

土 木 研 究 所 資 料

第 1 4 8 7 号

下水管路施設の合理化に関する調査報告書(Ⅲ)

—分流式下水道の雨水渠について—

昭 和 5 4 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

下 水 道 研 究 室

目 次

第1章 序 論	1
第2章 雨水流出特性	3
1. 都市域での雨水流出特性	3
2. 雨水流出シミュレーション	5
第3章 汚濁負荷流出特性	38
1. 汚濁源則の汚濁流出特性	38
2. 汚濁負荷流出モデル	51
参 考 文 献	60
付 録 1. D. max の実測例	61
2. タンクモデルによる流出予測	63
あ と が き	71

第 1 章 序 論

都市域の雨水流出機構が問題にされ、研究の面でも山地流出と区別されて扱われるようになって、はや 10 余年の月日が過ぎている。しかしながら、我国に於ては、下水道の歴史が浅く、しかも近年急速に事業が進展しているため、都市域からの雨水流出機構の実態については深く解明されないまま今日に至っている。合理式あるいは実験式を経験的に判断して使用しているのはこのよい例と云える。

さらに近来、公共用水域の水質汚濁が生活環境上の問題とまでなって来ているが、当然汚濁負荷の発生源の一つとして、雨水時の際の合流式下水道雨水吐きからの越流下水が考えられ、その流出特性と処理対策の検討を早急に進めるべきことが指摘されるようになった。そこで合流式下水道の雨天時下水の特性を把握するための調査が行われたわけであるが、その中には分流式下水道の雨水渠を対象にした調査も含まれていた。調査が進むにつれて明らかになったことは、現在の都市域からの雨天時下水の排水は、その収集系として、

1. 合流式下水道
2. 分流式下水道
3. 下水道未整備地域における在来水路

のいずれかに頼っており、公共用水域の水質汚濁を考えた場合にはどの方法も完全なものではないということであった。1, 3 の方法による排水システムが、水質保全という立場から見た場合には欠陥システムであることは従来からの指摘もあったことであり、それほど驚くべきことではないが、「完全」を期したはずの分流式下水道がもはや時代の要請から見れば完全足り得ないというのは、下水道に従事する者にとっては心胆を寒からしめられる思いである。さらに污水管への雨水の混入の結果、終末処理場における過剰流入水のバイパス放流、また污水管が満管流になるために惹き起こされる「浸水」の問題など、現在の都市排水システムは非常に多くの欠陥を持っていることが露呈されてきた。

さらに排除系たる河川を含めて都市排水システム全体を考えると、河川改修事業の遅れによる排除系と収集系の能力面の矛盾という非常に深い問題に突き当たることになる。

このような問題の原点は流域の「都市化」にある。

都市化は、水に関して 2 つの決定的な問題を惹き起す。第 1 は都市内部における水需要の増加である。都市化初期の段階では家庭用水の需要がまず増加するが、次第に工業やリクリエーション用の水の需要も増加する。都市はこれらの需要を満たすために水を供給しなければならず、それと関連して水資源開発から下水処理までの一連の水問題が生じてくる。第 2 の問題は、都市化に伴って地表面の形態や性質が変化することによって発生するさまざまな水文学的問題である。かつては農地や林野などで占められていた雨水を浸透しやすい地表面が、道路や建物などの不透水性の物質で覆われると、浸透、蒸発、流出などの一連の水の循環様式に変化が生じる。

このように都市化の進行が水文現象に大きな影響を与えることは、既往の事実である。この都市化にも各段階があり、純粋な農村の状態から完全な都市の状態に移行するまでの段階を、農村、都

市化初期、都市化中期、都市化後期の4段階に区分することができる。これらの各段階に応じて、以下に述べるようにそれぞれ特徴的な現われ方をする。

1) 農村～都市化初期

農村では土地は森林か、牧場か、耕地に使われ自然の状態に近い。水は井戸や泉や小川から取るが、家がまばらであるから水不足の生じることは少ない。下水は地中へ吸いこませることが多く、家畜の排泄物が地表水を汚染することもある。電化されている農家の水使用量は、都市の家庭と大差ない。

2) 都市化初期

都市化の初期になると、都会的な家が散在するようになり、集団住宅があちこちにできる。井戸水に頼る場合が多く、ゴミ類は焼いたり埋めたりする。下水は汚水だめや小川に放流され、浄化槽はまだ少ない。水の地域的な使用量は増加するが、水文現象に影響を与えるほどではない。

3) 都市化中期

宅地化が進み学校や商店ができる。工場もできはじめ、道路が拡張される。水道がはいるようになり、下水道もできはじめる。しかしこの段階ではまだ下水やゴミ類の処理は不完全で、地下水の汚染が頻発する。降雨の直接流出が増加し、大雨時の排水路の建設が必要となる。土地造成やいろいろな建設工事の影響で河川へ運ばれる汚濁物の量がきわめて増加する。わが国では大都市の都市化の前線帯がこの段階に相当し、水文現象の変化が最も激しい。

4) 都市化後期

民家やアパートやビルが密集し、それ以外の空間の大部分は、道路や駐車場などで占められる。下水道と大規模ではあるが不適切な排水路が汚水や排水を運ぶ。小さな小川は完全に除去され、比較的大きな河川は人工の水路にかわる。かつての流路や氾濫原野に建築物が作られる。そのため大雨時に浸水する地区が増え、また洪水の頻度もだんだん多くなる。河川の汚濁も進む。水の需要は増すが、水源は遠方の非都市地域に頼らなくてはならなくなる。都市の発展につれて水の需要はさらに増大するが、都市内部に落下する降雨は水源としてはまったく利用できず、少しでも早く海へ排出しなければ災害が生じるという皮肉な現象が現われる。

以上の如く、都市化が都市の水問題、とくに都市排水システムの問題の原点にある以上この問題を抜本的に解決するためには都市形態そのものに解答を求めるのが筋と思われるが、本論は、先ず客観的に問題を理解してもらうため、都市域での雨水流出特性と汚濁負荷流出特性(分流式雨水渠)について検討を加えた。

第2章 雨水流出特性

1 都市域での雨水流出特性

都市化が進展すると在来水路の流下能力不足、浸透能の低下等により下水道施設への雨水流入量が増大する傾向にある。都市化→雨水流出量の増大というパターンは、汚濁負荷についてもあてはまり、流送汚濁負荷量の増大が都市化の結果として生じる。汚濁負荷は雨水流出水によって流送されるものであるから流送汚濁負荷量特性を把握するためには先ず降雨流出特性について知る必要がある。

1.1 降雨の損失機構と有効降雨量

流出計算において降雨データは有降雨量に換算する必要がある。すなわち、流出雨水は降った雨水そのものではなく、何らかの損失を受けた残りの降雨水量からである。そこで降雨の損失機構と有効降雨量について簡単に述べておく。

都市域は、多種多様の表面工種から構成されているが、それらを降雨損失の面からみると、浸透域と不浸透域の2つに大別することができる。降雨期間中の蒸発散量、樹木等によるしゃ断量を無視すると、両工種の総降雨損失量 F は各々次のようになる。

$$F_{imp} = D_{imp}$$

$$F_p = D_p + \int f(t) dt$$

ただし

F : 損失量 (mm)

D : 凹地貯留量 (mm)

f : 浸透能 (mm/hr)

添字 imp = 不浸透域

p = 浸透域

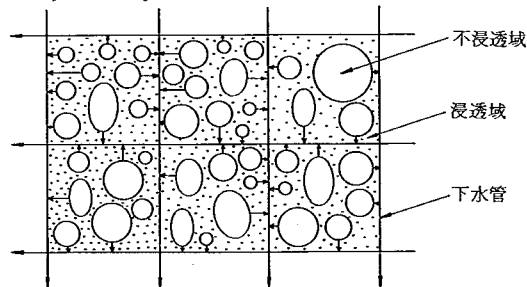


図2-1 都市流出モデル

これら個々の損失についての内容は参考文献に詳しいのでここでは簡単に説明する。

凹地貯留とは、いわゆる「水たまり」による損失であり、 D_{imp} はコンクリートの路面、屋根等の不浸透面での凹地貯留量、 D_p は裸地、草地等の浸透面での凹地貯留量である。浸透域の場合には浸透能があるかぎり凹地から常に浸透による損失が起こる。ここでは凹地からの浸透損失は f に含めることとする。したがって、一雨の期間中、常に浸透能より大きな降雨強度の雨が凹地貯留量以上に降った場合に限り一定量の損失となる。 D_{imp} として約 $2mm^*$ 、 D_p として約 $6mm$ という値が報告されており¹⁾、また都市域の場合の平均的な最終浸透能 f_c は約 $10mm/hr$ と報告されている¹⁾。

都市域において、工種の接続方法の如何によって、不浸透域の水が浸透域を流れる場合や、その逆も考えられるが、一般に屋根・道路などの不浸透域の排水は雨水マスを通じて下水管に直結されているのが普通である。下水道が整備された所では、浸透域と不浸透域とが混在し、それぞれ独立に下水管に直結している場合を排水モデルとして考えることができる(図2-1)。

このようなモデルの場で雨水流出率が変化するという事は、降雨の状況によって不浸透域の割

* 付録1参照。

合（不浸透面積率）が変化するということが一番大きな要因として考えられる。雨水流出率 C は次式で表わされる。

$$C = \frac{\text{雨水流出量}}{\text{総降雨量}}$$

そこで雨水流出率を不浸透面積率との関係からマクロにとらえてみると図2-2～図2-3のようになる。図中の横軸は総降雨量、縦軸は雨水流出量、破線はそのこう配を不浸透面積率(F_{imp})に等しくとったものである。

図2-2の各プロットは不浸透面積率の破線上付近にあり、

$$\text{雨水流出率}(C) = \text{不浸透面積率}(F_{imp})$$

と見なして差しつかえないと思われる。

また、図2-3のK排水区については、一定の降雨量（飽和雨量）に達するまでは不浸透面積率を雨水流出率としても差しつかえないが、飽和雨量に達した後は1に近い流出率（図中の45°のこう配をもつ直線）で流出が起きていると考えられるのでこの場合の雨水流出率 C は、

$$C = 1 - \frac{R_{sa}}{R_T} (1 - F_{imp})$$

ただし、

R_T : 総降雨量 (mm)

R_{sa} : 飽和雨量 (mm)

となる。飽和雨量というのは、浸透量がある程度に達すると土中の含水率が大きくなり浸透がほとんどなくなることから考えられた概念であって、浸透がなくなるまでに降った雨量のことをいう。K排水区で飽和雨量以上の観測は数が少ないため都市域で飽和雨量が果たして存在するか否か今後の調査を待つほかない。

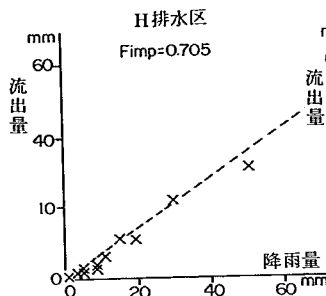


図2-2 H排水区における流出量と不浸透面積率の関係

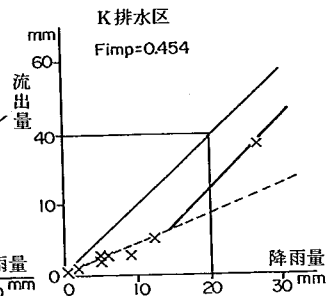


図2-3 K排水区における流出量と不浸透面積率の関係

2. 雨水流出シミュレーション

従来、下水管渠の設計には合理式を用い、ピーク流量から管径を決定する方法が用いられている。管渠施設の大きさを決定するだけならばこの方法で十分であるが、任意の地点での流量を推定することはできない。

雨水流出量は、雨水による汚濁流出特性に大きな影響を持っているので、雨水による汚濁流出現象を解明するためにはあらゆる降雨現象に対して、任意の地点での時々刻々の流量を予測する必要がある。

このため、適当な時間ステップ毎に下水管内の流量を予測するモデルが必要となる。

我が国でよく知られている方法としては、単位図法、流出関数法、タンクモデル、貯留関数法などがありそれぞれ実用化されているわけであるが、ここでは比較的簡単に流出予測が行える準線形貯留モデル、RRLL法（修正RRLL法）、特性曲線法、タンクモデルを使って雨水流出シミュレーションを行い、各手法の適合性を比較してみた。

2.1 合理式

合理式はよく知られているように次式で表わされる。

$$Q = \frac{1}{360} C \cdot I \cdot A \quad (2.1)$$

ここに、

Q : 雨水流出量 (m^3/s)

I : 降雨強度 (mm/hr) たとえば $I = \frac{a}{t+b}$ (タルボット型)

C : 流出係数

A : 排水面積 (ha)

t : 降雨継続時間

合理式による雨水流出量は、降った雨が排水区の全域から集まってきた時点、すなわち排水区最遠地点の雨滴が流達したときに（流達時間）最大流出量を生ずるものとして計算される。

合理式は、降雨強度の関数であり、降雨強度は流達時間のとり方によって大きく変化する。流達時間は、流入時間+流下時間で表わされ、流下時間は容易に計算できるが、流入時間は、人口密度大なる地区で5分、人口密度疎なる地区で10分、平均7分とされている。また、上流域が丘陵地のような場合には別途に計算しなければならず、つぎのカーベイの式が参考にされることが多い。

$$t = \left[\frac{2}{3} \times 3.28 \cdot \ell \left(\frac{u}{\sqrt{S}} \right) \right]^{0.467} \quad (2.2)$$

ただし、 ℓ : 排水区最遠点からの距離

S : 排水区の平均勾配

u : 粗度係数に類似の遅滞係数

3.28 : ft (フィート) より m (メートル)

への換算値

一般に流入時間は、降雨強度により異なる筈であるがこの式にはその因子は含まれていない。

降雨が2等辺三角形をしていると仮定すると、石原、高桿の理論より、図2-4に示す図式解法によって流達時間 t_c 、および平均降雨強度を求めることができる。すなわち、ピーク降雨強度が発生する時刻とピーク流出量が発生する時刻との時間差(遅れ時間 T_l)の2倍を流達時間にとり、この間の平均降雨強度を流達時間内平均降雨強度 I_{ave} とすることができる。

また、斜面からの流出を考える場合、その流達時間は、Eaglesonによると、³⁾

$$t_c = \left(\frac{L \cdot r_e^{1-m}}{\alpha} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (2.3)$$

で与えられる。ここで、 L : 力学的斜面長、 r_e : 有効降雨強度、 α 、 m は斜面上の水深 y と単位幅流量 q との関係を

$$q = \alpha \cdot y^m \quad (2.4)$$

としたときの定数である。Manning 型の流れでは、斜面の力学的平均勾配を S 、等価粗度を N とすれば、

$$\alpha = \frac{\sqrt{S}}{N} \quad (2.5)$$

$$\text{なので、} \quad t_c = L^{\frac{1}{m}} \cdot N^{\frac{1}{m}} \cdot S^{\frac{1}{2m}} \cdot r_e^{\frac{1}{m}-1} \quad (2.6)$$

を得る。 m の値としてはManning 型の流れの場合、 $m = \frac{5}{3}$ であるから、

$$t_c = \beta \left(\frac{L \cdot N}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot r_e^{-\frac{2}{5}} \quad (2.7)$$

ただし、

$$L : (m), \quad N : (m^{-\frac{1}{3}}, \text{sec}), \quad r_e : (mm/hr)$$

$$\beta : \frac{5}{3} \times 36^{0.4} \div 6.988, \quad t_c : \text{min}$$

として求められる。

合理式で計画降雨からハイドログラフを求める方法として、まず、 n 年確率 ($n = 5 \sim 10$) の降雨強度曲線を描き(図2-5)、次に流達時間 t_c 毎の降雨強度 I_{tc} を求め(もしくは計算で求める)、ハイトグラフを作成する。ここでは、中央集中型と後方集中型のハイトグラフについて説明する。中央集中型の場合、図2-6のように P_i を任意時刻の降雨強度とすると

$$P_1 = I_1$$

$$P_2 = (3I_3 - I_1) / 2$$

$$P_3 = (5I_5 - 3I_3) / 2$$

$$P_4 = (7I_7 - 5I_5) / 2$$

I_j : $j \cdot t_c$ のときの降雨強度

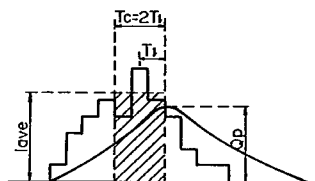


図2-4 流達時間、平均降雨強度の図式解法

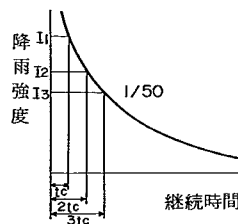


図2-5 降雨強度～継続時間曲線

によりハイエトグラフが作成する。

後方集中型の場合が P_i を図 2-7 のように任意時刻の降雨強度とすると

$$P_1 = I_1$$

$$P_2 = 2I_2 - I_1$$

$$P_3 = 3I_3 - 2I_2$$

によりハイエトグラフが作成できる。

次に、合理式を用いて流出量に換算する(図 2-8)。

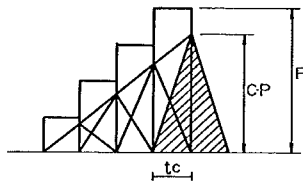


図 2-8 流出ハイドログラフの算出(合理式)

P の降雨の流出が斜線部分に相当する。

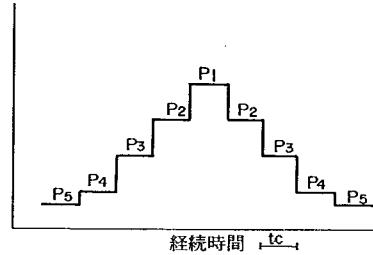


図 2-6 中央集中ハイエト

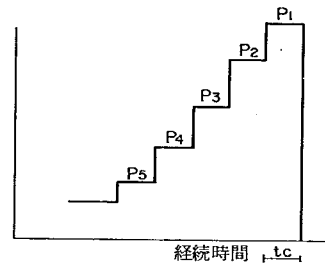


図 2-7 後方集中ハイエト

2.2 特性曲線法

特性曲線と呼ばれる方法は、雨水流法(雨水流法とは、流出現象を雨水の流れの現象にほかならないとして、表面流出を等流、中間流出を飽和浸透流の基礎式で扱うとする方法である)の一部であり、広義には表面流出と中間流出をあたかも表面流のみであるとして扱う方法をいう。一般には後者の狭義の扱いを意味することが多いので以下その線に沿って説明する。

基礎式

流域における雨水の流れは複雑であるが、取扱いを簡単にするため流域を支川の合流点や勾配の急変する点などを境にしていくつかのブロックに分割し、図 2-9 のように、各ブロックを河道とそれに流入する長方形斜面よりなるものとみなす。これら斜面上及び河道の雨水流は、下流水位条件に左右されることなく流下(Kinematic wave状に伝播)するものとする、まず斜面上の流れの基礎式は次のように書ける。

斜面流

$$\left. \begin{aligned} h &= Kq^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= a \cdot re \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

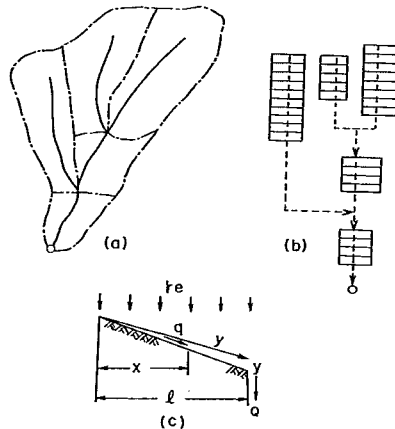


図 2-9 流域モデルと雨水流

ここに, h : 水深, q : 斜面単位巾流量, K, p : 定数, t : 時間, x : 距離, re : 有効降雨強度, α : 単位換算係数, re を mm/hr , 他を $m-sec$ 単位で表わすときは, $\alpha = (1/3.6) \times 10^{-6}$ となる。

河道流

$$\left. \begin{aligned} A &= K \cdot Q^p \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= I \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

ここに, A : 流水断面積, Q : 流量, K, p : 定数, I : 河道単位長当り横流入量で左右両斜面下流端の斜面流量の和として与えられる。

(2.8), (2.9) 式とも, 上式は等流型の運動方程式, 下式は不定流の連続式を表わしている。

たとえば Manning の式を用い, 粗度係数 n の代りに N , 径深 $R = h$ とおくと,

$$q = h \cdot v = h^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{N} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (2.10)$$

$$\therefore h = \left(\frac{N}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{5}}, \quad q^{\frac{3}{5}} = k \cdot q^p \quad (2.11)$$

$$\text{ただし, } k = \left(\frac{N}{\sqrt{S}} \right)^p \quad p = \frac{3}{5} \quad (2.12)$$

ここで, v : 平均流速, S : 斜面勾配

すなわち, (2.8) 式の斜面定数 k, p は Manning 型の流れを想定すると (2.12) 式のような意味を持っていることがわかる。ただ (2.12) 式の N は Manning の粗度係数に相応する型式をとるが, 流域を図 2-9 に例示したように簡単化したモデルに置き換えていることから現実の水の流れに対する粗度係数とは異ったものになってしまっている。すなわち現実の斜面で発生するであろう何本かの蛇行細流を斜面一様の薄層流に置き換えうるとした場合の粗度に相応しており, 現実の流出解析では, 下流端の計算ハイドログラフを実測のそれと等価にするような値を選ぶべきであるからこれを等価粗度と呼んでいる。

雨水流の追跡法

(2.8), (2.9) 式を基礎にして雨水流を追跡するには 2.3 の方法があるが, 特性曲線を利用するのが簡明であるため特性曲線と呼ばれている。前述の説明でわかるようにこの方法の成否は等価粗度の選択に強く左右されることから等価粗度法とも呼ばれる。その他, 雨水流が Kinematic wave 状に伝播することから Kinematic wave 法, また (2.8), (2.9) 式を総称して雨水流法とも呼ばれている。

特性曲線による数値計算

斜面流の基礎式

$$h = k q^p \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha \cdot re \quad (2.13)$$

の特性方程式を求めると,

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dh/dq} = \frac{dt}{pkq^{p-1}} = \frac{dq}{\alpha \cdot re} \quad (2.14)$$

したがって特性曲線は,

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q^{1-p}}{pk} \quad (2.15)$$

と表わされ, この上で満足されるべき式は,

$$(\alpha \cdot re) dt = pkq^{p-1} dq \quad (2.16)$$

$$(\alpha \cdot re) dx = dq \quad (2.17)$$

となる。

(2.15) 式は雨水流 (波動) の伝播速度を表す。 $p=1$ (Darcy 型中間流に相当する) または q が一定でない限り, 伝播速度は q の変化に応じて変化するが, この曲線上で成立する (2.16) (2.17) 式を同時に解くことにより定められる。

たとえば, 時刻 t_i に斜面頂上を出発する雨水流に対しては (2.16) 式より,

$$\int_{t_i}^{\tau} (\alpha \cdot re) dt = k \cdot q^p(\tau)$$

または,

$$q(\tau) = \left[\frac{1}{k} \int_{t_i}^{\tau} (\alpha \cdot re) dt \right]^{\frac{1}{p}} \quad (2.18)$$

これを (2.15) 式に用いると,

$$x = \frac{1}{p \cdot h} \int_{t_i}^{\tau} \left[\frac{1}{k} \int_{t_i}^{\tau} (\alpha \cdot re) dt \right]^{\frac{1-p}{p}} d\tau \quad (2.19)$$

これが特性曲線 (積分曲線) の式で斜面頂よりの伝播距離を表している。(図 2-10)

斜面長を ℓ として $x = \ell$ になるときの時刻 t_s とそのときの流量 $q(t_s)$ を求めると, これが片斜面から河道への時刻 t_s の流量を与えることになる。

河道流についても基礎式は同形であるから特性曲線表示も同形の特性微分方程式が求まる。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q^{1-p}}{PK} \quad (2.20)$$

