihisa ANDO and Masahiro Maeda

Stormwater runoff models using the dynamic wave method, diffusion wave method and kinematic wave method were applied to an urbanized lowland basin which was the pump drainage area of the Shinkomatsu River. The simulation was carried out for fourteen rainfall events in 1991. The results confirmed that the simulated hydrographs of the dynamic and diffusion wave method were shown to compare favorably with the observed hydrographs rather than the kinematic wave method. Further, it was found that the diffusion wave method was a proper model for an urbanized lowland basin, because of its shorter analyzing times and simple form of equations, compared with the dynamic wave method.

Keywords : stormwater runoff, lowland basin, urbanized area, pump drainage

1. はじめに

ポンプ所においては集中豪雨、台風等の大雨に対する雨水排水の迅速な対応が求められる。特に、0メートル地帯など浸水の発生しやすい低地部の流域では、人口、産業が集中していることもあり防災上の重要な課題といえる。現在は、24時間体制で熟練操作員を配置し、オンラインで転送される河道水位、ポンプ所水位データの画面確認による経験的な判断でポンプ操作が行われている。しかし、降雨パターンは多様であり、ポンプ操作時には緊張を強いられ、労力負担の軽減等を考慮すると、オンラインデータのシステムティックな解析により、降雨-流出関係を的確に把握し、適切なポンプ操作を行っていくことが必要といえる。

低地部流域の流出解析では、流れが下流条件に拘束されることから、物理性のある不定流の基礎式を用いることが適当と考えられる。しかし、今日においても、モデルの簡便さ、計算時間の長さなど実用面において問題を残しているといえる。木下¹⁾は、河道流計算において不定流計算式を河道勾配 S によって簡略化した場合分けしており、 $S>1/1000$ なら Kinematic wave 式、 $S>1/3000$ なら Diffusion wave 式、 $S<1/3000$ なら Dynamic wave 式を経験から目やすとして示している。本研究では、低地部の都市化された流域である新小松川流域を対象に、Kinematic wave 式、Diffusion wave 式、Dynamic wave 式を用いた3つの洪水流出モデルにより、1991年の14洪水について流出解析を行う。そして、各モデルの適合性を表し、比較することにより、低地部都市流域を対象とした適用性のある洪水流出モデルについて検討をすることを目的とする。

* 正会員 東京都立大学助手 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)
** 正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)
*** 東京都下水道局計画部総合計画課長 (〒163-01 東京都新宿区西新宿 2-8-1)

2. 対象流域の概要と流域のモデル化

新小松川流域は、東京低地の江東デルタと呼ばれる0メートル地帯にあり、荒川放水路の東京湾から約7km上流の右岸に位置し、旧中川にも囲まれた孤立した流域で、流域面積は2.04km²である(図-1)。本流域は、合流式の下水排水区となっており、流域の雨水及び汚水は幹線下水道を通じ小松川ポンプ所に流入し、そこで旧中川へ全てポンプ排水される。流域の土地利用は、主に道路、建物、庭、グラウンド等であり、表-1上段に3種類に分けた土地利用面積率を示す。これを見ると、道路、駐車場、屋根等の不透透域が約6割を占め、残りは民家の間地、グラウンド等であることから完全な都市流域といえる。

物理型のモデルで流出解析を行うには、流域をいくつかの矩形斜面とその河道に分割する必要がある。本研究では、幹線下水道に流入する枝線下水道網を考慮して流域界を決め、図-2に示す8つの斜面ブロックに分割した。斜面ブロックへの降雨は、一部は地表を流れ、一部は枝線下水道を流れ幹線下水道(河道)に到達するが、実際の雨水流の追跡は不可能であるため、本研究では、表-2に示す各ブロックの斜面勾配を流れ幹線下水道へ流入するものとする。斜面勾配は1/2500地形図のコンタから読み取り、河道勾配は下水道縦断面図をもとに算出した。河道勾配は1/1000以下の勾配が4河道あり、本流域が低平であることを表している。流域内の7地点には転倒枡形自記雨量計が設置されており、1分毎の雨量データ(0.5mm単位)を観測している。この雨量データをモデル化した最も近い斜面ブロック流域に割り当て、降雨域の分布が考慮できるようにする。実測流量は、流域下流端がポンプ所で遮断されているため、正確な測定は困難であるが、ポンプ所水位をポンプ井貯留量に変換し、ポンプ井貯留量とポンプ吐出量の変化から収支をとり求める。1分毎データの実測ハイドログラフは、ポンプ作動による水面変動のため非常に乱れているので、実測流量は1分毎データを平滑化して表す。

