

都市における流出および河川水質の modeling

山 口 高 志

はじめに

昭和30年代の経済の高度成長とともに、都市への急激な人口の集中が始まり、今日に至っている。その結果、河川工学の分野においても、都市化によってもたらされる流出の変化や河川水質の悪化が問題とされるようになってきた。

流域の都市化が流出や水質に及ぼす影響については、先進欧米諸国の文献により、予め定性的には知り得ていたが、まずは実測が始められた。そして、その結果を解析し、シミュレーション・モデルを提案して対策について検討するという手順で調査が行われた。したがって、問題へのアプローチは *problem oriented* に行われてきたと言うことができよう。

筆者も、昭和44年に都市河川研究室が土木研究所に新設されて以来、10年間にわたって表題の問題について調査を行ってきたので、土木研究所での調査結果^{5), 17), 18), 23), 32), 35), 37), 38)}を中心に、他の調査も引用しながら、都市化のもたらす問題について考察することにしたい。以下では現象面の考察に重点を置くが、昨今行政面では都市域の治水方式として「総合治水対策」が実施されつつあることから、流出解析の応用方法については少し詳しく述べることにする。

1. 都市域からの雨水流出機構

1.1 都市化による流出の変化

流域の都市化によって雨水の流出量が増加し、ピーク流量の増大と洪水波形の尖鋭化が生じることが広く認識されるようになった。このような雨水流出状況の変化は、都市化によって流域のもつ保水能力が低下すること、および河川や下水道等の整備により雨水が速やかに排出されるようになることの二つの原因によっている。

治水対策が十分に行われないうちに流域が都市化していくと、流出が増加することによって流域の治水安全度が低下する。そのために深刻な洪水被害を被るようになった流域が数多く見うけられるようになってきた。このような河川を対象として、総合治水対策が実施され始めていることは周知のとおりである。

本節では、都市化による流出の変化について、主として現象面から考察し、そのモデル化についても検討することにする。

1.2 都市域の雨水流出機構

都市域の雨水流出機構は、概念的には表-1のように示される^{1)~3)}。表では、左端において降雨が流出する過程を四つの過程に分離し、中央に各機構のモデル名を、また右端にはそれぞれのモデルによって表現される都市化の影響を示した。

表-1に示される各モデルとしては、流域の特性およびモデルのパラメータの信頼性等を考慮して、種々のものが用いられている。その一例として、斜面モデルとして考えられるものを表-2に例示した¹⁾。

表-1 都市域の雨水流出機構

機 構	モ デ ル	都 市 化 の 影 響
降 雨	降 雨 モ デ ル	ほとんどなし
損失機構	損 失 能 モ デ ル (有効降雨モデル)	不浸透面積の増加による有効 降雨量の増大
斜面流下 機 構	斜 面 モ デ ル	排水路網の整備による流出の 尖鋭化, 流達時間の短縮
河道流下 機 構	河 道 モ デ ル	河川改修による波形の尖鋭化 流達時間の短縮
河川氾濫 機 構	氾 濫 モ デ ル	流出増による氾濫の深刻化, 河道改修による氾濫の軽減

表-2 斜面モデル¹⁾

線型—単位図	線型水路
	線型貯水池 (Muskingum法etc.)
	統計的単位図etc.
非線型—	タンク・モデル
	貯留関数
	不等流
	Kinematic Wave 不定流 etc.

注) 斜面内での氾濫は斜面モデルにおいて表現される。

1.3 損 失 機 構

降雨の損失については、従来からHortonの浸透能モデルが用いられてきた^{4), 5)}。筆者は、Hortonのモデルを簡略化し、都市域の地表面を浸透域と不浸透域に分離して、浸透域においては初期損失(凹地貯留量等) D_p および一定の浸透能 f_c を考え、不浸透域では初期損失(凹地貯留量等) D_i のみを考える有効降雨モデルについて調査を進めてきた⁵⁾。以下にその考え方および実測値との対応について述べる。

浸透域および不浸透域での損失雨量は次式によって示されるものとする。

$$F_p = D_p + f(t) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$F_I = D_I \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 F : 損失雨量(mm), D : 初期損失雨量(凹地貯留量等, mm), f : 浸透損失雨量(mm), P : 浸透域を示す添字, I : 不浸透域を示す添字である。

式(1)の $f(t)$ にHorton型の浸透能曲線を適用するとすれば、 $f(t) = f_c \cdot t + (f_0 - f_c) \cdot (1 - e^{-Kt}) / K$ である。ここに、 f_c : 最終浸透能(mm/hr), f_0 : 初期浸透能(mm/hr), t : 降雨継続時間(hr), K : 定数である。したがって、不浸透面積率を I_{imp} とすれば、一雨による総流出量 Q_T (mm) は次式で表わされる。

$$Q_T = Q_I + Q_P = (R - D_i) \cdot I_{imp} + \{ (R - D_p) - \int_0^t f(t) dt \} \cdot (1 - I_{imp}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(3)において、浸透域の浸透能 f_c より小さな降雨強度の雨が降り続いたとすると、流出量 Q_T は次式で与えられることになる。

$$Q_T = (R - D_i) \cdot I_{imp} = I_{imp} \cdot R - K_1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

したがって、降雨量 R と流出量 Q_T とは直線関

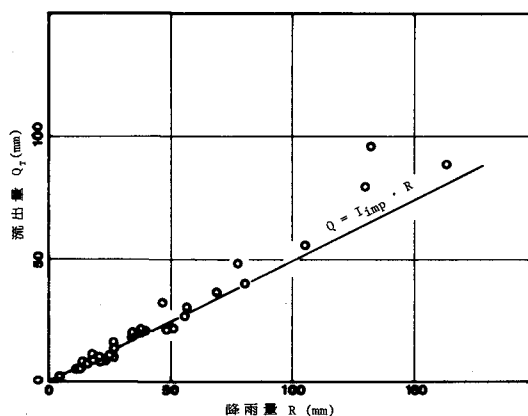


図-1 降雨量と流出量との関係
(東京都桃園川流域)

係にあり、比例係数は不浸透面積率 I_{imp} に等しい。図-1には、この関係を実測値により検証した結果を示した。図より、式(4)に示される関係があることが確認される。 $K1 = I_{imp} \cdot D_I$ であり、実測値をプロットした切片から D_I が求められる。

次に、浸透能 f_c を上回る強度の降雨について考えると、浸透能 f を最終浸透能 f_c で近似すれば次式を得る。

$$\begin{aligned} Q_T &= (R - D_i) \cdot I_{imp} + (R - D_p - f_c \cdot t) \cdot (1 - I_{imp}) \\ &= R - K2 - K3 \cdot t \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $K2 = I_{imp} \cdot D_p + (1 - I_p) \cdot D_p$ 、 $K3 = (1 - I_{imp}) \cdot f_c$ である。

D_I の値を既知とすれば、いくつかの洪水についての実測値を用いた回帰分析により、 $K2$ および $K3$ を同定することができる。

比較的小規模な降雨を対象とした場合については式(4)および(5)の関係を確認しているが、大規模な降雨を対象とした検証は今後の課題である。なお、筆者と同様の観点に立つ損失モデルの検討が、安藤・虫明・高橋⁶⁾ および東京都建設局河川局⁷⁾ によって行われていることを付記しておきたい。また、上記のモデルとはほぼ同様の観点に立つRRL法^{8)~10)}では、流出率 f_1 は不浸透面積率 I_{imp} に一致するとしている。

