

内水排除計画におけるネットワーク雨水流出解析手法の提案
Network Runoff Analysis Model in Inner Basin Drainage

綏 日水コン 正員 蔵 重 俊 夫
綏 日水コン 正員 平 井 真 砂 郎

1. はじめに

都市化の進行による流出率の上昇、洪水到達時間の減少から本川流量の増大およびピーク流量の先鋭化の著しい流域が数多くみられる。一方、内水流域についても、都市化の影響により流出量が増大し、前述の本川流量の増大に伴う水位上昇との関連から自然排水が困難となっており、ある程度の湛水を許容するポンプ排水とせざるを得ない状況が生じている。しかしながら、都市化の著しい流域については、生活環境の保全及び都市機能の維持を図るうえでも湛水の発生そのものが許容されないという社会状況になっている。したがって、このような内水流域にあたっては、内水河川の改修に加え雨水の貯留施設あるいは雨水浸透施設といった流出抑制施策の導入を図り内水流域全体としての治水対策を総合的に推進することが重要な課題と考えられる。また、内水による被害は内水域全体に及ぶことは稀であり、むしろ流域内に点在する特徴を有する。このようなことから、内水流域における総合的な治水対策を計画するにあたって必要とされる内水流出解析としては、流出抑制施設の効果を把握できること、ならびに河道網（水路含む）全体の流出の挙動が把握できることが重要かつ不可欠であろう。さらに、内水排除計画の立案にあたっては、種々の代替案を検討する必要があるため、流出解析モデルとしては操作性のよいものが要求される。

以上の観点により、本稿では、こうした内水流域における河川、排水路、下水道などから構成される水路ネットワークに対し、マトリックス演算を応用した実用的な雨水流出解析法を提案する。

2. ネットワーク雨水流出解析法

2-1 概 説

内水排除計画を考える際の雨水流出モデルの具備すべき要件としては、流域の土地利用変化に伴う流出波形の変化を評価できること、面的に整備する施策（流出抑制施策）の効果を評価できること、ならびに分水路・排水路といった流域変更に対して容易に対処できること等が挙げられる。土地利用の変化に伴う流出波形の変化を表現する流出モデルとしては、従来より都市域において数多くの実績があり、かつ雨水浸透、現地貯留といった流出抑制手段を明示的にとり入れることのできる修正RRL法¹⁾を用いることが一つの方法として有効と考える。また、現実の排水路形態をみると、分・合流点を有し、また放水路によって他流域へ山水を分離しているケースも多い。本研究では、このような複雑な排水系統を河道部をリンク、その分・合流点のノードとするネットワークとしてとらえ、それらの連結状況をマトリックス（構行列）で表現することによって、システムティックに雨水流出計算を行なえるモデルを提案する。マトリックスを用いた流出計算は、Bettes et al²⁾ による下水道管網のサーチャージ現象を考慮した流出モデル（Wallingford Model）などにみることができる。しかしながら、これらは通常、樹枝状のネットワークのみを対象としており、本稿では、分水等も考慮したネットワークに対しても適用が可能な形でモデルを提案するものである。

2-2 モデルの定式化

(1) 対象とするユニットおよび修正RRL法

本モデルでは、分・合流点、排水機場によって区切られる区域（河道）を一つのユニットと考え、それに対して修正RRLを適用する。図-1にユニット区域の概念図を示している。同図に示

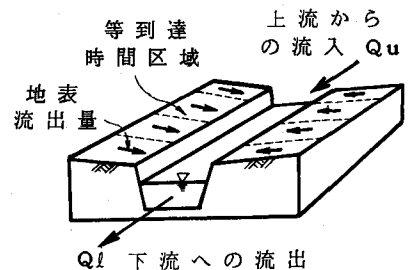


図-1 ユニット区域

されるように、下流への流下量 Q_d は、その区域での地表流出量および上流からの流入量 Q_u によって求まる。修正RRL法の記述によると下流からの流下量 Q_d は次に示す連立方程式の解として求まる。

$$S = f n (Q_d) \quad (1)$$

$$\dot{S} = P - Q_d + Q_u \quad (2)$$

ここに、 S : 貯留量 (m^3)

Q_d : 下流流下量 (m^3/s)