3. 流出モデル

3.1 有効降雨モデル

安藤・高橋・和泉・金尾²⁾は土地利用別の浸透能特性を考慮する有効降雨モデルを提案しており、筆者等の都市流域である谷端川試験流域の洪水流出解析³⁾で同モデルを用い適合性を得ているので、本研究においても適用する。モデルの内容は、土地利用別に終期浸透能と初期損失量を設定するもので、図-3にその概念図を示す。終期浸透能につい

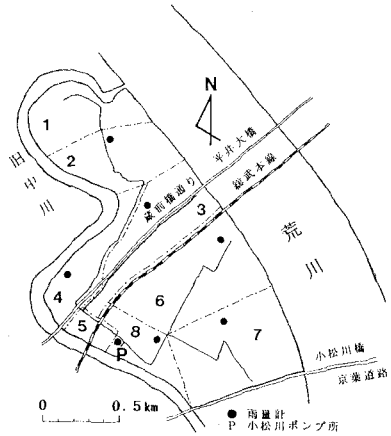


図-1 新小松川流域

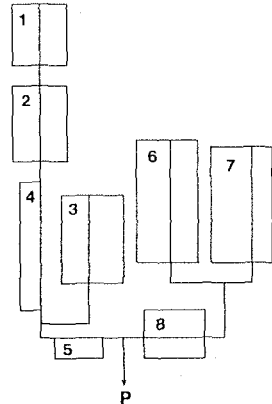
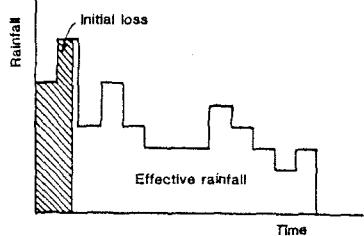


図-2 流域のモデル化

表-1 土地利用別の面積率と終期浸透能

土地利用区分	グラウンド等	民家、寺社の間地等	道路、駐車場、屋根等
面積率(%)	6.4	33.2	60.4
終期浸透能(mm/h)	2.3	5.1	0

(a) 不透透域



(b) 浸透域(土地利用別)

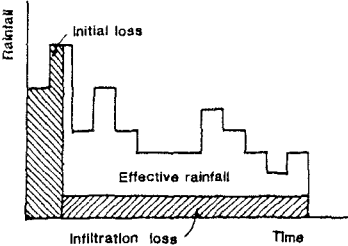


図-3 有効降雨モデルの概念図 安藤文献²⁾より

ては安藤⁴⁾による表-1下段に示す現地の散水実験で得られた値を用いる。初 表-2 斜面勾配と河道勾配
期損失量については、計算ハイドログラフと実測ハイドログラフのピークが近
似するような3モデルの共通の値を試算によって求める。

3.2 基礎方程式

斜面流計算は Kinematic wave 式で行い、河道流計算は、Dynamic wave 式、
Diffusion wave 式および Kinematic wave 式を用いる。それぞれの場合の流出モデ
ルを、本研究では Dynamic wave 法、Diffusion wave 法、Kinematic wave 法と呼ぶ。

(1) 斜面流計算

表-2より、斜面勾配の最小値は7-Lの $s=0.0012(1/833)$ で、つまり全ての斜面
勾配が1/833以上であることから、下流条件を考慮する必要はないものとみな
し、斜面流計算については Kinematic wave 式を適用する。基礎式は(1)式の運動
方程式と(2)式の連続式から構成される。

$$\left\{ \begin{array}{l} q = \frac{1}{N} h^{\frac{5}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad \cdots \cdots (1) \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad \cdots \cdots (2) \end{array} \right.$$