治水計画で広く用いられている損失モデルとしては、累積雨量 R_{sa} (飽和雨量)を設定し、 R_{sa} までは一定の流出率 f_1 で流出し、 R_{sa} 以上になると全量が流出するとしたものがある。¹¹⁾ この方法は、当初は山地地域の損失機構を表現するために用いられたものである。都市域にもこの方法を適用し得るのかについては、今後の調査課題であろう。

1.4 斜面流下機構

道路側溝や下水道網の整備により、雨水が速やかに排水されるようになる。斜面流下機構は、貯留関数法、合理式、kinematic wave、準線型貯留モデル等により表現される(表-2)。斜面流下機構が流域の都市化とともにどのように変るかについては、角屋^{12), 13)} および橋本・長谷川¹⁾ が流達時間 t_c の変化という観点から調査し、 $t_c = C \cdot A^\sigma \cdot r_e^{-\epsilon}$ の関係を見出し出している。ここに、 A : 流域面積、 r_e : 有効降雨強度、 C : 流域の都市化状況ごとに与えられる係数、 σ および ϵ は定数である。角屋および橋本・長谷川によって示された関係式の係数 C については、建設省の全国流出試験地調査によっても調査されている¹⁴⁾。また、橋本・長谷川および角屋らは、貯留関数の定数と土地利用状況との関係について検討し、標準的な値を定めている^{1), 3), 13)}。したがって、これらの調査結果を用いることにより、都市化による斜面流下機構の変化を推定することが可能な段階に近づくつつある。

1.5 河道流下機構

河道改修による流下機構の変化は、河積の増大および粗度係数の変化によって表現される。したがって、これは水理学的にその変化を推定すればよく、従来の模型実験の結果あるいは河川砂防技術基準などにより比較的容易に知ることができる。

1.6 氾濫機構

都市化による流出量の増加、河道改修および氾濫原の土地利用状況の変化(氾濫原の粗度の変化、盛土)により、同一規模の降雨に対する氾濫状況が変化する。掘込み河道特性の強いところでの氾濫解析では、河道の粗度係数 n_1 および氾濫原の粗度係数 n_2 を用いて、複合断面の平均的な粗度係数 n を定め、一次元解析を行うことにより氾濫状況を推定することができる^{2), 3), 15), 16)}。複合粗度係数

n は、アインシュタインあるいはロッターの式などにより求められ、氾濫原の粗度係数は実績の氾濫状況に合うように定められる²⁾。有堤河道の破堤モデル、堤防越水モデル、および氾濫原内の平面二次元流れのモデル等については、今後調査を要する課題が数多く残されていること、および流出の変化が端的に現われる都市化中小河川では掘込み河道が多いことから、本文では省略することにする。

1.7 都市化による流出・氾濫状況の変化

都市流域の流出・氾濫機構を上述のようにモデル化し、都市化の影響について検討した結果を以下に示す。

a) 対象流域

対象流域は昭和33年に狩野川台風による大出水を経験し、その後宅地開発が急激に進んだA川（流域面積約35km²，河川延長約12km）である（図-2）。この流域では、流域の不浸透面積率 I_{imp} が昭和30年の7.7%から昭和50年の27.8%に増大し、水田・畑地面積が減少した。A川は洪積台地を浸食してきた掘込み河道であり、狩野川台風後に立案された河川改修計画により、下流部分のみが改修されている。昭和33年当時は全川無堤であり、現在でも下流約2.25kmにわたってパラペットが作られているにすぎない。

b) モデルの概要

用いたモデルは表-3に示したものであり、損失モデルとしては1.3に示したものを、また斜面モデルには貯留関数を用いた。河道モデルとしては勾配の急な上流域では貯留関数を用い、下流部分は不定流モデルを用いた。氾濫モデルとしては、河道および氾濫原を含めた一次元流れを仮定した不定流モデルを用いた。

c) モデルの同定

モデルの同定は次の手順で行った。まず、既往の洪水を対象として、有効降雨モデルのパラメータを定めた（不浸透面積率は土地利用図より読みとった）。次に、図-3に示される3洪水を対象として斜面モデルのパラメータを定めた。図には、このようにして定められたパラメータを用いた場合の推定結果と実測値が示されており、ほぼ良好な対応をみている。

斜面からの流出状況の変化は、都市化の進行による不浸透面積の増大（水田、畑地面積の減少）、および斜面上の排水路網の整備によっている。前者については、有効降雨の各パラメータは不変とし、不浸透面積の変化を推定した。後者については、貯留関数の定数 P を0.6とし、あと一つの定数 K は $K=7.35(N \cdot l / \sqrt{I})^P$ で表わされることから、 N を土地利用状況ごとに変化させることにした^{3), 13)}。ここに、 N ：斜面等価粗度係数、 l ：斜面長(km)、 I ：斜面の平均勾配である。既往洪水に対して同定した N の値は、橋本・長谷川により土地利用状況ごとに与えられている標準値とほとんど同じ値であったことから、同定で用いた洪水の生じた年度以外(昭和33年当時を含む)

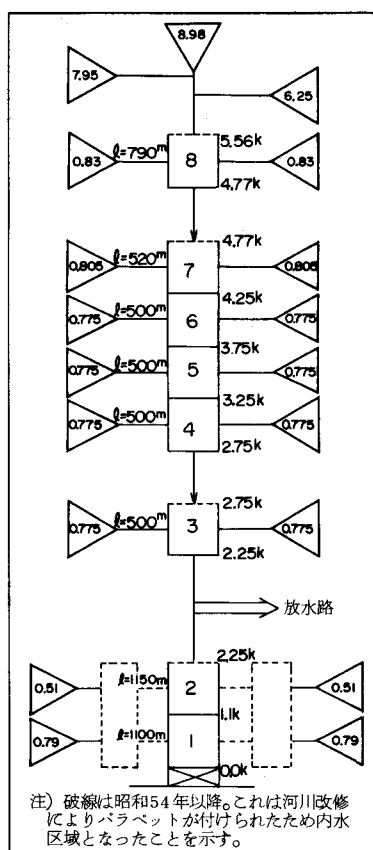
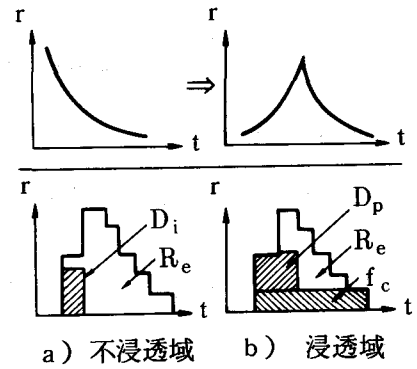
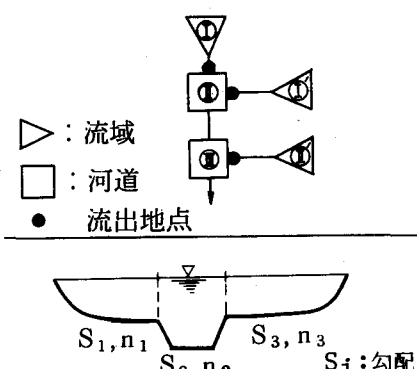


