



217

土木研究所資料 第1018号

都市域からの降雨流出調査報告

(河川事業調査費報告)

昭和50年3月

建設省土木研究所
(都市河川研究室)

土木研究所資料(1018号)

都市域からの降雨流出調査報告

昭和五十年三月

建設省土木研究所(都市河川研究室)

都市域からの降雨流出調査報告

(河川事業調査費報告)

建設省土木研究所
都市河川研究室

目 次

I	はじめに	1
II	雨水流下現象の水理的考察	2
II-1	損失機構	2
	I) 降雨観測	2
	II) 損失の種類	2
	III) 浸透	2
	IV) 凹地貯留	3
	V) 損失機構の推定	3
II-2	流下および貯留機構	5
	I) 流下機構	5
	II) 貯留	5
	III) 斜面の貯留	7
	IV) 都市域の貯留関数	9
	V) 各種流出解析法について	11
III	修正 R R L 法について	13
III-1	R R L 法について	13
III-2	修正 R R L 法	14
III-3	S ~ Q カーブを用いての流入量から流出量の算定法	15
IV	現地資料による検証	17
IV-1	流出試験地の概要	17
IV-2	損失機構について	17
IV-3	ハイドログラフのシミュレーション	24
IV-4	他流域への適用	45
	I) 名古屋市千年南部排水区 (0.8 km ²) の場合	45
	II) 名古屋市山崎川 (13.4 km ²) の場合	45
V	はんらん機構に関する考察	50
V-1	実測値による考察	50
V-2	モデルによる強雨時貯留量の概算	52
V-3	まとめ	54
VI	今後の課題	55
	おわりに	59
	参考文献	60
	附 録	62

不浸透面積率の測定について

I は じ め に

昭和44年4月の研究室発足以来、都市河川研究室では、都市域（とくに下水道敷設域）からの降雨流出について、現地調査、観測、および資料の解析を行って来た。その間いくつかの成果を得、機会ある毎に発表して来た（1～14）。しかし、一冊の成書にまとめたことはなかった。そこでたまたま49年度をもって本調査のテーマを一応おろすことになった（流出試験地の観測は継続する）のをよい機会にこれまでの成果をまとめてみることにした。

現在、都市排水計画を立案するのには、もっぱら合理式が用いられている。しかし、ちょっと複雑な設計になるとどうしてもハイドログラフが必要となって来るが、合理式によるハイドログラフの推定は、とても満足できるものではなく「ハイドログラフの求められる流出解析法」の出現がひろくまたれていた。本報で報告する修正RRL法は、それにある程度こたえられるものではないかと自負している。ただし、都市域ではらんがあらわれるような強度の大きい洪水に対するシミュレーションに関しては資料不足もあってあと一つきめてを欠く感が強い。今後の成果を待ちたい。

本書では、合理式の不備をつく意味もあって、都市域での雨水の挙動をなるべく目で追えるよう心掛けた。そのためもあって少しくどく説明も散見されるが、御寛容ありたい。

最近都市域に対して、貯留関数を適用される例もでて来た。また建設省の中にも流出試験地調査が各地建および土研で数年来継続されて来、そろそろ成果も上り始めている。本報がその一助になればと思っている。

すこしくRRL法に偏より、他法による検討については、多くを触れていない。これについては他日を期したい。

昭和50年3月

都市河川研究室長

山口 高 志

II 雨水流下現象の水理的考察

降雨があつて、それが下水道または河川の懸案地点に出て来るまで一降雨流出一を水文あるいは水理学的に分類すると

1. 損失機構
2. 流下（集中）
3. 貯留

の3つに分けられる。もちろん流出解析法によつては、2、3をまとめているものもある（合理式、特性曲線法または等価粗度法）。以下この分類にしたがつて、都市域からの降雨流出一都市流出一を山地流出現象や流出解析法と対比しながら、説明してみよう。

II-1 損失機構

I) 降雨観測

これからの議論が、最終的には、流出解析法につながり、ひいては、その推定精度が問題になるわけであるが、そのインプット（Input）である降雨の観測精度は、損失ではないが、当然大きな誤差を持ちこみ得る要素の1つといえる。事実あとに触れる流出解析法の検証の際でも、わずか5km²の流域の中でさえ、降雨波形つまり降雨分布を異にすると推定精度を非常に落とす結果になる。また総流出率が1を超える話もたまにはきくことがある。

ここでは、多くを触れないが、雨量観測所の個数、雨量計の配置ヶ所については十分の留意が必要であらう。なお配置密度に関する研究には文献（21）がある。

II) 損失の種類

考えられるものを列挙すると、

- 1) 蒸発、樹木等による遮断
- 2) 浸透
- 3) 凹地貯留

などが挙げられる。1)については、量が小さいので割愛する。

この他損失とはいえないが流域変更などには、注意する必要がある。とくに都市域では、下水道の処理場が流域外にある例が多い。また下流への負担軽減のためにバイパス等により流域変更する例も多々ある。

III) 浸透

浸透についてはHortonの浸透能の式などが周知のことなので、多くを触れないが、

- 1) 都市域は大別して、浸透域（pervious area・庭、間地、裸地）と不浸透域（impervious area・道路、屋根）があり、降雨損失は、ほとんど浸透域でのみ起ること、しかし、人によって踏みつけられているところが多いため、浸透能は一般に小さいこと

2) 凹地での浸透は、その貯水故に例えば断続的な降雨に対してはいくぶん挙動を異にすること(後述)

3) 地下に浸透した雨水が、下水管や三面張河川の場合には、中間流出の形では流出しないことが多いこと

などを指摘しておくことができよう。

3) について説明を補足すれば、われわれの試験地のような下水道の下流端で流量観測をしているところでは、一般に降雨終了後3時間ほどで平常の水位(晴天時汚水量)に落ちついてしまう(例外的に200mm 近くの雨が1日中降る場合には、降雨後1日間程度水位の上昇が見られる一下水管への漏水)。

山地域等では、一度地下に浸透したものが、伏流して再び出て来るために(中間流出, 基底流出), 貯留関数法では貯留関数のほかに R_{sa} (飽和雨量) の概念の導入や、タンクモデルでは数段のタンクでシミュレーションしているのであるが、下水道が整備されているところでは、この懸念は小さくてすむ。張られていない河川でも基底流出増だけではないかと筆者は思っている。

IV) 凹地貯留

いわば水たまりのことであるが、英語では depression storage といわれるもので、図の点線より下の部分をさし、上部とは区別されるが (detention storage)*, 都市域では、当然のことながら水たまりはきらわれて、一般に小さい。これも不浸透域のそれと浸透域のそれは、区別されなければならない。すなわち不浸透域の凹地は一度満たされると蒸発するか車にはねられるかしない限り機能しないが、不浸透域の場合は、浸透能を上まわる降雨がない限り貯留が発生しないし、発生してのちでも、降雨強度が浸透能を下まわると、貯留分がその穴うめをするため、貯留量はへることになる。つまり降雨の時間分布の形によっては、何度も再生が可能ということになる。なお前者の方が一般に小さいことはいえそうである。

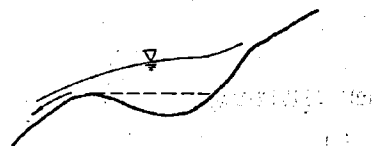


図-1

V) 損失機構の推定

以上のような考察から、都市域地表面からの流出(直接流出, 有効雨量)については、次のような想像図が描けよう。

すなわち降雨開始とともに、まず不浸透域から流出**が起り、これは降雨継続時間中続く。こ

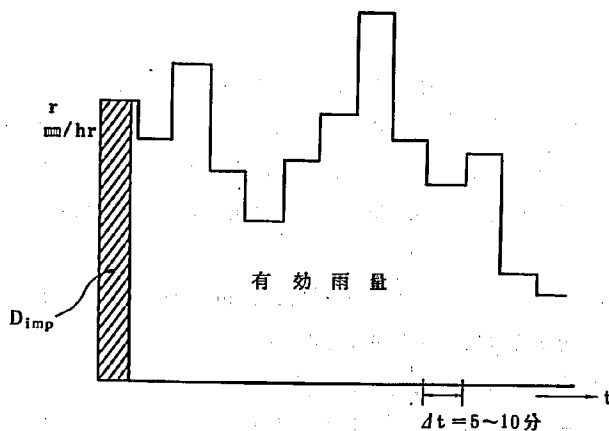
* 日本では静的貯留、動的貯留というように区別することがある(II-3貯留で触れる)。

** 厳密には排水路に接続された不浸透域とすべきで、極端に言えば、野中の一軒家は必ずしも不浸透域として作用しない。都市域でも雨樋の水が庭や盲暗渠に導かれているものもまま見受けられる。

れに対して、浸透域は、浸透能を越えた雨量が、凹地貯留を満たしたのち、出ていくことになり、しかも前述のように降雨時間分布によっては、凹地貯留機能が回復することもありうることになる。

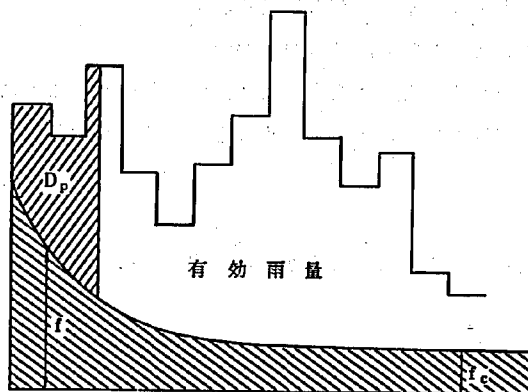
実際には複雑な流下経路の相違やら、土地利用（工種）による浸透能の相違もあって、単純にはいかないであろうが、模式的に示すと、次図のようになろう。なお、 Δt についても排水路までの流入時間などから判断して $\Delta t = 5 \sim 10$ 分間の降雨強度を採用する必要があるだろう。

(1) 不浸透域の場合



(2) 浸透域の場合

(a)



(b)

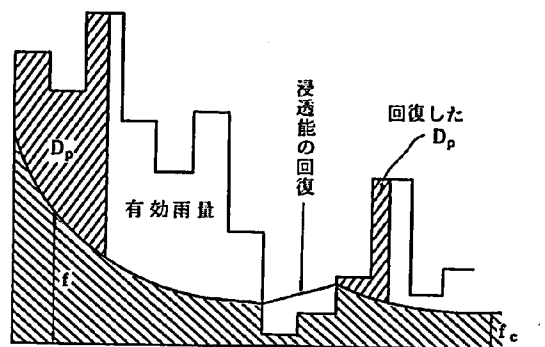


図 - 2

図中 f は浸透能, f_c は最終浸透能, D ; 凹地貯留, imp ; 不浸透域, p ; 浸透域である。
なおこの考え方を推し進めれば, 後にも触れるが, 不浸透域の凹地貯留量 (例えば mm) は, 降雨強度が浸透能を越えないような降雨の流出資料を検討することによって推定可能となる。

II-2 流下および貯留機構

この両機構は, 流出解析法では多くの場合分離して議論されているが, 現象的には同時に生起しているの, ここではあわせて説明する。

I) 流下機構

一般に流下機構とは, 例えば, 単純に流域の上流に降った雨と下流に降った雨とは当然ある時間差をもって懸案地点を流過するという考え方から, 流域最遠点または流域重心から懸案地点までの流下所用時間といった形で解析法に組み込むことを主として指している。

合理式を用いた施設の設計では, 下流端で最大流量を与えるのは, 流域全体からの寄与が下流端に到達する時と考え, 流域最遠点 (上流端) からの流下時間内に降りうる降雨 (強度) を設計降雨強度に用いることになっている。なおこの場合流下時間算出に流速 (V) を用いるべきか波の伝播速度 (近似的に $\frac{5}{3} V$) を用いるべきかは議論のあるところであるが, 下水道の場合は, 前者となっているし, 筆者もその方が実状にあうように思っている。

II) 貯留 (ダムを例として)

以上の説明だけだと非常にすっきりした印象を受けるが, 実際には, 貯留を考慮するとそう単純にはいかないことがわかる。

まず貯留の内容の説明から入ろう。

II の 1 の IV) および図-1 でも触れたが, ここでいう貯留とは, 動的貯留のことを指し, 貯留はされるが, 損失とはならず, 最終的には流出してしまう貯留のことである。

くどいかもしれないが, ダムを例にとれば (図-3), ダムに放流管がなければ動的貯留は,

一点破線より上であるし、もしあれば点線より上が動的貯留となり、いずれもそれより下は静的貯留（先の凹地貯留）ということになる。*

ここで流出解析法という貯留、すなわち貯留関数の意味をついでにダムを用いて説明すると、ここで、ダム地点の流量 Q は、越流量公式を用いて（ B ：せき頂幅）、

$$Q = CBH^{3/2} \quad (1)$$

となって H の関数となる。この式はダムの水面面積を A とおくと動的貯留量（ S 、以後貯留量と呼ぶ）は、

$$S = AH \quad (2)$$

となり、これを代入すると

$$Q = CB \frac{1}{A^{3/2}} S^{3/2} = K' S^{3/2} \quad (3)$$

または

$$S = KQ^{2/3} \quad (4)$$

となって、いわばダムの貯留関数が得られる。ここで理解を簡単にする意味で、図-3で始めに水位が一点破線の状態を想定し、これに上流から流入量 I （ $=Q = \text{const.}$ ）が流入し始めた場合を考えよう。この場合下流からも同時に流出 Q' が起こるが、これは決して、 Q とは同じでなく、 $Q' < Q$ である。なぜなら流入量 Q は一部ダム内の水面上昇（ $\Delta H > 0$ ）にくわれるからである。すなわちある程度の時間を経、水位が H に達して始めて、下流端でも $Q' = Q$ が達成されることに

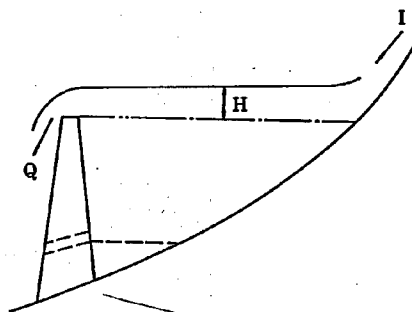


図-3

* 図みにダムが空の場合両者のハイドロは、下図のようになる。

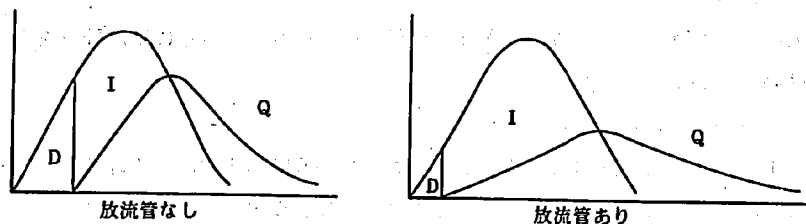


図-4

になる。* これはうらがえせばある所用の貯留量が果されなければ、ある流量が下流へは現われえないこと、また逆に初期条件次第では（ H が大きければ）、流入量が小さくても現われうることを示している。

説明が長くなったが、貯留関数はこのダムを流域に、また流入量を降雨強度（流域面積を掛ければ流量になる）におきかえて考えればよいわけで、これも同よう流域にある貯留量が果されなければ、ある流量は下流へ出えないことを示している。

III) 斜面の貯留

ダムの例だけでは流下が同時に起っているのは見えにくいので、次に流れの場合を例にとって説明を補足しよう。これはパイプでもよいが、簡単のために図-5のような様な矩形斜面を考える。

この斜面上に一定強度の雨が降り続いた際の水面形は、模式的に図-5のようになると考えられ斜面上各点の流量 q は

$$q = rx \quad (6)$$

水深 h は各点で等流水深になるとして Manning 式より、

$$h = \left(\frac{nq}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} \text{ または } \left(\frac{nr x}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} \quad (7)$$

（この場合 Manning 式を用いているので r の単位は m/s であり、 mm/hr の場合は換算係数が必要である。また n は斜面の粗度係数、 $I = \tan \theta$ ）

これよりこの際の貯留量は一般的に、

$$S = \int_0^L h dx \quad (\text{斜面単位巾あたり})$$

$$= \int_0^L \left(\frac{nr x}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} dx$$

$$= \left[\frac{5}{8} \left(\frac{nr}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} x^{8/5} \right]_0^L = \frac{5}{8} \left(\frac{nr}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} L^{8/5} \quad (8)$$

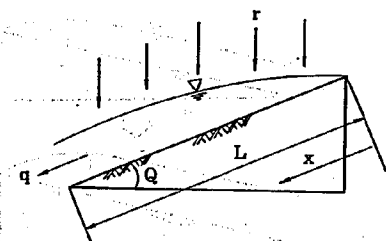
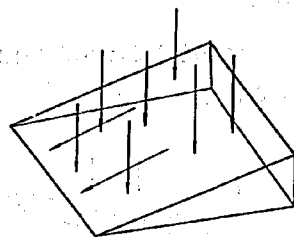


図-5

* この計算は連続式 $I = A \frac{dH}{dt} + Q$, または $I = \frac{ds}{dt} + Q$ --- (5) と (4) 式の連立により I がいかなる形をしていても、初期条件が与えられれば、解くことができる。

(8)式と

$$q_L = rL \quad (9)$$

から r を消去して

$$S = \frac{5}{8} \left(\frac{n}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} L \cdot q_L^{3/5} \quad (10)$$

$$= K \cdot q_L^{3/5} \quad (11)$$

が得られる。*

同よう理解を助けるために斜面上に水がない状態から一定降雨強度の雨が降った場合の水面形を図示すると

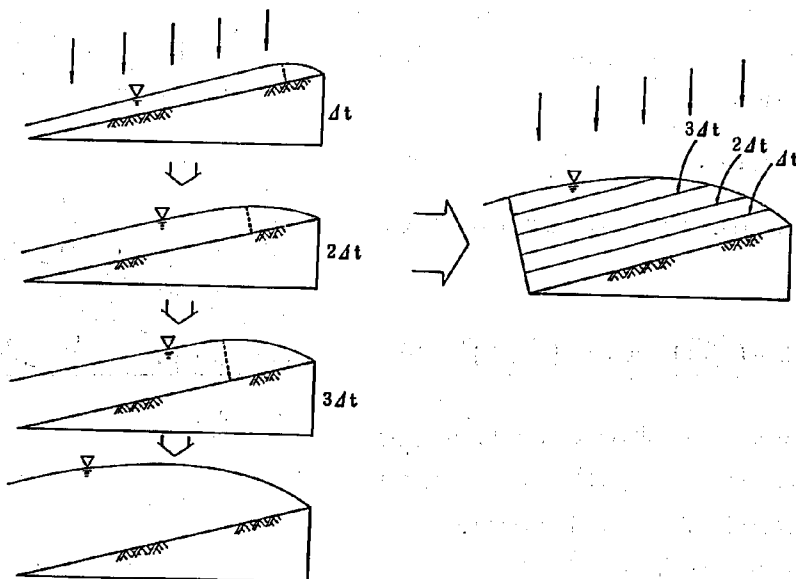


図 - 6

図-6のように示すことができ、水深の増加とともに伝播は早くなり、また貯留量の増加とともに $q_L(t)$ は大きくなるのがわかる。** 以上は斜面の貯留であるが、これは水路内であろうと、下水管内であろうとまた屋根の上であろうと境界条件（受皿の形など）さえ与えれば、求められるものである。この貯留作用の大きさを示す好例として図-7のような単断面水路と複断面水路

* 斜面が浸透域の場合は浸透能 f または f_c を想定して有効降雨 $r_e = r - f$ を降らせればよい。

** 以上はいわば特性曲線法の説明に相当する。

を考えれば、後者の場合は河道貯留の効果を受けて、下流へ行く流量は小さくなることはよく知られていることである。

IV) 都市域の貯留関数

これまでの説明で、流下機構と貯留機構が同時に起ることは御理解いただけたと思う。

そこで本筋にもどって、都市域の貯留関数の特性について少し触れよう。

ここでは論法を変えて実例—実際の貯留関数—の紹介から入ってみよう。いわば貯留関数法の創始者である木村氏の求めた主として山地を対象とした総合貯留関数

$$S = 40 q^{0.5} \quad (S: \text{mm}, q: \text{mm/hr})$$

(12)

および 1, 2 の都市域での貯留関数、加えて後述するわれわれが検討した都内での修正 RRL 法の貯留関数を図示したのが図-8 である。両対数紙にプロットしてあるにもかかわらず、両者の間に相当の差があるのに気付かれよう。これまでの論文にならって、同じ流量（例えば 5 mm/hr）を流出させるのに必要な流域貯留量（いわば有効雨量の貯留量）が、前者では約 90 mm も必要なのに対し後者では 3~5 mm 程度でよいことが読みとれる。

これは、まず都市域についていえば、容易に想像できることであるが水をためにくくなって来ていること、水理的な表現を試みれば粗度が小さくなって来ていることがわかる。これは勾配のきつい屋根、舗装された道路また滑らかな下水管などを考えれば

一目瞭然といえよう。逆に勾配はきつとも落葉などをまじえたポーラスな腐食土をかぶった山地などを頭に描けば、雨が降って一度は地中に入ってから出て来るとはいいいながら、明らかに運動法則（例えばダルシー則）を異にして、長時間を経てのち流出する山地流出とはおのずから貯留関数の特性を異にすることになるのである。

ダムを通過する際のハイドログラフの一般図は貯留効果のフィルターをかけられて図-4 のようになることはよく知られていることであるが都市域と山地を対比すれば、図-9 に示すように同じ Input（有効雨量）に対して流出 Q は図示のような相違を生むのである。

すなわち貯留量が小さいということは、流出が降雨（ひいては有効雨量）とほとんど似た形で流出することであり、ピークの尖鋭化、早期化を促進することになるのであり、通常都市流出の

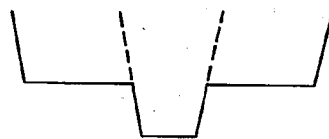


図-7

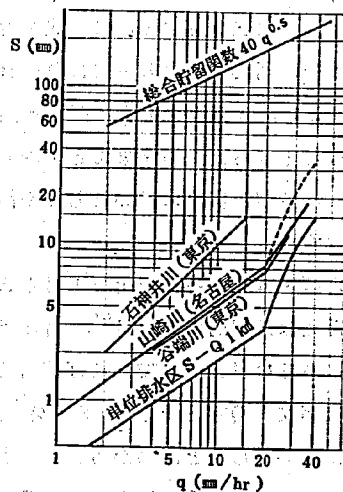


図-8

特性とされていることを裏書きしているといえよう。相対的に貯留の小さい都市域について合理式が発展して来た所以もうかがえるとともに、図-10のような降雨後にピークが現われるような、中間流出が卓越した地域での合理式の適用は大いに問題がある。

ここで貯留関数の一般形

$$S = KQ^P$$

(13)

の係数について簡単に触れよう。

まず P については、定常状態についてではあるが前に解いたように斜面流では $P=0.6$ 、ダムでは $P = \frac{2}{3} = 0.667^*$ であることがわかっている。これは種々の水理構造物の流量公式を考えればよいわけで、例えば三角ゼキでは $Q \propto H^{5/2} \propto S^{5/2}$ より $P=0.4$ 、穴あきタンクはダムと同じ $P=0.667$ などとなる。このままだと $1 > P > 0$ の感じをうけるが、実際にはいれものや河道の形状で変化する。

たとえばダムのセキ頂以上での H と A の関係が、たとえば近似的に $A \propto H^{0.5}$ (断面としては放物線) あるいは $A \propto H$ であれば前者で $Q \propto H^{3/2} \propto S$ 、後者では $Q \propto S^{3/4}$ つまり $S \propto Q^{4/3}$ となり、まだまだ流動的なことがわかる。もっと変化する例としては、複断面水路もあり、 $S-Q$ カーブは中途から急上昇する。これと類似した例が都市域での路上はんらんの際にみられるが、まだ観測例が少なく一般化はできない。原因としては、下水管の敷設が古いための疎通能力不足や、雨水マスのメズマリ、能力不足などが考えられる。

次に K について少し検討しよう。一般的に斜面の場合を考えるために(10)式をもう一度示すと、

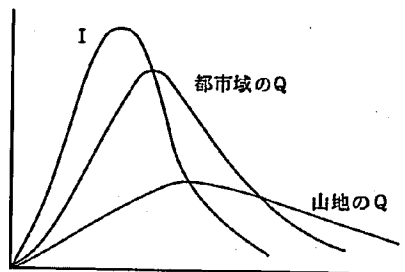


図-9

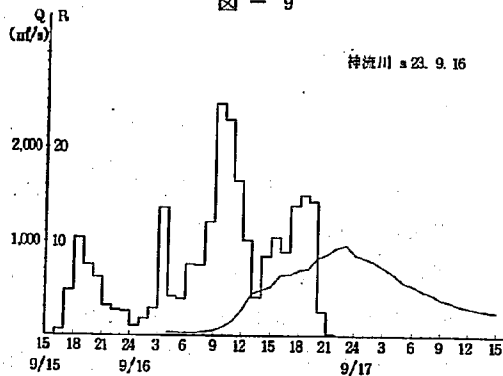


図-10~1

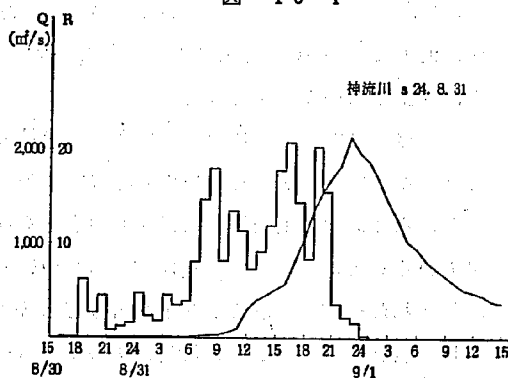


図-10~2

* これはマンニングの抵抗則つまり乱流状態を想定しているが流速のおそい層流の場合には、 $p = 0.333$ となる。

$$S = \frac{5}{8} \left(\frac{n}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} L q_L^{3/5}$$