ここに、 q : 斜面単位幅流量、 N : 等価粗度、 h : 雨水流の水深、 s : 斜面勾配、
 x : 距離、 t : 時刻、 r : 有効降雨強度

上式の差分化は、偏微分の項を距離 x に関しては後方差分、時間 t に関しては前方差分で行う。時間ステ
ップ Δt は河道流計算と同時進行のため同じ値を用いるが、距離ステップ Δx は試算の結果 10m とする。等
価粗度 $N(\text{sec} / \text{m}^{1/3})$ は永井・角屋⁵⁾の天神川市街地流域の流出解析では $N=0.004 \sim 0.006$ を用いている。
筆者等は台地部都市流域の流出解析³⁾で $N=0.008$ を用いており、この値は都市流域の等価粗度として本研究
でも試算により最適と判断されたため、引き続き用いる。

(2) 河道流計算

(a) Dynamic wave 法

Saint Venant 式や Dynamic wave 式と呼ばれる不定流の基礎方程式を用いて河道流計算を行う。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial X} + \frac{\partial H}{\partial X} = S - \frac{n^2 u |u|}{R^{\frac{4}{3}}} \quad \cdots \cdots (3) \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad \cdots \cdots (4) \end{array} \right.$$

ここに、 u : 平均流速 (Q/A)、 g : 重力加速度、 A : 流水断面積、 H : 水深、 q : 横流入量、
 S : 河床勾配、 n : マニングの粗度係数、 R : 径深、 X : 距離、 t : 時間

Dynamic wave 式を非定常性の強い現象の小流域の洪水流出に適用するため、数値計算法は、bore や hydraulic
jump 等の不連続流れに対しても解析可能といわれる Two-Step Lax-Wendroff 法を用いる⁶⁾。初期条件として、
河道全体の流量 Q と流水断面積 A の初期値が必要であるが、実際の測定は不可能なため、ポンプ所の通常
運転流量の $20(\text{m}^3 / \text{min})$ を等流として与える。境界条件については、上流端の場合、上流河道からの流量を
与える。下流端では流量を求める一方で境界条件も与える必要があり矛盾している。この解決策として
Box-Scheme 法等が提案されているが本研究では簡単な方法として、計算で得られた下流端より1ステップ
前の流量を最下流端の境界条件として与える。時間ステップ Δt 、距離ステップ ΔX の設定は、数値計算の
安定条件の問題に関連してくるが、不定流は非線形であり理論的に Δt 、 ΔX を導く手法は解明されておら
ず、現状では経験に頼るしかない⁶⁾。本研究では Kleiz-Seddon の公式 ($\Delta X / \Delta t > 5/3v$) を参考にしたが、
結局、実行可能な値を試算により求めた。Dynamic wave 法では $\Delta t=0.5\text{sec}$ 、 $\Delta X=10\text{m}$ とした。マニングの
粗度係数は、以下のモデルでも共通の値として、管渠水路の場合 $n=0.015$ 、矩形水路の場合 $n=0.02$ を用いる。

斜面記号	斜面勾配	河道勾配
1-R	4.4	6.8
1-L	4.0	
2-R	10.8	0.99
2-L	3.0	
3-R	2.2	1.5
3-L	1.4	
4-R	63.2	0.63
5-R	4.8	
6-R	2.9	3.9
6-L	2.6	
7-R	2.7	1.8
7-L	1.2	
8-R	3.5	0.43
8-L	10.8	
平均	8.39	2.04

(単位: $\times 10^{-3}$)

(b) Diffusion wave 法

Diffusion wave 式は (3) 式の Dynamic wave 式の慣性項と加速度項を省略したもので (5) 式に示す。(5) 式は平方根が含まれるため実際の計算は Q^2 について行い、 $Q^2 \leq 0$ なら $Q = -\sqrt{-Q^2}$ 、 $Q^2 > 0$ なら $Q = \sqrt{Q^2}$ とする。初期条件は流量を 0 として与え、境界条件は Dynamic wave 法の場合と同様にする。 Δt 、 ΔX は試算により $\Delta t=1\text{sec}$ 、 $\Delta X=30\text{m}$ とした。