P : インフローハイドログラフ (m^3/s)

Q_u : 到達時間だけ前の上流流入量 (m^3/s)

(1)式は、一般に $S-Q$ 曲線と呼ばれるものであり、通常、河道の貯留関数法と同等である。本モデルでは、氾濫時を想定して、図-2に示すように、河道内貯留 S_1 と河道外貯留 S_2 を考え、等流仮定によって図-3のような $S-Q$ 関係を用いる。このような貯留量の考え方は、本モデルが対象としているような内水域では、掘込河道が一般的であって氾濫形態はほとんど溢水による湛水であると考えられることから妥当な設定と言えよう。

また、横流入量に相当するインフローハイドログラフ P は、図-4に示す有効降雨モデル³⁾によって有効降雨を求め、次式によって算定される。

$$P_T = A^t \cdot R_T \quad (3)$$

ここに、 $A = (A_1, A_2, \dots, A_K)$: 等到達時間域別面積

$R_T = (R_T, R_{T-1}, \dots, R_{T-K+1})^t$: 有効降雨

(サフィックス T は時刻)

K = 等到達時間域数

t : 転置オペレーター

(2) 排水系統ネットワークのモデル化

ネットワークモデルは分・合流点、放流点によって区切られるユニットの組合せによって構成する。この際、分流点と合流点あるいは分合流点と放流地点が一致することは許さず、この場合は、図-5に示すような仮想水路(面積=0, 到達時間=0)を想定する。このような条件のもとに、ネットワークを作成し、各ユニットに対して番号を1から順に設定する。さらに、下流に放流点をもつユニットだけを対象として番号を設定する。これらの番号は、上流から設定するなどといった制約はない。その例を図-6に示す。

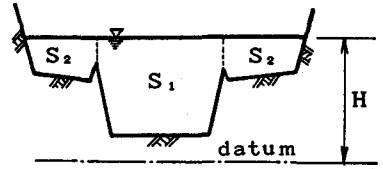


図-2 氾濫時の貯留量

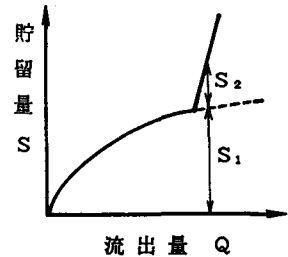


図-3 $S-Q$ 関係

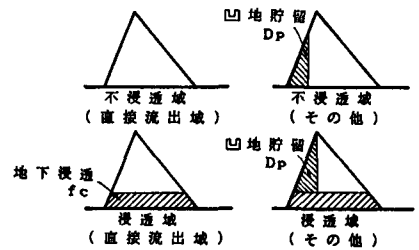


図-4 有効降雨モデル

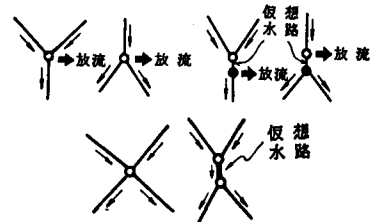


図-5 仮想水路の想定

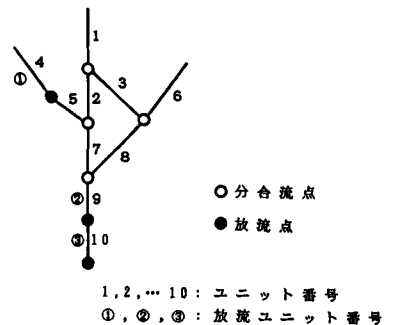


図-6 ネットワークモデル

(3) マトリックス流出解析

以上の準備のもとに、マトリックスを用いた流出解析モデルを記述していく。本手法では、まず次のようなユニット構造行列および放流ユニット構造行列を定義する。

① ユニット構造行列

$$E = \begin{pmatrix} e_{11} & e_{12} & \cdots & e_{1l} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ e_{l1} & e_{l2} & \cdots & e_{ll} \end{pmatrix} \quad (4)$$

ここに、 e_{ij} ：ユニット j がユニット i の直上流の時 $e_{ij} = 1$ ，その他の時 $e_{ij} = 0$ ただし、ユニット $i1, i2$ がユニット j の下流であるとき（分水）各ユニットへの流量の配分比率を入れる。（ $e_{i1j} + e_{i2j} = 1.0$ ）