00

すなわちまず粗度が大きいほど、勾配はゆるいほど、また斜面長が長いほど貯留量が大きくなる
ことがわかる。前2者は常識的に考えても理解できるが、斜面長が長いということは、一般的に
は排水施設が整備されていない（逆に整備がゆきとどけばLは小さくなる）、というように考え
れば理解できる。図示のように斜面の中央に
一本水路が入ればハッチの部分だけ斜面貯留
量がへり（ n ：一定）、かわりに水路分がふ
えるが、一般にはこれは小さく全体としてS
は減小の方向へ向う。

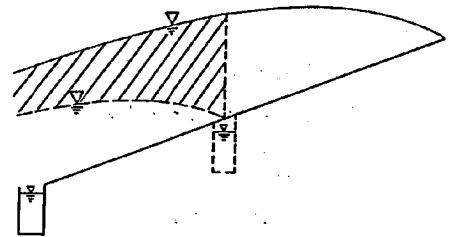


図-11

つまり流域の表面工種を代表するものとし
て n *, 流域傾斜の緩急として I , 排水施設
特性の代表として L がそれぞれ対応している
ことがわかる。ただし個々に定量的な決定法
はまだ確立されていない。

最後に流域の大きさの影響であるが、これはまったく同構成の単位排水区（例えば 1km^2 ）を2
つ並べた場合と8つ並べた場合の S （mm）を比較してみれば容易にわかる（図-12）。つまり単
位排水区内はすべて同じであるから、ちがうのはこれを受ける河川または幹線水路の S のみとい
うことになる。図から明らかなように流域面
積が大きくなればわずかつつ S ひいては K
が大きくなることが推測できる。

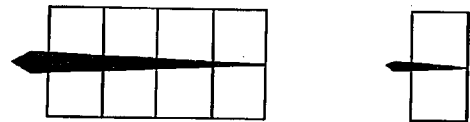


図-12

V) 各種流出解析法について

個々の解析法の内容については、論文を見
ていただくとして、気付いたことに触れる。

a) 貯留関数法

これについて、多くを補足することもないが、流下機構としては観測資料等より遅れの時間
（ T_p ）を求め、インプットである降雨をこれだけずらせて $S-Q$ カーブに入れるシステムに
してある。いわば流域重心から懸案地点までの流下時間に相当するものと考えられるが、この
あたりいくぶんラフさが感じられる。いずれにしても大きな欠陥がないことおよび一般に普及
していることなどから今後都市域での総合化が望まれる。

b) 等価粗度法（特性曲線法）

本法も相当見える（visibleな）解析法である。流域を斜面と水路に分け（図-13）、順次

* 特性曲線法では等価粗度 N としている。

上流から追跡するわけである。いわば、流下と貯留を同時に扱っている方法の1つである。

ただし本法の問題としては、斜面長の決定法いいかえればどこまでを水路と認定するかで等価粗度 (N) が変わる可能性が大きいこと、その意味で表面工種から N を一義的にきめることがなかなかむづかしいのではないかと懸念される。

c) 合理式

ピーク流量決定法としての合理式の内容は Q, R の単位をともに mm/hr とすると

$$Q = CR \quad (14)$$

$$= CR (T) \quad (15)$$

であるからいわば到達時間 (T) 以外の要素は C に入っていることになっており、これが利点にも欠点にもなっているといえよう。実測資料を用いて整理してもバラツキが大きく、検討の方法に苦勞する。一番の問題は、到達時間以前の降雨の流域貯留の効果だと判断されるが、その意味で筆者は、本式の発展性については疑問を抱いている。

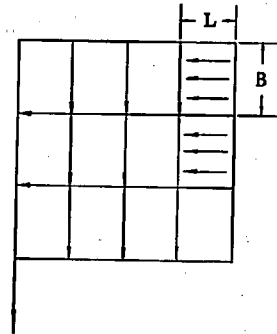


図-13

Ⅲ 修正 R R L 法 について

先述のように当都市河川研究室では、研究室発足当時（s 44 年）から、都内で流出試験地調査を行って来たが、45 年頃たまたま手にした論文⁽¹⁶⁾の流出解析法がわれわれの資料への適合性がよいことから、その検討を行ない、一部わが国に適合するよう修正を試みたところ予想以上の成果をおさめることができた。

ここでは、R R L 法の概要と、われわれの修正点を明らかにしておきたい。

Ⅲ-1 R R L 法について*

R R L 法の概要を箇条書きに示すと、

a) 平均雨量はティーセン法による。

b) 損失機構としては、流出は不浸透域からのみ起るとする。**

すなわち不浸透面積率を Imp 、有効降雨（強度）を r_e とすると

$$r_e = \text{Imp} \cdot r$$

c) 流下機構としては、下水道配管図を用い、等到達時間域図（area-time diagram, 図-14）を作成する。到達時間の算出にあたっては、個々の溝管時流速を用いる（ n , I , D を与えれば求まる）。計算はハイエトグラフと組み合わせ、いわば懸案地点への流量の時系列***として

$$I_1 = r_1 A_1$$

$$I_2 = r_2 A_1 + r_1 A_2$$

$$I_3 = r_3 A_1 + r_2 A_2 + r_1 A_3$$

$$I_4 = r_4 A_1 + r_3 A_2 + r_2 A_3 + r_1 A_4$$

$$I_5 = r_5 A_1 + r_4 A_2 + r_3 A_3 + r_2 A_4 + r_1 A_5$$

$$I_6 = r_6 A_1 + r_5 A_2 + r_4 A_3 + r_3 A_4 + r_2 A_5 + r_1 A_6$$

$$I_7 = r_7 A_1 + \dots\dots\dots$$

が与えられる。

d) 最後に貯留機構としては、S-Qカーブを降雨終了後のティ減カーブから求めて用いることに

* Road Research Laboratory Method(15) (16)

** 文献(15)では不浸透域からのみ流出を考慮するとしながら、ハイドログラフの検証では個々の降雨の総流出率を用いている。

*** Stall らはこれを inflow hydrograph としている(16)。

している。*

Watkinsは、便法（とくに設計時）として、水深比法を提案しているが、これは、下流端断面での水深と管径の比が全流域内のどの下水管でも成立つとして、下水管内貯留量（S）とその際の下流端流量（Q）とからS-Qカーブを作成することを提案している。

その後アメリカのStallとTerstriepが、多くの試験地について本法の検証を行い、その適合性を検討している。¹⁰⁾ その中でとくに適合範囲として、

- a) 流域面積が5 mile²(14km²) 以下
- b) 不浸透面積率が15%以上
- c) 生起確率が20年以下の降雨であること
- d) 草地があまりに急勾配すぎないこと

を挙げている。これはa) に関しては貯留関数の変動、b) は排水施設の整備程度の不確定性、c) およびd) は浸透域からの流出の可能性を示している。

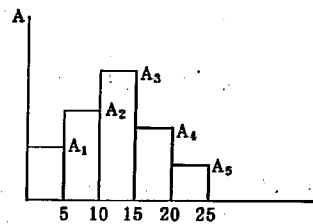
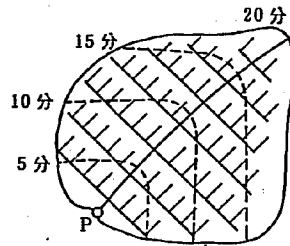
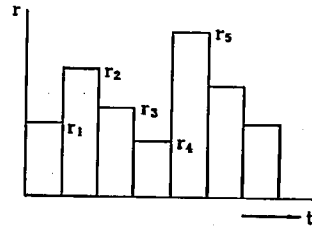


図-14

III-2 修正RRL法

ここでは、われわれが日本での実測資料に適用してみ、行った修正点についてまず列記し、そのあとそのように判断した根拠について簡単に触れる。

- 1) 損失機構のうち凹地貯留については、不浸透域、浸透域それぞれに設定する。都内住宅地（一部商業地区）では、前者が2mm、後者が4~6mmであった。なお後者には浸透の初期損失の一部を含ませる。
- 2) 浸透域についても浸透能 f_c (; const., mm/hr) を想定し、これを超える降雨（強度）は、有効雨量とする。
- 3) 貯留量（S-Qカーブ）については、下水管内の貯留量を各下流端流量に関する定常状態として算出した。すなわち、例えば下流端流量が2mm/hrのときには、流域内どの下水管内でも2

* この区間はインプットの降雨がないから

$$\frac{dS}{dt} + Q = 0 \quad S = -\int_0^\infty Q dt$$

より、ある時点の流量Qとそれ以降の流出総量（流域貯留量に相当、ひいては下水管内貯留量：S）との関係が求められる。

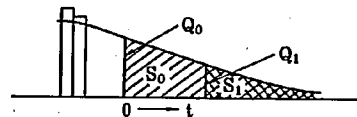


図-15

mm/hr (その点の上流流域面積に換算して) が等流で流下しているとして、すべての下水管内の水量 (S) を算出し、0-2mm/hr と対応させるものである。これは等水深比法に比べると S-Q カーブは小さくなる。逆に等水深比法について言及すれば、下水管の設計は、到達時間の関係から上流へいくほど設計降雨強度は大きい。その意味で下流端 2 mm/hr の時の水深比は、上流部では到底達成されていない。

- 4) このほかこまかい点では、降雨始期にすべての面積で凹地貯留を働かせると、実測流出の方が早くスタートすることから浸透域、不浸透域共に、凹地貯留のない地域を設定した。

在来の RRL 法を適用した結果の一例を図-16 にあげるが、これでもわかるように一般的な傾向としてピークがでない。この理由として考えられることは、S-Q カーブが実際にはもっと小さいか、浸透域からの流出が期待できるのかであるが、検討の結果総流出量などを調べても、降雨強度の大きいものが入る降雨は総流出率が大きいことがわかった。検証の方に入ってしまうが、いくつかの降雨に適用した結果われわれの試験地では、 $f_c = 10 \text{ mm/hr}$ 程度がよいようであった。これはアメリカ等が浸透域がほとんど平地が多いことと日本のせまい庭や間地と比較しても、ほぼ妥当なところと思われる。

S-Q カーブについては、等水深比法があまりにラフにすぎることから試みたわけであるが、結果は非常によいようである。ただし S-Q カーブの算出は大変な作業ではある。簡易推定法の試みについては文献 (4, 13) に記載してある。

III-3 S-Q カーブを用いての流入量から流出量の算定法

参考までに S-Q カーブの用い方を示しておく。連続式

$$I = \frac{dS}{dt} + Q \quad (18)$$

を差分化した式

$$\frac{1}{2} (I_1 + I_2) \Delta t = \frac{1}{2} (Q_1 + Q_2) \Delta t + (S_2 - S_1) \quad (19)$$

これを変形して

$$S_2 + \frac{Q_2}{2} \Delta t = S_1 + \frac{1}{2} (I_1 + I_2 - Q_1) \Delta t \quad (20)$$

この式の右辺は、I の時系列はわかっているから、 Q_1 と S_1 に関して初期値を与えれば (例えば $Q_1 = S_1 = 0$) わかる量である。つまりこの左辺の値と S-Q カーブとを連立させてとけばよいことがわかる。ところが S-Q カーブが与えられれば、「Q (または S) と $S + \frac{Q}{2} \Delta t$ のカーブ」は求められるわけであるから、これを作り (20) 式右辺の値を求め、このカーブを用いて逆に $S + \frac{Q}{2} \Delta t$ から Q または S が求まることがわかる。あとは逐次計算していくだけである。

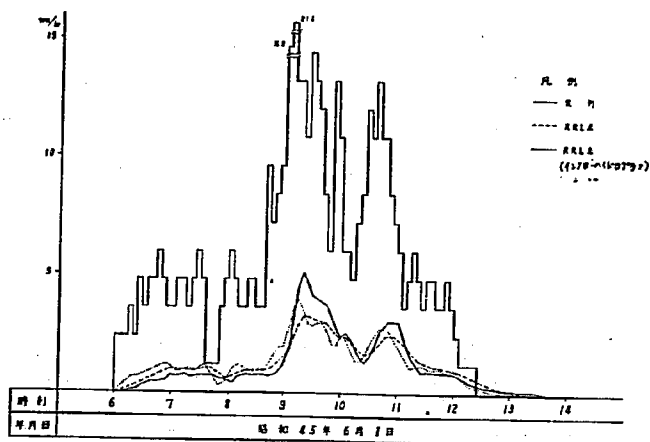


図-16-1

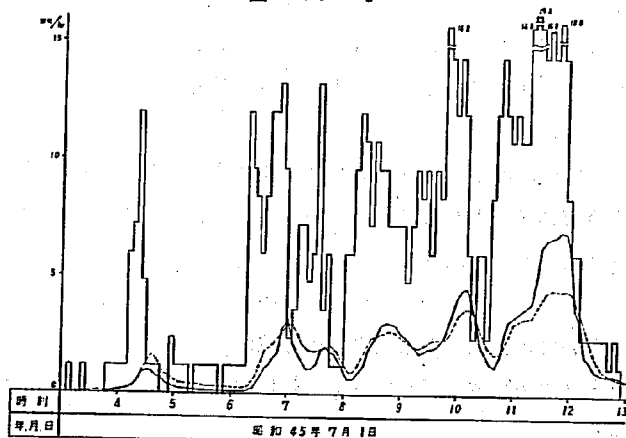


図-16-2

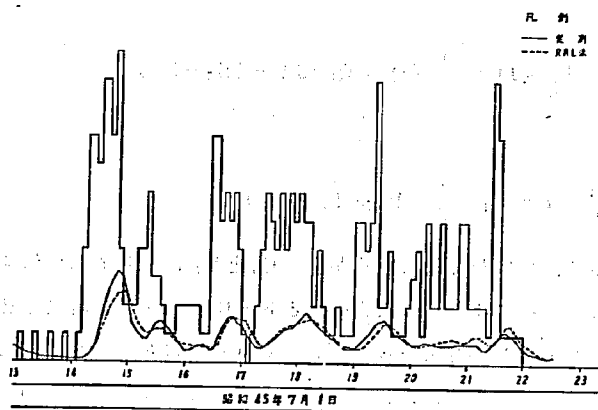


図-16-3

IV 現地資料による検証

IV-1 流出試験地の概要

試験地は、谷端川排水区（5.42 km² 石神井川流域）および桃園川（4.58 km² 神田川流域）でいずれも山手線外とはいいながら都心に近い住宅地を主とする流域で、いずれも下流端の下水管本管に水位計が設置され、雨天時の流量観測によりH～Qカーブが求められている。なお谷端川については流域面積約1 km²の試験地が設けられており、これを「谷端川上流」と略称している。概要は表-1および図-17を参照されたい。

表-1 解析対象排水区概要

排水区名	面積 ha	工種別面積				不透 透面 積率 %	地表 平均 勾配 ‰	雨量観測		下水道設計		
		a	b	c	d			雨量計	個所	降雨強度 mm / hr	算出方式	流出 係数
東京都谷端川	542.0	171.4	116.6	228.0	26.0	53.1	14.4	日巻 貯水型	3	5.0	$i = \frac{5000}{40+t}$	0.5
" 桃園川	510.6	184.3	65.9	243.0	17.4	49.0	17.2	"	2	5.0	$i = \frac{5000}{40+t}$	0.5

(1) 工種区分は下記のとおり

- (a) 建物（屋根）
- (b) 簡易舗装，高級舗装，駐車場等
- (c) 未舗装，間地，鉄道構内，運動場等
- (d) 公園，芝生，庭園，畑等

(2) 地表平均勾配の算定は次式のとおり

$$S = \frac{D \cdot L}{A}$$

S : 平均勾配 D : コンター間隔
L : コンター総延長 A : 総面積

(3) 東京都谷端川は年によって転倒マス型も使用

(4) 水位観測は各地区ともフロートなし水位計使用

ほか谷端川（上流）排水区は流域面積1.092 ha，不透透面積率40%（推定）である。

IV-2 損失機構について（総流出率を中心に）

豊橋，名古屋での総流出率に関する整理については，文献(12)，(2)，などに多く紹介しているので割愛し，本試験地に関してその後観測された結果を追加して図-18～20に示す。

図中にQは総流出量，Rは総降雨量であり，加えて不透透面積率（Imp）を用いた $Q = \text{Imp}R$ のグラフが記入してあるが，ほとんどの点が，その線に沿ってプロットされていることがわかる。大きくこの線がはずれたものが少いが，これは，降雨継続時間中に $f_c = 10 \text{ mm/hr}$ を越える降雨強度

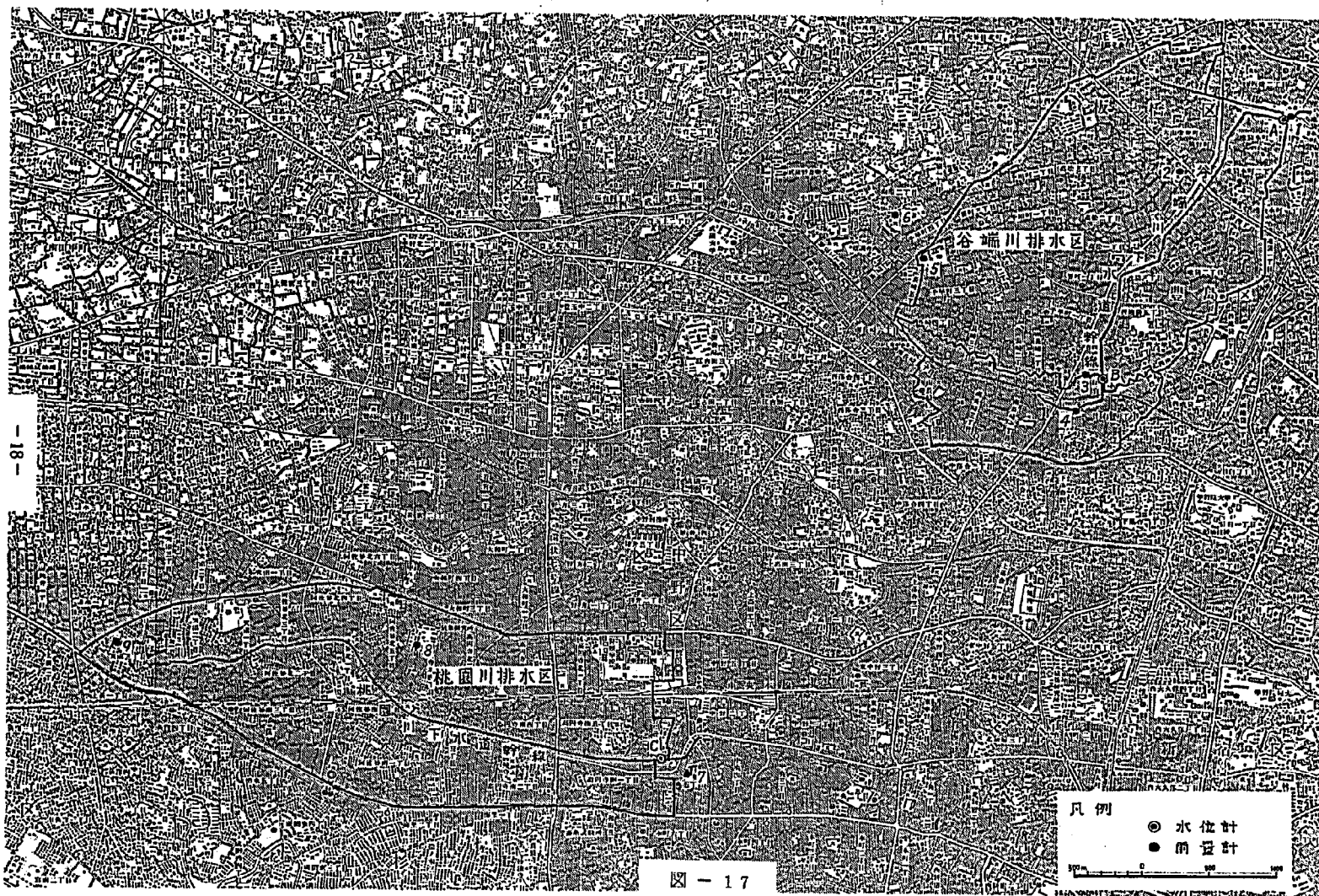


圖 - 17

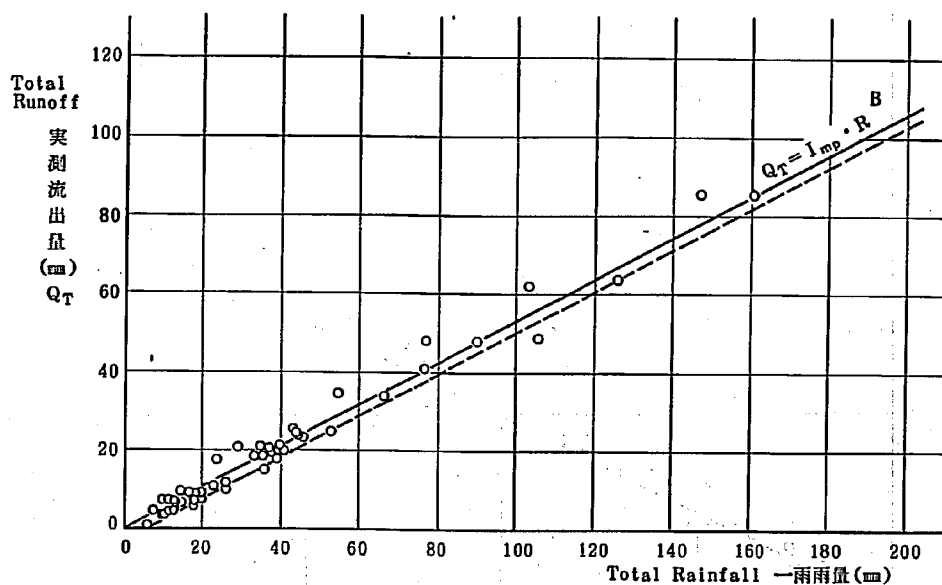


图-18 東京都谷端川排水区 (5.42 km²)
Total runoff and total rainfall
(Yabata drainage district, Tokyo) $I_{mp} = 0.53$

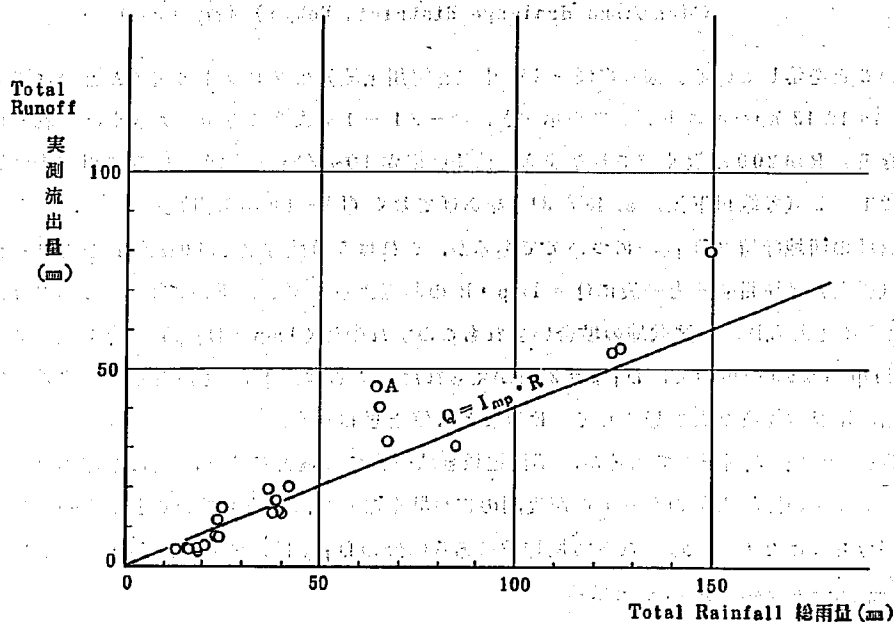


图-19 東京都谷端川(上流)排水区 (1.09 km²)
Total runoff and total rainfall $I_{mp} = 0.40$

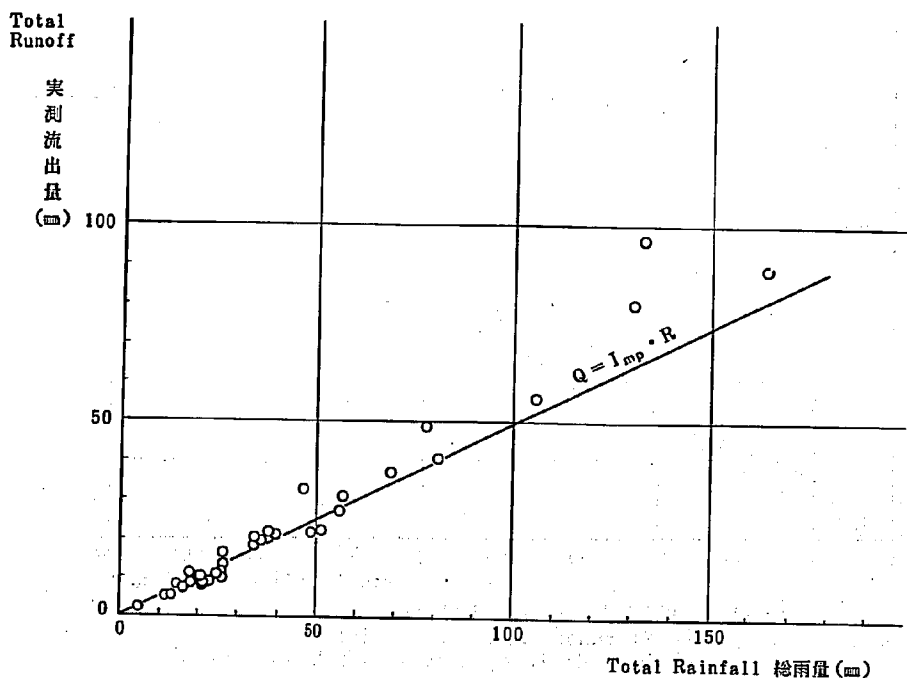


図-20 東京都桃園川排水区 (4.58km²)
Total runoff and total rainfall
(Momozono drainage district, Tokyo) $I_{imp} = 0.49$