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \left(S - \frac{\partial H}{\partial X} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots (5) \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad \dots\dots (6) \end{array} \right.$$

(記号：前掲参照)

c) Kinematic wave 法

運動方程式は単純化のため管渠水路の場合 (7) 式と矩形水路の場合のマニング式の (8) 式に分ける。(7) 式はあらかじめマニング式を用いて流水断面積 - 流量曲線を両対数グラフに記し、指数関数で近似して傾きと切片を求め、河道定数 K 、 P を決定する。また、 Δt と ΔX は試算により 4sec と 40m とした。

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = K A^P \quad \dots\dots (7) \quad (\text{管渠水路の場合}) \\ Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots (8) \quad (\text{矩形水路の場合}) \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad \dots\dots (9) \end{array} \right.$$

(記号：前掲参照)

4. 解析結果と考察

対象洪水は表-3 に示す 1991 年の 14 洪水である。使用計算機は 28.5MIPS のエンジニアリングワークステーションであり、表-4 上段には 14 洪水 248 時間のデータの計算時間を、下段には 1 時間データ当たりの計算時間を示す。この表から Dynamic wave 法の計算時間がかなりかかることが分かる。次に、図-4 に解析結果の一例として 1991 年 9 月 8 日洪水のハイドログラフを示す。3 モデルの計算ハイドログラフは実測ハイドログラフをほぼ再現しているが、モデルの詳細な適合性の検討のため誤差評価を行う。各モデルについて 14 洪水の総流出量の相対誤差、ピーク流量の相対誤差および流出量誤差平均とそれぞれの平均値を表-5 に表す。総流出量相対誤差の平均値は Dynamic wave 法、Diffusion wave 法がそれぞれ 32.4%

表-3 対象洪水

No.	洪水 月・日・時	洪水 時間 (hr)	総雨量 (mm)	総流出 量 (mm)	ピーク 流出量 (mm/h)
1	6.23.23	11	33.8	15.0	10.0
2	7.5.21	19	31.7	12.6	12.5
3	8.1.15	4	11.8	5.0	16.4
4	8.12.21	17	64.3	29.2	13.3
5	8.20.4	20	62.9	30.3	12.2
6	8.30.23	13	27.2	11.8	10.0
7	9.8.4	10	75.8	40.8	29.5
8	9.14.4	10	24.4	13.5	9.9
9	9.18.12	36	204.6	135.2	39.6
10	9.30.16	32	93.9	43.2	9.3
11	10.11.5	31	108.9	82.8	11.9
12	10.27.3	12	40.8	19.8	9.0
13	11.8.8	13	44.6	20.0	16.3
14	11.28.5	20	81.5	38.7	13.8