特性曲線上で満足される式は,

$$I dt = P \cdot K Q^{p-1} dQ \quad (2.21)$$

$$I dx = dQ$$

実際の計算では, 時々刻々に変化する有効降雨強度あるいは河道への流入量を用いて雨水流追跡を行うことは大変であるから, ある時間内ではこれらを一定とみなし, 次のような手順で実用計算を行う。

斜面流

実用計算では Δt 時間の降雨強度 re を一定とし, 流量 q 及びその間の伝播距離 Δx を逐次求めて

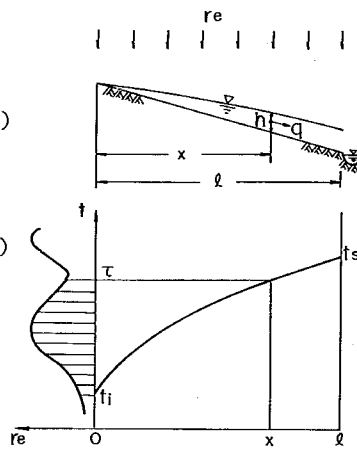


図 2-10 特性曲線 ($x \sim t$ 曲線)

いく。

r_e = 一定のとき, (2.16), (2.17) 式を離散

化すると,

$$\begin{aligned} (\alpha \cdot r_e)_j \Delta t &= k (q_j^p - q_{j-1}^p) \equiv h_j - h_{j-1} \\ (\alpha \cdot r_e)_j \Delta x_j &= q_j - q_{j-1} \end{aligned} \quad (2.22)$$

または,

$$\begin{aligned} q_j &= \left[\frac{(\alpha \cdot r_e)_j}{k} \Delta t + q_{j-1}^p \right]^{1/p} \\ &\equiv \left[\frac{(\alpha \cdot r_e)_j \Delta t + h_{j-1}}{k} \right]^{1/p} = \left(\frac{h_j}{k} \right)^{1/p} \\ \Delta x_j &= \frac{q_j^{1-p} - q_{j-1}^{1-p}}{(\alpha \cdot r_e)_j} \end{aligned} \quad (2.23)$$

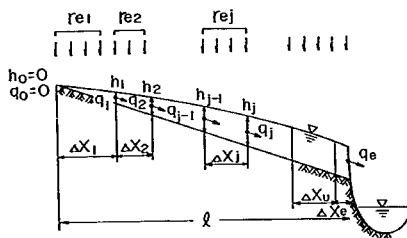


図 2-11 斜面上の雨水流追跡法の説明図

ここに q_{j-1} , h_{j-1} は計算区間前流量, 水深, $q_j \cdot h_j$ が Δt 時間後の流量, 水深, Δx_j はその間の伝播距離を表している。(図 2-11)

$r_e = 0$, すなわち降雨休止の時間 Δt の間では流量は一定のまま流下するがその間の流下距離 Δx_j は (2-15) 式より,

$$\Delta x_j = \frac{q_{j-1}^{1-p}}{pk} \Delta t \quad q_j = q_{j-1} \quad (2.24)$$

ある任意の時刻 t_i に斜面頂上 ($x=0$, $q_0=0$) を出発した雨水流 (特性曲線) は,

$$\sum \Delta x_j = l \quad (2.25)$$

の条件が満足されたとき斜面下流端に到達したことになるが, Δt を一定として追跡すると,

$$\sum_{j=1}^u \Delta x_j < l, \quad \sum_{j=1}^{u+1} \Delta x_j > l \quad (2.26)$$

となるような u , $u+1$ が存在することが多い。この場合には,

$$\Delta x_e = l - \sum_{j=1}^u \Delta x_j \quad (2.27)$$

とおくとこの区間では r_e キロであれば (2.27) 式より

$$\left. \begin{aligned} q_e &= q_{j-1} + (\alpha \cdot r_e)_j \Delta x_e \\ \Delta t_e &= \frac{k}{(\alpha \cdot r_e)_j} (q_e^p - q_{j-1}^p) \end{aligned} \right\} \quad (2.28)$$

ここに q_e : 斜面下流端流量, Δt_e : 最終区間伝播時間

また $r_e = 0$ であれば (2.24) 式より

$$\left. \begin{aligned} q_e &= q_{j-1} \\ \Delta t_e &= \frac{pk}{q_e^{1-p}} \Delta x_e \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

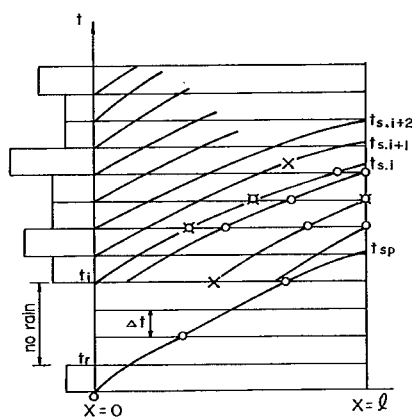
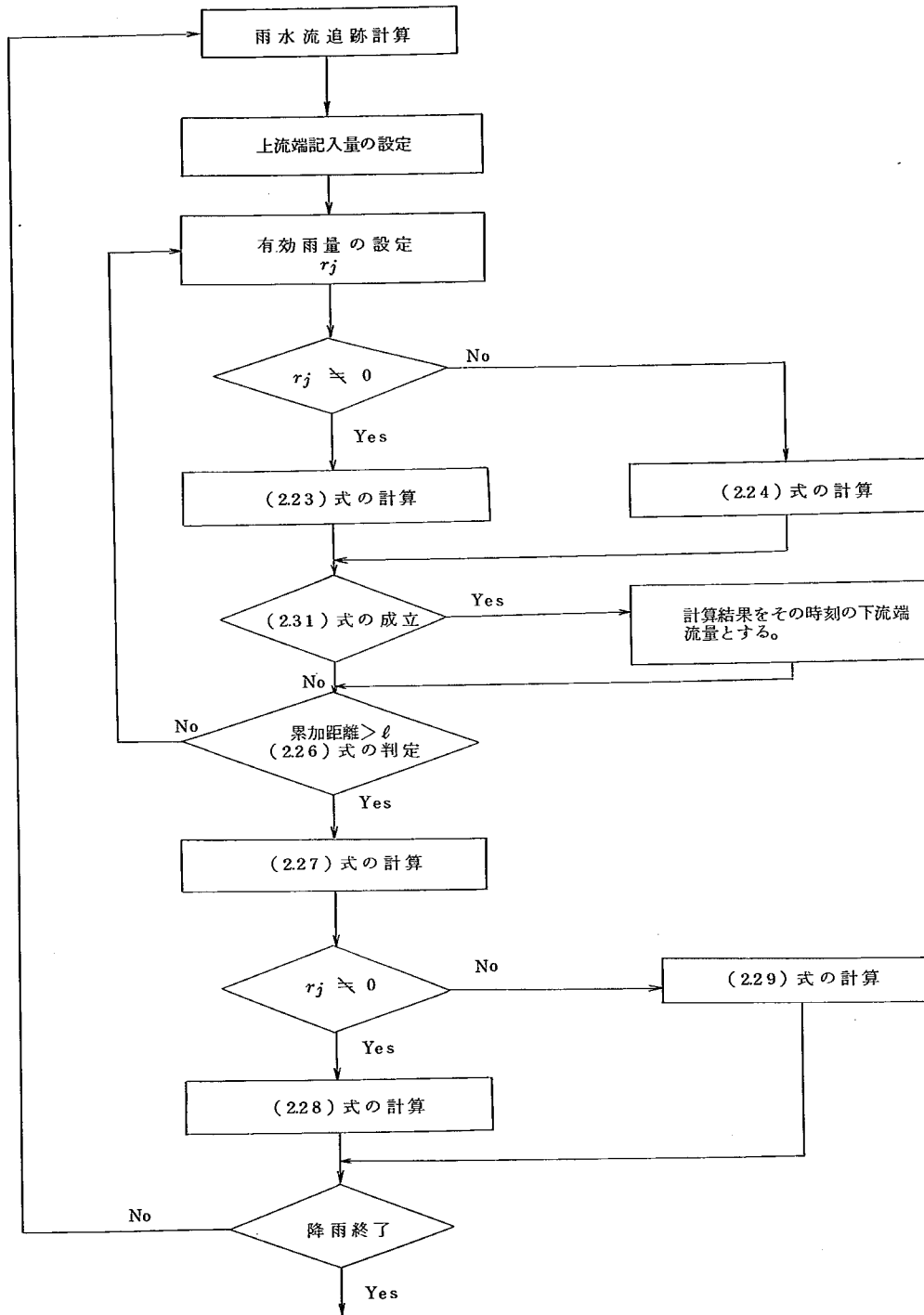


図 2-12 降雨休止時間 ($t_r \sim t_i$) を含む場合の雨水流 (特性曲線)



計 算 フ ロ ー

すなわち斜面下流端に到達する流量は q_e であり、その時刻は次式で表わされることになる。

$$l_{si} = l_i + u \cdot \Delta t + l_e \quad (2.30)$$

斜面の途中から出発する雨水流は降雨休止時間を含む 2 山以上の降雨を対象とした場合に考えられる。この場合には前の降雨による雨水流が斜面上にどの程度残っているかの吟味が必要であるが、図 2-12 に示すように降雨休止時刻 t_r より Δt 時間前に斜面頂を出発した雨水流が下流端に到達する時刻を t_{sp} 、降雨再開時刻を t_i 、この時刻に斜面頂を出発する雨水流が下流端に到達する時刻を l_{si} と書くとき実用上は、

$$l_{si} > l_i + n \cdot \Delta t > t_{sp} \quad (2.31)$$

を満足するような n ($= 0.1, 2, \dots$) が存在する時、 $t_i + n\Delta t$ 時刻の流量をそのまま下流端の流量とすればよい。

河 道 流

河道流の基礎式は斜面流のそれと全く同じであるから、河道流の追跡計算も斜面流のそれと変わらない。ただ実際上考えておかなければならない問題として、流量の再配列と洪水波の追抜き（特性曲線の交差）の問題がある。

今回の流出計算では、一排水区を単一斜面と考えて、河道流は考慮していないので説明は省略する。

下水道排水区への適用

下水道排水区での特性曲線を適用する場合、排水区を単一斜面と仮定し、排水区面積は矩形で、斜面長は下水幹線延長と考えた。

有効雨量については、一雨毎の総降雨量と流出量の関係をみるとその傾きはほぼ不浸透面積率に等しい。したがって有効雨量の算出については、

$$r_{ej} = F_{imp} \cdot r_j \quad (2.32)$$

ここで、 r_{ej} : 有効雨量 (mm/hr)

F_{imp} : 不浸透面積率

r_j : 降雨量 (mm/hr)

と考え、不浸透からは 100% 流出するものとした。

等価粗度の推定

特性曲線を用いて流出計算を行う場合、唯一の不確定要素となるものが等価粗度であるが、その反面等価粗度の値によって流出計算の成否が左右される。最近になって本法による計算例が数多くされており等価粗度の値が標準化されてきた。

表 2-1 にその標準的な値を示す。⁵⁾

また、 N の推定方法として斜面からの流出を考えた場合、その流達時間 l_c を Eagleson は、 $l_c = \left(\frac{L \cdot r_e^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m}$ (2.3)

表 2-1 土地利用形態と等価粗度 N の標準値

土 地 利 用 形 態	等価粗度 N の標準値
水 田	2
山 林	0.7
丘陵、放牧地、公園、ゴルフ場、畑地	0.3
市 街 地	0.03
市街化度による細分類	
区画割、道路整備ができるが、相当裸地面積が残る。排水路整備済。(1°)	0.1
道路舗装がかなり進む。下水路整備不十分。(2°)	0.05
舗装されるべき面積の 50% 以上が舗装され、下水路整備もほぼ十分。(3°)	0.01
舗装されるべき面積の舗装。下水路整備完了。(4°)	0.005

で与えている。ここで、 L ：力学的斜面長、 r_e は有効降雨強度、 $\alpha \cdot m$ は斜面上の水深 y と単位巾流量 q との関係を

$$q = \alpha y^m \quad (2.4)$$

としたときの係数である。

Manning 型の流れでは、斜面の力学的平均勾配を S 、等価粗度を N とすれば、

$$\alpha = \frac{\sqrt{S}}{N} \quad (2.5)$$

であるから、

$$t_c = L^{\frac{1}{m}} \cdot N^{\frac{1}{m}} \cdot S^{-\frac{1}{2m}} \cdot r_e^{\frac{1}{m}-1} \quad (2.6)$$

を得る。 m の値としてはManning型の流れでは $m = \frac{5}{3}$ であるから、

$$t_c = \beta \left(\frac{L \cdot N}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot r_e^{-\frac{2}{5}} \quad (2.7)$$

ただし、 $L = (m)$ 、 $N = (m^{\frac{1}{3}} \text{ sec})$ 、 $r_e = (mm/hr)$

$\beta = 6.988$ (単位換算係数)、 $t_c = (\text{分})$

排水区の観測データを用い横軸に有効降雨強度 r_e 、縦軸に流達時間 t_c を両対数にプロットすると(図2-13参照)。

$$t_c = C \cdot r_e^{-0.4} \quad (2.33)$$

で表わされることが報告されている。

(2.7)式から、 $C = \beta \left(\frac{L \cdot N}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{5}}$ となり、

$$N = \left(\frac{C}{\beta} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{\sqrt{S}}{L} \quad (2.34)$$

より等価粗度が推定できる。

例題

次に示す降雨データを用いて、特性曲線法で流出計算をせよ。排水区面積は39.5ha、不浸透面積率は66%、幹線長は1342m、平均勾配は5.6‰、等価粗度 N は0.0026とする。

降 雨 デ ー タ

時 刻	降雨量(mm/hr)	時 刻	降雨量(mm/hr)
18 : 00	0	18 : 35	7.5
5	0	40	6.0
10	0	45	3.0
15	3.0	50	3.0
20	3.0	55	0
25	2.5	19 : 00	0
30	2.5		

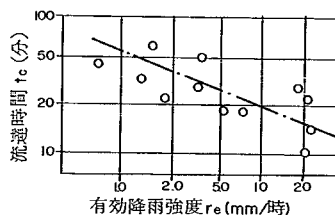
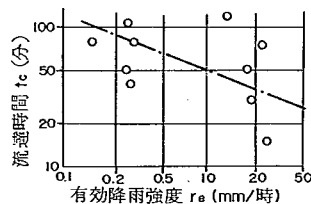


図2-13 有効降雨強度と流達時間の関係

解 答 例

1) 実測降雨より有効降雨の計算

$$r_e = F_{imp} \cdot r \quad \begin{array}{l} r_e : \text{有効降雨量} \\ F_{imp} : \text{不浸透面積率} \\ r : \text{降雨量} \end{array}$$

により Δt 時刻毎の有効降雨量を算出する。

2) 等価粗度 N の推定

式 (2.38) より

$$t_c = C \cdot r_e^{-0.4}$$

の関係があり、図 2-14 より

$$t_c = 60 \cdot r_e^{-0.4}$$

これを式 (2.39) に代入すると、

$$\begin{aligned} N &= \left(\frac{60}{\beta} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{\sqrt{S}}{\ell} \\ &= \left(\frac{60}{6.988} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{\sqrt{0.0056}}{1342} \\ &\div 0.0020 \end{aligned}$$

と推定でき、この付近に実際の N が存在すると思われ、これよりトライアル計算を行う。

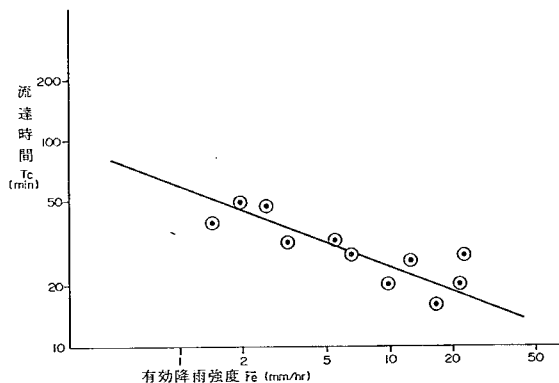


図 2-14 有効降雨強度 r_e と流達時間 t_c との関係

3) まず、初期条件として $q_0 = 0$, $h_0 = 0$ とおき、(2.23) 式、あるいは降雨が休止しているときは (2.24) 式を用いて $\sum \Delta x_j$ が斜面長 ℓ になる順次計算を行う。 $\sum \Delta x_j = \ell$ になることは極めて少ないので (2.27), (2.28) 式により最終区間の距離、流量、時間を計算する。この計算は、まず $r_{e,1}$ からスタートし、斜面長 ℓ に到達したら次に $r_{e,2}$ からまた計算を繰返す。この時 $q_1 = 0$, $h_1 = 0$ とする。この計算を降雨終了まで行い、この時の流量に斜面巾 b (面積 (A) / 斜面長 (ℓ)) をかければ流量 m^3/sec となる。流量は、 $r_{e,1}$ の計算では bt 毎の流量を下流端に到達するまで採用し、 $r_{e,2}$ 以降は下流端に到達した時の時刻と流量を採用する。

また、計算したハイドログラフの立ち上りを早め、ピークを高くしたい場合には、等価粗度 N を小さくすればよい。逆に立ち上りを遅く、ピークを抑えようとするならば N を大きくすればよい。

本題において $N = 0.0026$ とした場合の結果を表-2、図 2-15 に示す。また他の排水区での結果を図 2-16, 17 に示す。なお、表-2 の作成のための途中の計算結果を表-2-1 ~ 表-2-9 に示してあるので参照されたい。

表-2 計 算 結 果

実 測 値		計 算 値	
時 間	流 量 m^3/sec	時 間	流 量 m^3/sec
18時10分	0	18時10分	
18	0.010	15	0.0042
30	0.033	20	0.0134
42	0.076	25	0.0239
54	0.123	30	0.0367
19:00	0.215	35	0.0873
6	0.197	40	0.1394
12	0.149	45	0.1690
18	0.113	50	0.2009
24	0.086	55	0.2009
30	0.055	19:00	0.2009
35	0.045	00.3	0.2009
		05.3	0.1690
		11.6	0.1394
		15.6	0.1165
		20.7	0.0953
		41.4	0.0424

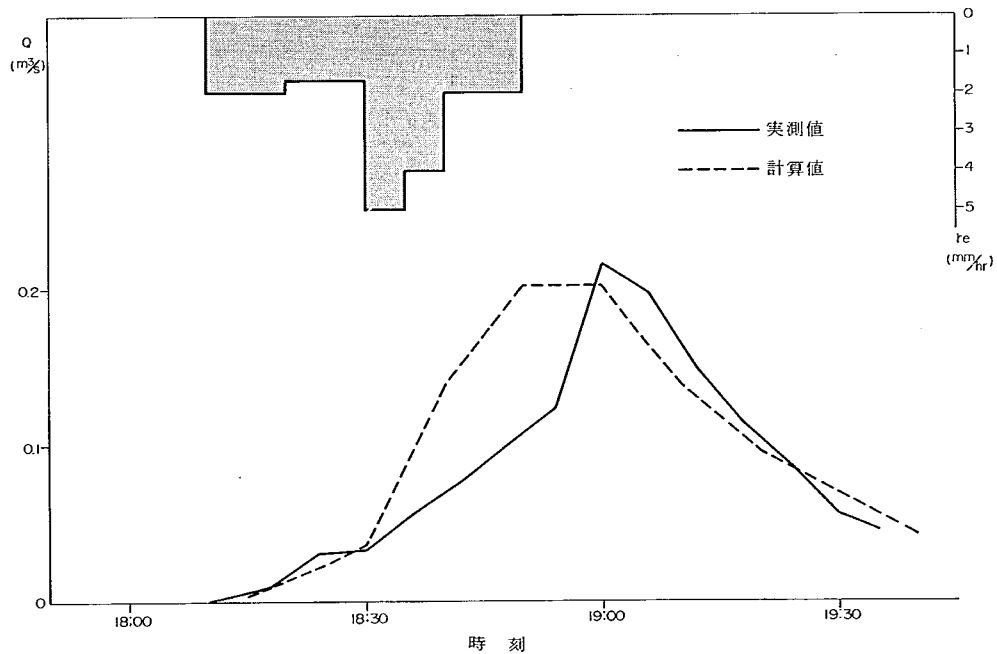


図 2-15 特性曲線による計算結果

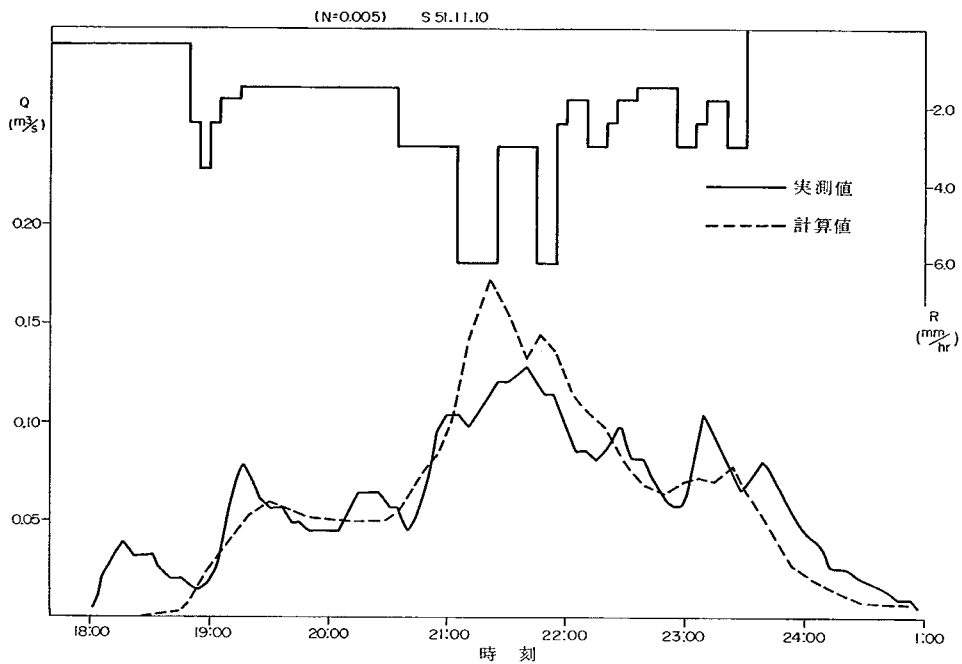


図 2 - 1 6 特性曲線法による計算結果

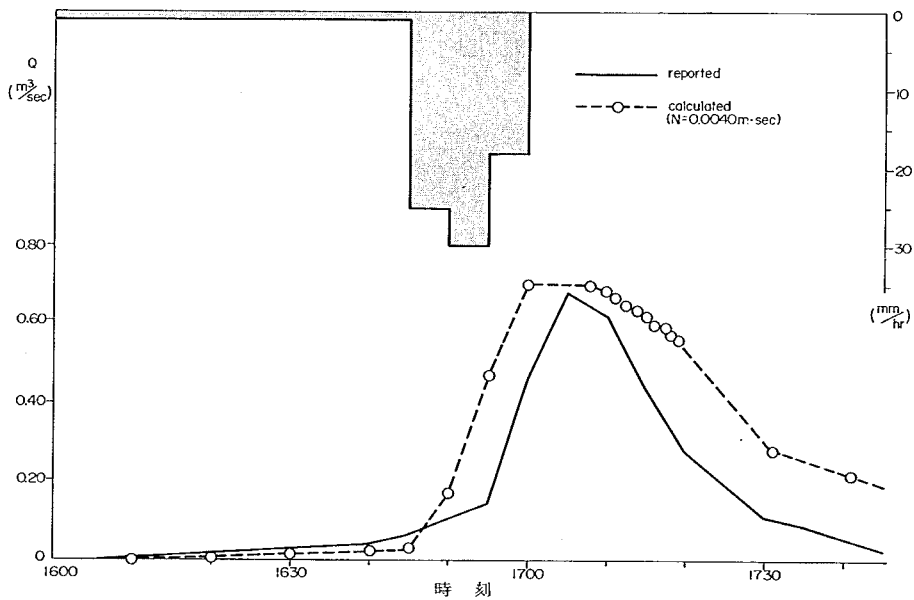


図 2 - 1 7 特性曲線法による計算結果

表-2-1

j	re (mm/hr)	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{re \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133 q^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha re)_j}$	ΣX_j	ℓq_i
0	0	0	0	0	0		0
1	1.98	6.2600×10^{-4}	1.430×10^{-5}	1.651×10^{-4}	2.6000		0.0042
2	1.98	"	4.540	3.302	56.545		0.0134
3	1.65	"	8.113	4.678	77.956		0.0239
4	1.65	"	12.469	6.653	95.040		0.0367
5	4.95	"	29.658	10.181	125.011		0.0873
6	3.96	"	47.366	13.483	160.982		0.1394
7	1.98	"	57.422	15.134	182.836		0.1690
8	1.98	"	69.238	16.785	196.655		0.2009
9	0	"	"	"	203.271	1124.296	"
10	0	"	"	"	"	1327.567	"
11	0	"	"	"	"		"
12	0	"	"	"	"	1530.838	"