図-2 A川流域の流域分割
・河道分割図

表-3 解析に用いたモデルの概要

モデル	サブモデル	摘要
水文モデル	① 確率降雨モデル 流出計算には中央集中型降雨波形を用いる。氾濫解析は実績降雨による。	
	② 有効降雨モデル 損失モデルは浸透域・不浸透域・水田・畑地別に設定する。	
水理モデル	③ 斜面モデル 貯留関数法 $\frac{dS}{dt} = R_e - Q$ $S = K Q^p$	
	① 河道モデル, 氾濫モデル 不定流計算で行う。氾濫原を含めた流水はロッターの式による複合粗度 n' を用いて行う。 $n' = \frac{S R^{\frac{5}{3}}}{S_1 R_1^{\frac{5}{3}} / n_1 + \dots + S_n R_n^{\frac{5}{3}} / n_n}$	

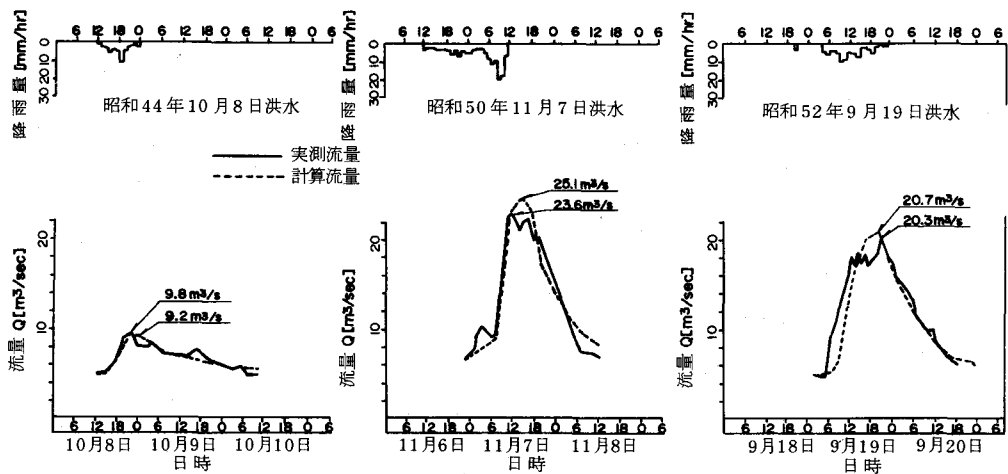
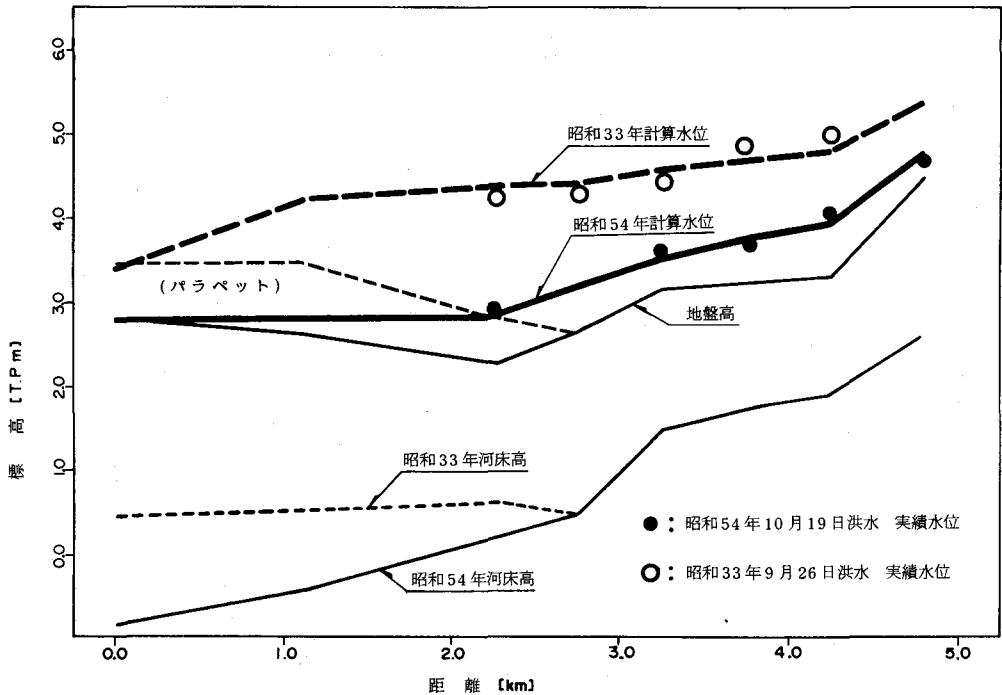


図-3 流出解析モデルの検証(流量観測所N地点)



図－4 氾濫解析モデルの検証（水位縦断面図）

については、土地利用状況に対応する標準値を設定することにした。

流出解析モデルのパラメータが定められたので、次に氾濫モデルのパラメータを同定した。河道の粗度係数 n_1 は昭和33年当時を0.035、昭和40年以降は0.03とし、氾濫原の粗度係数 n_2 を昭和55年10月洪水の氾濫実績に合うように同定し、 $n_2=0.15$ を得た。図－4には、同定で用いた氾濫実績と推定値との対応、および昭和33年洪水を対象とした検証結果を示した。図より、 $n_2=0.15$ を用いることにより、ほぼ満足する再現が可能であることが知られた。

表－4 モデルのパラメータ

a) 有効降雨モデル（損失モデル）のパラメータ

区域 損失機構	都市化区域		水田・畑地域	
	不浸透域	浸透域	水田域	畑域
初期損失雨量	2 mm	6 mm	50 mm	6 mm
浸透能	—	3mm/hr	—	10mm/hr

b) 斜面モデル、河道モデル、氾濫モデルのパラメータ

パラメータ 年度	河道の粗度係数 n_1	不浸透面 積率 (%)	斜面の等価 粗度係数 N			はらん原 の粗度係数 n_2
			都市	畑	水田	
昭和30年	0.035	7.7	0.1	0.3	2.0	0.15
昭和40年	0.030	16.8	0.1	0.3	2.0	0.15
昭和50年	0.030	27.8	0.05	0.3	2.0	0.15

d) 流出変化の要因分析

流域の都市化による流出の変化は、概念的には次のように考えることができる。

$$Q=Q(X, Y, Z) \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\Delta Q = \frac{\partial Q}{\partial X} \cdot \Delta X + \frac{\partial Q}{\partial Y} \cdot \Delta Y + \frac{\partial Q}{\partial Z} \cdot \Delta Z + \varepsilon(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 Q ：流量、 X ：河道の疎通能力、 Y ：斜面地表面の状況（不浸透面積等）、 Z ：斜面水路の整備状況（ N 値）、 $\Delta Q \cdot \Delta X \cdot \Delta Y \cdot \Delta Z$ ：それぞれ $Q \cdot X \cdot Y \cdot Z$ の変化分である。

