

都市河川の水質環境

Runoff Quality Analysis of Rivers in Urbanized Areas

渡 辺 政 広

Masahiro WATANABE

1. はじめに

わが国の公共用水域の水質、特に、海域と河川の水質は、最近の 20 年間で、著しく改善されてきた。たとえば、全国の河川の水質環境基準¹⁾をみると、昭和 50 年代はじめの 55% 程度から、近年では 80% 程度まで向上してきている。これらは、昭和 45 年に制定された「水質汚濁防止法」などに代表される各種環境関連法令が制定・整備されてきたことと、国民の環境（保全）意識の高まり、さらには、環境に配慮した各種工法の実施などによるものと考えられる。

一方、わが国の主要都市河川の代表地点における昭和 46 年から平成 6 年までの 24 年間の代表水質指標である BOD_{75%} 値（年平均値）の経年変化²⁾を見ると、図 1.1 に示すようである。これらより、わが国の主要都市河川の水質は、以前に比べ、最近 20 年の間に、著しく改善されてきているが、BOD 値で代表される河川水質は、依然として、「汚濁している」状況にあると言えよう。また、四国地方の主要河川およびそれら

の支川における同様の経年変化²⁾（最近 10 年間）を見ると、図 1.2 に示すようである。これより、四国地方の河川の水質は、10 年以前と大きな違いは見られないが、徐々にではあるが悪化してきている傾向にあると言えよう。

このように、都市河川の水質は、地域により差違は認められるものの、全体的には、依然として、「汚濁している」水準にあり、今後とも、水質改善のための努力を続けてゆく必要がある。

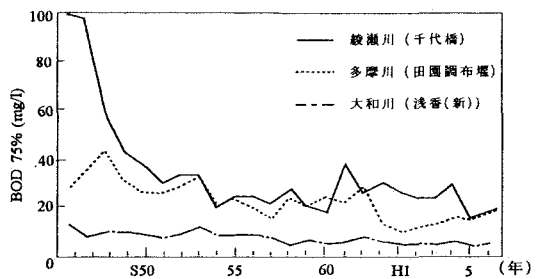


図 1.1 わが国の主要都市河川における水質の経年変化（昭和 46 年～平成 6 年）

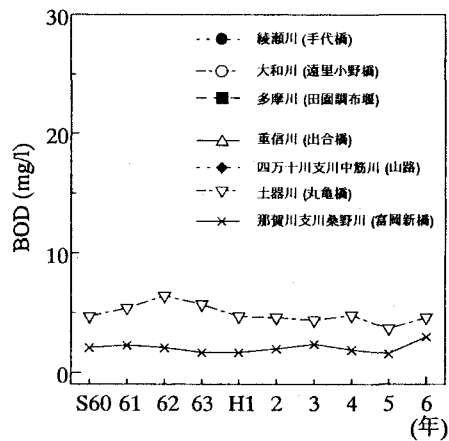
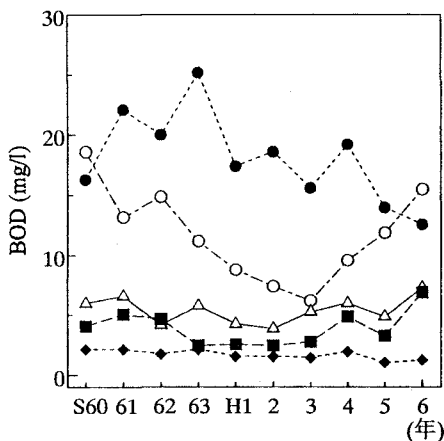


図 1.2 四国の主要河川およびそれらの支川における水質の経年変化（昭和 60 年～平成 6 年）

都市河川は、一般に、その流域内に、下水道が敷設された人口密集地域や、道路面、屋根面などの不透透流出面が主体を占めるいわゆる市街化あるいは都市化された地域を含んでいる。降雨時には、そうした不透透面上に蓄積したノンポイント・ソースとしての汚濁や、晴天時に下水管渠底や河床に堆積した多量の汚濁が掃流・排出されるため、都市河川では、高濃度で多量の汚濁を含む雨水流出水が流下している。また、これらは、湖沼や沿岸域の閉鎖性水域の水質を悪化させる原因の一つになっているとも考えられる。

本論では、都市河川の水質管理（保全）計画を立案・実施する際に広く利用されてきている既往の水質解析モデルの中から、合流式および分流式下水道の汚濁負荷流出解析モデル、到達率と回帰式を利用するマクロな汚濁解析モデル、都市域の雨水貯留施設の汚濁負荷削減効果に関する理論的評価式などを取り上げ、それらモデルの構成と実流域への適用性、適用上の問題点と改良の方向性などについて検討を進める。

なお、都市河川という名称は、行政的にも工学的にも定義されていない³⁾が、ここでは、市街地域あるいは都市域を流下する河川を都市河川と呼ぶこととする。

2. 河川における水質解析の基礎式

2.1 水質変化（自然浄化・自浄作用）の基礎式^{4), 5)}

河川の流れは、厳密には、3次元流れであるが、実用上からは、流下方向（ x 方向）の流速成分が卓越した流れと見なすことができる。また、流下方向の距離に比べて横断方向（ y 方向）および水深方向（ z 方向）の距離は非常に短く、通常は、流水断面内の水質分布よりは流下方向の水質変化（水質分布）が問題とされる。これらより、河川水中の有機物質（BOD, COD, SS など）の濃度変化（水質の時空間変化）を記述する微分方程式（物質収支式）は、次式のように表される。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(-AD_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) - (k_1 + k_3) \cdot C + C_a \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 C ：有機物質の濃度、 U ：断面平均流速、 A ：流水断面積、 D_x ：流れ方向の拡散係数、 k_1 ：脱酸素係数、 k_3 ：有機物質除去係数、 C_a ：河川に強制流入する有機物質負荷量、 x ：距離、 t ：時間、である。

また、有機物質の分解に伴う脱酸素反応に対応する河川水中の溶存酸素の濃度変化を記述する微分方程式（物質収支式）は、次のように表される。

$$\frac{\partial O_2}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial O_2}{\partial x} = \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(-AD_x \frac{\partial O_2}{\partial x} \right) - a \cdot k_1 \cdot C + k_2 \cdot (O_2^* - O_2) - O_{2B} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 O_2 ：溶存酸素濃度、 O_2^* ：飽和溶存酸素濃度、 k_2 ：再曝気係数、 a ：酸素消費率、 O_{2B} ：生物反応以外の溶存酸素消費量、である。

なお、式（2.1）を用いた詳細な水質解析（理論解析および数値解析）については、わが国においても、既に、幾多の研究結果^{6)~13)}が発表されてきているので、それらを参照されたい。

2.2 水質変化の追跡¹⁴⁾

(1) 合流点における河川水質

有機物質をある濃度で含有する支川河川水が合流する地点における本川河川水の濃度は、合流点で支川河川水と本川河川水が瞬時にかつ完全に混合されると仮定すると、次式のように表される（図 2.1）。

$$C_0 = \frac{C_1 \cdot Q_1 + C_2 \cdot Q_2}{Q_1 + Q_2} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 C_0 ：合流点直下流の河川水濃度、 Q_1 , C_1 ：

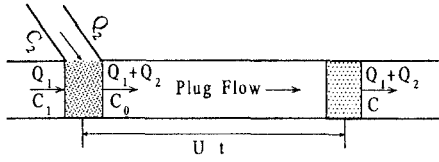


図 2.1 合流点（排水流入点）における河川水質と流下に伴う水質変化

合流点直上流の本川河川水の流量，濃度， Q_2, C_2 ：支川河川水の流量，濃度，である。

なお，上式は，有機物質をある濃度で含有する排水が河川に流入する地点においても適用できる。

(2) 流下に伴う河川水の水質変化（河川の自然浄化機能）

上述した支川合流地点（排水流入地点）から下流における河川水の水質変化は，移流分散と乱流拡散が無視し得る（この仮定は，実用上は，成立していると考えて良い¹⁵⁾）とし，すわなち，流れがプラグ・フロー（plug flow）であるとし，流下に伴って流入出や分合流がなく，かつ有機物質の強制流入もないものとする，式 (2.1) より，次式のように表される。

$$\frac{dC}{dt} = -(k_1 + k_3) \cdot C \dots\dots\dots (2.4)$$

上式を， $t=0$ で $C=C_0$ の条件で解くと，流下に伴う河川水の水質変化は，次のように表されることとなる。

$$C = C_0 \cdot \exp \left\{ -(k_1 + k_3) \cdot t \right\} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに， t ：合流点（排水流入点）からの河川水の流下時間，である。なお，流下時間に対応する流下距離は，河川がほぼ一様と見なされるときは，（流下距離）＝ $U \cdot t$ と表される。

式 (2.5) は，河川水の有機物質の濃度は，自然浄化機能により，流下とともに指数関数的に減少してゆくことを表している。

(3) 流下に伴う河川水の溶存酸素の変化過程^{5), 14)}

河川水の流下に伴う有機物質の分解に対応して，河川水の溶存酸素濃度も流下とともに変化する。上記(2)の仮定に加え，生物反応以外の溶存酸素消費もないものとする，流下に伴う河川水の溶存酸素濃度の変化は，式 (2.2) より，次のように表されることとなる。

$$\frac{dO_2}{dt} = k_2 \cdot (O_2^* - O_2) - a \cdot k_1 \cdot C \dots\dots\dots (2.6)$$