表-2-2

j	re (mm/hr)	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{re \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133 q^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha re)_j}$	ΣX_j	ℓq_i
0	0	6.260×10^{-4}	0	0	0	0	0
1	1.98	"	1.429×10^{-5}	1.650×10^{-4}	25.982		0.0042
2	1.65	"	3.926	3.026	54.480		0.0116
3	1.65	"	7.332	4.402	74.313		0.0216
4	4.95	"	22.089	8.529	107.265		0.0650
5	3.96	"	38.096	11.831	145.591		0.1121
6	1.98	"	47.362	13.482	168.473		0.1394
7	1.98	"	57.418	15.133	182.836		0.1690
8	0	"	"	"	189.708	948.648	"
9	0	"	"	"	"	1138.356	"
10	0	"	"	"	"	1328.064	"
11	0	"	"	"	"		"
12	0	"	"	"	"	1517.772	"

表-2-4

j	$re(\text{mm/hr})$	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{re \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133 q^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha re)_j}$	ΣX_j	ℓq_j
0	0	6.260×10^{-4}	0	0	0	0	0
1	1.65	"	1.055×10^{-5}	1.375×10^{-4}	23.018		0.0031
2	1.65	"	3.351	27.52	50.095		0.0099
3	4.95	"	15.431	6.879	87.855		0.0454
4	3.96	"	29.659	10.181	129.345		0.0873
5	1.98	"	38.100	11.832	153.473		0.1121
6	1.98	"	47.367	13.483	168.491		0.1394
7	0	"	"	"	175.653	757.930	"
8	0	"	"	"	"	1169.236	"
9	0	"	"	"	"	1284.889	"
10	0	"	"	"	"		"
11	0	"	"	"	"		"
12	0	"	"	"	"	1460.542	"

表-2-5

j	$re(\text{mm/hr})$	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{re \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133 q^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha re)_j}$	ΣX_j	ℓq_j
0	0	6.260×10^{-4}	0	0	0	0	1
1	1.65	"	1.055×10^{-5}	1.376×10^{-4}	23.018		0.0031
2	4.95	"	10.638	5.503	69.695		0.0313
3	3.96	"	23.284	8.805	114.964		0.0685
4	1.98	"	31.007	10.456	140.418		0.0913
5	1.98	"	39.588	12.107	156.018		0.1165
6	0	"	"	"	163.490	667.603	"
7	0	"	"	"	"	994.583	"
8	0	"	"	"	"	1158.073	"
9	0	"	"	"	"	1321.563	"
10	0	"	"	"	"		"
11	0	"	"	"	"		"
12	0	"	"	"	"	1485.053	"

表-2-6

0	0	6.260×10^{-4}	0	0	0	0	0
1	4.95	"	6.586×10^{-5}	4.127×10^{-4}	47.898		0.0194
2	3.96	"	17.542	7.429	99.600		0.0516
3	1.98	"	24.451	9.080	125.618		0.0720
4	1.98	"	32.378	10.731	144.127		0.0953
5	0	"	"	"	150.857	5.681	"
6	0	"	"	"	"		"
7	0	"	"	"	"		"
8	0	"	"	"	"		"
9	0	"	"	"	"		"
10	0	"	"	"	"	1322.385	"
11	0	"	"	"	"		"
12	0	"	"	"	"	1470.242	"

表-2-7

j	$r_e (\text{mm/hr})$	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{r_e \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133 q^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha r_e)_j}$	ΣX_j	ℓq_i
0	0	6.260×10^{-4}	0				
1	3.96	"	4.541×10^{-5}	3.302×10^{-4}	41.282		0.0134
2	1.98	"	8.925	4.953	79.709		0.0263
3	1.98	"	14.416	6.604	99.836	220.827	0.0424
4	0	"	"	"	109.145		"
5	0	"	"	"	"		"
6	0	"	"	"	"		"
7	0	"	"	"	"		"
8	0	"	"	"	"		"
9	0	"	"	"	"		"
10	0	"	"	"	"		"
11	0	"	"	"	"		"
12	0	"	"	"	"		"
13	0	"	"	"	"	1312.277	"
14	0	"	"	"	"	1421.422	

表-2-8

j	$re(\text{mm/hr})$	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{re \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133 q^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha re)_j}$	ΣX_j	ℓq_i
0	0	6.260×10^{-4}	0				
1	1.98	"	1.430×10^{-5}	1.6510×10^{-4}	26.000		0.0042
2	1.98	"	4.541×10^{-5}	3.302×10^{-4}	56.563	82.563	0.0134
3	0	"	0	0	68.758	"	"
4	0	"	"	"	"	"	"
5	0	"	"	"	"	"	"
6	0	"	"	"	"	"	"
7	0	"	"	"	"	"	"
8	0	"	"	"	"	"	"
9	0	"	"	"	"	"	"
10	0	"	"	"	"	"	"
11	0	"	"	"	"	"	"
12	0	"	"	"	"	"	"
13	0	"	"	"	"	"	"
14	0	"	"	"	"	"	"
15	0	"	"	"	"	"	"
16	0	"	"	"	"	"	"
17	0	"	"	"	"	"	"
18	0	"	"	"	"	"	"
19	0	"	"	"	"	"	"
20	0	"	"	"	"	1320.207	"
21	0	"	"	"	"		"
22	0	"	"	"	"	1388.965	"

表-2-9

j	$r_e(\text{mm/hr})$	$\frac{\alpha \Delta t}{K}$	$q_j = \left[\frac{r_e \cdot \alpha \Delta t}{K} + q_{j-1}^{\frac{3}{5}} \right]^{\frac{5}{3}}$	$h_j = 0.133^{0.6}$	$\Delta X_j = \frac{q_j - q_{j-1}}{(\alpha r_e)_j}$	ΣX_j	ℓq_i	
0	0	6.260×10^{-4}	0					
1	1.98	"	1.430×10^{-5}	1.651×10^{-4}	26.000	26.0	0.0042	
2	0	"	"	"	"			
3	0	"	"	"	"			
4	0	"	"	"	"			
5	0	"	"	"	"			
6	0	"	"	"	"			
7	0	"	"	"	"			
8	0	"	"	"	"			
9	0	"	"	"	"			
10	0	"	"	"	"			
11	0	"	"	"	"			
12	0	"	"	"	"			
13	0	"	"	"	"			
14	0	"	"	"	"			
15	0	"	"	"	"			
16	0	"	"	"	"			
17	0	"	"	"	"			
18	0	"	"	"	"			
19	0	"	"	"	"			
20	0	"	"	"	"	13.26		
21	0	"	"	"	"	13.52		$q_e = 1.430 \times 10^{-5}$
22	0	"	"	"	"			

2.3 RRL法(Road Research Laboratory Method)

(修正RRL法(Modified Road Research Laboratory Method))

RRL法は、英国で開発されたモデルで、これを多少修正したものが修正RRL法である。

本法の利点として

- 1) 流出記録がない流域での流出推定が可能である。
- 2) 流出現象を比較的良好にフォローしており、他流域への適用が容易にできる。
- 3) 都市域の流出特性をふまえたモデルである。

があげられる⁶⁾。

本法を適用するためには、排水区における幾つかの物理的な特性量を評価しておく必要がある。

イ) 不浸透面積率

ロ) 等到達時間域別面積(満管流速を用いる)

ハ) 懸案地点(流量を求めようとする地点)での貯留量～流出量曲線

などの量がその代表的なものである。

1) 不浸透面積率の算定

不浸透面積率の算定が重要なのは、それによって有効降雨を求めるからである。

不浸透面積率とは、排水面積に対する不浸透面積の割合であり、下水道が整備された地域では、

不浸透面積＝屋根面積＋舗装道路面積＋舗装駐車場面積＋その他

と考えられる。「その他」の内容としては、公園とか、学校の校庭のうち舗装されている部分の面積があるが、これらの地域が必ずしも下水管に直結している地域とは限らないので、場合によっては不浸透面積から除外してもよい。

不浸透面積率の測定方法は幾つか提案されており、実用化もされている。対象とする排水区の航空写真に二つの乱数 r_1, r_2 の組合せ(r_1, r_2)を適当な場所を原点としてプロットしていき、全プロット数に対する不浸透域落下プロット数の割合をもって不浸透面積とする方法は、数枚の乱数プロット板を用意しておけば簡単に行えるので優れた方法といえよう。このほかに、航空写真から不浸透域(あるいは浸透域)のみ抜き出して色塗りし、その面積と排水区の面積とを比較するといった方法や工種別面積から不浸透面積を割り出し、排水面積と比較するといった方法がある。

2) 等到達時間域別面積図

排水区域の下水管渠配管図(管長、勾配、管径を記した平面図)から、満管流速を使って各マンホール間の流下時間を求める。

一般に流達時間(到達時間)は、

流達時間＝流入時間＋流下時間

で表わされるが、流入時間を無視して流達時間＝流下時間と仮定して等到達時間域図を作成してシミュレーションを行ってもよい結果が得られる。

このような方法によって図2-18 a)に示す等到達時間域図を作成し、各々の時間帯の面積を求めることができる。

次に、図2-18 b)に示す有効ハイドログラフから図2-18 c)のインフローハイドログラフを

求めればよい。

3) 貯留量—流出量曲線

RRL法による貯留は、下水管きょ内貯留のみを対象としており、貯留量と流出量の関係を求めるのに幾つかの方法が提案されている⁷⁾。

イ) 実測から求める方法

図2-19に示すような実測値が得られたとき、降雨終了後の適当な時間が経過した時点(t_1)では、流入量 i が0になっている。貯留量 S と流出量 Q とを表す関係は、

$$\text{連続式} \quad i - Q = \frac{ds}{dt} \quad (2.35)$$

$$\text{運動式} \quad S = KQ^p \quad (K, p: \text{定数}) \quad (2.36)$$

であるが、図2-19の時刻 t_1 以降では $i=0$ であるから流出終了時点 t_2 までの流出量の総和は時刻 t_1 における貯留量 S_1 に等しい。すなわち、

$$S_1 = \int_{t_1}^{t_2} Q \cdot dt \quad (2.37)$$

となり、多くの実測値から(S_1, Q_1)のデータをプロットしていけば、式(2.36)の定数 K, P を決定することができる。

ロ) 下水管きょ配管図から推定する方法

この方法には、等水深比仮定による方法と等流仮定による方法の二つがある。

等水深比仮定とは、懸案地点の管径 D に対する水深 H の比率 H/D がすべての管きょについても当てはまるとするものであり、

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\pi}{4} \frac{D_i^2}{4} \left(\frac{\theta}{2} - \sin \theta \cdot \cos \theta \right) \cdot \ell_i \quad (m^3) \quad (2.38)$$

ただし、 D_i : 管径(m)

ℓ_i : 管径 D_i の管きょの管きょ表(m)

$$\theta: \cos \theta = 1 - 2H/D_i$$

によって貯留量を求めることができる。この場合、懸案地点での流量は $H \sim Q$ 曲線より求まるので、幾つかの H/D に対して $S \sim Q$ の関係を求めていけば係数 K, P を求めることができる。

等流仮定とは、修正RRL法で提案されたもので、懸案地点で例えば 1 mm/hr の流量が流れてい

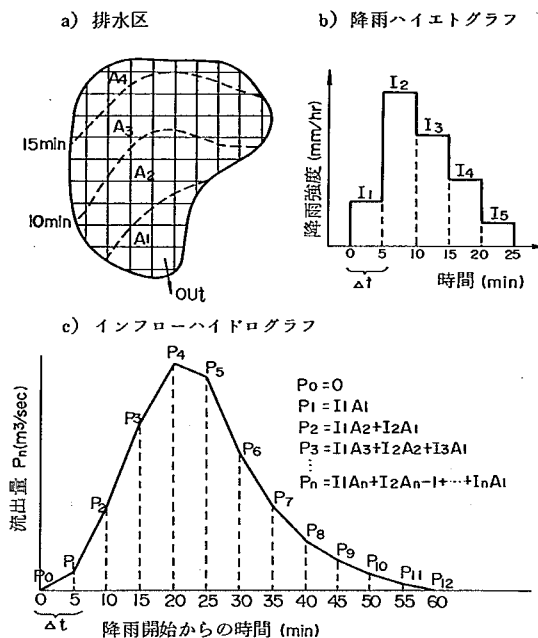


図2-18 インフローハイドログラフの算出

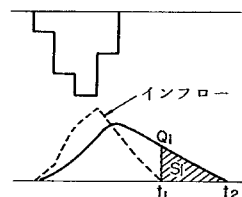


図2-19 貯留と流出の測定法

たときは、流域内のどこかの管きょも 1mm/hr の流量が流れているとするものである。

理解を助けるために図 2-20 のような 1ha の排水区を例にとって説明する。

いま A 地点に 10mm/hr の流量が流れていたとすると、

$$Q_A = \frac{1}{360} \times 10 \times 1 = \frac{1}{36} \div 0.0278 (\text{m}^3/\text{S})$$

このとき B 地点に流入する 3 本の管きょにも各々 10mm/hr の流量が流れているから各管きょは、

$$Q_B = \frac{1}{360} \times 10 \times 0.25 = \frac{1}{144} \div 0.0069 (\text{m}^3/\text{S})$$

の流量が流れていることになる。これに対応する水深および水深化は、

$$H\phi = 350 = 0.112 (\text{m}) \quad \therefore H\phi = 350/D\phi = 350 = 0.32$$

$$H\phi = 250 = 0.070 (\text{m}) \quad \therefore H\phi = 250/D\phi = 250 = 0.35$$

である。一般に各管きょの貯留量 $S (\text{m}^3)$ は、

$$S = \frac{D_2}{4} \left(\frac{\theta}{2} - \sin \theta \cdot \cos \theta \right) \cdot \ell (\text{m}^3) \quad (2.39)$$

ただし、 $\cos \theta = 1 - 2 \frac{H}{D}$

D : 管径 (m)

ℓ : 管長 (m)

H : 水深 (m)

で与えられるから、 $Q = 10\text{mm/hr}$ のときの貯留量 S_{10} は $0.94\text{m}^3 \div 0.1\text{mm}$ となる。実際の排水区の大きさは数 ha 以上であるから S_{10} はもっと大きな値となる。

また、 $Q = 30\text{mm/hr}$ のときの流量に対応する時留量 S_{30} と流下時間の関係は図 2-21 に示すような特性が認められている。

例題

表-3 に示すような降雨データを得た。RRL 法により流出計算をせよ。ただし、排水面積 26.75ha 、不透透面積率 45% とする。

解

まず配管図を用意し、満管流として流下時間を計算する。

$$T = \sum_{i=1}^n t_i = \sum_{i=1}^n \frac{\ell_i \cdot u}{R_i^{2/3} I_i^{1/2}}$$

T : 流下時間 (sec)

t_i : i 番目の管内流下時間 (sec)

ℓ : i 番目の管長 (m)

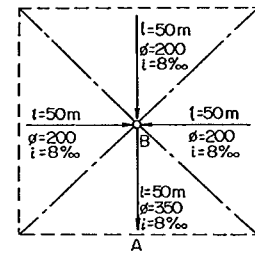


図 2-20 仮想排水区
の特性

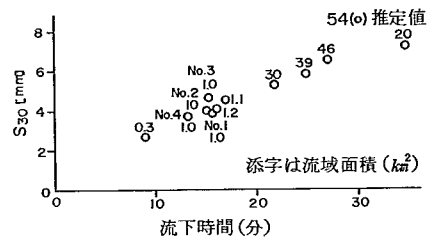


図 2-21 流下時間と貯留量 S_{30}

u : Manning の粗度係数 ($\div 0.015$)

R_i : i 番目の管の径深 (m)

I_i : i 番目の管勾配

円径管の場合, $R = \frac{\pi D^2}{4} / \pi D = D/4$ となり, 矩形管の場合は 9 割水深を用いて計算を行う。

この排水区では勾配が急峻であるので, 管内に入った雨水は 5 分以内に流下してしまうことになる。

表-3 降雨-流量データ

S51. 10. 20

時 分	R (mm/5分)	Q (m ³ /S)	時 分	R (mm/5分)	Q (m ³ /sec)
5 00			8 20	0	0.016
5			5	0	0.016
10			30	0	0.016
15	3時5分		5	0	0.016
20	降雨開始		40	0	0.016
5			5	0	0.016
30	5時50分迄に		50	0	0.012
5	0.5mm		5	0	0.012
40			9 00	0	0.012
5		0.005	5	0	0.012
50	0.1	0.008	10	0	0.008
5	0.2	0.016	5	0	0.008
6 00	0.2	0.040	20	0	0.008
5	0.2	0.048	5		
10	0.3	0.064	30		
5	0.5	0.080	5		
20	0.5	0.096	40		
5	0.3	0.104	5		
30	0.2	0.112	50		
5	0.5	0.104	5		
40	0.5	0.112	00		
5	0.5	0.136	5		
50	0.5	0.144	10		
5	0.5	0.168	5		
7 00	0.8	0.152	20		
5	0.7	0.176	5		
10	0.5	0.192	30		
5	0.3	0.200	5		
20	0.3	0.160	40		
5	0.2	0.104	5		
30	0.2	0.096	50		
5	0.2	0.064	5		
40	0.2	0.064	00		
5	0.1	0.060	5		
50	0	0.060	10		
5	0	0.060	5		
8 00	0	0.060	20		
5	0	0.040	5		
10	0	0.024	30		
5	0	0.016	5		

次に $S \sim Q$ 曲線の算定であるが、ここでは図 2-21 に示した図より、流下時間 5 分として $S_{30} \doteq 1 \text{ mm}$ を得る。下水道整備地域では式 (2.36) の p は 0.7 で近似できることから $K = 0.09$ が得られ、 $S = 0.09 \cdot Q^{0.7}$ と表わされる。

インフローハイドログラフの作成は式 (2.32) より有効雨量 r_e を求め、次に任意時刻 n の流入量 $P_n (\text{mm/hr})$ は、

$$P_n = r_{e,n} \cdot a_1 + r_{e,n-1} \cdot a_2 + r_{e,n-2} \cdot a_3$$

a_1 : 降雨観測時間間隔の到達時間内の面積と全面積の比率 (たとえば、5 分間隔で雨量を測定していたら到達時間が 5 分以内の面積を全面積で割ったもの)

a_2 : a_1 を例にすると到達時間が 10 分以内の面積を全面積で割ったもの

a_3 : 同様に到達時間が 15 分以内の面積を全面積で割ったもの

$r_{e,n}$: 時刻 n の有効降雨強度 (mm/hr)

によって求められる。

本排水区の場合には、降雨は 5 分間隔であり、しかも到下時間も 5 分以内である。しかし、その条件で計算を行った結果、降雨の影響を強く受けピークの出現が早かったため、下記の様に流入時間を考慮して再計算を行った。

各流入時間別の面積比率を

4 分	14 %	8 分	14 %
5 分	14 %	9 分	14 %
6 分	14 %	10 分	14 %
7 分	16 %		

としたときの等到達時間域別面積を計算した。

	1 分 $A_1 = 3.44 \text{ ha}$	2 分 $A_2 = 8.95 \text{ ha}$	3 分 $A_3 = 8.76 \text{ ha}$	4 分 $A_4 = 5.60 \text{ ha}$	計 ha
5 分	0.48				0.48
6	0.48	1.25			
7	0.48	1.25	1.23		
8	0.55	1.25	1.23	0.78	
9	0.48	1.43	1.23	0.78	
10	0.48	1.25	1.40	0.78	16.35
11	0.48	1.25	1.23	0.90	
12		1.25	1.23	0.78	
13			1.23	0.78	
14				0.78	
					9.92
					26.75

流入量，流出量および貯留量との関係は，いわゆる貯留方程式で表わされる。

$$\frac{dS}{dt} = I - O$$

計算ステップを Δt とすると

$$\frac{S_n - S_{n-1}}{\Delta t} = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} - \frac{Q_n + Q_{n+1}}{2}$$

$$\text{となり, } P_n + P_{n+1} = \left[Q_n + \frac{2}{\Delta t} S_n \right] - \left[Q_{n-1} - \frac{2}{\Delta t} S_{n-1} \right]$$

になるが， S_n が Q_n の関数であるので（ $S = KQ^p$ ）簡単には計算できない。そこで Q_n ： $\left[Q_n + \frac{2}{\Delta t} S_n \right]$ の関係を前もって計算しておく。それから $Q_0 = 0$ ， $S_0 = 0$ とし， P_n は既値であるので順次計算する。計算条件は， $\Delta t = 5$ 分， $S = 0.09 Q^{0.7}$ とし， $\frac{2}{\Delta t} S = \frac{2}{5} \cdot 60 \cdot 0.009 Q^{0.7} = 2.16 Q^{0.7}$
 $a_1 = 0.48 / 26.75 \times 12 = 0.215$ ， $a_2 = 16.35 / 26.75 \times 12 = 7.335$ ， $a_3 = 9.92 / 26.75 \times 12 = 4.450$ である。

計算方法は， $\left[Q_n + \frac{2}{\Delta t} S_n \right]$ の項を求め，図2-22の Q_n ： $Q_n + \frac{2}{\Delta t} S_n$ のグラフより Q_n が求まる。計算結果を表-4，図2-23に示す。