式(7)の右辺第1項は河道改修による流量の変化、第2項は保水能の低下による流量の変化、第3項は斜面の水路化の促進による流量の変化、また第4項はそれらが複合した流出の変化分をそれぞれ示している。

式(7)の考え方のもとで、対象流域での都市化による流出の変化を推定したものが図-5および表-5である。この計算においては、50mm/hrの降雨のもとでは氾濫を生じさせないように河道を改修したと仮定している（氾濫もどしを行っている）。図-5では、式(7)の考え方のもとで都市化の流出に及ぼす影響を推定するために、 ΔX 、 ΔY および ΔZ のうちの一つのみを変化させた場合、および二つを同時に変化させた場合について、ハイドログラフの変化をみている。図-5で得られた結果をピーク流

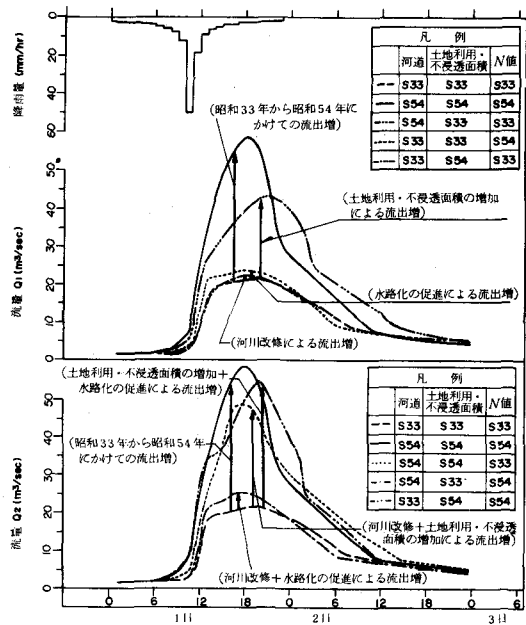


図-5 流出変化の要因分析

表-5 ピーク流量変化の要因分析

		ピーク流量 Q_p [m³/sec]				
		0.0	10.0	20.0	30.0	40.0 50.0
昭和33年のピーク流量	河道S33, 土地利用・不浸透面積S33, N値S33	昭和33年から昭和54年にかけての流出増 (37.2 m³/s)				
	河道S54, 土地利用・不浸透面積S33, N値S33	河川改修による流出増 (1 m³/s)				
	河道S33, 土地利用・不浸透面積S33, N値S54	斜面の水路化促進による流出増 (2.4 m³/s)				
	河道S33, 土地利用・不浸透面積S54, N値S33	土地利用・不浸透面積の変化による流出増 (21.2 m³/s)				
昭和54年のピーク流量	河道S54, 土地利用・不浸透面積S54, N値S54	河川改修+斜面の水路化促進による流出増 (38 m³/s)				
	河道S54, 土地利用・不浸透面積S33, N値S54	土地利用・不浸透面積の変化による流出増 (33.4 m³/s)				
	河道S54, 土地利用・不浸透面積S54, N値S33	河川改修+土地利用・不浸透面積の変化による流出増 (27.3 m³/s)				
	河道S54, 土地利用・不浸透面積S54, N値S54	土地利用・不浸透面積の変化+斜面の水路化促進による流出増 (9.9 m³/s)				
二変数を变化	河道S33, 土地利用・不浸透面積S54, N値S54	河川改修による流出増 (6.6 m³/s)				
	河道S33, 土地利用・不浸透面積S54, N値S33	河川改修+土地利用・不浸透面積の変化による流出増 (30.6 m³/s)				
	河道S33, 土地利用・不浸透面積S33, N値S54	河川改修+斜面の水路化促進による流出増 (2.4 m³/s)				
	河道S33, 土地利用・不浸透面積S33, N値S33	河川改修+土地利用・不浸透面積の変化による流出増 (21.2 m³/s)				

量について整理したものが表－５である。図－５および表－５より、対象流域では水田・畑地面積が減少して不浸透面積が増大したことによる流出の増加が、他の河川改修および斜面上の水路化促進による流出増に比較して大であることが知られる。これは、同流域では河川改修が下流部分のみしか行われていないこと、また斜面上の下水道整備がほとんど行われていないことによっている。他の流域で同様の検討を行うと、流域の特性に応じてこれとは異った結果が得られる²⁾。

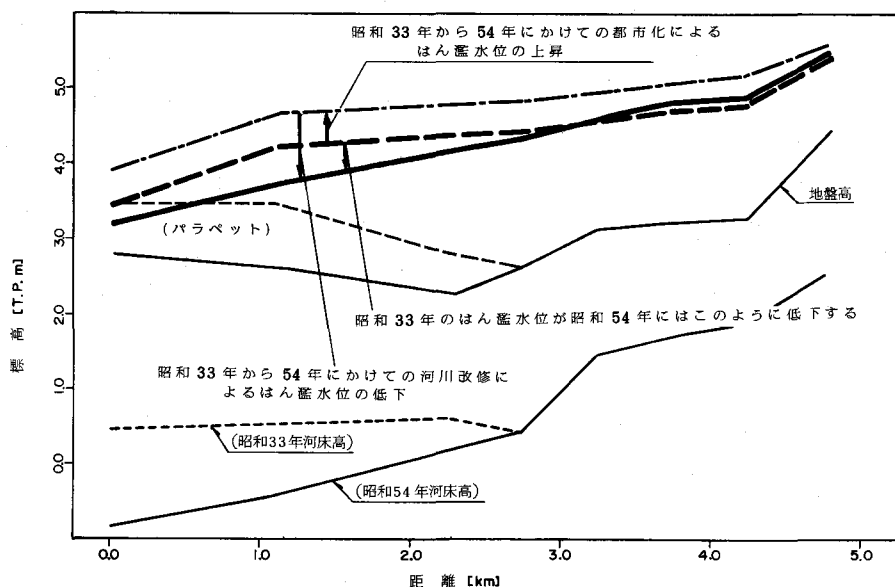
e) 氾濫状況変化の要因分析

流域の都市化による氾濫状況の変化についても、流出変化の分析と同様に知ることができる。

$$H = H(X, Y, Z) \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\Delta H = \frac{\partial H}{\partial X} \cdot \Delta X + \frac{\partial H}{\partial Y} \cdot \Delta Y + \frac{\partial H}{\partial Z} \cdot \Delta Z + \varepsilon(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z) \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 H は氾濫水位である。