上式と式 (2.4) を， $a=1$ とし，かつ $t=0$ で $O_2=O_{2,0}$ （合流点における溶存酸素濃度）のもとで，連立させて解くと，次のよく知られた Streeter-Phelps の溶存酸素垂下曲線（DO sag curve）の式を得る。

$$O_2 = O_2^* - (O_2^* - O_{2,0}) \cdot \exp(-k_2 \cdot t) + \left(\frac{k_1 + k_3}{k_2 - (k_1 + k_3)} \right) \cdot C_0 \cdot \left\{ \exp(-k_2 \cdot t) - \exp(-(k_1 + k_3) \cdot t) \right\} \dots\dots\dots (2.7)$$

上式と式 (2.5) を用い，合流点（排水流入点）からの流下に伴う河川水の有機物質濃度と溶存酸素濃度の変化を計算した 1 例を，図 2.2 に示す。ここに， $k_1 + k_3 = 0.36 \text{ day}^{-1}$ ， $k_2 = 0.54 \text{ day}^{-1}$ ， $O_{2,0} = 8 \text{ mg/l}$ ， $O_2^* = 8 \text{ mg/l}$ ， $U = 0.1 \text{ m/s}$ ， $C_0 = 20 \text{ mg/l}$ および $C_0 = 4 \text{ mg/l}$ としている。また，流下距離（Distance）＝ $U \cdot t$ である。

これらより，河川水の濃度 C_0 が低い場合，流下に伴って C は速やかに減少し， O_2 も早期に回復するが， C_0 が高い場合には， C の減少と O_2 の回復は遅く，したがって，水質の回復がほとんど見られないうちに，河川水は下流端に達するであろうことが見てとれる。

(4) 合流および分布横流入を伴う河川における水質変化¹⁰⁾

河川は，通常，下流にゆくに従い，その断面形が緩やかに拡大してゆくと共に，支川の合流，下水道よりの越流（排水流入），市街地よりの分布横流入などを受ける。

こうした合流や分布横流入がある河川における水質変化は，式 (2.3) と式 (2.5) を利用し，図 2.3 の記号を用いると，次式のように表されることとなる。

ここで，分布横流入がある河川区間については，分布横流入を合計し，これを，その河川区間の上流端に合流する支川の河川流量として取り扱うこととしている。

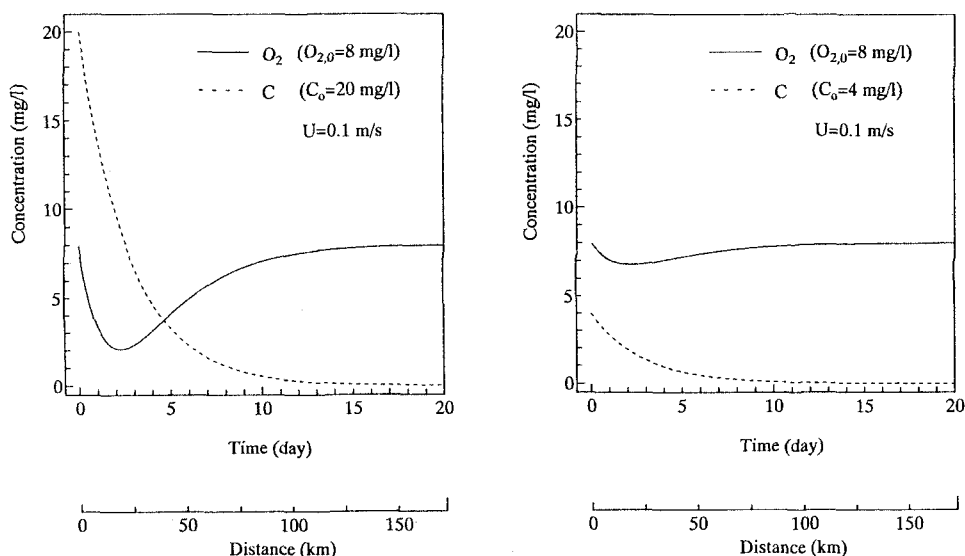


図 2.2 流下に伴う河川水の有機物質濃度と溶存酸素濃度の変化の計算例

$$\begin{aligned}
 L_{(n)} = & C_{(0)} \cdot Q_{(0)} \exp \left\{ - (k_1 + k_3) \sum_{i=1}^n t_i \right\} \\
 & + C_1 \cdot Q_1 \exp \left\{ - (k_1 + k_3) \sum_{i=1}^n t_i \right\} + C_2 \cdot Q_2 \exp \left\{ - (k_1 + k_3) \sum_{i=2}^n t_i \right\} \quad \dots \quad (2.8) \\
 & + \dots + C_{n-1} \cdot Q_{n-1} \exp \left\{ - (k_1 + k_3) \sum_{i=n-1}^n t_i \right\} + C_n \cdot Q_n \exp \left\{ - (k_1 + k_3) \sum_{i=n}^n t_i \right\}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_i = & l_i / (u_{(i-1)} + u_{(i)}) / 2 \quad \dots \quad (2.9) \\
 ; \quad & u_{(i)} = Q_{(i)} / A_{(i)}
 \end{aligned}$$

$$Q_{(n)} = Q_{(0)} + \sum_{i=1}^n Q_i \quad \dots \quad (2.10)$$

$$C_{(n)} = L_{(n)} / Q_{(n)} \quad \dots \quad (2.11)$$

ここに、 n : 河川区間の総数、 $L_{(n)}$ 、 $C_{(n)}$ 、 $Q_{(n)}$: 懸案地点における流出汚濁負荷量、河川水濃度、河川流量、 $C_{(0)}$ 、 $Q_{(0)}$: 本川上流端地点における河川水濃度、河川流量、 l_i : 河川区間 i の長さ、 C_i 、 Q_i : 河川区間 i に合流する支川河川水濃度、支川河川流量、 t_i : 河川水の区間 i における流下時間、 $Q_{(i)}$ 、 $u_{(i)}$ 、 $A_{(i)}$: 河川区間 i の下流端における河川流量、断面平均流速、流水断面積、である。

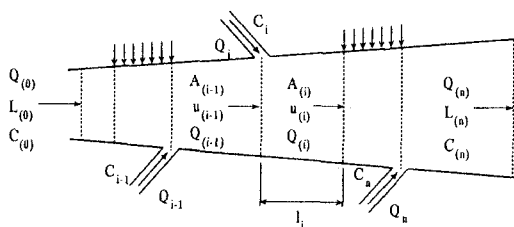


図 2.3 合流および分布横流入を伴う河川の水質変化

3. 下水道流域における雨天時の汚濁負荷流出解析モデル

都市河川へ流入する（排出される）汚濁負荷の主要な発生場は、市街地域あるいは都市域であり、都市河川の水質解析を実施するに当たっては、合流式および分流式下水道からの雨天時の汚濁負荷流出の実体を把握しておくことが肝要である。

ここでは、わが国において1980年代より広く利用されてきている土研モデル、欧米諸国で1970年代より広く使用されてきているSWMM、および分流式下水道を対象とした和田らの汚濁負荷流出モデルを取り上げ、それらの概要を述べると共に、それらモデルの適用性について検討した結果を手短かに述べる。

3.1 土研モデル

3.1.1 修正 RRL モデル^{17), 18)}

修正 RRL モデルは、都市域の雨水流出を合理的にかつ実用的に解析し得るモデルで、英国の道路研究所で開発された TRRL モデル^{19), 20)}を基本として、これに、わが国での適用性が一層向上するよう、土木研究所によって幾つもの改良が加えられたモデルである。

本モデルは、図 3.1 に示すように、4 つのサブ・モデル、すなわち、流域モデリング、有効降雨モデル、地表面流出モデル、管渠流出モデルのサブ・モデルから構成されている。

(1) モデルの構成

i) 流域モデリング

等到達時間域図（等到達時間域別面積図）：流域の任意地点に降った雨水が流域下流端に到達する時間（到達時間＝流入時間＋流下時間）を計算して、流域図上に等到達時間線（5 分きざみ）を書き入れ、これより、到達時間（0～5 分，5～10 分，10～15 分，……）～ 等到達時間域面積の関係を求める。ここで、流入時間には 0～15 分を、流下時間の算定に用いる流速にはマニング型の満管等流流速を用いることとしている。

管内貯留量（S）～下流端流量（Q）曲線：管渠内の流れが定常等流になると仮定し、任意の強度の降雨が継続するときの管渠内総貯留量 S と流域下流端流量 Q の関係を求め、これより、次の S～Q 式を算定する。

$$S = K \cdot Q^P \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、K, P：定数，である。

ii) 有効降雨モデル

地表面を、凹地損失のない不浸透流出面、凹地損失のある不浸透流出面、凹地損失と浸透損失がある浸透流出面、の 3 種類に大別し、雨水損失（有効降雨）を算定する。

ここに、累加雨量が凹地損失雨量に達するまで、地表面流出は発生しないものとする。また、最終浸透能を下回る強度の降雨は、全て浸透するものとする。

iii) 地表面流出モデル

有効降雨ハイドログラフと等到達時間域別面積図を用い、管渠システムへの流入ハイドログラフを、次式より計算する。

$$I_j = \sum_{k=1}^m \left\{ (r_e)_{j-k+1} \cdot A_k \right\} \dots\dots (3.2)$$

ここに、 I_j ：時刻 $t = j \cdot \Delta t$ の流入流量，
 $(r_e)_i$ ：時刻 $t = (i-1) \cdot \Delta t \sim t = i \cdot \Delta t$ の間の有効降雨強度， A_k ：到達時間が $(k-1) \cdot$