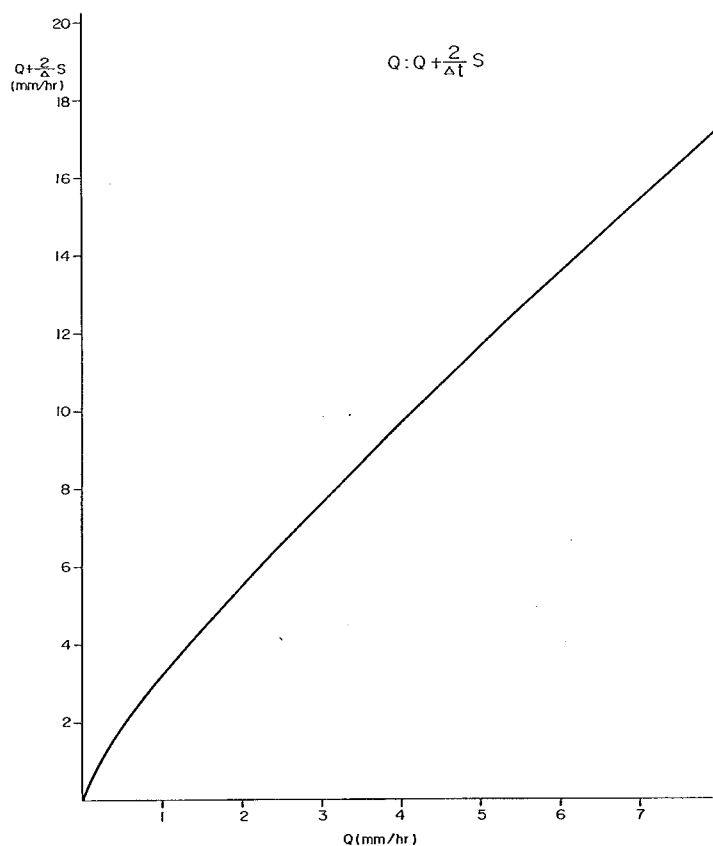


図2-22 Q ： $Q + \frac{2}{\Delta t} S$ の曲線

表 - 4 計 算 表

時 間	有 効 降 雨 mm/5分	a_1 (5分以内) 0.215	a_2 (10分以内) 7.335	a_3 (15分以内) 4.450	P_n	$P_n + P_{n-1}$	$Q_n + \frac{2}{\Delta t} S_n$	$\frac{2}{\Delta t} S_n$	Q_n	
									mm/hr	m ² /sec
5:45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0.045	0.010	0	0	0.010	0.010	0.010	0.010	0	
55	0.091	0.020	0.330	0	0.3 0	0.360	0.370	0.290	0.08	0.005
6:00	0.091	0.020	0.667	0.200	0.887	1.237	1.447	1.097	0.35	0.026
5	0.091	0.020	0.667	0.405	1.092	1.979	2.726	1.916	0.81	0.060
10	0.136	0.029	0.667	0.405	1.101	2.193	3.299	2.259	1.04	0.077
15	0.227	0.049	0.998	0.405	1.452	2.553	3.772	2.532	1.24	0.092
20	0.227	0.049	1.665	0.605	2.319	3.771	5.063	3.263	1.80	0.134
25	0.136	0.029	1.665	1.010	2.704	5.023	6.486	4.036	2.45	0.182
30	0.091	0.020	0.998	1.010	2.028	4.732	6.318	3.928	2.39	0.178
35	0.227	0.049	0.667	0.605	1.321	3.349	4.887	3.117	1.71	0.127
40	0.227	0.049	1.665	0.405	2.119	3.440	4.907	3.227	1.68	0.125
45	0.227	0.049	1.665	1.010	2.724	4.843	6.390	3.980	2.41	0.179
50	0.227	0.049	1.665	1.010	2.724	5.448	7.018	4.308	2.71	0.201
55	0.227	0.049	1.665	1.010	2.724	5.448	7.046	4.316	2.73	0.202
7:00	0.363	0.078	1.665	1.010	2.753	5.477	7.033	4.313	2.72	0.202
5	0.318	0.068	2.663	1.010	3.741	6.494	8.087	4.877	3.21	0.239
10	0.227	0.049	2.333	0.615	3.997	7.738	9.405	5.535	3.87	0.288
15	0.136	0.029	1.665	0.415	3.109	7.106	8.771	5.221	3.55	0.264
20	0.136	0.029	0.998	1.010	2.307	5.416	7.087	4.347	2.74	0.204
25	0.091	0.020	0.998	0.605	1.623	3.930	5.537	3.507	2.03	0.151
30	0.091	0.020	0.667	0.605	1.292	2.915	4.392	2.892	1.50	0.111
35	0.091	0.020	0.667	0.405	1.092	2.384	3.776	2.546	1.23	0.091
40	0.091	0.020	0.667	0.405	1.092	2.184	3.500	2.370	1.13	0.084
45	0.045	0.010	0.667	0.405	1.082	2.174	3.414	2.324	1.09	0.081
50			0.330	0.405	0.735	1.817	3.051	2.101	0.95	0.071
55				0.200	0.200	0.935	2.086	1.526	0.56	0.042
8:00					0	0.200	1.166	0.896	0.27	0.020
5						0	0.626	0.486	0.14	0.010
10							0.346	0.276	0.07	0.005
							0.206	0.166	0.04	0.003
							0.126	0.106	0.02	0.001
							0.086		0	

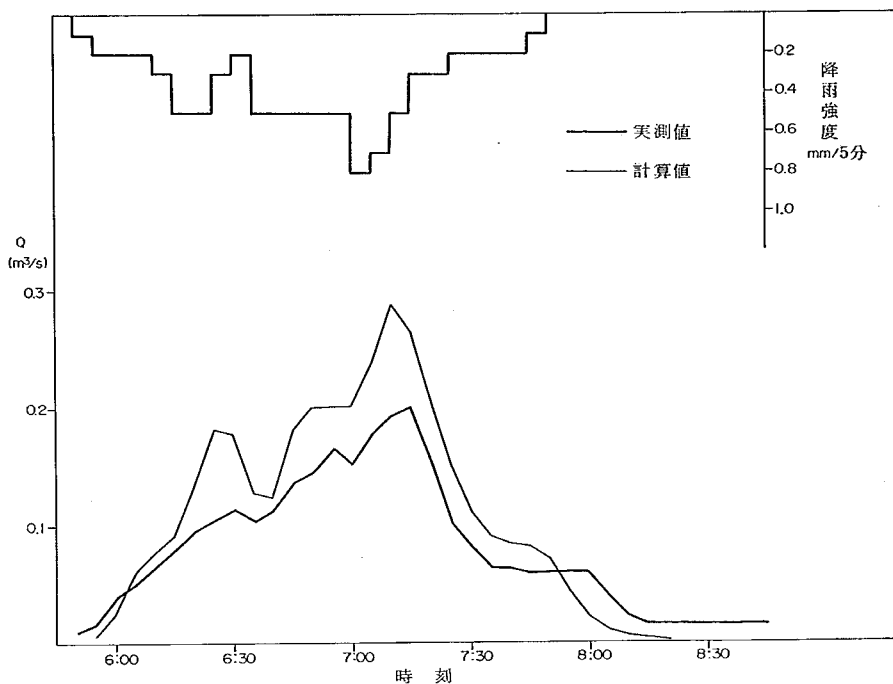


図 2-23 RRL法による計算結果

2.4 準線型貯留モデル (quasi linear storage type model)

このモデルは本来、有効降雨モデル、斜面モデル、河道モデルから構成されているが、今回は下水道排水区を単一斜面として扱ったので、その説明と適用例を以下に示す。

1) 有効降雨モデル

本項での有効降雨の考え方は、特性曲線法と同様に考えた。

$$r_e = F_{imp} \cdot r \quad (2.32)$$

2) 斜面モデル

本来「準線型貯留型モデル」と名付けられた斜面モデルは

$$r_e = \begin{cases} 0 & (\tau < 0) \\ \frac{1}{K} e^{-\frac{\tau}{K}} & (0 \leq \tau) \end{cases} \quad (2.40)$$

という指数単位関 (線型貯留型モデル) を用いており、定数 K を流達時間 t_c との関係¹⁾

$$K = t_c / 2 \quad (2.41)$$

から決定する際に必要となる流達時間 t_c を式 (2.7) あるいは角屋らの求めた。

$$t_c = C \cdot A^{0.22} r_e^{-0.35} \quad (2.42)$$

ただし, C : 定数

A : 流域面積 (km^2)

r_e : 有効降雨 (mm/hr)

という非線形形式によって推定しているために「準線形」と呼ばれている。

しかしながら式 (2.41) に示す指数単位図を作成するのは計算上不便なので, ここでは図 2-18 に示す方法によって流入量の算定を行った。

すなわち, 図 2-18 a) に示すように, 排水区域の等到達時間域図を下水管の満管流速を用いて作成し, b) に示す有効降雨に対して c) のような流入量曲線 (インフローハイドログラフ) を作成した。

流入量, 流出量, および貯留量との関係は, いわゆる貯留方程式

$$P - Q = \frac{dS}{dt}$$

P : 流入量 (mm/hr) あるいは (m^3/sec) $= r_e$

Q : 流出量 (mm/hr) あるいは (m^3/sec)

S : 貯留量 (mm) あるいは (m^3)

で表わされる。他方, 流出量 Q , 貯留量 S との間には

$$S = K \cdot Q \quad (2.43)$$

ただし, $K = \frac{t_c}{2}$

という線形貯留関係を想定する。

計算時間のスナップを Δt とすると式 (2.42), (2.43) より

$$\frac{P_{n-1} + P_n}{2} - \frac{Q_{n-1} + Q_n}{2} = \frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{K}{\Delta t} (Q_n - Q_{n-1}) \quad (2.44)$$

によって, 次式により流出量 Q_n が推定できる。

$$Q_n = \frac{P_{n-1} + P_n + K_1 Q_{n-1}}{K_1} \quad (2.45)$$

$$\text{ただし, } K_1 = \frac{2K}{\Delta t} + 1 = \frac{t_c}{\Delta t} + 1 \quad (2.46)$$

$$K_2 = \frac{2K}{\Delta t} - 1 = \frac{t_c}{\Delta t} - 1 \quad (2.47)$$

t_c の決定方法は式 (2.7) あるいは式 (2.42) と実績の有効降雨との交点から求めるというものである (図 2-24)。したがって 1 回のシミュレーションでは t_c すなわち K を固定して計算を行う。

適用例

まず, 本法を適用する為には排水区における幾つかの物理的特性を把握しなければならない。

- 1) 不透水面積率
- 2) 等到達時間域別面積
- 3) 過去の調査結果より流達時間 t_c と有効降雨強度 r_e の関係

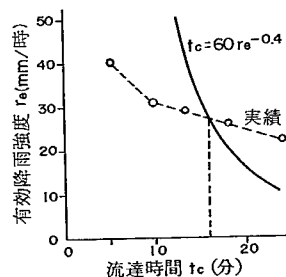


図 2-24 シミュレーションにおける t_c の決定

などである。

1), 2)はRRL法と同様にして求める。3)については流達時間の項で述べたような方法により求める。

例題

表-5に示す降雨データより、準線形貯留モデルを用いて流出計算をせよ。不透透面積率=45%, 等到達時間域別面積は $A_{5分}=0.5\text{ ha}$, $A_{10分}=16.3\text{ ha}$, $A_{15分}=9.9\text{ ha}$ とする。ただし、有効降雨強度と流達時間の関係として図2-25が与えられているものとする。

表-5 降雨データ

時刻	降雨量	時刻	降雨量	時刻	降雨量	時刻	降雨量	時刻	降雨量
時 分	mm/5分	時 分	mm/5分	時 分	mm/5分	時 分	mm/5分	時 分	mm/5分
17 00	0	19 20	0.125	20 45	0.25	22 10	0.25	23 35	0
18 00	0.03	25	0.125	50	0.25	15	0.25	40	0
05	0.03	30	0.125	55	0.25	20	0.2	45	0
10	0.03	35	0.125	21 00	0.25	25	0.15	50	0
15	0.03	40	0.125	05	0.5	30	0.15	55	0
20	0.03	45	0.125	10	0.5	35	0.125	24 00	0
25	0.03	50	0.125	15	0.5	40	0.125	0 05	0
30	0.03	55	0.125	20	0.5	45	0.125	10	0
35	0.03	20 00	0.125	25	0.25	50	0.125	15	0
40	0.03	05	0.125	30	0.25	55	0.25	20	0
45	0.03	10	0.125	35	0.25	23 00	0.25	25	0
50	0.2	15	0.125	40	0.25	05	0.2	30	0
55	0.3	20	0.125	45	0.5	10	0.15	35	0
19 00	0.2	25	0.125	50	0.5	15	0.15	40	0
05	0.15	30	0.125	55	0.2	20	0.25	45	0
10	0.15	35	0.25	22 00	0.15	25	0.25	50	0
15	0.125	40	0.25	05	0.15	30	0		

解答例

インフローハイドログラフの作成までは、RRL法と同様に行うが、RRL法では mm/hr を用いて計算したので、ここでは m^3/s として計算する。

$$P_n = r_{e,n} \cdot A_1 + r_{e,n-1} \cdot A_2 + r_{e,n-2} \cdot A_3$$

ここで r_e を $\text{mm}/5\text{分}$, A を ha とすると単位換算係数として $10^4 \times 10^{-3} / (5 \times 60) = 0.033$ をかければよい。流出量 Q_n は

$$Q_n = \frac{P_{n-1} + P_n + K_2 \cdot Q_{n-1}}{K_1}$$

$$\text{ここで, } K_1 = \frac{tc}{\Delta t} + 1 \quad K_2 = \frac{tc}{\Delta t} - 1$$

であるので t_c を決めなければならない。表-5より最大の強度の雨は 2105 から 2120 まですで 0.5 mm/5 分であるから $t_c = 5, 10, 15, 20$ (分) としたときの有効降雨強度は

$$0.5 \text{ (mm/5分)} \times \frac{60 \text{ (分)}}{5 \text{ (分)}} \times 0.45 = 2.7 \text{ mm/hr}$$

さらに $t_c = 30$ (分) としたときは 2100 ~ 2130 まですで 2.25 mm/hr となる。このように有効降雨強度が最大となる時間帯をさがし、 t_c と r_e の関係を実績としてプロットし、理論曲線との交点を求める (図 2-26)。

すると図 2-26 より $t_c = 28$ 分となり、 $\Delta t = 5$ 分であるから

$$K_1 = \frac{t_c}{\Delta t} + 1 = \frac{28}{5} + 1 = 6.6$$

$$K_2 = \frac{t_c}{\Delta t} - 1 = \frac{28}{5} - 1 = 4.4$$

を得、時刻 n における流出量 Q_n は

$$Q_n = \frac{P_{n-1} + P_n + 4.4 Q_{n-1}}{6.6}$$

で計算できる。計算結果を図 2-27 に示す。

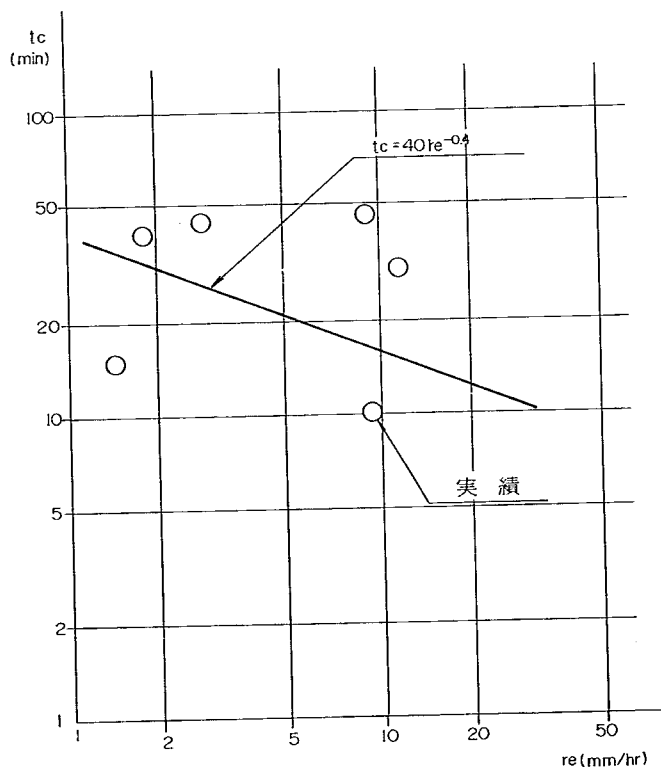


図 2-25 平均有効降雨強度と流達時間の関係

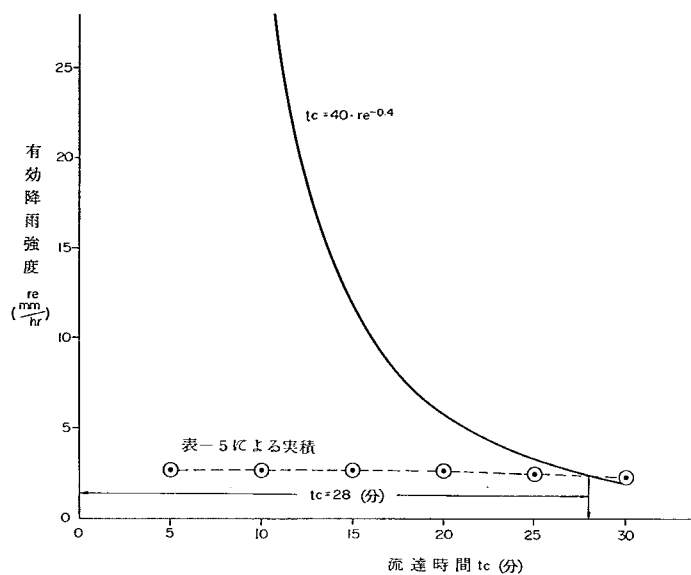


図 2-26 シミュレーションにおける tc の決定

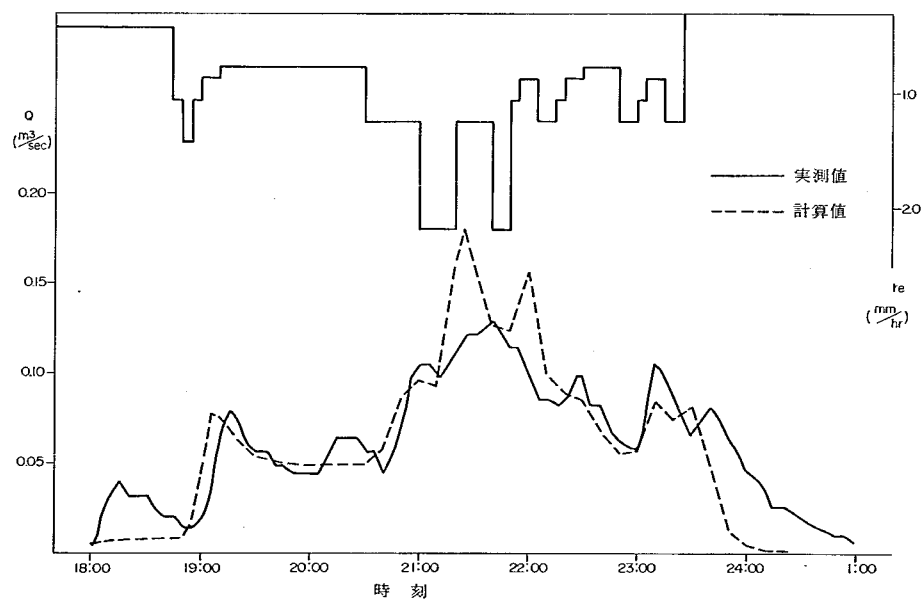


図 2-27 準線形貯留モデルによる計算結果

2.5 シミュレーションの結果

特性曲線法, RRL法, 準線形貯留モデルでの計算結果を図2-29~32に示す。排水区の概要は

排水区面積	26.75 ha
平均勾配	2.9‰
幹線長	915 m

である。

特性曲線法, 準線形貯留モデルでは有効雨量の算出は, 不浸透域から100%流出するものとした。

修正RRL法における有効雨量の考え方を以下に述べる。

修正RRL法では, 有効降雨の算出方法で細かく分類しており, 図2-28に示すような4つのタイプを考えている。¹¹⁾

p を不浸透域のうち凹地貯留を生じる面積の割合, q を浸透域のうち凹地貯留を生ずる面積の割合, f_c を最終浸透能とすると個々の地域の有効雨量は次のようになる。

不浸透域—直接流出域

$$r_{e,1} = F_{imp} \cdot (1-p) \cdot r$$

不浸透域—凹地貯留域

$$r_{e,2} = \begin{cases} 0 & (\sum r < \frac{D_{imp}}{1-p}) \\ F_{imp} \cdot p \cdot r & (\sum r \geq \frac{D_{imp}}{1-p}) \end{cases}$$

浸透域—直接流出域

$$r_{e,3} = \begin{cases} 0 & r < f_c \\ (1-F_{imp}) \cdot (1-q) \cdot (r-f_c) & r \geq f_c \end{cases}$$

浸透域—凹地貯留域

$$r_{e,4} = \begin{cases} 0 & (r < f_c \text{ または } dp,n < \frac{Dp}{1-q}) \\ (1-F_{imp}) \cdot q \cdot (r-f_c) & (r \geq f_c \text{ かつ } dp,n \geq \frac{Dp}{1-q}) \end{cases}$$

ただし,

dp,n : 時刻 n における凹地貯留残量

さらに, dp,n については任意の時刻 n で

$$dp,n = \begin{cases} dp,n-1 & (dp,n-1 \geq \frac{Dp}{1-q} \text{ かつ } r \geq f_c) \\ dp,n-1 + (r-f_c) \cdot \Delta t & (dp,n-1 < \frac{Dp}{1-q} \text{ かつ } r \geq f_c) \end{cases}$$

と書き表すことができる。よってこの排水区全体の有効降雨は

$$r_e = r_{e,1} + r_{e,2} + r_{e,3} + r_{e,4}$$

となる。

▨ : 浸透による損失 ▩ : 凹地貯留による損失

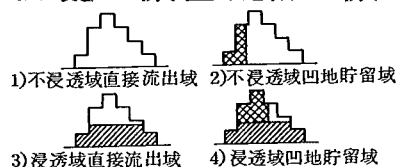


図2-28 四つのタイプの有効降雨のとり方

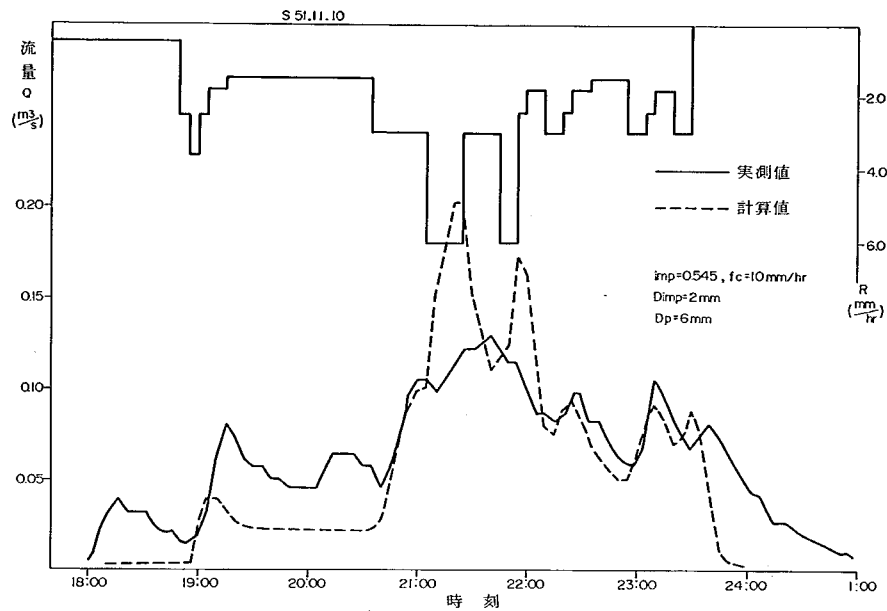


図 2-29 修正 RRL 法による計算結果

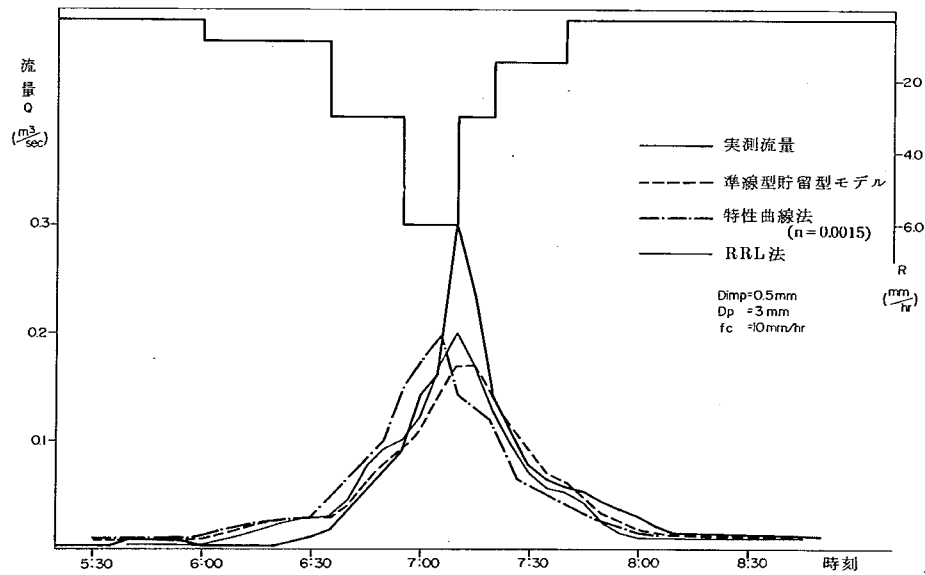


図 2-30 各計算法による結果

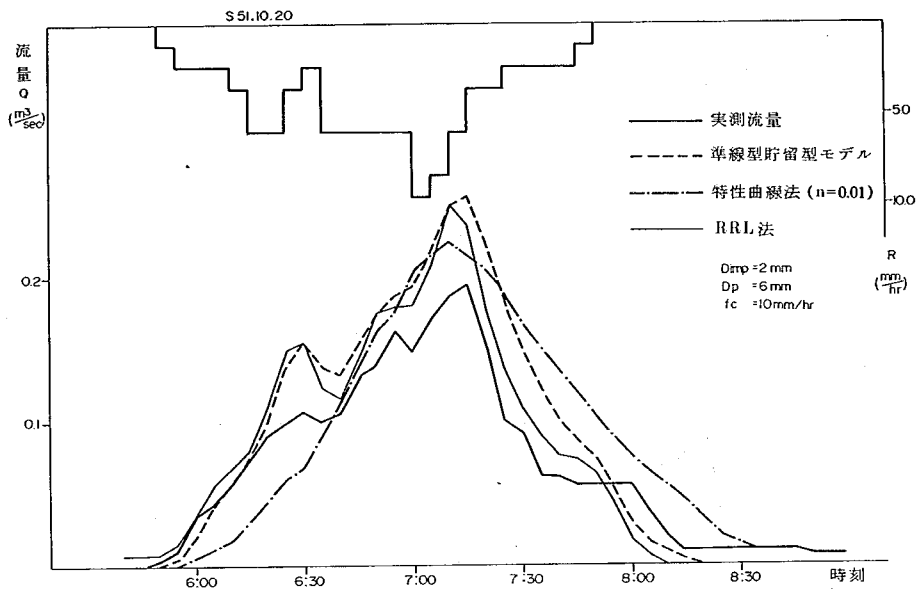


図 2-31 各計算法による結果

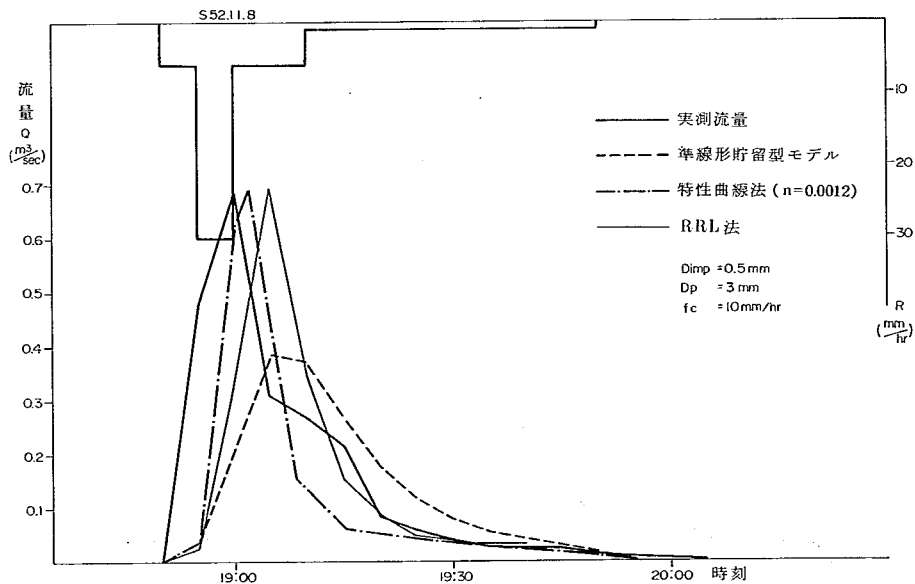


図 2-32 各計算法による結果

図2-29~32 から計算結果は必ずしも一致してるとはいえない。その理由として、実測の雨量計の記録紙と流量測定のための時間的なずれが考えられること、また局地的な降雨や移動性の降雨の場合には、雨量計の設置場所が1ヶ所であるので流域平均の降雨として表わしきれないことが考えられる。