の時間が少いことを示している。因みに図-19 中(谷端川上流)のプロットの側にAとつけてある降雨 (s. 48.10.13) のハイトグラフを示すと、図-21-1 のようになり、大きくはずれる理由が想像できる。Rが200 mm近くでありながら、降雨強度が10mm/hr を越えている時間が少い例として図-21-2 (谷端川下流, s. 46.8.31) をあげておく(図-18 中B点)。

次に不浸透域の凹地貯留 (D_{imp}) についてであるが、これは5分間強度が10mm/hr をあまり越えない降雨(弱雨)に注目すると一般に $Q = I_{imp} \cdot R$ の曲線よりわずかに下側に並ぶ。この内容は、図-22 のように考えられ、本試験地の場合いずれもこのずれの値 ($I_{imp} \times D_{imp}$) が約1mmであったことから $I_{imp} \approx 0.50$ を用いて、 $D_{imp} = 2$ mm がえられた。これは、瓦、道路をしめらす量、樋、道路面の凹凸、不良な側溝などを想像して、ほぼ妥当な値と思われる。

次にこの $D_{imp} = 2$ mm の割振りであるが、不浸透域全域一様に2mmとすると、前にも述べたようにシミュレーションの際流出量のたち上りが実測の方が早くなって、一致が悪いことから一部凹地損失のない部分も設けた(20%)。なお凹地貯留のある部分の D_{imp} は、例えば、 $I_{imp} = 50$ % の場合 $\frac{50\%}{50\% - 20\%} \times 2 \text{ mm} = 3.33 \text{ mm}$ となる。

なお、 D_p については、相当強雨の場合であり、シミュレーションより推定するより仕方がない。総流出率については、他試験地での結果(17)を例示しておく(図-23-1~4)。

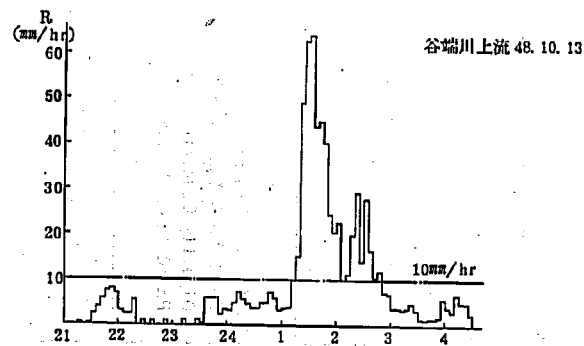


図-21-1

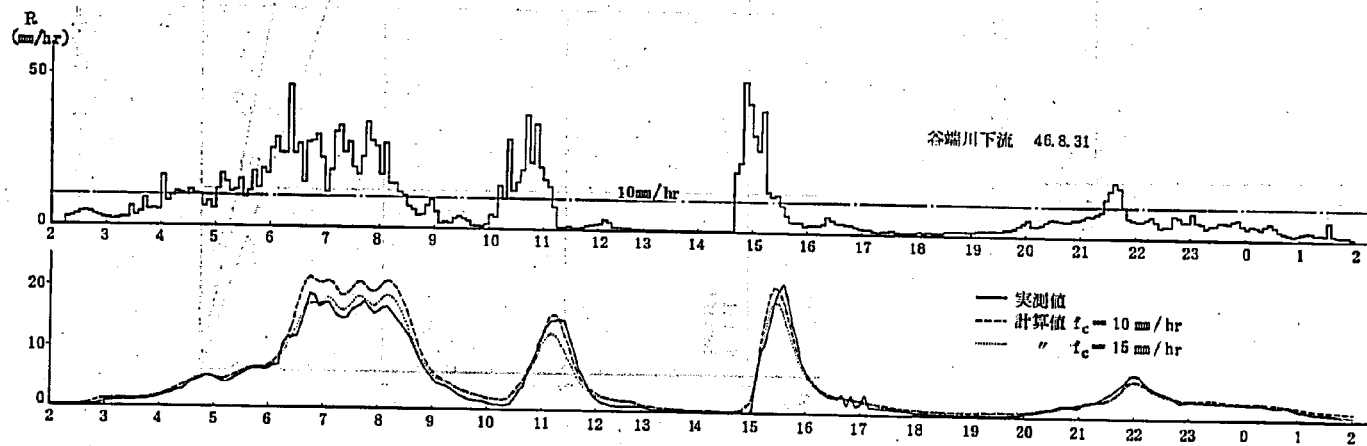


図-21-2

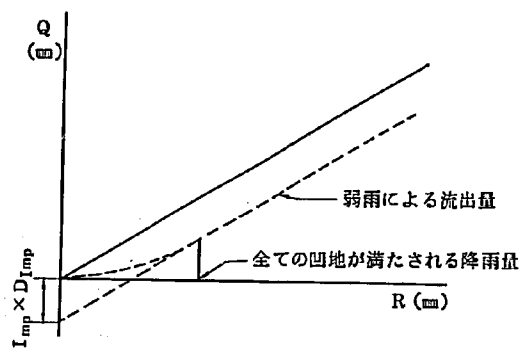


図-22 不浸透域のみから流出する場合の流出量

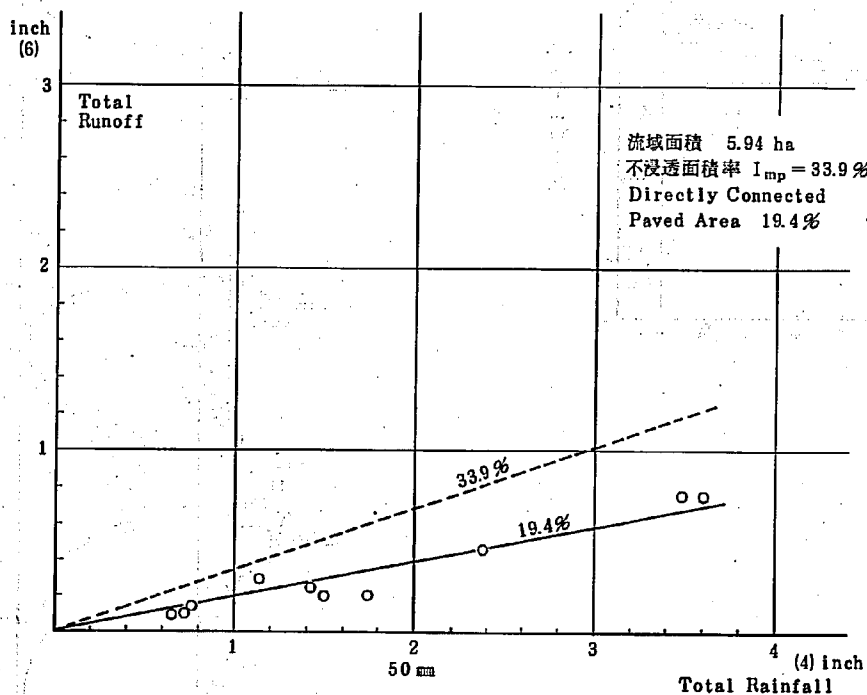


図-23-1 Woodoak Drive basin

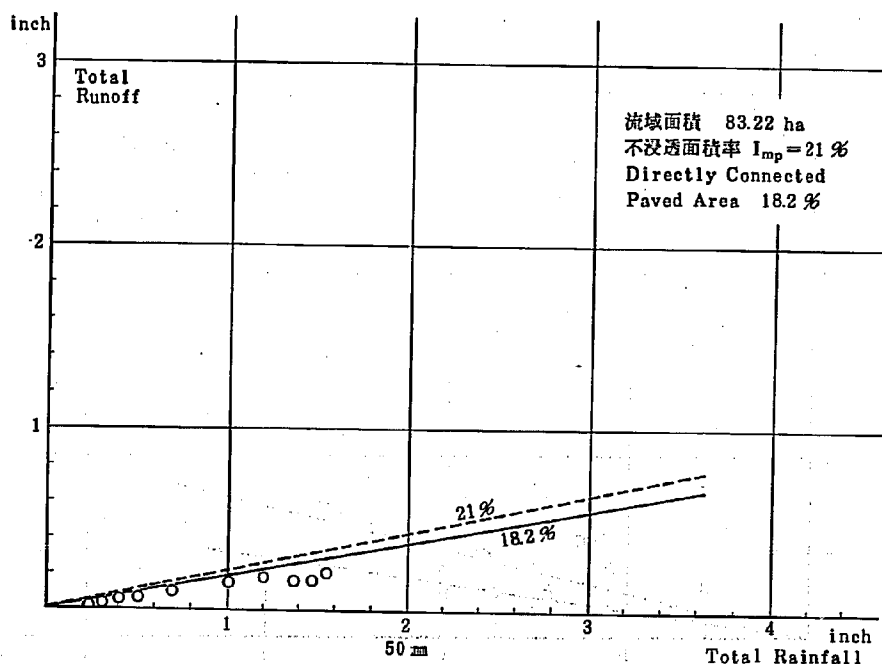


圖-23-2 Sewer District No 8 basin

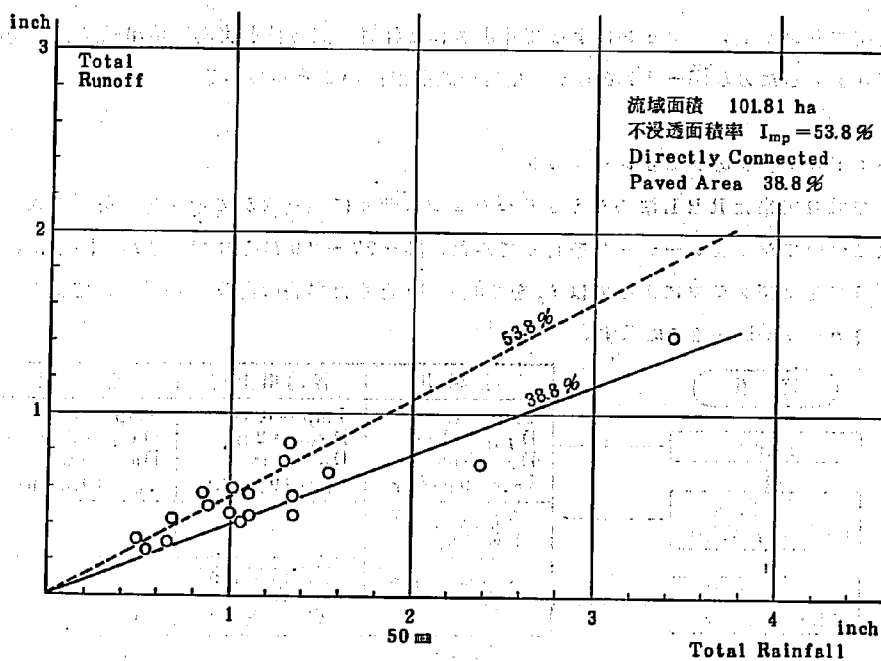


圖-23-3 Echo Park Avenue basin

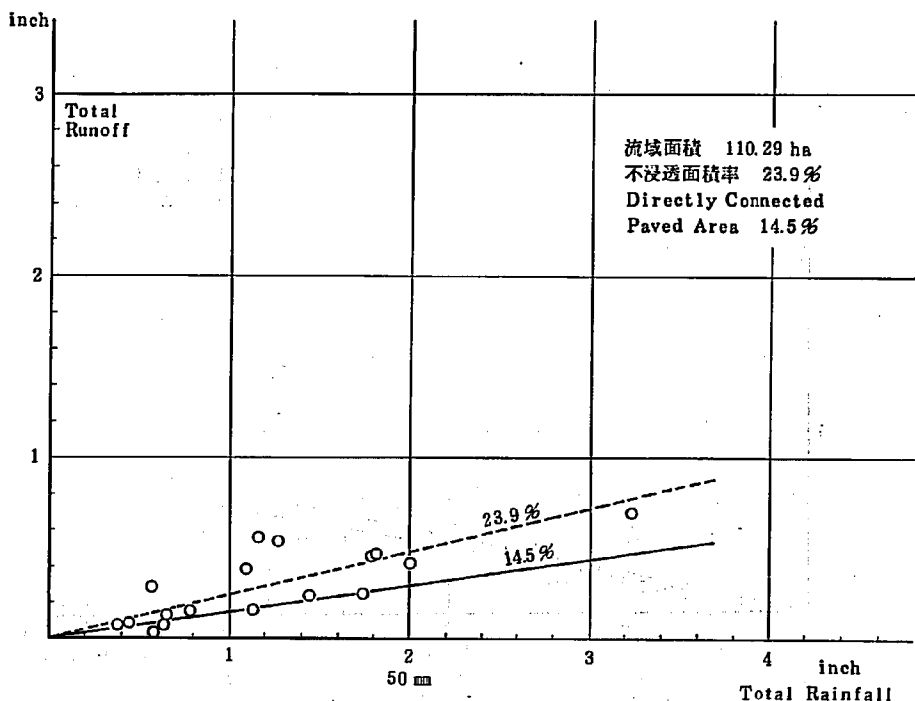


図-23-4 Crane Creek basin

また後述するシミュレーションによって算出された計算総流出量と実測総流出量を谷端川流域についてプロットしたのが図-24である。相当一致度が高いことがわかる。

IV-3 ハイドログラフのシミュレーション

これまで触れて来たRR L法のシミュレーションモデルに図-25に示す各種条件を入れて各流域数洪水についてシミュレーションを行ってみた。図-27~29がそれであるが、図中には実測ハイドログラフおよびグラフによっては f_c を20 mm/hrとした場合の計算値が併記してある。なお用いたS-Qカーブを図-26に示す。

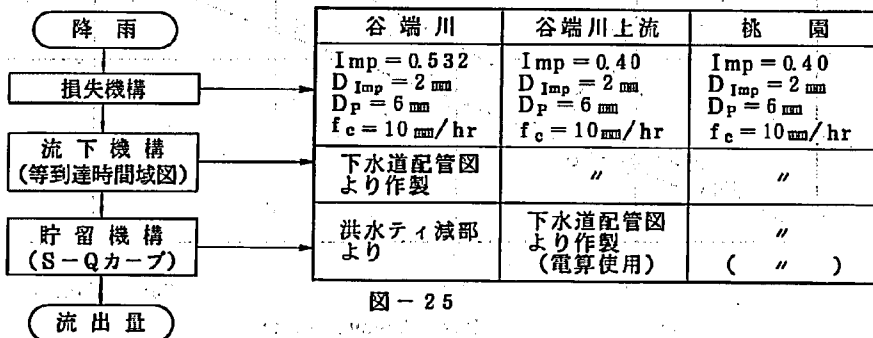


図-25

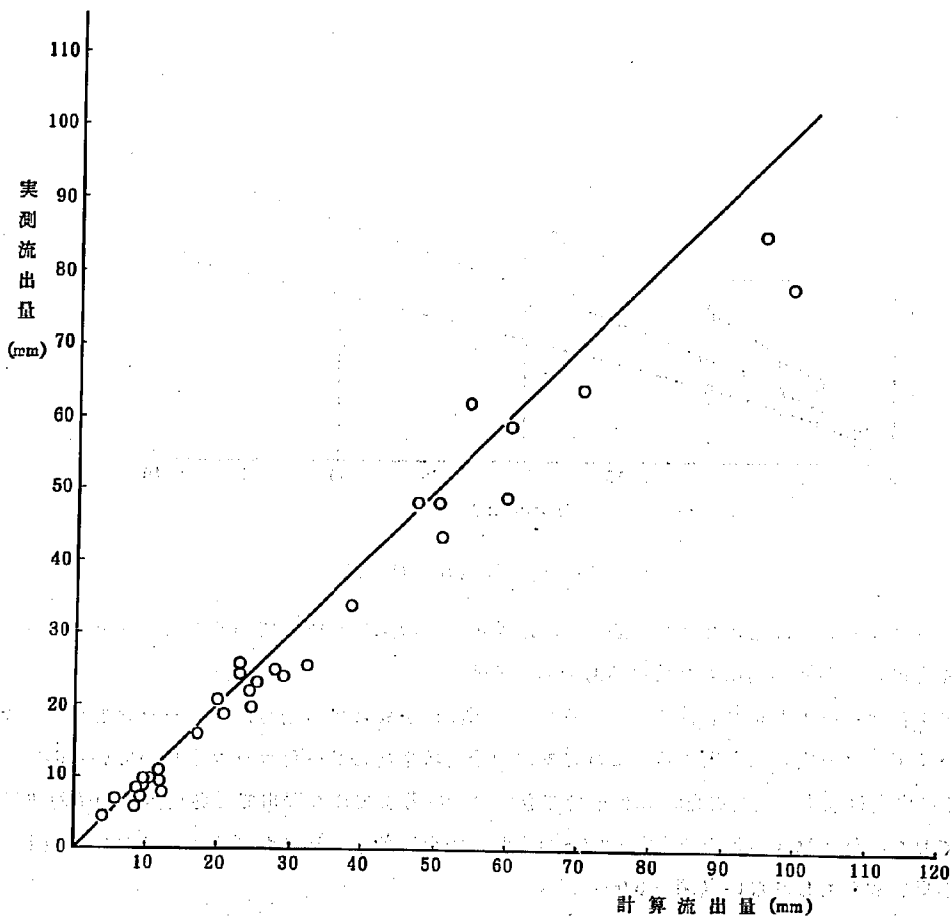


図-24 谷端川排水区

降雨の選択基準としては、総雨量の大きなもの、ピーク流量がなるべく 10 mm/hr を越えるもの、加えて雨量記録が2ヶ所以上あることしかも、総降雨量がほぼ等しいことを条件とした。このため、桃園川は、最近雨量計が2ヶ所しかないこと、谷端上流の場合も谷端下流の雨量計が関係なく、やはり2ヶ所ということになり、検証数が少なくなった。谷端上流の場合流域面積が 1 km^2 と小さいので、1ヶ所でもよかったと思われたが、今回は間にあわなかった。また整理は降雨としては5分降雨強度、流出計算も $\Delta t = 5$ 分を用いた。

通覧して、相当の一致度を示すことがわかる。しかしなかには時間的にずれるもの、ピークの出ないもの、そして出すぎるものも散見される。谷端下流の雨量計と水位計は連動されているが、他

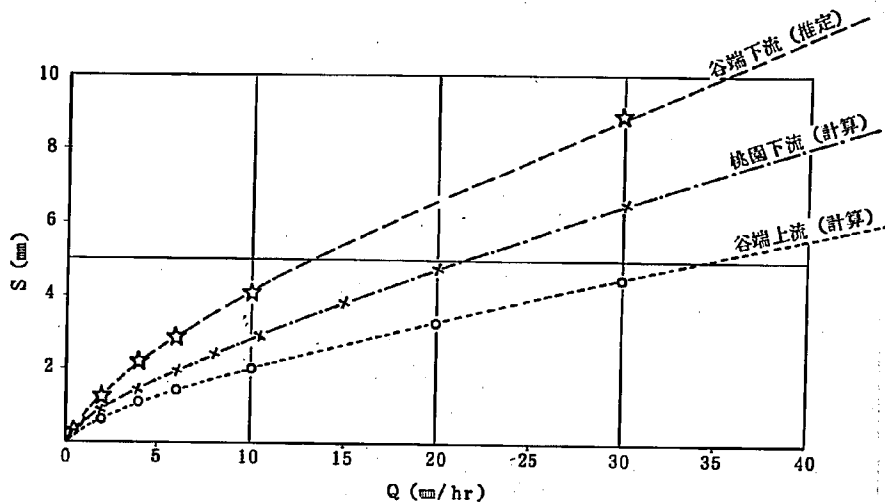


図-26 解析対象流域 S-Q 曲線

は個別の時計なので(月巻または2週間巻), 水位と雨量の関係が狂っているのもあると思われるし, ほんとに降雨が時間的にずれているものもある。

前者の場合計算ハイドロはずれるし, 後者や, 降雨波形を異にする場合, ティーセンをかけるため計算ハイドロは一般に扁平化する。これは本法が全流域平均の S-Q カーブを用いているので, 一般にその傾向は強く, 流量の急変には追従できない。参考までに谷端川での各地点での降雨波形を示しておく。例えば s. 49.7.7 (図-27~10) の場合, 前にピークがあるが, これは谷端下流の降雨が早い故かもしれない (図-30~1)。

また伝播速度として, 満管時流速を用いていることについては, 計算ハイドログラフが早い場合, 一致する場合, おそい場合のいずれも見受けられるが, おそい場合が既して多く, 伝播速度($\frac{5}{3}u$)を用いた方がよいようにも思われるが, 断定はできない。結果の総括表を表-2に示す。本モデルによれば浸透域からの流出量は当然のことながら小さくなる。

あとさきになったが, 3流域の等到達時間帯別面積比率および, 谷端上流の等到達時間域図を図-A, Bに示す。また s. 46年9月以前のハイドログラフのシミュレーションについては, 文献④を参照されたい。

表-2 シミュレーション結果および比較一覧

洪水 番号	洪水 年月日	実測値		計 算 値				ピーク流量			ピーク時刻			
		降雨量	流出量	流出量	不透流域	浸透域	推定誤差	実測値	計算値	推定誤差	実測値	計算値	推定誤差	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/hr	mm/hr	mm/hr			min	
YK-1	46 9 26	66.0	34.0	38.2	34.0	4.2	- 4.2	16.6	16.4	0.8	17:03	17:13	- 10	水位が一時 水平であつた(図-27- 2参照)
YK-2	47 7 11	147.0	(78.8)	99.1	77.2	22.1	- 20.3	18.6	19.2	- 0.6	2:40	2:47	- 7	
YK-3	47 7 14	126.0	63.9	70.2	66.0	4.3	- 6.3	11.4	12.3	- 0.9	8:10	8:10	0	
YK-4	47 9 12	44.0	24.2	28.9	22.3	6.6	- 4.7	18.3	21.4	- 3.1	18:27	18:20	7	
YK-5	47 9 15	160.6	85.2	95.1	84.4	10.7	- 9.9	18.5	15.1	3.4	7:25	7:25	0	
YK-6	47 12 23	90.8	48.4	47.3	47.2	0.1	1.1	6.0	5.2	0.8	10:20	10:20	0	
YK-7	48 1 24	43.7	24.4	22.7	22.2	0.6	1.7	9.6	8.5	1.1	2:46	2:30	16	
YK-8	48 10 13	72.0	44.1	50.4	37.2	13.3	- 6.3	27.6	36.3	- 8.7	2:00	1:55	5	
YK-9	48 11 10	76.7	48.1	50.2	39.8	10.5	- 2.1	38.3	35.2	3.1	9:45	9:40	5	
YK-10	49 7 7	45.7	23.2	25.1	23.3	1.8	- 1.9	14.4	13.5	0.9	0:55	1:10	- 15	
YK-11	49 7 20	37.2	19.8	24.5	18.7	6.0	- 4.7	24.6	29.0	- 4.3	19:30	19:45	- 15	
YK-12	49 8 14	19.9	7.9	12.4	9.1	3.4	- 4.5	11.2	16.5	- 5.3	17:15	17:20	- 5	
YK-13	49 8 31	105.7	49.2	59.7	55.2	4.7	- 10.5	19.8	18.9	0.9	2:50	2:50	0	
YK-14	49 9 9	20.1	9.6	12.2	9.6	2.6	- 2.6	12.9	14.6	- 1.7	22:10	22:05	5	
YJ-1	47 7 11	148.7	79.9	86.9	58.7	28.4	- 7.0	31.2	35.1	- 3.9	3:35	3:30	5	
YJ-2	47 7 14	124.4	54.1	54.0	49.0	5.1	0.1	14.9	10.2	4.7	7:40	7:40	0	
YJ-3	48 1 7	37.4	13.2	14.2	14.2	0	- 1.0	3.8	3.1	0.7	19:10	19:15	- 5	
YJ-4	48 1 24	41.8	19.8	16.4	15.9	0.6	3.4	10.2	7.2	3.0	2:25	2:25	0	
YJ-5	48 10 13	64.4	45.1	39.4	25.0	14.5	5.7	40.9	40.0	0.9	1:40	1:45	- 5	
YJ-6	49 7 20	65.0	40.6	43.6	25.2	18.4	- 3.0	40.3	41.5	- 1.2	10:50	10:55	- 5	
YJ-7	49 7 20	36.6	19.4	20.6	13.8	6.8	- 1.2	42.8	36.4	6.4	19:50	19:55	- 5	
YJ-8	49 7 24	25.1	15.1	18.7	9.3	9.5	- 3.6	37.2	47.8	- 10.6	15:55	16:00	- 5	
MO-1	48 7 2	20.7	10.3	9.4	9.2	0.3	0.9	8.6	6.9	0.7	19:15	19:10	5	
MO-2	48 7 20	21.4	8.6	10.0	9.5	0.4	- 1.4	6.6	6.1	0.5	21:00	21:05	- 5	
MO-3	48 10 13	77.6	49.0	53.6	37.0	16.6	- 4.6	29.2	39.5	- 10.3	1:40	1:55	- 15	
MO-4	48 10 28	56.2	30.9	26.9	26.6	0.4	4.0	11.4	7.9	3.5	7:55	8:15	- 20	
MO-5	48 11 9	68.7	39.1	39.2	32.7	6.5	- 0.1	21.9	19.5	2.4	9:35	9:35	0	
MO-6	49 7 7	51.2	22.2	27.6	24.1	3.7	- 5.4	17.7	20.2	- 2.5	1:10	0:55	15	
MO-7	49 8 14	23.2	10.3	16.5	10.4	6.2	- 6.2	26.8	31.0	- 4.2	16:40	16:30	10	
MO-8	49 10 22	55.4	27.4	26.2	26.2	0	1.2	4.5	4.3	0.2	15:20	15:20	0	

