

雨天時下水の排除の合理化に関する調査

(資 料 編)

土木研究所 資料 第366号

昭和43年3月

建設省土木研究所

目 次

1. 調査要領	1
2. 調査区域概要	17
3. 観測地点概要	19
4. 調査成果	21
4-1 東京都谷端川下水道排水区	22
4-1-1 H-Q 曲線	23
4-1-2 雨水流出量調査	23
4-1-3 晴天時水量水質調査	40
4-1-4 雨天時下水水質調査	41
4-2 豊橋市花田排水区	45
4-2-1 H-Q 曲線	46
4-2-2 雨水流出量及び水質調査	47
4-2-3 晴天時水質調査	48
4-3 名古屋市田光排水区	51
4-3-1 H-Q 曲線	52
4-3-2 雨水流出量調査	53
4-3-3 晴天時水量水質調査	56
4-3-4 雨天時下水水質調査	56
4-4 名古屋市千年排水区	58
4-4-1 H-Q 曲線	59
4-4-2 雨水流出量調査	60
4-4-3 晴天時水量水質調査	62
4-4-4 雨天時下水水質調査	62
4-5 岐阜市清水川排水区	65
4-5-1 H-Q 曲線	66
4-5-2 雨水流出量調査	71
4-5-3 晴天時水量水質調査	75

4-5-4	雨天時下水水質調査	76
4-6	京都市中部第一排水区	79
4-6-1	H-Q 曲線	80
4-6-2	雨水流出量調査	81
4-6-3	晴天時水量水質調査	82
4-6-4	雨天時下水水質調査	83
5.	調査区域一般図	85

附 録

調査協力者氏名一覧表	92
------------------	----

雨天時下水の排除の合理化に関する調査

(参 考 編)

土木研究所「資料」第366号

昭和44年3月

建設省土木研究所

目 次

第1章	序 論	1
	参考文献	5
第2章	最大流出量算定公式の検討	6
§ 1	実験式と合理式について	6
§ 2	流出係数の求め方	10
§ 3	流出係数の性質	13
§ 4	流達時間について	25
§ 5	工種別の流出係数	35
§ 6	用途地域別の流出係数	41
§ 7	下水道計画と流出係数	46
§ 8	合理式の合理化	47
§ 9	今後の問題と結論	48
	参考文献	50
第3章	設計ハイドログラフ算定法について	51
§ 1	ハイドログラフ計算法と下水道施設設計への適用性	51
§ 2	損失雨量	53
§ 3	工種配置と流出のパターン	57
§ 4	下水管きよ配置と流出のパターン	61
§ 5	都市化の進展と流出のパターン	64
§ 6	結 論	66
	参考文献	68
第4章	雨天時下水の水質変動について	69
§ 1	降雨時下水の水質の時間変動のモデル解析	69
§ 2	降雨時下水の水質変動の実態	77
§ 3	汚濁物質の運動方程式	80
§ 4	雨水吐き室からの雨天時下水の放流状況	81
§ 5	希釈倍数の検討	84
§ 6	雨天時下水の処分方法へのアプローチ	88
§ 7	結 論	90
	参考文献	91
第5章	結 論	92

1. 雨天時下水の排除の合理化に関する調査要領

目 次

§ 1 調査の目的	3
§ 2 調査概要	3
§ 3 調査排水区域の要件	3
§ 4 調査地点（水位観測地点，採水地点）の要件	3
§ 5 調査方法および内容	4
(1) 排水区域特性調査	4
(2) 雨量調査	4
(3) 流出量調査	4
(4) 雨天時下水水質調査	6
(5) 調査人員と作業	7
(6) 一般的な注意	7
§ 6 整理作業	7
§ 7 調査報告書内容	8
§ 8 昭和42年度調査内容等	8
様式1～4	9
現場で使用する器具計器類	11
参考資料	14
雨天時下水の排除の合理化に関する調査について	16

雨天時下水の排除の合理化に関する調査

§ 1 調査の目的

流出係数と降雨強度、降雨継続時間、地盤工種等との関係、及び雨天時下水量とその水質の関係を検討し、下水道施設設計の合理化を計る。

§ 2 調査概要

モデル排水区を8ヶ所抽出し、抽出された排水区特性、降雨強度分布、流出量、雨天時下水の水質を調査する。原則として1排水区に2ヶ所の降雨観測地点、1～2ヶ所の水位観測地点、1ヶ所の採水地点を設置する。調査の種類は、次のとおりである。

- (1) 排水区域特性調査
- (2) 雨量調査
- (3) 流出量調査
- (4) 雨天時下水水質調査

(注) 降雨観測については4ページ参照

§ 3 調査排水区域の要件

- (1) 排水面積は、100ha前後（少くとも50ha以上）の範囲とする。
- (2) 数年間の供用期間をもつ通常の排水区域であること。
- (3) 排水区域と処理区域が一致していること。
- (4) 排水区域内の工種別面積比率が、8排水区相互間でかなり異なると思われる排水区であること。（P4の工種別区分を参照）

§ 4 調査地点（水位観測地点、採水地点）の要件

- (1) Back Water のかゝらない地点であること。
下流で相当広い排水区からの下水管渠と合流している場合には、その合流点より少くとも100m程度離れていること。
- (2) 上、下流少くとも50m望むらくは100m直線で定勾配、しかも1%より急勾配の地点であること。
- (3) 横流入の水量が水路流量に比して極めて少ない直線水路であること。
- (4) 上流に雨水吐、滞水池、遊水池等最大降雨流出量を減ずる効果を持つ構造物が存在しないこと。
- (5) 調査地点は、交通量がなるべく少いこと。

§5 調査方法および内容

(1) 排水区域特性調査

排水区域面積，排水区域内工種別面積，平均勾配排水区域総人口，人口密度，晴天時平均汚水量，晴天時平均汚水水質水洗化戸数，水洗化人員等を様式1に従って調査する。

工種別は，次の区分に従うこと。

- (a) 建物（屋根）コンクリート・アスファルト（高級舗装道路，駐車場等）
- (b) 簡易舗装
- (c) 未舗装道，間地，鉄道構内，運動場等
- (d) 公園，芝生，庭園，畑土等

(注) (a)排水区域総人口は，住民登録人口とする。

(b)晴天時汚水量，水質は，採水地点，水位観測地点で数回観測した平均値とする。

(2) 雨量調査

雨量計は，定常観測としては貯水型で良いが，少くとも10分間雨量が読みとれるように，日巻きの自記雨量計を使用すること。（参考資料参照）

雨量計設置に当つては，次の注意事項に留意すること。

- (1) 水位観測地点に近くて，管理の容易な地上の地点に設置すること。（調査排水区域内に設置のこと。）
- (2) 上昇気流や風の影響のある所は必ず避ること。
（例えば，屋上，丘の上など）
- (3) 地物（建物等）のそばに置く場合は，その地物の高さの4倍の距離を置くこと。
- (4) 受水口は，地上1mかそれ以上とする。

上記の定常観測以外に水位観測時に現地で2～3分間隔で雨量観測を行う。

現地での雨量観測には，6時間巻き貯水型雨量計を使用すること。

(3) 流出量調査

概 要

下水管の上部の観測用マンホールから水位を測定し，浮子によつて実測した流速を用いて，水位流量曲線を作成する。この様にして得た流量と雨量，排水区地表別面積のデータを用いて，流出係数，流達時間を明らかにする。

(1) 水位観測

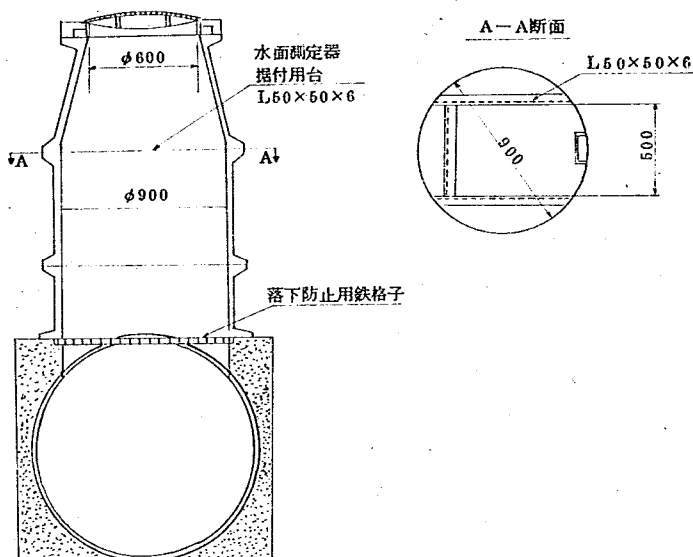
水位は2点で測定し，水面勾配をも求めることが出来れば最も望ましいが，§4の「調査地点の要件」を満足している地点であれば，1点でも差支えない。

§4の条件を満足する場合は1点，満足しない場合は2点で観測する。

a) 観測用マンホール

図に示す如き，観測用マンホールを作り，上から水面測定器によつて水位を測定

する。マンホールは3号又は4号マンホール程度の大きさのものとする。



b) 水面測定器

管内が暗いため、水面に接した時を電氣的に知ることができる様な形とする。市販品で、おもり付きのスチールテープを下し、水面に接した時に電流計に電流が流れるタイプのものがあり、値段は2万円程度である。(参考資料参照)

おもりは1kgとする。管内に風が相当ある場合は、スチールテープを棒にくっつけて測定する方がよい。

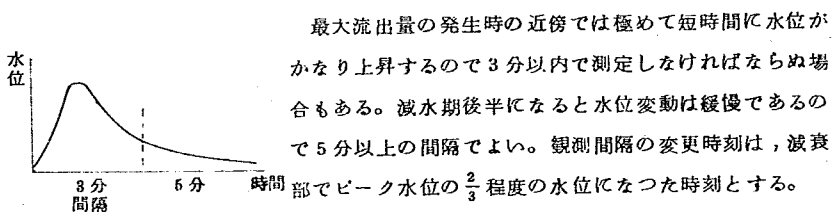
c) 測定方法

表面波の影響を出来るだけ少なくするため、測定器の先端が水面についている時間と離れている時間(電流が流れている時間と流れていない時間)とがほぼ等しくなる位置を捜し、水位とする。この様にすれば測定誤差をある程度小さくできると思われる。

d) 観測間隔

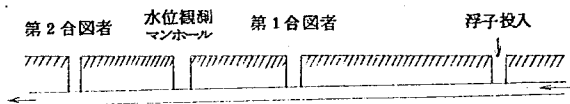
降雨開始前.....20分毎

降雨開始後.....原則として3分間隔とする。



(ロ) 流速観測

流速は浮子を用いて実測する。



浮子を見て合図者が合図し、その合図を見てストップウォッチを押す間の時間の遅れの影響をなくすために、計時を合図者以外の人間がするか、又は第1合図者が共に計時し、その平均をとるか、いずれかの方法をとる。第1合図者と第2合図者の計時には通常0.5～1秒の差がある。原則として後者を取る。

水位観測者は、浮子が流下してきた時の水位を必ず観測する。流速観測は、水位差10cmごとに行うこと。流速観測は数降雨についてのみ行うものとする。

使用する浮子のタイプは、棒浮子（発光浮子または蛍光塗料を塗つた浮子）とする。観測の際には、水深の5割程度の長さの浮子を使用する。

4, 5種類の長さの浮子を用意すること。

(ハ) 水位－流量曲線の作成

水位及び流速の実測データより、水位－流量曲線を作成する。流量データについては、増水期と減水期では同じ水位でも流量が異なる可能性があるため、増水期と減水期のデータは区別できる様にプロットすること。

水位－流量曲線作成に当つては、水力特性曲線を参考とすること。

(注) 水位－流量曲線が実測より求まらない場合には、各流速観測結果より粗度係数を逆算し、その平均値を粗度係数とみなして計算によつて求めること。

(ニ) 晴天時汚水量の測定

降雨開始前の流量を必ず測定しておくこと。

(4) 雨天時下水水質調査

概要

降雨時の下水の水質を調査し、流出のパターンと雨水吐から河川等に放流される汚濁負荷との関係を把握するために行なうもので、最終的には、河川の汚濁を防ぐためには、晴天時汚水量の何倍まで処理すれば良いかを定めることを目的とする。

(1) 採水方法および採水間隔

採水方法は、採水器を使用するのは難しいと予想されるため、バケツ等で表面の水を採水する。

採水間隔は水位観測間隔と同様であるが、降雨開始前については、20分間隔で採水はするが、分析するのは降雨開始前1時間の試料のみとし、それ以前の試料は放棄する。他は水位観測間隔と同じである。採水地点は水位観測地点と同じであるか、あるいはなるべく近くであること。調査排水区以外の雨天時下水が流入する地点より下流で採水し

てはならない。

(4) 調査項目及び方法

調査項目は水温、気温、透視度、BOD、SS、VSS、脱酸素係数、DO、である。

水温 }
気温 } 全試料について行なう。
BOD }
SS }

VSS 3降雨の試料についてのみ行なう

DO 1降雨の試料についてのみ行なう。

(注) 日本水道協会地下水試験法(1964年版)による。

BOD 1般希釈法

SS 活性汚泥浮遊物(P310)の測定法のうち遠心沈澱法による。

VSS 活性汚泥有機性浮遊物(P313)による。

(5) 調査人員と作業

雨量観測は、定常観測であるから必ず計器の管理を行うこと。

水位観測係 2名 (1名は記録係)

流速 " 3名 (第1合図者、第2合図者、時計係又は浮子の投入係)

採水 " 2名 (1名は容器整理等)

雨量 " 2名 (1名は記録係)

流速観測は、数降雨についてのみであるので通常は6名で観測班を構成する。

(6) 一般的な注意

(1) 観測にあたっては、観測者氏名、観測開始時刻、観測時の時刻を記入すること。このために適当にデータ記入用紙を作ること。

(2) 雨天時下水の採水時間間隔と水位観測時間間隔を一致させること。採水時刻を忘れないようにすること。

(3) 流速観測時には必ず水位観測を行うこと。時刻が一致していることが必要である。

(4) 作業の安全に留意のこと。できれば防御棚等を設けること。

§6 整 理 作 業

(1) 排水区域特性調査 様式1による。

(2) 雨量調査

各10分間雨量を降雨強度に換算し、様式2に記入する。

(3) 流出量調査

水位Hを水位流量曲線より流量Qになおす。これを次式によつて降雨強度に換算し様式3に記入する。

H (m), Q (m^3/sec), A (排水区面積 m^2)

(a) $H-Q$ Curveより H を Q に換算

(b) $\frac{Q}{A} \times 3.6 \times 10^6 \frac{mm}{hr}$

(二) 雨天時下水水質調査

様式4に記入するBOD, SSについては, 負荷量も記入する。流量は, 流出量一時間曲線を様式3の結果より求めて推定すること。

§ 7 調査報告書内容

調査地点の概況(詳細に), 調査地点の下水管渠の縦横断面図, 排水区一般概況図(観測所地点記号●水位観測▲雨量観測を記入)

様式1~4, 降雨量の記録紙, 水位流量曲線その他必要と思われる事項

上記の項目は必ず報告書に収録すること。

§ 8 昭和42年度調査内容等

(1) 調査都市

名古屋市	2	排水区
京都市	2	"
豊橋市	1	"
岐阜市	1	"

(2) 調査内容

§ 1 ~ § 7 のとおり

(3) 観測期間

観測期間は, 各都市へ別途通知する。

(4) 報告書の提出期限

昭和42年11月30日までとする。

様式 1

排水区特性調査

排水区名称	総面積	工種別面積				総人口	人口密度	平均勾配		晴天時汚水 平均水量	晴天時汚水 平均水質		総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	備考	
		(a)	(b)	(c)	(d)			地盤	水路		BOD	SS					
○排水区	(ha) A	(ha) A ₁	(ha) A ₂	(ha) A ₃	(ha) A ₄	(人) P	(人/ha) P/A			(mm/hr)	(ppm)	(ppm)					
記入上の注意		P.4 の(a)～(b)に対応 $A = \sum_{i=1}^4 A_i$				住民登録人口				降雨強度 に換算の こと 観測月日 明記	観測月日 を明記の こと						

様式 2

調査月日

雨量調査

時刻 項目													
10分間 雨量													
降雨強度													

注(1) 様式2は、定常観測資料のためのもの。現場観測資料のための様式も同様とするが、この場合は、2分30秒間の雨量のよみを記入すること。

様式 3

調査月日

流出量調査

項目	降雨開始前			降雨開始後									
水位													
流量													
降雨強度単位 への換算値													

様式 4

調査月日

雨天時下水水質調査

水質項目	降雨開始前			降雨開始後									
BOD													
BOD負荷量													
SS													
SS負荷量													

現場で使用する器具計器類

1. 貯水型自記雨量計 1 台 (日巻き)
2. 水面測定器 1 台
3. 棒浮子 (発火浮子) 数個
4. 現場雨量測定 …… 6 時間巻き貯水型自記雨量計
(日巻き貯水型自記雨量計を改造)
5. 採水用バケツ 1 ヶ
6. 採水ビン (採水した水を保存するビン) 多数
7. ボール、懐中電燈
8. ストツプ・ウオツチ
9. その他安全具

データ整理要領と報告書内容について

9月台風期も峠を越し、調査も最終段階に入りました。関係者諸氏のご努力に敬服するとともに、心から感謝いたします。

いよいよ本報告書作成の準備を急がねばなりませんので収集されたデータ等下記要領で整理し、生データと一緒に既定の期日までにご送附下さようお願いいたします。

記

(1) 報告してほしいデータなど

- 調査要領 8 ページ第 7 節に述べてあるもの。
- 各種の生データ（整理されたデータのチェックに使います。）
- 6 時間巻き雨量計のデータも生データを送附されたい。
- 生データ類には、観測月日、時刻を明記すること。
- 晴天時通日水量水質調査データ

(2) データ整理要領

様式 1～4 の整理要領は、調査要領 7 ページ第 6 節を参照

流出量 Q は、観測流量 Q' (= 雨水量 + 汚水量) から汚水量を引いた差であり、これを降雨強度単位に変換すること。

要領 7 ページでは、この点が述べてないので補足する。

降雨量も強度に換算、なるべく 6 時間巻き雨量計のデータを使うこと。（但し強雨の場合のみ 6 時間巻きによることを原則とし弱い雨の場合日巻きによる。6 時間巻きの場合 2 分 30 秒おきに読み取り、これを強度に換算する。日巻きの場合、なるべく 5 分ごとに読み取り、強度に換算する。したがって様式 2 の 10 分間雨量と記した 10 分間にこだわる必要はない。

降雨量と流出量との換算値を適当なスケールでグラフに図示する。

流出係数の算定は、次のように統一して求める。

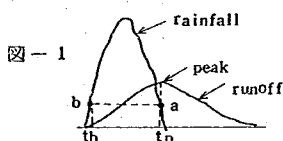


図-1

図 1 のような図が、得られる。peak discharge, q_p 時 t_p の時点での降雨強度 a と等しい peak 前の時点 t_b を求める。
 $t_b \sim t_p$ 間の平均降雨強度を求める。求めた平均降雨強度 i_{av} と peak discharge, q_p との比 q_p/i_{av} を流出係数とする。

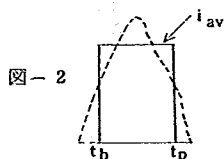


図-2

Multi peak の図-3 のような降雨の場合、単一降雨に分離する。

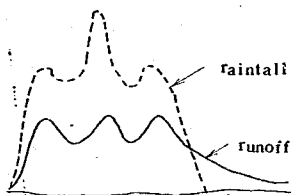


図-3 multi peak

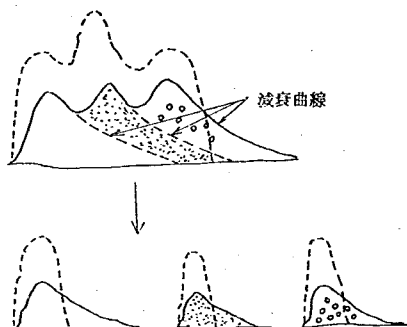


図-4 分離

分離する場合、ハイドログラフ減衰部が指数函数的減衰をすることから、その函数形 ae^{-bt} を求め(対数紙による)その形をもとにして分離する。分離した各の単一ピークの降雨をもとに流出係数を求める。

求めた流出係数は、観測月日とともに一覧表にまとめる。降雨時水質変動は、水量と水質の関係を図にかくだけでよい

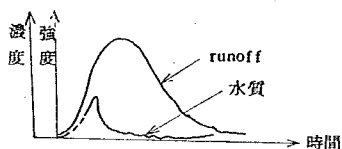


図-5 水 質

(3) 報 告 の 形 式

(1), (2)で求めた程度の内容を報告してもらいたい。

形式については、とわない。なるべくわかりやすくまとめて報告してもらいたい。

各市で作成される本報告書の内容は、どのようなものでもよい。今回提出を求めている資料等は、各市の正式報告書とは関係ないものである。

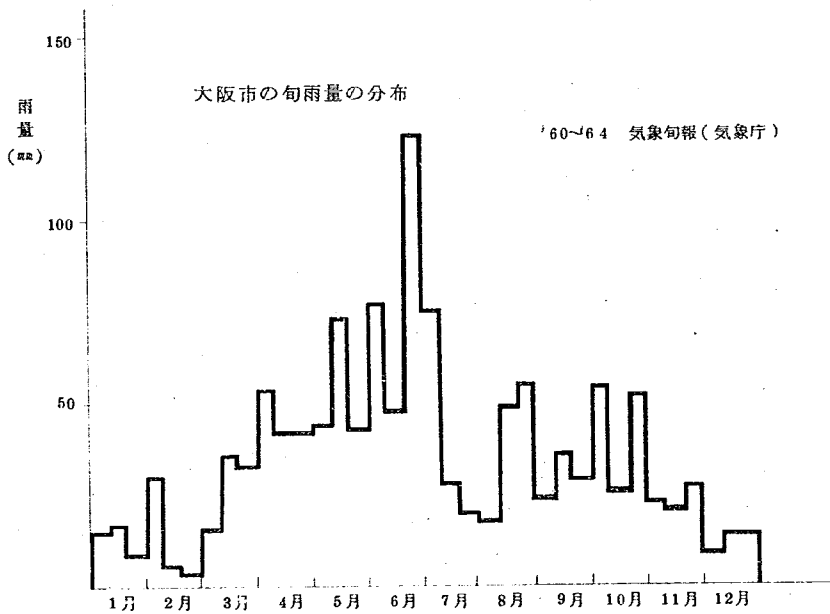
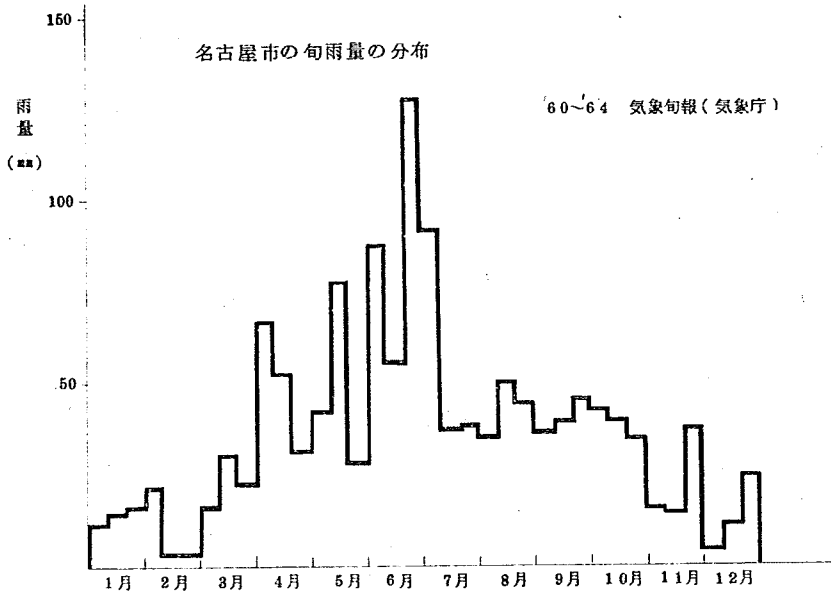
(4) 期 日

調査要領 8 ページで定めた期日 11 月 30 日まで

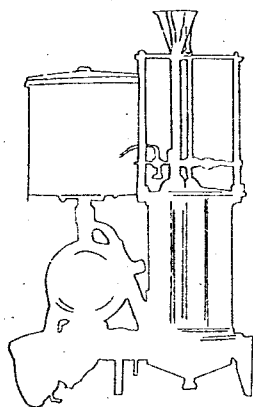
以 上

(追)。H-Qカーブのコピーの提出の件は厳守されたい。

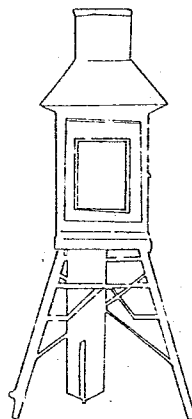
参 考 資 料



自記雨量計(転倒桁型金属サイホン付)

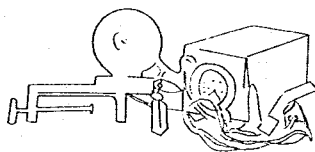


自記雨量計カバー



高さ 約164㎝

電気式水面測定器



雨天時下水の排除の合理化に関する調査について

1 調査排水区について

調査排水区は、表-1のとおりである。

2 調査期間

自昭和42年6月1日 至昭和42年
10月31日

3 調査要領の補足

(1) 晴天時汚水量、水質の測定について

汚水量及び水質の時間変化を把握し、雨天時下水流量雨天時汚濁負荷量から晴天時の各値を差し引かないと雨水のみによる影響が求められる。

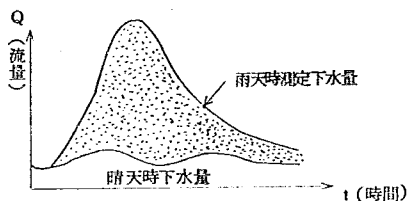


図 - 1

従つて晴天時汚水量、水質の時間変化を把握するため、少くとも1回は、通日の流量、水質調査を行うこと。観測間隔は、1時間とする。晴天時水質調査項目は、水温、気温、BOD、SS、VSSとする。

4 要望事項

(1) 作成したH-Q曲線の使用に当つては、土木研究所下水道研究室の了承を得ること。

5 その他

データ解析についてもご協力ねがいたい。解析方法等については、後日詳細に通知する予定である。

表 1 調査排水区名

委託の区分	都市名	排水区名
委託	豊橋市	花田
	名古屋市	田光
	岐阜市	千年南部
	京都市	清水川
直轄	東京都	吉祥院
		中部第一
		谷端川

2. 調 査 区 域 概 要

2 調査区域概要

都 市 名	調査排水区名	用途地 域名称	総 面積	工 種 別 面 積				総 人 口	人 口 密 度	平 均 勾 配		晴天時 平 均 汚 水 量	晴天時平均水質		総 戸 数	水 洗 化 戸 数	水 洗 化 人 口	最 長 降 雨 続 日 数	最 長 無 降 雨 続 日 数
				(a)	(b)	(c)	(d)			地 盤	水 路		BOD	SS					
		住居・住居 専用・準工業 特別工業他	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(ha)	(人)	(人/ha)	(%)	(%)	(mm/hr)	(ppm)	(ppm)			(人)	(日)	(日)
東 京 都	谷 端 川 幹 線		5406	(056)	2952	(045)	2454	120000	2221	148	2.7	0.65	1346	1849	41807	—	—	33	50
豊 橋 市	花 田	工 業	105066	(034) 35766	(010) 1016	(050) 5240	(006) 674	12160	116	90	17	0.71	126	160	2945	2060	10140	—	—
名 古 屋 市	田 光 幹 線	住 宅	5126	(031) 1570	(008) 418	(054) 2774	(007) 374	9920	193	73	2.3	0.56	569	846	2832	2492	8730	45	40
名 古 屋 市	千年南部幹線	港 湾	8128	(055) 4459	(002) 162	(038) 3052	(005) 454	12317	1515	149	1612	0.88	634	511	3242	1700	7768	45	40
岐 阜 市	清 水 川	商 業	1064	(073) 780	(007) 70	(013) 140	(007) 74	24568	231	1	17	0.812	702	42	6462	4943	19831	32	39
京 都 市	中 部 第 1	住 宅	6778	(044) 2065	—	(028) 1894	(028) 1920	16945	250	7899	3.6	0.23	1506	71	3728	2233	10149	22	21

(注) (1) 工種面積区分は、次のとおりである。

- (a) 建物・コンクリート・アスファルト
- (b) 簡易舗装
- (c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等
- (d) 公園・芝生・庭園・畑土等

(2) ()内は、面積割合である。

(3) 総人口は、住民登録人口である。

(4) 晴天時平均汚水量、晴天時平均水質は、実測値である。

(5) 総戸数のうち東京都の値は、総世帯数である。

(6) 最長降雨継続日数、最長無降雨継続日数は各市の気象台設置以後の観測値である。

都 市 名	調査排水区名	住居専用地区	住 居 地 区	準工業地区	特別工業地区	商 業 地 区	緑 地 地 区	商業地区で 防火地区	合 計	備 考
東 京 都	谷 端 川 幹 線	ha 10679 % 19.77	288.15 53.40	6.23 1.16	68.28 12.64	68.60 12.60	1.35 0.25	1 0.18	540.6 100	

3. 観 測 地 点 概 要

3. 観測地点概要

都 市 名	排 水 区 名	観 測 地 点 概 要					雨 量 計 設 置 場 所 と 状 況	備 考
		管渠形状・規模	直線距離	勾 配	横流入状況	交通量状況		
東 京 都	谷 端 川	矩形 □ 6.0×3.3 m	400 m	3.86 ‰	極めて少い	交通量ほとんどなし	板橋第2小学校庭 真和中学校屋上 東京都第4建設事務所	水位上下流2点 観測(200m間隔)
豊 橋 市	花 田	馬蹄形 △ 1.8×1.65	150	1.7	"	"	羽根井処理場	水位1点観測
名 古 屋 市	田 光	円形 ⊙ 1.5	120	2.3	"	"	津賀田中学校	"
名 古 屋 市	千 年	円形 ⊙ 1.5	150	0.925	"	"	西築地小学校	"
岐 阜 市	清 水 川	台形 ▽ 6.0×0.7	200	1.7	なし	公園内で 交通量なし	微明小学校 気象台及び木曾川上流 管理事務所	"
京 都 市	中 部 第 一	円形 ⊙ 1.65	150	3.6	極めて少い	かなり多い	烏丸中学校	"

(注) 観測時に6時間巻き雨量計(貯水型・自記 1目2.5分)を現場に設置

4. 調 査 成 果

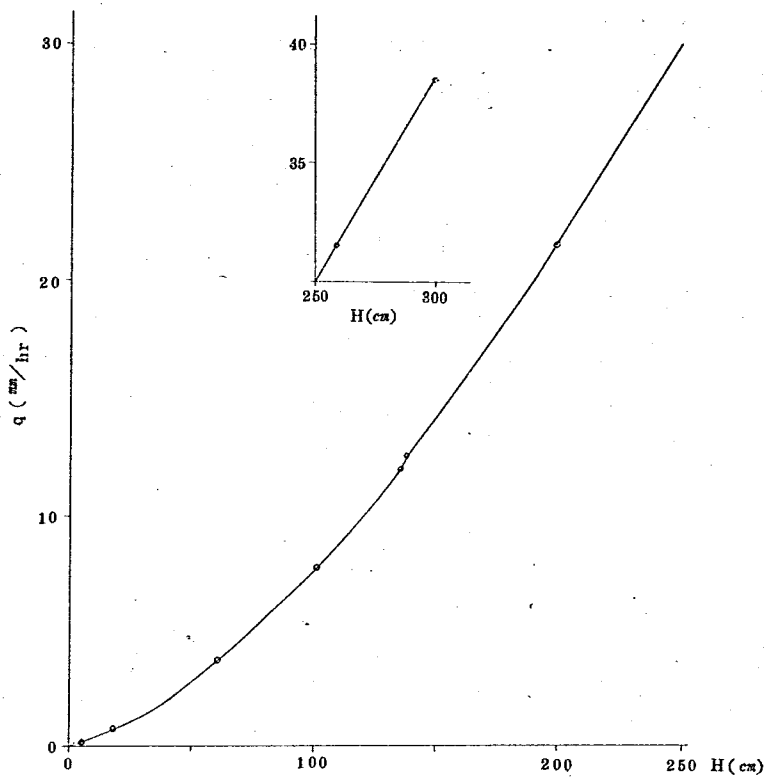
調 査 期 間 昭和 42 年 6 月 ～ 11 月

調 査 都 市 東京都，豊橋市，名古屋市，岐阜市，
京都市

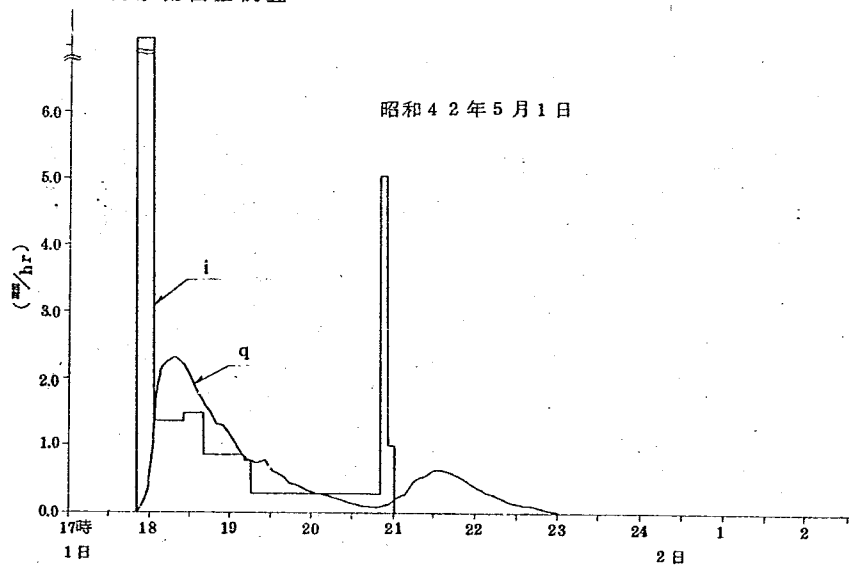
(注) 京都市吉祥院排水区で実施した観測の結果は，資料の信頼性が乏しいため資料編からは削除した。

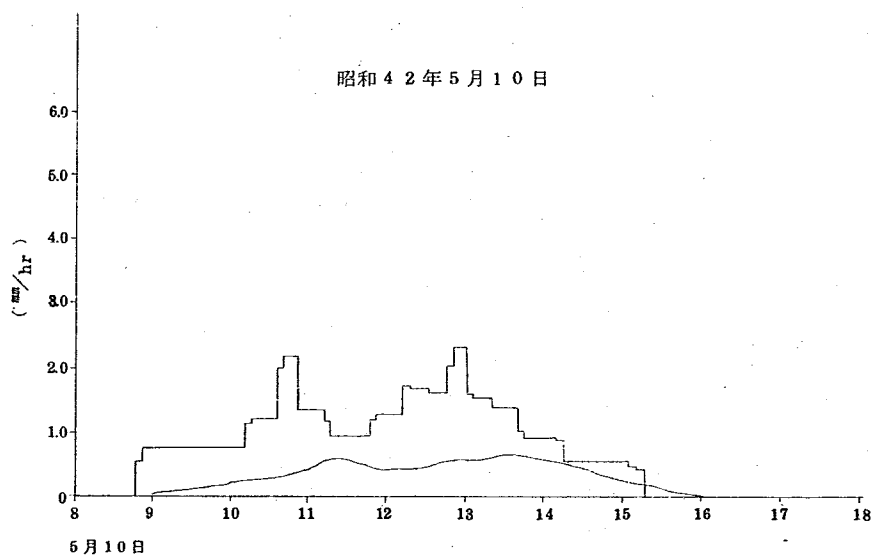
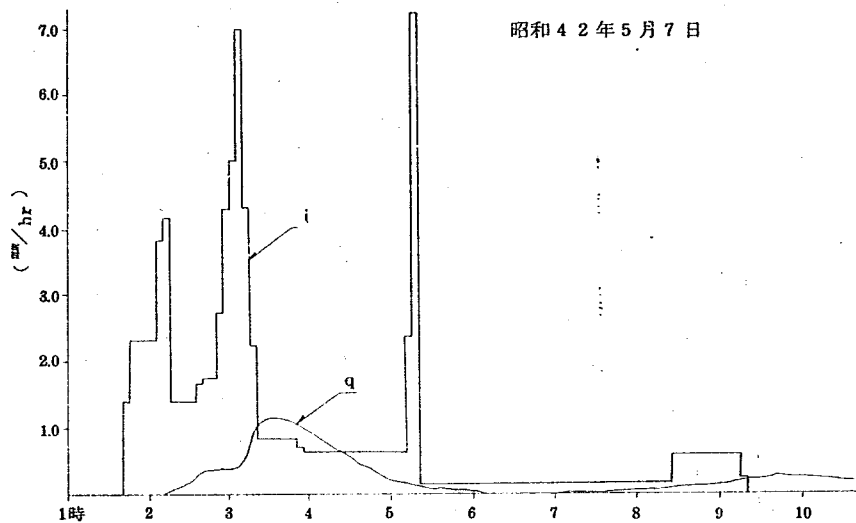
4-1 東京都谷端川下水道排水区