また、計算手法の問題点として、特性曲線法の場合、等価精度が支配的因子である。今回の計算では $N = 0.01 \sim 0.0012$ と同一の排水区での計算でも1オーダー違った値となっている。今後の課題としては、 N を把握することに尽きるといっても過言ではない。また、本計算では排水区を単一斜面として計算したが、排水区をいくつかのブロックに分け等価粗度をその土地利用別に与え、河道流を組合せて計算すれば精度が向上すると思われる。

準線形貯留モデルでは流達時間 t_c が支配的因子である。 t_c の決定法は過去のデータから t_c と有効降雨強度 r_e に関する理論曲線 $C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.4}$ あるいは $t_c = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$ を求め、実績の (t_c , r_e) の値をプロットして理論曲線との交点を求めるという方法が使われている。理論曲線の精度がより多くのデータを収集する他ない。

RRL法は、水文データが比較的整っている排水区での計算結果は、かなりの実用性を持っている。今回の計算では、不浸透域の凹地貯留量 D_I 、浸透域の凹地貯留量 D_p 、直接流出域 p , q が明確でなかったためこれらの係数を変化させて計算を行った。今後の課題としては調査回数を増し、降雨量、流出量の実測精度を向上させ、これらの係数を決定することであろう。

シミュレーションにおいて、どの辺まで合っていればうまくシミュレートできたかという事が議論になるが、

- 1) ピーク流量を合せる
- 2) 流出パターンを合せる
- 3) 流出総量を合せる。

この3つに集約できる。これらを満足すれば申し分ないが、現在のモデルでは、input データが少なくすべてを満足するモデルはない。雨天時の汚濁流出特性は、いわゆるファーストフラッシュと呼ばれるように、流出初期に大量の汚濁物が流出する。これらを把握するには、どうしても1)~3)の3つの条件とも合わせたいわけであり、また流式下水道の改善のための各地に滞水池、貯留池が計画、あるいは建設されているが、これらの容量の決定に際してもピーク流量だけでは決定できないのでこれらのモデルの精度の向上に努めなければならない。

第3章 汚濁負荷流出特性

1 汚濁源別の汚濁流出特性

従来、分流式下水道からの雨水流出は、水質的には清澄とみられていたが、数都市での雨天時調査結果¹⁾より二次処理水並みか、ないしはそれよりも1.5～2.0倍程度汚濁した水が生じていることが明らかになっている。ただし、初期流出の傾向は合流式の場合より著しく、反面短時間のうちに清浄な水に戻る特性があると報告されている。

分流式下水道における雨水の流下経路を図3-1に示す。雨水渠からの汚濁流出に関する汚濁源としては、大気、地表（屋根、路面等）、雨水マス、管渠があげられるが、それらの汚濁源からの汚濁負荷流出特性について検討してみよう。

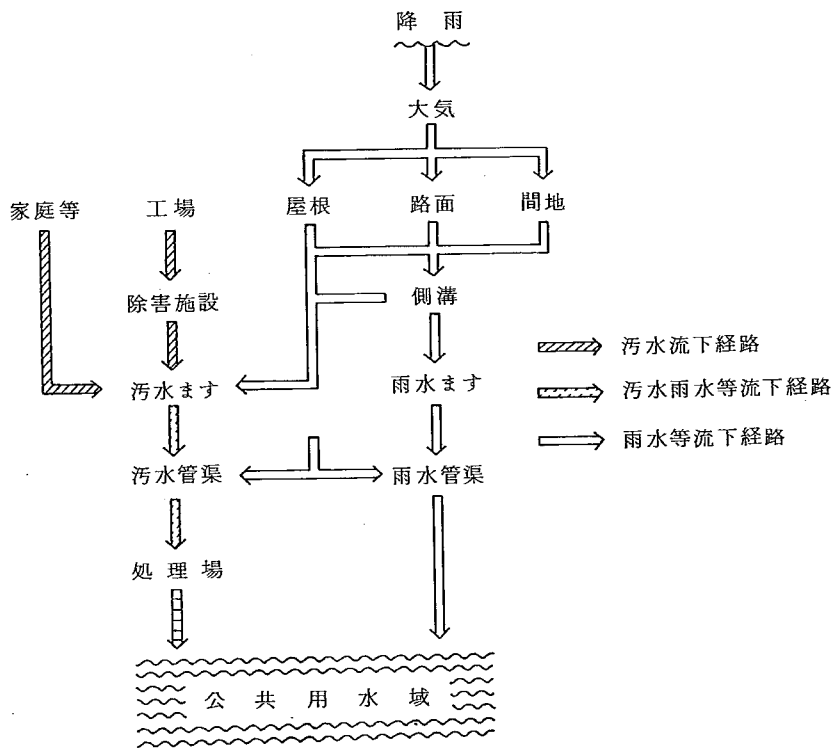


図3-1 分流式下水道システムの汚水・雨水等流下経路

1.1 大 気

大気は第一の汚濁源と考えられ、大気汚染により大気中からの降下バイジンは路面、屋根等の汚濁に大きく寄与していると考えられる。雨天時においては、大気中のバイジンを核として雨滴が形成され、さらに雨滴は落下中に大気中の物質を溶解して取り込むと考えられる。

重金属に関する一例として東京23区の降下バイジン量とバイジン中の重金属の量を示したものが表-7である。

表-7 降下バイジン量 ($kg/km^2/月$)

合 計	バイジン量 12500	Fe 23.1	Pb 11.8	Cu 8.55	Zn 31.9	Mn 7.6
溶解性成分割合(%)	21.6	12.1	45.6	74.9	85.9	40.8

* 1972年1月～3月の平均値

* 都衛生研究所研究年報 23. 1972より

表で示されているように、降下バイジン量は約 $13.1 ton/km^2/月$ で、23区内の年間量とすると約 7,400 ton にもなる。又、小降雨でも流出する溶解性成分は、全体では22%であるがZnは86%、Cuは75%と割合が高いのが目立っている。

次に、降下バイジン中に含まれる重金属量 ($\mu g/m^3$) と合流式下水道の雨天時下水中に含まれる重金属量 (mg/l) とを比較すると、晴天時下水においても高い濃度を示すZnを除くと他の4つの重金属の構成比は非常に以かよったものであることが報告されている(表-8)²⁾。

分流式下水道の雨水流出水の調査結果よりの結果を表-9に示す。H排水区での調査結果は降下バイジンの重金属構成比は似かよっているが、K排水区は、重金属濃度もH排水区に比べて濃度は低く、特にCu、Pbは1オーダー値が違っている。この違いはK排水区は住居地であるのに対し、H排水区は中心街にあり、降下バイジンの量と合わせ、自動車の排気ガス等による路面への重金属の蓄積があり、雨水によって流出してくるものと思われる。

1.2 屋根からの流出

屋根には、かなりの量の降下バイジンが堆積していると考えられ、屋根での散水実験の結果³⁾より、屋根の汚濁負荷量および汚濁流出特性についての検討を行った。

実験方法は、土木研究所(赤羽)構内で屋根面積が $4.8m \times 2.22m = 10.66m^2$ の屋根の上に2人が立ち、ジョーロで水をまき、雨桶で集水するという方法で、最後にデッキブラシで洗浄している。

流出水の水質分析結果を表-10に示す。その結果、洗浄分を無視するとBOD: $0.23kg/ha$,

表-8 降下ばい塵と合流式下水の重金属

(fall out)	Zn	Cu	Pb	Cd	Ni
max.	1.30	3.60	0.95	0.017	0.153
min.	0.35	0.08	0.14	0.003	0.032
ave. ($\mu g/m^3$)	0.64	0.80	0.44	0.009	0.063
	71	: 89	: 49	: 1	: 7
(combined sewage)	Zn	Cu	Pb	Cd	Ni
max.	0.692	0.193	0.100	0.002	0.020
min.	0.133	0.016	0.010	ND	ND
ave. (mg/l)	0.415	0.080	0.050	0.001	0.012
	415	: 80	: 50	: 1	: 12

表-9 分流式下水道流出水質 (mg/l)

		Zn	Cu	Pb	Cd	Ni
H排水区 49年 50年	max	4.800	0.954	2.260	0.109	0.096
	min	0.046	0.010	0.013	0.0003	0.004
	ave	0.768	0.156	0.183	0.003	0.024
	比率	256	: 52	: 61	: 1	: 8
K排水区 51年 52年	max	0.327	0.084	0.062	0.0023	0.045
	min	0.035	0.004	0.005	0.0002	0.001
	ave	0.154	0.016	0.024	0.001	0.012
	比率	154	: 16	: 24	: 1	: 12

表-10 屋根からの流出水量と水質

(mg/l)

Time	Water Volume	BOD	COD	SS	T-N	NH ₄ ⁺ -N	NO ₂ -N	NO ₃ -N	T-P
(min)	(l)								
-5	5.034	9.9	13.8	142	6.25	2.91	0.014	3.33	0.32
-10	7.468	4.7	7.3	89	1.78	0.88	0.005	2.38	0.21
-15	7.438	3.0	4.7	37	1.73	0.53	0.004	2.13	0.09
-20	8.386	4.1	3.7	26	1.34	0.39	0.004	2.09	0.10
-30	16.488	2.9	2.9	18	0.81	0.46	0.004	1.79	0.05
-42	17.983	3.0	2.8	8	0.95	0.43	0.003	5.01	0.03
Washing	14.870	11.4	27.9	142	10.00	2.63	0.253	1.77	0.19

COD: 0.26 kg/ha, SS: 2.17 kg/ha の負荷量を持っていることがわかった。

屋根面における初期残存負荷量を P_0 (kg/ha), 時刻 t_i における残存負荷量を P_i (kg/ha), 時刻 t_i における流出水量を q_i (mm/hr), k を定数とすると, 残存負荷量 P_i に関する連続式は次のようになる。

$$\frac{dP_i}{dt} = I_i - O_i \quad (3.1)$$

ここで, I : 流入負荷量 (kg/ha/hr)

O : 流出負荷量 (kg/ha/hr)

流出期間中の流入負荷量を無視すると

$$\frac{dP_i}{dt} = -O_i \quad (3.2)$$

また, 流出負荷量 O_i に関する運動方程式として

$$O_i = k \cdot P_i \cdot q_i \quad (3.3)$$

を仮定すれば (3.1)~(3.3) 式より

$$\frac{dP_i}{dt} = -k \cdot P_i \cdot q_i \quad (3.4)$$

となり, 時間 t で積分すると

$$\ln P_i = -k \cdot \int_0^{t_i} q(t) dt + C$$

$$\therefore P_i = P_0 \cdot e^{-k \cdot v} \quad (3.5)$$

$$\text{ただし, } v = \int_0^{t_i} q(t) dt \quad (3.6)$$

(2.5) 式より, $t_i \sim t_{i+1} = \Delta t$ 時間に流出した負荷量 ΔP_i (kg/ha) は

$$\Delta P_i = P_i - P_{i+1} \quad (3.7)$$

と表せるから, この間の平均流出負荷量 L_i (kg/ha/hr) は

$$L_i = \frac{\Delta P_i}{\Delta t} \quad (3.8)$$

となり, (3.5), (3.8) 式より

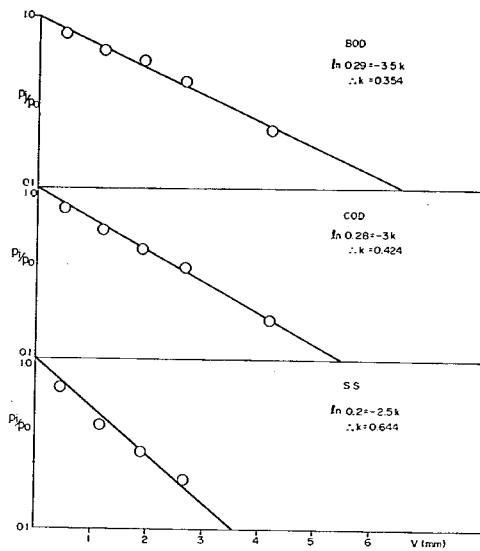


図 3-2 k 値の決定法 (屋根)

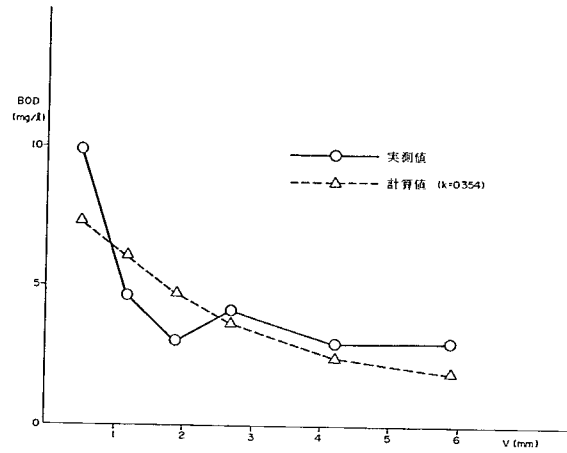


図 3-3 屋根面からの BOD 流出特性

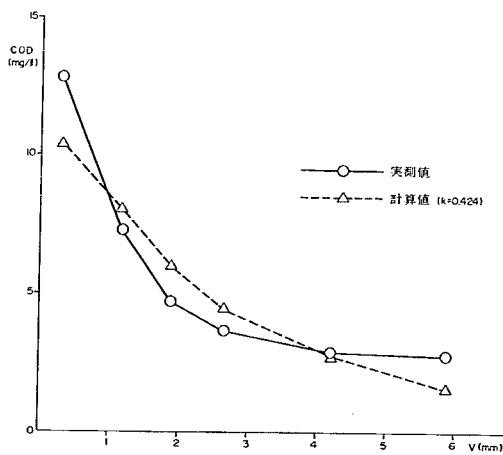


図 3-4 屋根面からの COD 流出特性

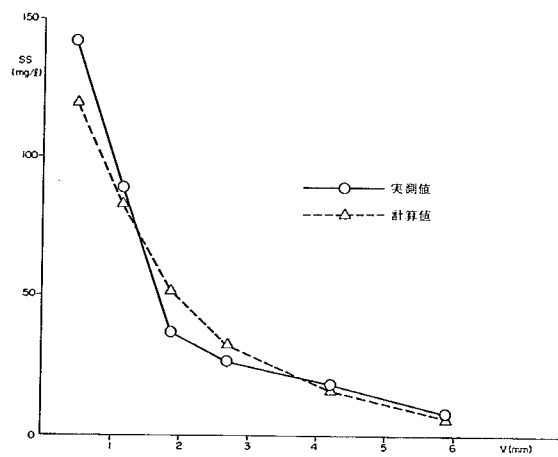


図 3-5 屋根面からの SS 流出特性

$$Li = P_0 (e^{-kvi} - e^{-kvi+1}) / \Delta t \quad (3.9)$$

となる。一方(3.5)式より

$$\ln \frac{Pi}{Po} = -k vi \quad (3.10)$$

となり、片対数グラフの横軸に累積流出量 vi 、縦軸に残存負荷量比 Pi/P_0 をとり、実測値をプロットし傾きを読み取れば定数 k を決定することができる。

その結果、 k 値の決定においては、図3-2に見られるようにBOD、COD、SSともに(3.10)式が適合することが見い出された。各々の k 値は、 $k_{BOD} = 0.354$ 、 $k_{COD} = 0.424$ 、 $k_{SS} = 0.644$ となる。この k 値を(3.5)、(3.9)式に適用した結果を図3-2に示す。

図3-3~5から、BOD、CODの場合には降雨量が増加しているにもかかわらず、濃度が低下しないのは、屋根からの汚濁流出はすでに終了し実験に使用した。水のBOD、CODを測定していると考えられる。このことを考えれば、今回用いたモデルは屋根からの汚濁流出をうまく再現しているといえる。

1.3 路面からの流出

路面には、車の排気ガスの凝固物、工場等の降下バイジン、人間活動によるゴミなどの汚濁物が堆積している。これらの汚濁物が降雨により溶解され、下水管を流れ河川等に放流されて放流先の水質汚濁の原因となっている。

路面からの流出については、東京都区内の3カ所において路面散水実験の結果からも路面排水が⁴⁾いかに汚濁されているかがわかる。この実験は、散水装置で路面に水をまき、雨水マスで路面に散布した水を採水、分析したものである。(表-11)

解析方法は屋根からの流出と同様に行った。その結果、図3.6~7に見られるように、 k 値の決定において屋根の場合を比較するとかなりのバラツキが見られた。それぞれの地点での各 k 値は次のようになった。

$$\text{No. 1} \quad k_{BOD} = 0.119 \quad k_{COD} = 0.109 \quad k_{SS} = 0.225$$

$$\text{No. 2} \quad k_{BOD} = 0.160 \quad k_{COD} = 0.150 \quad k_{SS} = 0.260$$

路面での k 値はBOD、CODは近い値を示している。

図3-8~13からBOD、COD、SSともに屋根からの汚濁流出特性と比較すると、初期流出をうまく再現することができなかった。その原因として考えられることは、屋根の表面が平滑であるのに対して路面はかなり凹凸があり、流れに対してかなり抵抗がありスムーズに流れないからと思われる。

このことは、 k 値を比較することからも推定できる。屋根の k 値は、BOD、COD、SSともに路面の k 値よりも大きい。すなわち、屋根からの汚濁流出は路面からの汚濁流出に比べると短時間で終了することを意味している。

又、初期汚濁流出負荷の再現のために、図3-7の k 値の決定法で k 値を2段階に分ける方法が考えられる。その変化点がすべて3mm付近と推定できるので今後の解析方法に何らかの値を示唆し

表-11 地点別水質時間変化

地 点	採水時間	水量	BOD ₅	溶解性	COD	TOC	SS	T-N	T-P	Cl ⁻	S ²⁻	Pb	Cu	Zn	Mn
		ℓ		S-BOD											
№1	0~2.5	11.0	88.4	75.4	136.0	71.8	(376)	18.3	0.78	52.1	0.17	0.44	0.18	0.85	0.44
(7.5m ²)	~5.0	"	41.0	45.8	86.1	57.7	77	11.3	0.31	25.2	0.17	0.08	0.07	0.57	0.27
	~7.5	"	25.6	18.0	46.9	18.1	21	7.64	0.15	13.0	0.07	0.03	0.04	0.35	0.12
	~10.0	"	14.9	15.9	34.5	12.1	18	5.18	0.11	9.2	0.13	0.03	0.02	0.27	0.09
	~15.0	22.0	15.5	12.2	24.1	9.2	13	4.61	0.09	7.9	0.14	0.03	0.02	0.25	0.07
	~20.0	"	9.3	10.3	20.6	5.8	5	4.47	0.08	7.5	0.11	0.01	0.01	0.24	0.06
	~30.0	44.0	7.5	7.6	15.4	5.7	7	3.73	0.08	6.4	0.13	0.02	0.02	0.22	0.05
	~40.0	"	6.4	7.2	14.6	4.1	13	3.32	0.07	1.9	0.15	0.02	0.01	0.21	0.03
	~50.0	"	5.8	6.3	12.1	2.8	7	2.94	0.07	0.9	0.22	0.01	0.02	0.20	0.02
№2	路面洗浄	25.0	23.8	9.5	139.0	56.1	1420	9.17	0.30	8.8	0.20	0.47	0.27	1.55	0.86
(6.0m ²)	0~2.5	7.8	72.4	61.2	209.0	67.1	(372)	19.2	0.58	36.5	0.32	0.44	0.28	1.49	0.40
	~5.0	"	30.8	27.7	64.1	12.9	105	8.73	0.44	15.5	0.11	0.08	0.06	0.50	0.15
	~7.5	"	18.0	15.9	34.0	11.0	59	7.00	0.29	9.8	0.13	0.07	0.03	0.27	0.08
	~10.0	"	11.3	11.1	24.8	7.2	29	5.55	0.15	7.1	0.16	0.03	0.02	0.15	0.05
	~15.0	15.6	10.5	8.7	20.8	8.5	22	4.83	0.14	7.1	0.14	0.04	0.03	0.16	0.04
	~20.0	"	8.0	6.7	16.7	6.0	23	3.61	0.11	6.0	0.10	0.02	0.02	0.13	0.02
	~30.0	31.2	6.1	5.2	12.7	4.9	12	3.70	0.11	7.3	0.09	0.02	0.01	0.12	0.02
	~40.0	"	4.2	3.5	11.1	4.1	11	2.97	0.08	1.9	0.18	0.01	0.01	0.10	0.01
	~50.0	"	4.6	2.1	9.0	3.3	4	2.79	0.07	0.7	0.11	0.01	0.01	0.10	0.01
№3	路面洗浄	21.0	37.5	7.9	306.0	93.8	1710	18.9	6.73	10.0	0.22	0.91	0.63	4.22	0.22
(7.5m ²)	0~2.5	11.0	(323)	(221)	325	67.3	(670)	106	7.71	187	0.29	0.80	0.39	2.19	0.48
	~5.0	"	87.6	79.8	139	19.5	154	37.0	1.86	68	0.14	0.27	0.10	0.64	0.20
	~7.5	"	58.0	45.9	98.3	12.6	113	35.0	2.32	42.4	0.17	0.20	0.08	0.42	0.17
	~10.0	"	40.5	35.1	61.8	16.8	96	26.0	1.31	33.1	0.14	0.10	0.04	0.27	0.09
	~15.0	22.0	35.7	29.1	57.7	10.2	80	23.4	1.19	28.3	0.11	0.13	0.05	0.31	0.14
	~20.0	"	23.9	21.7	46.6	6.3	52	19.0	1.11	18.3	0.18	0.08	0.03	0.22	0.07
	~30.0	44.0	21.8	15.9	36.2	13.7	42	13.7	0.86	13.4	0.10	0.06	0.02	0.17	0.04
	~40.0	"	14.9	14.8	32.4	4.8	38	11.8	0.82	10.5	0.12	0.05	0.02	0.14	0.04
	路面洗浄	19.5	134	33.9	483	25.6	4170	69.4	28.0	55.1	0.26	1.08	1.49	10.8	0.49
			136	33.9	470	23.4	3550	68.3	29.8	58.9	0.16	0.82	1.42	10.2	0.51