YKは谷端川排水区, YJは谷端川上流, MOは桃園川の略

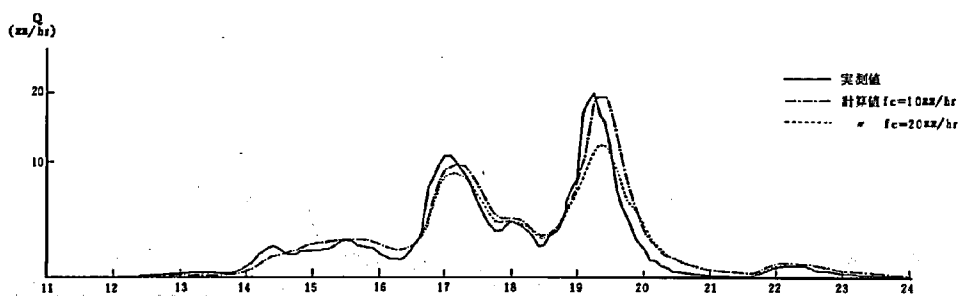
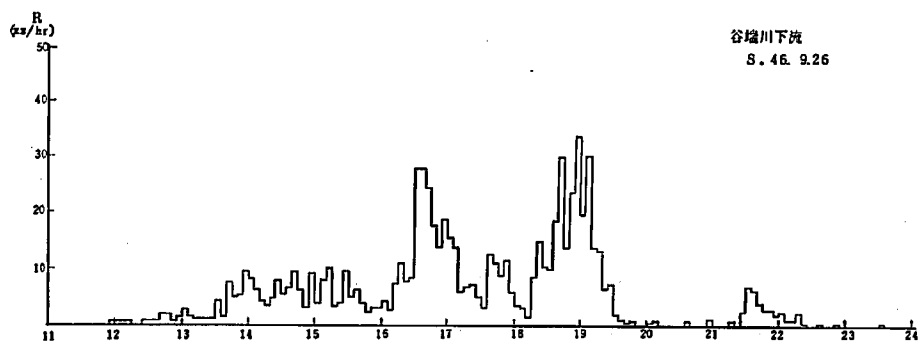


图-27-1 谷端川排水区

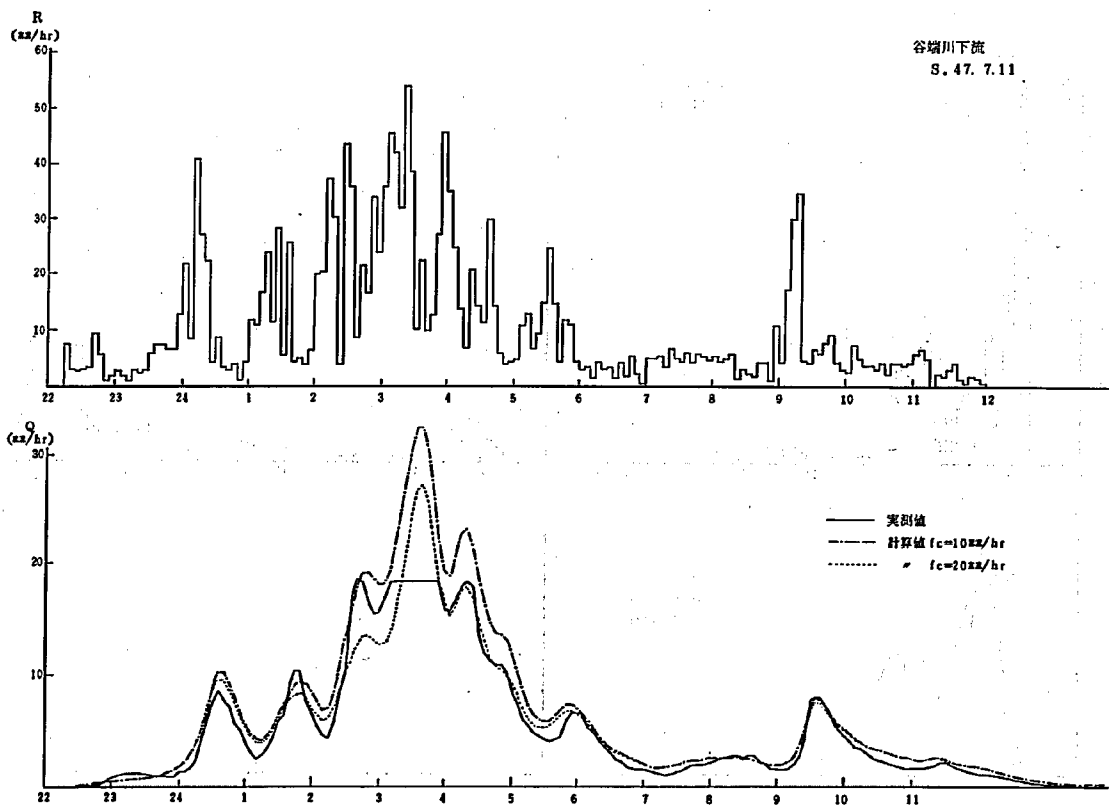


图-27-2

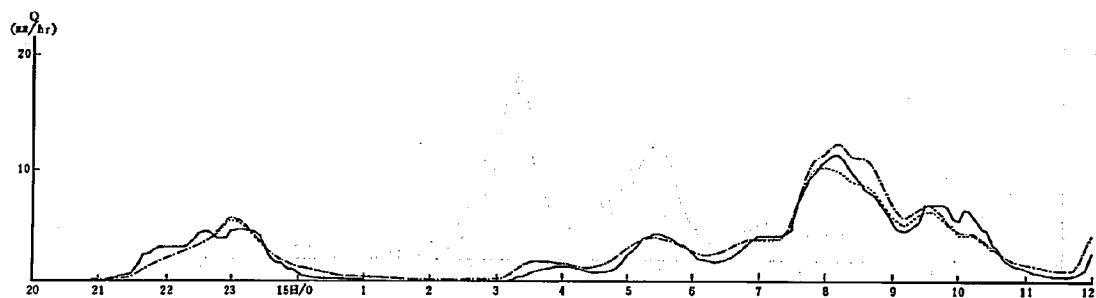
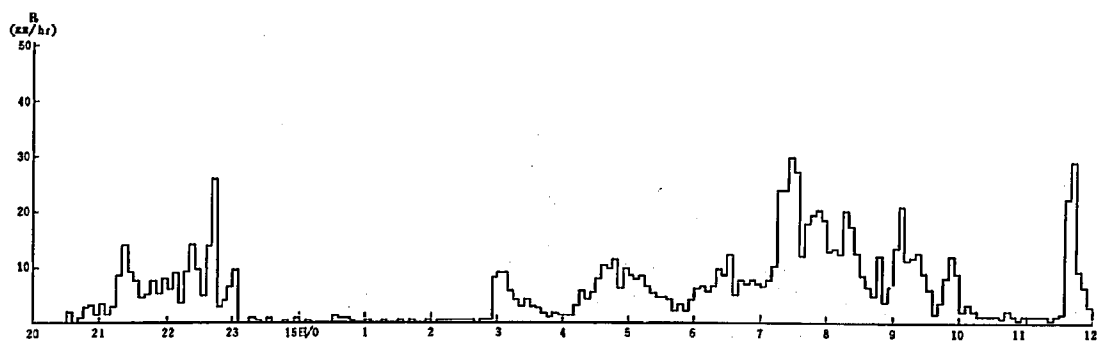


图-27-3

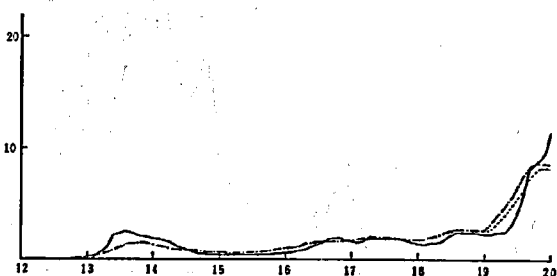
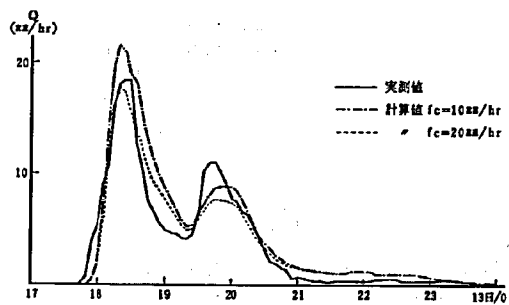
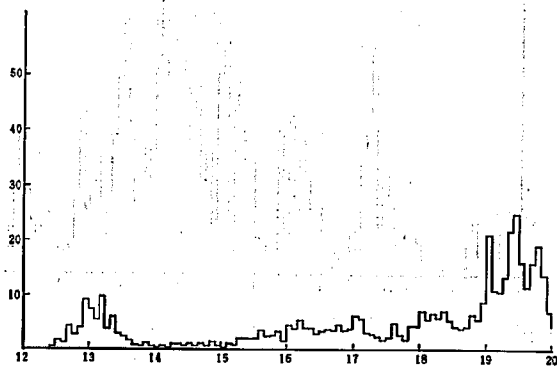
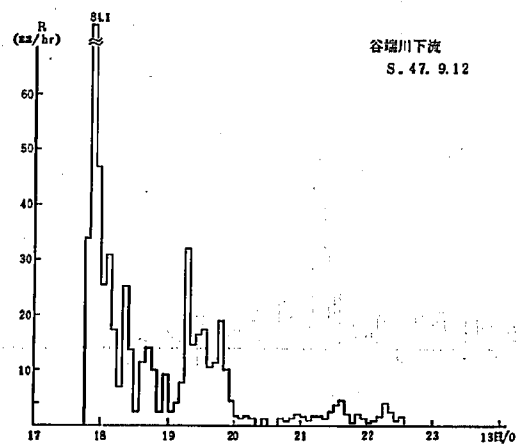
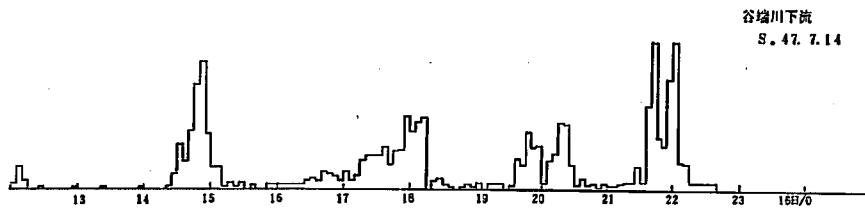
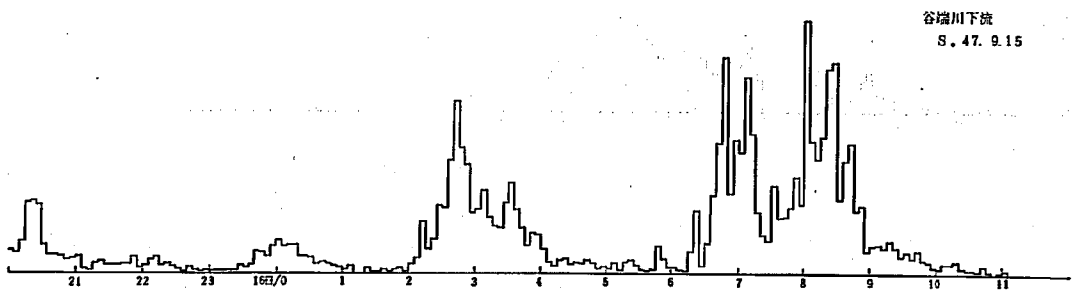
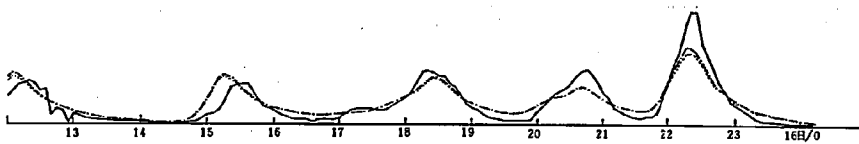


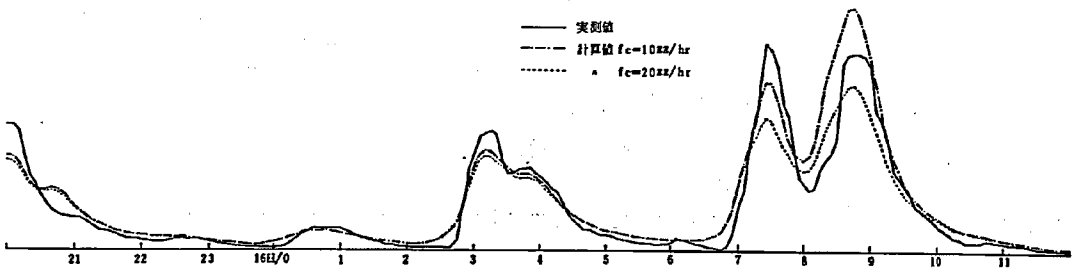
图-27-4



—— 実測値
 - - - 計算値 $f_c=10\text{mm/hr}$
 " $f_c=20\text{mm/hr}$



—— 実測値
 - - - 計算値 $f_c=10\text{mm/hr}$
 " $f_c=20\text{mm/hr}$



☒ - 27 - 5

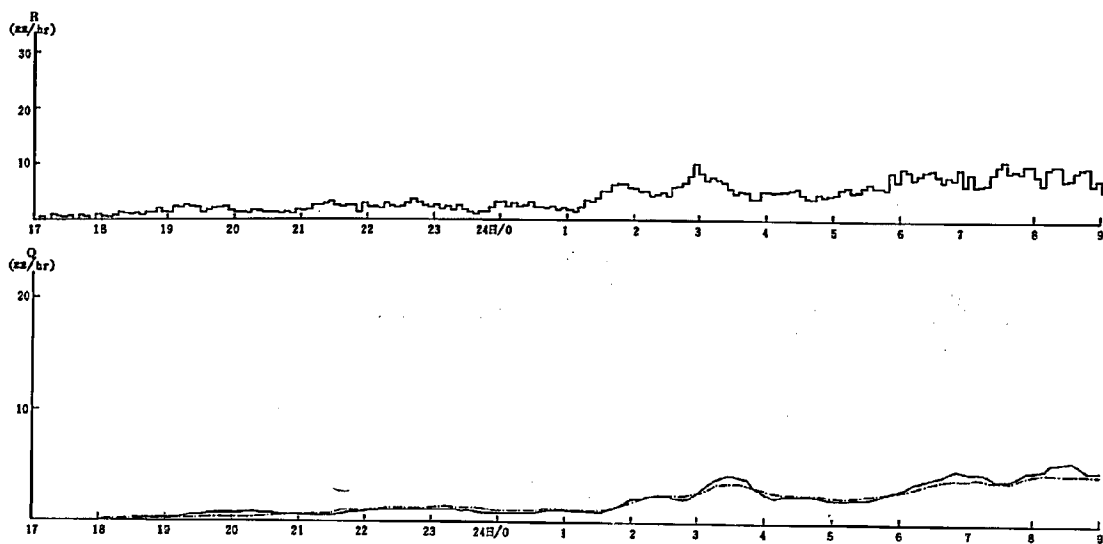
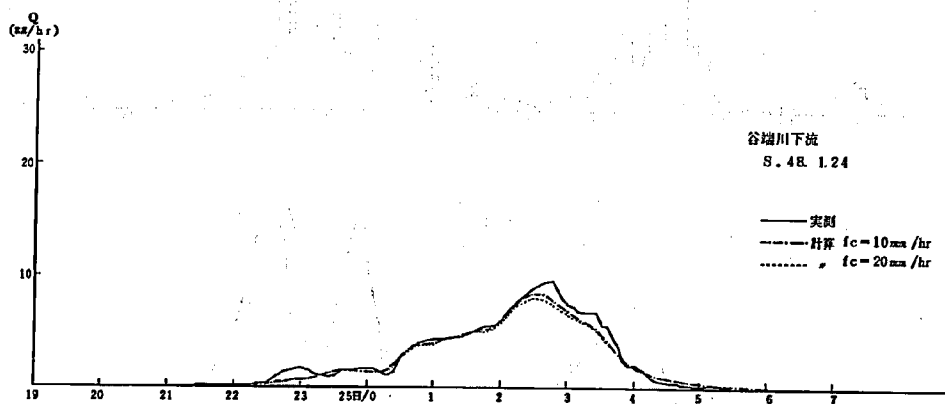
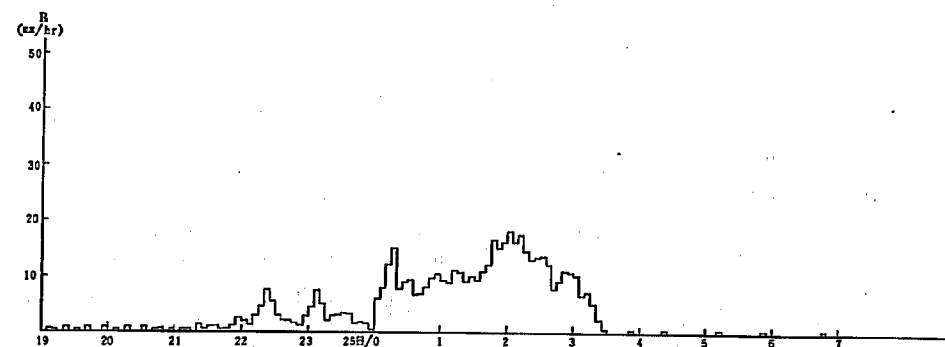


图-27-6



谷端川下流
S. 48. 1.24

—— 实测
- - - - 计算 $f_c = 10 \text{ mm/hr}$
..... $f_c = 20 \text{ mm/hr}$

图-27-7



谷端川下流
S. 47.12.23

—— 実測値
- - - 計算値 $f_c=10\text{mm/hr}$
· · · · · $f_c=20\text{mm/hr}$

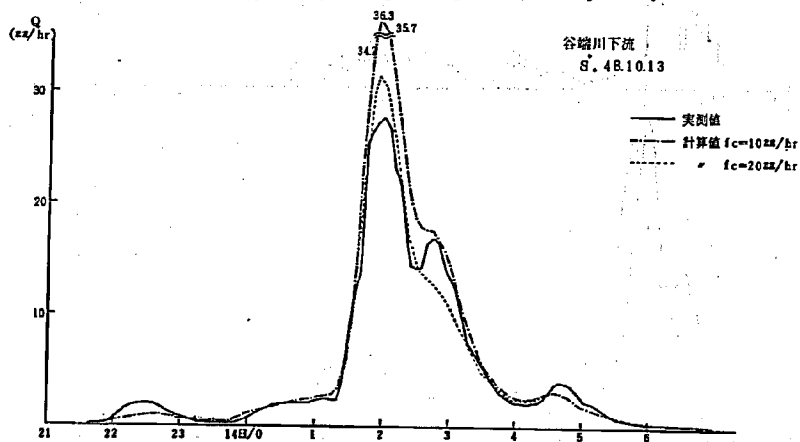
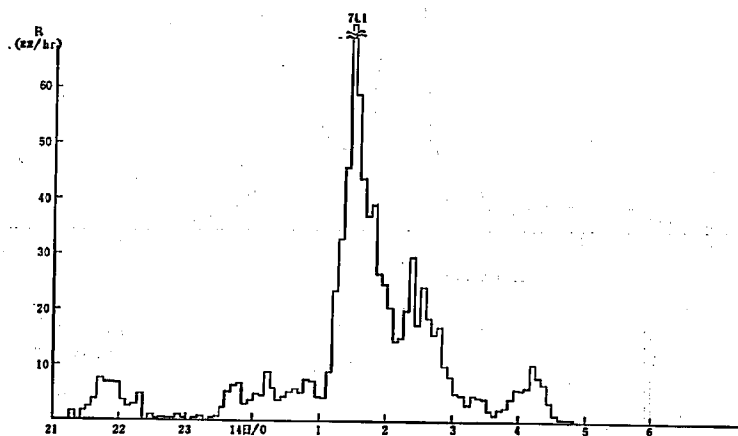
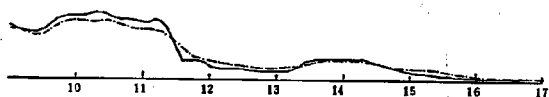


図-27-8

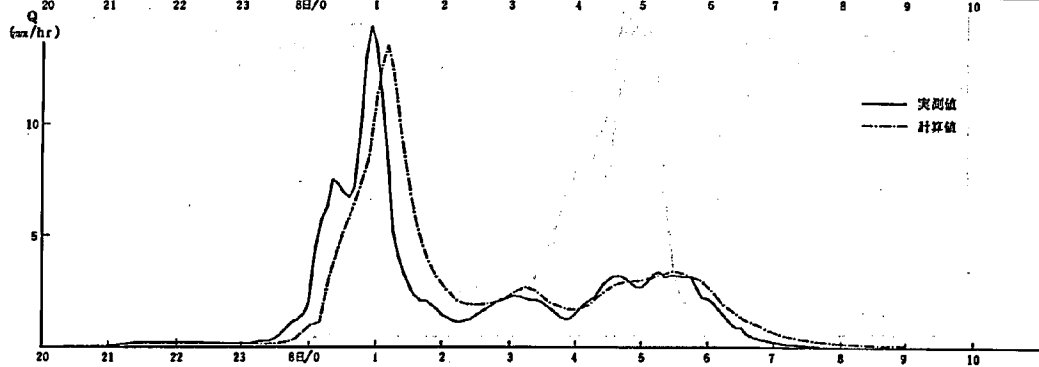
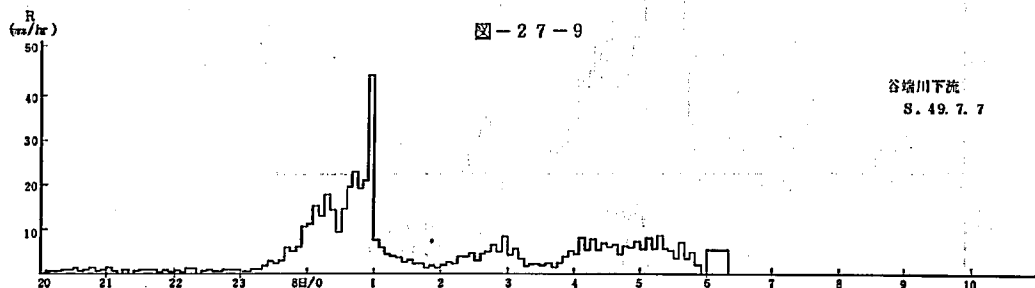
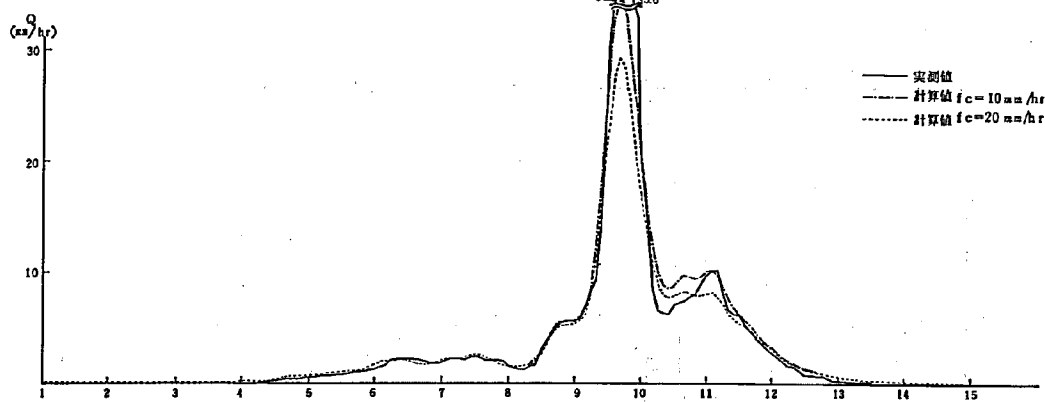
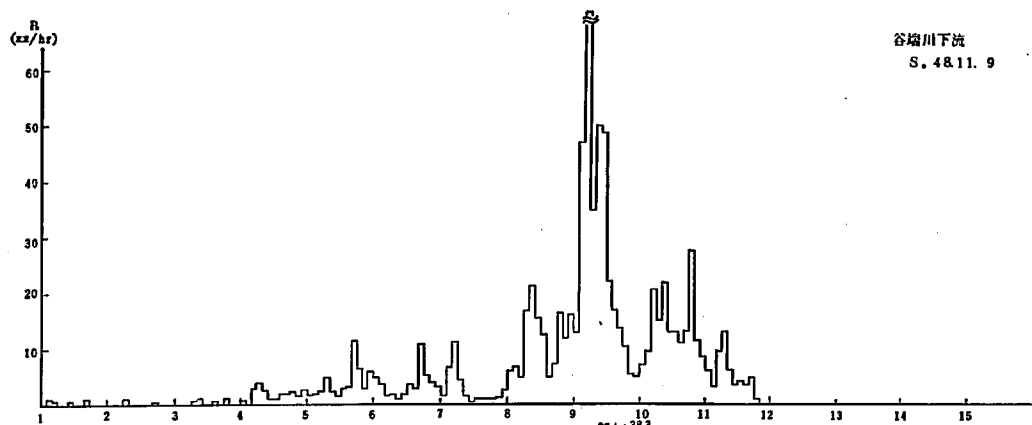