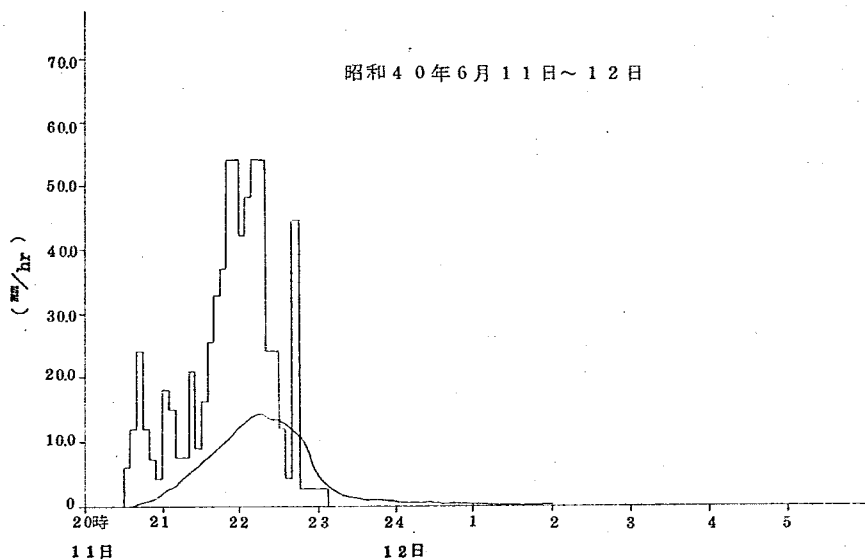
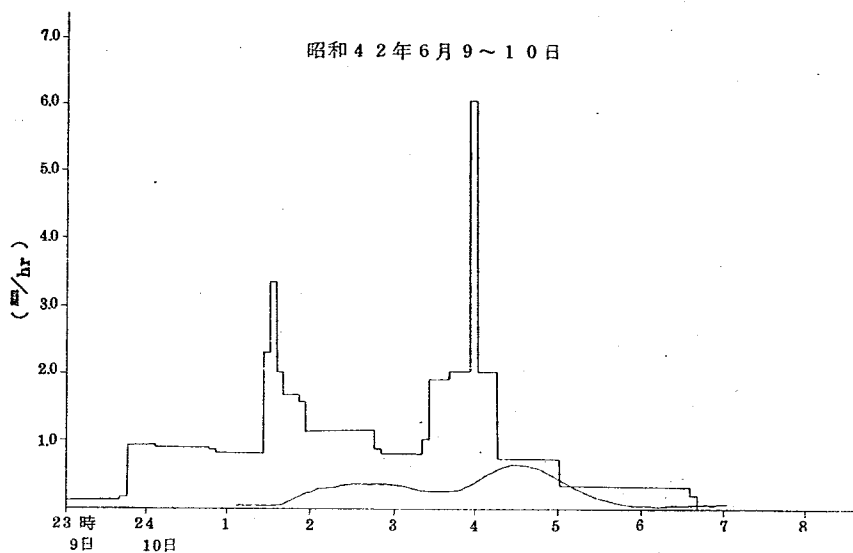
4-1-1 H-Q 曲線

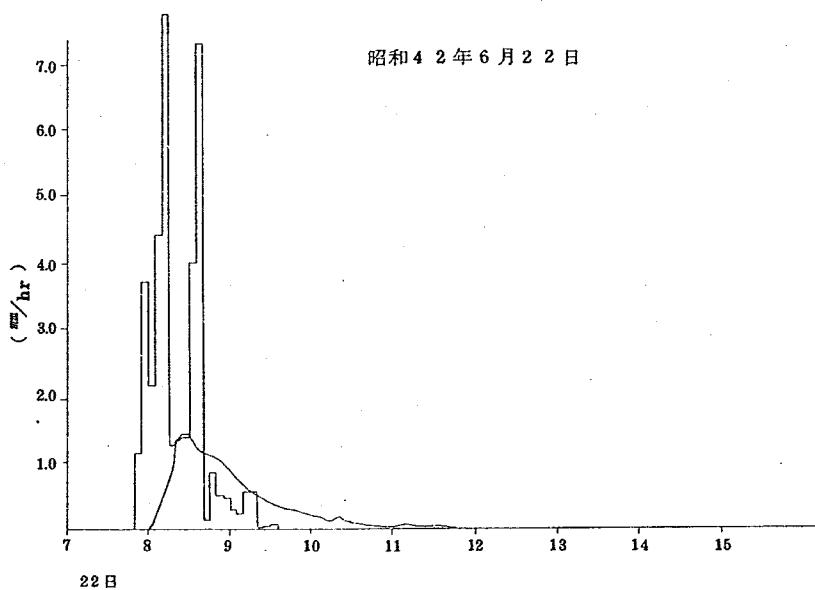
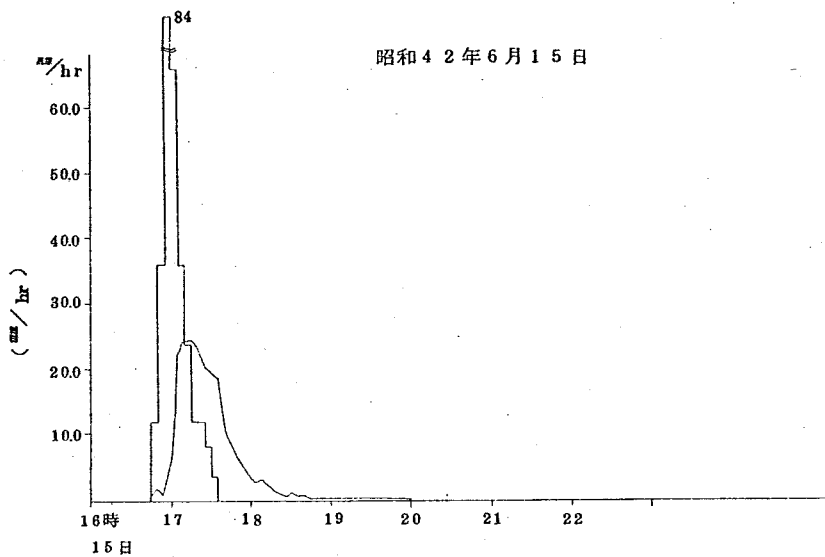


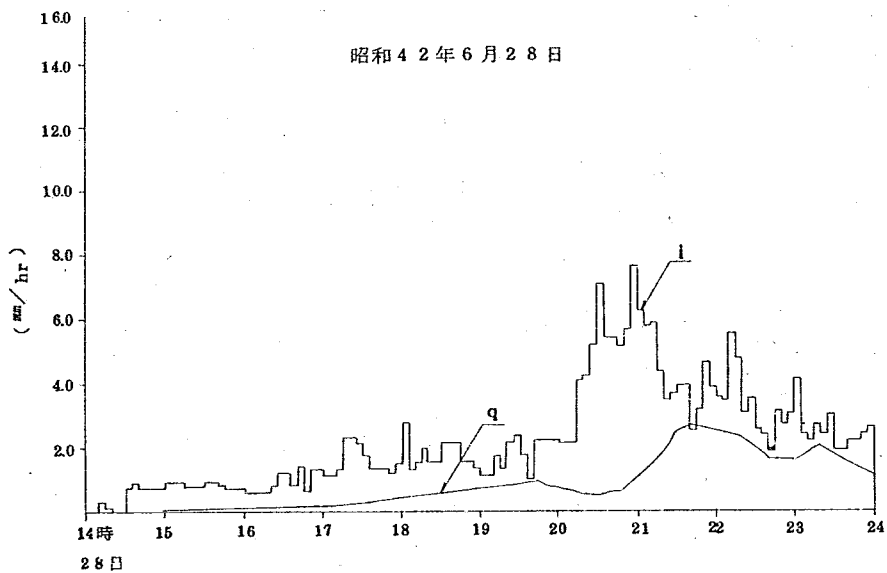
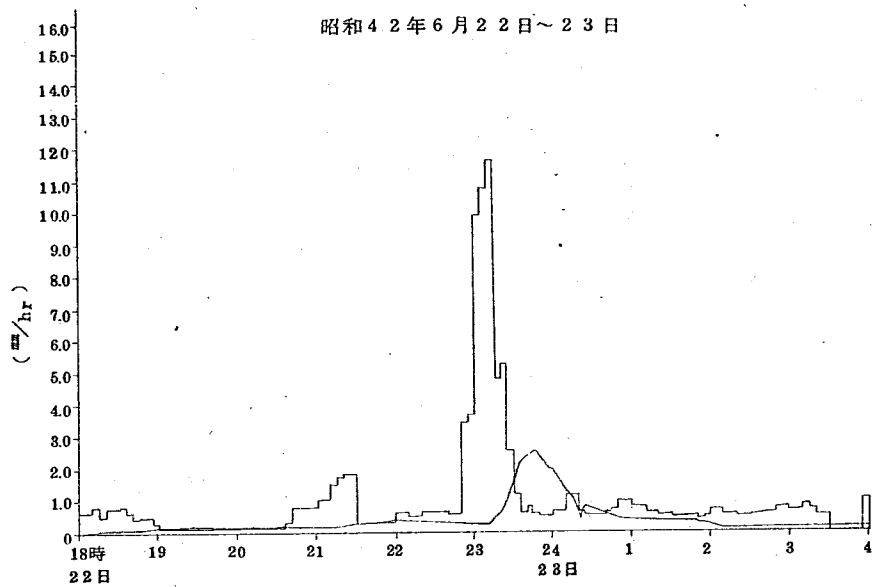
4-1-2 雨水流出量調査

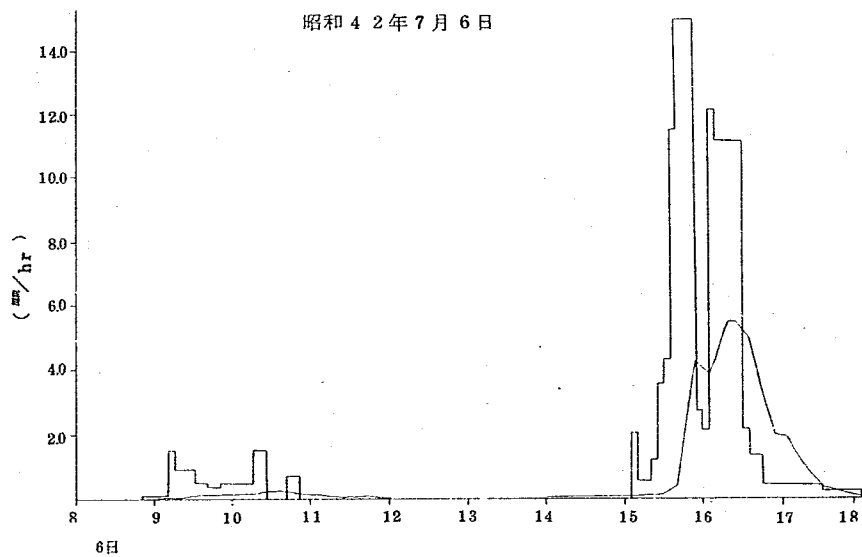
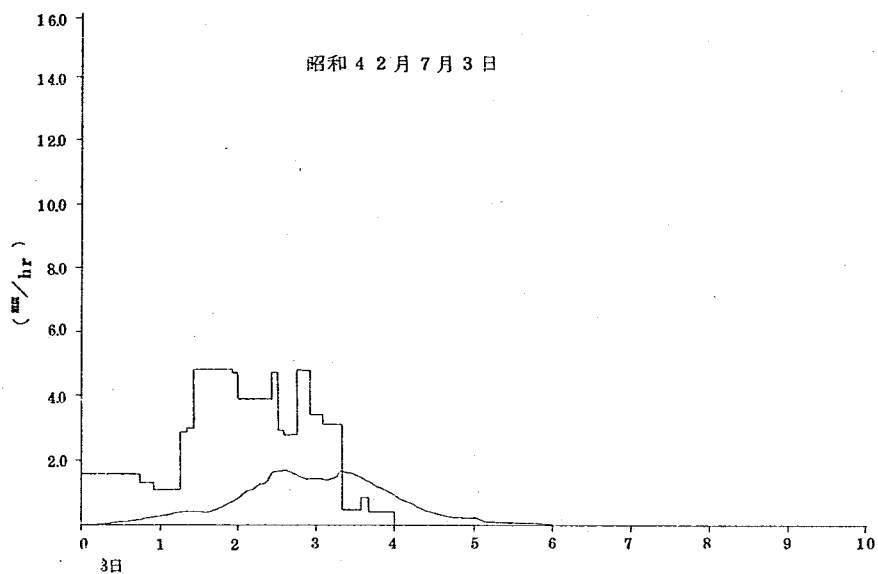


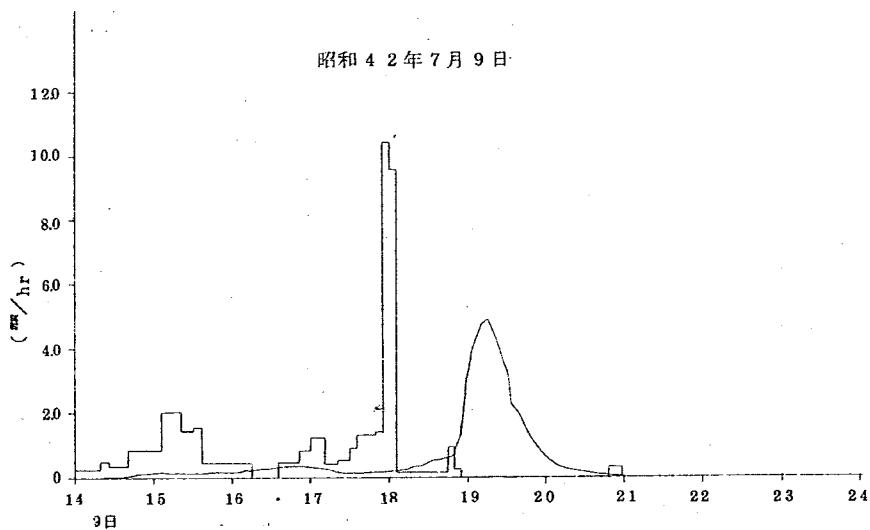
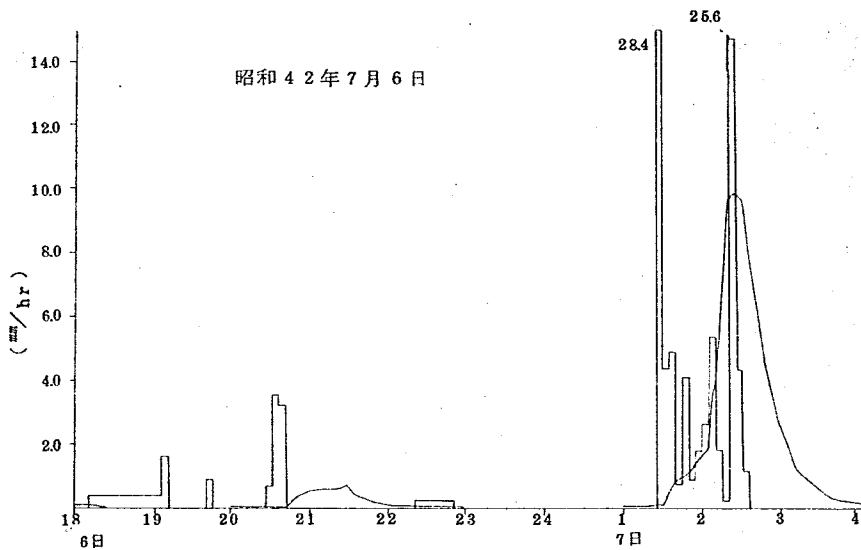


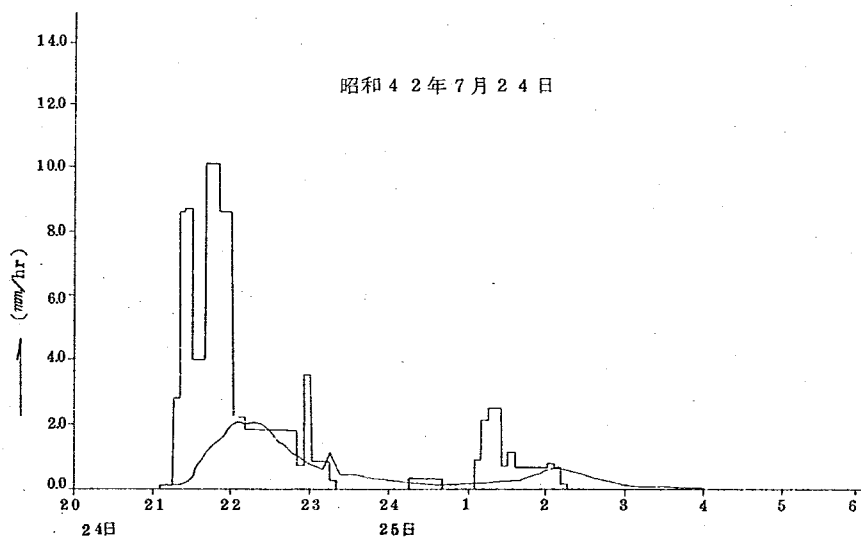
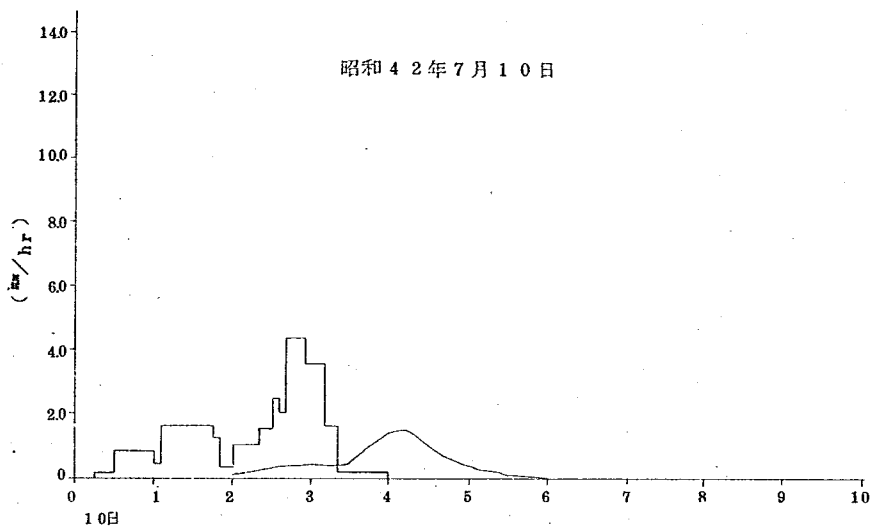




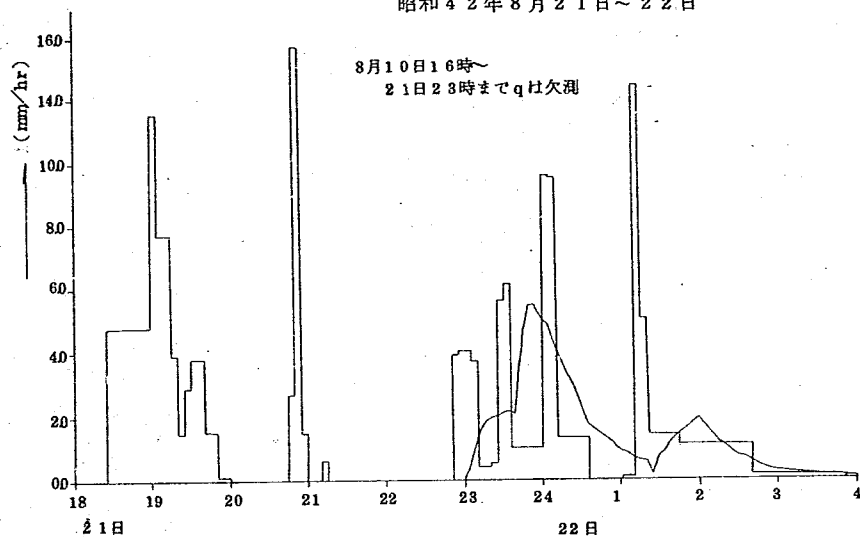




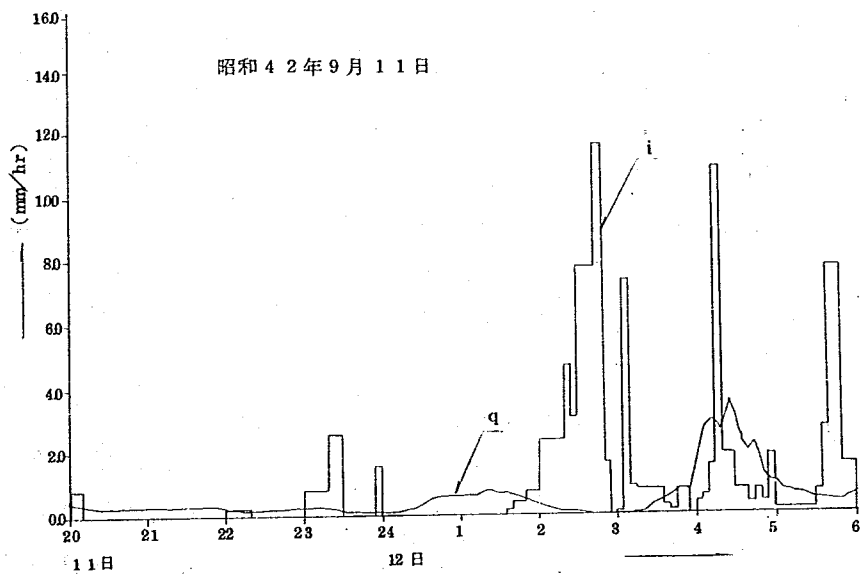


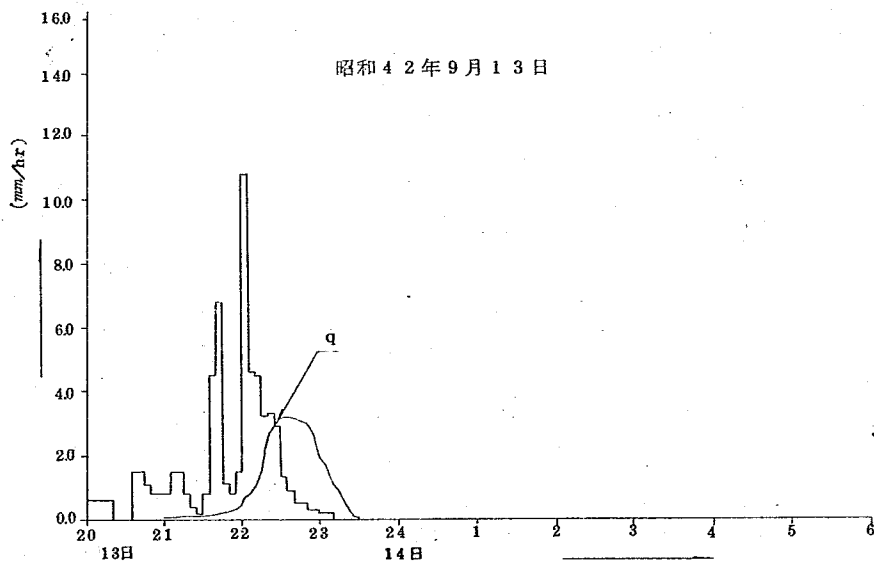
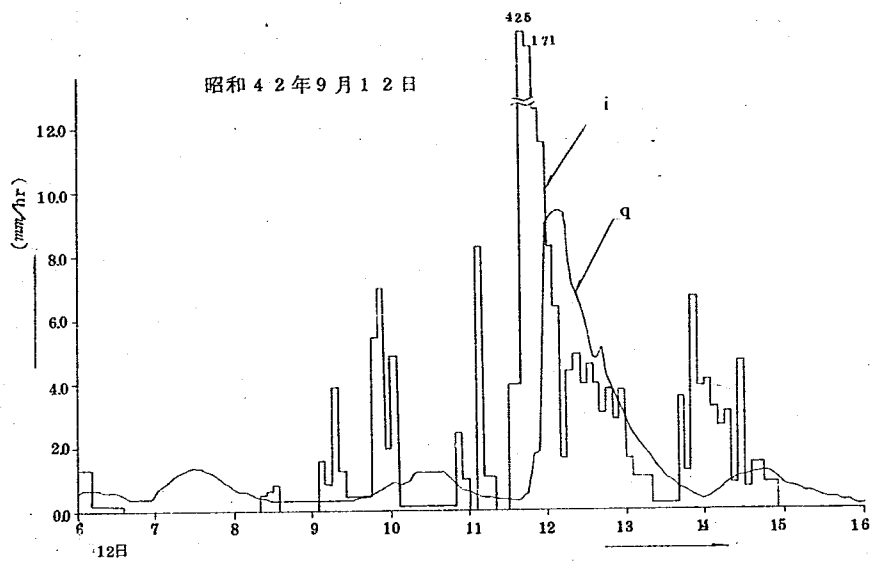


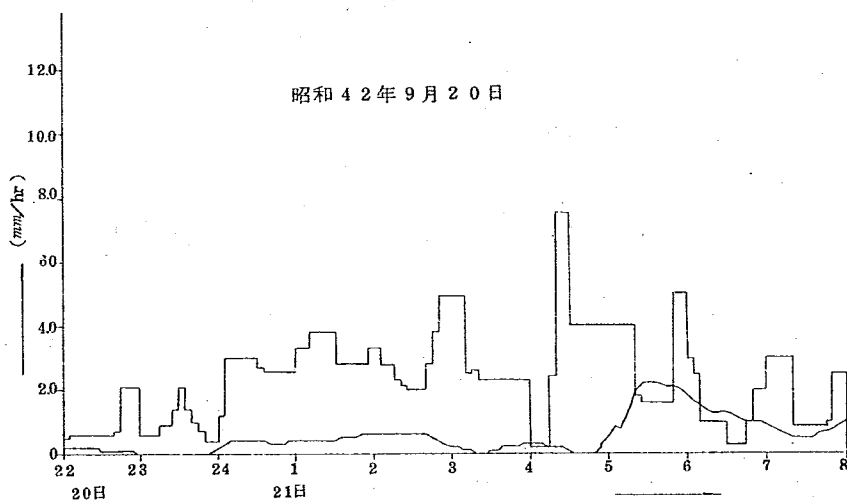
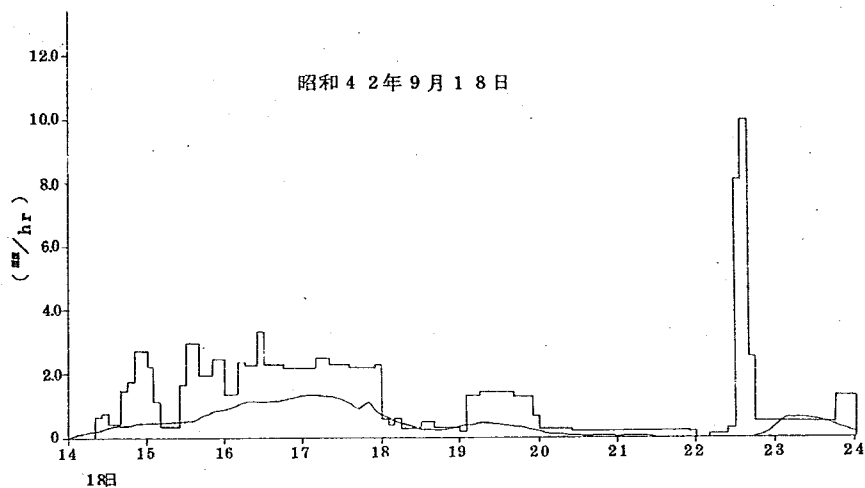
昭和42年8月21日～22日

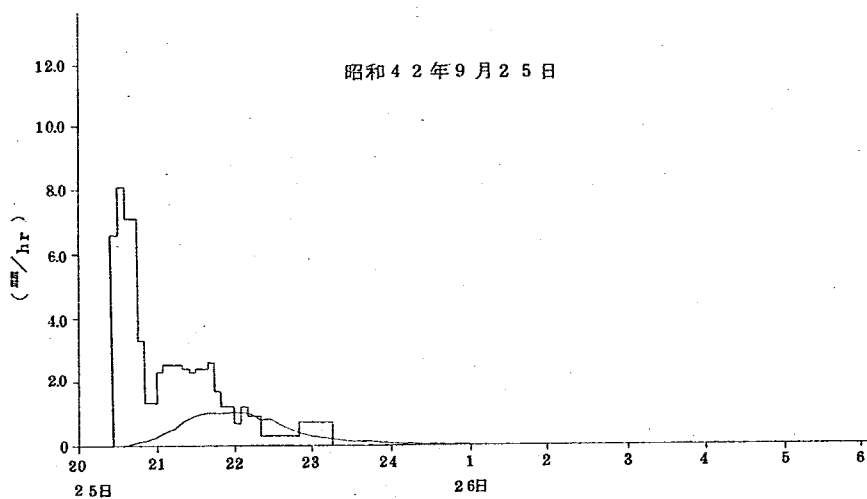
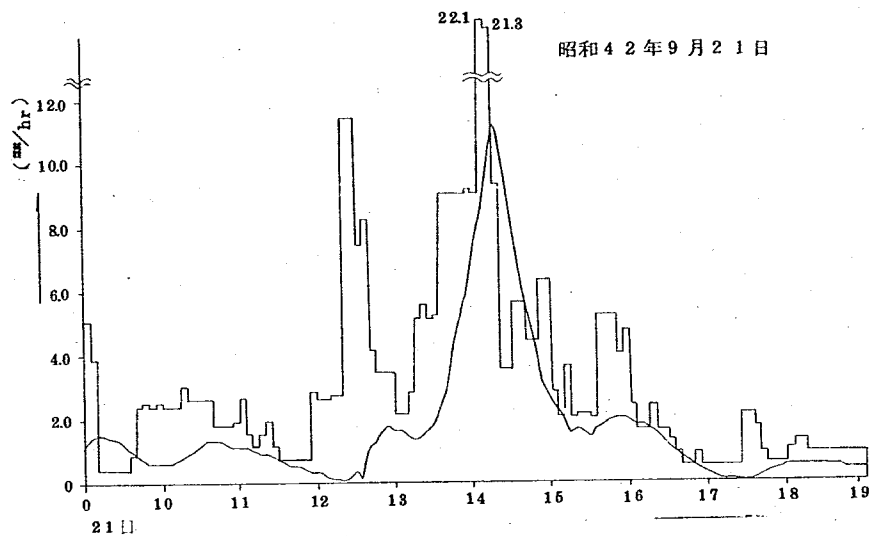


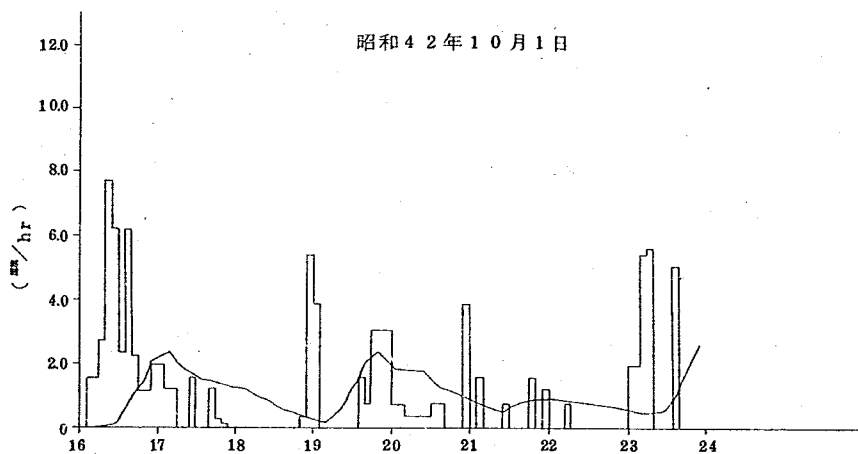
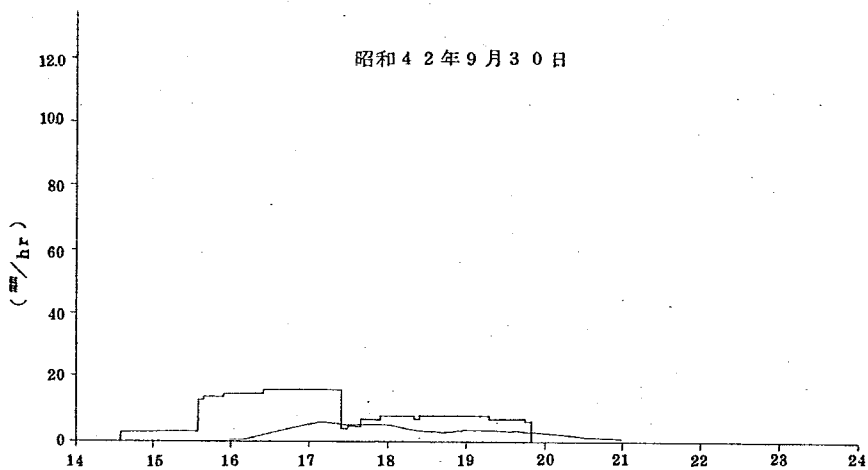
昭和42年9月11日

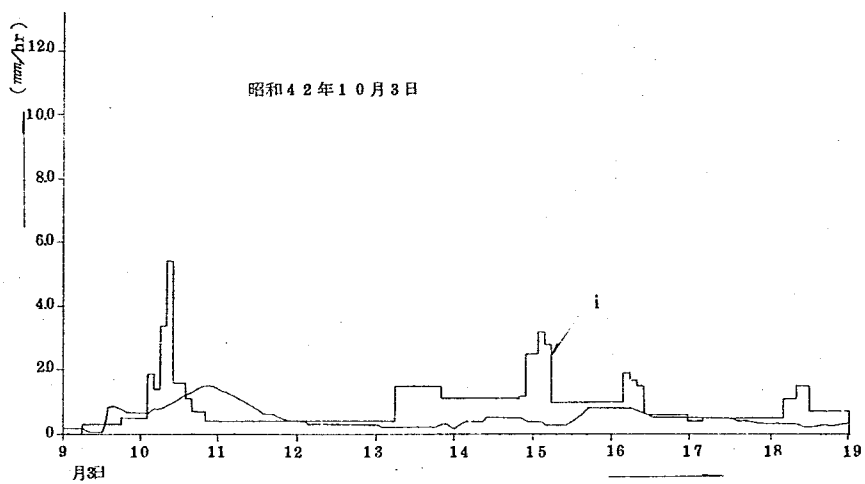
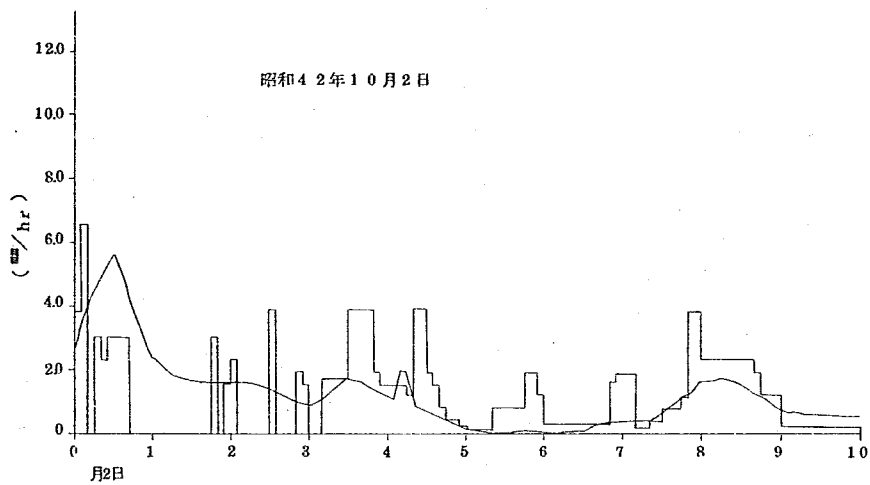


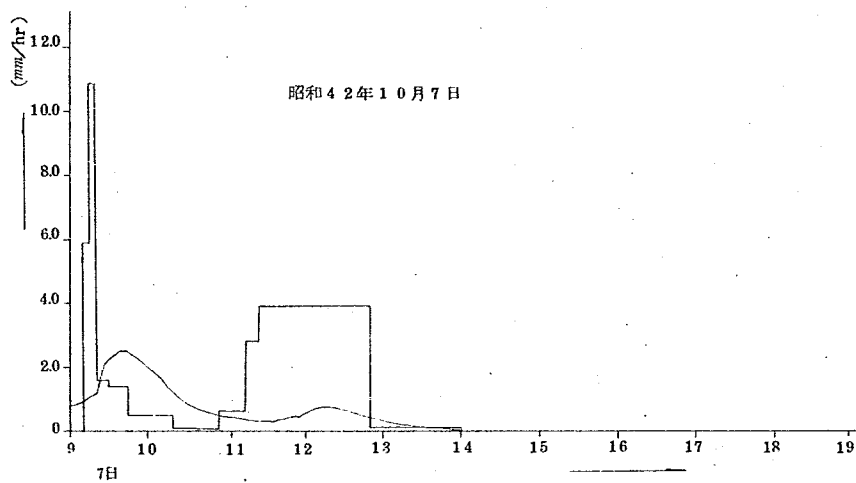
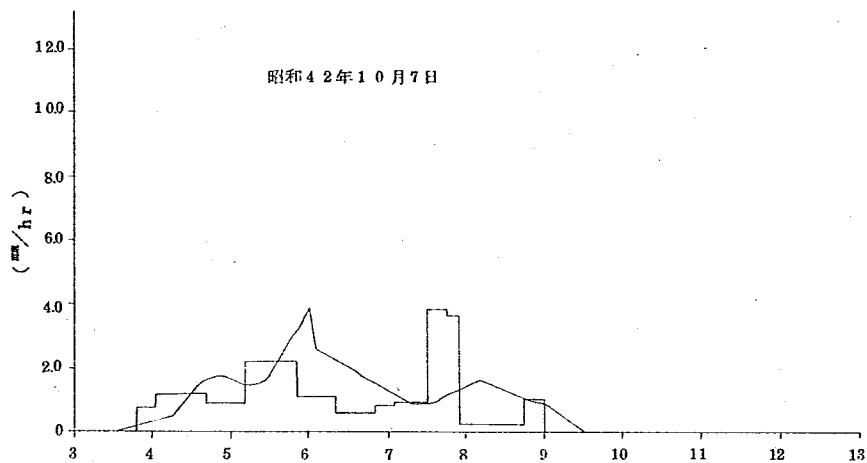