ているものと思われる。

路面の持っている汚濁負荷量として $BOD \div 3.7 \text{ kg/ha}$, $COD \div 7.6 \text{ kg/ha}$, $SS \div 9.5 \text{ kg/ha}$ となり、屋根の持っている汚濁負荷に比べると BOD , COD は 1 オーダー高いポテンシャルを持っていることが明らかになった。

尚、本実験は無降雨記録が 70 日とこれまでの記録を更新したときの最終近くであるため、負荷量も最大に近いものと判断される。

屋根および路面の持つ負荷量を K 排水区モデルにして推定すると、

住居面積 = 16.3 ha, 建ぺい率を 50% とすると

屋根面積 = $16.3 \times 0.5 = 8.15 \text{ ha}$

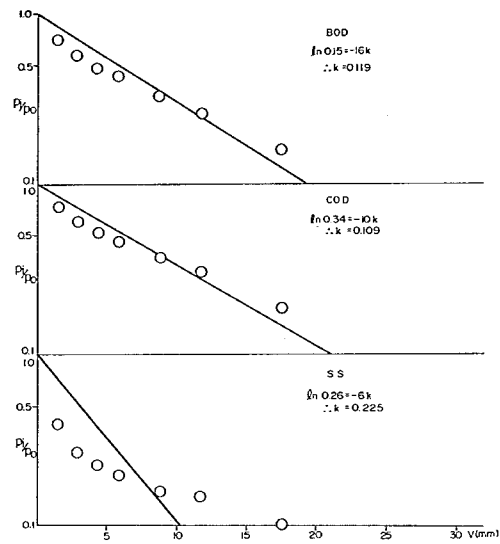


図 3-6 k 値の決定法 (路面 No. 1)

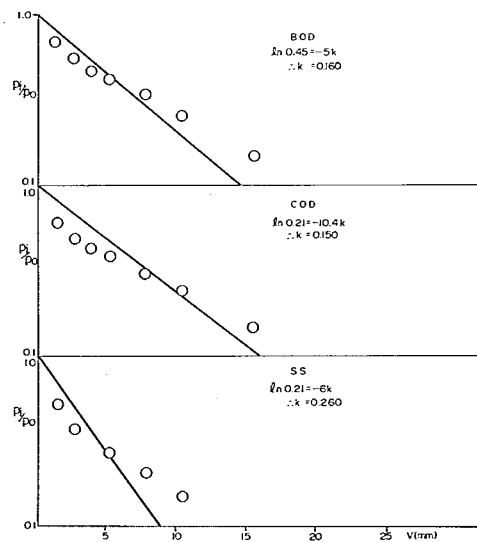


図 3-7 k 値の決定法 (路面 No. 2)

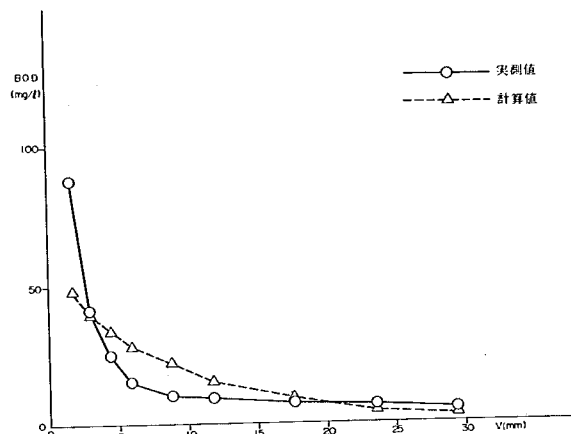


図 3-8 路面からの BOD 流出特性 (No.1 地点)

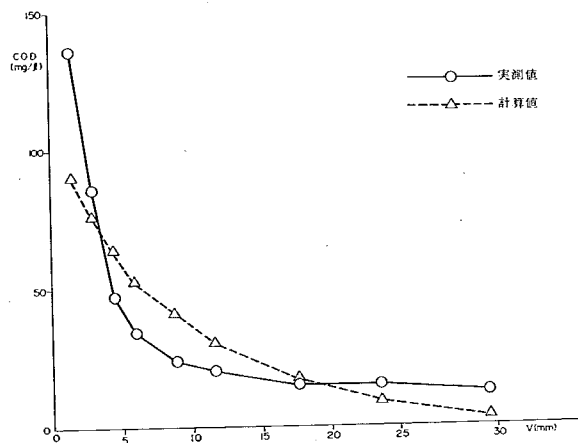


図 3-9 路面からの COD 流出特性 (No.1 地点)

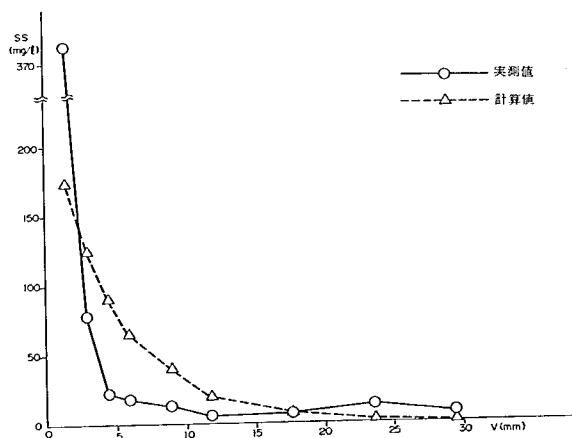


図 3-10 路面からの SS 流出特性 (No.1 地点)

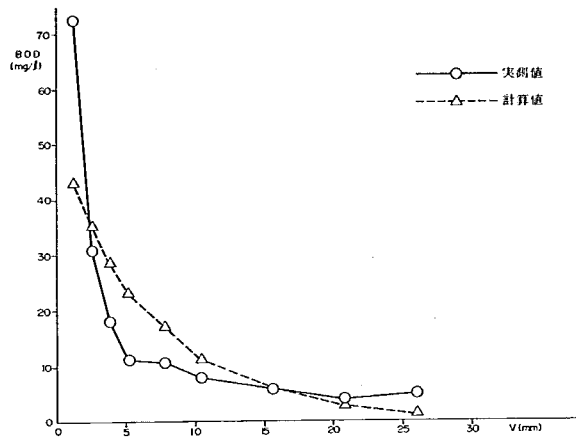


図 3-11 路面からの BOD 流出特性 (No.2 地点)

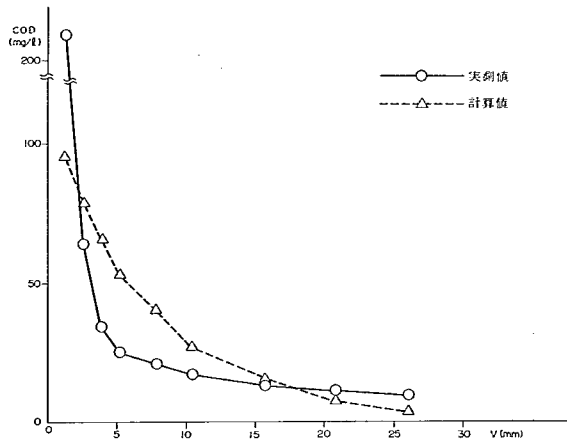


図 3-12 路面からの COD 流出特性 (No.2 地点)

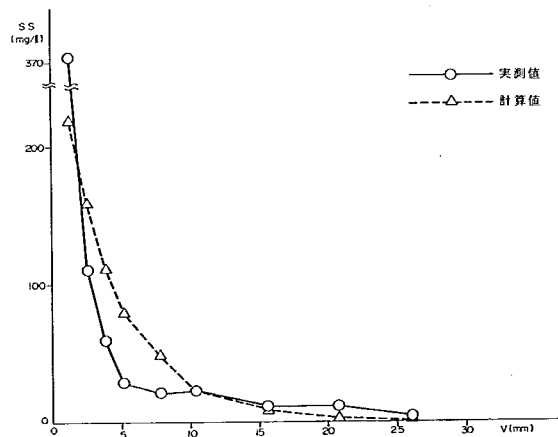


図 3-13 路面からの SS 流出特性 (No.2 地点)

道路面積 = 4.99 ha

	BOD (kg)	COD (kg)	SS (kg)
屋根	1.87	2.12	16.69
路面	18.46	37.92	47.41

路面上に堆積する汚濁負荷量については、Sartor 等⁵⁾の調査によると図 3-14 に示すような指数関数的増加を示すことが知られている。これに関して、稲場⁶⁾は堆積物の生化学的分解を仮定して次式を推定した。

$$S = \frac{a}{K_1} (1 - e^{-K_1 \cdot n}), \quad n \leq n_0 \quad (3.11)$$

または

$$S = \frac{a}{K_1} (1 - e^{-K_1 \cdot n_0}) + \frac{a}{K_2} e^{-K_1 \cdot n_0} \{1 - e^{-K_2 (n - n_0)}\} \quad n > n_0 \quad (3.12)$$

ただし、S : 堆積量

K_1 : 1 次反応速度定数

K_2 : 2 次反応速度定数

n : 無降雨日数

n_0 : 2 次反応に移るまでの日数

a : 堆積負荷供給速度

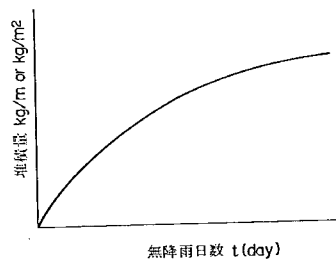


図 3-14

しかし、この式は、無機物が大半を占めるとされる T S についても、生化学的分解を仮定するのは無理であり、生化学的な分解のみで図 3-14 のような特性を説明するのは困難である。

これに対して中村⁷⁾は、供給負荷量の残留率という概念を取り入れてモデルを作成した。すなわち、図 3-14 からわかるように路面における汚濁堆積量はその上限値が存在すると考え、これを S_{max} とすると、現存量 S のところに a の負荷量が供給されたとしても、その負荷量はその地点に残留する確率 p は

$$p = 1 - \frac{S}{S_{max}} \quad (3.13)$$

であり、残存負荷量は、 $S + a$ ではなく $S + p \cdot a$ となる。

このように考えると、晴天が続いた場合の単位時間当りの堆積負荷量の場合は、確率 p を取り入れて、

$$\frac{ds}{dt} = p \cdot a = a \left(1 - \frac{S}{S_{max}}\right) \quad (3.14)$$

となり、

$$S = S_{max} \left(1 - e^{-\frac{a}{S_{max}} t}\right) \quad (3.15)$$

となる。

これらの関係を明らかにするため、都内2ヶ所について調査を行った。

A地点は、面積 $A = 0.49 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 1.47 \text{ m}^2$ の側溝部で、人通りが多く商業地域にあたる場所で、B地区は同じく商業地で面積 $A = 0.49 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 2.45 \text{ m}^2$ の交通が多少激しいと思われる側溝部である。

調査方法は、側溝部分を長さ方向に4つに分け、同じ条件で堆積が進むと仮定して、電気掃除機を用い堆積物を吸引し集めたものである。その結果を表-12と図3-16、17に示す。

しかし、今回の調査期間中に降雨があり、式-(3.12)、(3.15)による推定は行えなかったが、図中に示した破線のように、降雨により堆積物の一部流出があり、負荷量が落ち込み、降雨終了と同時に再び堆積が始まるものと推定できる。

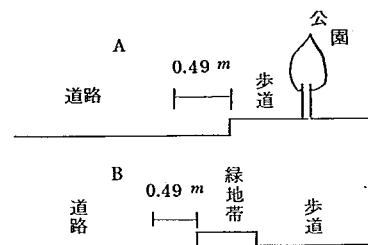


図3-15

表-12 汚濁物堆積物量

	COD kg/ha		TS kg/ha	
	A	B	A	B
10/2	48	4.8	1300	2200
10/4	74	15	1840	2470
10/11	98	17	3940	2130
10/16	111	11	3400	580

1.4 雨水マス

雨水マスは、地表からの雨水を、下水管に取り込むために設けられている。地表の土砂が本管に流入しないように底部に土砂ためがあり、ここに路面からの流出土砂をためておく。

表-13に、S49年3月に行った東京都内の雨水マス内堆積汚濁負荷量調査の結果を示す。⁸⁾

表-13 雨水マス底部の土砂中の汚濁負荷

	雨水マス		東京付近の 河川のヘドロ	
	A	B		
BOD	948	1320	—	A点 幹線道路沿いの 雨水マス
COD	6100	12000	—	
T-N	422	551	3260	
P	639	958	1730	
Fe	20500	27000	44100	B点 住宅地の雨水マス
Pb	614	132	139	
Cu	517	278	266	
Zn	614	627	1150	
Mn	350	362	428	

(単位: 乾泥当たり ppm)

表-13を見てわかるように特筆すべきことは、Cu、Pb等の重金属類は、雨水マスにも河川のヘドロと同じようなオーダーで含まれているということである。特に、幹線道路沿いの雨水マス(A)にPbが多いのが目立つ。

雨水マスへの雨水及び汚濁負荷の流入機構、雨水マスからの流出機構はよくわかっていないが、

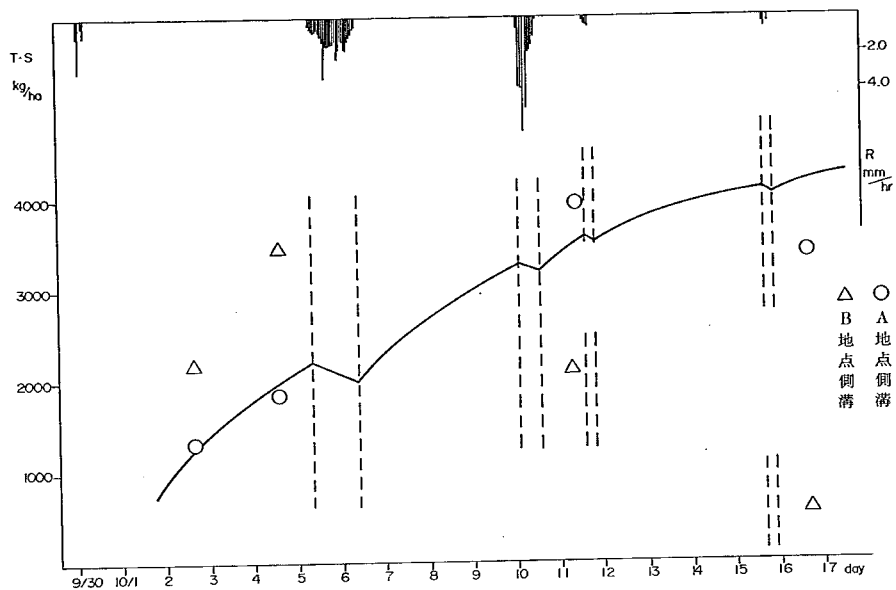


图 3-16 路面污濁物堆積速度 (TS)

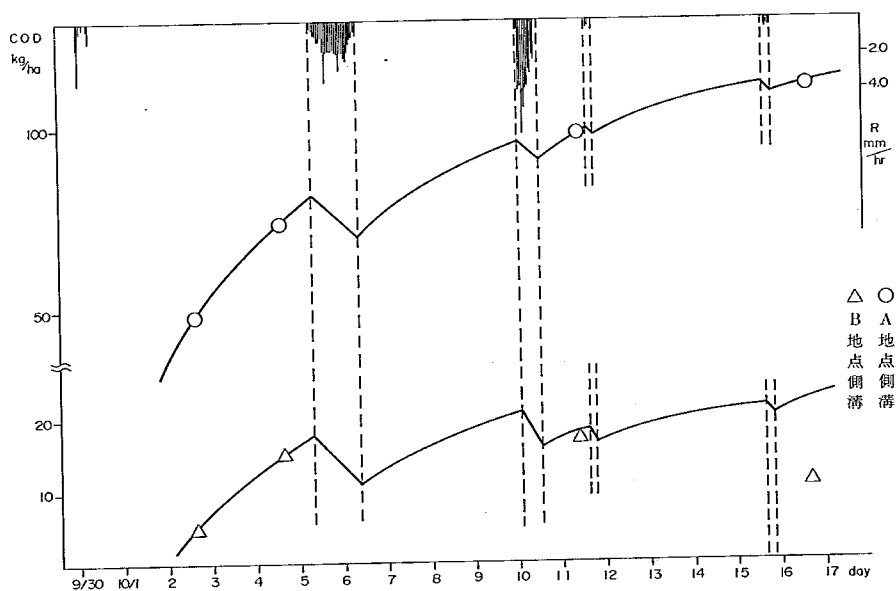


图 3-17 路面污濁物堆積速度 (COD)

9) Palmer が1949年に米国のデトロイトで行った調査によると、2時間半の降雨の前後の雨水マス内のBODは、234mg/ℓから96mg/ℓに落ちていたという。

10) APWA (American Public Works Association) の調査によると、雨水マスへの総流入水量と塩類 (NaCl) の雨水マスからの流出率の関係は図3-18のようになっていると報告している。

(1) この図をつかって、SWMモデルではBODの流出率も塩類と同様に考えて

$$R = 100 \left(1 - e^{-\frac{X}{1.6V}} \right) \quad (3.16)$$

ただし、 R : 流出率

X : 総流入水量

V : 降雨前の雨水マス内残存水量
を雨水マスからの汚濁負荷流出率としている。

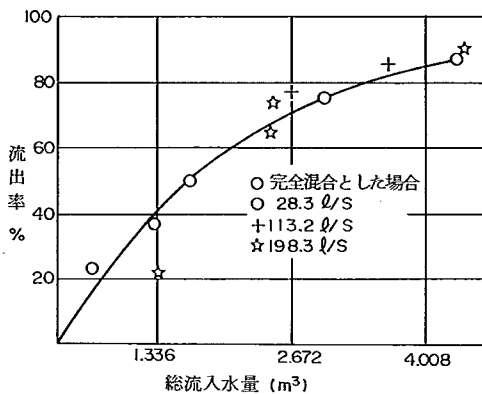


図3-18 雨水マス流入水量と流出塩 (NaCl) 量との関係

1.5 雨水管内堆積

分流式下水道の雨水管内の堆積についての調査結果はないが、晴天時に流入量がないとすれば、管内への流入負荷は考えられないので、前期降雨の残余分が堆積していると思われるが、合流式下水道の場合と比較すれば小さいと思われる。

2. 汚濁負荷流出モデル

前述した汚濁源より、都市雨水は汚染され、公共用水域へ放流されている。そこで、降雨による流出負荷量を把握し、その対策を講じる必要がある。

ここでは

- 1) 時系列流量データからの予測方法
- 2) 一雨での総流出負荷量の予測方法

を述べる。

2.1 時系列流量データからの予測

両対数紙の縦軸に単位時間当りの流出負荷量 (g/s)、横軸に流量 (m^3/s) を採水準にプロットしていくとループ特性を描くことが知られている。まず、第一次近似として数式化すると、

$$Q_s = K \cdot Q^n \quad (3.16)$$

ここで、 Q_s : 流出負荷量 (g/s)

Q : 流量 (m^3/s)

K, n : 定数

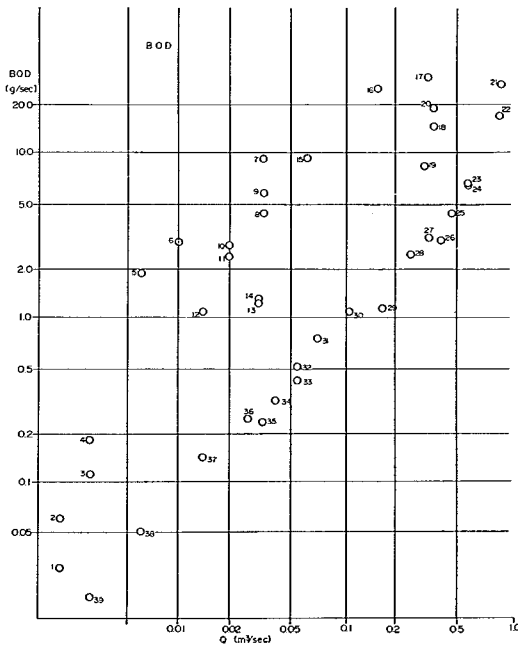


図 3-19 $Q \sim BOD$

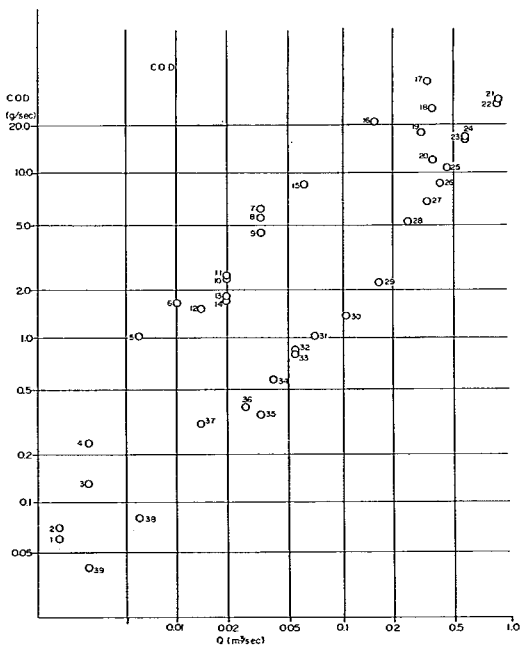


図 3-20 $Q \sim COD$

のようになり、 n はBODで1、SSで2程度に比例する。

その後、さらに詳細なモデルも考案されているが、それらについては参考文献を参照されたい。⁽³⁾

以上は合流式下水道の調査結果についての結果である。そこで分流式下水道の調査結果についても流出負荷量と流量の関係を調べた(図3-19~24)。

BODの場合には、ループ特性を示しており特にH排水区では、その傾向が強く現われている。ループ特性があるということは、同じ流量でも降雨の前半と後半では前半の負荷量の方が大きいということを示しており、ファーストフラッシュ現象を意味している。

SSの場合は、直線形状を示すことが知られており、SSの負荷量は流量に比例することを表わしている。

両対数紙上でループを描くということは、負荷量が有限量であることを意味しており、汚濁源としては、管渠内路面、雨水マスなどが考えられる。これに対し、両対数紙上で直線性が強く表われている場合には、負荷量が無限量に近いことを意味しており、地表が最たる汚濁源といえよう。K排水区の場合には、BOD、COD、SSとも両対数紙上の直線性が強いので、汚濁源は地表と考えられるか、H排水区の場合はループ特性が顕著に表われているので路面、側溝、雨水マス、管渠などが汚濁源であろう。同じ分流式の雨水排水でも、地形、土地利用などの要因によりその中に含まれている負荷量の汚濁源に相異があることは注目すべきことである。