図-27-10

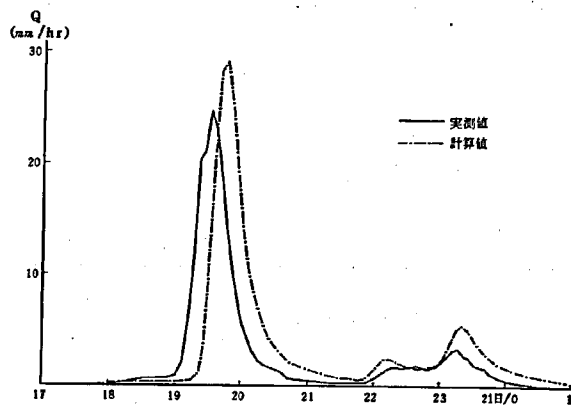
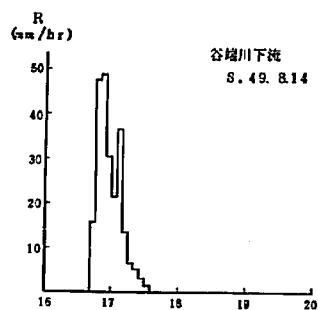
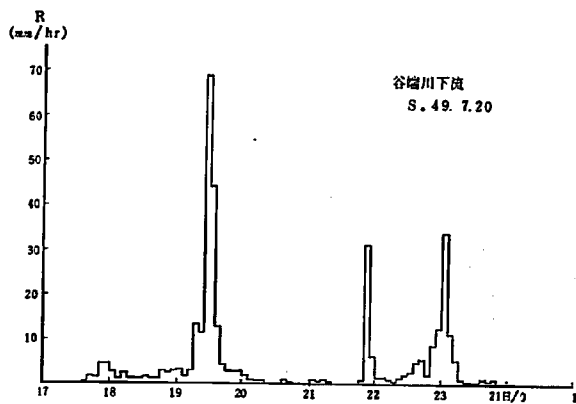


図-27-11

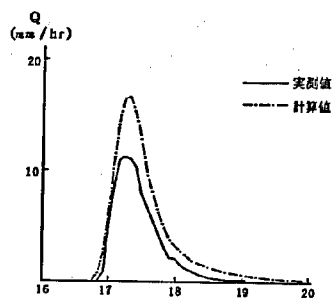


図-27-12

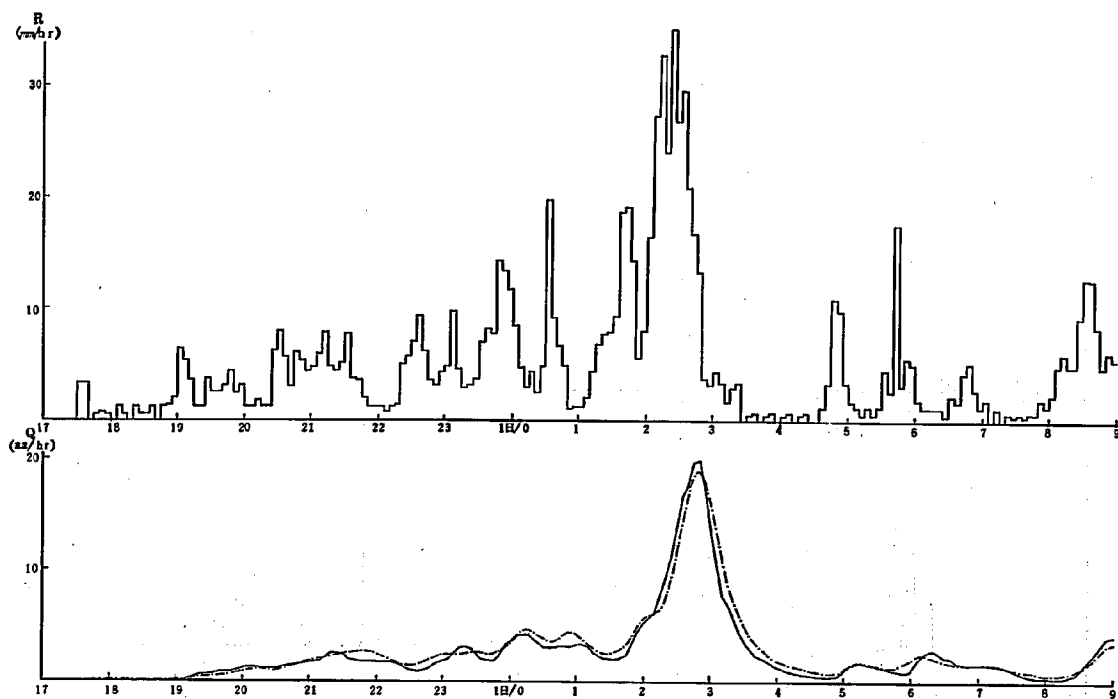


図-27-13

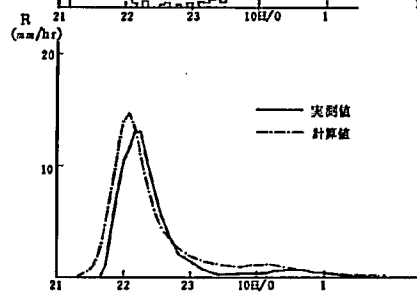
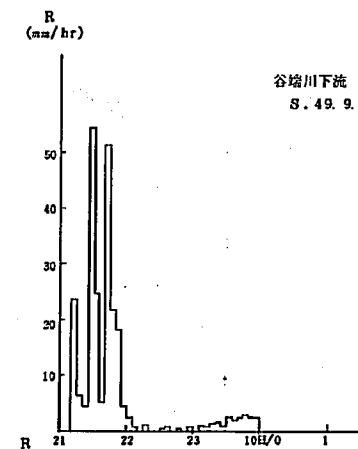


図-27-14

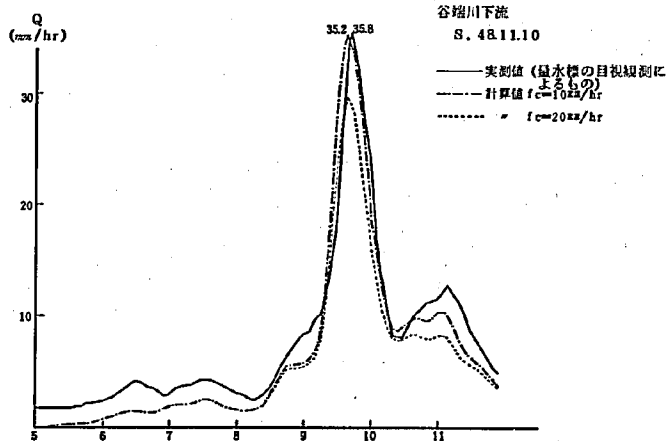
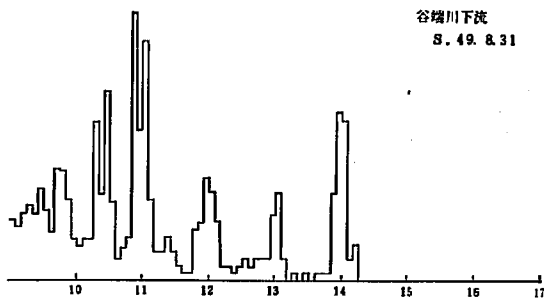
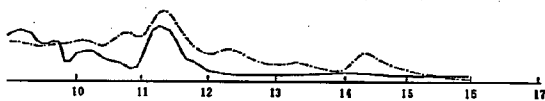


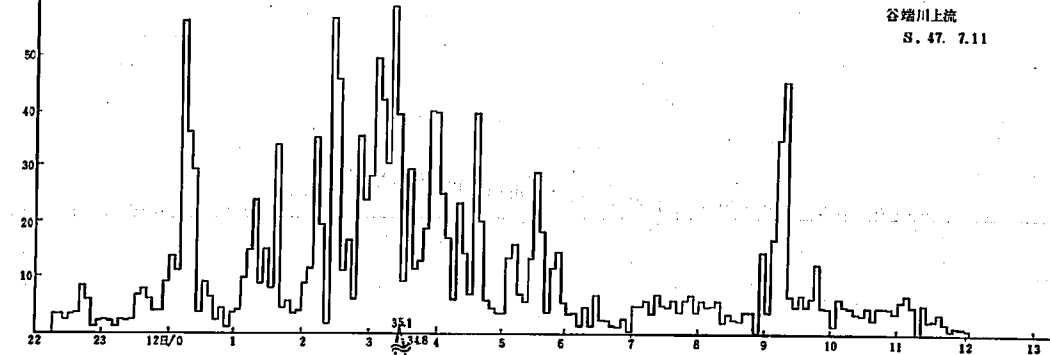
図-27-15



—— 実測値
- - - 計算値



R
(mm/hr)



Q
(mm/hr)

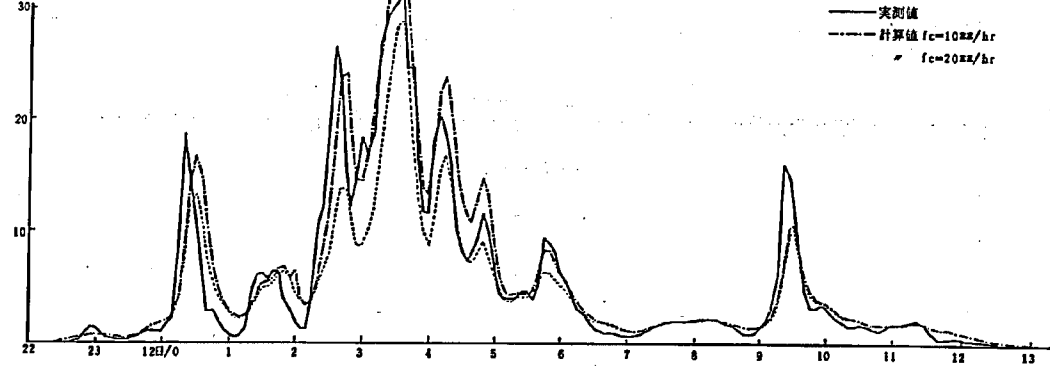


図-28-1 谷端川排水区(上流)

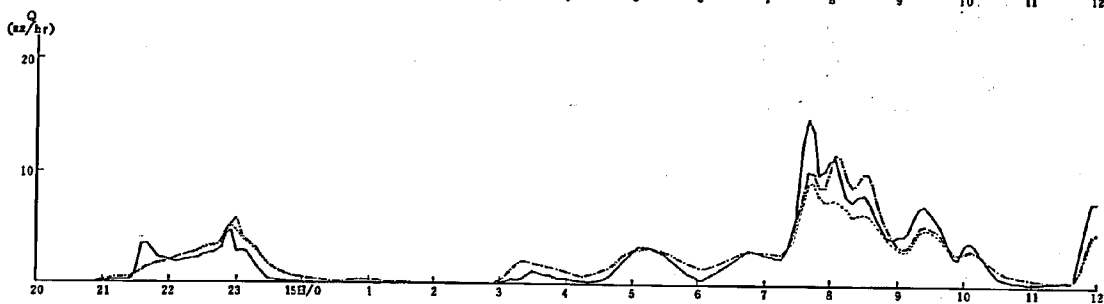
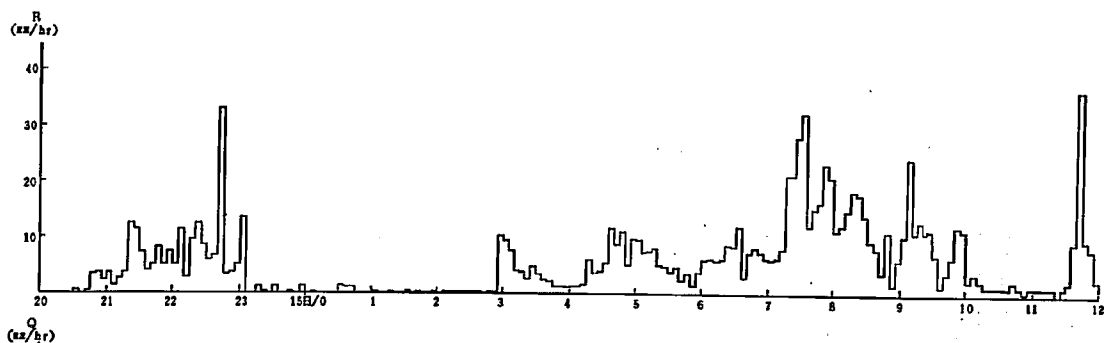
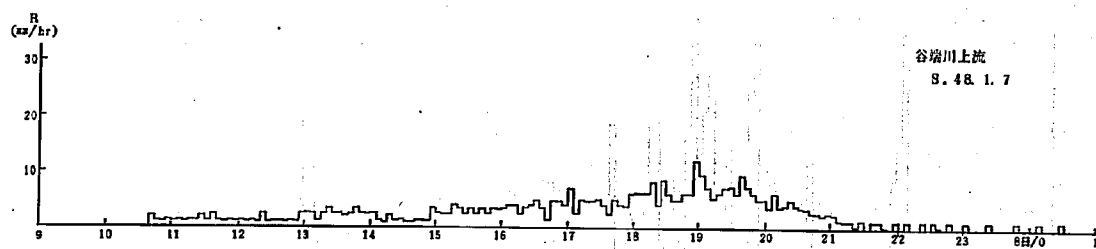


図-28-2



谷端川上流
S. 48. 1. 7

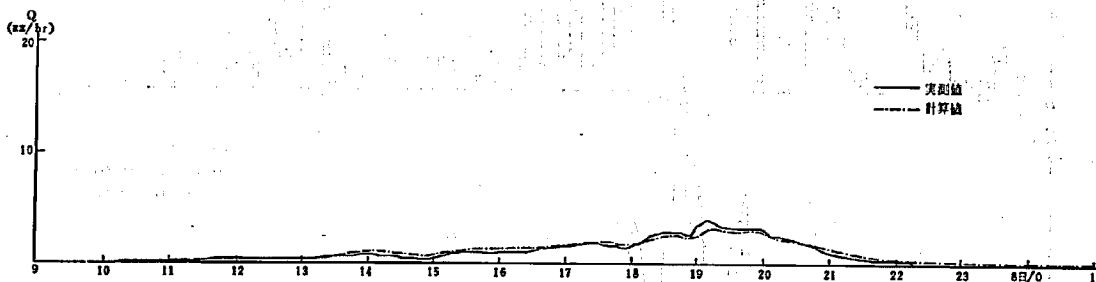


図-28-3

谷端川上流
S. 47. 7.14

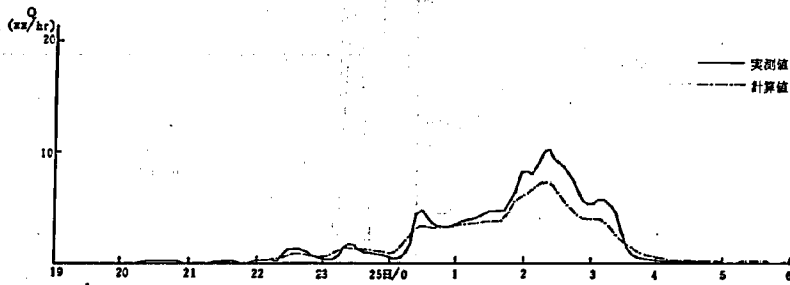
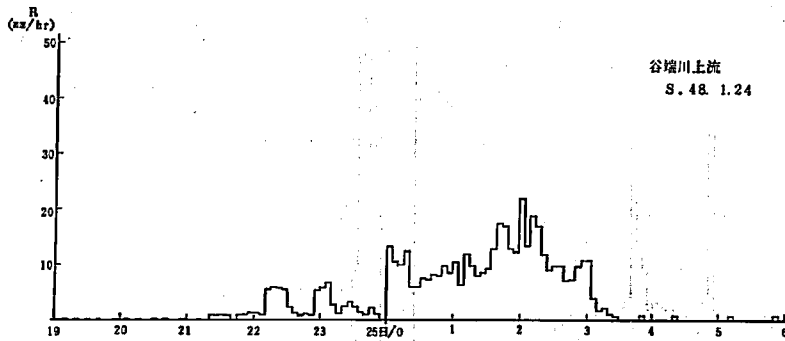
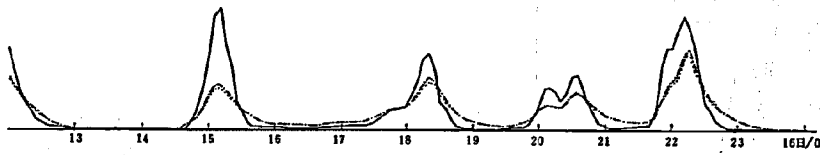
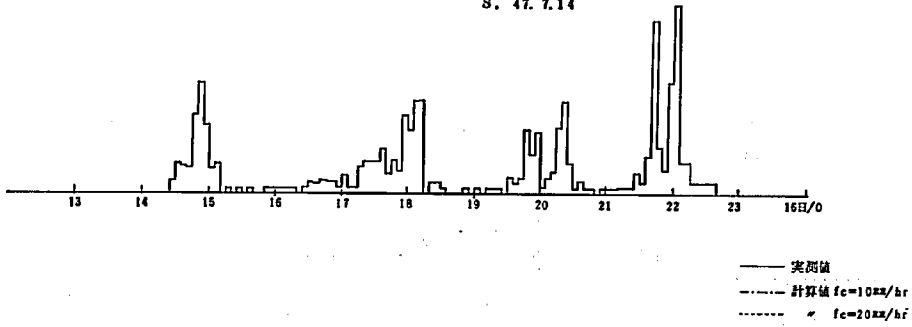