図－６ 氾濫状況変化の要因分析

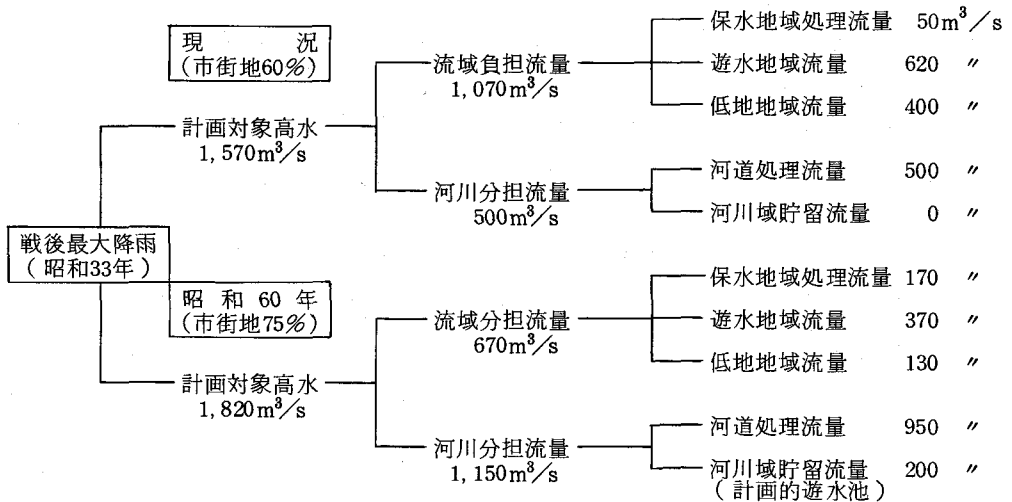
図－６に氾濫状況変化の要因分析を行った結果を示した。図では、破線が昭和33年の狩野川洪水時の水位縦断を、また実線は現在狩野川台風が来たとした場合の水位縦断を示している。二本の水位縦断を比較することにより、下流部分では河道改修の効果により水位が低下し、上流部分では河道改修が行われていないために、都市化による流出増によって水位が上昇すると推定される。図には、さらにこのような水位の変化の原因についての要因分析を行った結果が示されており、都市化による流出増により水位がどの程度上昇し、河道改修によってその水位がどの程度低下するかを知ることができる。

以上に示した都市化による流出の変化および氾濫状況の変化についての分析には、現在計測されているパラメータの標準的な値を用いた部分も含まれている。したがって、より精度を向上させるには、土地利用状況ごとに、有効降雨モデル・斜面モデル・氾濫モデルのパラメータを適切に定める必要があり、このような検討を行っている建設省の全国流出試験地調査等の成果が期待される¹⁴⁾。

1.8 対 策

宅地開発等による流出増に対しては、防災調整池等の雨水貯留が行われるようになっている。また総合治水対策特定河川事業では、都市化による治水安全度の低下を防ぐとともにその向上を図るため、流域の保水・遊水機能を保全し、かつ河道改修を積極的に進めることが始められている。総合治水計画では、都市域の流出・氾濫解析モデルを用いた解析を行って、流域整備計画（流量分担計画）が作成されている。その詳細については省略するが、表－6に鶴見川の流域整備計画を例示しておく。

表－6 流量分担計画（戦後最大降雨対象）



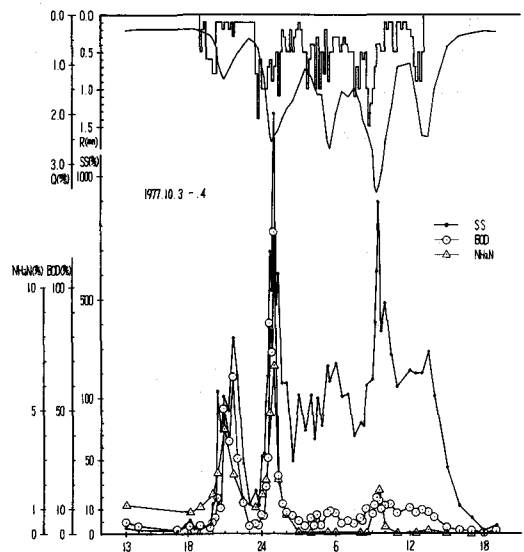
2. 都市域からの汚濁流出機構

都市域から雨天時に流出する汚濁負荷量については、英国ノーザンプトンでの調査¹⁹⁾、あるいは米国大都市での調査^{20)～22)}があり、筆者も同様の検討を行ってきた^{23), 24)}。その成果の一部は、本講修会においてすでに紹介した²³⁾。その後、流域から排出される汚濁負荷量に関する研究が数多く行われるようになったことから、それらの研究によって得られている知見を紹介するとともに、筆者らの行った河川水質・負荷量の推定について述べることにしたい。

2.1 汚濁流出特性

雨天時の汚濁負荷量の流出特性については、多方面からの調査が行われている。それらの成果をもとに、汚濁負荷の流出特性について検討することにする。

図－7は、降雨流出と汚濁負荷流出との関係をみたものであり、降雨流出に対応して汚



図－7 降雨流出と汚濁負荷流出との対応関係（東京内谷川）

濁負荷量が流出していることが知られる。図-8は流量と汚濁負荷量との関係を示したものであり、増水時と減水時では同じ流量規模のもとでの流出負荷量が異っており、その関係はループを描くことが示されている²³⁾。図-9は累積雨水流出量と累積汚濁負荷量との関係を示したものであり、負荷量の供給に限りがあることが分る²⁵⁾。これらに類似した調査は数多く行われており^{26)~30)}、その結果から次のような特性が明らかにされている³⁰⁾。

- ① 汚濁負荷量の流出量は、同一規模の流量に対しては洪水の初期に大きい(first flash 現象)。
- ② したがって、流量～汚濁負荷量曲線はループを描く。

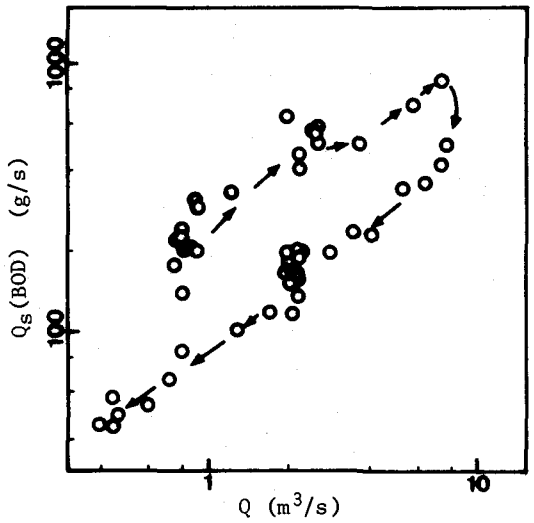


図-8 流量と流出負荷量との関係 (F市, 1975.8)

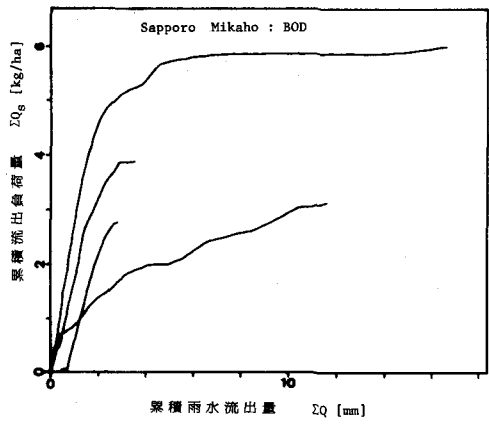
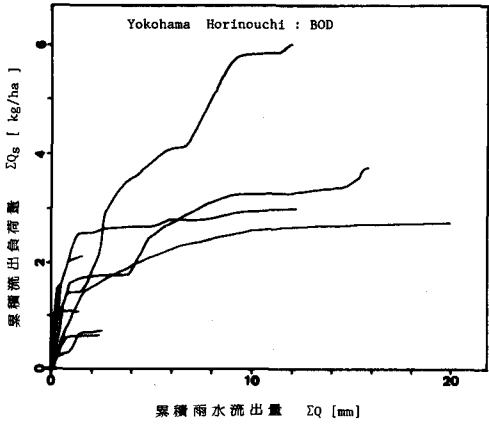