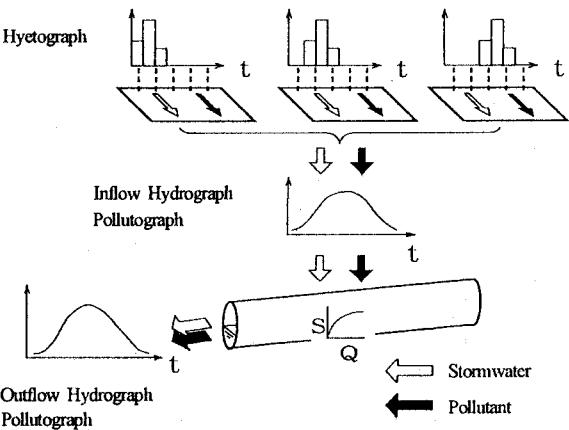


図 3.1 修正 RRL モデルと土研モデルの概要

$\Delta t \sim k \cdot \Delta t$ の等到達時間域面積, Δt : 計算時間間隔, m : 等到達時間域の総数, である。

iv) 管渠流出モデル

上述した流入ハイドログラフは, 管渠内貯留を考慮しないで得られた流量ハイドログラフである。したがって, 先の $S \sim Q$ 曲線式を用い, 管渠内貯留を考慮するときの流出ハイドログラフを算定する。

すなわち, 式 (3.1) の貯留式と次の連続式より, 流入ハイドロを流出ハイドロに変換する。

$$dS/dt = I - Q \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに, I : 流入流量 (流入ハイドログラフ), Q : 流出流量 (流出ハイドログラフ), である。

(2) 適用性と適用性の向上に関する検討

適用性の検討: 上述した修正 RRL モデルを, 市街地の合流式排水区 (自然排水区, 流域面積 45 ha) の 9 出水に適用し, 流出シミュレーションを行った。検討結果の 1 例を, 後述する SWMM-TRANSPORT モデルによるシミュレーション結果とも対比して, 図 3.2 に示す。

これらより, 流出シミュレーション結果には, 全体的に, 10~20 分程度の時間遅れが生ずる傾向が見られたが, この点を除けば, 本流出シミュレーションの再現性はかなり高いものとなることが分かった。

適用性の向上に関する検討: 上述した 10~20 分の時間遅れを解消するため, 管渠における雨水の流下流速を何倍程度, 大きく見積もる必要があるか検討した。

まず, 次式 (3.4) に示すような, 速さがマニング型の満管等流流速の β (> 1) 倍である ω なる流下流速を仮定する。

$$\omega = \beta \cdot V_{full} \quad ; \quad V_{full} = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \sqrt{S_0} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに, V_{full} : マニング型の満管等流流速, D : 管径, S_0 : 管渠こう配, n : マニングの粗度係数, である。

次いで, 新たに, 等到達時間域別面積図を作成し直して流出シミュレーションを行い, 流出シミュレーション結果を実測結果と対比して, 時間遅れがどの程度まで解消されてきているか調べる。この過程を繰り返す, 時間遅れが完全に解消する β 値を見い出す。

先の 9 出水すべてについて, こうした検討を進めて得られた結果を, 図 3.3 に示す。

これより, 概ね 2 倍だけ速い流下流速を採用すれば, そうした時間遅れはほぼ解消されてくることがわかるが, この結果は, 流量 (流出) が流速で

はなく微小擾乱の伝播速度 (円形管渠の場合

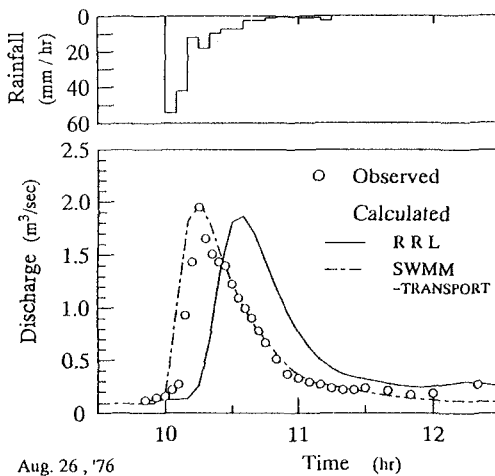


図 3.2 雨水流出シミュレーション結果

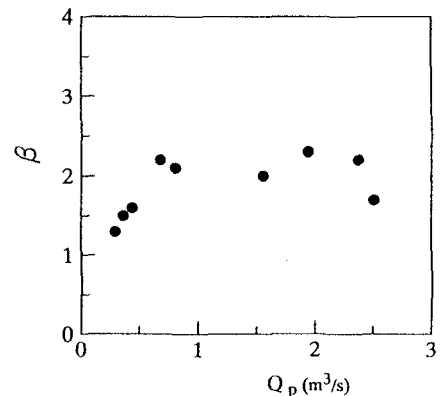


図 3.3 β の適値の検討

合, $1.4 \times V_{full}$) で伝播するものであることを表しているとも考えられる。

3.1.2 土研モデル^{21)~25)}

土研モデルは、修正 RRL モデルにより算定された有効降雨ハイトグラフおよび流出ハイドログラフを用い、それぞれ、流出面上および管渠システム内の汚濁負荷の流出を追跡するモデルである。

なお、本モデルでは、BOD, COD, SS の 3 つの水質項目を対象としており、それらの発生場については、BOD は管渠内、COD, SS は流出面上および管渠内であるとしている。

(1) 汚濁負荷流出の基礎式

$$\text{BOD: (管渠内) 運動方程式: } L_{DB} = C_{DB} \cdot P_{DB}^2 \cdot (Q - Q_c) \quad (3.5)$$

$$\text{連続の式: } dP_{DB}/dt = D_{DB} - L_{DB} \quad (3.6)$$

$$\text{COD: (流出面) 運動方程式: } L_{WC} = (1/3.6) \cdot C_{WC} \cdot P_{WC}' \cdot (r_e - r_{ec}) \cdot A_W \quad (3.7)$$

$$\text{連続の式: } dP_{WC}/dt = D_{WC} - L_{WC} \quad (3.8)$$

$$; D_{WC} = D_{WC}' \cdot A_W, P_{WC} = 1000 \times P_{WC}' \cdot A_W$$

$$\text{(管渠内) 運動方程式: } L_{DC} = C_{DC} \cdot P_{DC}^2 \cdot (Q - Q_c) \quad (3.9)$$

$$\text{連続の式: } dP_{DC}/dt = D_{DC} - L_{DC} + L_{WC} \quad (3.10)$$

$$\text{SS: (流出面) 運動方程式: } L_{WS} = (1/3.6) \cdot C_{WS} \cdot P_{WS}' \cdot (r_e - r_{ec}) \cdot A_W \quad (3.11)$$

$$\text{連続の式: } dP_{WS}/dt = D_{WS} - L_{WS} \quad (3.12)$$

$$; D_{WS} = D_{WS}' \cdot A_W, P_{WS} = 1000 \times P_{WS}' \cdot A_W$$

$$\text{(管渠内) 運動方程式: } L_{DS} = C_{DS} \cdot P_{DS} \cdot Q \cdot (Q - Q_c) \quad (3.13)$$

$$\text{連続の式: } dP_{DS}/dt = D_{DS} - L_{DS} + L_{WS} \quad (3.14)$$

ここに、 $L_{DB}, L_{DC}, L_{WC}, L_{DS}, L_{WS}$: 発生負荷量 (gr/s), $C_{DB}, C_{DC}, C_{DS}, C_{WC}, C_{WS}$: 負荷流出係数 ($1/\text{gr}/\text{m}^3, 1/\text{gr}/\text{m}^3, \text{s}/\text{m}^6, 1/\text{mm}, 1/\text{mm}$), $P_{DB}, P_{DC}, P_{WC}, P_{DS}, P_{WS}$: 堆積負荷量 (gr), P_{WC}', P_{WS}' : 単位面積当たりの堆積負荷量 (kg/ha), $D_{DB}, D_{DC}, D_{WC}, D_{DS}, D_{WS}$: 補給負荷量 (gr/s), D_{WC}', D_{WS}' : 単位面積当たりの補給負荷量 (gr/s/ha), A_W : 降雨による負荷発生に関与する面積 (ha), Q : 修正 RRL モデルにより算定された流量 (m^3/s), Q_c : 限界流量 (m^3/s), r_e : 修正 RRL モデルにより算定された有効降雨強度 (mm/hr), r_{ec} : 限界有効降雨強度 (mm/hr), t : 時間 (s)。

(2) 管渠内パラメータの算定

雨天時の汚濁負荷流出シミュレーションに先立ち、管渠内よりの汚濁負荷流出に関するパラメータ、すなわち、負荷流出係数、 C_{DB}, C_{DC}, C_{DS} および初期堆積負荷量、 $P_{DB,0}, P_{DC,0}, P_{DS,0}$ の適値を算定しておく必要がある。