表-4 各モデルの解析時間

	DW法	DF法	KW法
全洪水(248時間)	19時間	4時間30分	30分
1時間当たり	4分30秒	1分	7秒

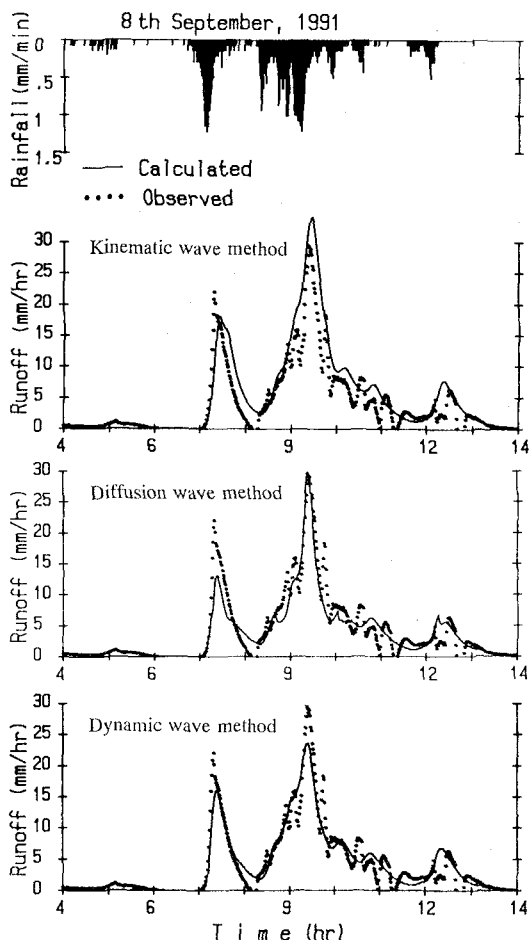


図-4 ハイドログラフの計算値と実測値

と 29.9% であるのに対し Kinematic wave 法は 66.9% と大きい。同様にピーク流量相対誤差の平均値も Dynamic wave 法、Diffusion wave 法が 18.0%、12.3% であるのに対し Kinematic wave 法が 37.6% と大きい。流出量相対誤差平均についても傾向は同じで、Dynamic wave 法、Diffusion wave 法が 32.4%、26.1% であるのに対し Kinematic wave 法は 57.5% である。表 -5 の誤差数値を 2 モデル間でグラフ化して比較を行ったものが図 -5 から図 -7 である。黒丸 1 つは 1 洪水を表し、黒丸が対角線より下位に記されていれば横軸のモデルより縦軸のモデルの方が同一洪水の解析で良好な結果であることを表す。この様にして対角線の下位に位置する黒丸の数で優位なモデルを判断する。図 -5(a) から図 -5(c) の Dynamic wave 法と Kinematic wave 法の比較では明らかに Dynamic wave 法の適合性がよい。図 -6(a) から図 -6(c) の Diffusion wave 法と Kinematic wave 法の比較でも Diffusion wave 法の適合性がよい。Diffusion wave 法と Dynamic wave 法の比較では、図 -7(a) と図 -7(c) では対角線近傍にほとんどの黒丸があり、適合性は同程度であると判断できる。Kinematic wave 法は、筆者等の台地部都市流域の洪水流出解析³⁾では非常に良好な結果を示したが、低地部の都市流域を対象とした本研究では他の 2 モデルより誤差が大きく現れた。これはモデルの特性が計算河道の勾配、つまり、流域勾配に関係していることが言える。

表 -5 解析結果の諸数値

No.	洪水日時	Dynamic wave 法					Diffusion wave法					Kinematic wave法					個数 mm	
		総流出量		ピーク流量		流出量 誤差平均 均*(%)	総流出量		ピーク流量		流出量 誤差平均 均*(%)	総流出量		ピーク流量		流出量 誤差平均 均*(%)		
		計算値 (mm)	相対誤差 (%)	計算値 (mm/h)	相対誤差 (%)		計算値 (mm)	相対誤差 (%)	計算値 (mm/h)	相対誤差 (%)		計算値 (mm)	相対誤差 (%)	計算値 (mm/h)	相対誤差 (%)			
1	6.23.23	21.4	43.5	11.8	18.0	29.8	20.4	36.1	9.5	-5.1	19.2	27.0	80.8	15.0	50.0	59.3	10	
2	7.5.21	20.8	65.2	13.0	4.0	27.1	21.3	69.1	11.9	-4.5	23.0	26.4	110.5	18.1	44.8	49.9	5	