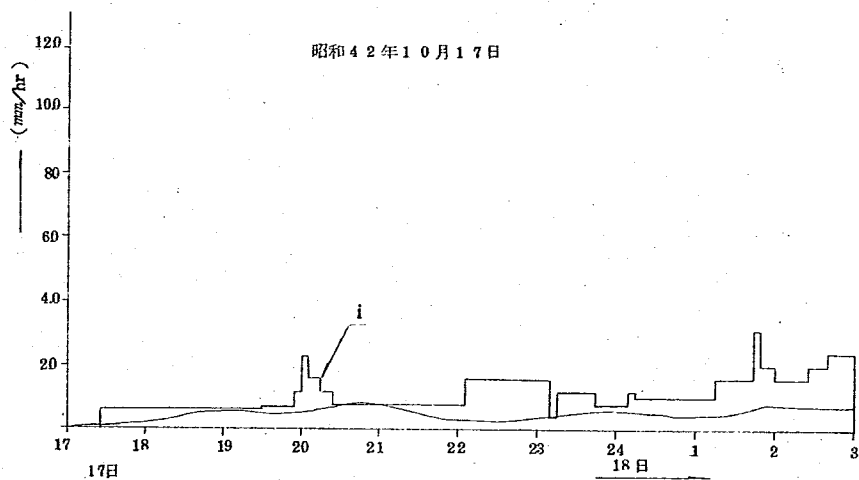
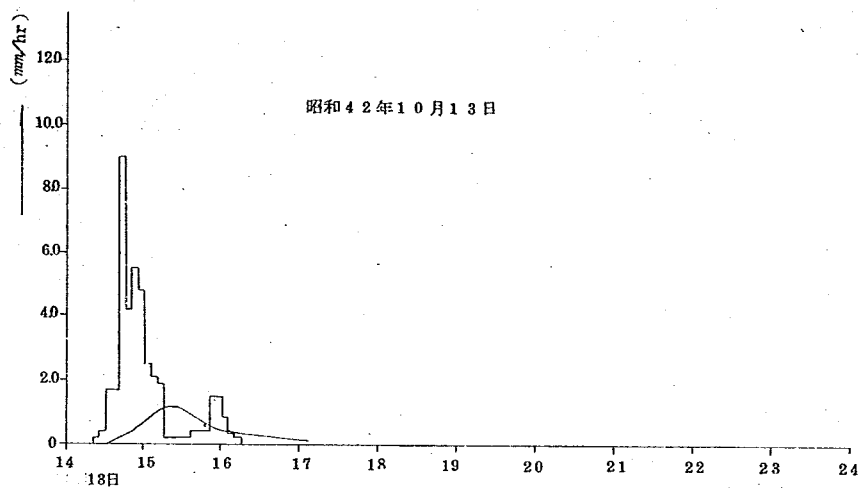


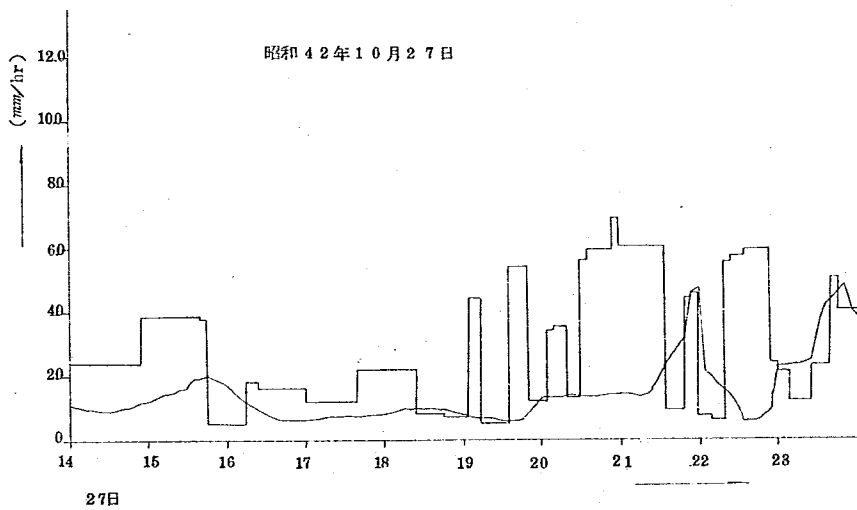
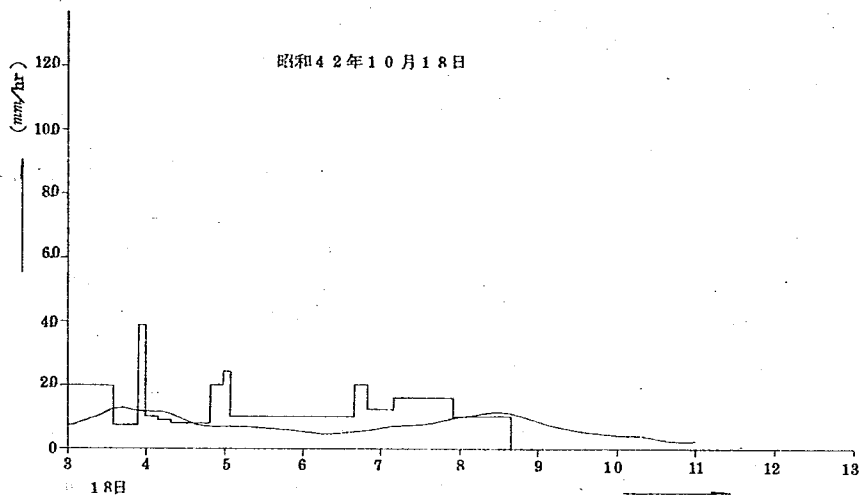


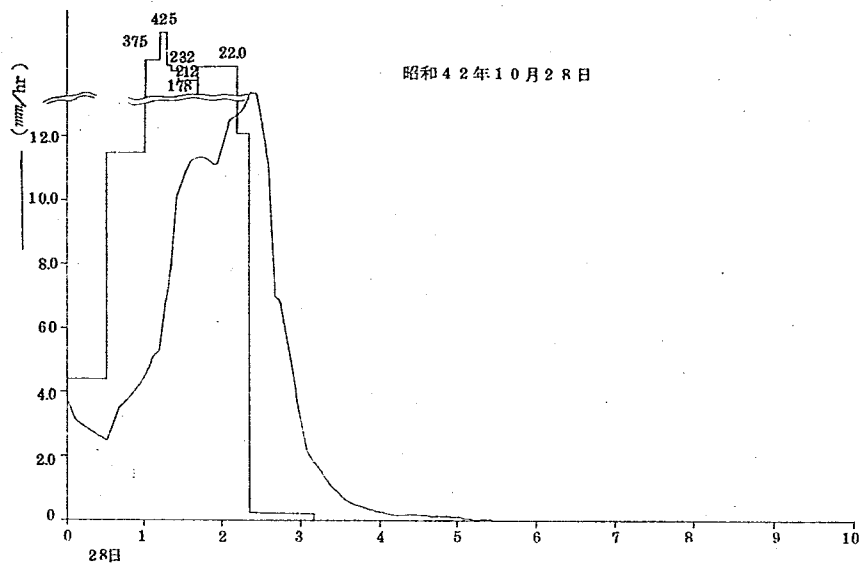




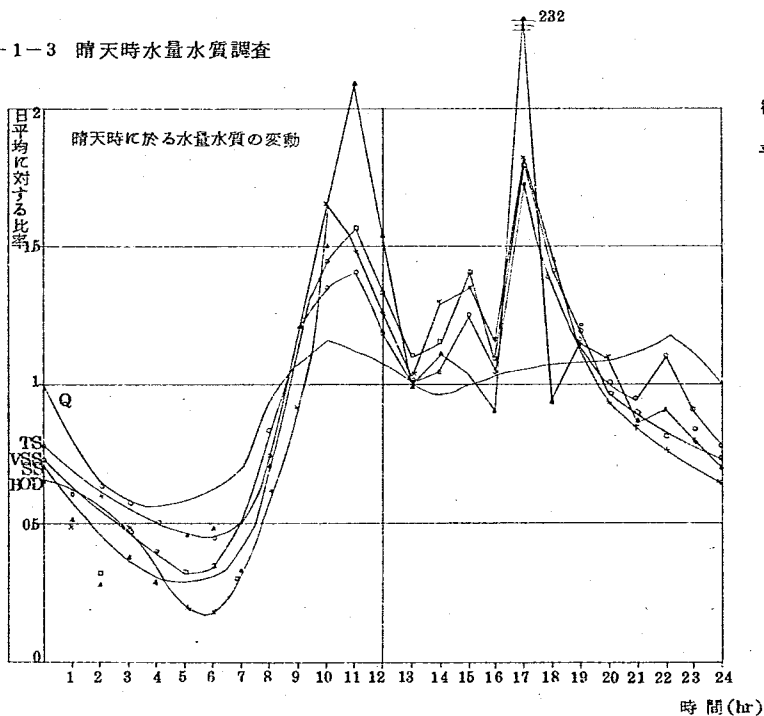








4-1-3 晴天時水量水質調査



観測月日 6月1日~2日

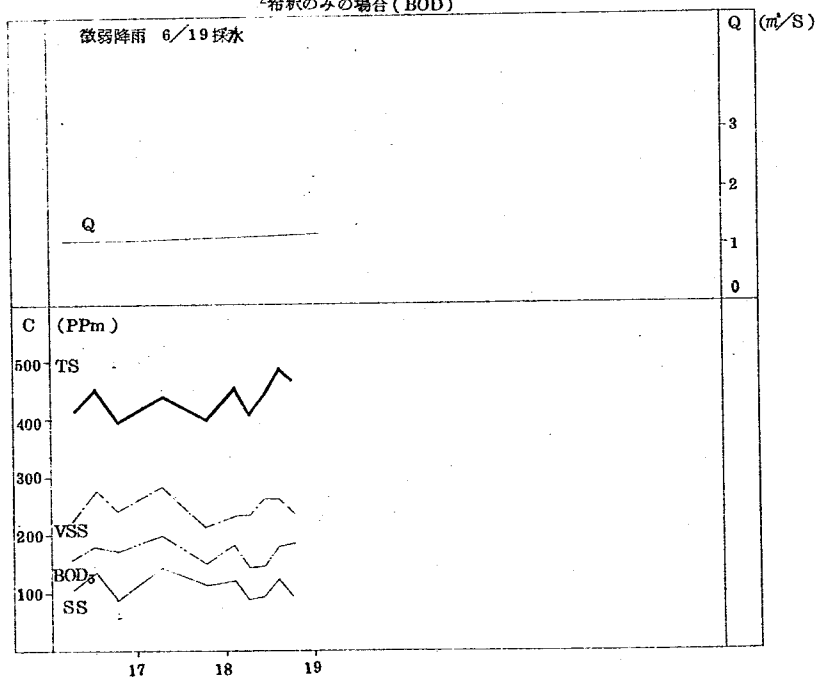
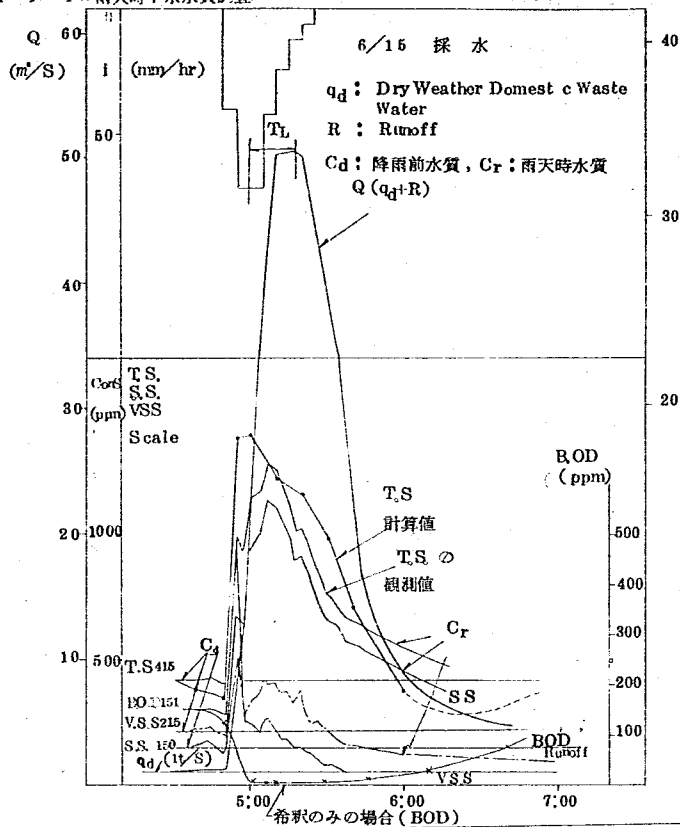
平均値

BOD 134.6PPm

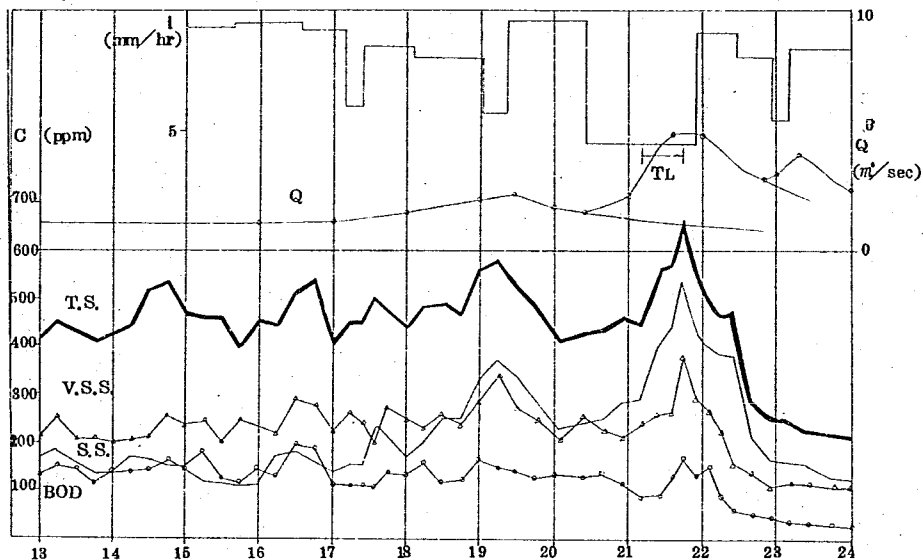
SS 184.9PPm

汚水量 0.66 mm/hr

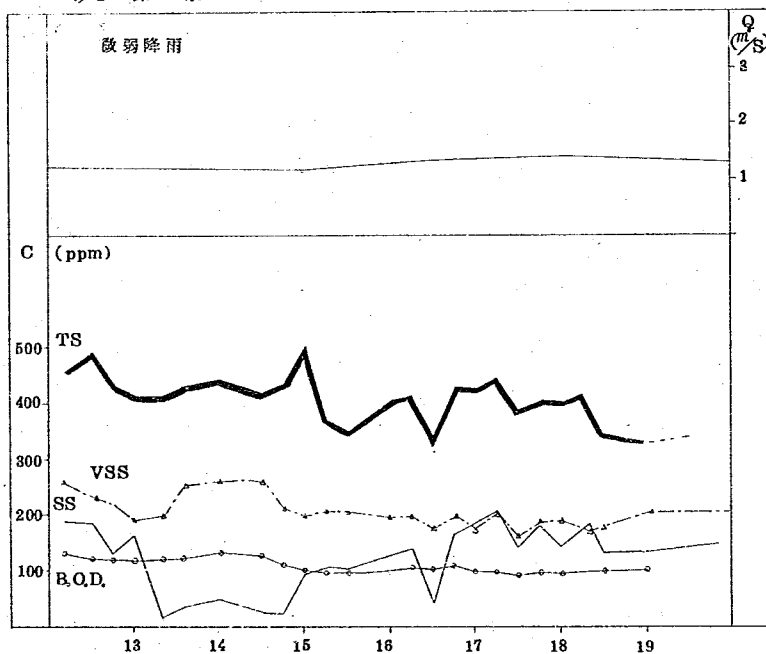
4-1-4 雨天時下水水質調査



6/29 採 水

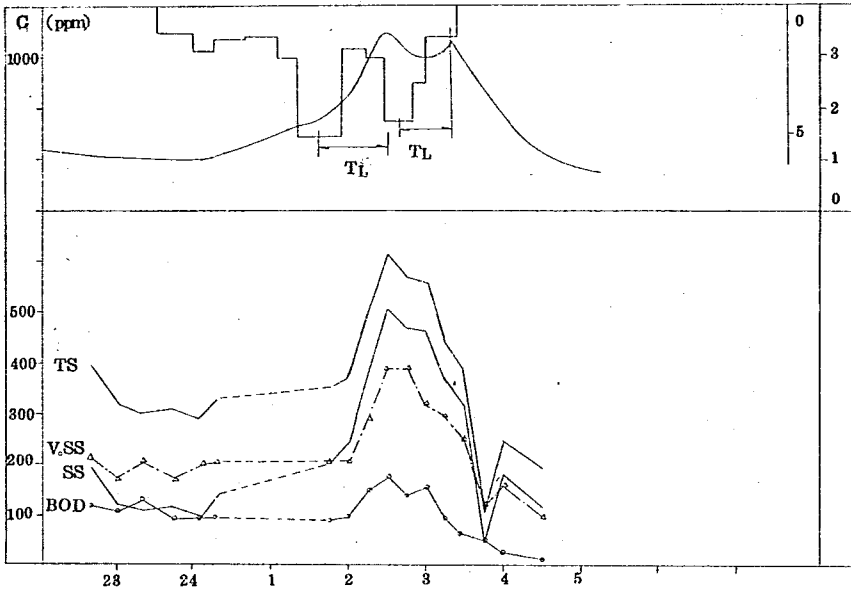


7/2 採 水



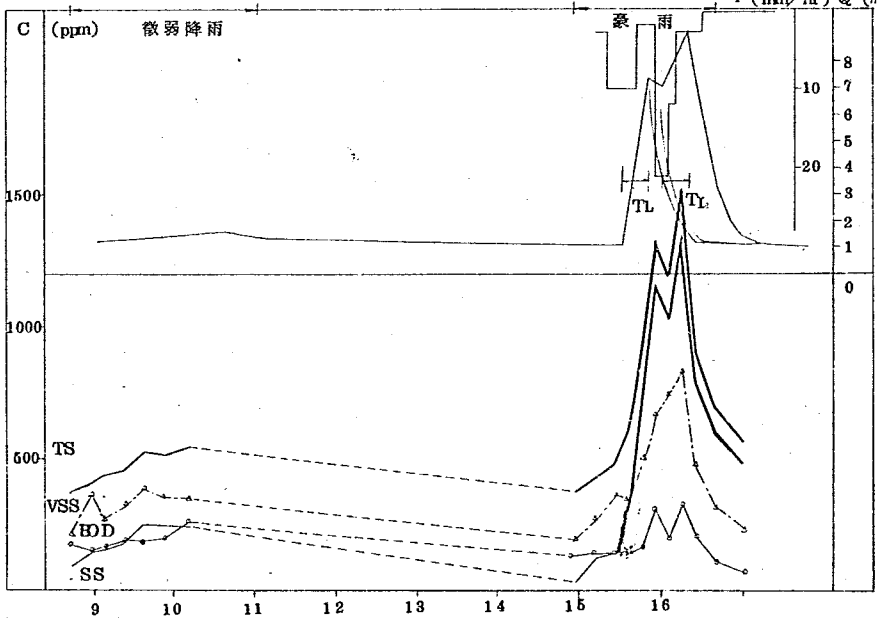
7/3 採 水

i (mm/hr) Q (m³/s)

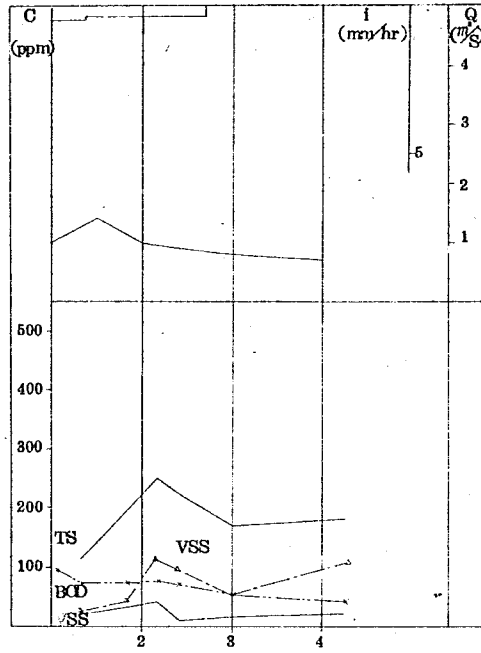


7/6 採 水

i (mm/hr) Q (m³/s)

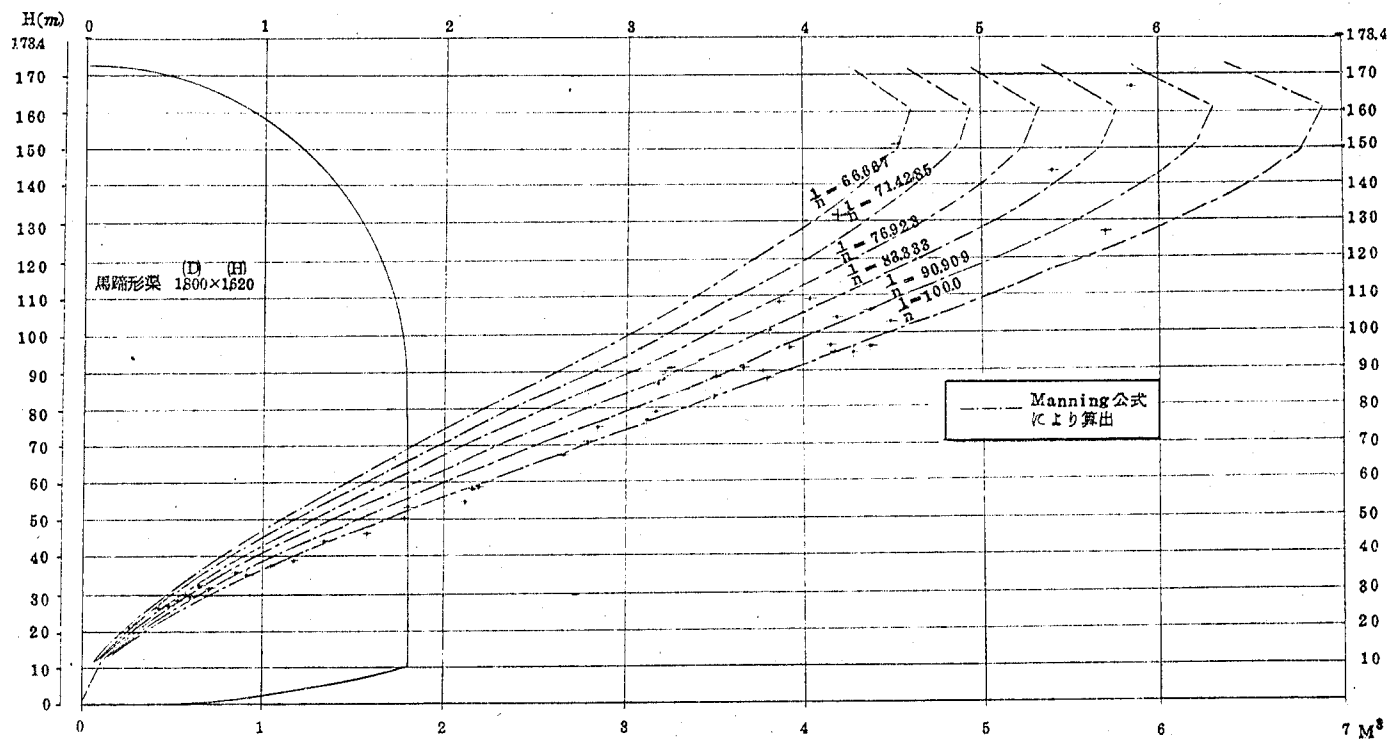


7/18 採水

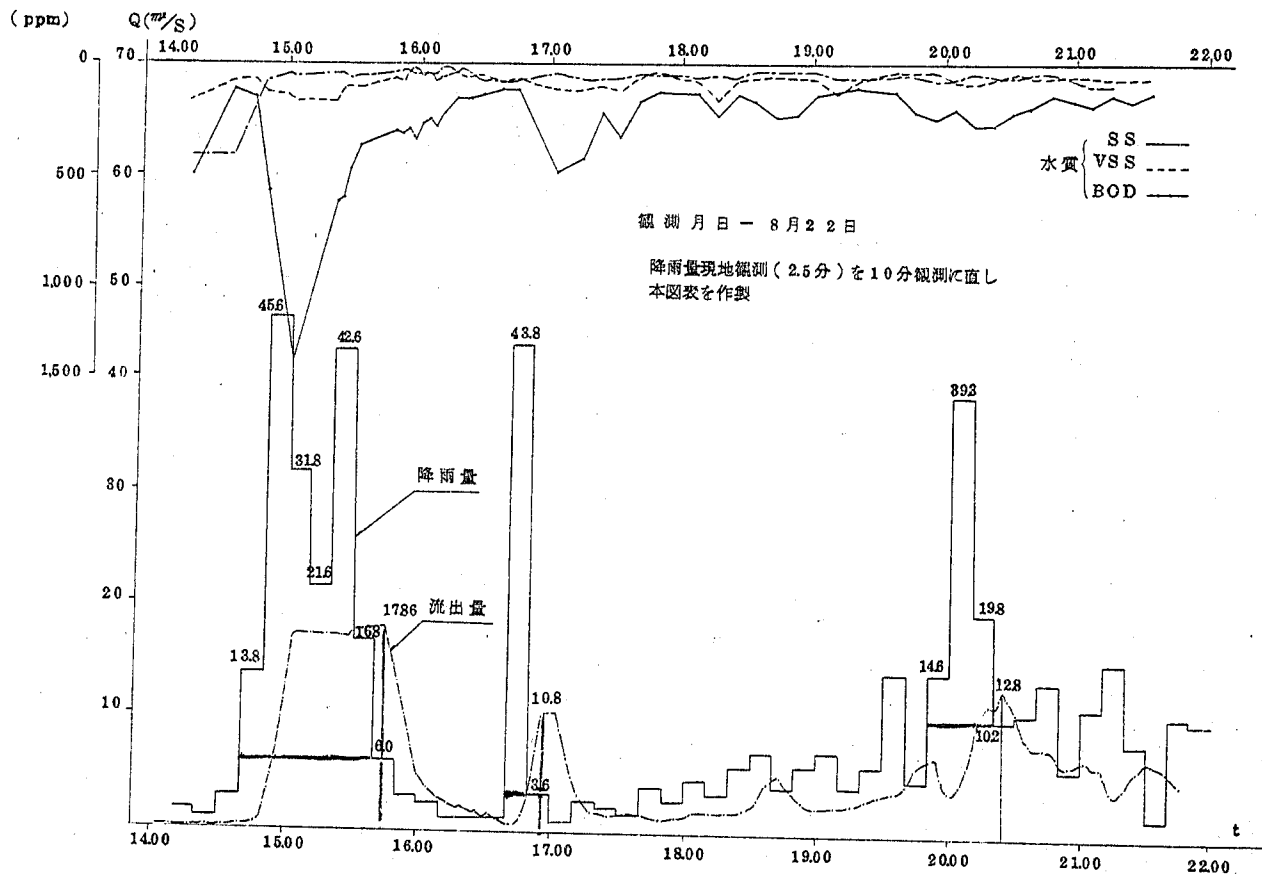


4-2 豊橋市花田排水区

4-2-1 H - Q 曲線



4-2-2 雨水流出量及び水質調査



4-2-3 晴天時水質調査

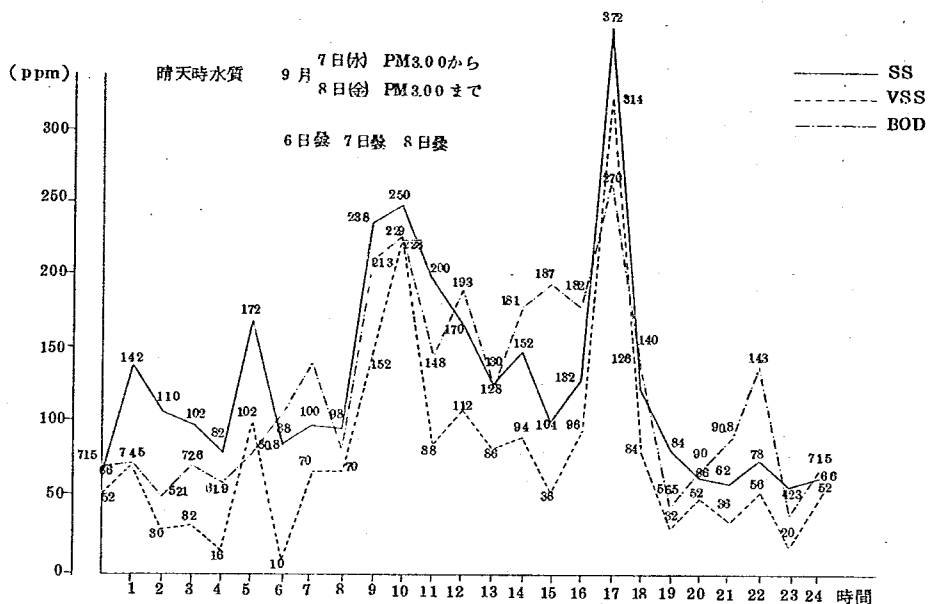
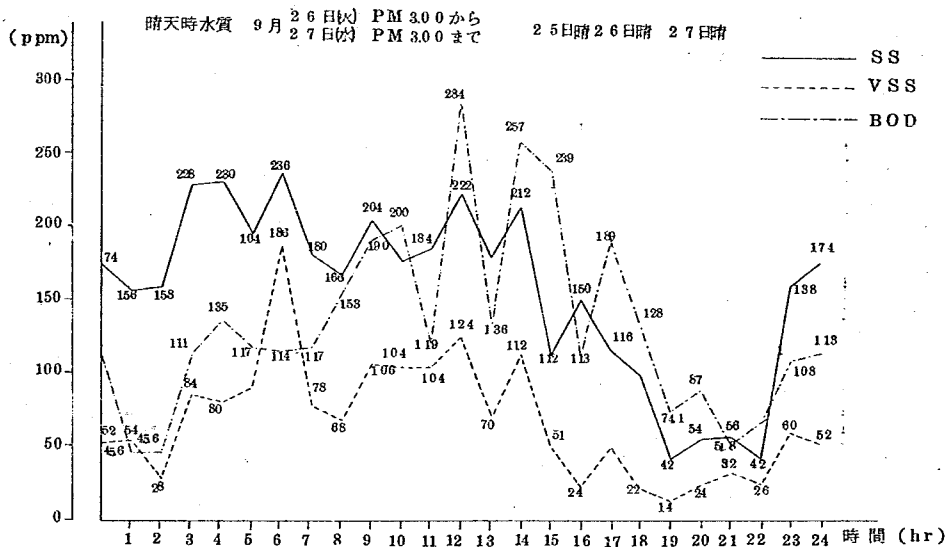
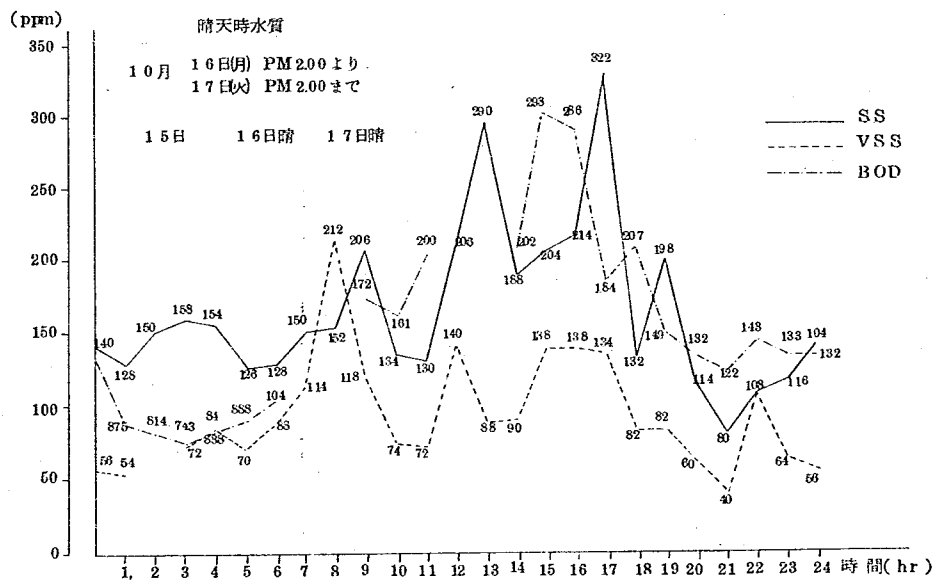
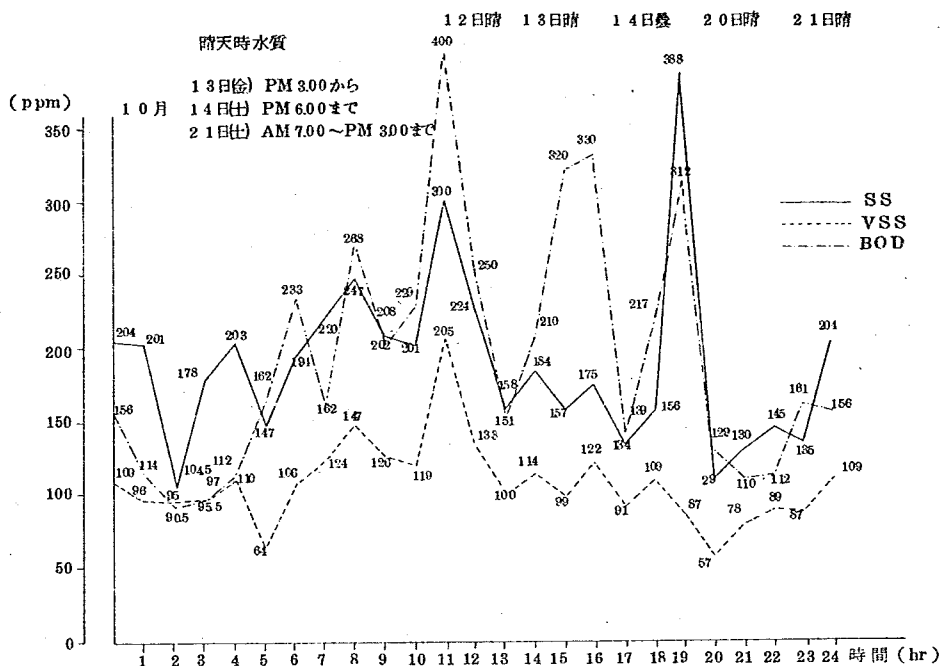
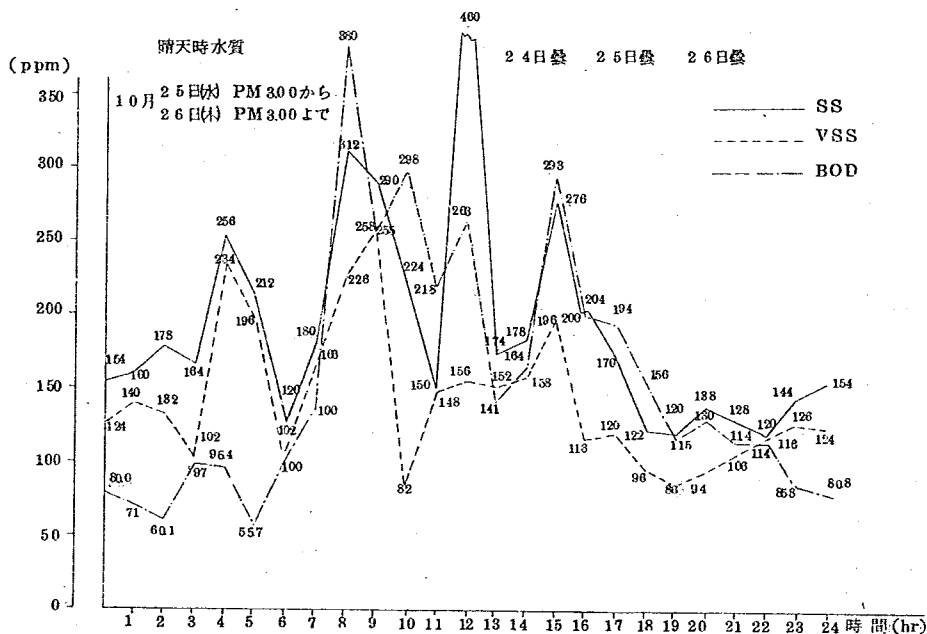
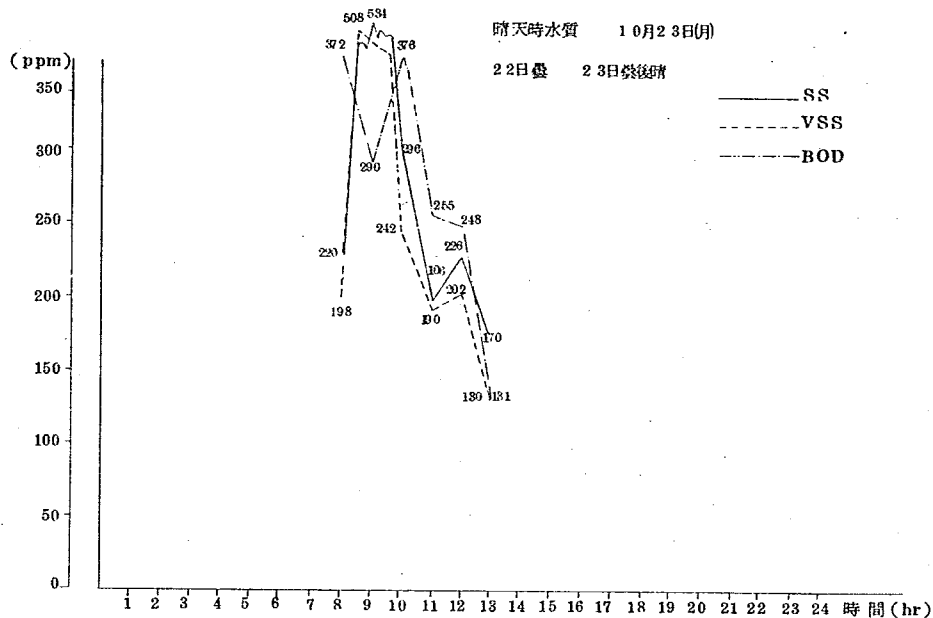