図-9 累積雨水流出量と累積流出負荷量との関係(中村, 1979)

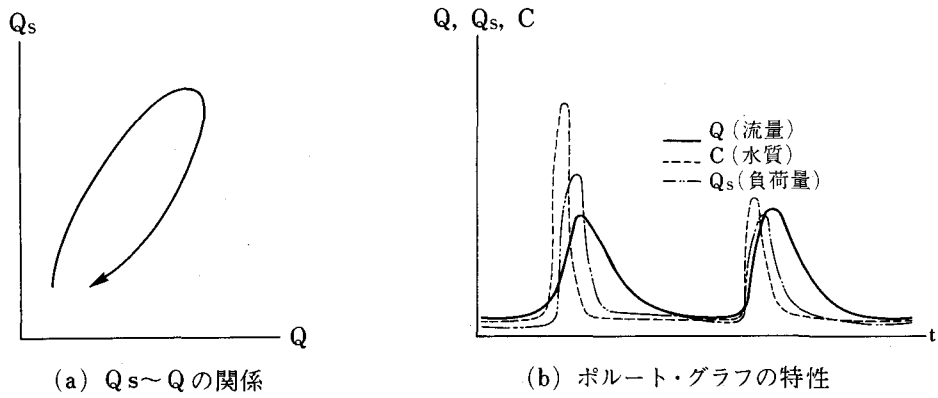


図-10 汚濁負荷量流出特性の模式化(汚濁型の水質項目の例)

- ③ 長期間無降雨が続いた後の洪水時には多量の汚濁負荷が流出し、逆に先行する出水があった後の洪水時にはその量が少ない。
- ④ 流出負荷量は降雨流出量に強く規定されることから、流出負荷量を把握するには、降雨あるいは流量を考慮する必要がある。

以上の特性を模式的に示したのが図-10であり、この特性は流出負荷量のシミュレーションにおいて考慮されるべきものである。

2.2 汚濁源調査

汚濁負荷量の流出源調査には、地表面や下水管路内に蓄積した負荷量を直接測定したものと、下流地点で流出負荷量を観測し、それを土地利用状況別にわりふることにより汚濁源別の負荷量を推定したものとがある。

前者についての代表的なものとして、Gameson・Davidson のノーザンプトンにおける調査¹⁹⁾やEPAの調査²²⁾などがあり、図-11にEPAの調査結果を示した。また、表-7には筆者らが東京都内の谷端川を対象に行った調査結果を示した²⁶⁾。

一方、後者の方法による汚濁源調査では、茨城大学農学部³¹⁾および山口・吉川³²⁾が点源負荷量と面源負荷量の分離を行っており、また、洞沢³³⁾および和田³⁴⁾は自然汚濁負荷の比流出量を求めている。

以上のような汚濁源別の負荷量調査によって、例えば路面の清掃や汚濁水の貯留による負荷量の除去といった発生源での負荷量の制御対策の評価が可能となる³²⁾。

2.3 流出汚濁負荷量のシミュレーション・モデル

シミュレーション・モデルには種々のものがあり、それらを流量 Q のみで流出負荷量 Q_o が決るとする「流送能力」型とそれに加えて汚濁負荷のポテンシャル S をも考慮した「流送能力・供給関数」型に分類すると、表-8のようなモデルがあることが知られる^{30), 35)}。表には一地点の流出負荷量を推定するモデルを示したが、複数地点の水質・負荷量を推定するモデルとしては、EPAのSWM model 等約12のものが報告されている³⁶⁾。

表-8に示した「流送能力」型のモデルと「流送能力・供給関数」型のモデルとの関係は以下のようである。

単純化して、「流送能力」型のモデルと「流送能力・供給関数」型のモデルがそれぞれ次のように表わされるとする。

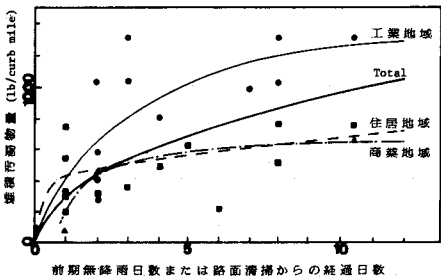


図-11 汚濁物質の堆積速度
(Sartor, 1971)

表-7 汚濁源別負荷ポテンシャル(谷端川)

汚濁源 項目	家庭下水 (kg/日)	路 面 (kg/km ²)	雨水マス (kg/km ²)	下水管 (kg/km ²)	
				小管径	マンホール
BOD ₅	7,940	122	143	61	189
T S	5,870	1,257	17,204	107	75,296
T-N	2,200	56	81	16	97
T-P	164	8	-	1	66

注) 対象流域の面積は5.4km²である。また、家庭下水は負荷量を対比するために示した。

表-8 シミュレーション・モデルの分類

(a) 「流送能力」型モデル

Straub (1935) 吉川 (1952) Gunnerson (1967)	Hart ら (1964)	羽田 (1977) 山口・吉川 (1978)	山口・吉川 (1978)
$Q_s = aQ^b$	$Q_s = a_0 Q_0$ (地下流出) + $a_1 Q_1$ (中間流出) + $a_2 Q_2$ (表面流出) (あるいは) $= a_0 Q_0^{b_0} + a_1 Q_1^{b_1} + a_2 Q_2^{b_2}$	$Q_s = aQ^b + f(R)$	$Q_s = f(Q, R) = \sum_{i=1}^k a_i \cdot Q_i + \sum_{i=1}^k b_i \cdot R_i$ (あるいは) $= \sum_{i=1}^k a_i \ln Q_i + \sum_{i=1}^k b_i \ln R_i$ ここに i : 流量地点・時間を示す インデックス

(b) 「流送能力・供給関数」型モデル

EPA (SWM model)* (1971) Sartor (1972)	稲場* (1975)	山口ら* (1976, 1978)	淀川工事事務所 (1974)	高畑ら* (1976)	Hall *** (1970)
$-\frac{dS}{dt} = krS$ } 地表 $S = S_0 + \bar{S} \Delta T$ } モデル ここに, $S_0 = S(t=0)$ ΔT : 先行晴天日数 S : 残留量 r : 降雨強度	$Q_s = kQ^{1.5}$ $\frac{dS}{dt} = rS_{in}$ すなわち $= S_0 + rS_{in} \Delta T$ ここに, r : 残留率	$Q_s = aQ^b S^c$ $\frac{dS}{dt} = S_{in} - Q_s$ $S_{in} = \text{const.}(t)^{**}$ (あるいは) $= f(R)$	$Q_s = f(Q) f(S) \cdot Q$ $\frac{dS}{dt} = S_{in} - Q_s$ $S_{in} = \text{const.}$	$Q_s = -\frac{dS}{dt} = \frac{Q}{V} \cdot S$ $S = S_0 + rS_{in} \Delta T$ (あるいは) $\frac{dS}{dt} = rS_{in}$ ここに, V : mixing volume	$Q_s = f(Q)$ $a_1 Q^a$ (Model 1) $a_2 Q^a + cQ$ (Model 2) $a_3 Q - b_1 Q \log Q$ (Model 3) $a_4 Q \exp(-b_2 Q)$ $a_5 Q - b_3 Q^r$ $a_6 Q / (1 + b_4 Q^q)$ (Model 4) $\frac{(a_7 - c_0)Q}{1 + b_4 Q^q} + c_0 Q$ (Model 5)