② 放流ユニット構造行列

$$M = \begin{pmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & m_{1m} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ m_{n1} & m_{n2} & \cdots & m_{nm} \end{pmatrix} \quad (5)$$

ここに、 m_{ij} ：放流ユニット①がユニット j であるとき 1，その他の時 0

今、ある時刻において、各ユニット下流での流量 Q_l が与えられたとすると、次の時点での各ユニットの上流からの流入量 Qu^* は、次式で表わされる。

$$Qu^* = Qu1^* + Qu2^* = E(I_l - M^t M) \cdot Q_l + EM^t \cdot g(MQ_l) \quad (6)$$

ここに、 $Qu1^*$ ：放流ユニット以外からの流入量（ $i = 1 \sim l$ ）

$Qu2^*$ ：放流ユニットからの流入量（ $i = 1 \sim l$ ）

I_l ：単位行列

M^t ：放流ユニット構造行列 M の転置行列

g ：放流点での下流流量を定める関数

t ：転置オペレーター

こうして Qu^* を求めたのち、各ユニット下流での流量 Q_l は、(1) 式～(3) 式により求まることとなる。この手順を繰返すことにより、各時刻、各地点での上下流端流量、貯留量が算定される。ただし、(4) 式に示したユニット構造行列は、分水施設が堰あるいはポンプ施設であり、流量規模によって分水量比が異なるため、時々刻々と変化していく。本手法の主な利点を以下に示す。

- ① 流出解析を通常の方法のように上流から下流に向かって行なう必要がないためプログラム化が容易である。
- ② 分水路、放水路といった施策に対し、プログラムを修正する必要はなく、入力条件の E 、 M などを変更するのみである。
- ③ プログラムが系統的に構成できるため、サブシステム（修正 RRL 法）などの変更などによるプログラム修正が容易である。
- ④ 都市部での重要な内水対策と考えられる下水道の管渠ネットワークも含めて考えることができ、またそれに伴う河道網の複雑さも計算機容量のみの問題として考えることが可能である。

3. モデルの適用事例

ここでは、2に述べたネットワーク雨水流出解析法を実際の内水域に適用し、その実用性を検討する。

3-1 適用流域の概要

図-7に、H内水域の概要を示す。この地域の雨水は、A川、B川、C川によって下流端のK排水機場に集められ、この排水機場よりK川に放流されている。また、この地区の山手部a～g地区は、近年住宅団地の開発が著しく、流出量の増大が懸念されているが、図中の地点に、雨水貯留地があり、K排水機場への流入雨水量の軽減に貢献している。しかしながら、A川流域の上流部においては今後とも宅地開発の進展が予想されることから、図中太破線で示したように、放水路の計画が進められている。雨天時においては、K排水機場において、降雨および、1時間毎の積算ポンプ揚水量が記録されている。

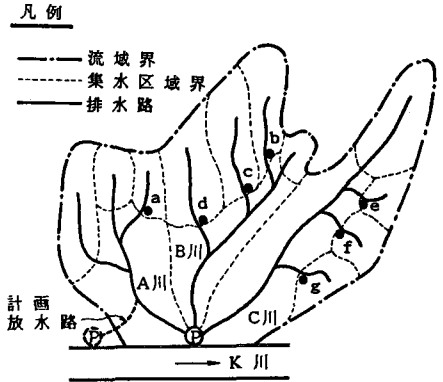


図-7 H内水域の概要

3-2 ネットワークのモデル化および計算条件

図-8に、H内水域のネットワークモデルを示している。

図中、黒丸は図-7に示す雨水貯留池であり、今回は簡単のため、下流へは一定量のみ流下するものとし、それを越える雨水の流出があった時は超過分がすべて貯留池へ貯留されるものとしてモデル化した。ユニット5の下流においては、将来放水路が計画されている。ユニット番号21～27は、仮想水路であり、集水面積、流下時間はともに考えない。表-1に各ユニットの特性値を示している。