図-4-2-3 晴天時水量水質調査

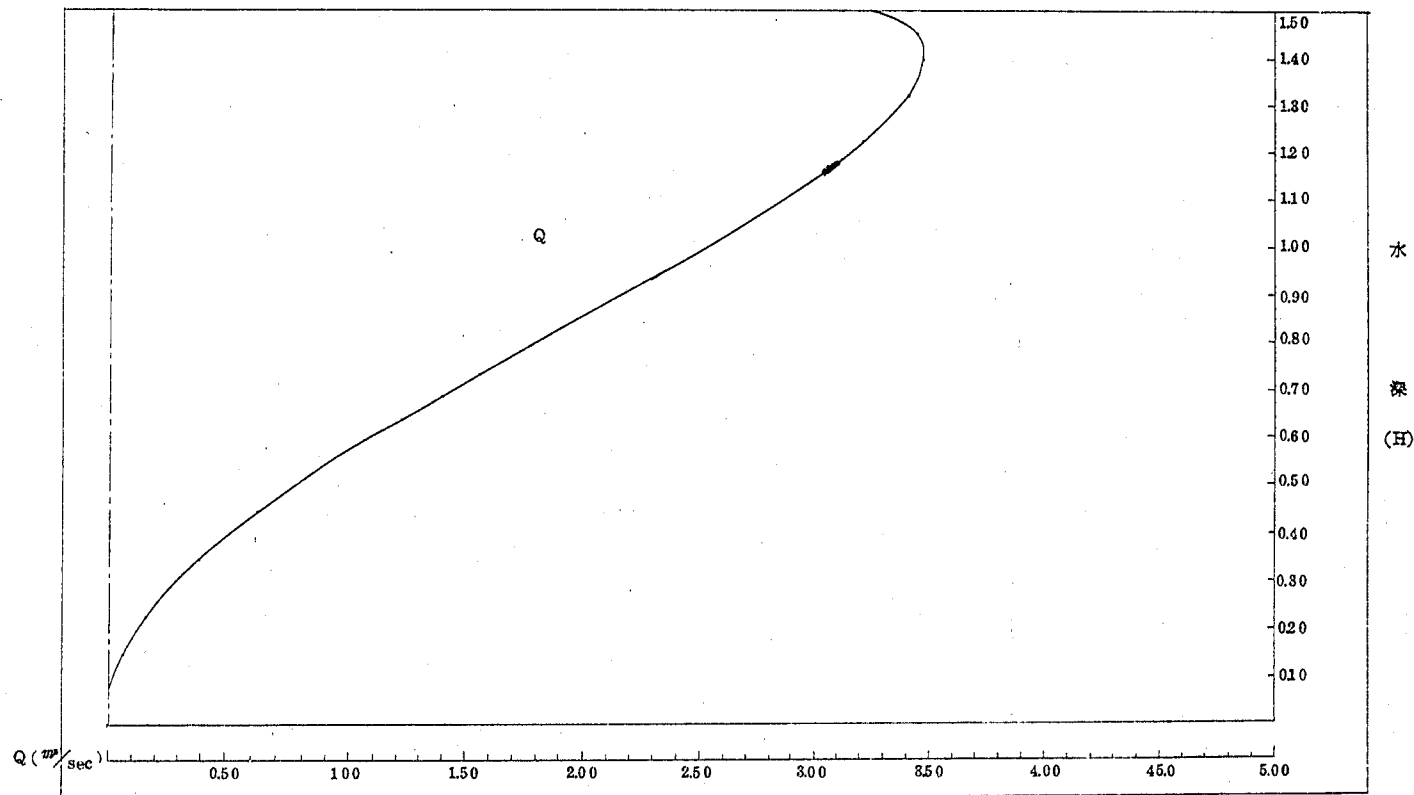




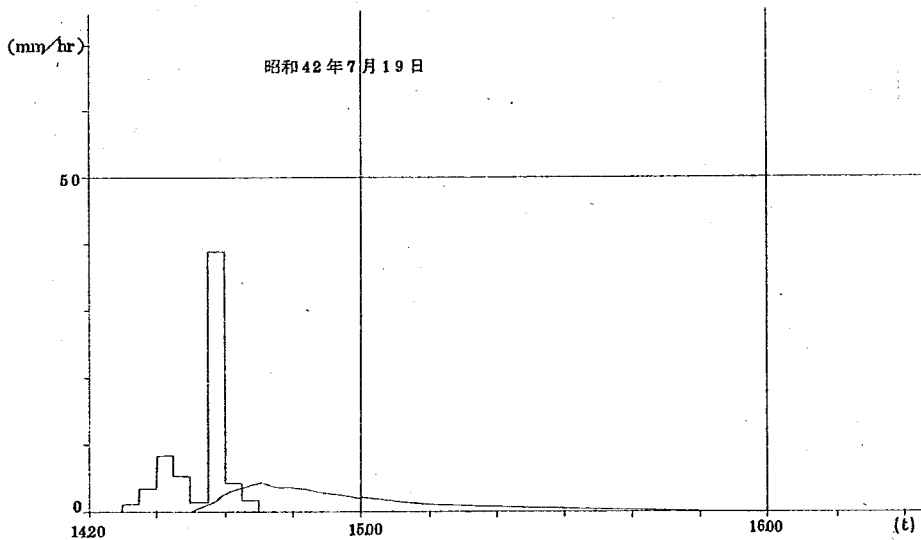
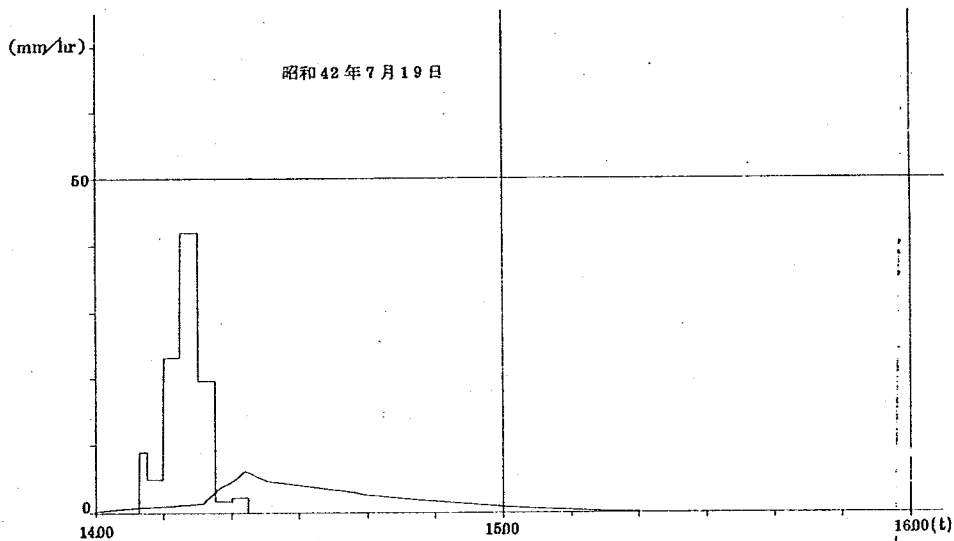


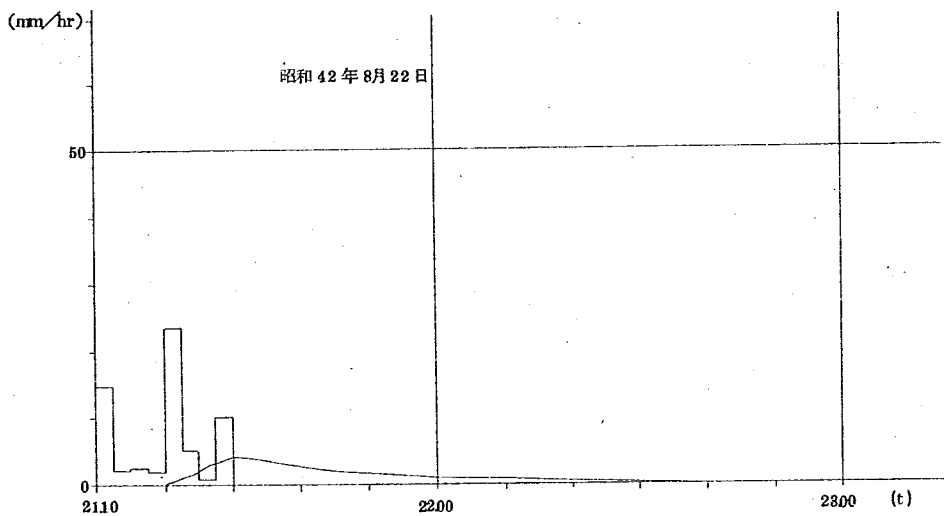
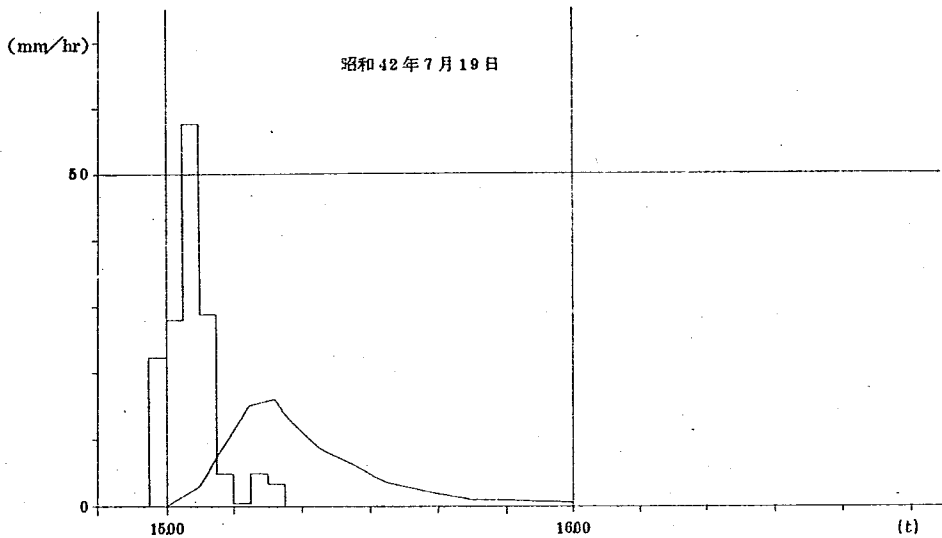
4-3 名古屋市田光排水区

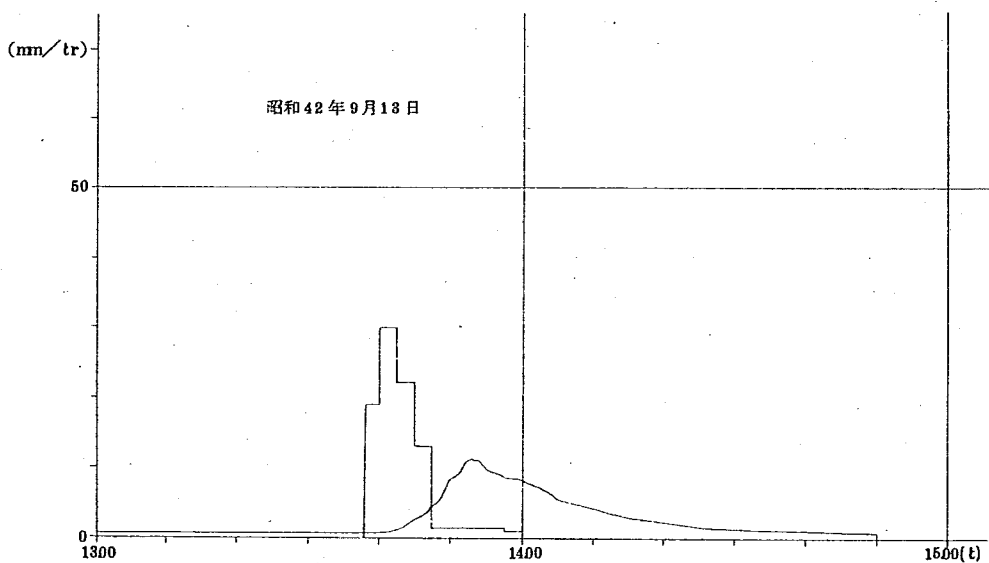
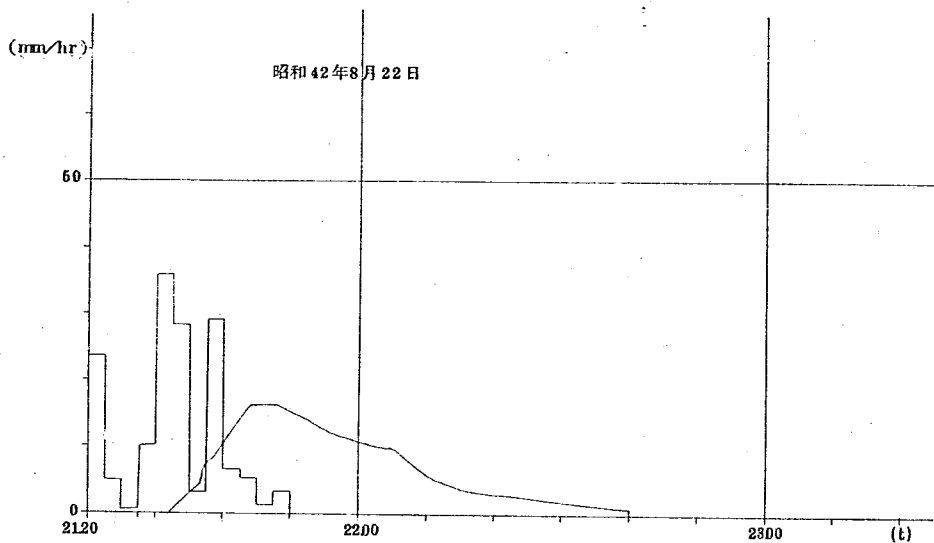
4-3-1 H - Q 曲線



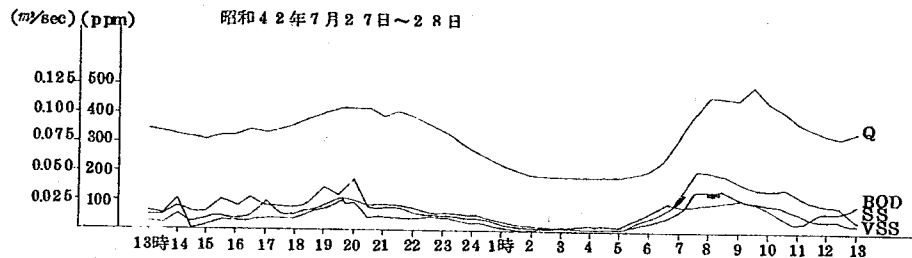
4-3-2 雨水流出量調査



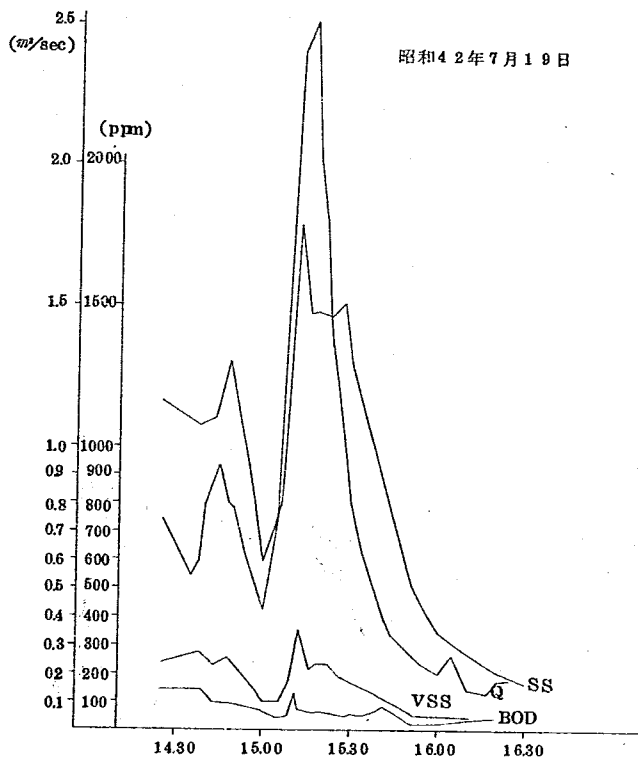




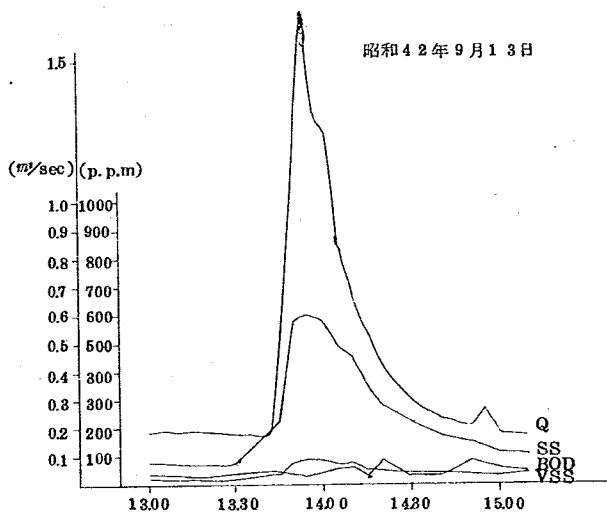
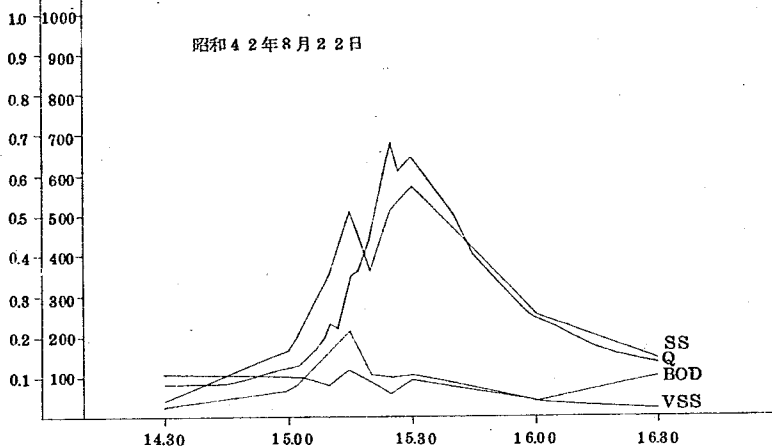
4-3-3 晴天時水量水質調査



4-3-4 雨天時下水水質調査

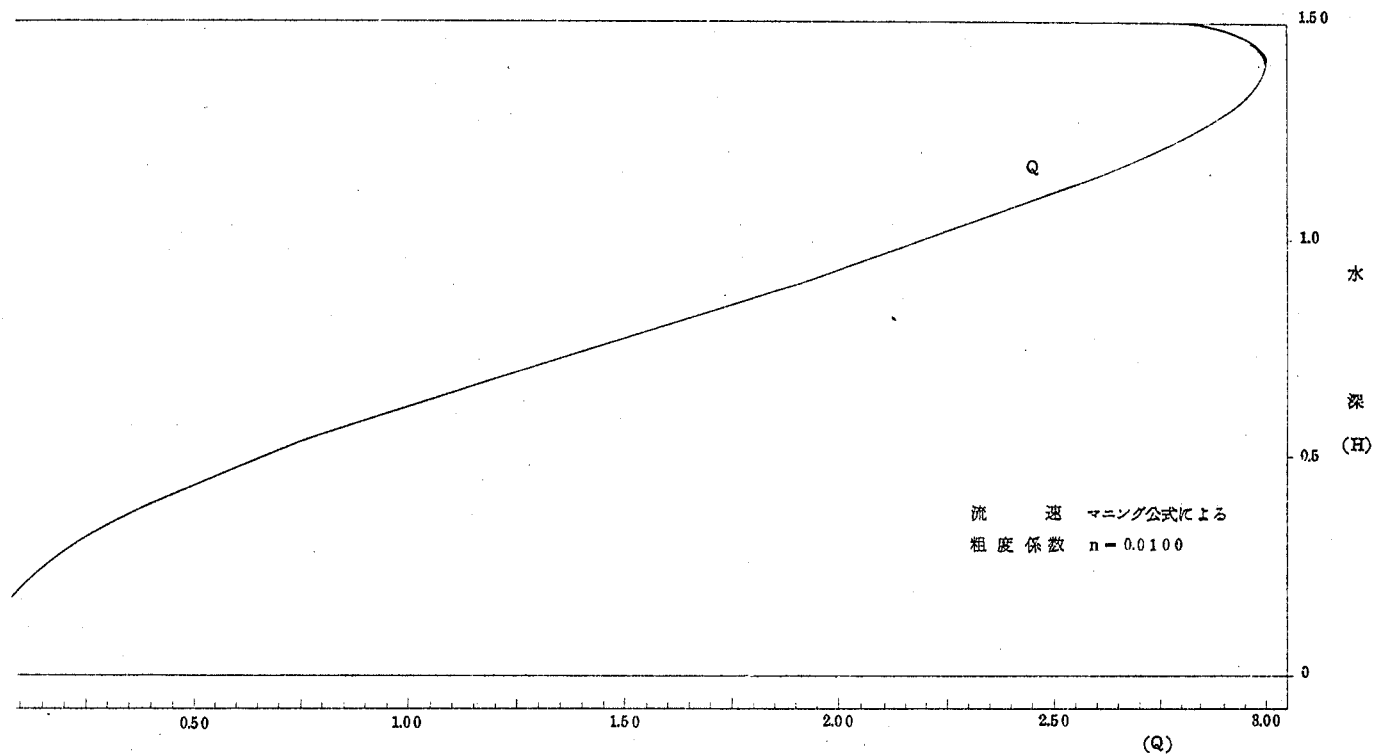


(m^3/sec) (ppm)

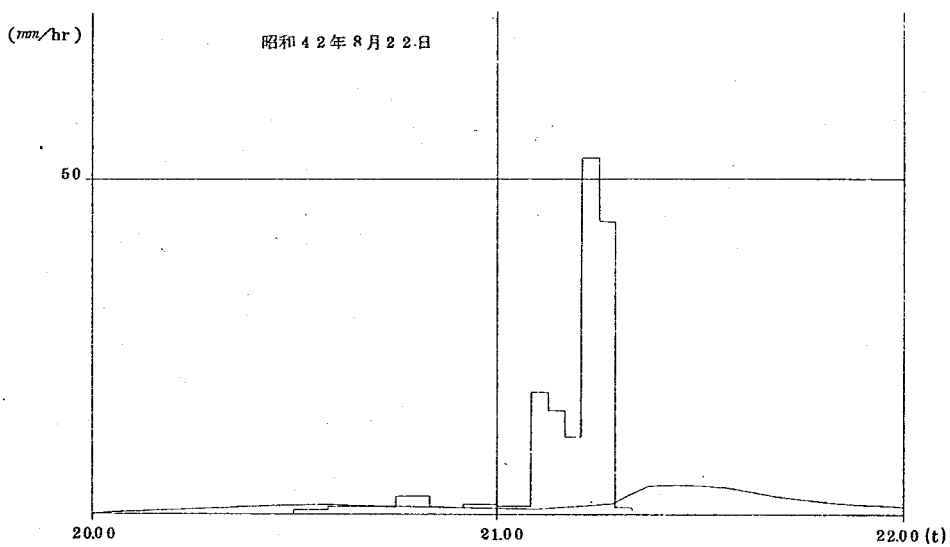
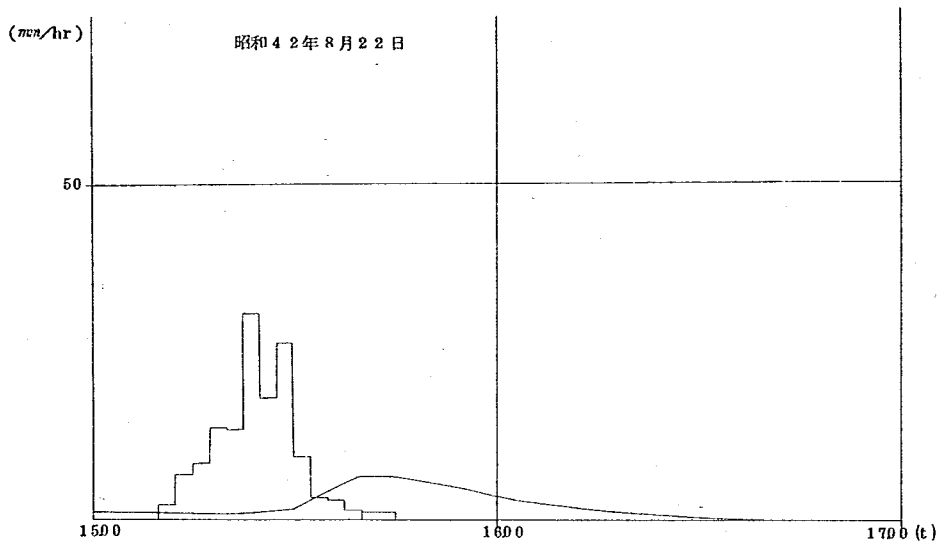


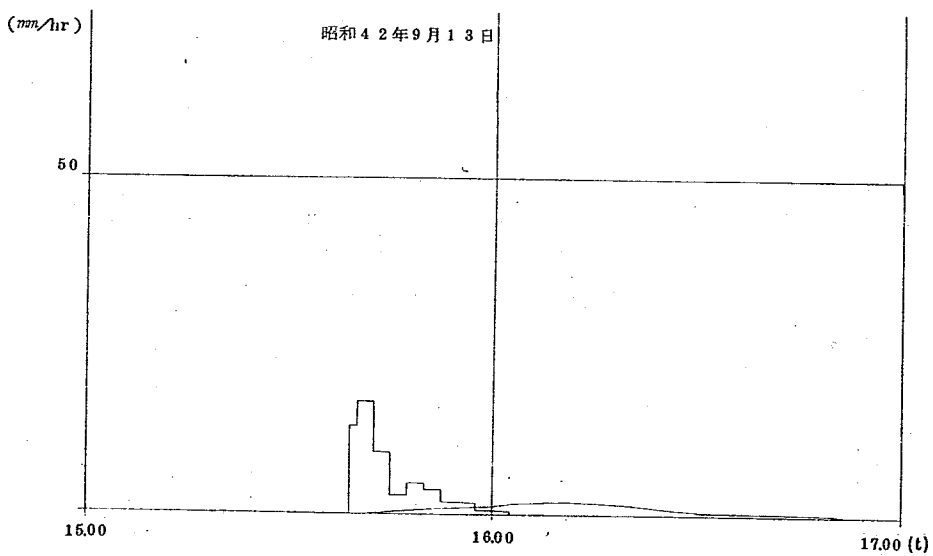
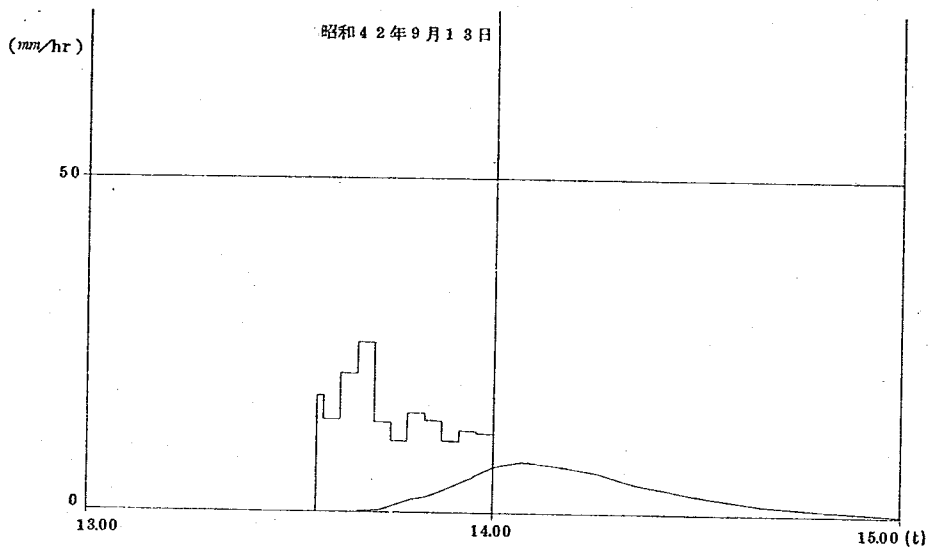
4-4 名古屋市千年排水区

4-4-1 H - Q 曲線

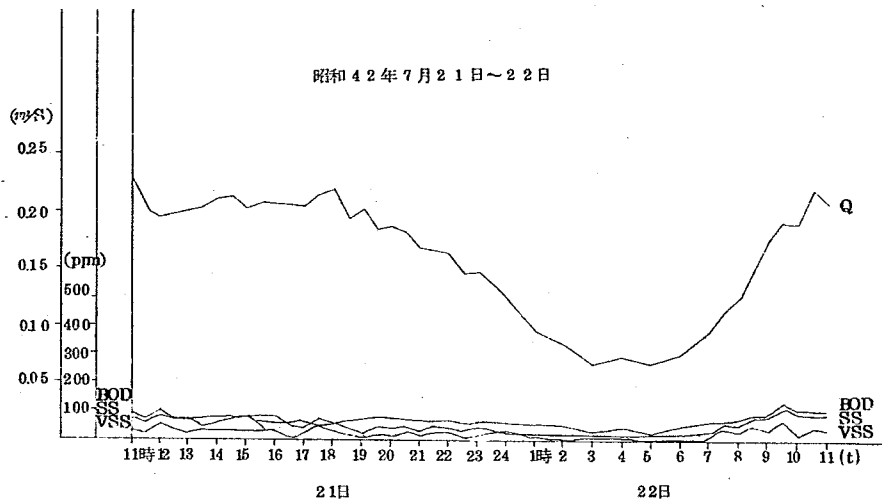


4-4-2 雨水流出量

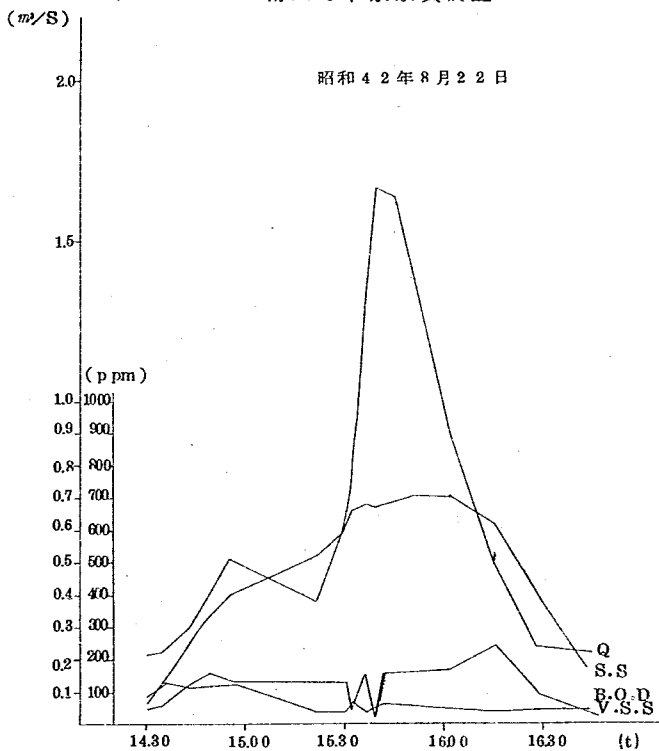


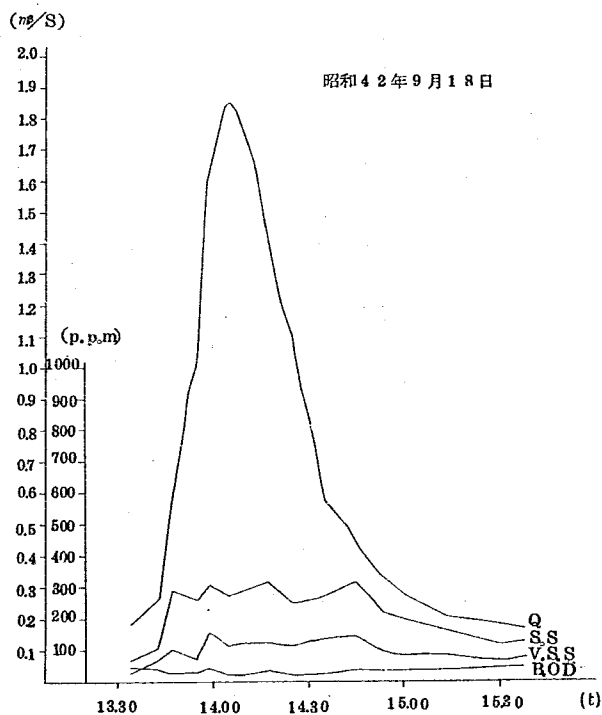
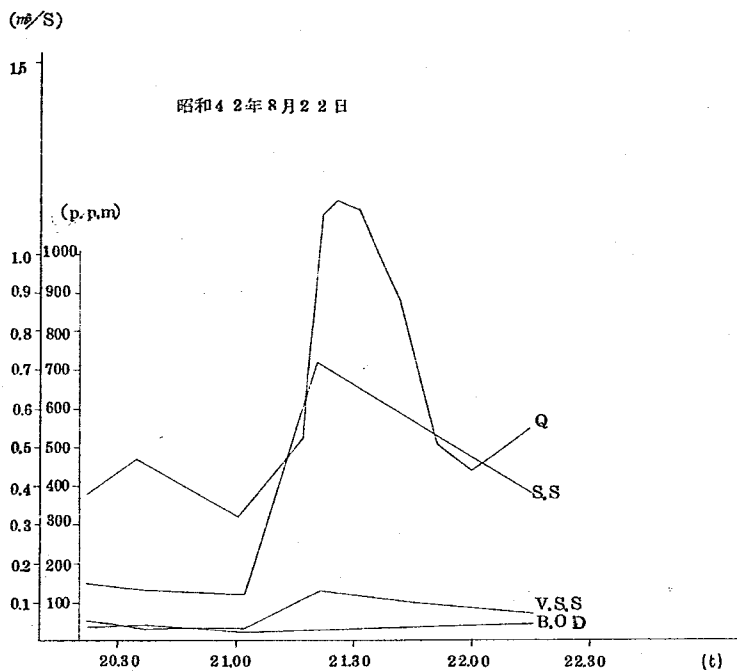


4-4-3 晴天時水量水質調査



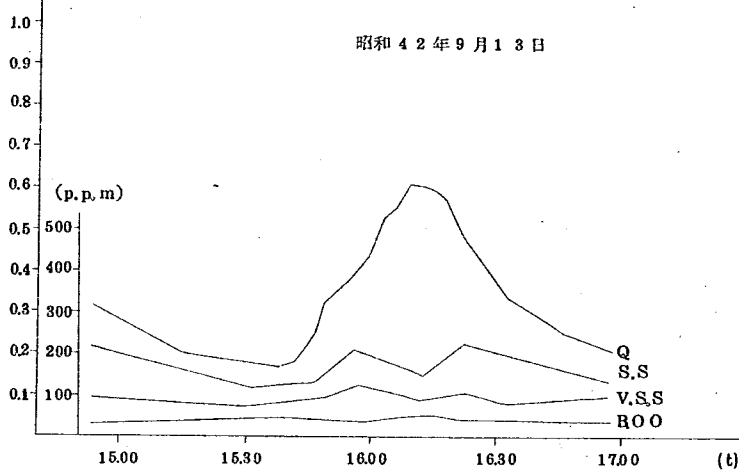
4-4-4 雨天時下水水質調査





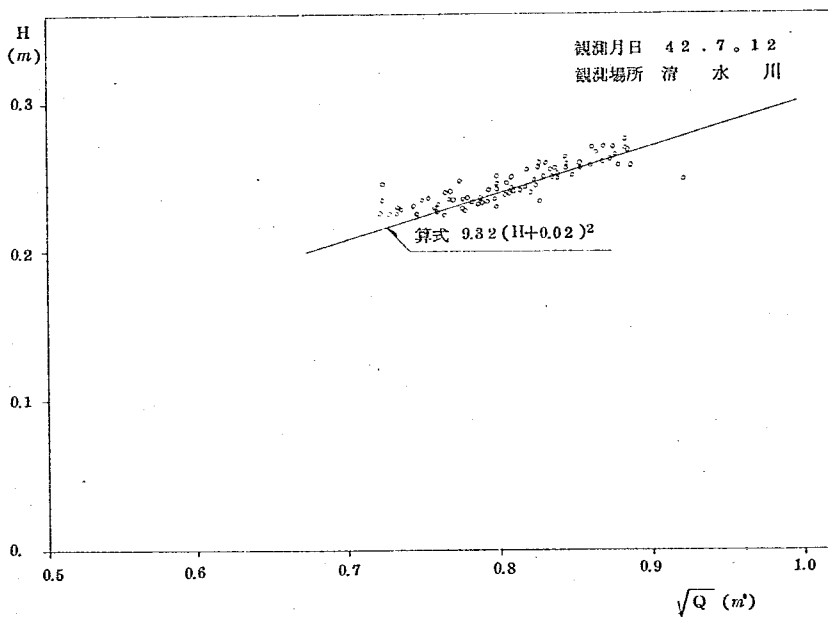
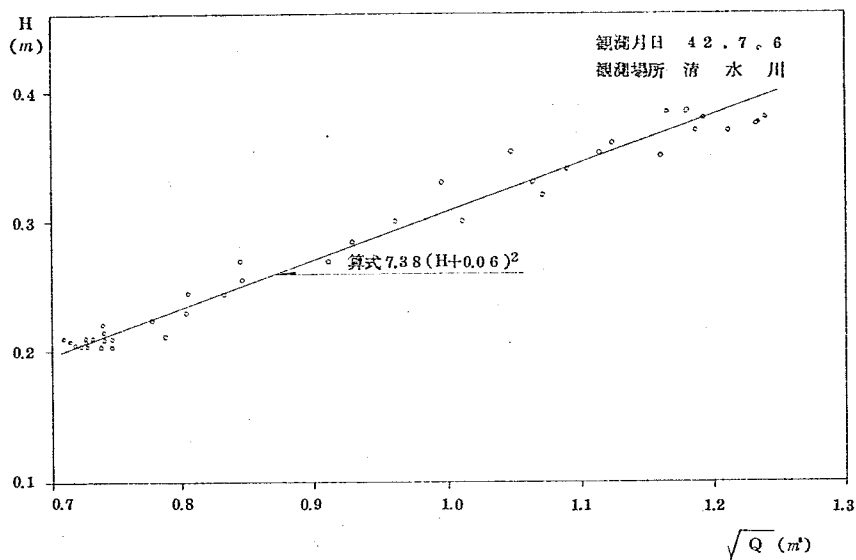
(η^2/S)