* : 下水道についての model. ** : 晴天時の時間分布を与えることもある。*** : 原文は濃度 (水質) について述べている。
**** : 各モデルともに負荷量ポテンシャルの上限を設けることもある。

<「流送能力」型>

$$Q_s = aQ^b \quad \dots\dots\dots (10)$$

<「流送能力・供給関数」型>

$$Q_s = a'Q^{b'}S^{c'} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\frac{dS}{dt} = S_{in} - Q_s \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに, S_{in} : 供給負荷量, a, b, a', b', c' : 定数である。

式 (11) と式 (12) とを連立している Q_s を求めると次のようになる。

$$Q_s(T) = a'Q^{b'}(T) \cdot \left[S_0 + \int_0^T (S_{in}(t) - Q_s(t)) dt \right]^{c'} \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに, S_0 は S の初期値である。

式 (13) より, 「流送能力・供給関数」型のモデルでは, 波線を付した項により, 2.1 において示された汚濁負荷量の流出特性が表現されることが知られる。

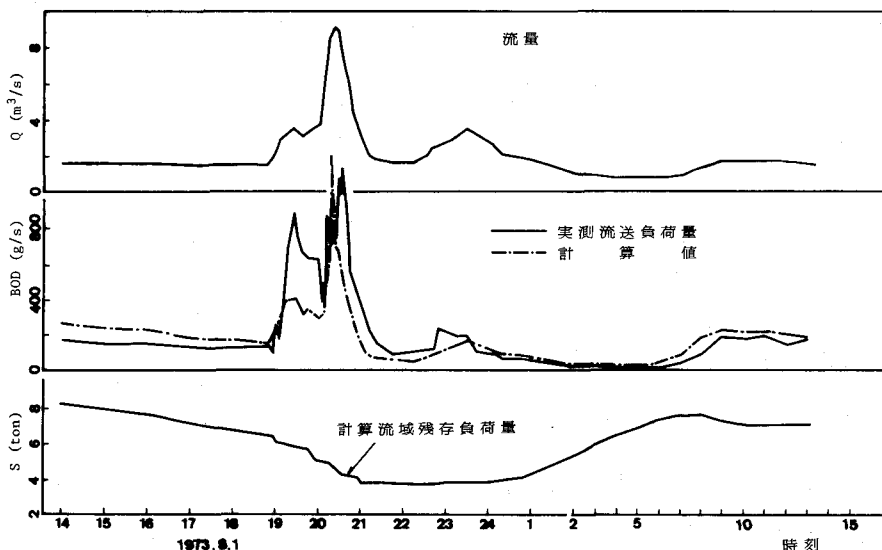


図-12 流出汚濁負荷量のシミュレーション(谷端川)

図-12に、筆者が以下に示すような「流送能力・供給関数」型のモデルを用いてシミュレーションを行った結果を例示した(詳細については文献23)を参照されたい)。

$$\frac{dS}{dt} = DWF - Q_s \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$Q_s = K \cdot S^m \cdot Q^n \cdot (Q - Q_c) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 S ：汚濁負荷量ポテンシャル、 DWF ：晴天時供給負荷量、 Q_s ：流出負荷量、 $K \cdot m \cdot n$ ：定数、 Q_c ：限界流送流量(仮称)である。

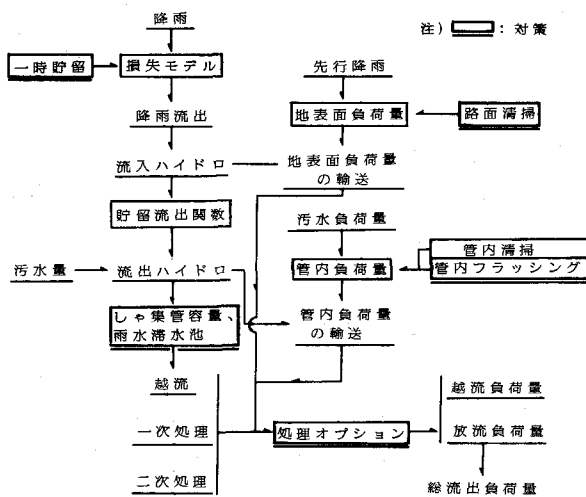


図-13 流出汚濁負荷量の削減対策模式図

2.4 対 策

都市域から流出する汚濁負荷量を削減する対策については、中村²⁵⁾が図-13のような整理を行い、特に地表面から流出する負荷量の制御が重要であることを指摘している。対策については、本文の対象の範囲を越えているので省略することにする。

2.5 一般河川への応用

上に示した式(10)、(13)のモデルおよび以下に示す混合モデルを8河川の5水質項目に適用し、推定精度について検討した^{30), 35)}。混合モデルは次のようなものである。

$$S = S_0 + r \cdot S_{in} \cdot n \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$Q_s = -\frac{dS}{dt} = \frac{Q}{V} \cdot S \quad \dots\dots\dots (17)$$

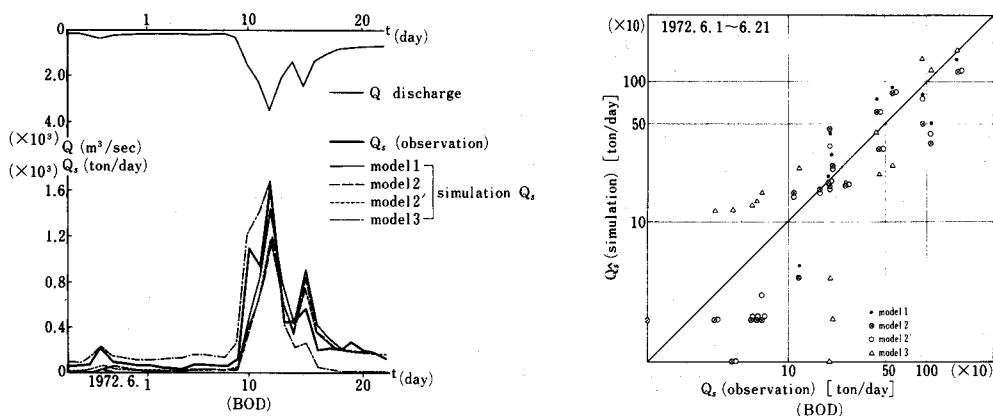


図-14 一般河川におけるシミュレーション(淀川)