図3-25~30に累積流量と累積流出負荷量をそれぞれ百分率の形で示した負荷流出曲線を示す。

K排水区については、BOD、COD、SSともにバラツキがあり汚濁負荷流出についての特性を見出すことは出来なかったが、H排水区については、各汚濁累積負荷流出パーセントは、累積流量のパーセントより高くなっている。たとえば、BODの場合累積流量が50%で、累積負荷量は60~80%流出しており、ファーストフラッシュ現象を意味している。

このような結果は、前述した下水管内堆積物の影響と、K排水区とH排水区の特性の違いにも起因すると思われる。K排水区は住居地であるのに対し、H排水区はビジネス街の中心地帯であり、不透透面積率を例にとると、K排水区:0.454、H排水区:0.702となり、H排水区はかなり都市化が進行し、汚濁物が流出しやすい傾向にあると思われる。

2.2 一雨による総汚濁流出負荷量の推定

P という残存負荷量が存在するところに、 r_e という有効雨量があった場合、これによって流送される負荷量はインプットの負荷量を見れば

$$\frac{dP}{dt} = -k \cdot P \cdot r_e \quad (3.17)$$

で表わされる。ここで k は定数である。これを積分すると

$$P = P_0 \cdot \exp(-k \cdot V) \quad (3.18)$$

ここで P_0 : 初期残存負荷量

$V : \int_0^t r_e dt$ = 累積有効雨量

となる。ここで $P/P_0 = \exp(-k \cdot V)$ は、累積有効雨量が V となったときに残っている負荷量と

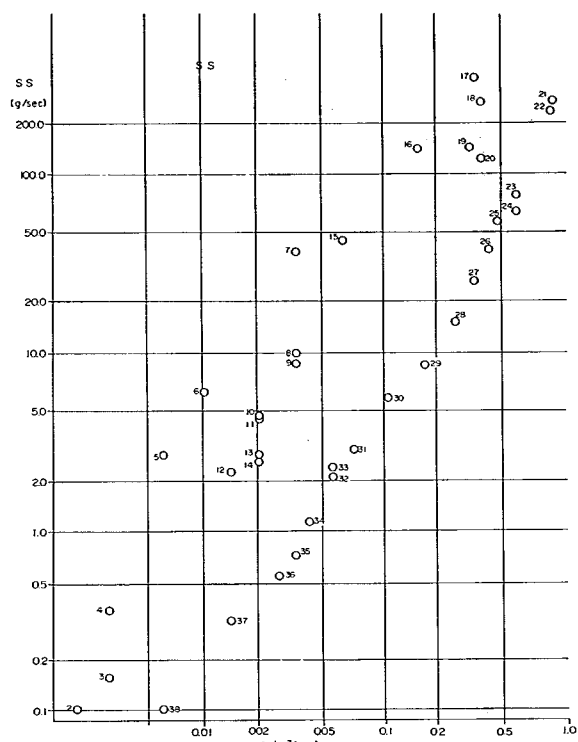


图 3-21 $Q \sim SS$

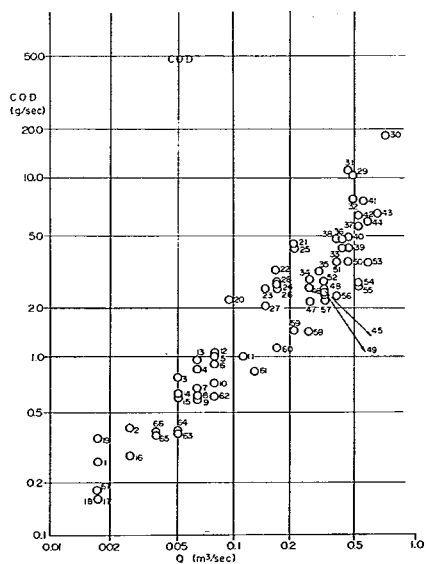


图 3-23 $Q \sim COD$

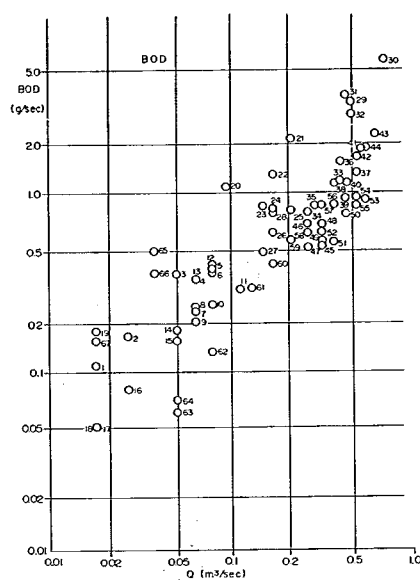


图 3-22 $Q \sim BOD$

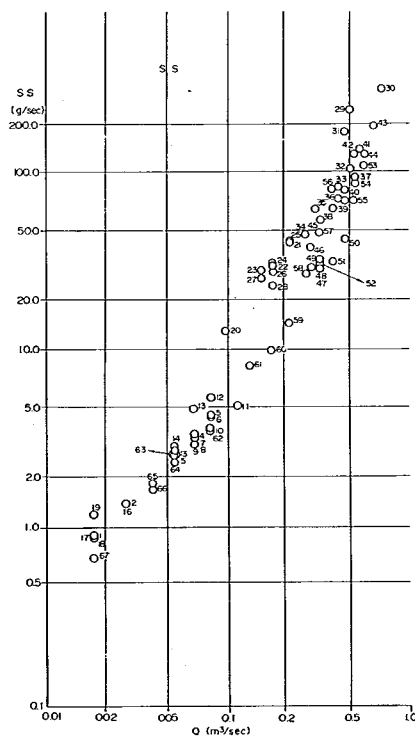


图 3-24 $Q \sim SS$

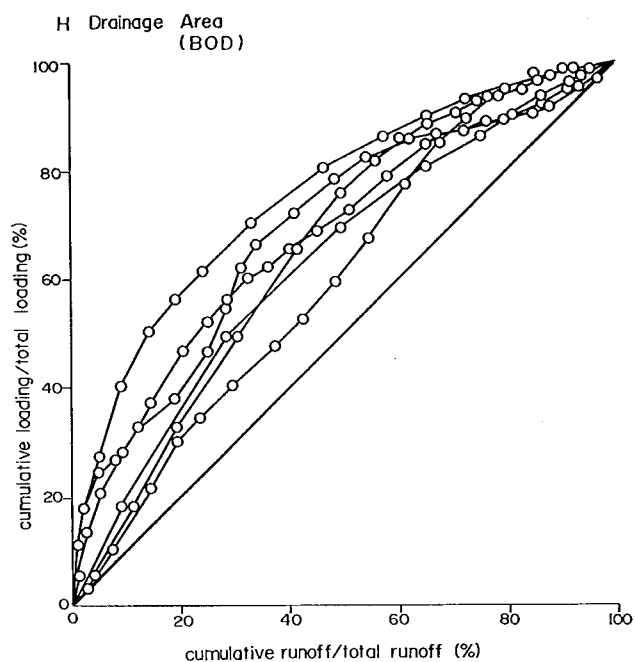


図 3 - 2 5 H 排水区の Q ~ B O D

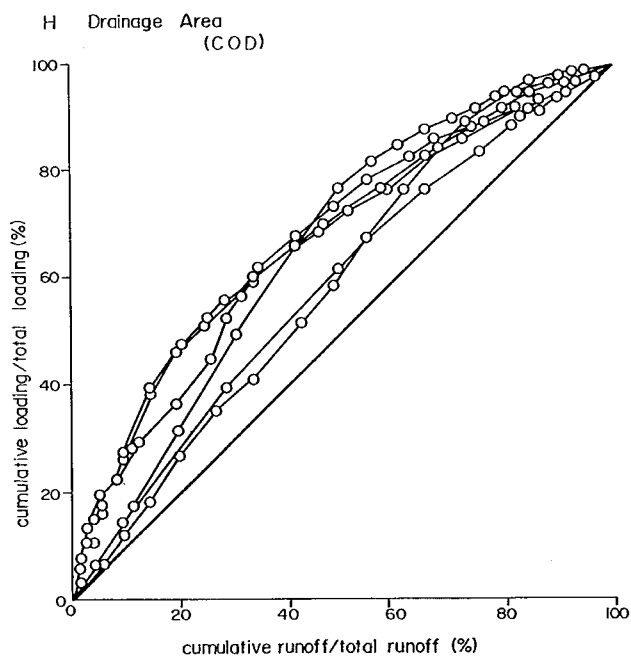


図 3 - 2 6 H 排水区の Q ~ C O D

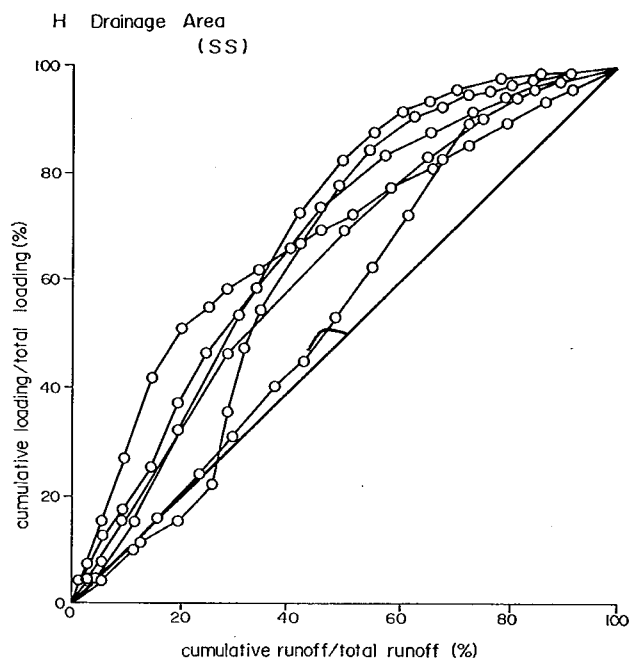


図 3 - 2 7 H 排水区の Q ~ S S

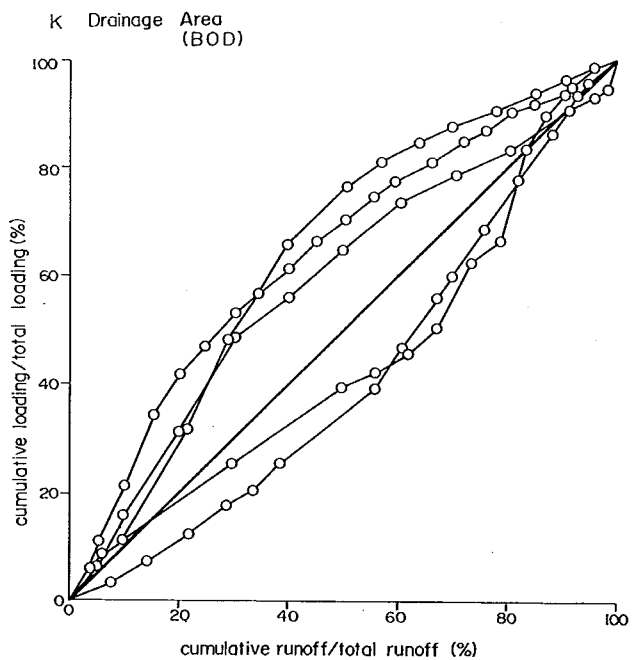


図 3 - 2 8 K 排水区の Q ~ B O D

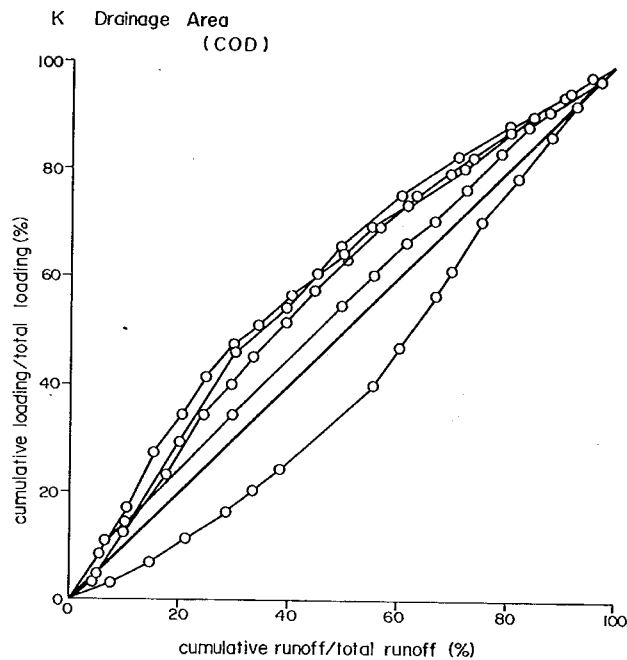


図 3 - 2 9 K 排水区の Q ~ C O D

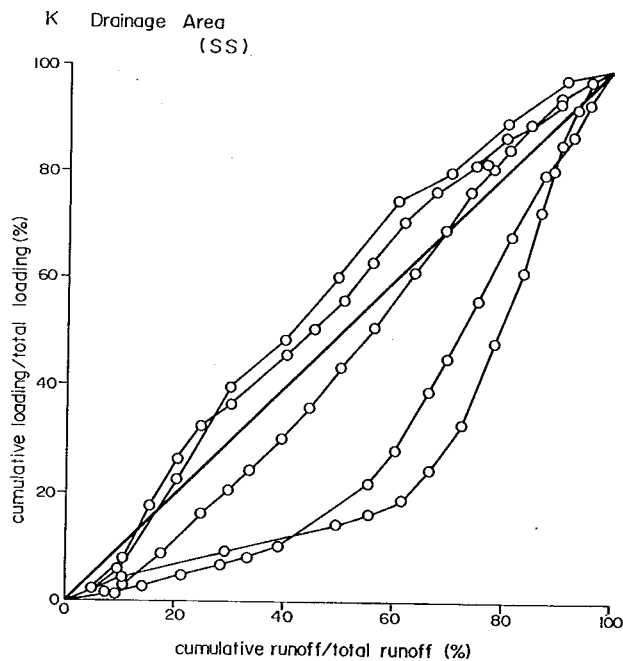


図 3 - 3 0 K 排水区の Q ~ S S

初期負荷量との比であり、累積有効雨量 V のときの残存負荷量の残存確率を表わすものと解釈できる。すると、 $\bar{O} = 1 - P/P_0$ は累積有効雨量 V の状態における累積流出負荷量の流出確率を示している。

$$\bar{O} = 1 - \exp(-k \cdot V) \quad (3.19)$$

の雨辺を V で微分することにより $\bar{O}$ の確率密度関数 $f(V)$ は

$$f(V) = k \cdot \exp(-k \cdot V) \quad (3.20)$$

となる。一方流体中にある物質に作用する流体力の大きさは流速の自乗に比例するから流送負荷量は、

$$F = \lambda \cdot r_e^2 \quad (3.21)$$

に比例すると考えられる。結局、累積有効雨量が V という状態における流送汚濁負荷量 q (g/s)は、

$$q \propto P_0 \cdot F \cdot f(V) = \lambda \cdot k \cdot r_e^2 \cdot P_0 \cdot \exp(-k \cdot V) \quad (3.22)$$

となろう。

P_0 を支配する要因としては、同一の排水区であれば先行降雨状態が最も重要であり、次式で表わす先行降雨係数APF (Antecedent Precipitation Factor)を考えた。

$$APF = \sum_{t=1}^n Rt / t \quad (\text{mm/日}) \quad (3.23)$$

Rt : t 日目の降雨量 ($t=1, 2, \dots, n$) $n=5$

一回の降雨で流送される負荷量は、総流出量 $\sum re$ (mm), 平均有効降雨強度 $\bar{r}_e$ (mm/hr), およびAPFで表わされると思われる。そこで流送負荷量を y (kg/ha)として

$$y = a \cdot \sum re + b \cdot \bar{r}_e + c \cdot APF + d \quad (3.24)$$

a, b, c, d : 定数

で雨天時負荷量 (BOD, COD, SS) を求めてみた。

表-14-1

KOBE(hanakuma)				
DATE	Re	BOD	COD	SS
S.49.09.01	21.50	65.30 (3.80)	61.97 (3.61)	361.42 (21.05)
S.49.10.01	29.25	37.37 (2.18)	41.64 (2.43)	394.78 (22.99)
S.50.02.04	1.26	14.28 (0.83)	14.78 (0.86)	109.32 (6.37)
S.50.04.06	2.91	28.31 (1.65)	21.92 (1.28)	209.76 (12.22)
S.50.08.06	10.93	60.25 (3.51)	82.03 (4.78)	466.81 (27.19)
S.50.09.08	6.90	36.04 (2.10)	48.19 (2.81)	411.02 (23.94)
S.50.12.04 --05	3.01	35.60 (2.07)	28.93 (1.68)	105.30 (5.13)
	0.33	0.67 (0.04)	0.68 (0.04)	1.19 (0.07)

表-14-2

KOBE(kitasuma)				
DATE	Re	BOD	COD	SS
S.51.07.19	19.27	18.64 (0.70)	57.33 (2.14)	922.71 (34.50)
S.51.10.20	3.27	6.85 (0.26)	11.31 (0.42)	89.25 (3.34)
S.51.11.10	5.72	12.39 (0.46)	20.35 (0.76)	84.03 (3.34)
S.52.07.04	1.70	3.03 (0.11)	5.80 (0.22)	26.36 (0.99)
S.52.09.28 --29	2.57	5.37 (0.20)	7.95 (0.30)	55.32 (20.7)
S.52.11.08	2.52	9.67 (0.36)	9.67 (0.36)	91.51 (3.42)
S.53.01.13	0.92	13.43 (0.50)	11.05 (0.41)	23.56 (0.88)

表-15は表-14のデータを使用して
上式を適用した場合の回帰係数、重相関係
数である。H排水区では、BOD、COD、
SS共に満足する重相関係数が得られたが、
K排水区では、BODの場合には満足すべ
き重相関係数が得られず、SSの場合には
先行降雨係数APGの回帰係数cがプラス
となって理論的におかしな結果となってい
る。

また、各因子の流出負荷量に与える重み

ということで偏相関係数を調べてみると、K排水区のCODとSSの寄与順序が Σre 、APF、 $\bar{re}$ の
順で一致しているが、その他は全てまちまちである。この原因として、排水区の特性が異なるとい
う事も考えられるが、APFを決定する際にどのくらいの n をとればよいか明確な根拠がないことも
原因していると思われる。

一例としてH排水区の回帰係数を用いて一雨による流出負荷量を計算してみよう。

雨天時調査の結果、次の様な結果が得られた。

調査日	53年10月20日	
調査時間	2時間20分	
総流出量	3624 m ³	
先行降雨	53年10月19日	5 mm
	10月17日	17 mm
	10月16日	8 mm

計算方法として、まず、流出量m³をmmに換算する。

$$\Sigma re = 3624 / (17.17 \times 10^4) \times 10^3 = 2.111 (\text{mm})$$

調査時間内の平均降雨強度mm/hrは

$$\bar{re} = 2.111 / 2.33 = 9.14 (\text{mm/hr})$$

次に先行降雨よりAPFを決定する。

$$\text{APF} = 5 + \frac{17}{3} + \frac{8}{4} = 12.67 (\text{mm/日})$$

となる。各因子が決定したので流出負荷量の計算を行う。

表-14の回帰係数より

$$\text{BOD} (\text{kg/ha}) = 0.0406 \times 2.11 + 0.3057 \times 9.14 - 0.0736 \times 12.67 + 1.0653 = 3.78$$

$$\text{COD} (\text{kg/ha}) = 0.073 \times 2.11 + 0.3666 \times 9.14 - 0.1936 \times 12.67 + 1.3224 = 3.76$$

$$\text{SS} (\text{kg/ha}) = 0.6934 \times 2.11 + 1.4735 \times 9.14 - 1.4222 \times 12.67 + 1.20607 = 22.15$$

となり、これに排水面積17.17 haを乗じると、53年10月20日の降雨による流出負荷量(kg)が
推定できる。

表-15 回帰係数と重相関係数

H排水区

	a	b	c	d	multiple corr. coeff
BOD	0.0406	0.3057	-0.0736	1.0653	0.9378
COD	0.0730	0.3666	-0.1936	1.3224	0.9132
SS	0.6934	1.4735	-1.4222	1.20607	0.9930

K排水区

	a	b	c	d	multiple corr. coeff
BOD	0.003	0.169	-0.013	0.243	0.792
COD	0.099	0.044	-0.009	0.147	0.992
SS	1.784	0.824	0.151	-3.656	0.986

今後の課題

汚濁流出特性について述べて来た訳であるが、今後の研究課題として

- 1) 汚濁源別調査を行う。路面、屋根の他に雨水マス、管きょ内堆積物調査が残されている。
- 2) 排水区特性を加味したモデルの作成。統計モデルである程度の流出負荷量を予測できるが、さらに、人口密度、管きょ密度、勾配などを考慮したモデルの作成をする必要がある。
- 3) 雨水流出モデルと汚濁流出モデルを組合せたモデルの作成。

が考えられる。

参 考 文 献

第 2 章

- 1) 建設省土木研究所：都市域からの降雨流出調査報告書，土木研究所資料第1018号 S50. 3
- 2) 石原，高棹：単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，第60号，S33. 4
- 3) Peter S. Eagleson：Dynamic Hydrology, McGraw Hill 1970.
- 4) 日本気象協会：特性曲線法による雨水解析：S50. 6
- 5) 橋本，長谷川：土地利用変化を評価する流出モデル，土木技術資料 Vol.19-5(1977)
- 6) 山口，松原，山守：都市域における流出量調査第2報，土木技術資料 Vol.14-11(1972)
- 7) 中村：合流式下水道対策の検討，下水道協会誌 Vol.15 №173, 1978/10
- 8) 山口，松原，山守：都市域における降雨の流出調査第3報，土木技術資料 Vol.15-7(1973)
- 9) F.Yoshino：Runoff Characteristics of Small Urbanized Area, IAHS Symposium.1975
- 10) 角屋：都市化と流出，水工研修，1974
- 11) 中村：合流式下水道対策の検討，下水道協会誌 Vol.15 №173, 1978/10

第 3 章

- 1) 建設省土木研究所：下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書，土木研究所資料第1156号，S50. 10
- 2) 建設省土木研究所：昭和52年度下水道事業調査費報告 S53. 6
- 3) 建設省土木研究所：昭和50年度下水道事業調査費報告 S51. 5
- 4) 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 土木研究所資料第1019号 S50. 3
- 5) Sartor, et al：Water Pollution Aspect of Street Surface Contaminants
EPA-R2-72-081
- 6) 稲場：雨天時下水の水量・水質制御に関する研究
- 7) 中村：合流式下水道対策の検討（未発表）
- 8) 松原：都市域からの雨天時汚濁流出特性と排水システムの合理化，土木技術資料 Vol. 16-5 (1974)
- 9) Palmer, C.L.,：The Pollutational Effects of Stormwater Overflows from Combined Sewers, Sewage and Industrial Wastes, February 1950
- 10) American Public Works Association：Water Pollution Aspects of Urban Runoff January 1969. Federal Water Pollution Control Administration Contract wp-20-15
- 11) Environmental Protection Agency：Storm Water Management Model. July 1971
EPA Contract Nos.14-12-501, 502, 503
- 12) 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，土木研究所資料第1019号 S50. 3