以下、文献 17) に従い、それら適値の算定手順を手短に示す。

i) C_{DB} および $P_{DB,0}$

① $P_{DB,0} = (1/2) \times (\text{晴天時の 1 日 BOD 発生負荷量 (gr)})$ とする。

② C_{DB} の近似値 C_{DB}' を次式、

$$(\text{晴天時のピーク BOD 濃度}) = C_{DB}' \times P_{DB,0}^2$$

より推算する。

③ 上の C_{DB}' と $P_{DB,0}$ を使い、晴天時の汚濁負荷流出シミュレーションを行う。

④ シミュレーションの初期値 $P_{DB,0}$ にかかわらず、堆積負荷量 P_{DB} は一定値 P_{DB}^* に収束してくる。

⑤ 求める適値 C_{DB} を、

$$C_{DB}' \times P_{DB}^{*2} = C_{DB} \times P_{DB,0}^2$$

より算定する。

ii) C_{DC} および $P_{DC,0}$

算定法の考え方、手順ともに上記 i) と同様であり、ここでは、説明を省略する。

iii) C_{DS} および $P_{DS,0}$

算定法の考え方、手順ともに、下記の ② を除いて、上記 i) と同様である。

② C_{DS} の近似値 C_{DS}' を、次式

(晴天時の日平均 SS 濃度)

$$= C_{DS}' \times P_{DS,0}$$

$$\times \{ \text{日平均 (流量 - 限界流量)} \}$$

より逆算する。

(3) 流出面パラメータの算定

土研モデルにおいて、流出面パラメータ、すなわち、汚濁負荷流出係数、 C_{WC} 、 C_{WS} および初期堆積負荷量、 $P_{WC,0}$ 、 $P_{WS,0}$ の算定法は、これまでのところ特には明らかにされていない。

ここでは、それらパラメータの適値については、既往の研究結果²⁰⁾を利用することとした。

なお、雨天時の補給負荷量 D_{WC} および D_{WS} については、一般に、これらを見捨てて取り扱ってよいと考えられ²⁰⁾、ここでも、そのように扱うこととした。

(4) 適用性に関する検討

上述した土研モデルを、低平な市街地の合流式排水区（ポンプ排水区、流域面積 46 ha）の 10 出水に適用し、雨水および汚濁負荷の流出シミュレーションを行ってその適用性を検討した。検討の 1 例を、図 3.4 に示す。

これらより、背水の影響が小さい出水では、本モデルによる汚濁負荷流出シミュレーションの適合度は実用上十分であると推察される。しかしながら、図 3.4 においても見られるように、ポンプの間欠運転に伴って発生する背水（せき上げおよび

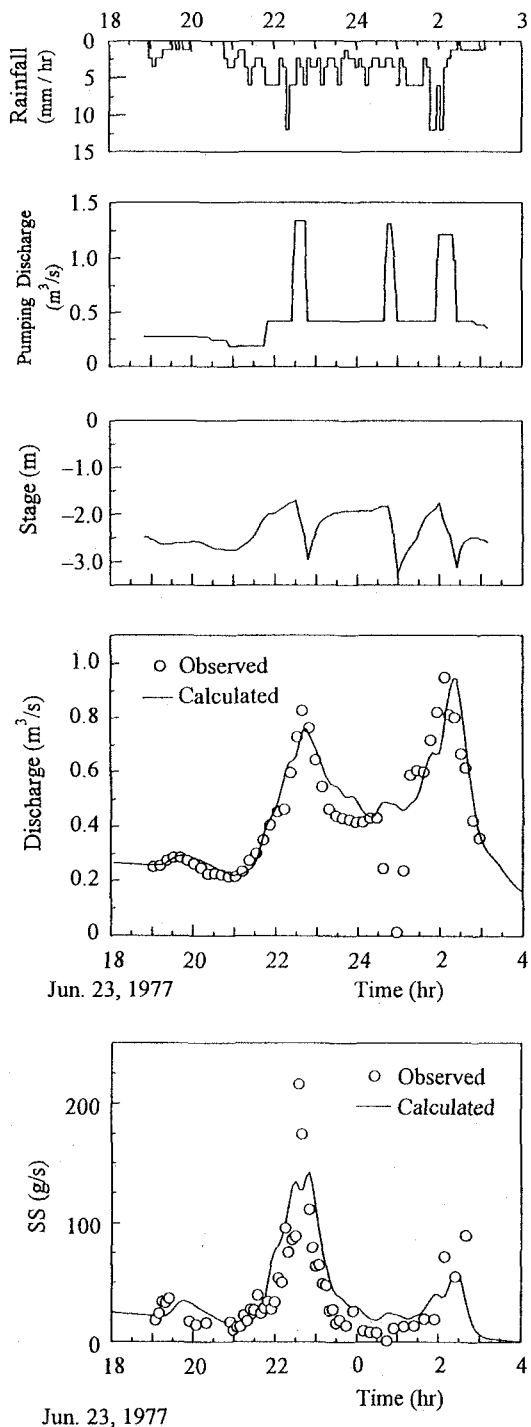


図 3.4 雨水および汚濁負荷の流出シミュレーション結果

び低下背水) が大きく影響する出水部分での適合度は、かなり低下してくる傾向が見られた。この点については、本来、修正 RRL モデルおよび土研モデルは、等流に近い流れとそのもとでの汚濁負荷流出を取り扱うモデルで、そうした背水の影響をもともと評価し得ない。したがって、土研モデルの適合性を一層向上させるためにも、今後は、こうした点の改善を図る必要がある。

3.2 SWMM (Storm Water Management Model) ²⁶⁾

SWMM は、都市域の水量・水質管理を支援するための多くの独立したサブ・モデルから構成されているが、ここでは、雨水と汚濁負荷の流出シミュレーションに関係する 3 つのサブ・モデルを取り上げ、それらの構成の概要と実流域への適用性について検討した結果を手短に述べる。

3.2.1 RUNOFF モデル

RUNOFF モデルは、地表面からの雨水と汚濁負荷の流出を取り扱うサブ・モデルであり、基本的には、管渠システムにおける流出は取り扱わない。

(1) 雨水流出解析

i) 流域モデリング

流域を幾つかのサブ流域に分割し、各サブ流域を、図 3.5 に示すように、3 種類の流出面とそれらが接続する排水路(下水管渠)からなるとして流域モデリングする。

ii) 雨水損失解析

流出面 1 では損失なし、流出面 2 では凹地損失を、流出面 3 では凹地損失と浸透損失 (Horton 式あるいは Green-Ampt 式) を考慮し、有効降雨を算定する。

iii) 地表面流出解析

上の 3 種の流出面からの雨水流出は、次式で表される非線形貯水池モデル (図 3.6) により追跡する。

$$\text{貯留方程式: } Q_i = W_i \frac{1}{n_i} (h_i - d_{p,i})^{5/3} S_i^{1/2} \dots\dots\dots (3.15)$$

$$\text{連続の式: } \frac{dh_i}{dt} = r - f - \frac{Q_i}{A_{s,i}} \dots\dots\dots (3.16)$$

$$\text{流出流量: } Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots\dots\dots (3.17)$$

ここに、 Q_i : 流出面 i からの流量、 h_i : 貯留水深、 $d_{p,i}$: 流出面 i における凹地貯留量、 W_i : 流出面 i の貯水池越流幅、 S_i : 流出面 i のこう配、 r : 降雨強度、 f : 浸透能、 $A_{s,i}$: 流出面 i の排水面積、 Q : サブ流域からの流量、また、添字 1, 2, 3 は流出面番号を表す。

(2) 汚濁負荷流出解析

i) 流出面上における汚濁負荷の蓄積 (Buildup)

流出面上における汚濁 (DD=dust and dirt) の蓄積の評価式として、図 3.7 に示すような、4 つの式が用意

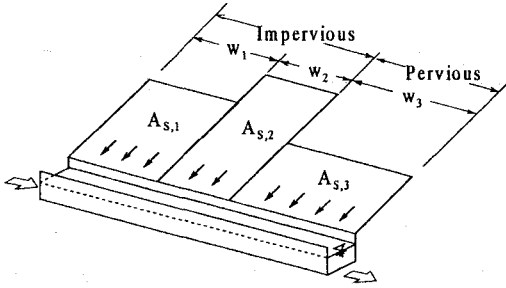


図 3.5 流域モデリング

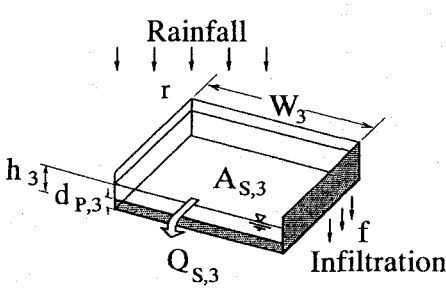


図 3.6 非線形貯水池モデル

されている。すなわち、線形、べき関数型、指数関数型、Michaelis-Menton 型である。

ii) 流出面上における汚濁負荷の掃流 (Washoff)

雨水 (有効降雨) が汚濁を掃流する過程は、次式のように表されている。

$$\begin{aligned}
 P_0 - P(t) &= \int_0^t L dt \\
 &= P_0 \left\{ 1 - \exp \left(-\alpha k A \int_0^t r_e^b dt \right) \right\} \quad (3.18) \\
 ; L &= \alpha k r_e^b A \\
 ; dP/dt &= -L
 \end{aligned}$$