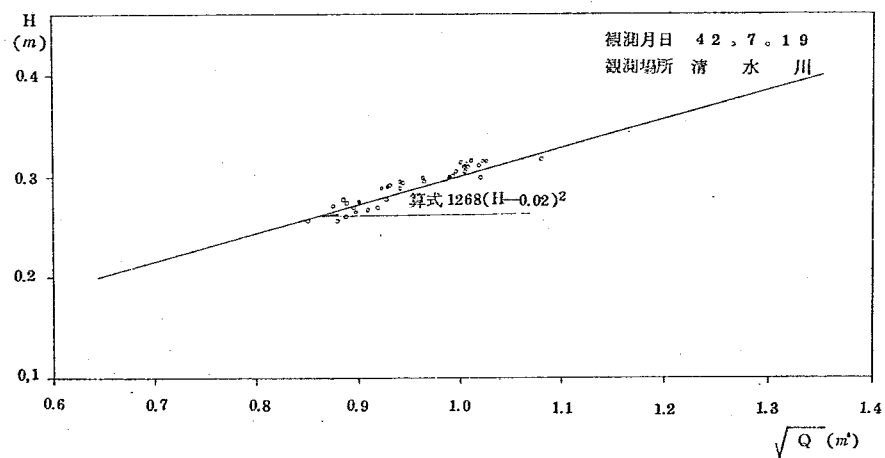
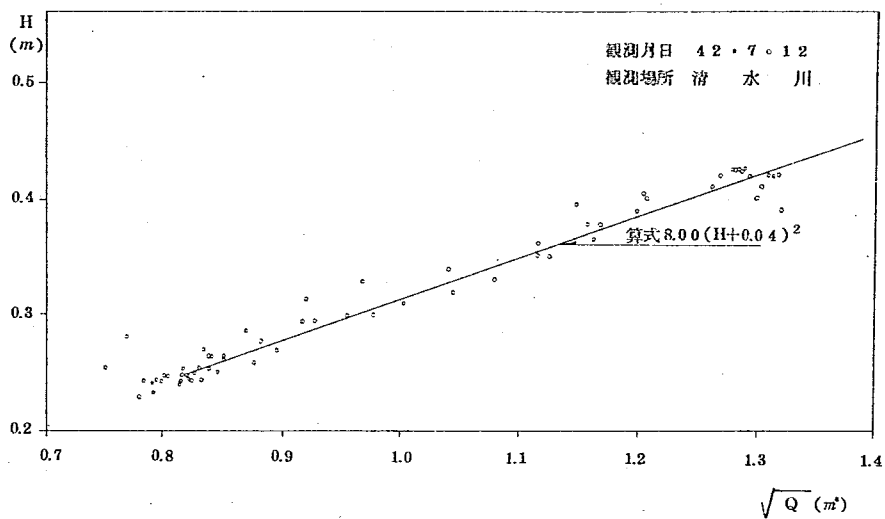
昭和 4 2 年 9 月 1 3 日

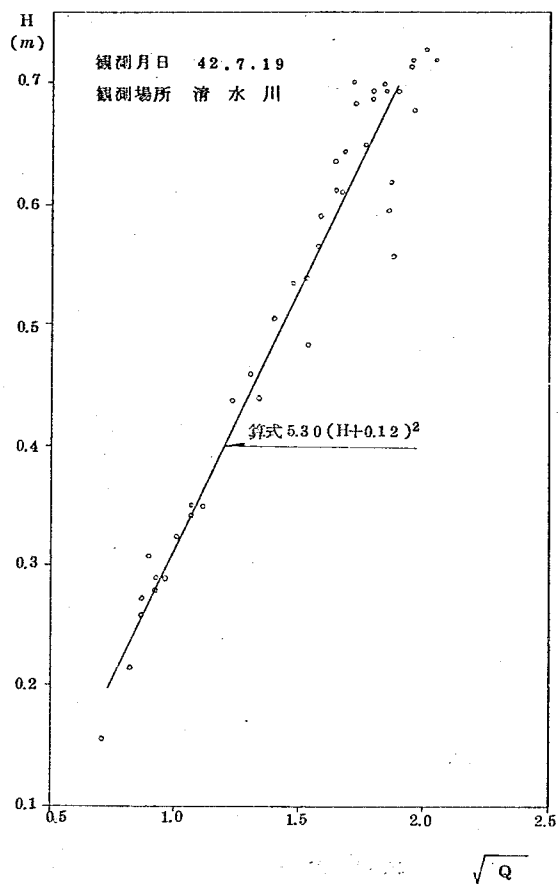


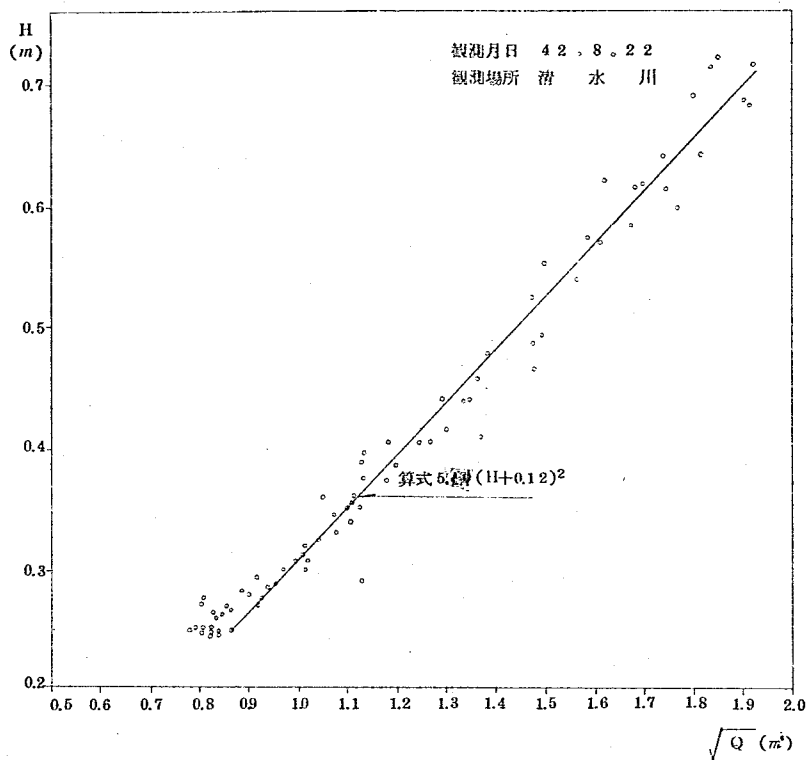
4-5 岐 阜 市 清 水 川 排 水 区

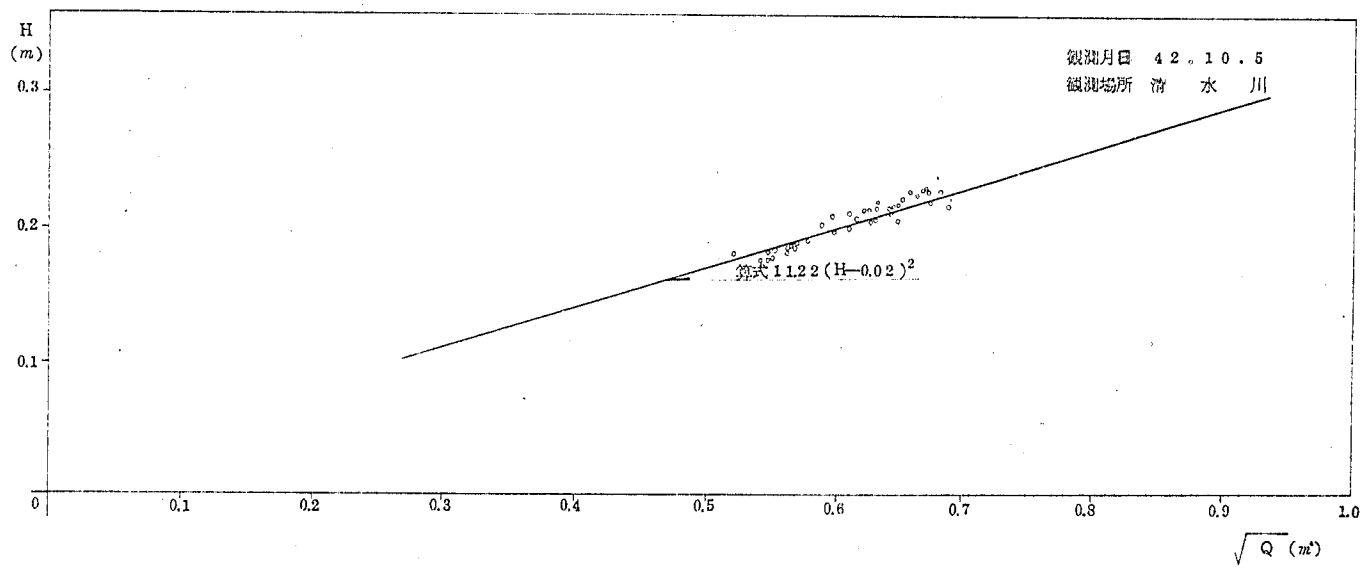
4-5-1 H-Q 曲線



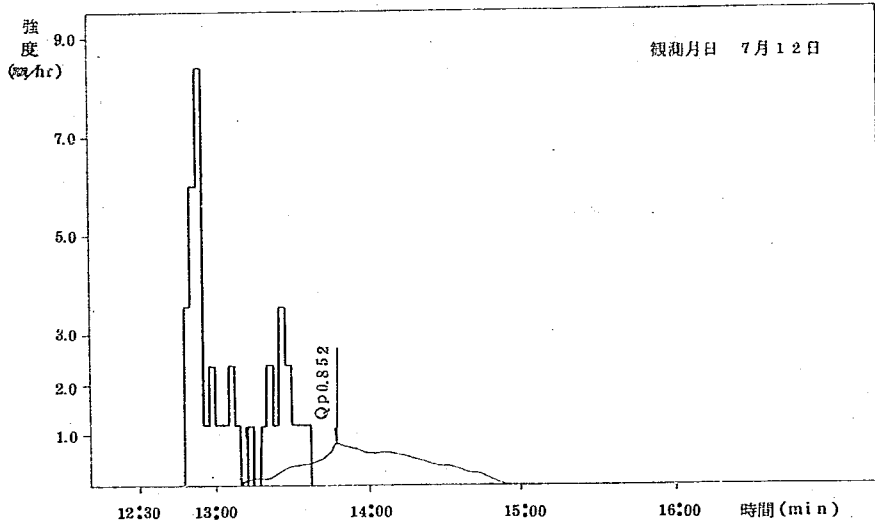
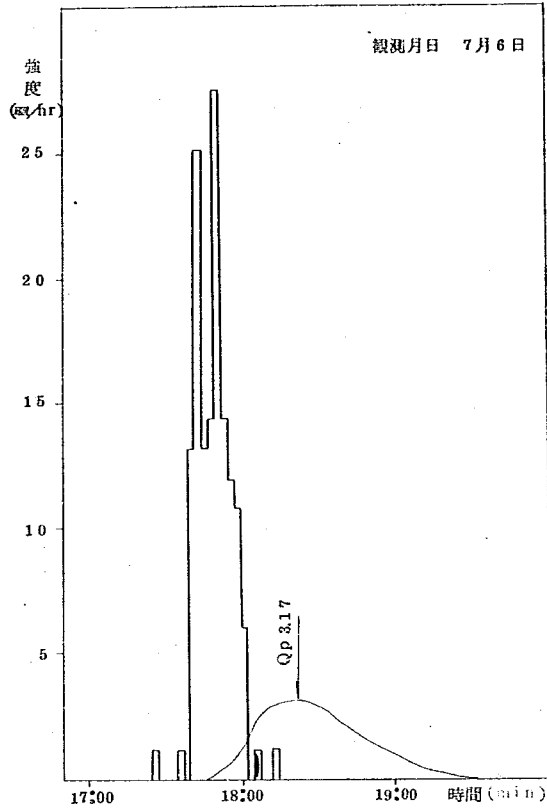


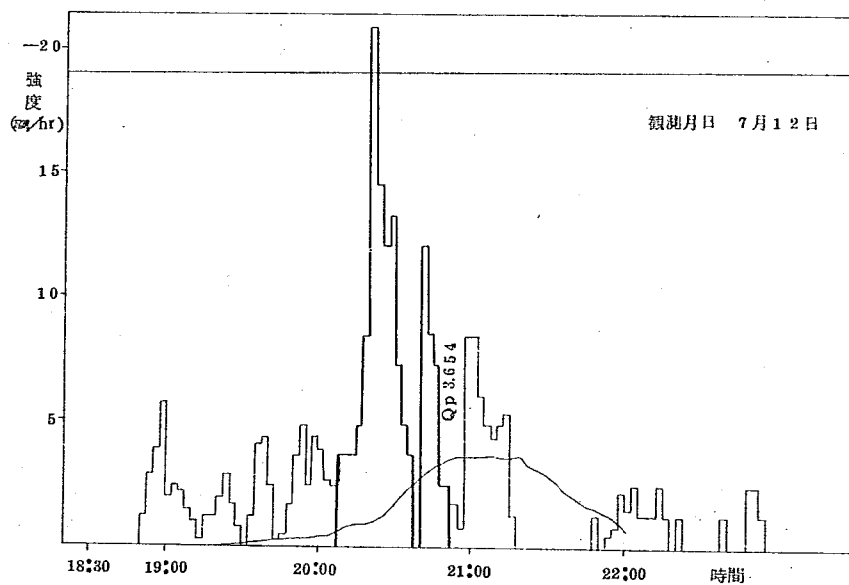
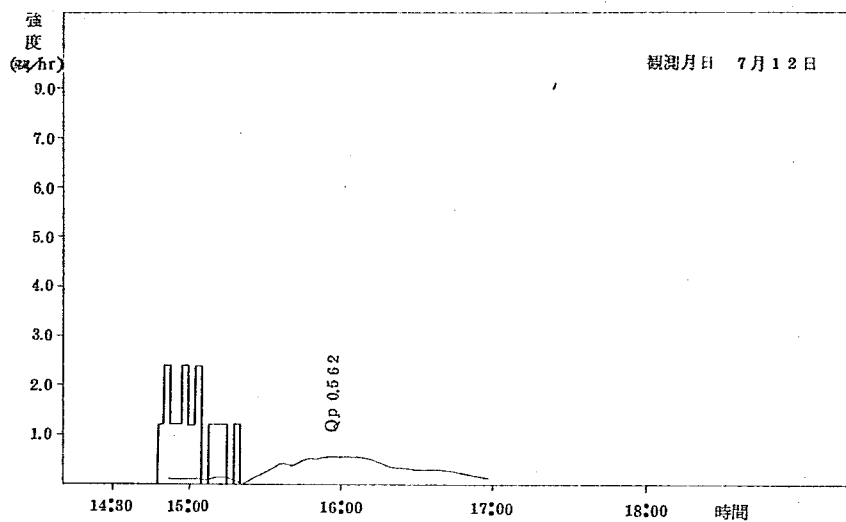


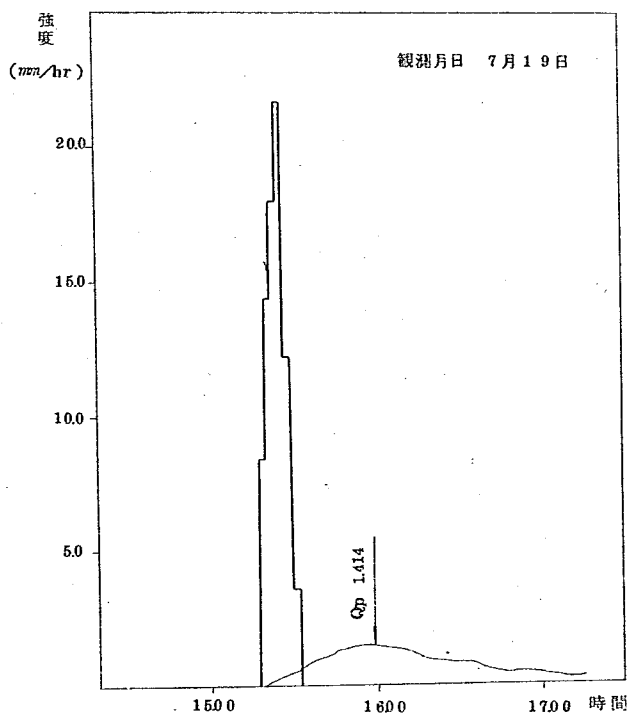
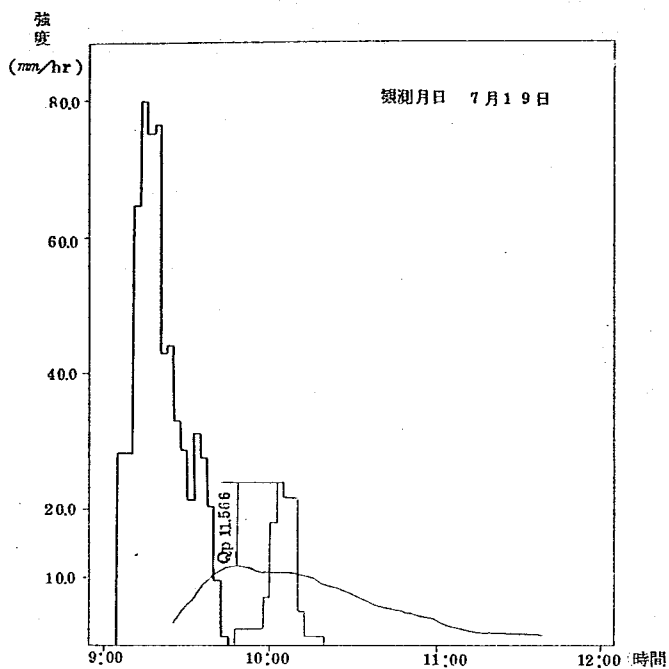


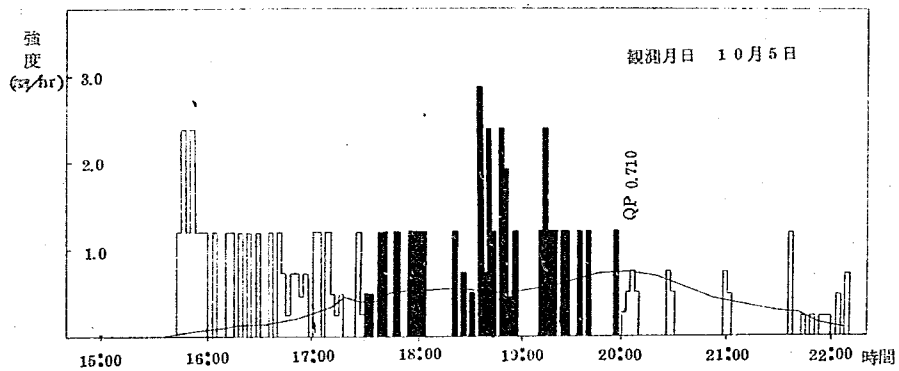
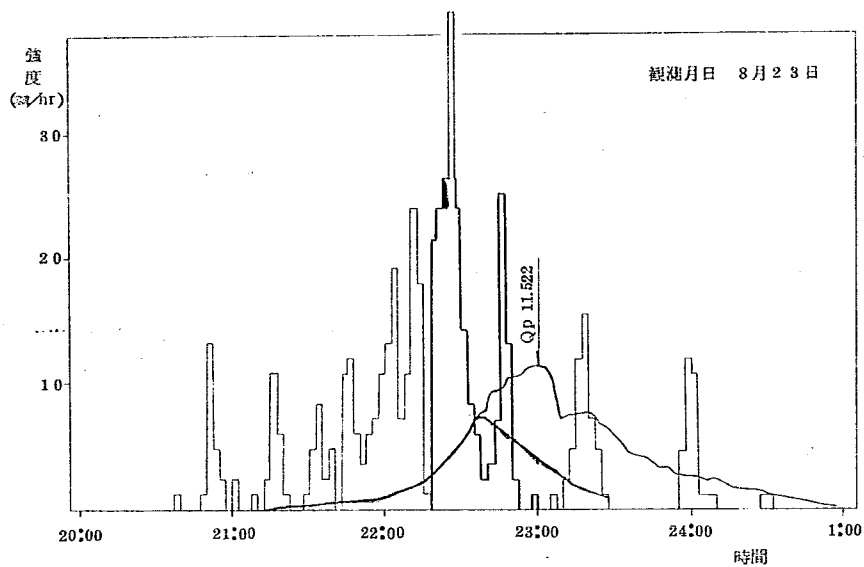


4-5-2 雨水流出量



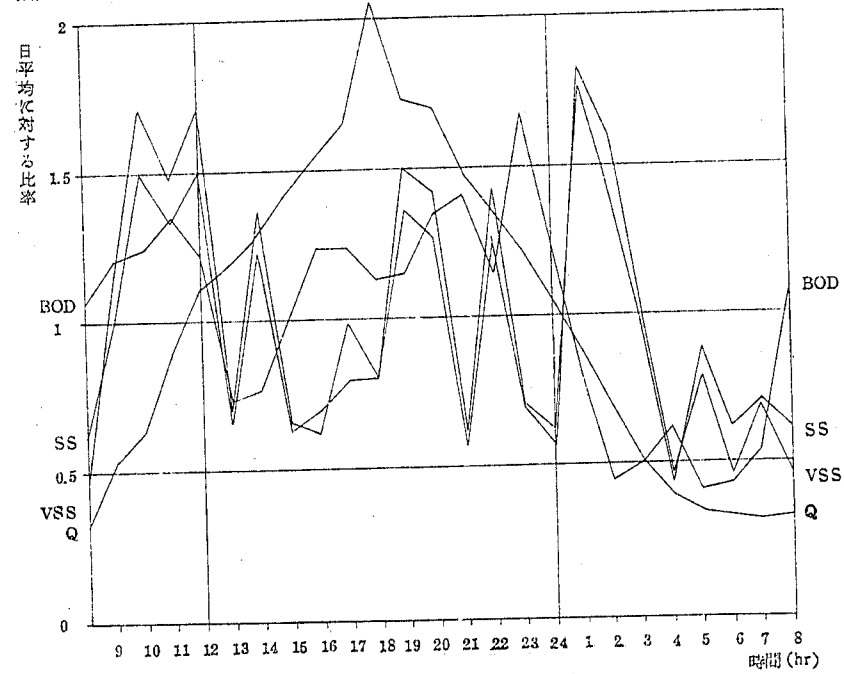




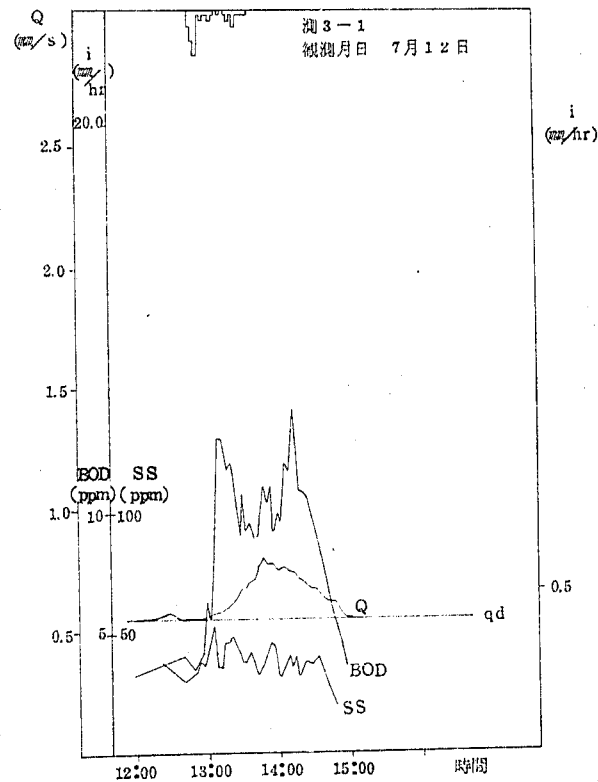
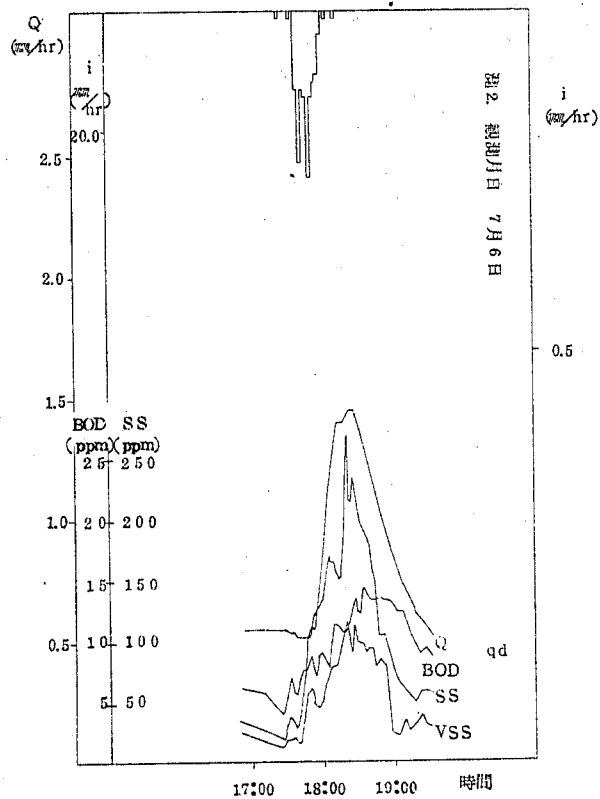


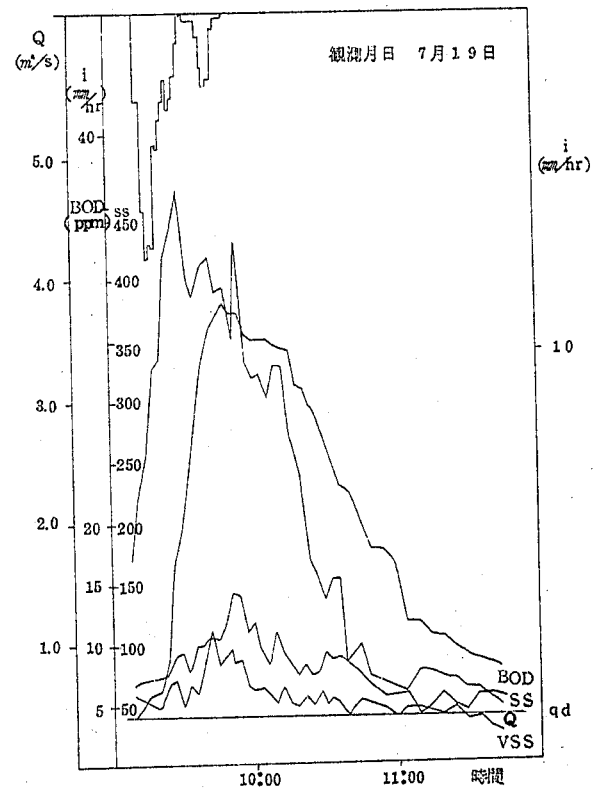
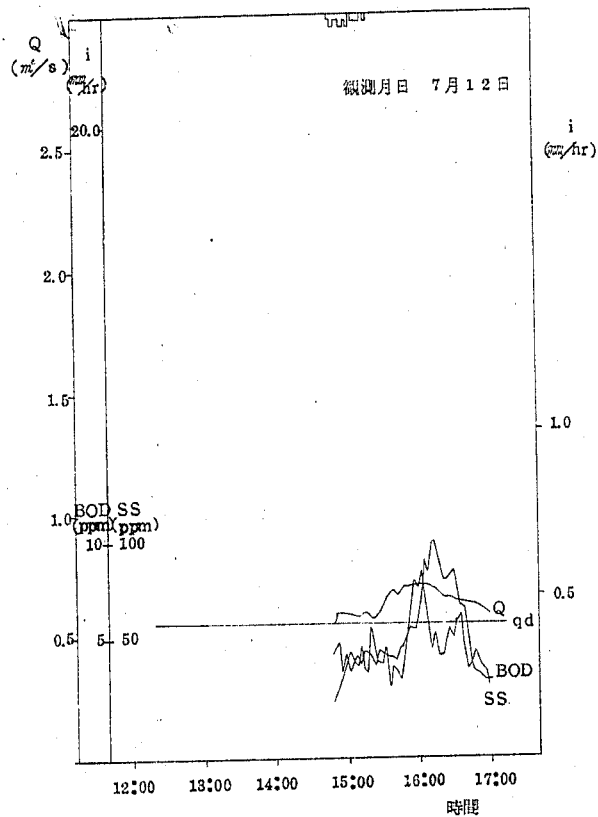
4-5-3 晴天時水量水質調査

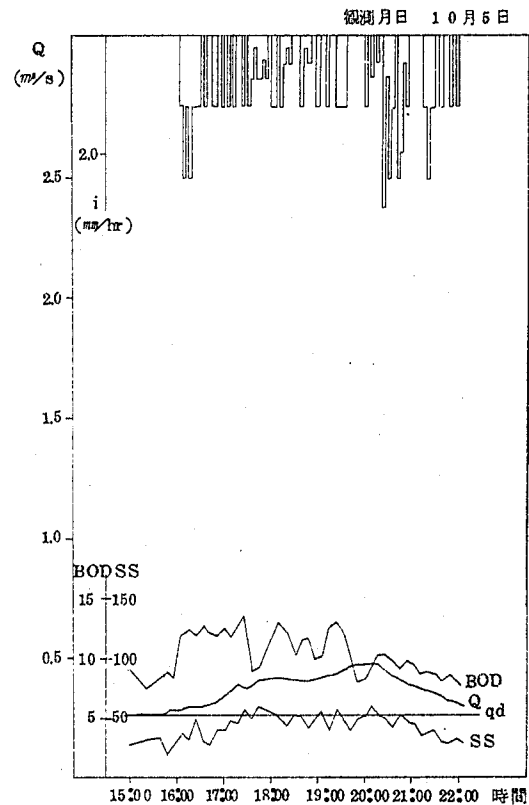
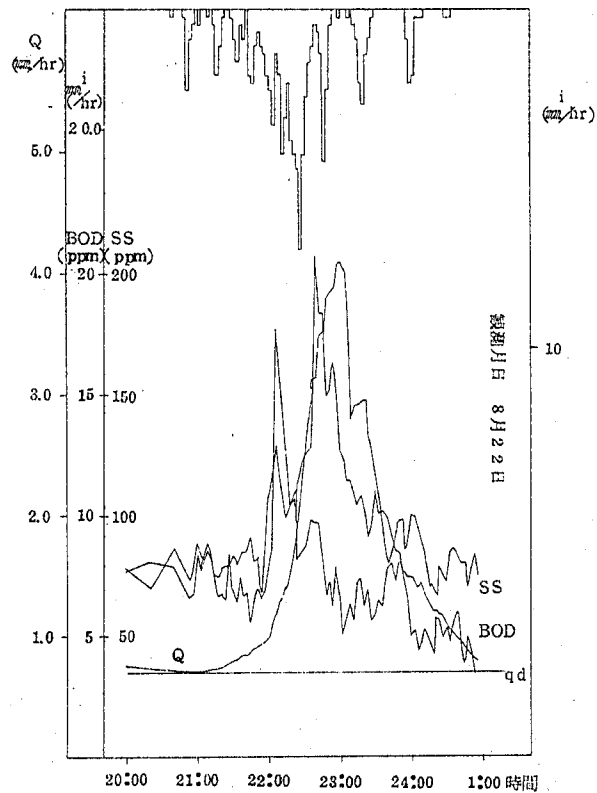
観測月日 6月28日 平均値
 BOD 7.02ppm 汚水量 0.812^{m³}/hr
 SS 42ppm



4-5-4 雨天時下水水質調査

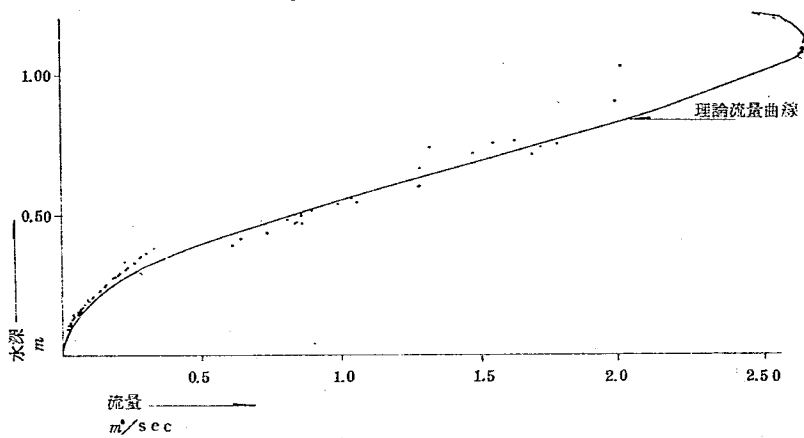




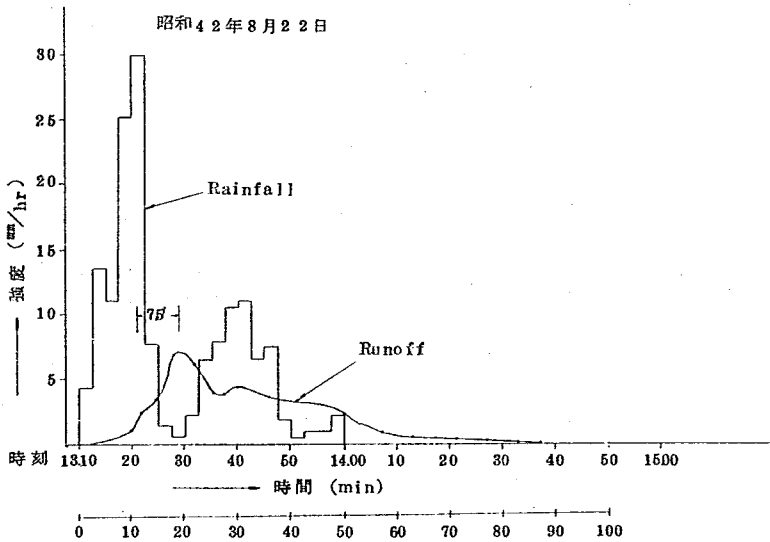
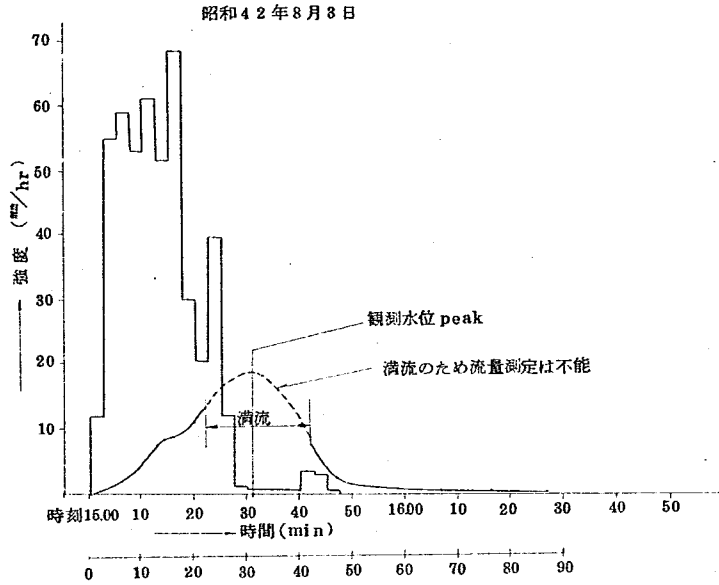


4-6 京都市中部第一排水区

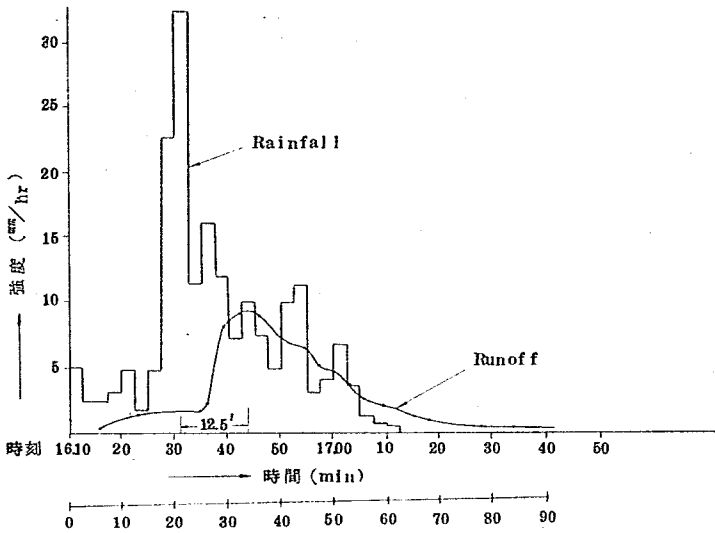
4-6-1 H-Q Curve



4-6-2 雨水流出量

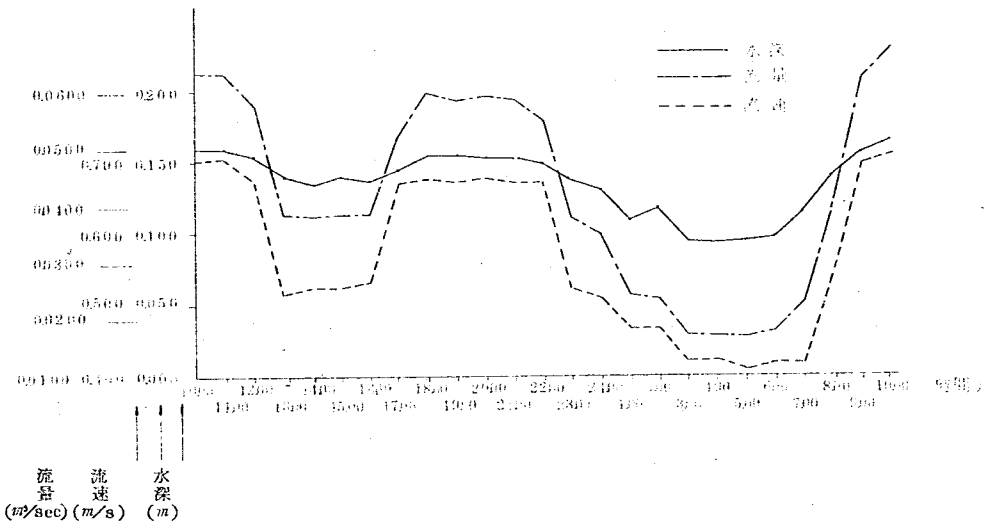


昭和42年8月31日

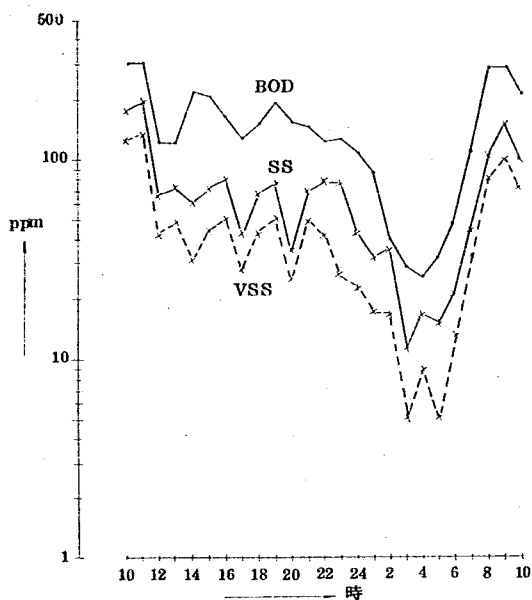


4-6-3 晴天時水量水質調査

昭和42年8月11日(5)