図-28-4

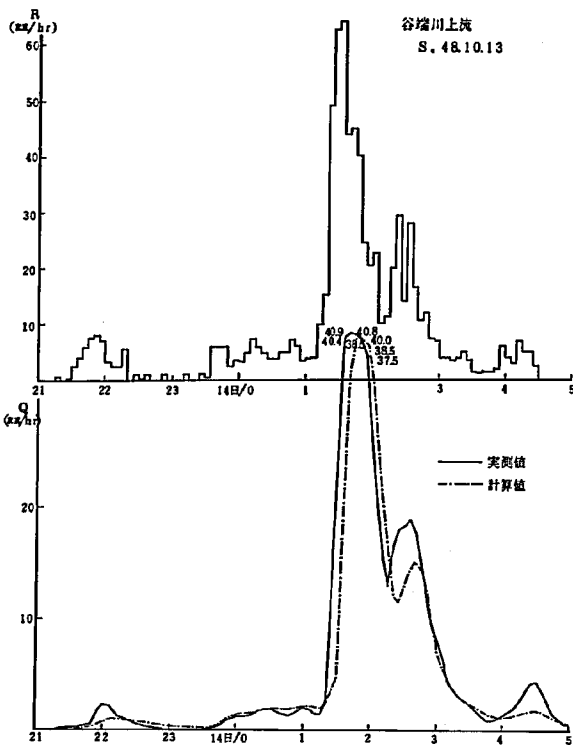


图-28-5

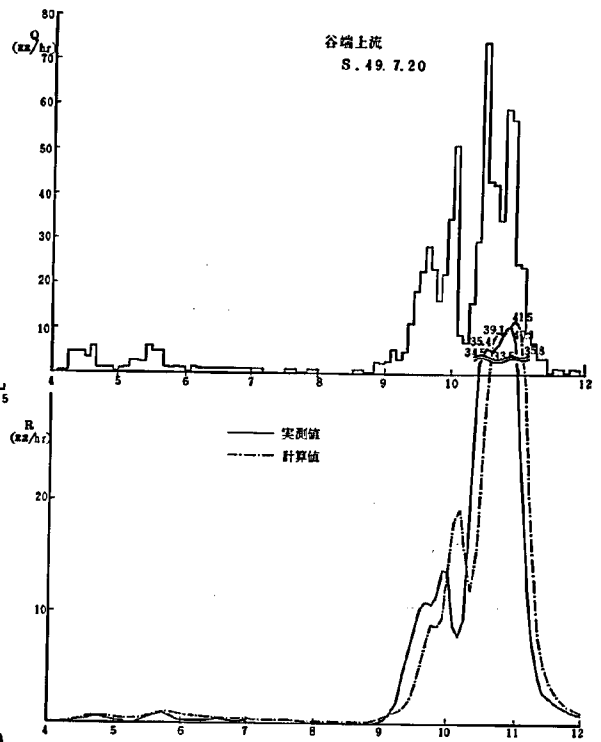


图-28-6

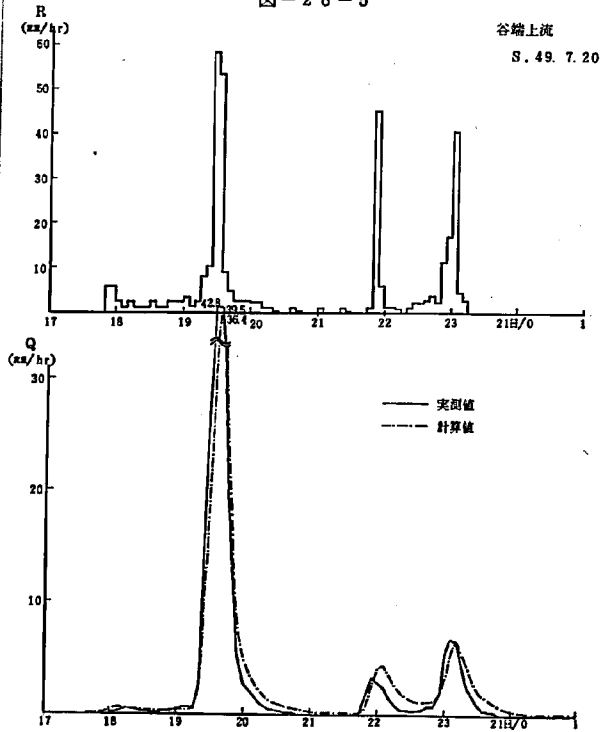


图-28-7

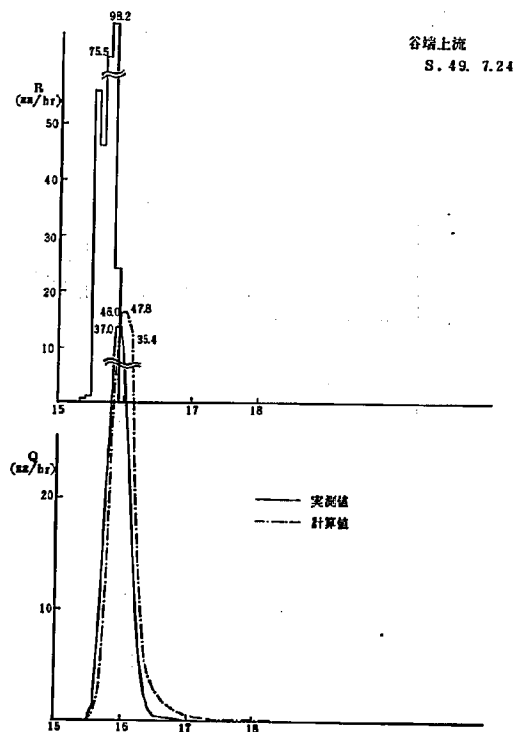


图-28-8

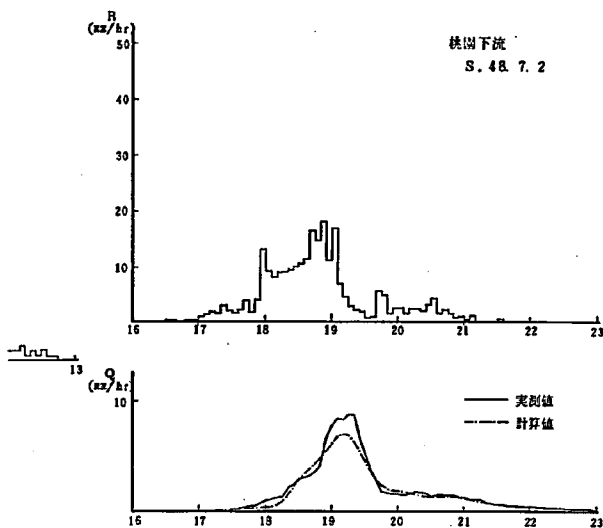


図-29-1 桃園川排水区

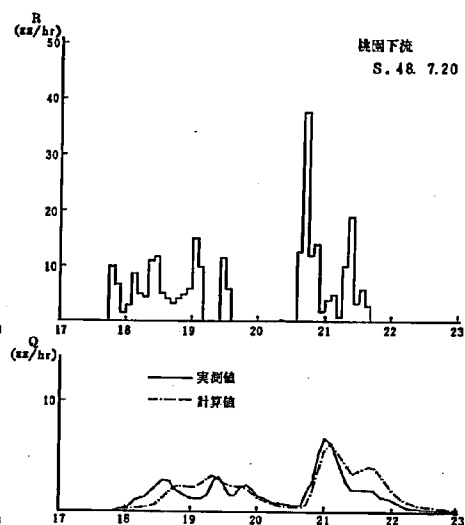


図-29-2

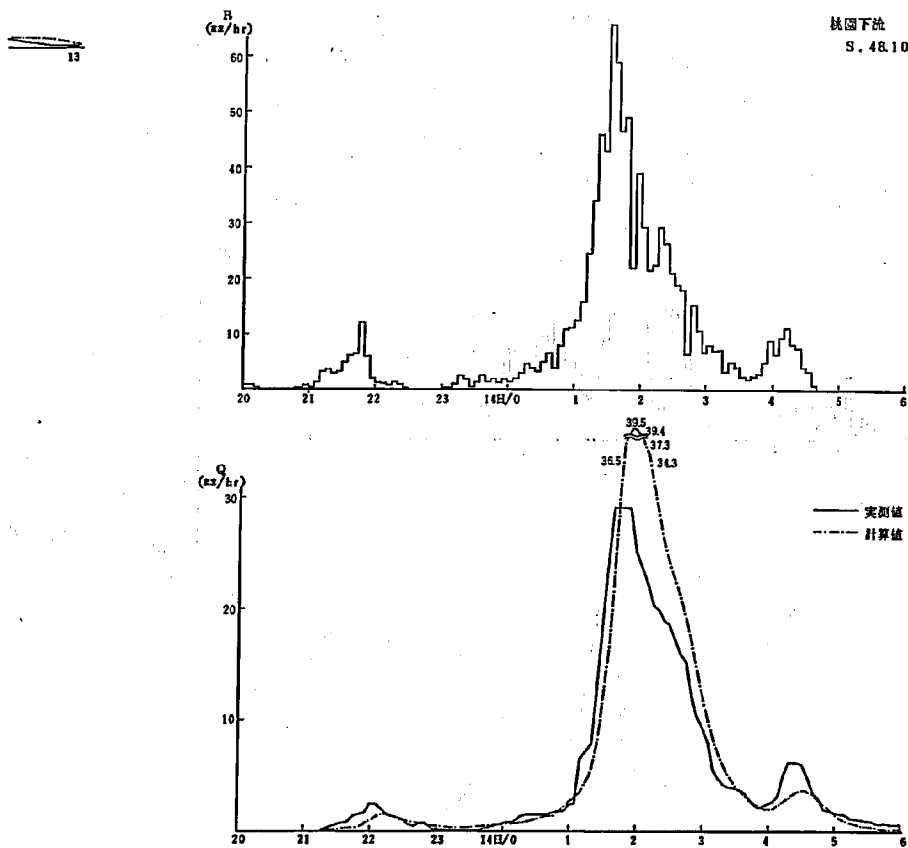


図-29-3

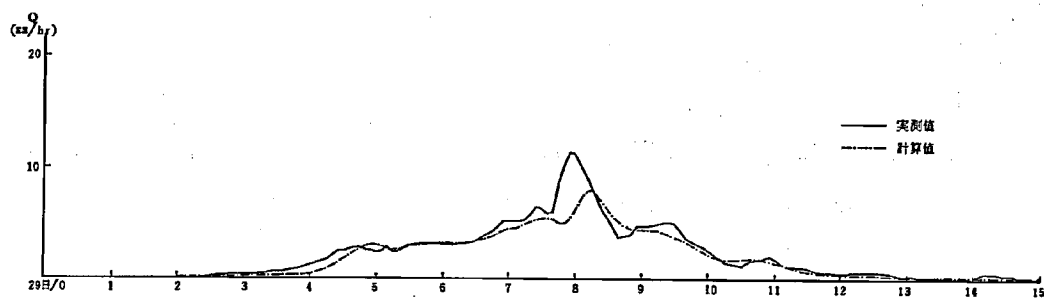
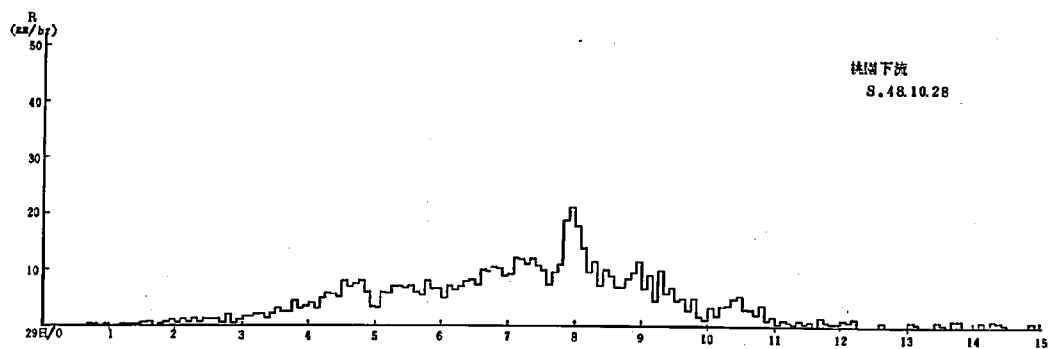


图-29-4

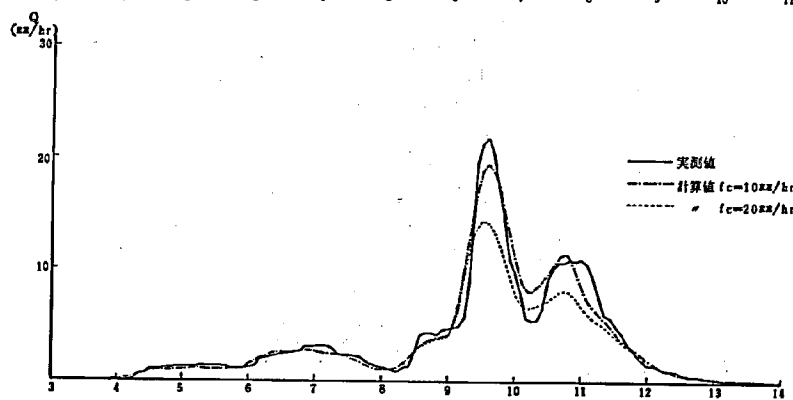
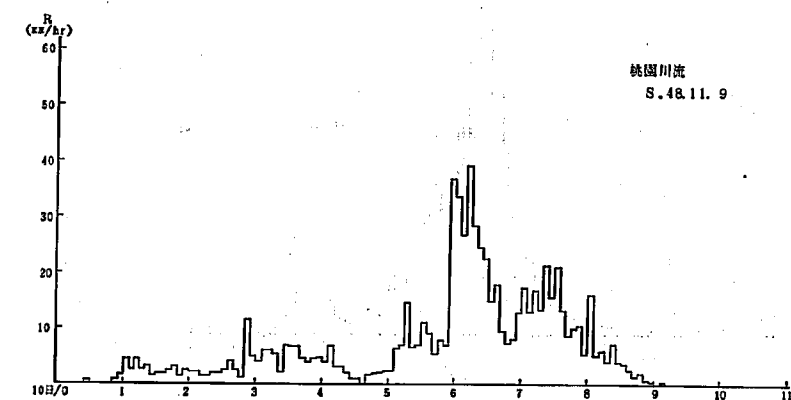
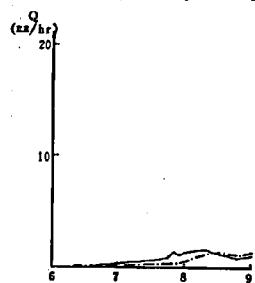
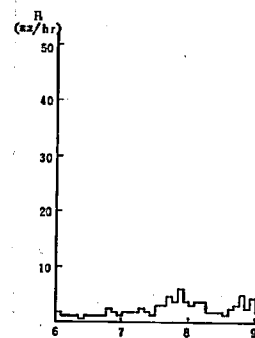


图-29-5



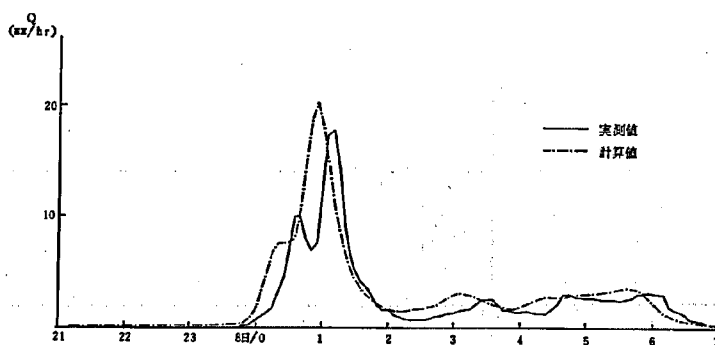
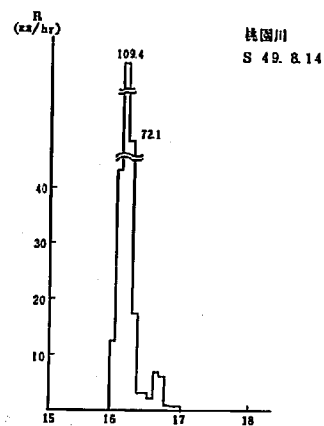
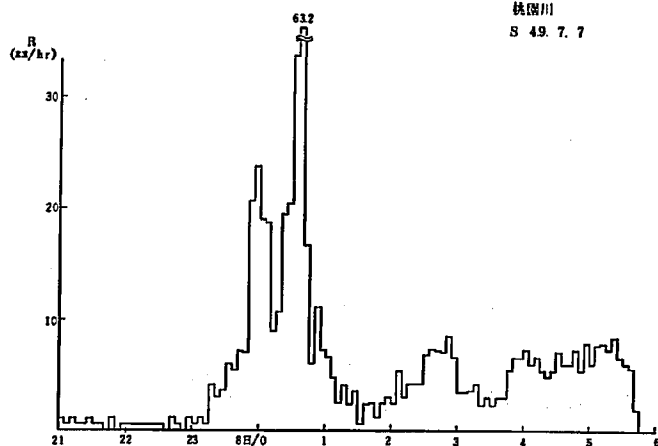


図-29-6

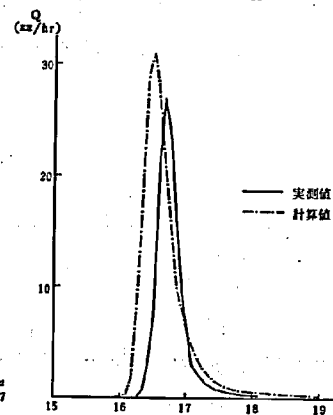


図-29-7

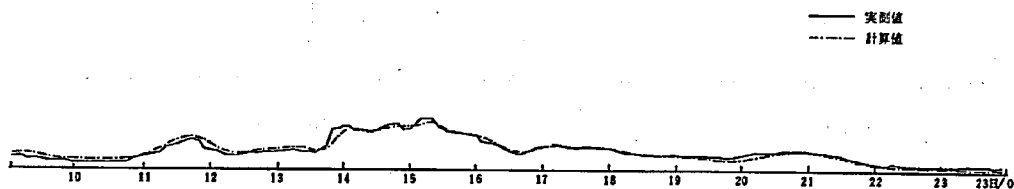
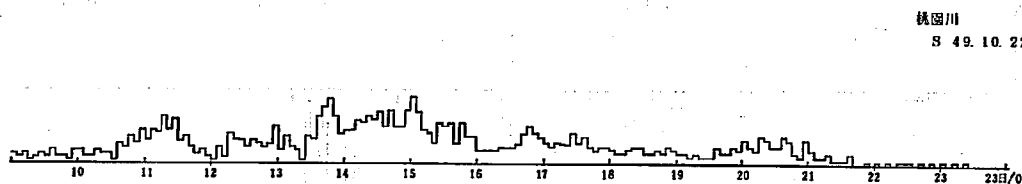


図-29-8

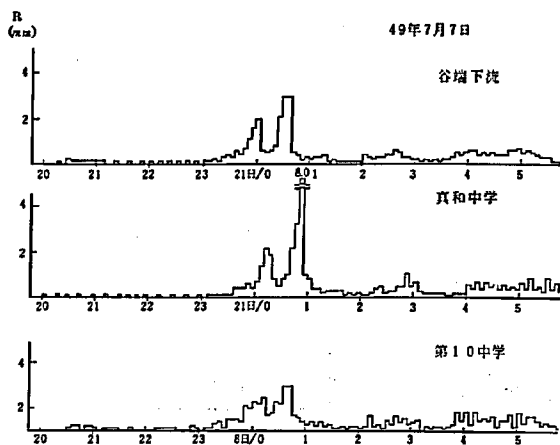


図-30-1 3地点での降雨の比較

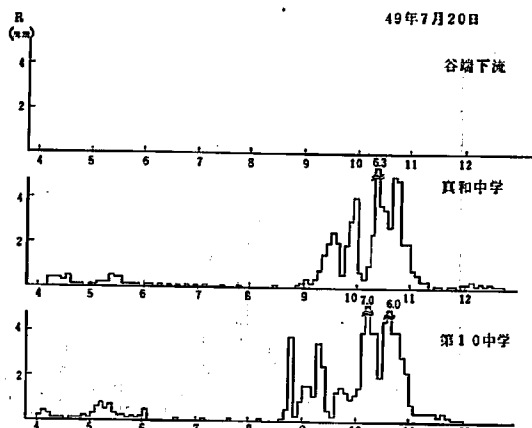


図-30-2

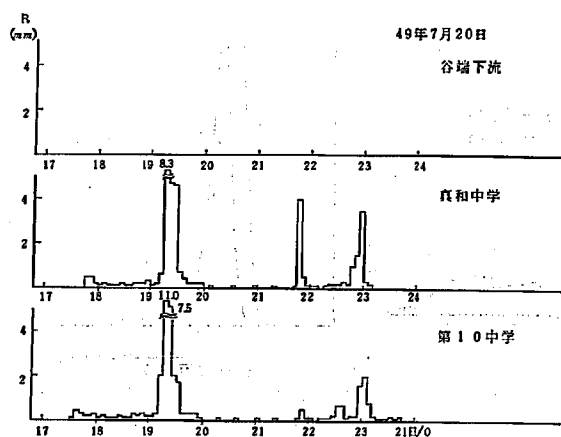


図-30-3

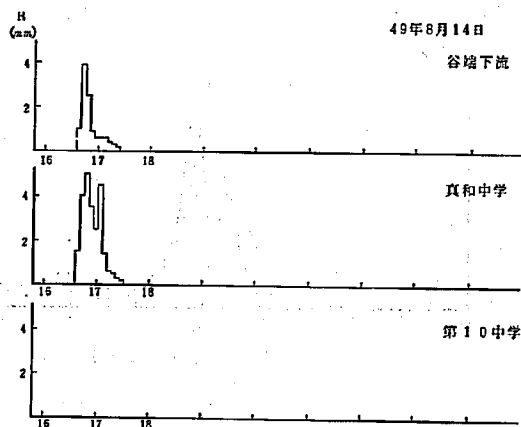


図-30-4

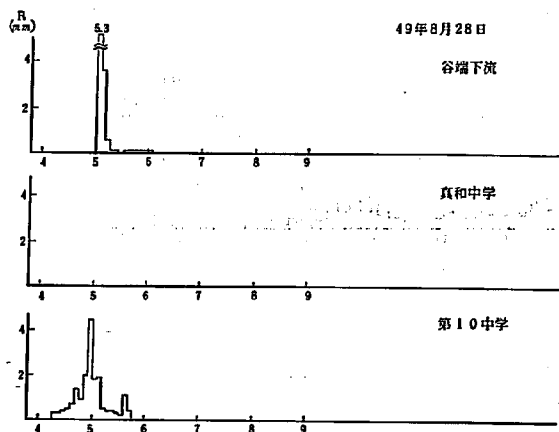


図-30-5

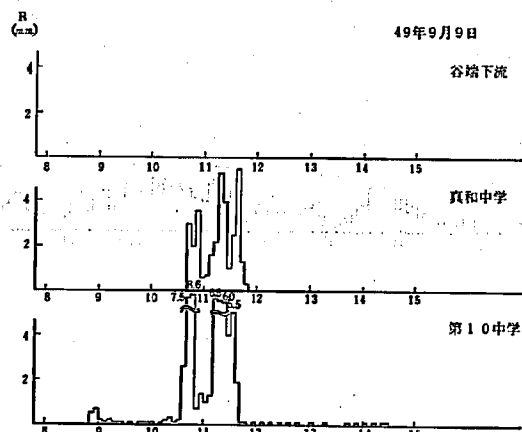


図-30-6

IV-4 他流域への適用

I) 名古屋市千年南部排水区 (0.8 ㎞) の場合

本排水区は、下水管の配管勾配が不明なため、流出調査資料がありながら本法の適用が行なわれていなかったが、先に適用した桃園川等が、比較的急勾配であったこともあって、緩勾配区域 (1.5%) への適用例としてとりあげてみた。なお配管勾配については、設計基準を勘案して推定した。適用結果の一例を図-31 に示す。与えた常数は $Imp = 57\%$, $D_I = 2\text{ mm}$, $D_P = 6\text{ mm}$, $f_c = 8\text{ mm/hr}$ である。

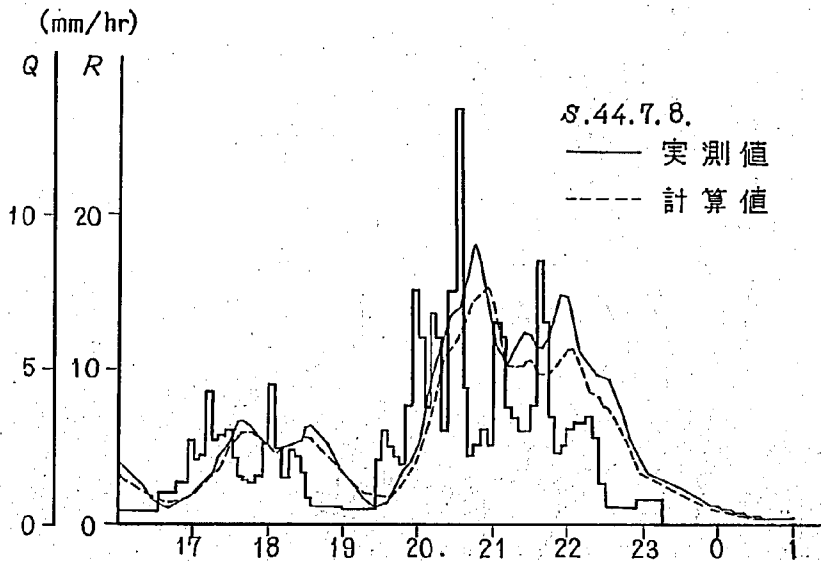


図-31

II) 名古屋市山崎川 (13.4 ㎞) の場合

山崎川は、名古屋市東部を南に流れる河川 (図-32) で、流域右岸側は下水道完備の市街地、左岸側は東山動物園、名古屋大学などがある丘陵地で、下水道は7割程度整備されている。s. 46より流出試験地として相当量の洪水観測に成功している。殊に46.9.26には継続時間60分で、超過確率15年程度、46.8.30~31には19時間で80年相当 (60分では2年) の降雨を記録しており、前者は流域内に床上浸水を見ている。在来どおりの検証の他に、この両者の場合は、これまでにこの種の観測値がないだけに興味を持たれる。まず10個の降雨についての一雨の総流出量と総降雨量の関係は図-33のようになり、航空写真より求めた不透透面積率 $Imp = 45\%$ (右岸側58%, 左岸側42%) とよい一致を見せている。参考までに、計算総流出量とも非常によい一致を見せた。それに比して前述2洪水は、浸透域からの流出や二次の流出分の存在を推測させる。

次にハイドログラフの検証であるが、流域については、河川位置、下水配管図等を参考に図-

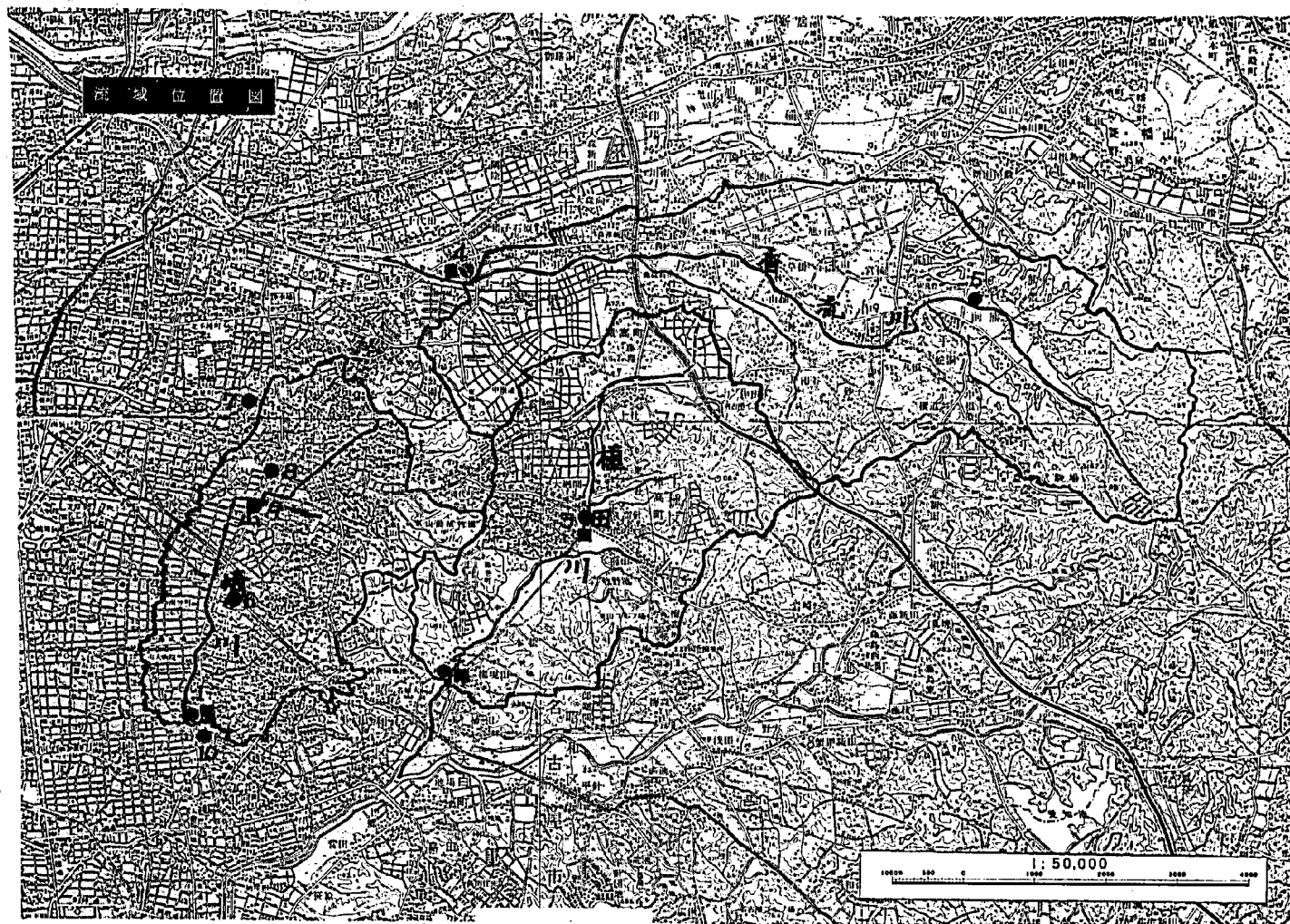


图 - 32

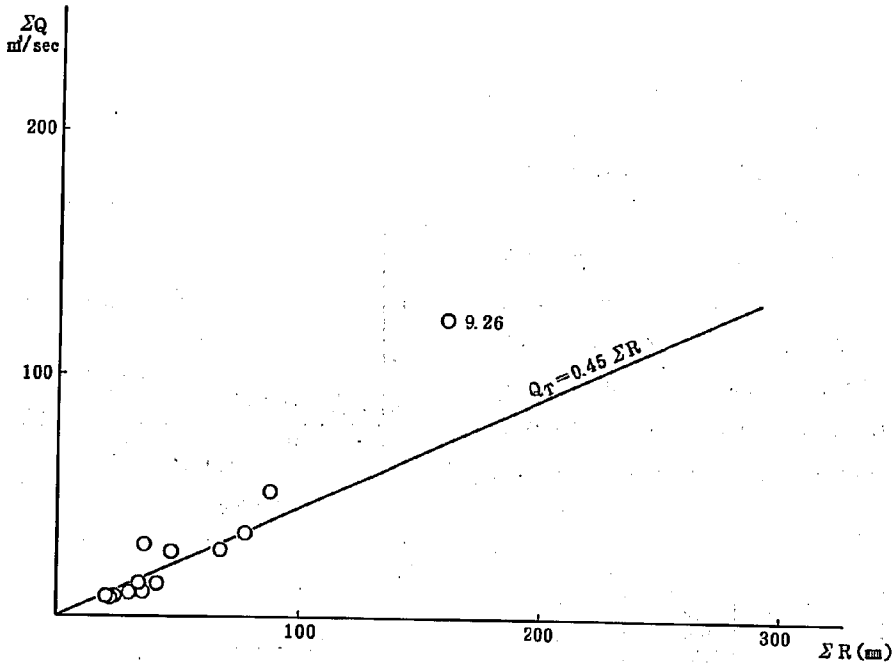


図-33 山崎川

34のように1本の河道(漸拡)と、左右岸2種類の単位排水区(ハッチ部)とした。また等到達時間域図およびS-Qカーブは、1組配管モデルのS-Qカーブとこれまでの経験よりきめた。* 左岸側のS-Qカーブを図-35に例示する。河道内については、等流式と連続式を併用した木下の式により追跡計算を行ない、また与えた常数は、右岸側 $Imp = 0.58$ 、左岸側 $Imp = 0.42$ とし、 $D_I = 2 \text{ mm}$ 、 $D_P = 6 \text{ mm}$ 、 $f_c = 10 \text{ mm/hr}$ などは共通とした。

小降雨2例 ($\Sigma R = 118 \text{ mm}$ および 77.5 mm) および前述2大降雨 (321.5 mm および 150.5 mm) についてS-Qカーブ2種を適用した結果を図-36~39に示す。ちなみに、小降雨の場合には、S-Qカーブの $Q > 20 \text{ mm/hr}$ の部分は用いてい