ここに、 P : 残存負荷量, P_0 : 初期堆積負荷量, L : 流出負荷量, r_e : 有効降雨強度, A : 流出面の面積, k : 流出負荷係数, α : 単位換算係数, b : 指数, である。

愛媛大学工学部実験棟の屋根面 (面積 72 m²) を対象に、雨天時の汚濁負荷流出を観測し、上式の妥当性について検討した²⁷⁾。検討結果の 1 例を、図 3.8 に示す。これらより、式 (3.18) が表している汚濁負荷流出の特性、すなわち、累加降雨量 (横軸) の増大に伴い、累加流出汚濁負荷量 (縦軸) は、降雨初期には急激に増加するが、これを過ぎると次第にある一定値に収束してゆく特性がよく観測されていることが分かる。また、これと同時に、指数 b の適値についても検討を進めた結果、溶解性の汚濁負荷 (COD など) に対しては $b=2$ 、粒子性の汚濁負荷 (SS など) に対しては $b=1$ が適切であることが指摘された。

3.2.2 TRANSPORT モデル

TRANSPORT モデルは、RUNOFF モデルでの地表面における雨水と汚濁負荷の流出シミュレーション結果を入力として、管渠システムにおける雨水と汚濁負荷の流出をシミュレートするサブ・モデルである。

(1) 雨水流出解析

管渠システムにおける流れは、kinematic wave 流れとして取り扱われる。なお、せき上げ背水を考慮する必要がある場合には、管渠の下流端に仮想的貯留池を設定することとしている。

(2) 汚濁負荷流出解析

管渠における水質変化は、次式により記述されている。

$$\frac{d(\nabla C)}{dt} = \nabla \cdot \frac{dC}{dt} + C \cdot \frac{d\nabla}{dt} = Q_i \cdot C_i - Q \cdot C - K \cdot C \cdot \nabla + M_e - M_d \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

ここに、 C : 管渠内の流出水の濃度, ∇ : 管渠内の貯留水量, Q_i : 管渠への流入流量, C_i : 流入水の濃度, Q : 管渠からの流出流量, K : 減少速度係数, M_e : 管渠底から巻き上げられる汚濁負荷量, M_d : 管渠底に沈澱する汚濁負荷量, である。

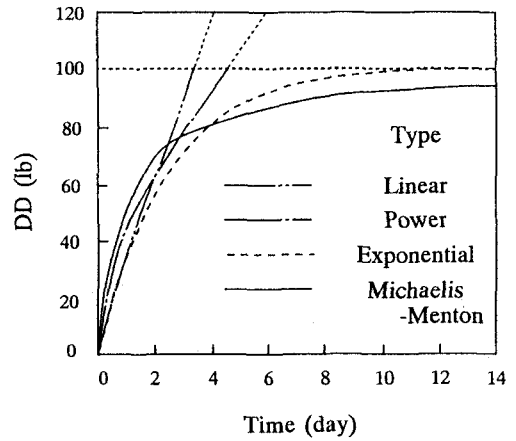


図 3.7 地表面における汚濁の蓄積

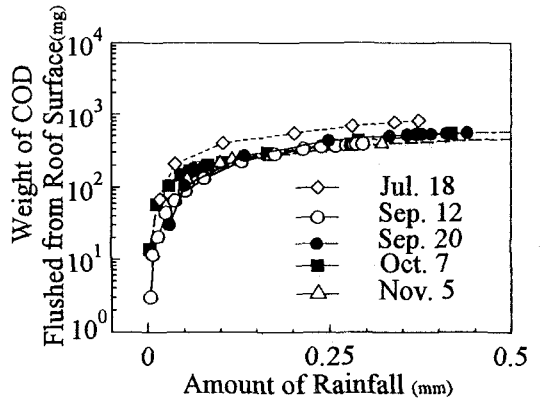


図 3.8 累加降雨量と累加流出汚濁負荷量の関係

上式において、時刻 $t=t_1$ の濃度 C_1 は既知で、時刻 $t=t_2$ の濃度 C_2 を求めたいものとする。濃度以外の水理量は全て既知量であるから、これらに対し、時刻 t_1 と t_2 の間の時間平均値を与えることとすると、上式は積分できて、濃度 C_2 は、次式のように与えられる。

$$C_2 = \frac{Q_1 \cdot C_1 + M_e - M_d}{V \cdot \delta} \cdot \left\{ 1 - \exp(-\delta \cdot \Delta t) \right\} + C_1 \cdot \exp(-\delta \cdot \Delta t) \dots\dots\dots (3.20)$$

$$; \delta = \frac{Q}{V} + K + \frac{1}{V} \cdot \frac{dV}{dt}$$

なお、汚濁負荷の沈殿量 M_d と巻き上げ量 M_e は、TRANSPORT モデルにおいては、以下のように、見積もられている。

① あらかじめ、有機物質の粒径分布（重量）データ（図 3.9）をインプットしておく。また、Shields の限界掃流力曲線を 4 区間に分割し（図 3.10），それぞれ、多項式で近似しておく。

② 時刻 $t=t_2=t_1+\Delta t$ における限界掃流力に対応する移動限界粒径 d_c を、上の Shields の曲線（近似式）より算定する。

③ 巻き上げ量の算定:時刻 $t=t_1$ における沈殿の最小粒径 d_{B1} に比べて d_c が大きい場合には、図 3.11 (a) に示すように、既に管渠底に沈殿している有機物質の $(72-35) / 72 \times 100 = 51 \%$ が、時刻 $t=t_1$ から $t=t_2$ の間に巻き上げられると考える。

④ 沈殿量の算定:時刻 $t=t_1$ における浮遊の最大粒径 d_{S1} に比べて d_c が小さい場合には、図 3.11 (b) に示すように、既に浮遊している有機物質の $(56-34) / (100-34) \times 100 = 34 \%$ が、時刻 $t=t_1$ から $t=t_2$ の間に沈殿させられると考える。

⑤ 時刻 $t=t_2$ における沈殿の最小粒径 d_{B2} および浮遊の最大粒径 d_{S2} は、重量を重みとして、次式のように算定する。

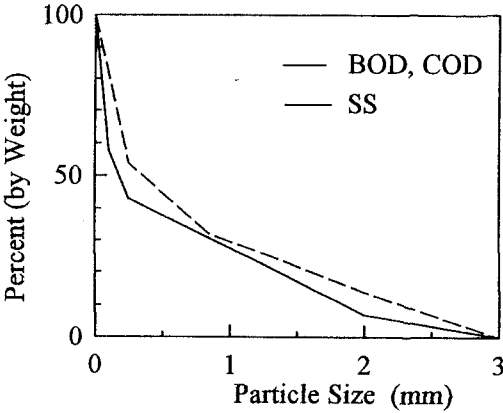


図 3.9 有機物質の粒径分布

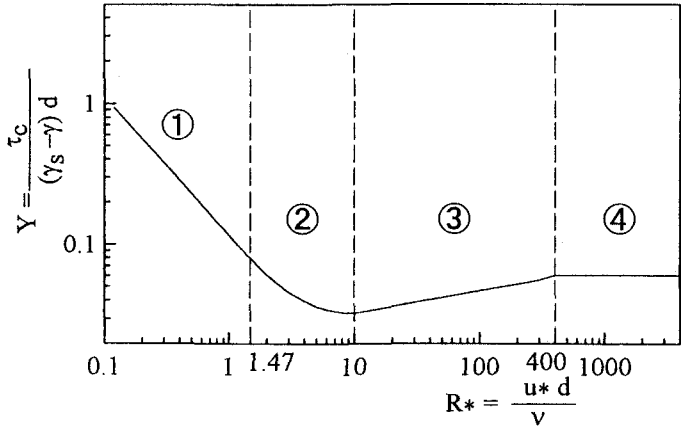


図 3.10 Shields の限界掃流力曲線

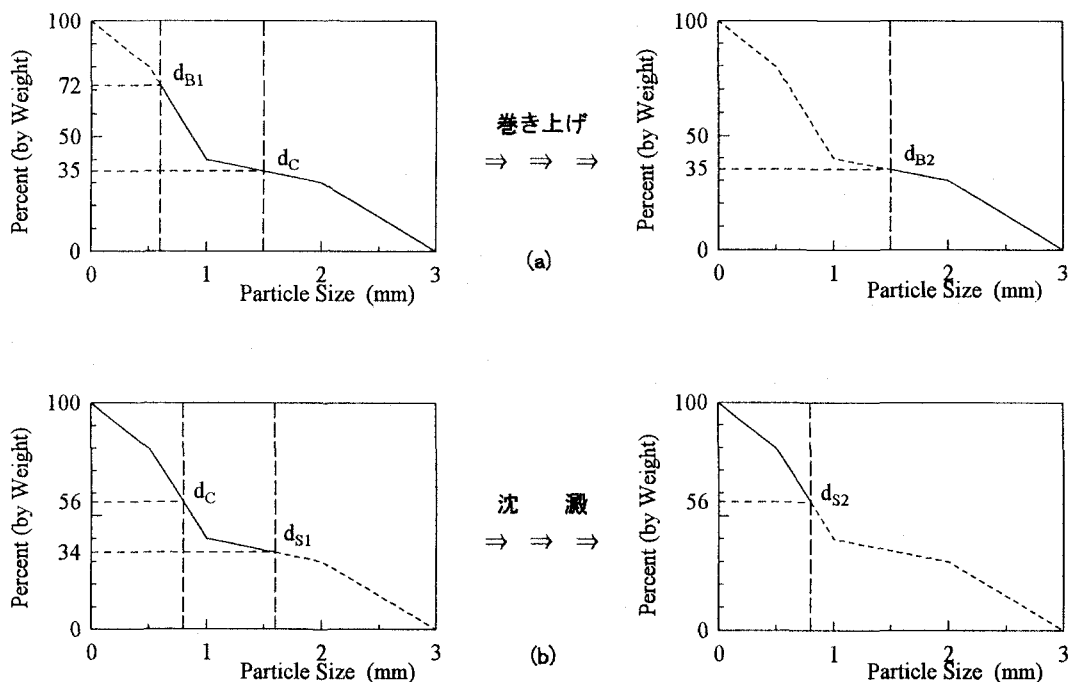


図 3.11 巻き上げ量と沈澱量の見積もり

$$d_{B2} = \frac{d_{B1} \cdot M_b + d_c \cdot M_d}{M_b + M_d}, \quad d_{S2} = \frac{d_{S1} \cdot M_s + d_c \cdot M_e}{M_s + M_e} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