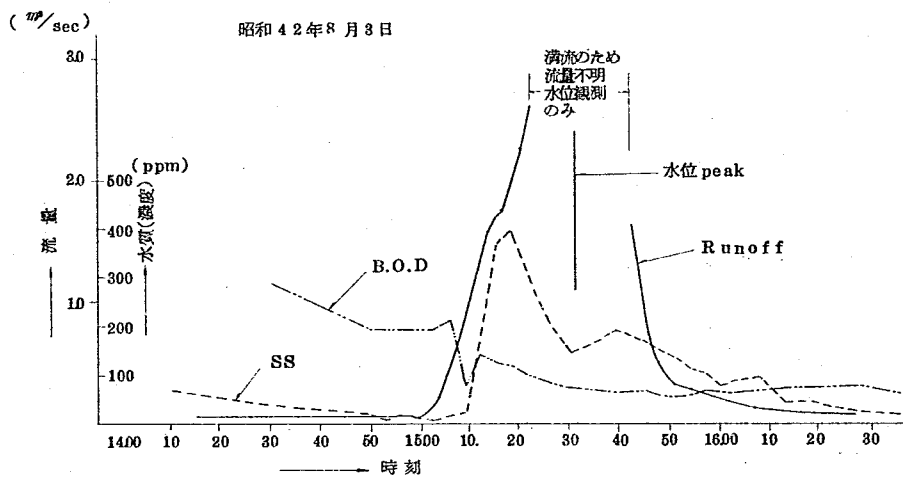


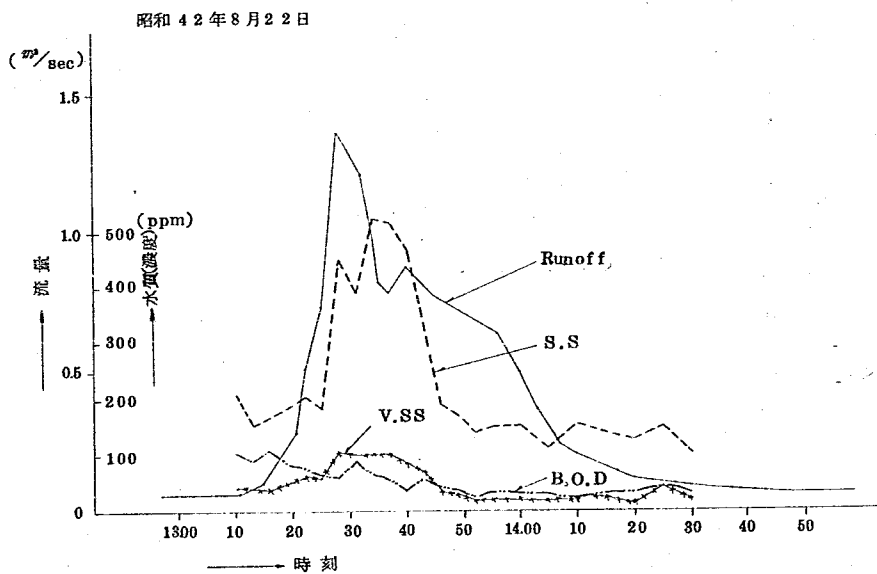
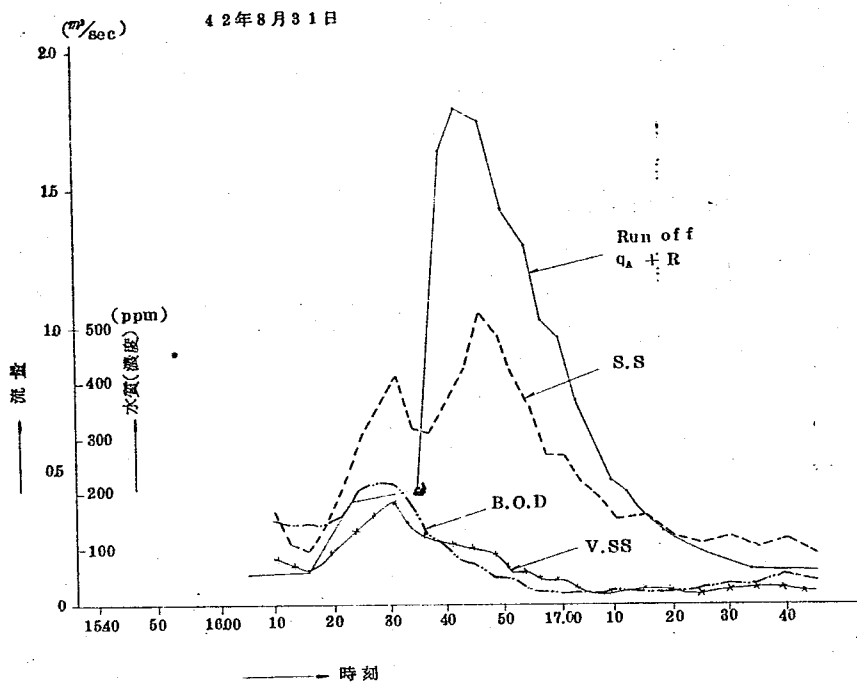
昭和42年8月4日～5日



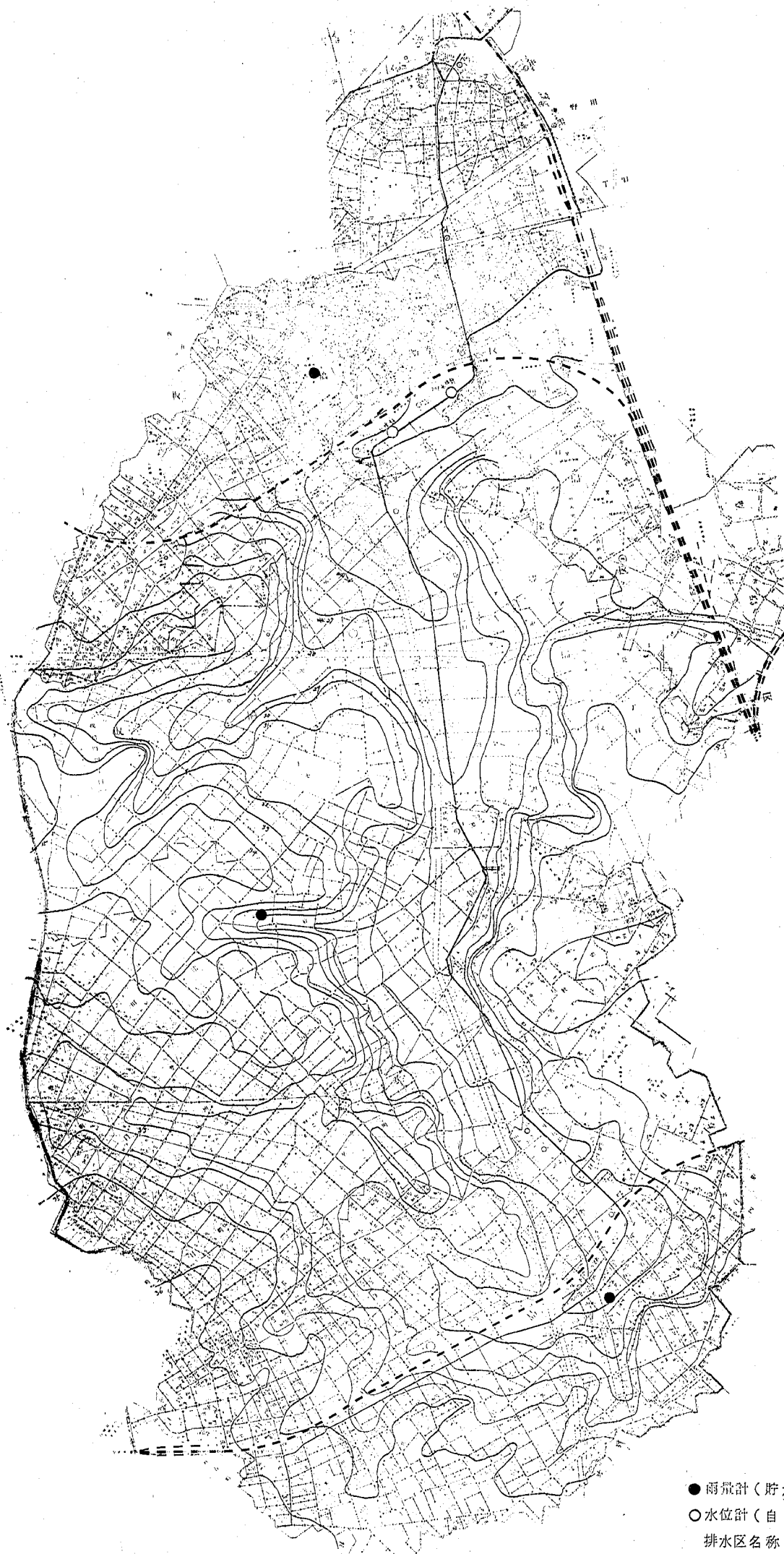
晴天時下水水質調査
BOD, SS, VSS, の時間的变化

4-6-4 雨天時下水水質調査



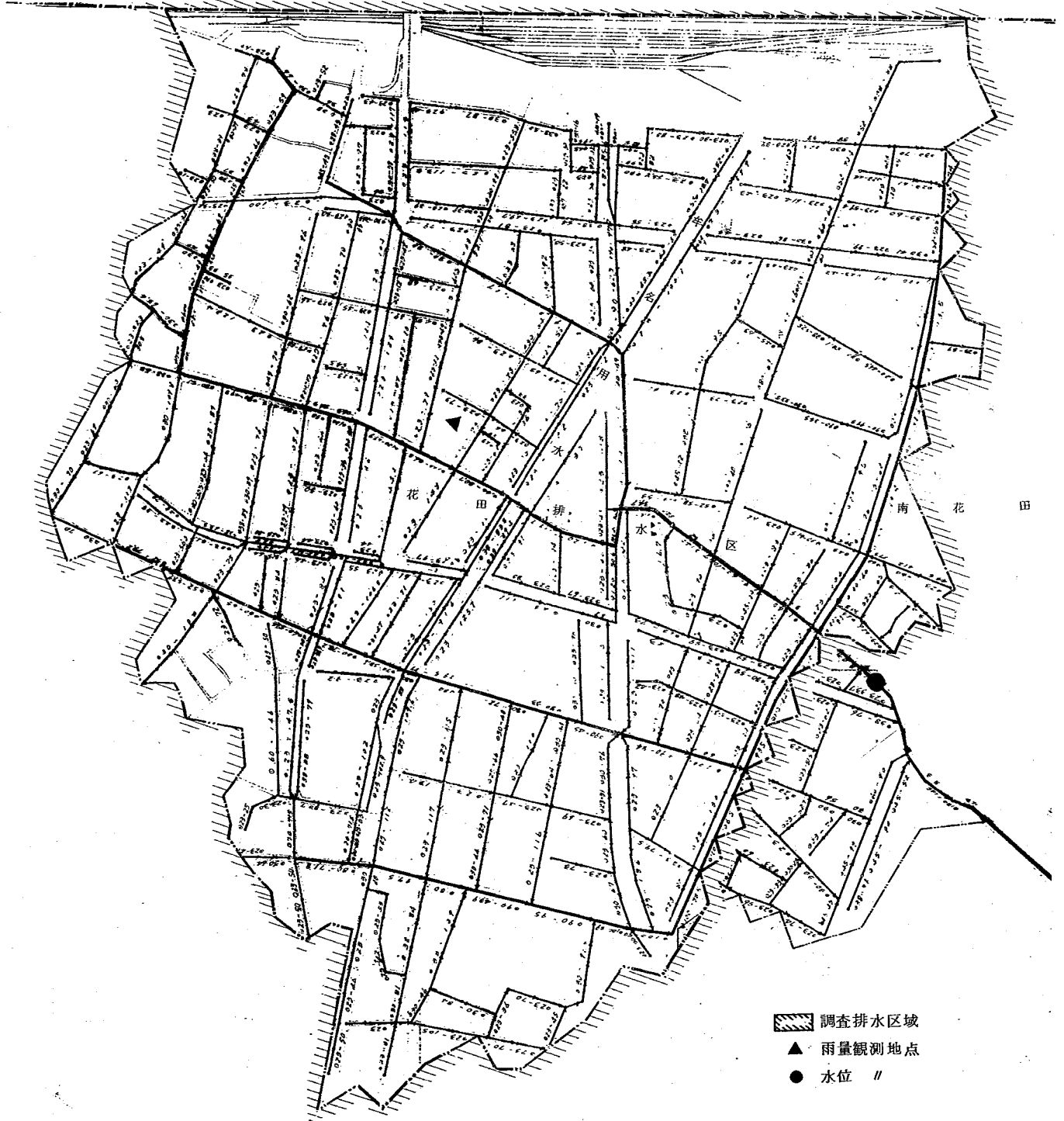


5. 調 査 区 域 一 般 図

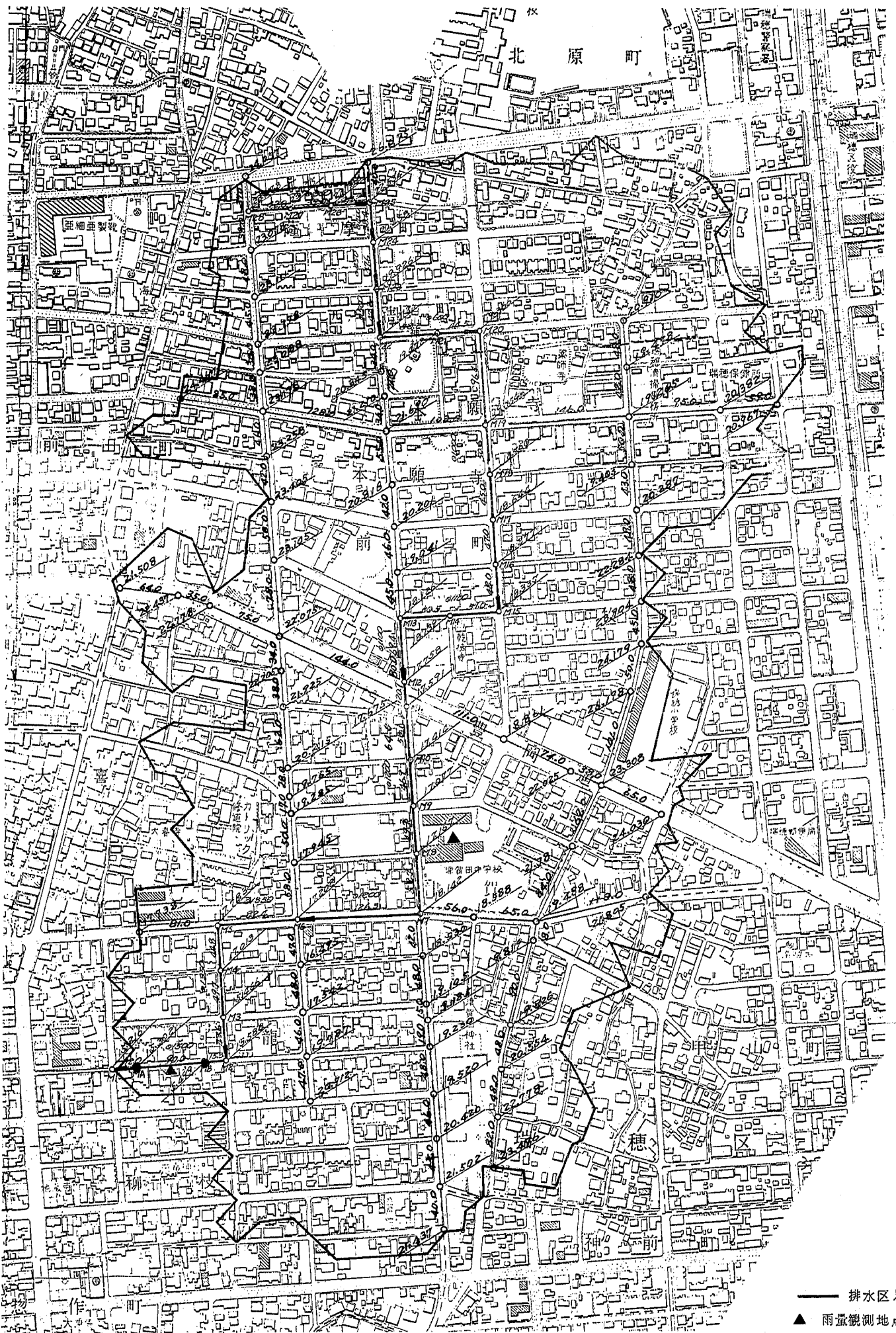


調査排水区の状況と観測点の配置

豊橋駅



豊橋市花田排水区



名古屋市田光排水区

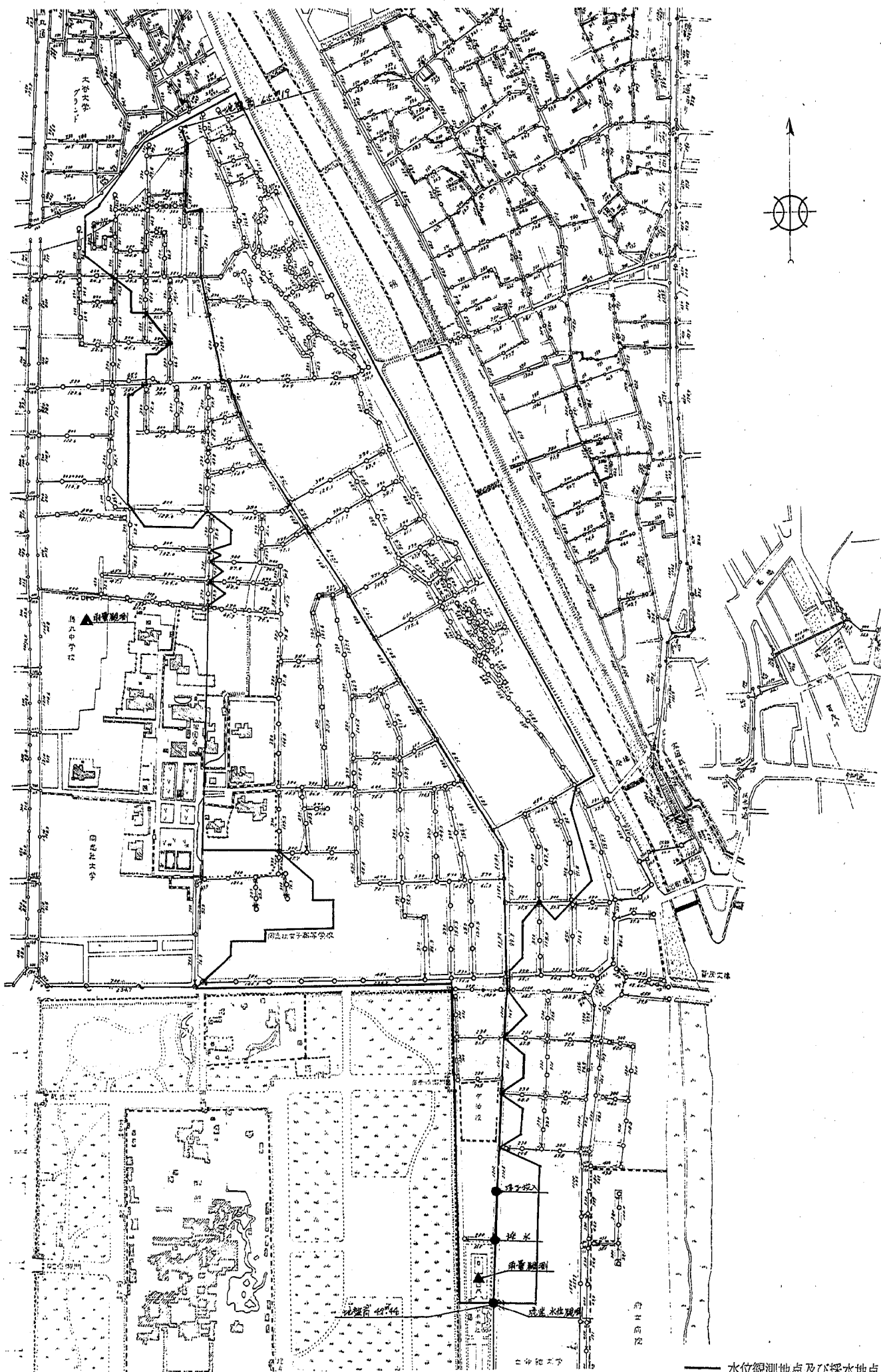


名古屋市千年南部幹線排水区



岐阜市清水川排水区

- 排水区域
- 水位観測点
- ▲ 雨量観測点



- 水位観測地点及び採水地点
- ▲ 雨量観測地点
- 水位 //

京都市中部第一排水区

附 録

調査協力者氏名一覧表

本調査は、多くの人々の努力と協力によって実施されたものでありこゝに深い感謝の意を表するものである。

東京都下水道局

岩崎保久 管理第1課長，松下健二 設計第4係長
田中良治 雑ヶ谷出張所長 はじめ多くの方々

豊橋市下水課

彦坂近人 課長，清水明 課長補佐
鈴木 伴，天野秀之，渡辺清和，細井 輝，大場芳光
はじめ多くの方々

名古屋市下水道部

米田啓一 部長，尾関 基 計画課長
松原和好，浜口昌一，中野年弘 はじめ多くの方々

岐阜市企業局下水課

高橋三郎 課長
向井 寛，森 茂 はじめ多くの方々

京都市水道局設計第2課

米田 孝 課長
河村寛司，西村権一
大田黒，堀，内田，東，矢野，奥田，佐賀，水江，小菅，
湯浅，辻，伊木，森本 はじめ多くの方々

京都市水道局維持課

吉田聖一 課長
竹村，筆谷，有川，衣川，岡本，崎山，徳岡
吉岡，杉本，小堀，中山，柏木，広瀬，今村

第1章 序 論

下水道計画は、ある計画年次における都市域の空間的、経済的構造を想定して立案されるものである。下水道計画の中で雨水排除計画は、雨水排除系の合理化の程度が都市環境に与える影響の面からも、下水道建設の資金上の面からも、大きなウエイトを占めるために、極めて重要である。

都市域に降る雨水は、人間の活動の結果生まれる汚水や汚物と混合するため、極めて水質の悪い下水と化する。このような雨天時下水は、排除施設を通じて河川に放流される。仮に雨天時下水が都市域で氾濫すると水質が悪いことのために環境衛生的悪影響が極めて大きい。また、非合理的な放流を行つた場合、河川水質汚濁の上で大きな影響を持つものと考えられる。従つて、Fig1に示すように雨水排除計画は、放流河川をも含めた総合的な雨水排除系統を水量面と水質面から合理化したものでなければならない。

下水道計画が未来計画の一部である以上、当然雨水排除計画もその中に含まれる。従つて、第1に計画対象になっている都市の都市化が進行することが、雨水流出の水量と水質の面に如何なる影響を与えるかを考察する必要が生ずる。第2に都市化と下水道の関係とは、Fig1に示

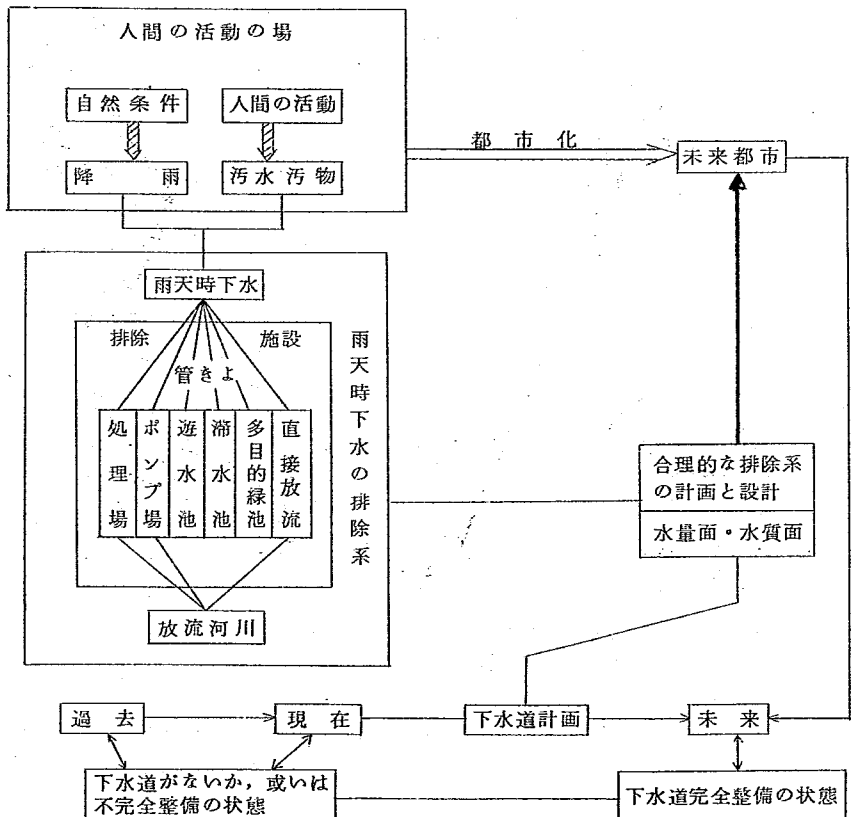


Fig 1 雨天時下水排除計画のありかたの概念図

すように「都市化の進行とは、下水道整備が進められることである。」と定義すれば、下水道の整備が雨水の流出に与える影響を把握する必要が生ずる。

都市化の各段階における土地および水利用の変化と、その結果生ずる水文学的效果は、第1表に具体的に述べられている。

第1表 都市化の各段階における土地および水利用の変化と、
その結果生じる水文学的效果

	土地または水利用の変化	考えられる水文学的效果
郊外 → 都市化の 初期	樹木や植生の除去。 都市的な家屋がまばらに建ち、一部に水道と下水設備ができる。 井戸を掘る。 下水浄化槽と水洗便所排水管の建設。	蒸散の減少と洪水流出の増加、河川の推積物が増加する。 水位が若干低下。 土壌水分が若干増加し、たぶん地下水位が上昇。過重な排水によりたぶん若干の排水管系統から汚水があふれだし、近くの井戸や河川を汚濁。
都市化の 初期 → 中期	住宅団地を作るため地ならし、若干の表土は除かれ農地の池は埋められる。 住宅団地の建設、道路の舗装、暗渠の建設。 若干の井戸は使用が不連続になつたり放棄される。 公共の水源として近隣の河川の水を取水。 未処理または不適正に処理した廃水を河川や廃水井戸の中へ排出。	土壌侵蝕・河川の推積・河床勾配の増加が加速される。洪水流量の増加。小河川の除去。 浸透が減少し、その結果洪水流量は増加し、地下水位は低下。残存する小河川が流路の狭小部でしばしば氾濫。人工の小河川の堤防がしばしば破壊される。 地下水位の上昇。 取水点と排出点の間の流量が減少。 河川や井戸の汚染。魚類や水生生物の死。都市より下流の河川水の水質低下。
都市化の 中期 → 後期	民家や道路や商・工業用の建物が増加し、都市が完了する。 多量の未処理廃水が局地的な河川へ排出される。 汚染のため残存する浅井戸が放棄される。 人口増に伴なつて新しい水源と給水施設が必要となり、上流の水源による貯水池が遠方に建設される。 河川の流路の少なくとも一部は人工の水路やトンネルに限定される。	浸透の減少と地下水位の低下。道路や水路は洪水の排水路となり、局地的な雨に関する洪水のピーク流量は増加し基底流量は減少する。 河川の汚染が増加し、水生生物の死も増加する。下流における利用可能な河川水が減少。 地下水位の上昇。 水を他の水系から取る場合には局地的な河川の流量は増加する。

	土地または水利用の変化	考えられる水文学的效果
都市化の中期と後期	水洗便所排水系統と下水処理場の建設。 洪水の排水系統を補修改良する。 冷房用の水使用の増加。 かん養井戸を掘る。 廃水の再利用。	洪水の害が増す。流路の断面と流送土砂量の変化。 河床勾配の増加。 地域内から若干の水が除去され、浸透は減少し滞水層への保給も減る。 被圧地下水の圧力面の低下。たぶん局部的な過剰揚水と地盤沈下。海岸地帯では塩水が侵入し水質も悪化。 下水や他の排水施設が過重となる。排水系統からの漏水により若干の水は地下水をかん養する。 地下水被圧面上昇。 地下水のかん養、水資源より有効な利用。

(注) 用水と廃水 Vol. 8 第 1 . 1967

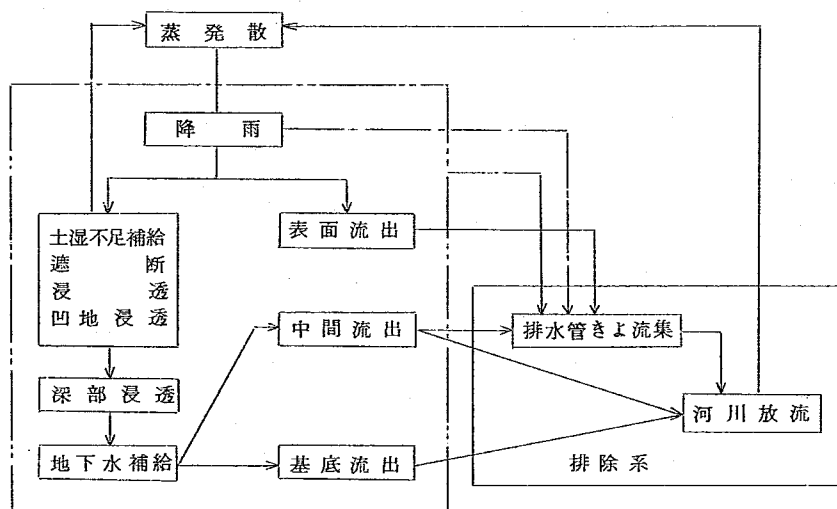


Fig 2 流出場における雨水の挙動

水量面から考察すると次のようになる。

都市域に降った雨水の挙動は、Fig 2 に具体的に示してあるが、都市化は、浸透域を狭げ、不浸透域を拡大させる。

従つて、流達時間は短くなり、雨水流出量は増大する。

下水道は浸透域と不浸透域の雨水の補給関係を分断する。(Fig 3) 従つて、従来不浸透域から流出した雨水が浸透域で浸透し、その結果全体流出量が比較的少なくなつていたのが、そ

うでなくなる。また、下水管きよ内に雨水を流集させるため、地表面を流下するよりも下水管きよ内を流下する方が粗度も小さく、水位も深いので当然早くなる。従つて下水道整備を行うことが流出量の増大ということに大きな影響を与えている。

従つて水量面からは、都市化の影響を具体的に定量的に把握していく努力が必要であることはいうまでもなからう。

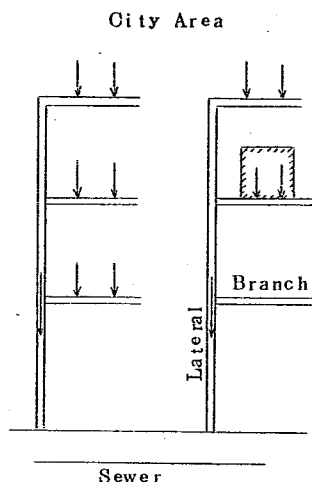


Fig 3 都市内の下水管渠配置

数を厳密に定義し、その値に影響を与える種々の制約条件を吟味していくことで正しい値に近づけていくことができよう。ミクロな方法によるとハイドログラフを推定することが可能であるため、排除系を総合的に合理化することが可能となるし、水質面からの雨水制御を行う場合は、このハイドログラフがないとき行動が取れない。従つて、ミクロな方法を発展させることは、今後の雨水排除系の合理化のうえて最重要の問題であるといえる。

次に都市化と雨天時下水水質との関係を考察してみよう。雨天時下水とは、Fig 1に示すように雨水と汚水・汚物とからなるものであることは述べた。水質面から考察するためには、汚水・汚物のあり方、特に汚物の推積する場所とその量が大切であろう。

都市化が進行するにつれて用水量が増大し、従つて汚水量も増加する。また、汚水の水質も生活レベルの向上のため一層悪化する。汚物の推積する場所は都市の面（道路、家、間地など）と下水管渠内である。都市化が進行すると面に推積する汚物は比較的少なくなるかもしれない（ゴミ処理等の施設の完備）が、雨天時下水水質に影響する汚物は、このような粗大なものではない。従つて雨天時下水水質に与える効果からいえば、都市化の進行が、雨天時水質をよく

雨水流出量を推定する方法としては、マクロな方法とミクロな方法とがある。Fig 2の一点鎖線で示す降雨と下水管きよ流量の関係を流出係数といったもので関係づける方法がマクロの方法である。また、2点鎖線で示すように土湿不足、遮断、浸透等々を考慮し、ハイドログラフを厳密に推定する方法がミクロな方法である。例えば、マクロな方法は、合理式であり、ミクロな方法はChicago hydrograph method である。マクロな方法は、極めて実用性が高いが、理論性に乏しい。しかし、都市化や下水道整備が水文現象に与える影響を前述のように考えれば貯留量が減少するので工種別流出係数や用途地区別流出係数を用いて工種別或は、用途地区別の流出量を加算することでかなり正確な最大流出量を求めることができる。従つて、流出係

するとはいえない。下水そのものが悪質になることから下水管きよ内に推積する汚物は多くなり、下水の水質も悪いので雨天時下水は、都市化の進行とともに悪質になる可能性がある。

反面、水利用のありかたに関する観点と水質汚濁防止対策上雨天時下水の放流のあり方が、問題となるであろうから排除系の合理化を促す立場から雨天時下水の水質変動の実態把握と理論化が重要な問題である。

この報告書は、以上の観点から水量面のアプローチとして第2章では最大流出量算定公式の検討を行い、流出係数を厳密に再定義なおしてマクロな方法から真の値に接近すべく考察を加えた。第3章では、ミクロなとり扱い方として、ハイドログラフ算定法を検討し、水量面からみて総合的な雨水制御の方法を論じた。第4章では、降雨時下水の水質変動論について実測と理論とよりアプローチし、合理的な希釈倍率、処理規模等を考察し、合分流式の採用基準的なものを示すべく努力した。

参 考 文 献

- 1) 都市水文学 梶根 勇 水処理技術 Vol.8. 号1 1967
- 2) Handbook of Applied Hydrology
- 3) Some Observations on Rainfall and Runoff
Norman. H. Cramford, Water Research
- 4) 下水道計画と雨水流出量算定について 末石富太郎
- 5) 農業水文学 金子 良
- 6) 水文気象学 川畑幸夫 応用気象学大系1
- 7) 低地区浸水現象と排水設備の経済的設計 末石富太郎

第2章 最大流出量算定公式の検討

〔要旨〕 最大流出量を与える公式は過去におびただしく発表されてきた。しかし、現在百数十に及ぶといわれるそれらの諸公式の中で、下水道の雨水管きおよび合流式下水道管きよ設計に用いられている公式は、合理式と若干の実験式である。本章では、合理式、実験式の比較検討を行い、下水道計画立案にあつてどちらの公式が用いられることが好ましいかを論じた。

次に、両公式に含まれる流出係数に焦点をあて、その性質を検討した。

以上の論点に立つて従来の流出係数値を検討し、どのような値を用いると妥当な流出量を与えることが可能かということに言及した。

第1節 実験式と合理式について（下水道計画立案にあつて、いずれの公式を採用するほうが好ましいのだろうか？）

昭和40年版公共下水道統計¹⁾によると、合理式採用都市が89都市、実験式採用都市は105都市でほとんどなかなばしている。実験式もヴェルクリーチーグラー公式採用都市が90都市、ブリックス公式採用都市が15都市であり、これ以外の実験公式を使うところはないようである。

衆知のように合理式は

$$Q_{\max} = \frac{1}{360} C_i A \dots\dots\dots (2-1-1)$$

実験式の一般型は

$$Q_{\max} = C_{i_1} A \sqrt[n]{\frac{S}{A}} \dots\dots\dots (2-1-2)$$

である。

C : 流出係数

i : 降雨強度

A : 排水面積

S : 勾配（地表勾配）

i_1 : 時間雨量

n : 定数 ヴェルクリーチーグラー公式 4

ブリックス公式 6

合理式はKrimgold²⁾によると、次の6つの仮定によつて成り立っているといわれる。

1) ある降雨強度Iの降雨による流出量Qは、その強度の降雨が流達時間かそれ以上継続するとき最大になる。

- 2) 継続時間が流達時間に等しいかそれ以上長いある強度 I の降雨による最大流出量 $Q_{\max}$ は、その降雨強度 I と直線関係にある。
- 3) 最大流出量の生起確率 P_Q は、与えられた流達時間に対する降雨強度の降雨の生起確率 P_I に等しい。
- 4) 2)に述べた降雨が排水区に降つたとき、排水区すべての部分からの流出が最大流出量 $Q_{\max}$ に影響する。
- 5) 流出係数は、どの確率の降雨に対しても同じである。
- 6) 流出係数は、排水区に降るあらゆる降雨に対して同じである。

要約すれば設計降雨としては、流達時間に等しい継続時間のある強度 I なる矩形降雨が排水区上に一様に降るものとして与え、この降雨による最大流出量 $Q_{\max}$ は、降雨終了時に起り、 $Q_{\max}$ と I との関係は直線であるということである。

末石²⁾によると合理式は、水理学的には連続方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = i - f \dots\dots\dots (2-1-3) \text{ と}$$

運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (2-1-4)$$

とに基づく。

いま単位の排水区を考える。(この排水区の大きさは、今の場合どのようなものでもよい。) この排水区を矩形とみなす。(2-1-3), (2-1-4)を特性直線表示すると、 $x = ut$ のうで、 $h = (i - f)t$ である。但し、排水区上流端での水深は零、 u は場所的に一定であるから、 $h = (i - f) \frac{x}{u}$ 、流達時間に達したとき $x = L$ であるから $q = (i - f)L$ 従つて、単位の排水区よりの全体の流出量は

$$Q = (i - f)L \cdot W = Ci(L \cdot W) = CiA \dots\dots\dots (2-1-5)$$

これは、合理式にほかならない。

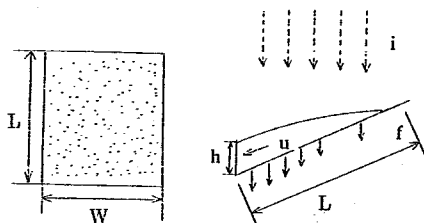


Fig 4. 単位の排水区モデル

近似計算した結果は $\propto$ 等しい最大流出量を与えるという結果を得、合理式は、近似的にはあるが、正しい最大流出量を与えるといっている。

合理式の批判として次の事項があげられている。⁵⁾

合理式は、次元的にも流量の次元をもつものであるし、上記のように多少の理論性も備えている。

設計降雨が、降雨ピークをはさんだ平均の矩形降雨である場合、実際の降雨は、三角形分布をしているものである。

上田⁴⁾は、三角形降雨と平均形降雨との各の場合の流出を等流特性曲線法によつて

- (1) 時間と共に降雨強度が変化しないという仮定は、実際と違うのでおかしい。
- (2) 排水区上の不透透域の分布及び下水管渠内の一時的貯溜（遅滞）の効果が無視されている。
- (3) 不透透面積の計算方法
- (4) 下水管渠内の流下速度（full-bore velocities of flow in the sewers）が一定であるという仮定はあやまつている。