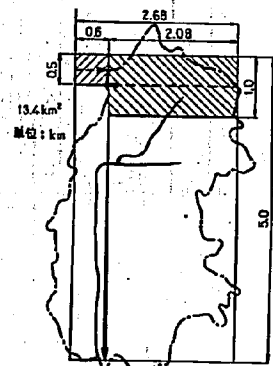


図-34

* 図-35中、No I. のカーブは下水管内貯留のみ考慮したもの、No III, IVのSの増分は、地表面貯留およびはんらん分として仮定したものである。またNo IIはハイドログラフが一致するようにNo Iを増加させたものであり、この原因としては、下水管敷設密度が小さいこと、公園、大学等が多いことが挙げられる。

ない。また 46.9.26 の場合には、はんらんもあったことから、極端に大きな S-Q カープ No IV を用いている。これより、通常の降雨ではほぼ良好な結果が得られること、S-Q カープとしては No II または III の一致度がよりよいこと、図-38 の場合には、S-Q カープ No III のように、雨量強度が大きい部分で下水管以上に貯留量を見る必要があることがわかる。同様 s. 46.9.26 の場合には、流域内に流域換算 5~10 mm のはんらんがあったことから、やはり S-Q カープは大きいもの (No IV) の一致度がよかった。

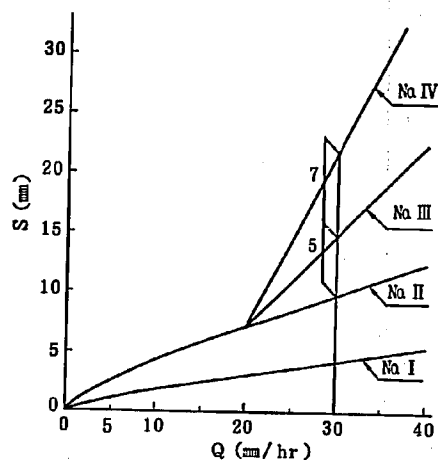


図-35

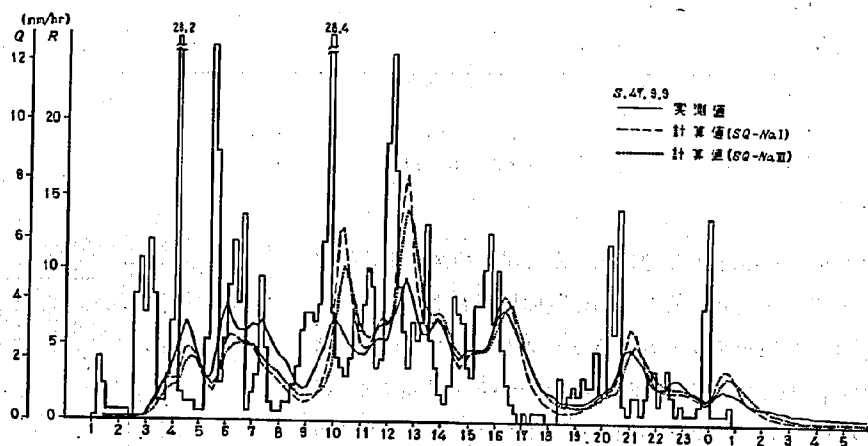


図-36

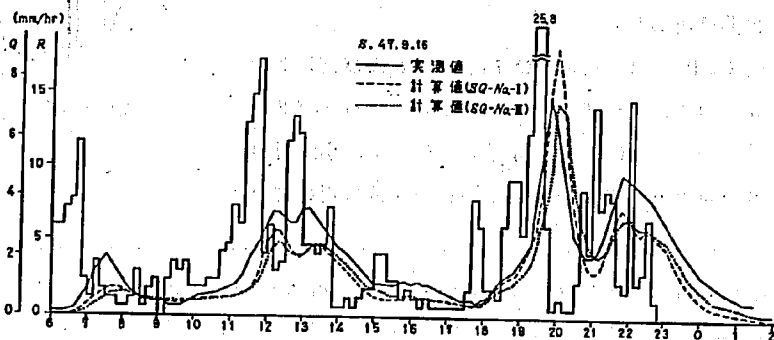


図-37

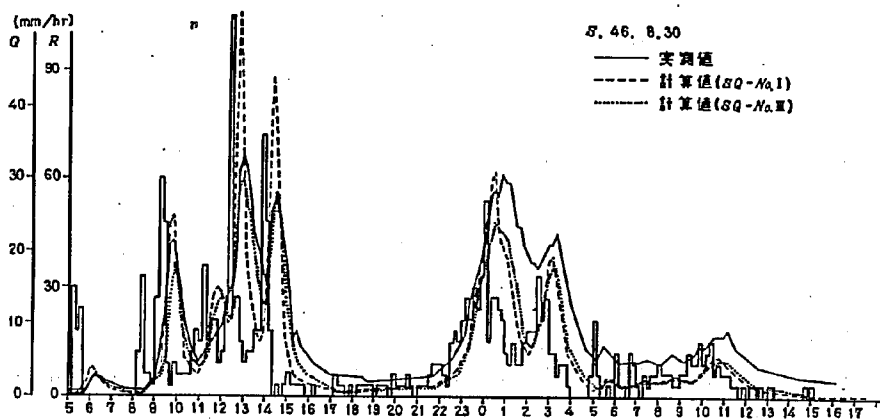


図-38

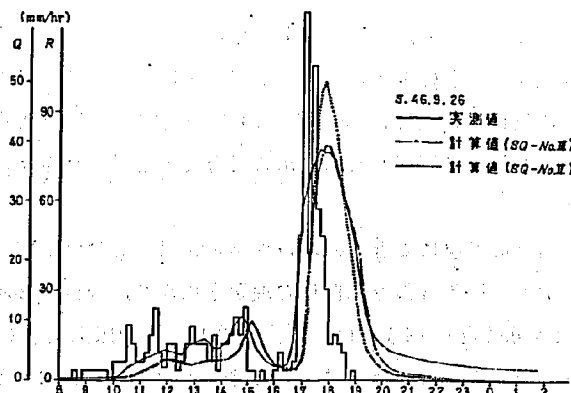


図-39

以上を考えあわせて、やはり強度の大きい降雨に対しては、より大きな貯留おそらく表面貯留を考慮していく必要があろう。

また 46. 8. 30 のような 2 日にわたる大雨の際には、下水管等への相当量の地下水の流入があるためか、総降雨量の増加とともに、実測流量と計算流量の差が大きくなっていく。ちなみにすべて計算ハイドログラフはいっさいベースフロー等の加算を行っていない（いわば直接流出に相当）。これは下水道設計に際しても晴天時汚水量の約 2 割の顧慮をしていること、桃園、谷端でも長大降雨のあと長く水位上昇があること、丘陵地の分流式下水道（雨水管）にも平時流水が見られることなどを考えあわせてもうなずける結果といえよう。

V はんらん機構に関する考察

V-1 実測値による考慮

流出機構を考えて来て、はんらん機構という一瞬奇異な感じを受けるであろうが、1つには、名古屋市山崎川の例で触れたように下水管の満管または雨水マスの流過能力不足がおこれば都市域の場合には路上はんらんというような状況が現われ、山崎川の場合には、ほとんど不連続的ともいえるほどの動的貯留量の増大という形をとったのであった。その意味では通常の(?)流出現象のあとを受けるものといえよう。

もう一つの意義は、一般に都市河川計画ということになると、計画に採用する超過確率年の規模も20～50年等と相当大きくなる。一般に5～10年で設計されている下水道あるいは雨水マスの能力を越える降雨を対象とすることになり、大なり小なりのはんらん現象を伴う、あるいは扱わなければならないからである。

しかし、実際には、そのようなはんらんを伴うような降雨が試験地をおそうことはほとんど皆無の状態で、われわれの谷端川排水区の場合、昭和42年6月に開設以来8年になんなんとしているが、これまでの最大観測流量は33 mm/hr (観測点疎通能力約40 mm/hr)と小さい。その意味では、開設2年目にして、前記2洪水を記録した山崎川の場合浸水を受けた方々には誠に申し訳ないが幸運といえよう。

そのようなわけで現在、議論の対象にできるのはわずか3洪水しかないので、ここで結論みたいなものを出すことはできないが、一応3洪水に簡単な説明を加えて、今後の参考に供しておこう。

山崎川の46年9月26日洪水(図-39)では、上流部約40 haの床上浸水(平均水深約40 cm最大1 m)をふくむはんらんがあった。これは、はんらん地域が図-40と41に示すように、三方高地にかこまれ、南がいた地形であるため、上流が下水管と道路面を流下して来た水が平坦地に来てあふれた形となったものである。その意味では、必ずしもはんらんの典型とはいえないように思われる。これに比べ46年8月31日(図-38)の場合は、下流では9月26日とほぼ同とうの洪水を観測しながら、さしたるはんらん被害がなかったものである。事実推定したS-Qカーブ(図-35カーブⅢ)が小さいことから、それは推測できる。しかし、路上を10から20 cmの水深で雨水が流下した程度は予想され、これが下水管の貯留に上のせされたと解釈できないことはない。

しかし、谷端川での48年11月10日の洪水(図-27-9)では、同規模の38 mm/hrが観測されているが、この場合は、洪水のティ減部から求めたS-Qカーブを延長したものでほぼシミュレートできた(他に図-28～5～8など)。

実際には、流域内の土地利用や地形等に大きく影響を受けて、地表面貯留も相当に異なると思われるが、いずれにしてもわずかな例のことであり、いたずらに想像力をたくましくして、結論を出すことはさけるべきであろう。なお、土地利用については、図-17および図-32を参照比較されたいが、たしかに山崎川左岸側がより地表面貯留が大きいことは想像される。

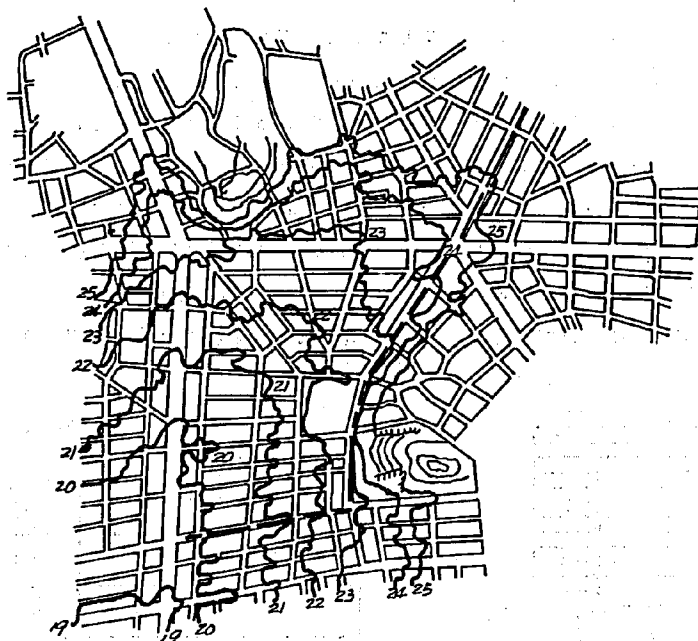


図-40 地形図

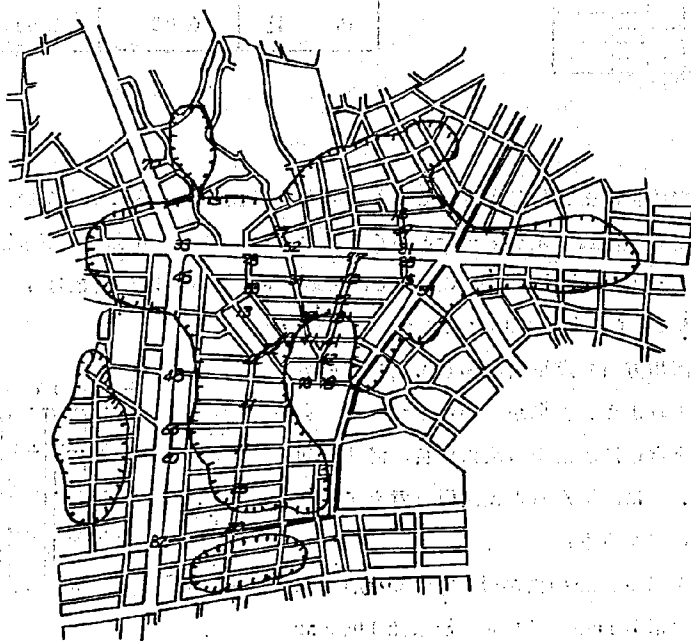


図-41 はらん域図および浸水深(cm)

V-2 モデルによる強雨時貯留量の概算

次に、地表面貯留について、簡単な試算を行って、本項のしめくりとしておこう。

まず流出の最小単位として、1軒ないし2軒の宅地(+道路)を想定し、図-42のような、2種類のモデル構成で貯留量の概算を試みた。モデルの細部については割愛するが、図-42 A) B) の2種類に対して、等流水深、横流入、定常流、横断方向に一様流として貯留量を求めた。ただしAの場合、なるべくSを大きくすることを意図し、屋根に降った雨は庭におち、庭に降った雨と合して庭を流下、側溝に入るのに対し、Bの場合は各工種の雨水が直接下水道に入ることにしており、加えて流下長も半分になっている。面積率(道路+屋根=50%)、勾配、粗度係数などは、一般のものを用いたが、庭については、 $n = 0.10$ 、勾配 $1/300$ とした結果を表-3に示す。

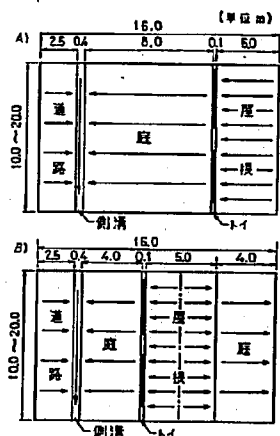


図-42

モデルの各工種の諸元

工 種	勾 配	マンングの 粗 度 係 数
屋 根	0.4	0.01
ト イ	0.01	0.01
庭	0.003	0.1
側 溝	0.01	0.015
道 路	0.02	0.015

この表から庭の貯留量が圧倒的な大きさを示し、道路、屋根等がとるにたらない量であることがわかる。また全体として数mmのオーダーであることもわかる。なお参考までに下水管の満管時で流域面積にもよるが7~10mm程度、これに比して、山地に対する総合貯留関数は $q = 5 \text{ mm/hr}$ のとき $S = 90 \text{ mm}$ であることも想起していただく。

次いで強雨時の河川方向の道路面はらん量についてラフな試算を行ってみよう。表現が悪いが、つまり、右図のような1km²の下水道排水区を考えた場合、河川方向へ流れる断面積はいわば、下水管と道路面と考えてもそれほどまちがいでなかろう。

例えば、ここに105mm/hrの雨が降っている状態を想定すると、不透透面積率 $\text{Imp} = 50\%$ 、浸透能 10 mm/hr とすると有効雨量 q は 100 mm/hr となる。次に都市域で

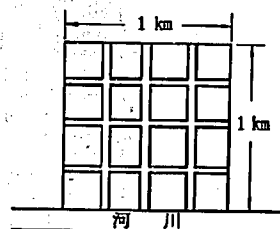


図-43

表 - 3

A 排水系統 屋根→とい→庭→側溝→道路

降強 雨 度	流出量	屋 根		と い		庭		側 溝		道 路		合 計
mm/hr	mm/hr	水 深	0.313		0.00625	$f_c=10$ $n=0.1$	0.500	$\ell=20$	0.025		0.156	
10	5	0.063	0.020	2.000	0.013	1.108	0.554	5.124	0.128	0.136	0.020	0.735
20	15	0.096	0.030	3.030	0.019	2.375	1.188	7.966	0.194	0.198	0.031	1.462
30	25	0.122	0.038	3.865	0.024	3.227	1.644	9.706	0.248	0.253	0.040	1.994
40	35	0.145	0.045	4.593	0.029	4.054	2.007	11.77	0.294	0.300	0.047	2.442
50	45	0.166	0.052	5.251	0.033	4.734	2.367	13.46	0.337	0.343	0.054	2.843
70	65	0.203	0.063	6.426	0.040	5.930	2.965	16.47	0.412	0.420	0.066	3.546
100	95	0.252	0.079	7.959	0.050	7.470	3.735	20.40	0.510	0.520	0.081	4.455
150	145	0.321	0.100	10.15	0.063	9.651	4.826	26.02	0.651	0.664	0.104	5.744

B 排水系統 屋根→とい 庭 側溝→道路

降強 雨 度	流出量	屋 根		と い		庭		側 溝		道 路		合 計
mm/hr	mm/hr	水 深	0.313		0.00625	$f_c=10$ $n=1.0$	0.500	$\ell=10$	0.025		0.156	
10	5	0.042	0.013	1.319	0.008			1.115	0.025	0.131	0.020	0.069
20	15	0.063	0.020	1.999	0.012	0.955	0.478	1.690	0.042	0.198	0.031	0.583
30	25	0.081	0.025	2.550	0.016	1.448	0.724	2.156	0.054	0.253	0.040	0.859
40	35	0.096	0.030	3.030	0.019	1.847	0.924	2.562	0.064	0.300	0.047	1.084
50	45	0.110	0.034	3.464	0.022	2.195	1.098	2.929	0.073	0.343	0.054	1.281
70	65	0.134	0.042	4.239	0.026	2.800	1.400	3.584	0.090	0.420	0.066	1.624
100	95	0.166	0.052	5.251	0.033	3.571	1.786	4.440	0.111	0.520	0.081	2.063
150	145	0.212	0.066	6.677	0.042	4.155	2.328	5.663	0.142	0.664	0.104	2.682

の道路面積率は10~20%平均として15%をとると、河川方向の道路面積は7.5%ということになる。100 mm/hrのうち下水管が50 mm/hr程度は流下可能であるから、50 mm/hrが7.5%の道路を流れるとすると、これはいわば横流入50 mm/hr $\times \frac{100}{7.5} = 667$ mm/hrがある斜面上の流れに置き換えることができる。II章10式より

$$S = \frac{5}{8} \left(\frac{n}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} L q_L^{3/5}$$

$n = 0.015$, $I = 1/100$, $L = 1000$ m, $q_L = rL = 667 \times 10^{-3} \times 10^3 / 3600 = 0.1852$ m²/sを用いると

$$S = 72.8 \text{ m}^3 \quad (\text{道路巾1 m延長1000 mあたり})$$

全面積に換算すると

$$S = \frac{72.8}{1000} \times 0.075 \times 10^3 = 5.46 \text{ mm}$$

となる。

非常に大胆な試算を行ったが、実際にはこのような強雨時には道路面だけでなく宅地および道路を横切って河川に達する雨水もあることが予想されるので、 n の大きさのちがいが判断して、これの倍から3倍程度の貯留量は期待できるものと思われる。

V-3 ま と め

非常に大胆な概算を試みたが、以上の推算結果から判断すると、山崎川のS-QカーブII(図-35)にあるような $\frac{ds}{dq} = \frac{5}{10} = 0.5$ のような勾配はなかなか望めないように思えて来るのである。しかしいずれにしてもデータがあまりに少なすぎる。今後の観測成果をまたねばならないと共に、計画立案時は $S = KQ^P$ をのばした形を安全側程度に想定してやっておかねばなるまい。

最後にはんらん調査に関する情報の一つ記しておこう。この種の現象は、なかなか模型実験を試みることはむずかしい。そこで勢い現地調査にたよることになる。たまたま昭和48年には、土研都市河川研究室と中部地建庄内川工事々務所⁽⁹⁾が、それぞれ別個にはんらん水理解析のためのはんらん量調査を行ったのであるが、*、いずれも簡単な収支計算の結果いずれも、はんらん量が多すぎる(または降雨が不足する)結果を得てしまった。原因は、家屋、盛土量の控除をしないこと、または、最高水位をすべてつないだためのいずれかと考えられるが、前者の見積りが今後の問題となろう。なおわれわれが行った49年7月7日の静岡、清水地区のはんらん解析では、家屋が少いためか概略つじつまを合せることができた⁽⁹⁾。ただし、やはり損失はなしとせざるを得なかったことは付記しておこう。

* 前者はs. 46. 9. 26の山崎川すじ、後者はs. 48年8月4日雷雨名古屋市域を対象にしたもの。

VI 今 後 の 課 題

少しくどいと思われるほどに雨天時都市域での雨水の動きに説明を加えようと試みて来た。というのも、現在試みられている種々の解析手法が狙っているところを明らかにし、その総合化の理解のための一助になればと思ったからである。

その意味で、ここで例示した修正RRL法は、単に貯留関数の変形でありながら、相応のところまではほとんど未知の定数なしで（定数は浸透能 f_0 のみ）解析法がえられるというメリットは素晴らしいことであり他のなにものにもかえがたい。しかも理解が容易であることも好ましいことの一つではある。

しかし振り返って多くの問題を残していることに気付く。

1. 貯留関数のK, Pの特性
2. 強雨時の貯留関数（S-Qカーブ）の形状に関する問題
3. 損失については、Rsaの問題やこれから多くなるとされる芝生の浸透能の評価の問題
4. 下水道未敷設地域への汎用化の問題
5. 不浸透面積率の測定法

大別して以上のようになるうか。

こういった観点に立つと、まず進めるべきことは現在建設省その他で強力に進められている流出試験地調査の結果を利用して、系統的な整理を行ってみることであろう。本調査は、昭和44年頃から始められ土研および各地建で1ないし2の試験地をもって、雨量、流出量の観測を行って来たものである。詳しくは、文献(2)(3)(4)などを見ていただくとして、当初種々の問題、例えば、流量測定用の四角堰が土砂でうまってしまう問題、欠測、流域が小さいため流観が思うにまかせない問題などに悩まされ、遅々として成果が上らなかったのであるが、出発6年目を迎えて漸く、軌道にのり信頼度の高い観測値がとれ始め、種々の解析、検討ができるようになって来ている。

49年度についても少しではあるがいくつかの試験地で貯留関数の検討（48年度の成果報告）が報告されている(5)。まだバラツキの大きいものもあるが、かまわずプロットしたのが、図-44（両対数）および図-45である（()内の数字は流域面積（ km^2 ））。未開発地域である香流川、宅地化進行中の植田川が大きいのは当然として、前述山崎川と谷端、桃園川（S-Qカーブ）、台地上の団地である大分の敷戸と仙台のひより台の結果が示してあるが、必ずしも系統的には並んでいない。ただし、既成市街地の山崎川と谷端、桃園川とは流域面積の差をあらわしていると思われる。因みにわれわれ検討した際の山崎川の単位排水区（2 km^2 ）のS-Qカーブを図-45に併記しているがそれらは一群をなしている。

流域面積の小さい団地の貯留関数が意外に大きいのおどろかされるが、原因として、既成市街地とのちがいが、不浸透面積率が小さいこと（ $\text{Imp} = 30 \sim 40\%$ ）、加えて山地のため浸透域からも流出が早いことなども予想される。今後確認していかなばならないことであろう。

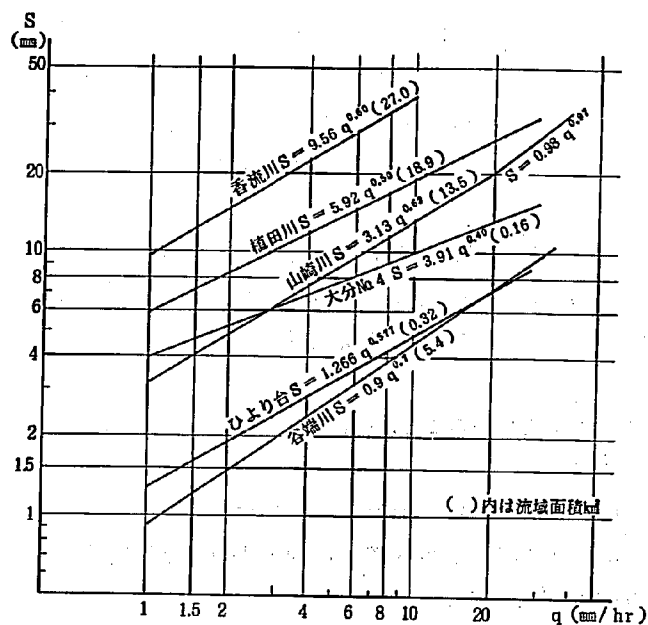


図-44 貯留関数 ($S-Q$) カーブ

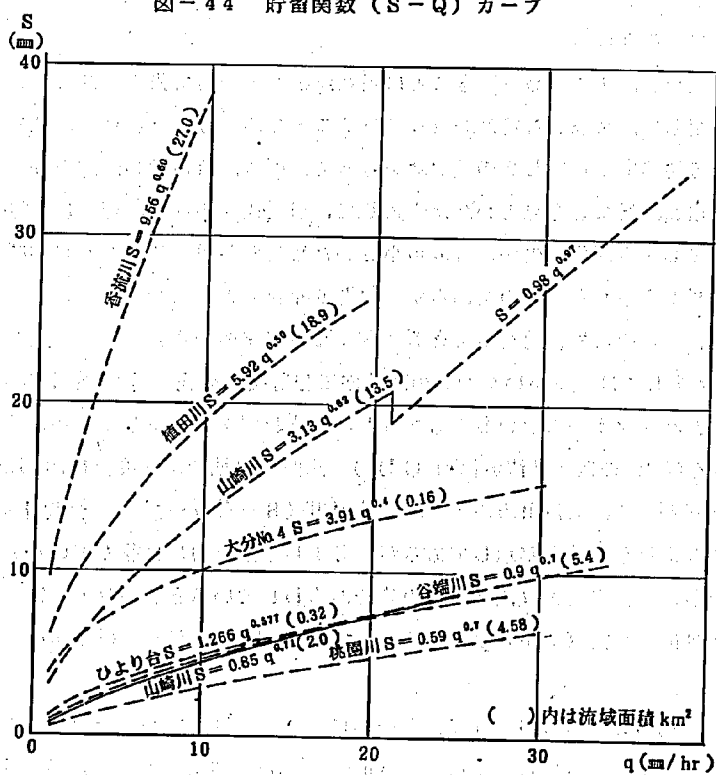


図-45 $S-Q$ カーブ

その意味からも 50 年度 (49 年度の成果) の報告会がまたれるわけであるがその際には、総流出率などのほかに、

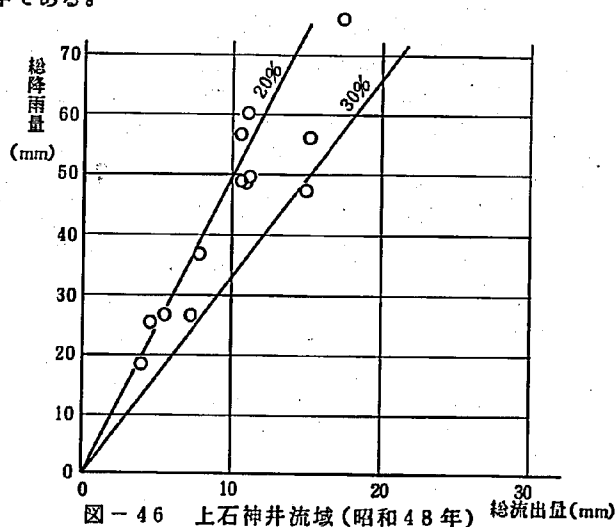
1. 貯留関数の算定 (成立範囲の明記、図-44 および 45 についても観測値の範囲だけしか記していない)
2. 不浸透面積率の推定、用途または工種別面積
3. 下水管内貯留量の推算
4. 流域平均勾配の算出、(表-1 中の S)