ここに、 M_b : 時刻 $t=t_1$ において管渠底に沈澱していた有機物質の重量、 M_d : Δt の間に新たに沈澱した有機物質の重量、 M_s : 時刻 $t=t_1$ において流れに浮遊していた有機物質の重量、 M_e : Δt の間に流れの中へ新たに巻き上げられた有機物質の重量、である。

⑤ なお、 $d_c \leq d_{B1}$ のときは $d_{B2} = d_{B1}$ 、また $d_c \geq d_{S1}$ のときは $d_{S2} = d_{S1}$ とする。

3.2.3 適用性に関する検討

上述した RUNOFF モデルおよび TRANSPORT モデルを、先述した市街地の合流式排水区（自然排水区、流域面積 45 ha）の 9 出水に適用して流出シミュレーションを行い、SWMM の適用性について検討した。流域モデルの概要を図 3.12 に、検討結果の 1 例を図 3.13 に示す。

SWMM の適用性に関して得られた知見の幾つかを列挙すると、次のようである。

① 雨水流出シミュレーション結果の適合度は、RUNOFF モデルを用いる場合にはやや低下してくる傾向が見られるが、全体的には、RUNOFF および TRANSPORT のいずれのモデルを用いても、実用上からは十分なものとなっている。

② 汚濁負荷流出シミュレーションについても、全般的には、どちらのモデルを用いる場合でも、十分に実用し得るシミュレーション結果が得られると言える。

③ 詳細にみると、RUNOFF モデルを用いる場合には、幾つかの出水で、図 3.13 に見られるような著しい適合度の低下が現れた。

④ 一方、TRANSPORT モデルを用いる場合には、そうした適合度の低下はほとんど現れなかった。

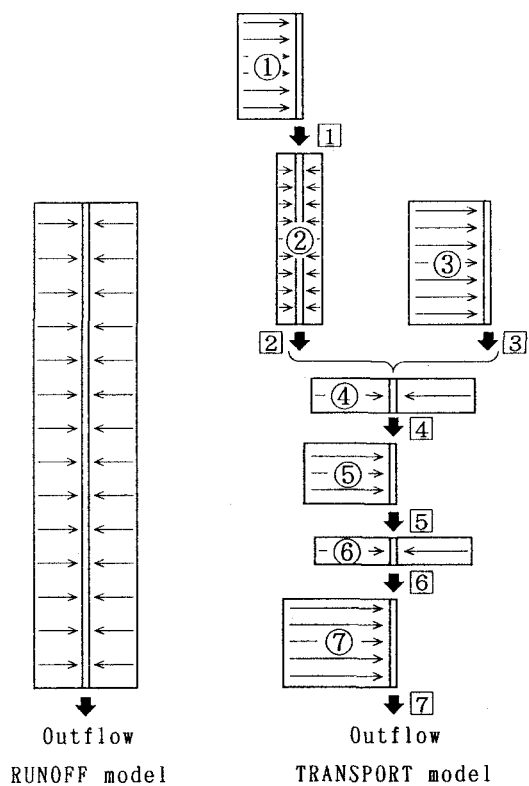
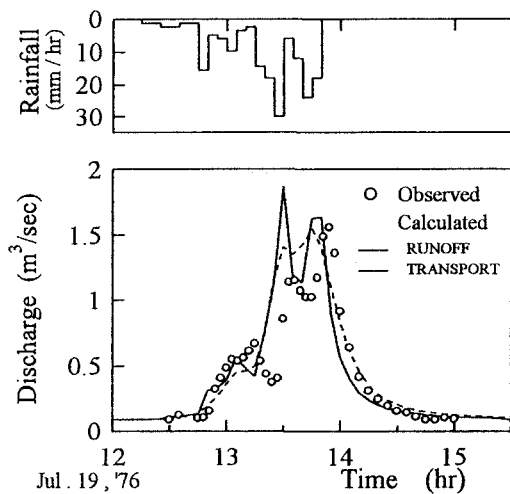
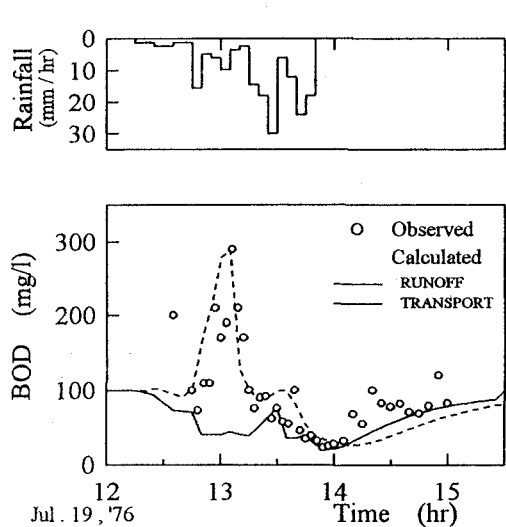


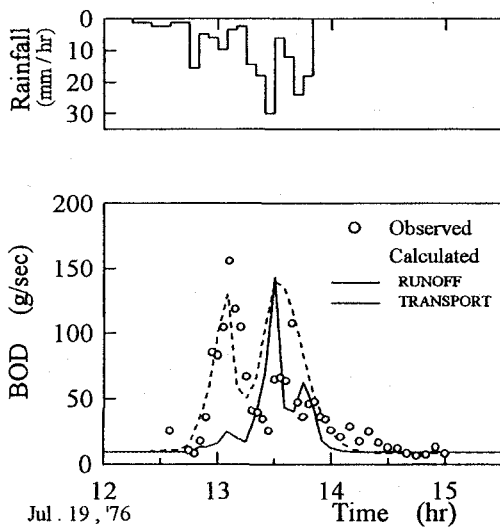
図 3.12 流域モデル



(a) 雨水流出シミュレーション結果



(b) 汚濁負荷流出シミュレーション結果



(c) 汚濁負荷流出シミュレーション結果

図 3.13 RUNOFF モデルと TRANSPORT モデルの比較

3.3 分流式下水道流域における雨天時の汚濁負荷流出モデル^{28), 29)}

分流式下水道では、合流式下水道の場合とはやや異なり、雨天時にのみ汚濁負荷の流出が起こる。

和田らは、分流式下水道から流出する汚濁負荷は、雨水幹線の流量が関与する成分と排水区域内の残存負荷量が関与する成分とからなると考え、汚濁負荷流出量 Q_s を、次式のように表した。

$$Q_s = a \cdot Q^2 + b \cdot S \cdot Q \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

ここに、 Q ：流出流量、 S ：排水区域内残存負荷量、 a 、 b ：係数、である。

また、連続の式（有機物質の物質収支式）は、次式のように表される。

$$S = S_0 - \int_0^t Q_s(t) dt \quad \dots\dots\dots (3.23)$$

ここに、 S_0 ：初期堆積負荷量、である。

なお、3種の流出面（屋根、路面、空地・その他）における初期堆積負荷量 $S_{0,i}$ （ $i=1, 2, 3$ ）は、次式により推算し得るとされている。

$$S_{0,i} = C_i \cdot R \cdot C_{r,i} \cdot A_i \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

ここに、 C_i ：流出面 i における流出水の平均水質、 R ：降雨量、 $C_{r,i}$ ：流出面 i における流出係数、 A_i ：流出面 i の面積、である。

4. 都市河川における水質解析モデル

これまで、数多くの河川の水質解析モデルが提案されてきているが、河原³⁰⁾によれば、これらモデルは、次の4種類に大別できる。すなわち、① 水文学的なモデル、② 計画論的な立場から流達率を用いるモデル、③ 流下過程に着目したモデル、④ 流出過程と流下過程を考慮したモデル、である。

これらモデルの中から、ここでは、都市河川の水質管理（保全）計画やこれと密接な係わりをもつ下水道計画において多用されてきている流達率を用いるモデルと、都市河川における年間総流出負荷量を推算し得るモデルの2つを取り上げ、それらの概要を述べる。

4.1 流達率を用いるモデル^{31)~33)}

本モデルでは、図 3.14 に示すように、都市域（市街地域）内のポイント・ソースおよびノンポイント・ソースから排出された負荷量（排出負荷量）に流達率を乗じて得られる負荷量（流達負荷量）が、河川の懸案