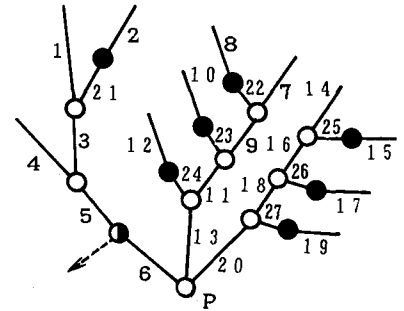


図-8 ネットワークのモデル化

表-2 有効降雨パラメータ

	不透透域	不透透域
直接流出域比率	40 %	20 %
凹地貯留量	6.0mm	2.0mm
浸透能	—	10.0mm/hr

表-3 降雨特性

	降雨A	降雨B
総降雨量	92.5mm	158.0mm
10分強度	39.0mm/hr	51.0mm/hr
60分強度	14.0mm/hr	34.0mm/hr
降雨時間	40 hr	40 hr

表-1 ユニットの特性値

No	面積 (ha)	不透 透域 (%)	流下 長さ (m)	流下 時間 (分)	備考
1	10.88	0.50	340	5.67	0.242 m³/S以上貯留
2	9.51	0.39	710	11.83	
3	6.54	0.50	310	5.17	
4	8.69	0.51	780	13.00	
5	34.40	0.50	560	8.67	将来 0.20 m³/S以上放流
6	20.42	0.50	440	8.00	
7	8.45	0.50	370	6.17	
8	8.78	0.37	300	5.00	0.323 m³/S以上貯留
9	8.22	0.50	380	6.33	
10	40.07	0.33	1310	21.83	0.241 m³/S以上貯留
11	2.93	0.50	210	3.50	
12	29.60	0.42	1090	18.17	0.306 m³/S以上貯留
13	7.99	0.50	500	8.33	
14	74.92	0.40	2400	40.00	
15	21.44	0.45	670	11.17	0.141 m³/S以上貯留
16	18.18	0.50	580	9.67	
17	7.63	0.51	500	8.33	0.04m³/S以上貯留
18	6.58	0.50	400	6.67	
19	24.65	0.51	600	10.00	0.08m³/S以上
20	36.36	0.50	880	14.67	
計	386.24	0.45	—	—	

3-3 計算結果

図-9および、図-10に、排水機場地点での雨水流出量の計算値と実測値を示している。どちらのケースも全体的な傾向は、計算値と実測値は良好な合致をみている。ただし、ピーク付近において若干誤差がみられる。これは、実測値としてポンプ揚水量を用いているため、ポンプ井において急激に水位が上昇すると複数台運転を行ない過剰に揚水することが影響したものと考えられる。

表-4は図-7に示す雨水貯留池に貯留された雨水量を示している。降雨強度の小さい降雨Aでは、総降雨量の2.9%の貯留量であるが、降雨強度の大きい降雨Bでは、総降雨量の13.1%を貯留しており、流出抑制効果はかなり大きいことがわかる。

図-11は、降雨Bについて、図-8に示すユニット5の地点から放水路を建設した場合と現況でのハイドログラフを比較したものである。これによると、放水路の建設により、排水機場地点ではピーク流量が約5 m³/S カットされ、また、総流入水量にして約15%の減少をもたらすことが示された。

このような放水路建設の効果は、ネットワーク雨水流出モデルにおいては、構造行列の変更ならびに放流量関数の修正といった入力条件の簡単な変更で対処でき、計画案の評価に際しては、非常に有効である。

4. おわりに

都市化の進んだ内水流域においては、内水河川の改修のみならず、流出抑制施設の設置を図るといった内水流域全体として総合的な治水対策を推進することが重要である。そのような内水排除対策を計画する際、実用上有効に活用しうる雨水流出モデルとして、ネッ