以上に付加えて、(5)前述のKrimgoldの仮定(5)、(6)は、おかしいことは常識的に理解できるところである。

下水道計画は、都市計画の一部である以上都市形態や都市構造の変化が下水道計画にどのような影響を与えるかを定量的に把握する必要がある。このことについては序論で若干述べたが、合理式は単的にその影響を表現する。工種別や用途地区別に合理式によつて最大流出量を計算し、重ね合せの原理から全排水区からの最大流出量を求めることが可能であるからである。

都市化によつて浸透能が減じ、地表面貯溜も少くなるうへ、下水道整備が浸透能の補給関係を分断するといふことは序論に述べたが、そのような状態になつた場合、雨水の遅滞や貯溜を考慮しない合理式が雨水排除計画立案に當つて最適の方法であつたことは事実だろう。下水道計画では、少なくとも現状の流出量を求めるのではないから多少推定値がマクロであつても許容されるであらう。従つて合理式が実用法として使用されることには問題はないといえる。

合理式批判のうち(1)は、上田のいう論拠を正しいとして許せば問題はない。(2)及び(3)は、都市計画と下水道計画の問題、特に工種の配置と管きよ系の配置の問題であり、これは、この論文の課題である。最大の問題は、(4)及び(5)であり、この解明が合理式による推定値をより正しい値に近づけるために絶対に必要である。これらの問題については、節をおつて論じていくことにする。

実験式は(2-1-2)式の式形であらわされる。実験式が一般に広く用いられている原因は、実験式が作られた国（スイスやドイツ）の地形が我國の地形に似ているということしか直接にはみいだせない。しかし、使用の動機になつてゐるものは、上記の事項以外に合理式に対する批判があると思われる。この批判に対し、実験式は遅滞係数 $f = \sqrt[n]{\frac{S}{A}}$ という項の存在で一見この問題が解決されたものゝ如くうつるのである。しかし、実験式が、従来通りの定義のもとで使用された場合、実測流量に対して、過小な値を与えることは事実であるようだ。従つて、実験式を用いた都市にあつては、使用に當つて計算した管きよ断面にかなりの安全率をみていたり、設計降雨強度 i を合理式による方法で求めたり、或は、設計流出係数を若干過大にしたりしているようである。

Gregory と Arnold⁶⁾によると、(2-1-2)型の実験式は、合理式の一変形であるといわれる。

即ち

$$Q_{\max} = C i A \dots\dots\dots (2-1-1)$$

$$i = \frac{a}{t^m} \text{ (Sherman 型降雨強度公式) } \dots\dots\dots (2-1-6)$$

$$t = \frac{L}{V} \dots\dots\dots (2-1-7)$$

$$V = C_1 \sqrt{hS} \quad (\text{chezy の公式}) \dots\dots\dots (2-1-8)$$

$$L = K\sqrt{A} \dots\dots\dots (2-1-9)$$

(2-1-1) に (2-1-6) ~ (2-1-9) を代入すると、

$$Q_{\max} = C_a \left(\frac{V}{L} \right)^m A = C_a \left(\frac{C_1 \sqrt{h}}{K} \right)^m \left(\sqrt{\frac{S}{A}} \right)^m A$$

(2-1-6) より、 $t = 1$ 時間の時の降雨強度 i を i_1 とすると

$$Q_{\max} = C_{i1} A \left(\frac{C_1 \sqrt{h}}{K} \right)^{\frac{1}{n}} \left(\sqrt{\frac{S}{A}} \right)^{\frac{m}{n}} \dots\dots\dots (2-1-10)$$

$$\left(\text{但し } n = \frac{m}{2} \right)$$

(2-1-10) は、(2-1-2) と同じ式型である。

ある設計強度の降雨を与えると $C_i \sqrt{h}$ は、ほぼ一定である。実験式は、(2-1-10) の中の未知定数が実測によつて定められたのであるとすると、これは、全く合理式と変りないのである。(2-1-10) の式型の利点は、一時間降雨量をもつて設計できることである。なぜならば、一時間降雨量のデータはかなり蓄積されているからである。(2-1-10) を (2-1-2) と同じとし、(2-1-2) をもつて設計すれば当然過小な値になるはずである。

このことは、従来、実際の流出係数より多少過大な流出係数で設計されたり、安全をみていたりしていたことの正当性を裏付けている。

この論法によれば、実験式の最大の欠点であるところの次元が流量でないという点も証明されたことになる。しかし、筆者らがなお実験式に魅力を感じる理由は遅滞係数の存在する理由である。

遅滞係数は、あきらかに貯留量と逆比例的な関係にある。従つて、実験式中の $C \sqrt[n]{\frac{S}{A}}$ を一体として考えた場合 $\sqrt[n]{\frac{S}{A}}$ は、貯留による流出係数の通減率ともみることができる。

次元的に問題があるにしても、かゝる遅滞係数を考えて、従来の流出係数と遅滞係数の積が真の流出係数であるとも思えるからである。以上に加えて i_1 を i とみなせば、(2-1-2) は合理式である。しかし、いずれにしても実測から流出係数を求め、その値をもつて最大流出量を推算するとすれば結果的には大きな誤りはないことになる。このように問題を考えれば合理式及び実験式の良否に関する議論より最も重要なものは、実測であり、流出係数の求め方に対する基準であり、また、求めた流出係数をもつて将来の雨水排除計画を立案する場合の適用法の肯否の問題などではないだろうか？

次節以下では、以上にあげた問題点について、述べていくことにする。

第2節 流出係数の求め方

流出係数には、次の2通りの定義⁷⁾⁸⁾がある。

即ち

$$C_1 = \frac{\text{ピーク流出量}}{\text{平均降雨強度} \times \text{排水面積}} \dots\dots\dots (2-2-1)$$

$$C_2 = \frac{\text{総流出量}}{\text{総雨量}} \dots\dots\dots (2-2-2)$$

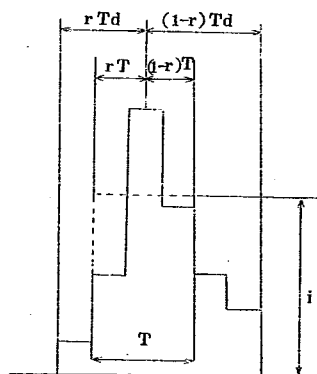
後者 C_2 は、有効雨量の割合を示すものであり、一般には近似的なハイドログラフの推定に用いられるものである。低水流出をも含めた長期間（年間や季節など）の総流出量とその期間の総雨量との比としての C_2 もあるが、ハイドログラフの推定のためには、ある一降雨の直接流出総量とその降雨の総雨量との比をもつて流出係数としている。

中小河川の流域からの最大流出量を推定するために、(2-2-2)による流出係数を用いる傾向がある。一般に(2-2-2)による値は、(2-2-1)による値より大きくなることが多い。

下水道管きよ断面設計においても(2-2-1)と(2-2-2)とが混同されて使われる例が多いようである。使用に当つて(2-2-2)による値が(2-2-1)による値より大きいために安全な設計ができることは事実であるが、最大流出量算定公式を用いる以上、(2-2-2)は用いるべきではない。安全率をみるためには、他のしかるべき手段によるべきであろう。

(2-2-2)については、第3章で述べるので、ここでは(2-2-1)に焦点をしぼることにする。

(2-2-1)式の中の平均降雨強度とは、降雨継続時間、即ち、流達時間 T 内の平均降雨強度である。一般にFig 5に示すようにピーク降雨強度の発生時刻をはさんでとつた T 区間の降雨強度の平均値 i である。



T_d : 降雨継続時間

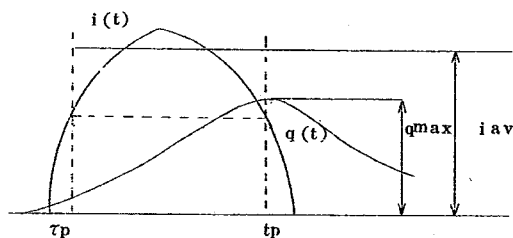
T : 流達時間

r : T_d に対する降雨開始からピークまでの時間 TP の比率

i : 平均降雨強度

Fig 5 Hyetograph

従つて(2-2-1)によると流達時間Tのとりかたによつて自由に平均降雨強度*i*が変化するので流出係数も、かわることになる。最大流出量算定公式にあつては、流達時間の計算法が明確でない。従つて、Fig 5のような実測データから平均降雨強度を求めることは実に至難の技であるといえよう。従来、流達時間をピーク降雨発生時刻とピーク流出発生時刻との時間差であるとしていたり、或いは、降雨開始時刻からピーク流出発生時刻までの時間差であるとしていた。前者の場合は、平均降雨強度は大きくなり、従つて、流出係数は小さくなるが、後者の場合は、平均降雨強度は小さくなり、流出係数は大きくなる。流出係数を求める場合に、かゝる不統一があつてはならない。



平均降雨強度は、最大流出量に關する(影響する)降雨部分の強度の平均値である。石原、高棹⁹⁾は、この降雨部分を理論的に次のように求めた。針面での流れを近似的に2次元流と考えると

Fig 6 最大流出量に關する降雨の時間部分

$$\text{運動方程式} \quad h = Kq^p \quad \dots\dots\dots (2-2-3)$$

$$\text{連続方程式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i(t) \quad \dots\dots\dots (2-2-4)$$

(2-2-3), (2-2-4)より特性方程式

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dh/dq} = \frac{dq}{i(t)} \quad \dots\dots\dots (2-2-5)$$

(2-2-3)を代入すると

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{pKq^{p-1}} = \frac{dq}{i(t)} \quad \dots\dots\dots (2-2-6)$$

(2-2-5), (2-2-6)から特性曲線

$$p = \left\{ \int_{\tau}^t i(t) dt / K \right\}^{p-(2-2-7)} \quad q = \int_{\xi}^x i(t) dx \quad \dots\dots\dots (2-2-8)$$

$$x = \frac{1}{PK^{1/p}} \int_{\tau}^t dS \left(\int_{\tau}^s i(z) dz \right)^{(1/p)-1} + \xi \quad \dots\dots\dots (2-2-9)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件} \quad t=0 \quad \text{で} \quad i=0 \\ \text{境界条件} \quad t=0 \quad \text{で} \quad x=0 \end{array} \right\} \text{より} \quad \xi=0$$

$x=B$ において(2-2-8)は近似的に次のようにあらわれる。

$$PK^{\frac{1}{p}}B = \int_0^{t-\tau} (i_m \cdot t)^{\frac{1}{p}-1} dt = i_m^{\frac{1}{p}-1} \cdot (t-\tau)^{\frac{1}{p}}$$

$$\therefore (t-\tau) = KB^p / i_m^{1-p} \dots\dots\dots (2-2-10)$$

(2-2-9)は、流域斜面上の流れの伝播時間である。

(2-2-8)から $x=B$ では

$$q = i_m B \dots\dots\dots (2-2-11)$$

(2-2-10)を(2-2-11)に代入すると

$$q = \left\{ BK / (t-\tau) \right\}^{1/1-p} \dots\dots\dots (2-2-12)$$

(2-2-7)及び(2-2-12)を時間 t で微分

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \int_{\tau}^t i(t) dt &= \frac{d}{dt} \left[\int_0^t i(t) dt - \int_0^{\tau} i(t) dt \right] \\ &= i(t) - \frac{d}{dt} \int_0^{\tau} i(t) dt = 0 \dots\dots\dots (2-2-13) \end{aligned}$$

$$\frac{d}{dt} (t-\tau) = 0$$

この両式が最大流量の発生条件である。

(2-2-13)と(2-2-14)より

$$\begin{aligned} i(t) - \frac{d}{dt} \int_0^{\tau} i(t) dt &= i(t) - \frac{d}{d\tau} \int_0^{\tau} i(t) dt \dots\dots\dots (\text{定理参照}) \\ &= i(t) - i(\tau) = 0 \dots\dots\dots (2-2-15) \end{aligned}$$

(2-2-13)から最大流出量を発生する伝播の出発時刻 τ_p と到着時刻 t_p における降雨強度は相等しい。この式は、降雨のピークをはさんで強度の等しい時間内の降雨が最大流出量に関与することを示している。この関係は、近似的に観測点流量においても成立すると考えられる。

降雨が2等辺三角型分布をしている場合は、 $(t_p - \tau_p)$ は降雨ピークと流出ピークの時刻差、即ち、遅れの時間の2倍と考えてよい。最大流出量に関与する降雨の時間部分の平均降

雨強度は、Fig 6 に示す操作によつて容易に求めることができる。この様にして求めた平均降雨強度を用いて(2-2-1)式から流出係数を求めることができるのである。

上記の($t_p - \tau_p$)が近似的に流達時間と考えることができ、この場合、前述した遅れの時間よりは長く、降雨開始から最大流出量発生時などの時間よりは短いことになる。

降雨の場所的分布については、排水区が大きい場合は問題となる。下水道排水区程度では、ほぼ一様と考えても差支えないと思われるが、降雨観測所が数ヶ所ある場合は、ティーセン法によつて平均化する。

以下の解析は、以上に述べた操作によつていることをことわつておく。

定理: $g(y) = \int_{a(y)}^{b(y)} f(x, y) dx$ の微分は

$$\frac{dg(y)}{dy} = \int_{a(y)}^{b(y)} f_y(x, y) dx + f(b(y), y)b'(y) - f(a(y), y)a'(y)$$

第3節 流出係数の性質

序論でも述べたように流出係数は、降雨と蓄きよ流集量との関係が直線であることを示す比例定数である。従つて、ミクロな方法では、浸透、遮断、凹地貯溜、地表面貯溜、土湿不足等を個々に独立させて取り扱うのであるが、合理式のようなマクロな最大流出量算定公式においては、これらの個々の影響を流出係数という形で総合的に表現するのである。これらの関係はFig 2を参照されれば明らかであろう。

一般に

$$\begin{aligned} \text{降雨量} = & \{ \text{流出量 (表面及び中間流出で下水管きよに流集するもの)} \} \\ & + \{ \text{浸透量 (土湿不足補給, 浸透)} \} \\ & + \{ \text{静的貯溜 (凹地貯溜, 遮断)} \} \\ & + \{ \text{動的貯溜 (粗度, 勾配による表面貯溜)} \} \dots\dots\dots (2-3-1) \\ & + \{ \text{蒸発散量} \} \end{aligned}$$

であり、この関係は、最大流出量においても成立する。左辺を iav 、右辺第1項の流出量を最大流出量として Q_{max} 、第2項を f 、第3項と第4項を S 、第5項を D とすると、

$iav = Q_{max} + f + S + D$ であり、合理式に変形すると、

$$Q_{max} = iav \left(1 - \frac{f+S+D}{iav} \right) \text{である。}$$

従つて、流出係数 C は、次のようなものである。

$$C = 1 - \frac{f+S+D}{iav} \dots\dots\dots (2-3-2)$$

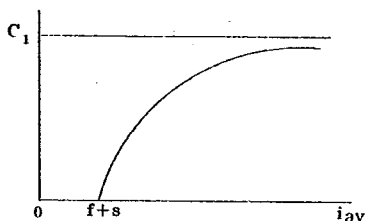


Fig 7 流出係数の変化

下水道排水区においては(2-2-1)式の中、右辺第2項浸透の影響が比較的大きいといえるが、第3項以下は、ほとんど量的に少く無視してもよいといえるようである。浸透量中でも土湿不足補給は、季節的にも変動するし、前期降雨のありかたによつても変動する。従つて、流出係数は、それに伴つて変動することになる。

即ち、梅雨期には、浸透可能地域は雨水補給が

十分なため飽和状態となつてゐるから浸透能 f は比較的小さく、従つて、流出係数は大きくなる可能性がある。雷雨期である夏期は、不飽和状態であり、比較的大きな降雨があつても流出係数は小さくなることが予測される。これらの関係は Fig 8 で明らかである。

前期降雨のありかたによつても流出係数は変動するから当然のことではあるが降雨継続時間によつても変わるといえる。以上の事実は、後で再びふれることにする。

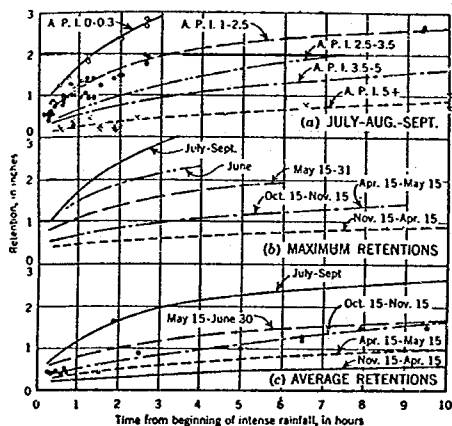
流出係数には、多くの因子が総合的に含まれていることはすでに述べたが、Bernard⁸⁾ は、これらの因子を地勢、土壌、地被の3つに大別し、その影響の程度を実験的に確めて数量化し、各の影響度を1から差し引くことによつて流出係数を求めようとした。各因子の影響度は、下表に示してあるが、このような努力は、流出係数をよりミクロに分析し、正しい値に近接させようとするものであり、正しい方向ではある。しかし、このようにしてもやはり流出係数そのものはマクロなもので、その域を出ないことも事実である。

表2 因子別の減少率

因子	分類内容	減少率
地 勢	平均勾配 1~3 ft/mile の平坦地	0.30
	" 15~20 " の緩勾配地	0.20
	" 150~250 " の丘陵地	0.10
土 壤	締め固めた粘土	0.10
	普通程度の締め固めの粘土とロームの混合土	0.20
	ゆるい砂質性ローム	0.40
地 被	耕 地	0.10
	未開発地	0.20

Bernard¹⁰⁾ は、更に降雨強度によつて流出係数が変化することから降雨強度と降雨確率年との関係を結びつけて、次式を導いている。

$$C = C_{\max} \times \left(\frac{T_p}{100} \right)^x \dots \dots \dots (2-3-3)$$



次式 T_p は確率年, C_{max} は 100 年確率の降雨による流出係数, x は地域によつて定まる定数である。

(2-3-3) 以外に次の公式が発表されている。

Fig. 8.--TIME-RETENTION CURVES (CLAYPEN PRAIRIES)

E. Paladini & F. Fantoli	公式	$C = m_F (it)^{\frac{1}{3}}$	(2-3-4)
F. Reinhold	"	$C = m_F (i^{0.567} t^{0.228})$	(2-3-5)
V. V. Lebedev	"	$C = m_F (i^{0.205} t^{0.105})$	(2-3-6)
C. E. Gregory	"	$C = m_F t^{\frac{1}{3}}$ (不浸透面に対して)	(2-3-7)
Hoad	"	$C = \frac{at}{b+t}$ (")	(2-3-8)

ただし, m_F , a , b は定数, i は降雨強度, t は降雨継続時間。現在わが国においても、この種の研究は続けられている。合田、末石、寺西¹¹⁾ は, rainfall simulator を使つて実験を行い次の結果を得ている。

流出係数と降雨強度との間には、次の関係がある。

$$C = \frac{bi}{i+a} \quad (\text{不浸透面に対して}) \dots\dots\dots (2-3-9)$$

流出係数と降雨継続時間との間には、「継続時間が同じでも、確率年数が高くなれば C の値は大きくなり、又、同じ確率年数でも降雨継続時間が長くなれば、一般に C の値は」大きくなる。「しかし、同確率年数の場合には一概に C の変化を決定することができず、継続時間に伴う降雨強度公式の形によつて左右される。特に確率年数を一定とするときには、継続時間の増大に伴ない C が大きくなつたり、小さくなつたり、或は、不変の場合が起こりうる」ことを認めている。

上記の事実は明らかに、Bernard の公式 (2-3-3), および (2-3-4) ~ (2-3-8) を一歩進めたものである。

稲場¹²⁾は未石の等価粗度法を用いて流出係数と降雨継続時間の間に次の関係があることを示している。

$$C = at \left(1 - \frac{b}{t+b} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (2-3-10)$$

但し、 b は ある確率のタルボット型降雨強度公式に含まれる定数

a は 勾配、粗度、及びタルボット型降雨強度公式に含まれる定数からなる定数
降雨強度公式の式形によつて(2-3-10)は、種々に変化する。又、一般には

$$C = a' i^{\frac{2}{3}} t^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots (2-3-11)$$

なる関係にあることを示した。

未石等は、かゝる関係の実際設計への適用法の例を具体的に示している。¹¹⁾ 以上のような関係は、現在、衆知の事実でありながら実際に使用されていないようである。

すなわち、その理論に経験的要素が多く、地域的に極めて多様に変化する常数を含んでいるため、実際に適用する場合極めて危険だからであろう。しかしながら設計の流出係数を決定するとき、上記のような事実を十分に認識したうえで行動をとるべきであることは当然である。

土湿不足や浸透能が流出係数に与える影響を、少しミクロに堀りさげると次のようになる。^{13), 14)}

浸透能はホルトンの浸透能式によると

$$f = f'_0 e^{-f_1 t} \dots\dots\dots (2-3-12)$$

但し f'_0 : 絶対乾燥時の浸透能, (2-3-12)より全浸透量は,

$$F = \frac{f'_0}{60} \int_0^{t_f} e^{-f_1 t} dt = \frac{f'_0 - f}{60} \dots\dots\dots (2-3-13)$$

降雨前に An なる保留量があるとき、(2-3-13)式より

$$f = f_0 = f'_0 - 60 An f_1 \dots\dots\dots (2-3-14)$$

(2-3-14)式は、降雨開始時の浸透能を与える。

今、 An と先行降雨指標 (API) との間に

$$An = \frac{f'_0}{60 f_1} [1 - e^{-u(API)}] \dots\dots\dots (2-3-15)$$

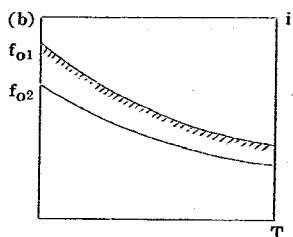
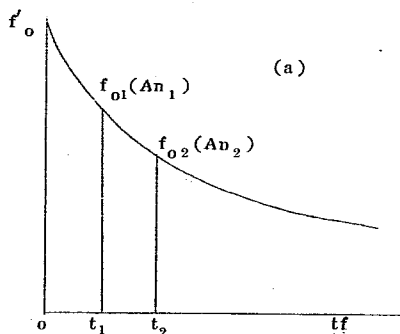


Fig 9 浸透能の変化

$$\text{但し, } API = P_0 + P_1 K_R + P_2 K_R^2 \cdots \cdots + P_n K_R^n$$

こゝで P_k : k 日目の雨量, K 及び u : 定数なる仮定を置く。

$$(2-3-13) \text{ より } A_n = \frac{f'_0 - f_0}{60 f_1} = \frac{f'_0}{60 f_1} \left(1 - \frac{f_0}{f'_0} \right)$$

$$(2-3-15) \text{ と比較すると } \frac{f_0}{f'_0} = e^{-u(API)} \cdots \cdots (2-3-16)$$

(2-3-16) は, 次のことを示している。即ち,

API が大きいとき (具体的には雨の多い期間の場合など) には初期浸透能は小さく, 従つて, 有効降雨は大きくなる。今, Fig 9 に示すような矩形降雨が, 降雨前の保留量が An_1 , An_2 ($An_1 < An_2$) の場合に降つたとき, (2-3-16) より各の初期浸透能は, f_{01} , f_{02} である。

降雨中の浸透は, (2-3-12) より各

$$f = f_{01} e^{-f_1(t_f - t_1)} \text{ 及び } f = f_{02} e^{-f_1(t_f - t_2)} \text{ になる。}$$

従つて, Fig 9 (b) に示すように保留量が大きい場合に有効降雨も大きい。

末石の等価粗度法を用い, かつ, ピーク流量が降雨終了時に発生すると仮定すると上記の場合の流出係数の比率は

$$\frac{C_2}{C_1} = \left(\frac{\bar{i}_2}{\bar{i}_1} \right)^{\frac{2}{3}} \cdots \cdots (2-3-17) \text{ となる。}$$

但し, $\bar{i}_1$ は, An_1 の場合の平均降雨強度, $\bar{i}_2$ は, An_2 の場合のそれである。

$$\text{平均降雨強度は, } \bar{i}_1 = \left\{ iT - \int_0^T f_{01} e^{-f_1(t_f - t_1)} d(t_f - t_1) \right\} / T$$

$$\bar{i}_2 = \left\{ iT - \int_0^T f_{02} e^{-f_1(t_f - t_2)} d(t_f - t_2) \right\} / T$$

であるから, (2-3-17) は

$$\frac{C_2}{C_1} = \left\{ \frac{iT - f_{02}(1 - e^{-f_1 T})}{iT - f_{01}(1 - e^{-f_1 T})} \right\}^{\frac{2}{3}} \cdots \cdots (2-3-18)$$

(2-3-17), (2-3-18) は, An が大きい場合においては流出係数 C は, 大きくなること, 降雨継続時間が長くなれば, An いかんにかゝらず流出係数は近似的に等しくなつてくることを示している。この事実は季節的に流出係数が大きくかわることを示すものである。 f_{01} , f_{02} 等が i よりも大きくなる場合でも同様のことがいえる。

又、平均降雨強度が Fair 型

$$\bar{i} = \frac{a}{(t+b)n} T_p^m \dots\dots\dots (2-3-19)$$

但し、 a 、 b 、 n 、 m は、常数であり、 T_p は、return period である。

で表わすとする (2-3-17) 式から

$$\frac{C_2}{C_1} = \left(\frac{T_{p2}}{T_{p1}} \right)^{\frac{2}{3}m} \quad \text{である。}$$

今、 $T_{p1} = 100$ 年とし、 $C_1 = C_{\max}$ 、 $\frac{2}{3}m = x$ と置けば

$$C_2 = C_1 \left(\frac{T_{p2}}{T_{p1}} \right)^{\frac{2}{3}m} = C_{\max} \left(\frac{T_p}{100} \right)^x$$

これは、(2-3-3) と同じである。

従つて、Bernard の求めた (2-3-3) 式は、上記の理論に立脚するものであるといえる。

Bernard は、 x 及び $C_{\max}$ の分布図を作成している。これを参考のために下に示す。

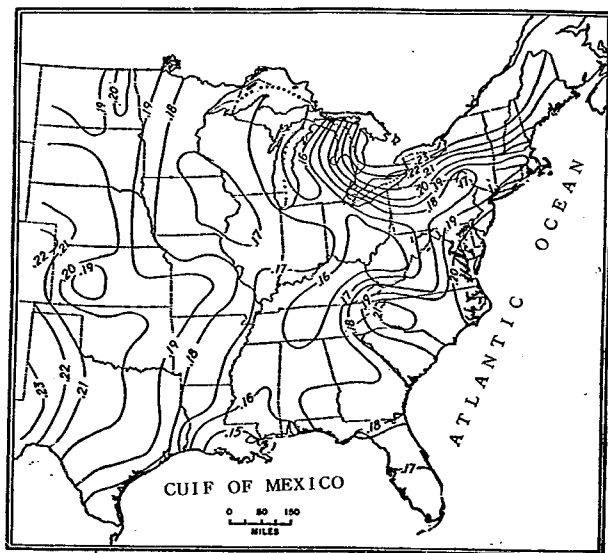


Fig 10(1) x の値の分布

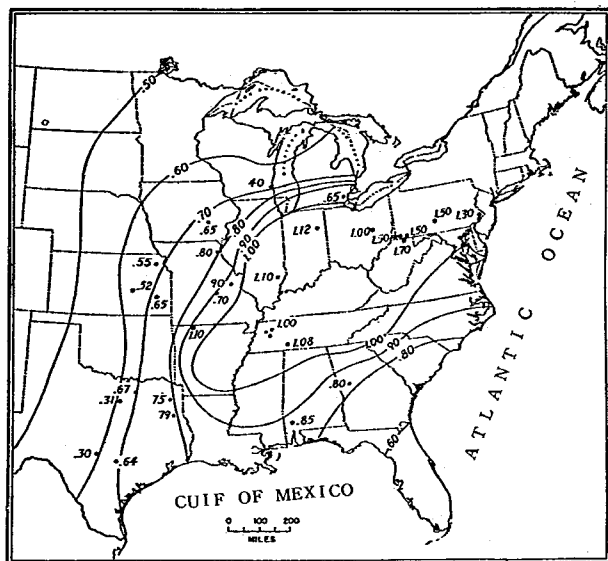


Fig 10(2) C_{max} の値の分布

以上の事実は、流出量の算定にあつて、流出係数のみを独立して取り扱えないことを示している。ましてや流出係数を、いかなる降雨においても、いかなる地域においても一定であるとして取り扱うことはあやまりであることは明白ではないだろうか？

表面粗度や勾配が流出係数に与える影響は、流出の遅滞という形であらわれる。すなわち、流達時間 t （あるいは流入時間）と降雨継続時間 T との関連で、 $t \leq T$ の場合遅滞はないが、 $t > T$ の場合遅滞する。従つて、粗度が極めて大きい、勾配が極めてゆるい場合、あるいは、その両者の場合流出係数は小さくなる。

この様な要素は、次節「流達時間について」と合わせて考察して行く。

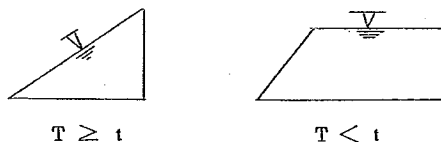


Fig 11 遅滞のある時とない時の水面形概念図

そこで、以下では上記の事実を検討し、実排水区においてどのような関係があるかを調査した結果を明らかにし、設計流出係数の決定にあつての留意すべき諸点にふれることにする。

調査排水区域の概要は、表3のとうりである。実測の流出係数は、表4のとうりである。表4の流出係数と平均降雨強度の値をプロットすると図12のようになる。図12は、極めてばらつきが多く、流出係数と平均降雨強度の間には、なんら関係がないように見える。表4の値のうち梅雨期(6月15日～7月10)と台風期(9月1日～30日)の値を平均降雨強度に対してプロットすると図13のようになる。データ数が少いので、図13から決定的な事実を言えないが、流出係数と平均降雨強度との間には(2-3-2)のような関係があるようである。

この関係は、上記の2期間に於ては排水区の保温状態がほぼ一定と考えてよいから、このような場合に限つては、データ相互間の比較ができる。だから(2-3-2)の関係があると考えてよい。全データをAPIとの関係でプロットすると図14のようになる。図14から、APIが大きいと流出係数が太くなるという関係があるらしいことがわかる。

APIは、季節的に変化するから流出係数も季節的に変化する。

設計流出係数を選定するためには、浸水原因になる降雨が起る季節とその大きさが問題になる。

表 3. 調査区域概要

都市名	調査排水区名	用途地域名称	総面積	工種別面積				総人口	人口密度	平均勾配		晴天時平均汚水量	晴天時平均水質		総戸数	水洗化戸数	水洗化人口	最長降雨継続日数	最長無降雨継続日数
				(a)	(b)	(c)	(d)			地盤	水路		BOD	SS					
東京都	谷端川幹線	住居・住居 専用・準工業 特別工業他	(ha) 540.6	(ha) (0.55) 295.2	(ha) (0.10) 101.6	(ha) (0.50) 52.40	(ha) (0.045) 245.4	(人) 120,000	(人/ha) 222.1	(‰) 14.8	(‰) 2.7	(m³/hr) 0.65	(ppm) 134.6	(ppm) 184.9	41,807	—	(人) —	(日) 33	(日) 50
豊橋市	花田	工業	105.066	(0.34) 35,766	(0.10) 10.16	(0.50) 52.40	(0.06) 6.74	12,160	116	9.0	1.7	0.71	126	160	2,945	2,060	10,140	—	—
名古屋市	田光幹線	住宅	51.36	(0.31) 15.70	(0.08) 4.18	(0.54) 27.74	(0.07) 3.74	9,920	193	7.3	2.3	0.56	56.9	84.6	2,832	2,492	8,730	45	40
名古屋市	千年南部幹線	港湾	81.28	(0.56) 44.59	(0.02) 1.62	(0.38) 30.52	(0.05) 4.54	12,317	151.5	1.49	1.612	0.68	63.4	51.1	3,342	1,700	7,768	45	40
岐阜市	清水川	商業	106.4	(0.73) 78.0	(0.07) 7.0	(0.13) 14.0	(0.07) 7.4	24,568	231	1	1.7	0.812	7.02	42	6,462	4,943	19,831	32	37
京都市	中部第1	住宅	67.78	(0.44) 29.65	—	(0.28) 18.94	(0.28) 19.20	16,945	250	7.899	3.6	0.23	150.6	71	3,728	2,233	10,149	22	21

(1) 工種面積区分は、次のとおりである。

(a) 建物・コンクリート・アスファルト

(b) 簡易舗装

(c) 未舗装道・間地・鉄道構内・運動場等

(d) 公園・芝生・庭園・畑土等

(2) ()内は、面積割合である。

(3) 総人口は、住民登録人口

(4) 晴天時平均汚水量、晴天時平均水質は、実測値

(5) 総戸数のうち東京都の値は、総世帯数である。

(6) 最長降雨継続日数、最長無降雨継続日数は該当市の気象台設置以来の観測記録による。

都市名	調査排水区名	住居専用地区	住居地区	準工業地区	特別工業地区	商業地区	緑地地区	商業地区で防火地区	合計	備考
東京都	谷端川幹線	ha 106.79	288.15	62.3	68.28	68.60	1.35	1	540.6	
		% 19.77	53.40	11.6	12.64	12.60	0.25	0.18	100	

表 4. 観測に基づくピーク流出係数

都市名 (排水区名)	観月	観日	流出係数	最大降雨量	流達時間	流量時間内の平均降雨量	不透水面率	流出係数	都市名 (排水区名)	観月	観日	流出係数	最大降雨量	流達時間	流量時間内の平均降雨量	不透水面率	流出係数
東京都 (谷端川)	5.1	0.25	30	30	9.33	55	0.58		豊橋市(花田)	10.18	0.48	2.4	70	2.10	55	0.59	
	5.7	0.37	7	60	2.74	〃	0.27			10.27	0.51	3.9	50	3.90	〃	0.47	
	6.10	0.34	6	80	1.75	〃	0.21			10.27	0.62	6.0	80	5.00	〃	0.47	
	6.11	0.33	54	45	44.50	〃	0.37			10.27	0.50	4.4	10	4.40	〃	0.47	
	6.15	0.50	84	25	49.20	〃	0.72			10.28	0.53	22.0	40	19.50	〃	0.47	
	6.22	0.47	7.8	35	3.10	〃	0.48			8.22	0.45	45.6	15	37.80	43	0.53	
	6.22	0.51	11.5	55	4.90	〃	0.68			8.22	0.46	43.8	17	23.70	〃	0.53	
	6.28	0.52	7.6	85	5.05	〃	0.43			8.22	0.59	39.3	34	21.60	〃	0.53	
	7.3	0.41	4.8	80	4.15	〃	0.40		7.19	0.41	42	15.5	15.02	39	0.74		
	7.6	0.48	19.2	45	8.75	〃	0.49	名古屋市中区(田光)	7.19	0.61	5.8	14.5	23.50	〃	0.74		
	7.6	0.53	25.6	7.5	18.50	〃	0.95			8.22	0.33	23.5	8.5	6.40	〃	0.63	
	7.9	0.49	10.3	10	10.00	〃	0.77			8.22	0.37	36	9.5	20.00	〃	0.63	
	7.10	0.45	4.3	50	3.20	〃	0.40			8.22	0.85	29	6.5	13.00	〃	0.63	
	7.10	0.46	3.2	95	1.10	〃	0.29			9.13	0.73	30	15.0	13.89	〃	0.72	
	7.24	0.35	10.1	60	6.00	〃	0.40		名古屋市中区(千早)	8.22	0.64	31	34.5	10.15	57	0.58	
	8.22	0.69	12.3	50	2.76	〃	0.91				9.13	0.57	25.5	31.0	12.75	〃	0.60
	9.11	0.51	10.8	10	6.85	〃	0.65				9.13	0.46	16.5	23.5	4.93	〃	0.60
	9.12	0.57	42.5	30	16.30	〃	0.55			7.6	0.38	27.6	42	8.29	80	0.43	
	9.12	0.43	6.6	65	2.80	〃	0.55	岐阜市(清水川)		7.12	0.47	8.4	59	1.80	〃	0.91	
	9.18	0.61	3.4	50	2.30	〃	0.42				7.12	0.54	23.8	45	6.76	〃	0.91
9.21	0.53	7.5	70	4.20	〃	0.40				7.19	0.32	81	43	35.85	〃	0.62	
9.21	0.51	22.1	10	21.70	〃	0.40				7.19	0.29	21.6	41	4.89	〃	0.62	
9.25	0.49	8.1	60	2.16	〃	0.31			8.23	0.58	39.6	42	12.92	〃	0.65		
9.30	0.40	1.6	110	1.50	〃	0.38	京都市(中第一)		8.22	0.55	30	19	12.45	44	0.68		
10.13	0.37	9.0	55	3.10	〃	0.28				9.31	0.56	32.4	16.5	16.46	〃	0.55	
10.17	0.39	2.3	45	1.28	〃	0.59											

(注) 不透水面積率は $\frac{\text{(建物・コンクリート・簡易舗装等の面積)}}{\text{(排水区全面積)}}$ である。

表 5. 前期降雨と流出係数の関係

観測月日	流出係数	降雨前30日間の総雨量	K=0.9, n=30日の場合のAPI	観測月日	流出係数	降雨前30日間の総雨量	K=0.9, n=30日の場合のAPI
6.10	0.34	45,332	3.38	9.12	平均 0.50	128,776	23.60
6.11	0.33	73,961	10.06	9.18	0.61	154,976	45.55
6.15	0.50	90,386	46.91	9.21	平均 0.52	150,876	52.97
6.22	平均 0.49	97,614	36.02	9.25	0.49	205,934	72.07
6.28	0.52	128,204	29.01	9.30	0.40	150,179	49.59
7.3	0.41	143,651	36.82	10.13	0.37	187,355	44.38
7.6	0.48	157,758	35.26	10.17	0.39	179,597	23.10
7.7	0.53	164,412	46.40	10.18	0.48	179,269	26.74
7.9	0.49	169,986	45.33	10.27	平均 0.54	151,391	13.48
7.10	平均 0.46	170,264	47.17	10.28	0.53	190,641	53.81
7.24	0.35	94,428	12.97				