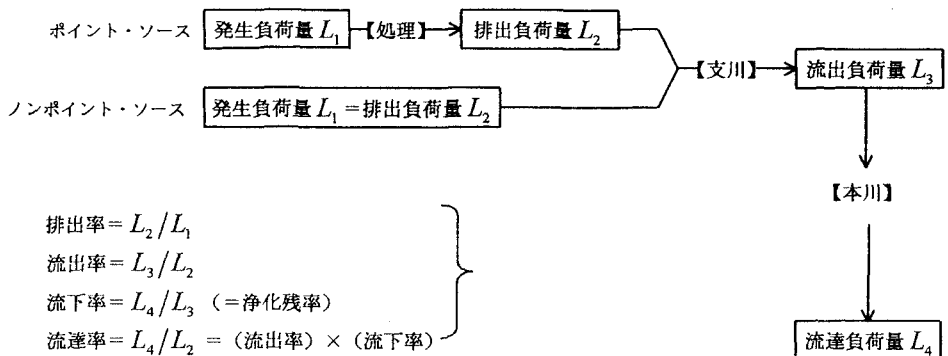


図 4.1 流達率を用いるモデルの概要

地点（下流端地点）に到達すると考える。すなわち、この流達率を利用するモデルは、汚濁の流出・流下過程における分解、沈澱、吸着などの河川のもつ浄化作用（自浄作用）とその効果を、流達率という一つの指標で総合的に評価し、これを積極的に利用しようとする実用的な水質解析モデルである。

これより、本モデルの解析精度は、流達率の算定精度に大きく係わってくることとなるが、流達率については、これまでに多くの観測データが収集されてきており、今後さらに精度高い観測データの蓄積・整理が進めば、本モデルの実用性と適合性はさらに向上してゆくものと考えられる。

なお、本モデルは、本来、低水流量などを対象とした水質解析に適したモデルであるので、流量変動に伴う水質の変動については、これを精度高く評価し得ない。したがって、水質変動が重要となる汚濁負荷流出解析には適用しない方がよい。

4. 2年間総流出負荷量算定のための回帰モデル^{34), 35)}

河川の水質管理（保全）計画において重要となる河川からの年間総流出負荷量を精度高く算定するには、上述した晴天時の汚濁負荷流出を主として取り扱う流達率を用いるモデルとは別に、降雨時の汚濁負荷流出と晴天時のその両者を考慮して取扱うモデルが必要となる。

海老瀬は、次のような算定手順の回帰モデルを提案している。

- ① 年4回程程度の晴天時24時間流出負荷量観測結果より、晴天時流出負荷量を算定する。
- ② 降雨量規模の異なる5程度の出水を対象に、図4.2に示すように、両対数紙上に、累加流出流量～累加流出負荷量の曲線を記入する。
- ③ これら曲線の漸近部分より、比累加流出流量 $\Sigma(Q/A) \sim$ 比累加流出負荷量 $\Sigma(M/A)$ のデータを求め、図4.3に示すように、両対数紙上にプロットする。
- ④ これより、回帰式 $\Sigma(M/A) = a \cdot (\Sigma Q/A)^b$ を求める（ a, b は定数）。
- ⑤ 各降雨に上の回帰式を適用して年間の総雨天時流出負荷量を、晴天時日数に①の晴天時流出負荷量を乗じて年間の総晴天時流出負荷量を算定する。
- ⑥ 年間総流出負荷量は、

$$(\text{年間総流出負荷量}) = (\text{年間の総雨天時流出負荷量}) + (\text{年間の総晴天時流出負荷量})$$

より算定される。

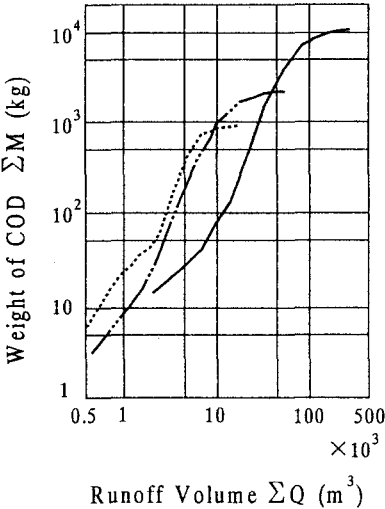


図 4.2 累加流出流量～累加流出負荷量の関係

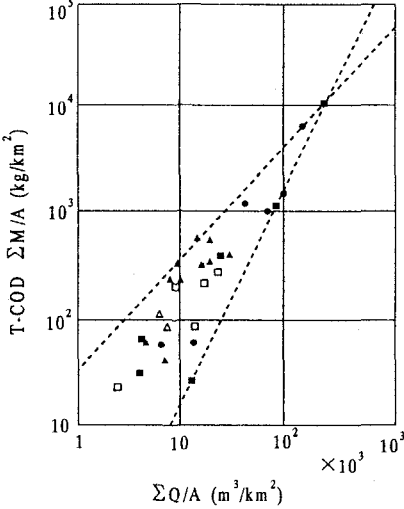


図 4.3 比累加流出流量～比累加流出負荷量の関係

5. 汚濁負荷の削減

都市河川の水質改善について、ここでは、下水道流域から都市河川への越流水を抑制しようとする改善策に焦点を絞り、数ある改善策の中から、江藤らの雨水貯留施設の水質改善効果の理論式と、管渠システム内貯留による少降雨時の越流水対策を取り上げ、これらの概要を述べる。

5.1 雨水貯留施設による水質改善効果の評価式（理論式）^{36)~38)}

江藤らは、雨水貯留施設の水質改善効果と利水効果の実用的な評価式を理論的に導出しているが、ここでは、越流水対策に有用と考えられる、下水道流域内に単一の雨水貯留施設が設置され、これが雨水滞水池として使用される場合の水質改善効果の評価式の概要を、文献 1) に従って述べる。

貯留施設容量を z_0 、単位時間当たりの処理水量を d とし、平均一雨流出量 $\bar{v}$ 、平均降雨時間間隔 $\bar{t}_R$ で無次元化して、無次元貯留施設容量 Z_0 、無次元処理水量 D とする。

$$Z_0 = z_0 / \bar{v}, \quad D = d \cdot \bar{t}_R / \bar{v} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

単位時間当たりの物質の流出量が、残存物質と降雨流出強度に比例すると仮定するときの比例定数を洗浄係数と呼ぶことにし、 k_e で表す。除去率は k_t 、効果の指標である削減率を ε で表す。（ともに 0~1）。

初期損失 f_0 を差し引いた後の一雨降雨についての、平均降雨継続時間を $\bar{t}_r$ 、平均降雨時間間隔を $\bar{t}_R$ 、流出率（不浸透面積率）を f' 、平均一雨降雨量を $\bar{r}'$ 、流域面積を A とする。このとき平均一雨量流出量 $\bar{v}$ 、無次元平均時間間隔 T_r 、無次元洗浄係数 K_e は、

$$\bar{v} = f' \cdot \bar{r}' \cdot A, \quad T_r = \bar{t}_r / \bar{t}_R, \quad K_e = \bar{v} \cdot k_e \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

年間の負荷削減率、すなわち、水質改善効果は、次式で評価される。

$$\varepsilon = k_t \cdot (1 + K_e) \cdot C \cdot \left\{ 1 - \exp(-Z_0' / C) \right\} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、

$$\begin{aligned} Z_0' &= Z_0 - c_{zd} \cdot Z_d' + D \cdot T_r \\ Z_d' &= Z_0 - 2 \cdot \ln \left\{ 2 - \exp(-Z_0/2) \right\} \\ \begin{cases} C = D / (1 + K_e D), & c_{zd} = \sqrt{D} \quad (D \leq 1 \text{ のとき}) \\ C = 1 / (1 + K_e), & c_{zd} = 1 / \sqrt{D} \quad (D \geq 1 \text{ のとき}) \end{cases} \end{aligned}$$

式(5.3)は一見複雑に見えるが、まず、式 (5.1) と式 (5.2) を計算し、次いで、式 (5.3) の下の式から上の式へと順次計算を進めてゆくと、負荷削減率 ε は、簡単に計算される。

なお、貯留施設に入ってくる流出水のうち、水処理施設で単位時間に処理可能な水量は処理施設に送り、残りは貯留容量が満杯になるまで貯留して、満杯になれば貯留施設には入れないようにして、直接公共用水域に放流するものとしている。

5.2 管渠システム内貯留による少降雨時の越流水対策

わが国の合流式下水道システムにおいて、降雨時、雨水流出水量が処理能力を上回り、しばしば、流出水の多くが公共用水域に放流されている。こうした状況は、強雨時あるいは大雨時のみならず、むしろ、生起回数の多い少降雨時、すなわち、一雨雨量が 10 mm 程度以下の降雨時に、しばしば発生しているのが実状である。

そこで、図 5.1 に示すように、こうした少降雨時の流出雨水の全てあるいは大部分を一時的に管渠システ

ム内に貯留すると共に、処理能力に見合っただけの管渠システム内貯留水を処理場に送って越流（放流）水量を最小限に抑える方法を、都市河川の水質改善策あるいは都市域の汚濁負荷流出の削減策の一つとして考えることができる。

これを遂行するには、図 5.1 にも見られるような、開水路流れと圧力流れが共存し、地表面はなんとも発生する管渠システムの複雑な雨水流出とこれに伴う水質変化を精度高くかつ実時間レベルでシミュレートし得る水理・水質解析モデルが必要となる。