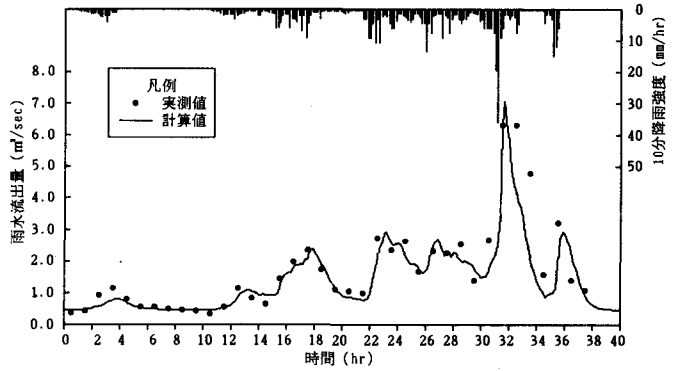


図-9 排水機場地点ハイドログラフ（降雨A）

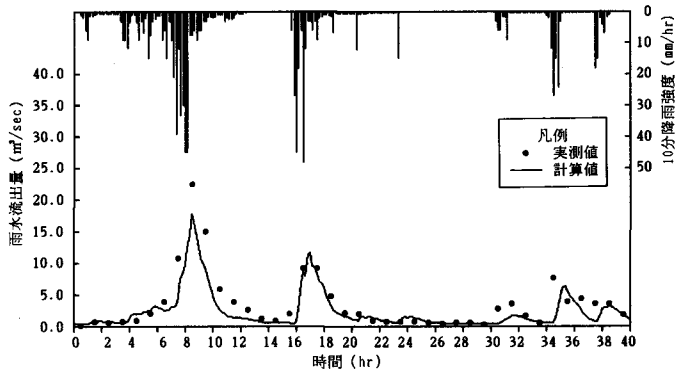


図-10 排水機場地点ハイドログラフ（降雨B）

表-4 雨水貯留量 (単位: m³)

貯留池 降雨	a	b	c	d	e	f	g	計(A)	A/XR (%)
降雨 A	199	181	2839	1617	2359	1363	1690	10248	2.9
降雨 B	2772	2094	21700	14470	13260	5510	20080	79886	13.1

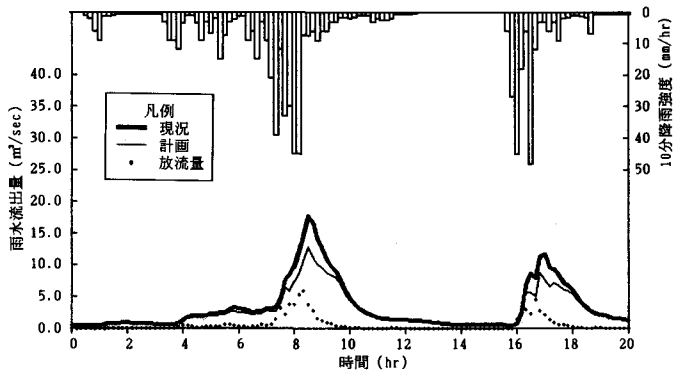


図-11 現況と放水路計画時のハイドログラフ

トワーク雨水流出解析法を提案した。このモデルの骨子は以下のとおりである。まず、対象とするユニットは、分・合流点、放流点によって区切られる河道ユニットと考え、その連結状況を構造型で表現した。そして、雨水流出サブモデルとしては、都市域の流出現象を比較的よく表現しうる修正RRL法を用いてモデル化した。さらに、ネットワーク雨水流出モデルを都市化した内水流域であり、雨水貯留池を有するH内水流域に適用した結果、充分な精度で実際の流出現象を表現しうることを示した。さらに、区域外放流を行なう放水路の効果についても、非常に簡単な手続きで対応できることを示し、同モデルの有効性を示した。しかしながら、このモデルでは、問題点もいくつか存在している。一つは、河道の流下形態は等流であると仮定し、 $S-Q$ 関係により流出量を算定しているが、背水の影響を受けて浸水する現象は現在のところあつていない点、今一つは、各ユニットにおいて河道を溢水した水は、そのユニット内において湛水するのみであり、他の地区へは流出しないとしている点である。これらの問題については、今後の課題としたい。

なお、本稿の作成にあたり、憐日水コン森野彰夫氏、中間幸生氏には貴重な助言を頂いた。ここに、記して謝意を表します。

(参考文献)

- 1) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市における降雨流出調査第2報－修正RRL法による流出推定－，土木技術資料，Vol.14, No.11, PP.34～39, 1972.
- 2) R. Bettes, R. A. Pitfield and R. K. Price : A SURCHARGING MODEL FOR STORM SEWER SYSTEM, Proceedings of First International conf. on Urban Storm Drainage, 1978.
- 3) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市流出調査－降雨損失機構の検討－，土木技術資料，Vol.13, No.10, PP.11～15, 1970.