付録 1. $D_{I \max}$ の実測例

$D_{I \max}$ の実測例（不浸透域の凹地貯留量）

前期降雨のない弱雨の場合には、流出量は不浸透域に降った雨から不浸透域の凹地貯留量を差し引けばよいことになる。

$$Q_T = (R - D_{I \max}) \cdot F_{imp} = R \cdot F_{imp} - K \quad (1)$$

Q_T : 流出量

R : 総降雨量

F_{imp} : 不浸透面積率

K : $D_{I \max} \cdot F_{imp}$

ただし、凹地貯留量は徐々に満たされるので流出量は図-1に示すようなものになるはずである。

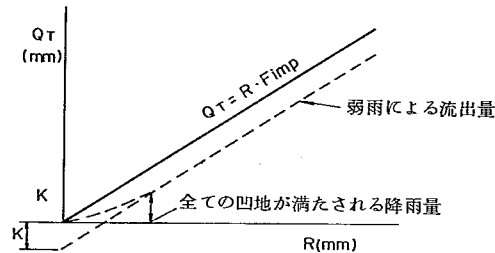


図-1 不浸透域のみから流出する場合の流出量

弱雨を対象とした調査ではどの流域も約10 mm以上の降雨量ではほぼ不浸透面積率に等しい

勾配の上に並んでいる。また、総雨量10 mm以下の洪水を対象にすると図-1に示したような傾向が認められ、凹地が徐々に満たされていく状況を示しているものと思われる。

式(1)に示した方法で、降雨強度が10 mm/hr以下で、総降雨量10 mm以上の前期降雨のない弱雨について、勾配が不浸透面積率に等しい回帰直線を求めた。表-1に他の地域での推定結果も合せて示す。

表-1 $D_{I \max}$ 値の推定結果

	洪水数	(1)式のK(mm)	F_{imp}	$D_{I \max}$
谷端川	10	-1.08	0.53	2.0
桃園川	21	-1.04	0.49	2.1
八町	12	-1.17	0.78	1.5
千年南部	7	-1.84	0.57	3.2
K	4	-0.7	0.75	1.6

谷端、桃園は住宅地、八町が商業地、千年南部が商工地が主であり、K排水区が住宅地である。K排水区の対象洪水数が少ないけれども全体としてみると、 $D_{I \max}$ は約2 mmと理解することができる。TholinとKeifer²⁾はシカゴ地区の流出推定のために D_I を1/16インチ(1.6 mm)と仮定している。

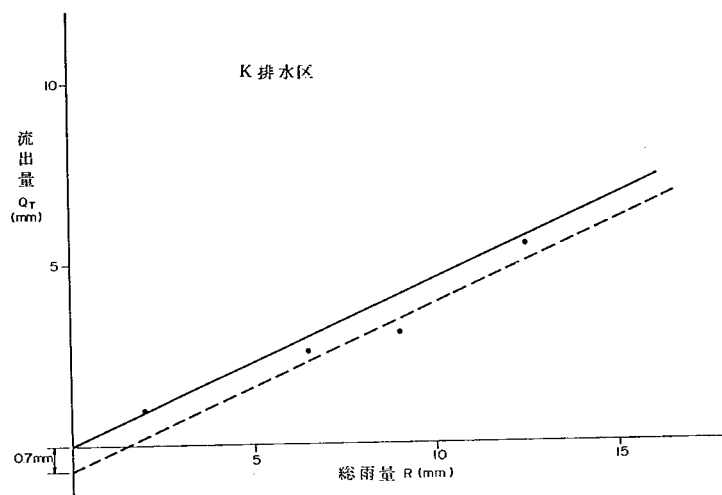


図-2 $D_1 \max$ 推定

参考文献

- 1) 山口, 松原, 山守: 都市流出調査, 土木技術資料 Vol.13-10(1971)
- 2) A.L. Tholin and Clint J. Keifer: Hydrology of urban runoff, Pro. A.S.C.E. 1959

付録 2. タンクモデルによる流出予測

タンクモデルによる流出予測

(1) 概 説

タンクモデルは、図-1に示すような側面および底面に流出孔を有するタンクを想定し、側面の流出孔から流れるものを流出量、底面から流出する分を浸透として雨水流出のモデル化を図ったものである。

最も基礎的なタンクモデルは、

「一つのタンクで、流出が貯留高に比例する」

というものである。いわゆる1次遅れの指数関数型モデルである。

今図-2のようなタンクを想定すると流出高 y は貯留高 h に比例するから

$$y = \lambda h \quad (1)$$

単位時間 Δt 当りの貯留高の減少量がすなわち流出高であるから、添字 n で時間ステップを表すものとする。

$$h_n - h_{n+1} = y_n = \lambda \cdot h_n \quad (2)$$

この差分式を微分形に書き直すと次のようになる。

$$\frac{dh}{dt} = -\lambda \cdot h \quad (3)$$

$$h(t) = h_0 \cdot e^{-\lambda t} \quad (4)$$

$$y(t) = h_0 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda t} \quad (5)$$

ところで、一般に貯留方程式は

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (6)$$

I : 流入量

Q : 流出量

S : 貯留量

という連続式と

$$S = K \cdot Q^p \quad (7)$$

K, p : 定数

という運動方程式によって表されるが、「最も基礎的」なタンクモデルとは(7)式における「べき」 p と1とした線形貯留（流出量が貯留量に比例する）を仮定したものである。すなわち(7)式に示される運動方程式を

$$S = K \cdot Q \quad (8)$$

としたわけで、(1)式の左辺 y を流出量 Q 、右辺の貯留高 h を貯留量 S と置換して(8)式と比較してみると図-2の流出孔の係数 λ と(8)式の貯留係数 K との関係は

$$K = \frac{1}{\lambda} \quad (9)$$

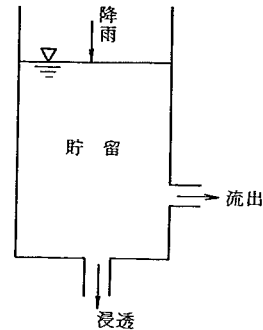


図-1 タンクモデル

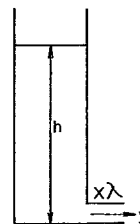
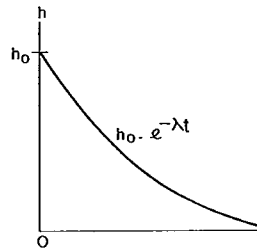


図-2

となる。一方、吉野⁽¹⁾によれば、(8)式の線形貯留関係における定数 K と洪水の流達時間 t_c との間には

$$K = \frac{t_c}{2} \quad (10)$$

なる関係が認められている。

従って、流出孔の係数 λ は流達時間 t_c を使用して

$$\lambda = \frac{2}{t_c} \quad (11)$$

と表される。

以上のようにタンクモデルは貯留型流出モデルの一つであり、線形貯留を仮定している点に大きな特徴がある。

(2) 減 衰 率

計算の単位時間を Δt としたとき、この間に降雨によるタンクへの流入が無く、この間の貯留高の減少が $(1 - \lambda)$ であった場合、タンクの減衰率は $r = 1 - \lambda$ であるという。

例えば降雨による流入が無い状態で、 1 mm の貯留高であったものが Δt 時間後に $0.8\text{ mm} = (1 - 0.2)$
 mm に減少したとすれば、減衰率は 0.8 である。

図3のようなタンクを想定すると

$$\text{流出高 } y_n = \alpha \cdot (X_n - h) \quad (12)$$

$$\text{浸透高 } z_n = \beta \cdot X_n \quad (13)$$

であるから Δt 時間後の貯留高 X_{n+1} は

$$X_{n+1} = X_n - (y_n + z_n) + x_n \quad (14)$$

$$= X_n \cdot (1 - (\alpha + \beta)) + X_n \quad (14')$$

(ただし $h = 0$ とする)

で表わされ、 $x_n = 0$ とすると

$$X_{n+1} = X_n \cdot (1 - (\alpha + \beta)) \quad (15)$$

であるから、結局減衰率 r は

$$r = 1 - (\alpha + \beta) \quad (16)$$

となる。降雨休止後の流出高 y は

$$y_n = \alpha \cdot X_n$$

$$y_{n+1} = \alpha \cdot X_{n+1}$$

より、

$$\frac{y_{n+1}}{y_n} = \frac{X_{n+1}}{X_n} = 1 - (\alpha + \beta) = r \quad (17)$$

となるから、実測の流出高より減衰率を求めることができる。

例えば図-4のような片対数紙の縦軸に流出高(mm/hr)、横軸に時間あるいは時刻をとって、実測値をプロットすれば、降雨休止後の減水カーブより直接減衰率を求めることができる。

ただし、こうして求めた減衰率が直ちにハイドログラフを求める場合に適用出来る場合はまれであり、(4)・(5)式に示す指数関数型モデルを使用して実測値をうまく再現出来る減衰率 r を採す必要

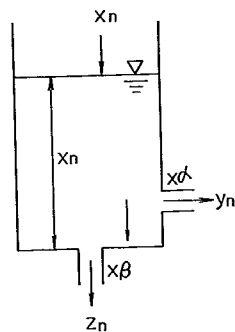


図-3

x_n : 雨量 ($\text{mm}/\Delta t$)

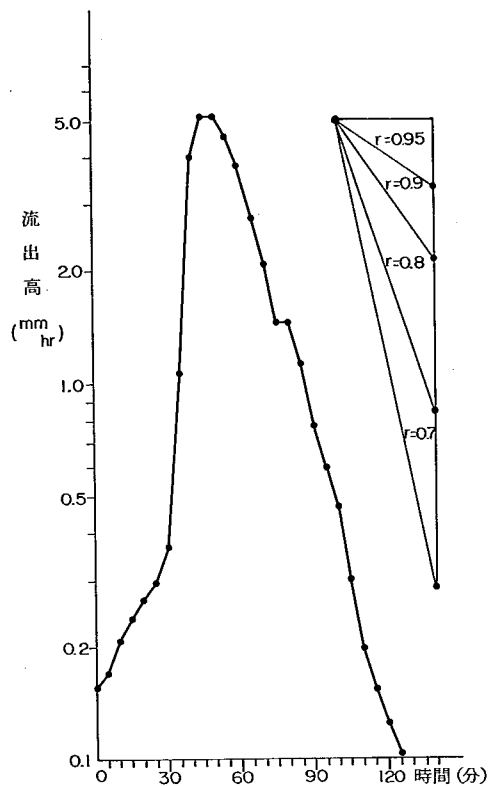
y_n : 流出高 ($\text{mm}/\Delta t$)

z_n : 浸透高 ($\text{mm}/\Delta t$)

X_n : 貯留高 (mm)

h : 欠損雨量 (mm)

がある。



図－４ 流出高時間変化図

〔例題１〕

表－１に示すような降雨流出データを用いて、片対数紙に流出高の時間変化図を描き、減衰率 r を推定せよ。

表－１ 降雨流出データ

№	時刻	降雨量(mm/hr)	流出高(mm/hr)	№	時刻	降雨量(mm/hr)	流出高(mm/hr)
1	0	1.7	.155	13	0	0	3.797
2	5	6.2	.170	14	5	0	2.746
3	10	11.3	.208	15	10	0	2.089
4	15	11.6	.239	16	15	0	1.456
5	20	2.5	.266	17	20	0.7	1.460
6	25	6.4	.298	18	25	0	1.121
7	30	3.4	.363	19	30	0	.774
8	35	0	1.072	20	35	0	.599
9	40	0	3.968	21	40	0	.466
10	45	0.7	5.096	22	45	0	.300
11	50	0	5.095	23	50	0	.199
12	55	0	4.546	24	55	0	.153

〔答〕

流出高の時間変化図は図-4の通り。

時間100分、流出高5mm/hrの点を基準に(2の点はどこをとっても構わない)40分後(この時間の取り方は任意)の流出高 y を $r=0.95, 0.90, 0.80, 0.70$ の場合について求める。 $y=5 \cdot r^8$ ($\Delta t=5$ 分としているので40分/5分=8)を各 r について計算し、基準点から40分後の流出高をプロットして基準点と直線で結んでみる。実例に一番近い傾きを有している直線の r を視察すると $r=0.80$ が求まる。

(3) 指数関数型

貯留量, 降雨量, 流出量の時系列を $\{X_i\}, \{x_i\}, \{y_i\}$ とすると, i 時点の貯留量 X_i は, $i+1$ 時点では $r \cdot X_i$ に減衰し, しかもこの時点で x_{i+1} の降雨量加わるから貯留関係は,

$$X_{i+1} = r \cdot X_i + x_{i+1} \quad (18)$$

と表わされる。もしも流出期間中の浸透量が無視出来れば, i 時点の貯留量 X_i から流出量 y_i を差し引いた分が減衰するわけだから(図-2)

$$X_i - y_i = r \cdot X_i \quad (19)$$

$$\therefore y_i = (1-r)X_i \quad (19')$$

(18), (19)式より

$$y_{i+1} = r \cdot y_i + (1-r) \cdot x_{i+1} \quad (20)$$

が得られ, 雨量から流出量を推定することが出来る。

しかしながら, (20)式の指数関数型で求めた流出量は浸透量を無視したものであるから, 実測値より大きい値となるのが普通である。ところで図-3のようなタンクで, 欠損雨量 $h=0$ の場合を考えてみると, 表面流出する割合が α , 基底流出(浸透)する割合が β であるから, $\frac{\alpha}{\alpha+\beta}$ が流出率となる。そこで(20)式の指数関数型で求めた流出量 y_i と実測の流出量 Y_i' とを比較したとき縮尺率 $\frac{Y_i'}{y_i} = a$ となれば,

$$a = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad (21)$$

となる関係が成立する。よって(19), (21)式を連立させて

$$\begin{cases} r = 1 - (\alpha + \beta) \\ a = \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \end{cases} \quad (22)$$

α, β を求めることが出来る。

〔例題2〕

例題1の結果を利用して, 表1の降雨データから指数関数型の流出量を求めよ。ただし, $y_0 = 0.14 \text{ mm/hr}$ とする。さらにこの流出量を図-4と同じスケールの片対数紙にプロットせよ。

〔答〕

指数関数型の流出量と降雨との関係は(20)式で表わされる。

$$y_{i+1} = r \cdot y_i + (1-r) \cdot x_{i+1}$$

ここで $r = 0.8$ が例題 1 より求まっているから

$$y_{i+1} = 0.8 \cdot y_i + 0.2 \cdot x_{i+1}$$

$$y_0 = 0.14 \text{ mm/hr}$$

N_a	y_i	x_i	N_a	y_i	x_i		y_i	x_i
0	0.14		11	1.99	0	22	0.17	0
1	0.15	1.7	12	1.59	0	23	0.14	0
2	1.36	6.2	13	1.27	0	24	0.11	0
3	3.35	11.3	14	1.02	0			
4	5.00	11.6	15	0.81	0			
5	4.50	2.5	16	0.65	0			
6	4.88	6.4	17	0.52	0.7			
7	4.58	3.4	18	0.42	0			
8	3.67	0	19	0.33	0	単位 (mm/hr)		
9	2.93	0	20	0.27	0			
10	2.49	0.7	21	0.21	0			

これより流出高の時間変化図を図示すると図-5 (点線) が得られる。

〔例題 3〕

例題 2 の結果と図-4 の実測値を比較して、ピーク時が合致するよう計算値に「遅れ」を与える場合、何分位の遅れが適当か。さらに縮尺率 a を求め、 α 、 β の値を算出せよ。

〔答〕

計算値のピークは 15 分後に現われ、実測値のピークは 45 分後に現われている。そこで計算値を修正するためには 30 分の遅れを考慮した時間であり、この修正時間に従って実測値をプロットすると実線のようになる。

実測の流出高の 1, 2, 3 mm/hr に対応する時間の計算値は、1.4, 2.9, 4.1 mm/hr であるから縮尺率 a は約 0.7 となる。

$$0.8 = 1 - (\alpha + \beta)$$

$$0.7 = \frac{\alpha}{\alpha + \beta}$$

より、 $\alpha = 0.14$ 、 $\beta = 0.06$ を

得、タンクの形状は図-6 のようになる。

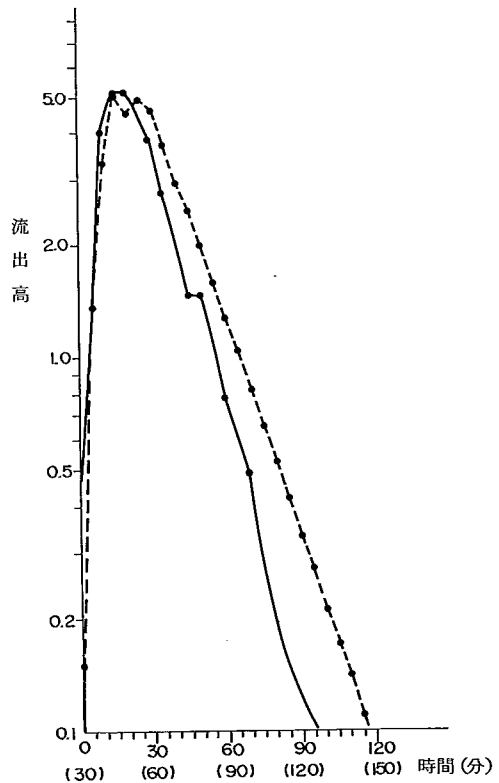


図-5 流出高の比較

(4) 考 察

タンクモデルを微分方程式で表すと次のようになる。

$$y = \alpha \cdot X \quad (23)$$

$$z = \beta \cdot X \quad (24)$$

$$\frac{dX}{dt} = -(y+z) + x \quad (25)$$

これらをまとめると

$$\frac{dX}{dt} = -(\alpha + \beta) \cdot X + x \quad (26)$$

となり、時間間隔 Δt で (26) 式を差分式で一次近似すると

$$\frac{X_{n+1} - X_n}{\Delta t} = -(\alpha + \beta) \cdot X_n + x_n \quad (27)$$

$$\therefore X_{n+1} = [1 - (\alpha + \beta) \cdot \Delta t] \cdot X_n + \Delta t \cdot x_n \quad (27')$$

が得られる。(27)式は本質的には(14)あるいは(14')と変りがないわけであるが、減衰率の表現の仕方が異なり、(27')によると

$$r = 1 - (\alpha + \beta) \cdot \Delta t \quad (28)$$

となり、減衰率 r が時間要因 Δt を含んだものであることが明白となる。降雨による流入が無い状態で 5 分毎の貯留高が { 1mm, 0.9mm, 0.81mm, 0.73mm, 0.66mm, 0.59mm, 0.53mm } というように減少していった場合を想定すると、 Δt の取り方によって減衰率 r が変化することがわかる。

$$\Delta t = 5 \text{ 分} \rightarrow r = 0.90$$

$$\Delta t = 10 \text{ 分} \rightarrow r = 0.92 = 0.81$$

$$\Delta t = 15 \text{ 分} \rightarrow r = 0.93 = 0.73$$

下水道整備区域からの流出を考える場合、(28) のとり方は降雨データの時間間隔あるいは水位流量データの時間間隔に左右されるであろうが、果してどのくらいが適当なのか検討してみよう。

(26) 式で入力 x が無い場合、すなわち $x \equiv 0$ の場合を想定すると

$$\frac{dX}{dt} = -(\alpha + \beta) X \quad (29)$$

となるが、これを $t = 0$ で $X = X_0$ のもとで解くと

$$X = X_0 e^{-(\alpha + \beta) \cdot t} \quad (30)$$

となる。従って単位時間後の貯留高の減少は

$$X_0 - X_i = X_0 - X_0 e^{-(\alpha + \beta)} = X_0 (1 - e^{-(\alpha + \beta)}) \quad (31)$$

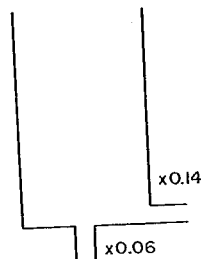
となる。一方、タンクモデルでは、 $x_n \equiv 0$ の場合の貯留高の減少は、(27)式に示されるように

$$X_{n+1} = X_n (1 - (\alpha + \beta))$$

$$\text{より, } X_0 - X_i = X_0 (\alpha + \beta) \quad (32)$$

となる。すなわち、タンクモデルの考えというのは、減衰率

$$r = 1 - (\alpha + \beta)$$



を(8)式による真の減衰率

$$r_T = e^{-(\alpha+\beta)}$$

の近似値として使用しているわけであって、

$$1 - (\alpha + \beta) \approx e^{-(\alpha + \beta)} \quad (9)$$

となる範囲でこのモデルが適用されることを前提としている。今、横軸に $(\alpha + \beta)$ を取り、縦軸に $1 - (\alpha + \beta)$ および $e^{-(\alpha + \beta)}$ をとって図示すると図-6のようになり、 $(\alpha + \beta)$ が大きくなるに従って(9)式が成立し難くなることがわかる。そこで誤差を1割以内として

$$E = \frac{1 - (\alpha + \beta)}{e^{-(\alpha + \beta)}} \quad (10)$$

が0.9以上であるような $(\alpha + \beta)$ の範囲を求めると

$$0 \leq \alpha + \beta < 0.4 \quad (11)$$

となる。(3)式で示されたような線型貯留の場合、減衰率 r_T は計算の単位時間を Δt とすれば

$$r_T = e^{-\lambda \cdot \Delta t} \quad (12)$$

で表わされる。よって

$$\lambda \cdot \Delta t = \alpha + \beta \quad (13)$$

一方、(10)式より

$$\lambda = \frac{2}{t_c} \quad (14)$$

t_c : 流達時間

であるから

$$\frac{2 \cdot \Delta t}{t_c} = \alpha + \beta \quad (15)$$

(11), (15)より

$$\begin{aligned} \frac{2 \cdot \Delta t}{t_c} &< 0.4 \\ \Delta t &< \frac{1}{5} t_c \end{aligned} \quad (16)$$

よって、計算の単位時間 Δt は、流達時間の $\frac{1}{5}$ 以下が適当であることがわかる。また、(10)式、(13)式より、流達時間 t_c と計算の単位時間 Δt がわかれば、減衰率 r は

$$r = 1 - \frac{2 \cdot \Delta t}{t_c} \quad (17)$$

で予測出来ることになる。

図7はいずれも、東京都谷端川排水区の流量低減時のデータを5分毎にプロットし、 $\Delta t = 5$ 分のときの減衰率と、その時の洪水の流達時間から減衰率を求めてみたものである。実測値から求めた減衰率と流達時間から求めた減衰率とは多少の差が生じるが、概ね適合していると考えて良い

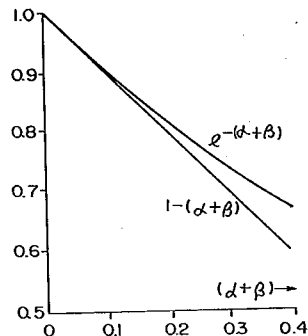


図-6

であろう。

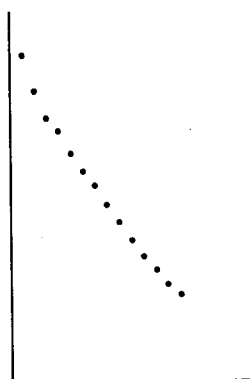


図-7-1

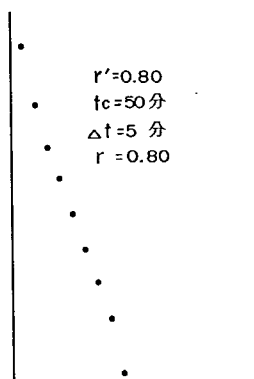


図-7-2

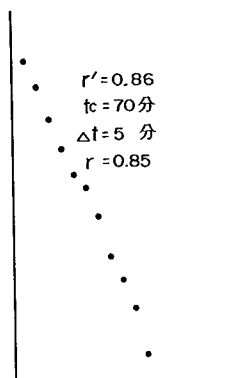


図-7-3

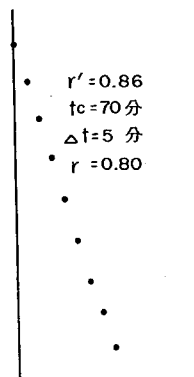


図-7-4

あ と が き

本報告書は、第1章で問題提起を行い、2、3章および付録で問題の特性を客観的に把握するための手法について言及している。水質保全面から見た現在の都市排水システムの雨天時の問題の把握の方法として位置づけられるものであろう。

米国では、雨天時の問題は非特定汚染源（NPS, Non Point Sources）の問題として広い立場から認識されているが、わが国ではようやく都市域のNPSの問題に着手した段階といってよい。今後、この方面の研究が活発に行われることを期待したい。

なお本報告書の大半を工藤宏平氏（現青森県計画課）が、一部を私と日大生の陣内良豪君が受け持った。

（中 村 栄 一）