水理解析モデルについては、著者ら^{39)~41)}が既に提案している、取付管とマンホールの圧力解放効果を考慮した都市雨水流出解析モデルを、上述の要求を満たすモデルとして採用できると考えられる。もう一方の水質解析モデルについては、先述した土研モデルは、本来、流域の下水管渠システムを一括して取り扱う集中型のモデルであるが、その汚濁負荷流出の基礎式は、実際上は、各管渠区間（上・下流マンホールの間の管渠区間）での流出計算にも適用し得るものである。したがって、今後は、土研モデルを、上述の要求を満たすモデルへと、すなわち、従来のモデルの基本的考え方の多くを踏襲しながら、分布型で実時間予測も可能な水質解析モデルへと改良してゆくことができると考えられる。

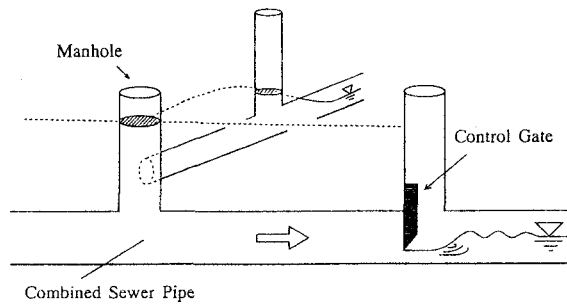


図 5.1 少降雨時における流出水の管渠システム内貯留

6. おわりに

本論では、都市河川における水質解析の基礎式、合流式および分流式下水道流域における汚濁負荷流出解析モデル、到達率と回帰式を用いるマクロな汚濁解析モデル、および、都市域の雨水貯留施設の汚濁負荷削減効果の理論的評価式について、それらの概要と適用性、適用上の問題点と改良の方向性などについて検討を進めてきた。

今後は、都市河川と下水道を一つのシステムとしてリンクした雨水と汚濁負荷の流出解析モデルについても検討を進めてゆきたい。

引用文献

- 1) 国土庁長官官房水資源部 編：平成 7 年版 日本の水資源，大蔵省印刷局，1995 年。
- 2) 建設省河川局 監修・(社)日本河川協会 編：1994 日本河川水質年鑑，山海堂，1996 年。
- 3) 市川 新：都市河川の環境科学，培風館，pp. 1～7，1980 年。
- 4) 宗宮 功 編：自然の浄化機構，技報堂出版，pp. 95～100，1990 年。
- 5) 松梨順三郎 編：環境流体汚染，森北出版，pp. 17～23，1993 年。
- 6) 林 泰造：流水中における物質の移流と拡散，1971 年度水工学に関する夏期研修会講義集・A コース，pp. A-10-1～A-10-23，1971 年。
- 7) 村岡浩爾：都市河川の水理，1974 年度（第 10 回）水工学に関する夏期研修会講義集・A コース，pp. A-3-1～A-3-23，1974 年。
- 8) 住友 恒：水質水理の基礎，1978 年度（第 14 回）水工学に関する夏期研修会講義集・A コース，pp. A-1-1～A-1-18，1978 年。
- 9) 小松利光・大串浩一郎・朝位孝二：拡散シミュレーションにおける移流輸送の高精度計算法の開発，土

- 木学会論文集, No. 456/II-21, pp. 37~46, 1992 年.
- 10) 綾 史郎: 河川における物質混合とその解析, 1992 年度 (第 28 回) 水工学に関する夏期研修会講義集・A コース, pp. A-4-1~A-4-27, 1992 年.
 - 11) 奥川光治・宗宮 功・津野 洋: メッシュ法に基づく河川水質予測コンピュータシステムの開発, 土木学会論文集, No. 497/II-28, pp. 111~118, 1994 年.
 - 12) 鮎川 登・片山能輔・秋元賢吾・根本浩史: 特性曲線法に基づく河川水質の数値計算法, 土木学会論文集, No. 521/II-32, pp. 59~68, 1995 年.
 - 13) 小松利光・朝位孝二・大串浩一郎・吉村耕市郎: 拡散数値シミュレーションの最適計算手法に関する研究, 土木学会論文集, No. 539/II-35, pp. 53~68, 1996 年.
 - 14) 津野 洋・西田 薫: 環境衛生工学, 共立出版, pp. 31~34, 1995 年.
 - 15) O'Connor, D. J.: The effect of stream flow on waste assimilation capacity, Proceedings of 17th Industrial Waste Water Conference, Engineering Extension Series No. 112, pp. 608~629, 1962.
 - 16) 國松孝男・村岡浩爾: 河川汚濁のモデル解析, 技報堂出版, pp. 145~163, 1989 年.
 - 17) 建設省都市局下水道部 監修・(社)日本下水道協会: 合流式下水道越流水対策と暫定指針—1982 年版—, 1982 年.
 - 18) 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, 第 14 巻, 第 11 号, pp. 34~39, 1972 年.
 - 19) Watkins, L. H.: The Design of Urban Sewer System, Technical Paper No. 55, Road Research Laboratory, Department of Science and Industrial Research, 1962.
 - 20) Terstriep, M. L. and J. B. Stall: Urban runoff by Road Research Laboratory method, Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 95, No. HY6, pp. 1809~1834, 1969.
 - 21) 山口高志: 雨天時合流式下水道からの汚濁負荷流出シミュレーション—都内谷端川排水区の場合—, 土木技術資料, Vol. 18, No. 2, pp. 15~20, 1976 年.
 - 22) 中村栄一: 都市流出水による汚濁負荷流出シミュレーション—雨天時合流式下水道からの COD 流出一, 土木技術資料, Vol. 23, No. 5, pp. 3~8, 1981 年.
 - 23) 中村栄一: 雨水流出水による汚濁負荷の流出特性, 下水道協会誌論文集, Vol. 30, No. 364, pp. 1~13, 1993 年.
 - 24) 虫明巧臣・石崎勝義・吉野文雄・山口高志: 水環境の保全と再生, 山海堂, pp. 213~227, 1987 年.
 - 25) 渡辺政広・藤田和博・時尾嘉弘: 都市域の合流式下水道排水区における雨天時汚濁負荷流出シミュレーション・モデル, 環境工学研究論文集, 第 31 巻, pp. 117~128, 1994 年.
 - 26) Huber, W. C. and R. E. Dickinson: Storm Water Management Model; Version 4—Part A; User's Manual, EPA/600/3-88/001a, 1988.
 - 27) 渡辺政広・永吉光一・右近雄大・片上準也: 市街地の屋根面における汚濁負荷流出特性, 第 3 回土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp. 214~215, 1997 年.
 - 28) 和田安彦・三浦浩之: 分流式下水道の雨水流出に伴う汚濁負荷流出モデルとその適用, 土木学会論文集, 第 369 号/II-5, pp. 287~293, 1986 年.
 - 29) 和田安彦: ノンポイント汚染源のモデル解析, 技報堂出版, pp. 125~133, 1990 年.
 - 30) 河原長美: 河川環境の諸問題, 1989 年度 (第 25 回) 水工学に関する夏期研修会講義集・A コース, pp. A-8-1~A-8-11, 1989 年.
 - 31) 浮田正夫・中西 弘: 河川の汚濁負荷流達率に関する研究, 土木学会論文集, 第 357 号/II-3, pp. 225~234, 1985 年.
 - 32) 和田安彦・三浦浩之: 中小河川における汚濁流出率の諸特性, 土木学会論文集, 第 363 号/II-4, pp. 215

～223, 1985 年.

- 33) 和田安彦・三浦浩之：都市化した中小河川の水質に及ぼす下水道等整備効果のモデル解析，土木学会論文集，第 429 号／II-15，pp. 97～105，1991 年.
- 34) 海老瀬潜一：降雨時流出負荷量算定のための回帰モデル，土木学会衛生工学研究論文集，Vol. 20，pp. 27～38，1984 年.
- 35) 海老瀬潜一：霞ヶ浦流入河川による総流入負荷量の評価，国立公害研究所研究報告，第 50 号，pp. 41～58，1984 年.
- 36) 江藤剛治・栗田秀明：貯留施設をもつ水処理系による雨天時汚濁負荷の削減効果の理論，土木学会論文集，第 375 号／II-6，pp. 281～289，1986 年.
- 37) 江藤剛治・栗田秀明：流入量と処理水量が等しい場合の雨水滞水池の効果についての近似理論，土木学会論文集，第 381 号／II-7，pp. 231～234，1987 年.
- 38) 江藤剛治・中西祐啓・栗田秀明：都市雨水貯留施設の水質改善および利水効果評価式の実用化，土木学会論文集，第 423 号／II-14，pp. 131～139，1990 年.
- 39) 渡辺政広・江藤剛治・室田 明：取付管の調圧効果を考慮した下水管網内の遷移流計算法，土木学会論文集，第 411 号／II-12，pp. 81～90，1989 年.
- 40) 渡辺政広・栗原 崇：下水道管渠における遷移流れ（開水路流れ⇔圧力流れ）の数値計算法，水工学論文集，第 37 巻，pp. 523～528，1993 年.
- 41) 渡辺政広・栗原 崇・時尾嘉弘・藤田和博：下水道管渠網・地下河川網におけるマンホール・立坑の水理学的役割，水工学論文集，第 38 巻，pp. 525～530，1994 年.