ここに、 r ：残留率、 n ：先行晴天日数、 V ：混合容積である。

図-14に淀川のBODを例としたシミュレーション結果を示した。図でmodel 1としたものは式(10)で示されるものであり、model 2は式(13)、model 2'は式(13)において出水期間中の S_{in} を無視したもの、model 3は式(16)および式(17)で示される混合モデルである。推定精度は同一モデルでも同定方法によって異なるので、図においてモデルの優劣を比較するのは無意味である。しかし、図より例えば「流送能力」型のモデルでは後の出水時の負荷量が過大に評価されているといった、モデルごとの特性を知ることができる。

8 河川6 水質項目についての検討から、次のような結果が得られている^{30), 35)}。

- ① 年間総負荷量は±30%程度以内の誤差で推定できる。
- ② モデルの同定に関しては、出水を相対的に多く含む期間のデータを用いる方が、低流況時の期間において同定するよりも良い結果が得られる。
- ③ SSやCODのように流量規模が大きくなるにつれて水質の悪化する汚濁型の水質項目に対しては、パラメータの少い「流送能力」型のモデルで十分であるが、水質が流量規模とほとんど関係のない中間型の水質項目(例えばBOD)、あるいは $\text{NH}_4\text{-N}$ のような流量規模が大きくなるにつれて水質が良くなる希釈型の水質項目には、「流送能力・供給関数」型のモデルが適している傾向にある。

3. おわりに

都市流域の流出特性について主として現象面からの考察を行い、都市化による流出変化の推定方法について述べた。都市化による流出機構の変化を精度良く推定するには、今後さらに現地観測を進める必要があり、現在進められている全国流出試験地調査等の成果が期待される。

河川水質のモデリングについては、まず都市域の汚濁流出機構について検討し、そのモデル化の方法を示した。そしてそれを発展させ、一般河川の水質・汚濁負荷量の推定について述べた。紙数の都合により相当大胆に議論を進めたが、詳細な検討については引用した文献を参照していただければ幸いである。

末筆ながら本原稿の作成にあたっては、建設省土木研究所研究員吉川勝秀君から多大の援助を受けた。

記して感謝の意を表したい。

参 考 文 献

<流出関係>

- 1) 橋本健・長谷川正：土地利用の変化を評価する流出モデル，土木技術資料，Vol. 19, No. 5, 1977
- 2) 山口高志・吉川勝秀・角田学：治水計画の策定および評価に関する研究(I)，土木研究所報告，No. 156, 1981
- 3) 吉川勝秀・吉野文雄・中島輝雄：流域の都市化に起因する洪水災害の変化，第25回水理講演会論文集，1981
- 4) 橋本健：土地利用の変化による低水流況の変化について，第32回建設省技術研究会報告，1978
- 5) 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, 1971
- 6) 安藤義久・虫明功臣・高橋裕：丘陵地の水循環機構とそれに対する都市化の影響，第25回水理講演会論文集，1981
- 7) 東京都建設局河川部：都市河川の流出特性に関する調査（その1），1977
- 8) Watkins, L. H. : The Design of Urban Sewer System, Road Research Technical Paper, No. 55, Dept. of Scientific and Industrial Research, London, 1962
- 9) Terstrip, M. L., Stall, J. B. : Urban Runoff by Road Research Laboratory Method, Proc. ASCE, Vol. 95, No. HY6, 1969
- 10) Terstrip, M. L., Stall, J. B. : Storm Sewer Design—An Evaluation—, U. S. Environmental Protection Agency, Report No. EPA-R2-72-068, 1972
- 11) 木村俊晃：貯留関数法(1)～(4-2)，土木技術資料，Vol. 3, No. 12～Vol. 4, No. 7, 1961～1962
- 12) 角屋睦・福島晟：中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報19B 2, 1976
- 13) 日本農業土木総合研究所：農地排水機能保全対策基本調査報告書，1980
- 14) 建設省河川局治水課・土木研究所：流出試験地調査成果報告書（その4），1980
- 15) 石崎勝義・他3名：遊水を考慮した河川改修方式，土木技術資料，Vol. 19, No. 5, 1977
- 16) 石崎勝義・大村善雄：低平地河川の治水方式について，第25回水理講演会論文集，1981
- 17) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市における雨水流出調査第2報—修正RRL法による流出推定—，土木技術資料，Vol. 14, No. 11, 1972
- 18) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市における雨水流出調査第3報—修正RRL法の実用化に伴う諸問題—，土木技術資料，Vol. 15, No. 7, 1973
- 19) Gamason, A. H., Davidson, R. N. : Storm Water Investigations of Northampton, Jour. of Institute of Sewer Purification, 1963
- 20) Moorehead, G. J. : Overflows from Combined Sewers in Washington, D. C., Jour. of WPCF, Vol. 33, No. 7, 1961
- 21) Guarino, C. F., Radziul, J. V., Greene, W. L. : Combined Sewer Considerations by Philadelphia, Proc. ASCE, Vol. 96, No. SA1, 1970

- 22) Sartor, J. D. , Boyd, G. B. :Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants, U. S. Environmental Protection Agency, Water Quality Office, 1971
- 23) 山口高志：都市河川の動態－水質ハイドログラフ－，水工学シリーズ78－8－5，1978
- 24) 山口高志：雨天時合流式下水道からの汚濁流出シミュレーション，土木技術資料，Vol. 18, No. 2，1980
- 25) 中村栄一：雨天時下水の特性とその制御，第7回環境問題シンポジウム講演会論文集，1979
- 26) 建設省土木研究所：都市域からの雨天時汚濁流出調査報告書，土木研究所資料，No1019，1980
- 27) 工藤宏平・中村栄一：都市からの雨天時汚濁流出，第13回日本水質汚濁研究会年講，1980
- 28) 海老瀬潜一・岡村浩爾・大坪国順：小河川における総流出負荷量の観測と評価，第24回水理講演会論文集，1980
- 29) 海老瀬潜一・宗宮功・大楽尚史：市街地小河川の水質および負荷量の変動特性，第12回水質汚濁に関するシンポジウム，1978
- 30) 山口高志・吉川勝秀・興石洋：河川の水質・負荷量に関する水文学的研究，土木学会論文報告集，No 293，1980
- 31) 茨城大学農学部霞ヶ浦研究会：霞ヶ浦，三共科学選書，1977
- 32) 山口高志・吉川勝秀：河川の水質・汚濁負荷量に関する研究(I)，土木研究所報告，No 151，1978
- 33) 洞沢勇：河川上流における自然汚濁量と比流出量について，用水と廃水，Vol. 15, No 11，1973
- 34) 和田安彦：河川上流部の自然負荷の定量化とその特性，用水と廃水，Vol. 20, No 4，1978
- 35) 山口高志・吉川勝秀：河川の水質・汚濁負荷量に関する研究(II)，土木研究所報告，No 154，1980
- 36) Martin, P. W. :Stormwater Management, Ann Arbor Science Publishers Inc. , 1978
- 37) Yamaguchi, T:Combined Sewer Overflow Simulation, 5th U. S. -Japan Conference on Sewage Treatment Technology, 1977
- 38) 日本下水道協会：雨天時における合流式下水道改善に関する調査報告書，1972～1979