3	8.1.15	7.5	49.9	15.5	-5.5	50.1	6.6	31.6	13.5	-17.7	33.2	9.5	90.1	18.4	12.2	96.8	1	
4	8.12.21	33.2	14.0	16.1	21.1	34.6	28.3	-2.9	14.0	5.0	23.7	44.4	52.3	21.8	63.9	66.0	50	
5	8.20.4	42.6	40.5	12.9	5.7	50.6	38.7	27.5	10.8	-11.3	29.0	54.4	79.6	17.0	39.3	81.6	10	
6	8.30.23	16.7	41.1	11.8	18.0	29.7	16.7	40.7	8.4	-16.0	25.4	21.0	77.6	13.7	37.0	60.0	10	
7	9.8.4	39.4	-3.5	23.6	-20.0	20.5	36.6	-10.4	29.8	1.1	25.6	51.9	27.2	34.0	15.3	38.8	55	
8	9.14.4	14.2	4.7	14.1	42.4	30.2	13.2	-2.8	11.5	16.2	22.5	18.1	34.1	17.7	78.8	52.2	10	
9	9.18.12	130.7	-3.4	26.4	-33.3	28.2	135.0	-0.2	50.0	26.4	29.8	175.5	29.8	46.1	16.4	46.0	50	
10	9.30.16	66.8	54.6	12.7	36.6	27.9	70.0	62.1	9.6	2.8	23.2	83.4	93.1	16.3	75.3	48.0	10	
11	10.11.5	79.2	-4.3	12.6	5.9	24.7	80.9	-2.3	9.8	-17.4	20.9	98.5	19.0	15.8	32.8	35.3	10	
12	10.27.3	27.1	37.0	6.9	-23.3	33.1	28.6	44.3	6.8	-24.1	33.7	33.6	69.9	8.9	-1.1	50.8	10	
13	11.8.8	29.3	46.3	17.8	9.2	31.0	29.1	45.5	17.1	5.0	24.0	37.3	86.0	23.9	46.6	57.6	10	
14	11.28.5	56.4	45.8	12.6	-8.7	35.9	55.1	42.4	11.2	-19.0	31.8	72.1	86.4	15.6	13.0	63.1	10	
平均値*		32.4		18.0		32.4	29.9		12.3		26.1	66.9		37.6		57.5		
※誤差計算式																		
総流出量相対誤差(%)=(計算値総流出量-実測値総流出量)×100/実測値総流出量																		※ 平均値は誤差の絶対値をとり求めた
ピーク流量相対誤差(%)=(計算値ピーク流量-実測値ピーク流量)×100/実測値ピーク流量																		
流出量相対誤差平均(%)=Σ [(計算値流出量-実測値流出量)×100/実測値流出量] / N (N:データ個数)																		