などを求めているのも一法かと思われる。

下水道未敷設地域を調べてみたい理由は、RRL法が下水管を眺めた、すなわちそれを利用して水の動きを表現しているだけに、それが無いような同よう密集都市域での流出がどのように表現できるのかということである。側溝、溝渠等の排水路の特性も調べてみる必要があるが、その容量が決して十分ではないだけにすべての降雨強度に対して単一の流下現象では表現できないのではないかとと思われる。

もう一つの予想は、下水道敷設への移行による粗度の減少疎通能力の増大などのために、貯留関数の K 、 p などがほとんど不連続的に変化するだろうということであるが、この場合、通常都市化の程度をしめす人口密度や土地利用 (あるいは不浸透面積率) はそう大きくは変化しないと思われるのでこの点も明らかにしたい理由の一つである。

現在別の目的で石神井川上流 (約 16 ㎢) について、きめのあらいシミュレーションをやっているが、これによれば下水道敷設域の 3 ~ 4 倍の K 値が予想される。総流出率は、図-46 に示すように 20 % 程度であるが、これは実際の不浸透面積率を測定して比較してみたい。恐らく排水路に接続された不浸透面積率を示しているのではないかとと思われる。なおこの整理は雨量計は流観地点 1 点であり現在他の地点のものを調査中である。



ピーク流出係数についてはあまり触れなかった。一応の整理を行ってはいるが、必ずしも十分でないので今回は割愛した。次回を期したいと思う。

この他、草地、芝地および造成地の浸透能に関する散水実験なども行っているが、それぞれ一箇所だけなので資料の集積をまって報告したい（この結果については文献(49)(50)など参照）。

また不浸透面積率の測定については別途われわれが行った検討があるので、巻末に付録としてのせておく。参照されたい。

お わ り に

読み返して、まだまだ触れたいことがあるのに気付く。それも年度末のこと故、期限にせまられたのが第一の原因であった。また内容についても木村俊晃氏の貯留閘数法の「講座」⁶⁾などに比べて説明が稚拙なののがっかりする。しかしこれについては始めから平明を目的にしたことでもあり、これは我慢できている。

主に都市での流出解析法についてまとめたが、現在の都市河川では、周知のように洪水問題だけではなく、水質汚濁の問題、親水機能の問題、そして地下水の枯渇の問題等多くの解決しなければならない問題を抱えている。その解析・検討、そして解決の方策としても本法の応用は十分将来性をもっていると考えられる。事実われわれはそのいくつかについて検討を行っている。

例えば、容易に挙げられるものでは、

1. 遊水池（治水緑地）、各戸貯留槽のシミュレーションによる治水効果の検討²⁾
2. 雨天時合流式下水道からの越流現象とその対策のシミュレーション²⁾
3. 都市域雨水による維持流量検討および地下水涵養¹⁾

などがある。今回は前述のように時間の制約もあって割愛したが、機会をみてまたまとめてみたい*。同よう本法がひろく、それぞれの方面の方に利用されることを望む次第である。

本書で主に扱った谷端川および桃園川両排水区の観測所は、下水道研究室が42年に開設したものであった。しかし下水道研究室は、当時徐々に処理関係の仕事が多忙をきわめ始め、そのため44年、当都市河川研究室の発足を機会に、本業務はゆずられることになった。

その意味で、まず第一に下水道研究室の諸氏とくに稲場紀久雄（現在下水道事業センター）、重松将位（都市河川研究室を経て現筑後川工事事務所）の両氏に謝意を表したい。

次いで、私のアメリカ留学当時頑張ってくれ、その後本研究室を巣立っていった松原重昭（当時研究員、現関東地建企画部企画課）および尊田継明（現筑後川工事事務所）の両氏にも深甚の謝意を表したい。その他現在も活躍中の山守隆、杉山勉両技官、そしてシミュレーションに力のあった山口和子技官の労にも謝したい。

また最後になったが、本調査にあたって、観測所の世話や資金面で非常にお世話になった東京都下水道局計画部の方々に対してはお礼の言葉もない。ここに記して感謝したい。

（山口高志記）

* なお2については本報の姉妹号土研資1019号も参照されたい。

参 考 文 献

- (1) 都市河川研究室：東京都における雨水流出量調査報告書 土木研究所資料 第678号 1970.
- (2) 山口高志，松原重昭，山守隆：都市流出調査報告 - 降雨損失機構の検討 - 土木技術資料 Vol. 13 No 10, 1970. 10.
- (3) 山口高志，松原重昭，山守隆：都市における降雨流出調査第2報 - 修正RRL法による流出推定 - 土木技術資料，Vol. 14 - 11, 1971.
- (4) 山口高志，松原重昭，山守隆：都市における降雨流出調査第3報 - 修正RRL法の実用化に伴う諸問題 - Vol. 15 No 7, 1973.
- (5) 山口，松原：都市域における洪水処理に関する研究 その1. 土木学会年講 s. 47. 10.
- (6) 山口，松原：都市域における洪水処理に関する研究 その2. 土木学会年講 s. 47. 10.
- (7) 山口，松原：都市域における洪水処理に関する研究 その3. 土木学会年講 s. 48. 10.
- (8) 山口，松原，杉山：都市排水施設に関する2, 3の考察，土木学会年講，s. 49. 10.
- (9) 山口，松原：実測資料からみた都市流出特性とその問題点 17回水理講演会，s. 48. 2.
- (10) 山口高志，松原重昭：都市流出の解析法とその発展，土木研究所資料 第704号
- (11) 山口高志，杉山勉：都市における降雨流出と排水施設 土木技術資料 Vol. 16 No 5, 1974.
- (12) 下水道協会および東京都下水道局：東京都における雨水流出量調査報告書 s. 47. 3.
- (13) 下水道協会および東京都下水道局：東京都における雨天時流出水の解析報告書 s. 48. 3.
- (14) 下水道協会および東京都下水道局：東京都における合流式下水道越流現象のモデル調査報告書 s. 49. 3.
- (15) L. H. Watkins : "The Design of Urban Sewer System" Road Research Technical paper, No 55, Dept. of Scientific and Industrial Research, London, 1962.
- (16) Michael L. Terstrip, John B. Stall : "Urban Runoff by Road Research Laboratory Method" HY 6, J. of ASCE, 1959. 11.
- (17) Michael L. Terstrip, John B. Stall : Storm Sewer Design - An Evaluation, EPA-R2-72-068, 1972. 10.
- (18) A. L. Tholin, Clint J. Keifer : "The Hydrology of Urban Runoff" SA2, J. of ASCE, 1959. 5.
- (19) 松原重昭，橋本健：表面流出についての現地実験とその解析 土木技術資料 Vol. 13
- (20) 土木研究所：48年度河川事業調査費報告.
- (21) 橋本健，佐藤一郎：面積雨量の精度と雨量観測所数，土木技術資料 Vol. 16 No 12, 1974.
- (22) 土木研究所：建設省における流出試験地 土研資 No 781, s. 47. 11.
- (23) 土木研究所，河川局：流出試験地調査成果報告書 s. 50. 1.
- (24) 庄内川工事々務所：庄内川流出試験地水文資料 s. 49. 3.
- (25) 山口，松原：都市域からの流出と洪水処理について 第26回建設省技術研究会講演概要 自由課

題 河川部門, 昭和47年11月

- ②⑨ 山口高志: 都市排水に関する一, 二の考察 河川 No.308 47.3
- ②⑩ 大沢, 山口, 松原, 西田: 合流式下水道の改良(滞水池方式)について 第11回 下水道研究
発表会 昭和49年度
- ②⑪ 松原重昭: 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 第16巻
5月号
- ②⑫ 東京都下水道局: 雨水流出に伴う河川汚濁調査報告書(荒川以東地域における) 1973年1月
- ③① 山口高志: 都市河川研究の現況と問題点 土木技術資料 16-1 (1974)
- ③② 建設省庄内川工事事務所: 昭和48年8月4日雷雨による水文及び浸水資料(資料編),
昭和48年10月
- ③③ 米政府研究文献シリーズ PRACTICES IN DETENTION OF URBAN STORMWATER
RUNOFF, Contract No. 3975 (6640-1), 1974.
- ③④ 山口高志: 浸透性舗装(Porous Pavement), 土木技術資料 16-6 (1974)
- ③⑤ 山口高志: 宅地開発等に伴う「防災調節池技術基準(案)」, 土木技術資料 17-1 (1975)
- ③⑥ Leonard Rice: Reduction of Urban Runoff Peak Flows by Ponding, J. of ASCE
IR 3, 1971. 9
- ③⑦ 建設省土木研究所: 静岡, 清水地区 49年7月豪雨災害調査報告一地域洪水防衛計画への接近一,
土木研究所資料 第965号, 昭和49年10月
- ③⑧ 木村俊晃: 貯留関数法, 土木技術資料 Vol. 3 No. 12 ~ Vol. 4 No. 7

〔附 録〕（文献13, 14より抜粋）

3-1 航空写真による不浸透面積率の測定について（文献13）

3-1-1 不浸透面積率の測定について

前に触れたように、計画段階では、不浸透面積率は適宜その地域の用途（住居・商業など）を勘案して、きめればよい。参考までに、最近の団地は30%，区画整理を行なった団地（独立住宅を含む）35～45%，谷端、桃園等一部商業地域を含んだ住宅地50～55%，駅前の商店街（豊橋）78%などがある。

しかし、ほぼ土地利用が固定したところ、また現在のOverflowについて数年間の降雨を適用して、検討したい場合などを含め、現在この種の資料が少いため、実際の数値が必要なことも多いと思われる。

現在考えられる方法としては、

- 1) 実際に現地で調査する方法。
- 2) 地形図（1/3,000程度）等より調べる方法。
- 3) 航空写真を利用する方法。

などであろう。しかし、1)は実際には、大変な作業になること、2)は、住居と道路のみが拾い上げられ、駐車場などが落される危険性がある。3)の場合にも校庭などがアスファルトなのか、土なのか、カラー写真でもない限り判定不可能な場合があるが、その入手の容易さと精度からいってこれが利用できれば非常に有効といえよう。

次に航空写真から不浸透面積率を測定する方法については現在のところ、次の三つの方法が考えられよう。

- 1) 図-2のように、不浸透域をスリつぶし、透明な厚紙にヤキツケ、自動面積測定機ではかる方法。
- 2) 図-2の黒い部分を切りとり、天秤でその重さをはかって定量から求める方法。
- 3) 適当なマス目または座標を航空写真上に設定し、乱数を用いて適当数サンプルし、その落下点の工種の別の分布より推定する方法。

本章では、この3)の方法について検討を行なったので、以下に報告する。

3-1-2 方法の説明

N個の成員からなる母集団があり、そのうち、A個が1 Aなる性質をもち残りB個がBなる性質をもっているとする（ $N-A=B$ ）。これからn個ずつ、 ${}_N C_n$ 組とり出す場合について述べてみる。

A個の中からi個、B個の中からj個（ $j=n-i$ ）とり出される組合せは、

$$F_i = {}_A C_i \cdot {}_B C_j = {}_A C_i \cdot {}_{N-A} C_{n-i}$$



图 - 2

であり、この比率の期待値 $E(p)$ は、 ($p = i/n$)

$$\begin{aligned} E(p) &= \frac{1}{N C_n} \sum_{i=0}^n A C_i \cdot {}^{N-A}C_{n-i} \cdot \frac{i}{n} \\ &= \frac{1}{N C_n} \cdot {}^{N-1}C_{n-1} \quad \because A C_i \cdot i = A \cdot {}^{A-1}C_{i-1} \\ &= A/N = P \quad \sum_{i=1}^n {}^{A-1}C_{i-1} \cdot {}^{N-A}C_{n-i} = {}^{N-1}C_{n-1} \end{aligned}$$

$\therefore E(p) = P$ (1Aの比率)

つまり期待値 $E(p)$ は 1A なる性質の比率 (P) と一致する。

また p の分散を $V^2(p)$ で表わすことにすると、これは

$$\begin{aligned} V^2(p) &= \frac{1}{N C_n} \sum_{i=0}^n A C_i \cdot {}^{N-A}C_{n-i} \cdot \frac{i}{n}^2 - \{E(p)\}^2 \\ &= \frac{N-n}{N-1} \cdot \frac{P(1-P)}{n} \end{aligned}$$

となる。

n および $N-n$ が大きいときこのヒストグラムは、

$$v = \frac{1}{\sqrt{2\pi} V(p)} \cdot e^{-\frac{(p-P)^2}{2 V^2(p)}}$$

なる正規分布にしたがうことが知られている。

よって母集団の比率を推定するのに必要なサンプル数を決定するには、サンプリング誤差(F)は次の式であらわされるから、

$$F = k \cdot \frac{N-n}{N-1} \cdot \frac{P(1-P)}{n}$$

$N-n \div N-1$ ならば、サンプル数(n)は

$$n = \frac{k^2}{F} \cdot P(1-P)$$

である。すなわち、

- ① 信頼度 (k 値) を決定する、② 1A の比率 P を予想する、③ F/P の値 (相対誤差) を決定すれば、サンプル数(n) は知れることになる。

○ 不浸透面積率(P) の測定について考えてみると、ランダムにサンプリングされれば母集団の大き

さ(N)は無限であるから、上記の $N - n \approx N - 1$ の仮定は満足され、またサンプルの大きさ(n)を十分大きくきめれば、比率 p の分布は上述の正規分布にしたがう。

3-1-3 実験結果

図-2に示すような不浸透域(不浸透面積率50%)を設定し、これを15,000点のデータに変換し、これをもとに次の2つの方法について実験を試みた。

(1) えたいサンプル数がえられる大きさの正方形 mesh を作りその交点を全てサンプルする方法(図-3(a))。

(2) ランダムな座標点をサンプルする方法(図-3(b))。

図-4、図-5は種々の大きさのサンプル数(n)について100回サンプルした結果を示している。これについてみると(1)の方法にくらべて(2)の方法の方がその分散の値は、母集団分布に近い値を示しており、また両者について正規分布(母集団分布)への適合性の検定を行なったところ、危険率5%で仮説(母集団分布と標本分布が一致する)は(1)の方法についてはすべて棄却された。

以上の検討は小サンプルの場合であるので、大サンプルの場合について(2)の方法の結果を図-6に示しておく、((1)の方法については、計算機の
サンプリング誤差
(信頼度95%, $k \approx 2$)

実験結果からみて、(2)の方法(ランダムな座標点をサンプルする方法)は、前述のサンプリング理論に近い分布がえられる不浸透面積率を測定するうえでもそのサンプリング結果の確率評価ができるものと思われる。

n \ 面積率	50%	70, 30%
600	±4.0%	±2.4%
800	3.5	2.1
1,000	3.2	1.9
1,400	2.7	1.6

3-2 S-Qカーブに関する検討

3-2-1 S-Qカーブの特性について

S-Qカーブ、すなわち下水管内貯留量(S)と下流端流出量(Q)の関係は、どういう流域因子に影響されるか考えてみよう。始めに本カーブの内容であるが、いうまでもなく、大きな流出量があるためには、管内貯留量も相当の大きさになる必要があることを示している。この特性については、一本のパイプを考えてもわかるが、同じ流出量を流した場合緩勾配の方が貯留量は大きい。施設設計基準があるが、やはり地形的に勾配が急なほど一般に配管勾配はきつい。これより、

(1) 地形勾配がゆるいほどSは大きくなるといえよう。

次に流域面積の大きさの影響であるが、管網密度がそれほど変化しないと考えると、流域面積が大きいほど幹線の規模が大きくなるし、またその勾配は相対的にゆるくなるのでSは大きくなる。

(2) 流域面積が大きいほどSは大きくなる。ただし、河川沿いに、雨水吐が並んでいるところでは幹線は大きくなりえない。こういう場合には、雨水吐毎に単位排水区を考える必要があろう。

次に配管方法（管網密度など）もやはり影響する。簡単な例であるが 2 屈の排水区に幹線が一本ある場合と二本とでは、後者は、1 屈の S とほぼ同じであるから、前者の S が大きい。

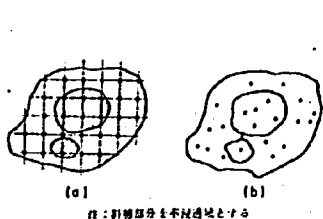


図 - 3

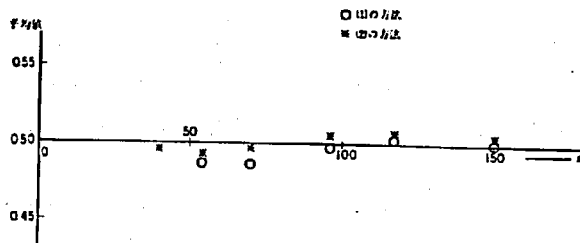


図 - 4 100 回の平均値

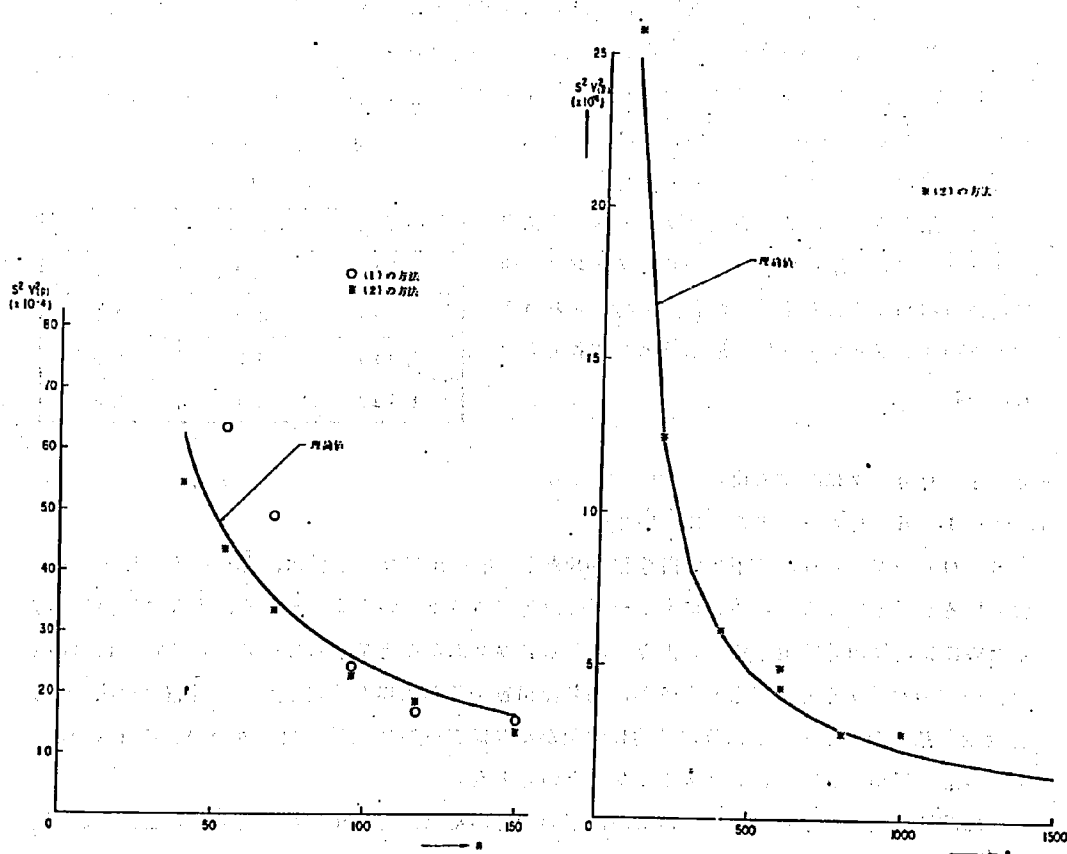


図 - 5 100 回の分散

図 - 6 200 回の分散

4.2 不浸透面積率の測定 (文献 14)

前年度、航空写真から不浸透面積率を測定する方法について検討した。色々な測定方法が考えられるが、中でも航空写真上に座標を設定し適当数サンプルする方法(具体的には、ランダムな座標点を焼きつけた透明なフィルムを航空写真にのせ、その座標点下の工種を判定する)は、比較的容易であり、また、この方法による不浸透面積率の測定値が正規分布することがわかっているの、その誤差もほぼ正しく評価できる。

以上の理由から、今年度はこの方法を採用し、検討を行なってみた。具体的には、都内数ヶ所を土地利用別に選定、カラーの航空写真を測定した結果が表-4である。この表の測定値誤差は、サンプル数が1000点程度であるので、不浸透面積率50%の場合、信頼度95%で±3.2%である(50%以上、あるいは以下の値については、この誤差以下)。工種の識別を容易にするのに、カラーの航空写真(縮尺1/5000)を用いたのであるが、屋根、道路は容易にわかるが、宅地内の工種については識別できないものが一部読みとられた。このものについては、現地調査をして地被を判定する必要があった。

不浸透面積率とかわかりが深いと思われる人口密度との関係を図-37に示す。この図にみるように、台東のように典型的な商業地域は別として、面積率と密度とに相関があると思われる。実際に排水計画を立案するにあたっては、不浸透面積率は、土地利用、居住形態、人口(人口密度)を考慮し適宜決定されるべきであろう。

表 - 4

	地 域 名	面 積 (ha)	人口密度 (人/ha)	不浸透 面積率(%)	備 考
1	善 福 寺 川 流 域	1,830	(164)	53.2	住,
2	谷 端 川 排 水 区	542	(280)	63.9	“, 豊 島 区
3	上 井 草	282	91	38.7	“, 練馬区と杉並区の境界部
4	高 円 寺	144	264	75.4	“, 杉 並 区
5	池袋西(要町周辺)	175	250	60.5	“, 豊 島 区
6	台 東	176	254	95.7	商, 台 東 区
7	出 山 橋 下 流	895	(163)	59.8	住, 善福寺川流域中央線南側
8	出 山 橋 上 流	276	(152)	48.9	“, “ 北側
9	武 蔵 野	659	170	44.0	“, 武蔵野市善福寺川排水区

()内は推定値

住: 住宅地

商: 商業地

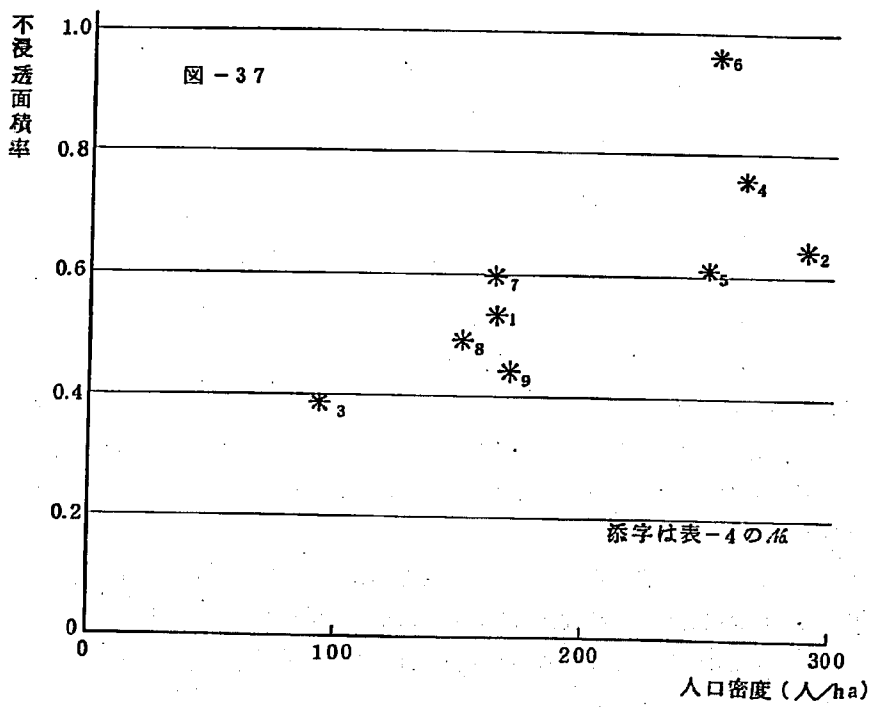


図 - 37