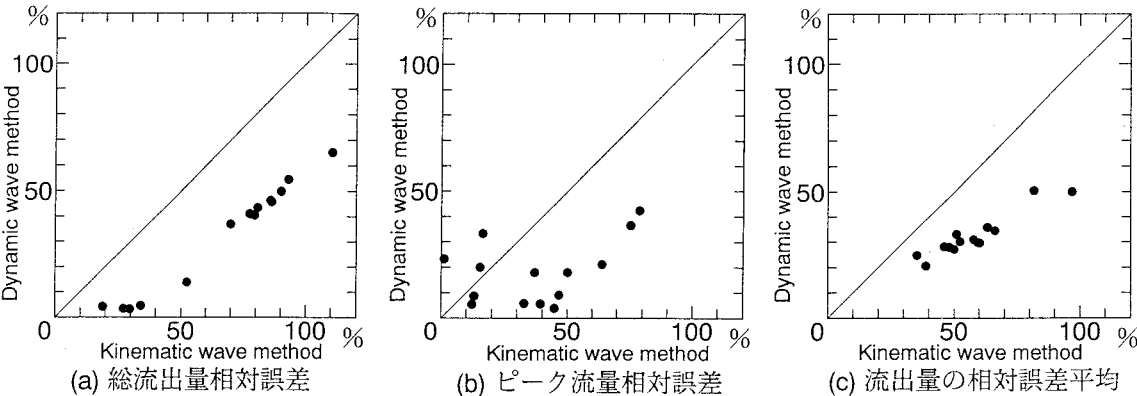


図 -5 Dynamic wave 法と Kinematic wave 法の比較

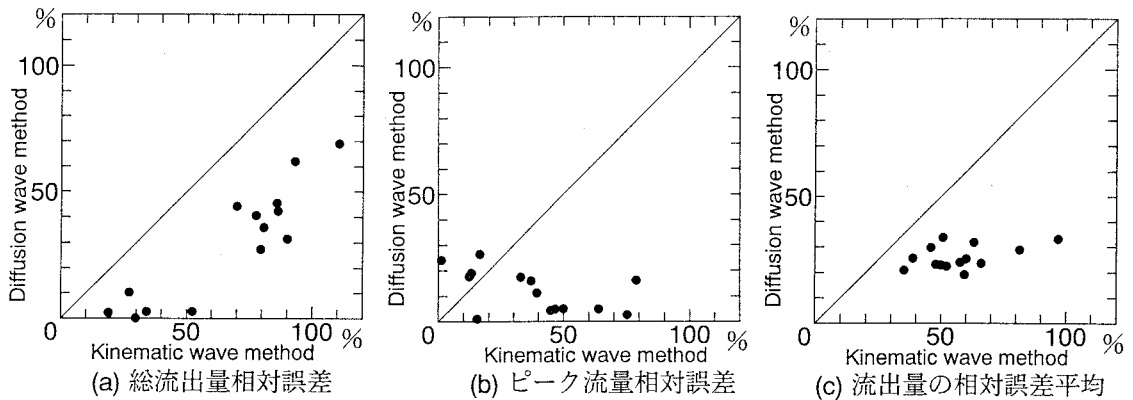


図-6 Diffusion wave 法と Kinematic wave 法の比較

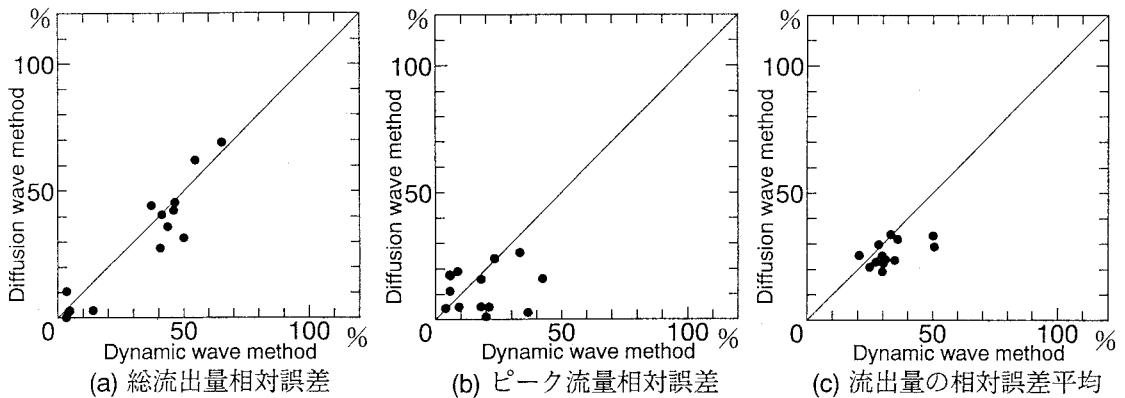


図-7 Diffusion wave 法と Dynamic wave 法の比較

6. 結論と今後の課題

低地部の都市流域である新小松川流域においては、Dynamic wave 法及び Diffusion wave 法が Kinematic wave 法より適合性のよいことが示された。Diffusion wave 法の適合性は Dynamic wave 法と同程度であるが、計算時間が短く、基礎方程式も簡略化され扱いやすいため、土地利用別に浸透能特性を考慮する有効降雨モデルと組み合わせることで、低地部の都市流域を対象とした洪水流出解析に適用できる可能性が示された。今後は、パラメータ等を検討し実用に向けてモデルの精度向上を考えて行きたい。

謝辞 本研究を進めるにあたり、ポンプ所データ、雨量データの提供、読み取り等にご協力を頂いた㈱日立製作所公共システム部の方々に、ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 木下武雄：第8章不定流計算への道、数値解析の応用と基礎、アテネ出版、pp.143-175、1971.10.
- 2) 安藤義久・高橋裕・和泉清・金尾健司：土地利用別の浸透能特性を考慮した都市流域の洪水流出解析、第29回水理講演会論文集、pp.49-54、1985.
- 3) 藤村和正・安藤義久・横山博一：台地部の都市試験流域における洪水流出解析、水工学論文集第36巻、pp.635-640、1992.
- 4) 安藤義久：都市域の浸透能と地形・土質・土地利用との対応関係、水工学論文集第35巻、pp.123-128、1991.
- 5) 永井明博・角屋睦：洪水流出モデルの適用比較、丘陵山地流域及び市街地流域を対象として、京都大学防災研究所年報、第21号B-2、pp.235-249、1978.
- 6) 伊藤剛：数値解析法講座12応用編 流体解析(Ⅲ)不定流、土木学会誌・57-13、pp.77-81、1972.12.