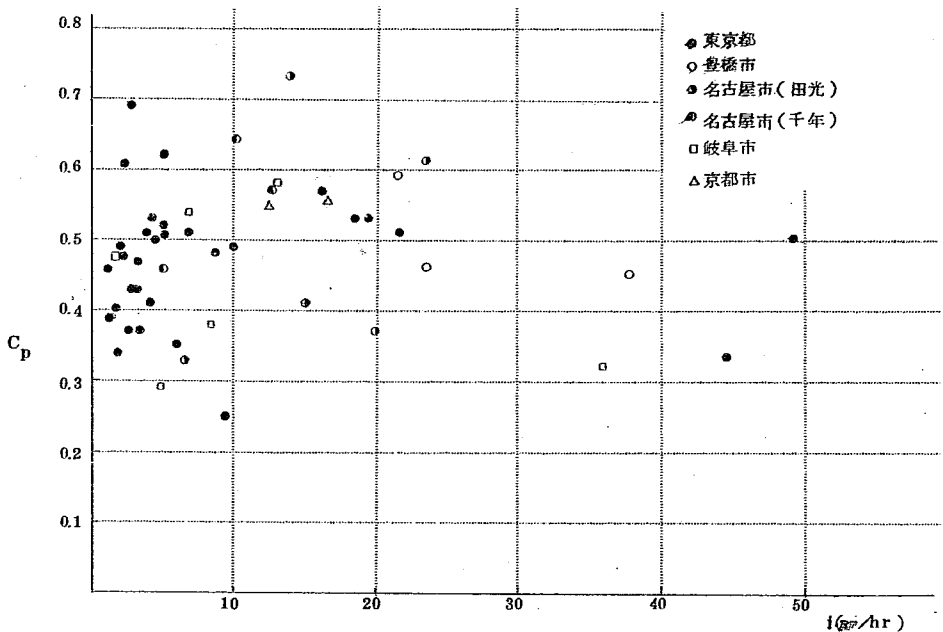


Fig 12 ピーク流出係数と流達時間平均降雨強度

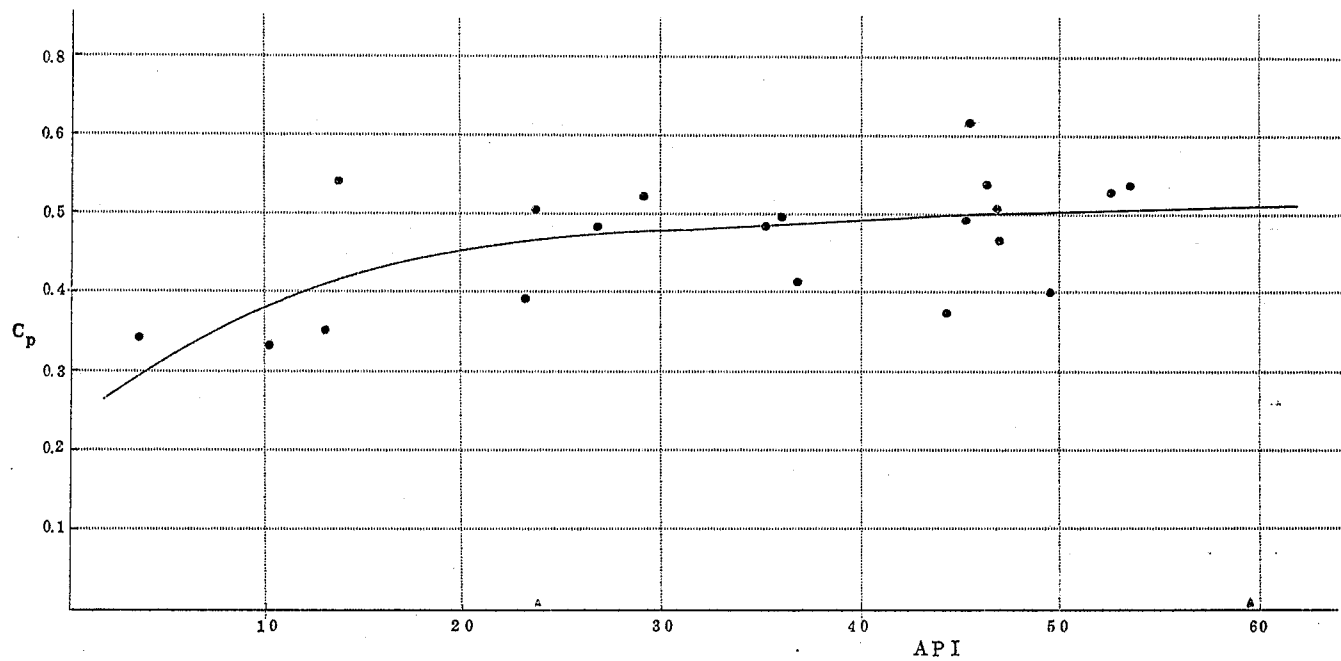


Fig 1 4. ピーク流出係数と API ($K=0.9$, $n=30$)

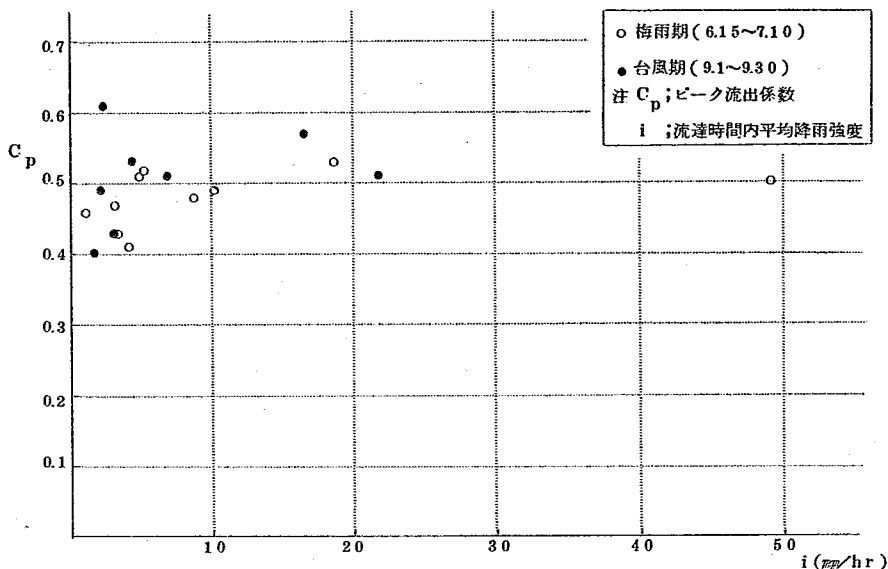


Fig 13 梅雨期と台風期の $C_p - i$ (東京都谷端川)

第4節 流達時間について

流達時間は流出係数を求めるにあたつても、設計降雨強度を求めるにあたつても必要で、最大流出量を推算する上で最も重要な要素である。

しかし、第2節でも若干ふれたが、流達時間の推算法は不確かで、およそ今日まで、あるいは今日でも明確な推算法はないといつても過言ではないであろう。これは、下水道が網の目のように都市域をおもつているため、これをミクロに取り扱うことが極めて複雑で、また複雑であつたためである。

従来、流達時間の推定には、次の様な方法がとられてきた様である。¹²⁾

普通市街の排水網の如く、支線が十分密に配置され、一支線の受持つ集水区域が小範囲である場合、Fig 15(1)に示す $M' C' A' N' B' D' M'$ なる面積を支線のさ ϕ 、巾 $2b$ なる対称的の矩形 $A B C D$ (Fig 15(2)) の様に直す。雨は降下した地点 ($a, a', \dots$) より水路 NM に直角に流入する。排水区の外縁より MN に流入するに要する時間を流入時間という。

上記の様に集水区 (あるいは排水区) をモデル化し、流入時間と流下時間の和を流達時間という。

物部¹⁵⁾によると、流入時間は零であると仮定している。これは、明らかに非論理的であるが、下水管渠設計のありかたに対する思想からうまれた仮定であるといえる。

板倉¹⁶⁾は、流達時間を流入時間、枝線管きよ流下時間、幹線管きよ流下時間の3者の和で

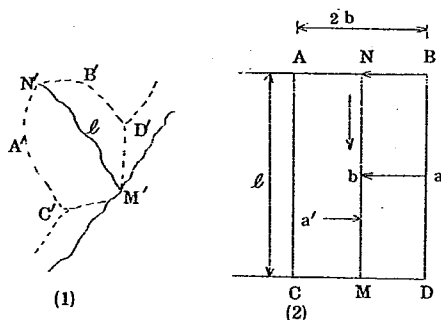


Fig 15 排水区のモデル化

あるとしている。流入時間は慣行の如く、稠密地区で5分、粗開地区で10分、平均7分といったところが大過ないものとしてゐる。また、枝線管きよ流下速度は、平均0.6~0.9 m/secであり、地勢的判断によつてそれを決定し、枝線管きよ流下時間を決めている。幹線管きよの平均流速は、幹線管きよの勾配が大體地表勾配に準ずるものとして地盤標高差と延長からまず幹線管渠の平均勾配を求め、その勾配と平均管

経(予想)から平均流速を想定し、しかる後、幹線管きよ流下時間を決める。以上に述べた3者の和をもつて流達時間とする。板倉の考え方もFig 15に示すモデルと同じようなモデルを想定し、更に少し詳しくしているが、極めて経験的であるため普遍的ではない。

末石³⁾は、下水道排水区において、上田⁴⁾は、河川流域においてFig 15と同じモデル上で等流特性曲線法を用いて流出計算法を確立した。これは、第2節で述べた石原、高棹⁹⁾の研究と同じ発想に基づいているもので、極めて水理学的な理論に立脚している。

この理論によると、モデル排水区上流端を出発した特性曲線が斜面下流端に到達するに要する時間を流入時間 T_B 、管きよ上流端より出発した特性曲線が下流端に到達するに要する時間を流下時間 T_L とし、両者の和を流達時間 T とし、次式で表わす。

$$T = T_B + T_L = \left\{ \frac{n_B B}{(\sin \theta)^{\frac{1}{2}} i^{\frac{2}{3}}} \right\}^{\frac{3}{5}} + \frac{\alpha L^z}{(iB)^{1-z}} \dots\dots\dots (2-4-1)$$

但し、 n_B : 斜面の等価粗度
 $\sin \theta$: 斜面勾配
 i : 降雨強度
 BL : 斜面巾と長さ

$$\alpha : \alpha = \left\{ \frac{n}{(\sin \theta')^{\frac{1}{2}} \alpha_0^{\frac{2}{3}}} \right\}^z$$

n : 管きよ粗度, $\sin \theta'$: 管きよ勾配, α_0 : 定数

$$z : z = 3 / (2Z_0 + 3)$$

(2-4-1)は、単位排水区の場合に成立するものであるが、Fig 16に示すような複合排水区においては、単位排水区粗度 n_e を合成した合成等価粗度 N_e を求め、求めた粗度を用いて(2-4-1)を適用する。

末石は、かゝる合成粗度を理論的に、次式の様に与えた。

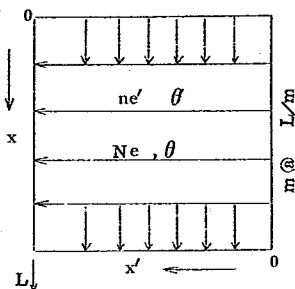


Fig 16. 複合モデル

等に短所がある。

この方法の今後の最大の課題は、単位排水区内の等価粗度合成の方法の開発であり、また、そのために浸透損失等をも考慮した工種別の粗度係数の値の集積、同一構造の排水区ごとの等価粗度係数値の集積^{17), 18)}が必要である。

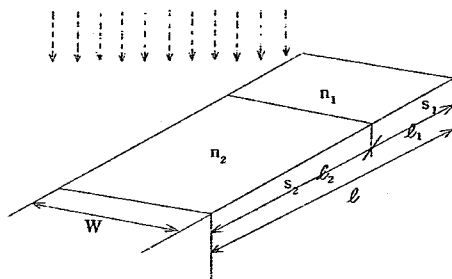


Fig 17. 粗度合成のためのモデル排水区

$$\left(\begin{array}{ll} \ell, \ell_1, \ell_2 & : \text{距離} \\ s_1, s_2 & : \text{勾配} \end{array} \right)$$

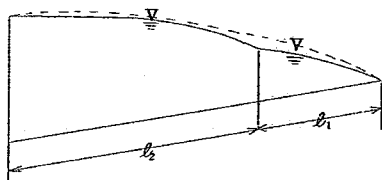


Fig 18. 水面のプロフィール

$$Ne^{\frac{3}{5}} = \left(\frac{ne}{Bm/L} \right)^{\frac{3}{5}} + \frac{n^2(m/L)^{1-2}}{\alpha_0^2 z^{\frac{2}{3}}} \dots\dots (2-4-2)$$

この方法の長所は理論的であること、流速時間と単位排水区の水理学的特性、即ち、粗度、勾配、排水区長さ等と降雨強度との関係が明確であることであるが、水文学的要素、即ち、浸透損失等の関係が極めてマクロにしか組み込まれていないこと、単位排水区と複合排水区での流動を極めてマクロにみて同一であるとしていること

筆者は、粗度合成のために、等流特性曲線法を用いて次のことを試みた。

仮に今、粗度が \$n_1\$ と \$n_2\$ の各々面積 \$W\ell_1, W\ell_2\$ なる矩形斜面があるとする。

$$Q = \frac{s}{n}^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{5}{3}} \dots\dots (2-4-3)$$

$$\frac{dh}{dt} + \frac{dQ}{dx} = i \dots\dots (2-4-4)$$

より、 $\ell_1 \geq x \geq 0$ では

$$x = \frac{s_1^{\frac{1}{2}}}{n} \cdot \frac{h^{\frac{5}{3}}}{i}$$

故に、上流端より \$\ell_1\$ での水位を \$h_1\$ とする。

$$h_1 = \left[\left(\frac{n_1 i}{s_1^{\frac{1}{2}}} \right) \ell_1 \right]^{\frac{3}{5}} \text{である。}$$

$\ell_2 \geq x \geq \ell_1$ では、水位を \$h = it + h_1\$ とすると

$$x = \frac{s_2^{\frac{1}{2}}}{n_2 i} h^{\frac{5}{3}} + \ell_1 - \frac{s_2^{\frac{1}{2}}}{n_2 i} h_1^{\frac{5}{3}}$$

$$\text{故に } h = \left[\frac{n_2 i}{s_2^{\frac{1}{2}}} (x - \ell_1) + h_1^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{3}{5}}$$

$x = \ell$ の時 $h = h_2$ とすると上式より

$$h_2 = \left(\frac{n_2 i}{s_2^{\frac{1}{2}}} \ell_2 + \frac{n_1 i}{s_1^{\frac{1}{2}}} \ell_1 \right)^{\frac{3}{5}} \quad \dots\dots\dots (2-4-5)$$

今、 n_1, n_2 を合成した等価な粗度を ne 、等価な勾配を se とすると

$$h_2 = \left(\frac{ne i}{se^{\frac{1}{2}}} \ell \right)^{\frac{3}{5}} \quad \dots\dots\dots (2-4-6)$$

(2-4-5) と (2-4-6) より、近似的に $h_2 = h_2'$ と置くと、

$$ne = n_1 \left(\frac{\ell_1}{\ell} \right) \left(\frac{se}{s_1} \right)^{\frac{1}{2}} + n_2 \left(\frac{\ell_2}{\ell} \right) \left(\frac{se}{s_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (2-4-7)$$

今、 $se = s_1 = s_2$ の時

$$ne = n_1 \left(\frac{\ell_1}{\ell} \right) + n_2 \left(\frac{\ell_2}{\ell} \right) \quad \text{である} \quad \dots\dots\dots (2-4-8)$$

又、 $ne = n_1 = n_2$ の時

$$se^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{\frac{1}{s_1^{\frac{1}{2}}} \left(\frac{\ell_1}{\ell} \right) + \frac{1}{s_2^{\frac{1}{2}}} \left(\frac{\ell_2}{\ell} \right)} \quad \text{である} \quad \dots\dots\dots (2-4-9)$$

即ち、上記の事実は、勾配が一定の場合、流向方向の粗度の合成値は、各々の粗度の面積加重算術平均であらされること、又、粗度が一定の場合、等価な平均勾配は各々の勾配の面積加重調和平均値であらわされることを示している。

一般形で書くと、

$$ne = \sum_{k=1}^m n_k \left(\frac{\ell_k}{\ell} \right) \quad \dots\dots\dots (2-4-10)$$

$$se^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{\sum_{k=1}^m \frac{1}{s_k^{\frac{1}{2}}} \left(\frac{\ell_k}{\ell} \right)} \quad \dots\dots\dots (2-4-11)$$

次に、横方向に粗度が違っている場合、合成粗度による流量と個々の粗度を用いた部分流

量の和とが等しくなり、水位も横断方向で等しいという仮定¹⁷⁾を用いると、明らかに近似的に

$$ne' = \frac{1}{\sum_{k=1}^m \frac{1}{n_k} \left(\frac{A_k}{A} \right)} \dots\dots\dots (2-4-12)$$

但し、Aは全面積、 A_k は n_k にかゝわる面積で粗度は流向方向には合成されている。

斜面の等価粗度Neは、(2-4-10)、(2-4-12)より定まる。

即ち、等価粗度Neは、個々の粗度 n_k の算術平均と調和平均の合成の形であらわされる。

たとえば

$$Ne = ne' = \frac{1}{\left[\frac{1}{n_1} \left(\frac{A_1}{A} \right) + \frac{A_2 + A_3}{n_2 A_2 + n_3 A_3} \left(\frac{A_2 + A_3}{A} \right) \right]}$$

の様な形であらわされるのである。

このことは、次のことを意味している。即ち、流出係数Cと粗度nの間に $C_k = \frac{a}{n_k}$ なる関係があるとすれば、合成流出数 C_{ov} は

$$C_{ov} = \sum_{k=1}^m C_k \left(\frac{A_k}{A} \right) = a \sum_{k=1}^m \left(\frac{1}{n_k} \right) \left(\frac{A_k}{A} \right) \text{ であらわされる。}$$

合成粗度係数は、個々の粗度係数の算術平均値と調和平均値の中間にある。ところが上式から

$$C_{ov} = a / \frac{1}{\sum_{k=1}^m \left(\frac{1}{n_k} \right) \left(\frac{A_k}{A} \right)} = \frac{a}{(\text{調和平均})} \text{ である。}$$

ところが実際の等価粗度Neは、調和平均より大きい。従つて、実際の合成流出係数をCovacとすると

$$Covac = \frac{a}{(\text{実際のNe})} \text{ であり、これは上記の事実からCovacより小さい。}$$

即ち、上記の様な仮定にたつた時、現在用いられている総括流出係数算定法の基本原理である重ね合せの原理が成り立たないことが具体的に明らかである。総括流出係数は、安全側の値を与えることになる。

以上に述べた議論は極めて特殊な場合のみあてはまるものである。しかし、かかる粗度合成等の議論は、宅地、庭、道路と管渠配置との関連でとらえるべきである。これについては、第3章で一層掘り下げることにする。

流達時間についてFig 15に示したモデルを一層おし進めて下図の様な一般的なモデルについて流達時間を求めてみよう。

下水道が整備して行くと枝線管渠は網の目の様に広がり単位排水区を極めて狭いものにする。

今、Branchによつて都市が同形同面積の単位排水区に分割されるとし、その大きさを巾B、長さ l とする。粗度をne、勾配をSuとし、どの単位排水区も同じであるとする。仮に

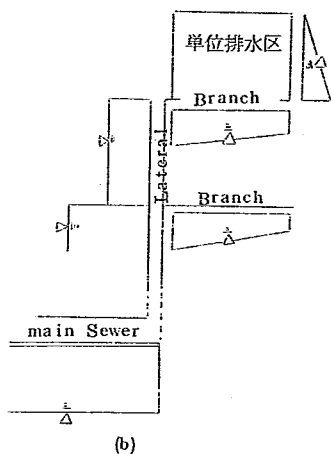
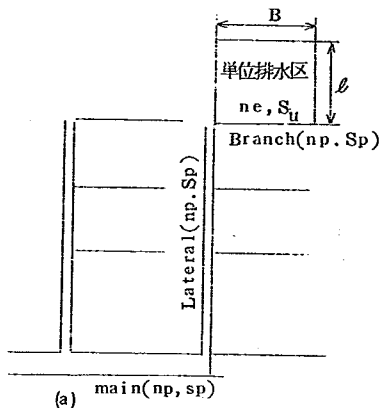


Fig 1 9. 管渠配置モデル

用ゐる。しかる後、流入時間 T_p を求めると次の様になる。

$$T_p = \frac{\ell}{v} = \frac{7}{5} \left(\frac{ne\ell}{Su^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{2}{5}} \left(\frac{1}{i} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (2-4-15)$$

次に、Branch から Lateral の流下時間は次の様になる。

$$T_B = \frac{B}{v_B} = \frac{B}{\left(\frac{\frac{2}{3}\beta+1}{\frac{4}{3}\beta+1} \right) \left(\frac{Sp^{\frac{1}{2}}\alpha^{\frac{2}{3}}}{np} \right)^{\frac{2}{3}\beta+1} (i\ell)^{\frac{2}{3}\beta+1}}$$

$$= \frac{1}{\left(\frac{\frac{2}{3}\beta+1}{\frac{4}{3}\beta+1} \right) \left(\frac{Sp^{\frac{1}{2}}\alpha^{\frac{2}{3}}}{np} \right)^{\frac{2}{3}\beta+1} \left(\frac{1}{i\ell} \right)^{\frac{2}{3}\beta+1}}$$

Branch, Lateral, main の粗度を np , 勾配を Sp とする。

単位排水区の面積は、比較的狭いので、定常流と仮定できるから面及び管内の流量分布は Fig 19(b)に示すようになる。

Branch に対し Lateral は幹線であり, main は Lateral に対して幹線である。従つて, Lateral - Branch の関係を論ずれば他は同様にして計算できることになる。そこで Fig 19 に示す様な場合について流達時間を計算することにしてしよう。

降雨は一様に降り、単位排水区に降つた雨は Branch に対し直角に流れ込む。Lateral 及び main へは、Branch 接合部及び Lateral 接合部のみから流入し、それ以外からは流入しないものと仮定する。

定常流とすると

$$Q = \frac{Su^{\frac{1}{2}}}{ne} h^{\frac{5}{3}} \quad (2-4-13)$$

$$\frac{dQ}{dx} = i \quad (2-4-14)$$

Branch への流入時間は、 $x = 0$ で、 $Q = 0$ なる条件を用いて両式を解き、場所的平均流速を

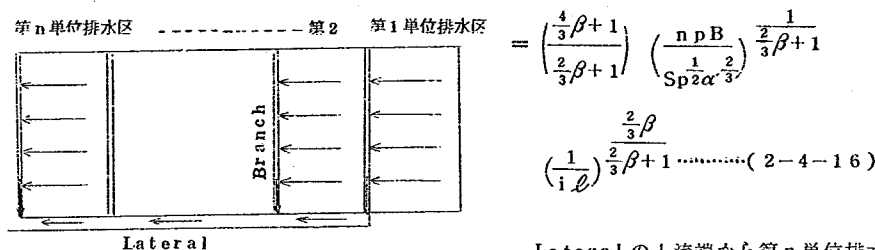


Fig 20. 複合排水区

Lateral の上流端から第 n 単位排水区までの流下時間は次の様になる。この場合 Lateral では、満管状態で流下

するであろうからこのことを考慮すると、次の様になる。

$$T_L = \left(\frac{4\pi}{iB} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{n_p \ell}{S_p \frac{1}{2}} \right)^{\frac{3}{4}} \sum_{k=1}^n \left(\frac{1}{k} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2-4-17)$$

(2-4-15) ~ (2-4-17) 式より、第 n 単位排水区までの流達時間 T は次の様になる。

$$T = T_p + T_B + T_L$$

$$= \frac{5}{7} \left(\frac{n_e \ell}{S_u \frac{1}{2}} \right)^{\frac{2}{5}} \left(\frac{1}{i} \right)^{\frac{3}{5}} + \left(\frac{4/3 \beta + 1}{2/3 \beta + 1} \right) \left(\frac{n_p B}{S_p \frac{1}{2} \alpha^2/3} \right)^{\frac{2}{3} \beta + 1} \left(\frac{1}{i \ell} \right)^{\frac{2}{3} \beta / (2/3 \beta + 1)}$$

$$+ \left(\frac{4\pi}{iB} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{n_p \ell}{S_p \frac{1}{2}} \right)^{\frac{3}{4}} \sum_{k=1}^n \left(\frac{1}{k} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2-4-18)$$

但し、 α , β は、径 R を $R = \alpha A^\beta$ (A : 流積) として近似した場合の定数である。

Lateral と main Sewer の関係は、Lateral と Branch の関係と同じであるから (2-4-17) と同様の式が成立するのでこゝでは省略する。

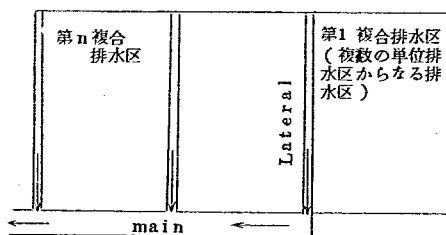


Fig 21 集合排水区

(2-4-18) 式において ℓ , B , n_e , n_p , S_u , S_p , d , β はある程度既知の値であるから、これらを代入してやると T と i の関係が求まる。この方法は、この節の最初に示したモデルを徹底させ、管渠配置を模型的に導入したものである。

(2-4-18) 式は、 ℓ , B が小さくなると、即ち、管渠が都市内に密に入る程、流達時間が短くなることを示している。この事

実は、下水管渠布設の流出に及ぼす1つの明白な効果を示している。

管渠布設勾配を上では、極めて大胆に扱ったが、実際には地勢的判断と限界流速との関連で決まるものである。この点が制約条件となるから注意しなければならない。

以上の考察を通じて、流出係数、降雨強度、流達時間の間に有機的な連絡がとれる可能性が生まれたといえる。合理式運用の新しい理念や方法は、後節で詳細に述べる予定である。

次に、実測を通じて従来から慣用されている流達時間の指標値を検討してみよう。

表3の排水区に於て流達時間、流下時間、流入時間を実測した結果が表6、表7及び図22である。

流入時間が最も問題である。流入時間は、排水区の水文学的、水理学的要素（地被、土壌浸透能、粗度、勾配等）、排水区の開発状況、管渠布設状況で変化する。

データは、非常にばらついているが、梅雨期、台風期に於ては流達時間と平均降雨強度の間には、逆比例的な関係がある。だから流達時間は、排水区の保湿度、管渠の状態で変化する事がわかる。

流入時間は、豊橋市、名古屋市、京都市では3～8分、岐阜市では2～20分（いずれも面積50～100ha）東京のような大排水区（540ha）では、7～26分程度とみなせる。

従来から慣用されている流入時間は、下表の通りである。

我口で一般に用いられているもの		アメリカ土木学会
人口密度大なる地区 5分	幹線 5分	全舗装下水道完備の密集地区 5分
人口密度疎なる地区 10分	枝線 7～10分	比較的勾配の小さい発展地区 10～15分
平均 7分		平地の住宅地区 20～30分

表-6 観測に基づく流達時間

都市名	排水区域名	観月	測日	流時	達間	最大降雨強度	平均降雨強度	不透水面積率	都市名	排水区域名	観月	測日	流時	達間	最大降雨強度	平均降雨強度	不透水面積率
東京都	谷端川	5.1		30		30	9.33	55	豊橋市	花田	10.27		50		3.9	3.9	55
		5.7		60		7	2.74	〃			8.22		15		45.6	37.3	44
		6.10		80		6	1.75	〃			8.22		17		43.8	23.7	〃
		6.11		45		54	44.5	〃			8.22		34		39.3	21.6	〃
		6.15		25		84	49.2	〃			7.19		15.5		42	15.0	39
		6.22		35		78	3.1	〃			7.19		14.5		58	23.5	〃
		6.22		55		11.5	4.9	〃			8.22		8.5		23.5	6.4	〃
		6.28		85		7.6	5.05	〃			8.22		9.5		36	2.0	〃
		7.3		80		4.8	4.15	〃			8.22		6.5		29	1.3	〃
		7.6		45		19.2	8.75	〃			9.13		15.0		30	13.9	〃
		7.6		7.5		25.6	18.5	〃	名古屋市の	光	8.22		34.5		31	10.2	57
		7.9		10		10.3	10	〃			9.13		31.0		25.5	12.8	〃
		7.10		50		4.3	3.2	〃			9.13		23.5		16.5	4.9	〃
		7.10		95		3.2	1.1	〃			7.6		42		27.6	8.3	80
		7.13		75		1.3	1.15	〃			7.12		59		8.4	1.8	〃
		7.24		60		10.1	6.0	〃	岐阜市の	清水川	7.12		45		20.8	6.8	〃
		9.12		30		42.5	16.3	〃			7.19		43		81	35.9	〃
		9.18		50		3.4	2.3	〃			7.19		41		21.6	4.9	〃
		9.25		60		8.1	2.16	〃			8.23		42		39.6	12.9	〃
		9.30		110		1.6	1.5	〃			8.22		19		30	12.5	44
		10.13		55		9.0	3.1	〃	京都市の	中部第一	8.31		16.5		32.4	16.5	〃
		10.17		45		2.3	1.28	〃									

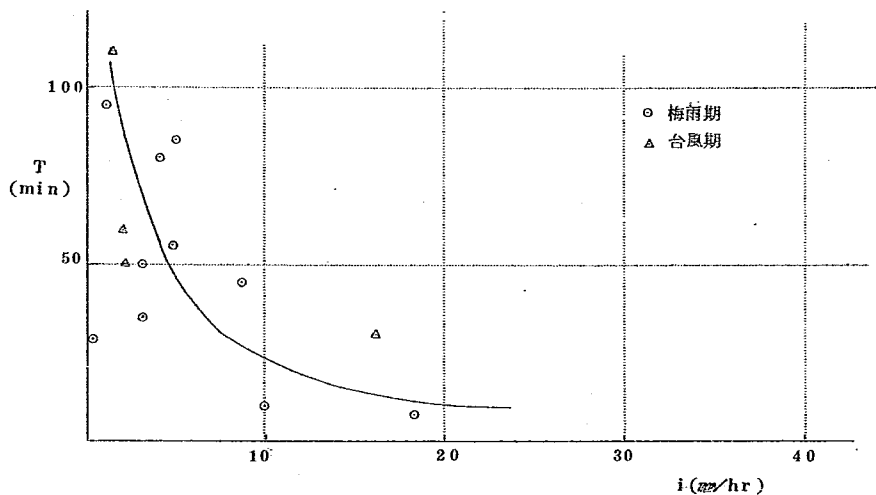


Fig 2 2 流達時間と平均降雨強度

表-7 流入時間と流下時間

都市名	排水区名	観測月日	流入時間	流下時間	幹線管渠延長	排水区平均幅	管渠布設勾配	平均地盤勾配	管渠粗度	幹線管渠形状	最大降雨強度	平均降雨強度	不透透面積率	備考
東京都	谷川	5.1	12.2	17.8	2875	1878	2.7	14.8	0.025	形	30	9.33	55	
		5.7	7.3	52.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7	2.74	〃	
		6.10	44.8	35.2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	6	1.75	〃	
		6.11	26.4	45	〃	〃	〃	〃	〃	〃	54	44.5	〃	
		6.15	11.6	13.4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	84	49.2	〃	
		6.22	-13.9	48.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7.8	3.1	〃	○
		6.22	24.3	30.2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	11.5	4.9	〃	
		6.28	46	39	〃	〃	〃	〃	〃	〃	7.6	50.5	〃	
		7.3	40.1	39.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.8	4.15	〃	
		7.6	12.9	32.1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	19.2	8.75	〃	
		7.6	-7.0	14.5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	25.6	18.5	〃	○
		7.9	-10.7	20.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10.3	10	〃	○
		7.10	11	48.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.3	3.2	〃	○
		7.10	46.1	48.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.2	1.1	〃	
		7.13	42.2	32.8	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.3	1.15	〃	
		7.24	24.5	35.5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10.1	6.0	〃	
		9.12	7.3	22.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	42.5	16.3	〃	
		6.18	0.1	49.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.4	2.3	〃	○
		9.25	14.4	45.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	8.1	2.16	〃	
		9.30	57.3	52.7	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.6	1.5	〃	
豊橋市	花田	10.13	11.4	43.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	9.0	3.1	〃	
		10.17	5.4	39.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.3	12.8	〃	
		10.27	6.4	43.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.9	3.9	〃	
名古屋市中区	田光	8.22	6.5	8.5	1200	875	1.7	9.0	0.01	馬形	45.6	37.8	44	
		8.22	8.4	8.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	43.8	23.7	〃	
		8.22	22.4	11.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	39.3	21.6	〃	
		7.19	6.3	9.2	1500	342	2.3	7.3	0.014	円形	42	15.0	39	
		7.19	3.6	10.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	58	23.5	〃	
		8.22	12	7.3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	23.5	6.4	〃	
		8.22	1.4	8.1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	36	20	〃	
		8.22	-7.4	13.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	29	13	〃	○
名古屋市中区	干年	9.13	1.1	13.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	30	13.9	〃	
		8.22	5.5	2.9	2100	387	1.61	1.49	0.01	円形	31	10.2	57	
		9.13	5	2.6	〃	〃	〃	〃	〃	〃	25.5	12.8	〃	
岐阜市	清水川	9.13	7	16.5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	16.5	4.9	〃	
		7.6	19	23	2700	393	1.70	1.00	0.027	開渠台形	27.6	8.3	80	
		7.12	42	17	〃	〃	〃	〃	〃	〃	8.4	1.8	〃	
		7.12	19	26	〃	〃	〃	〃	〃	〃	20.8	6.8	〃	
		7.19	11	22	〃	〃	〃	〃	〃	〃	81	35.9	〃	
		7.19	20	21	〃	〃	〃	〃	〃	〃	21.6	4.9	〃	
		8.23	2	40	〃	〃	〃	〃	〃	〃	39.6	12.9	〃	
京都市	中第部	8.22	3.1	15.9	2160	323	3.6	7.9	0.013	円形	30	12.5	44	
		8.31	0.6	15.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	32.4	16.5	〃	

(注) ○印：データとして信頼出来ない。

第5節 工種別の流出係数

5-1 モデル試験地による工種別基礎流出係数値について

5-5-1 装置

Fig 2 3 に示す巾1 m, 長さ3 m, 深さ1 mの矩形の木製の箱で底はトタン板を張りつけてある。表面流出と浸透流出(地中を浸透して流下するもの)とを別々に測定できるようになっている。この装置を5つ作つて各にシルト性の土, 細砂性の土, シルト性の土に芝を植えたもの, 細砂性の土に芝を植えたもの, コンクリート舗装道を模型的に作つた。前4者は土をかなり固く締め固め, 都市内での裸地に近いものを作つた。

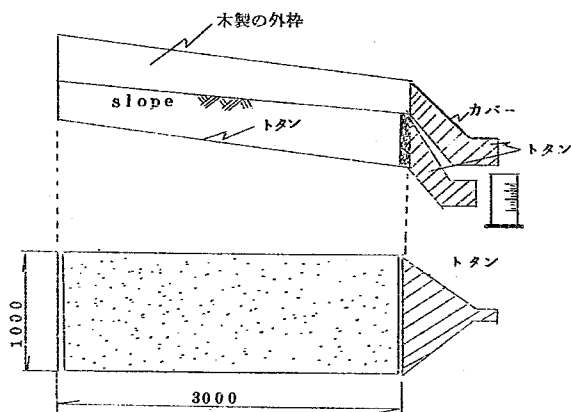


Fig 2 3 モデル試験地

るが, この試験地に天然の降雨が降のを待つていて, 降雨が始まつて流出が開始されると, 前頁のFig 2 3 に示す様に1ℓメスシリンダーで1~2分間隔に流出量を測定する。

雨量は, 試験地のそばで同じくメスシリンダーと受水マスを用いて測定した。測定間隔はなるべく流出量測定間隔に合わせる。

さらに, 雨量については, 土木研究所構内に設置されている貯水型日巻き雨量計及び土木研究所に隣接する建設省荒川下流工事々務所に設置されている転倒マス型週巻き自記雨量計のデータを用いた。

流出係数を求めるにあつての解析は, 第2節に述べた方法を用いた。尚, カワラ屋根からの流出にあつては, 1ℓメスシリンダーでは数秒で一杯に溜るのでバケツ, 大型ビーカーを用いた。

5-1-3 結果と考察

実測方法からいつかなり誤差が含まれていようが, 一応結果を表-8にまとめた。測定回数は, カワラ屋根2回, コンクリート舗装道3回, その他は, 各々4回である。降雨量は, 全部10mm以下で降雨強度は最高20mm/hr, 最低2mm/hrであつた。降雨量が少なく, 測定

上記以外に普通カワラ屋根での流出係数を求めるため, 実際のカワラ屋根からの流出を測定した。面積3㎡, 勾配は30°である。

浸透流出については, 下水管きよが一般に表面流出を集めるものであることから測定しなかつた。

5-1-2 実測方法と解析
装置はいわゆる rainfall simulator の様なものであ

回数も又少ないから前節までの考察結果を念頭に置くとは早急な判断はできない。しかし、結果としていえることは、(1) 不透水性の屋根とコンクリート舗装では、流出係数が極めて1に近く、それも勾配が急な程1に近いのではないかということ。(勾配の影響は、なお実験的に確かめる必要がある。)(2) シルト性の土と細砂性の土とでは、明らかに流出係数が違う。(3)芝の植えてある効果が意外と大きいということである。

(3)については、雨量が少なかつたために、その効果が大きくあらわれたのかもしれない。

第8表の結果は、5-3の第11表の値と極めてよい一致を示している。

実験に用いたシルト性の土と細砂性の土の粒度分布と含水率をFig. 2.4に示す。

第8表の平均値は、大きな意味を持たない。この理由は、第3節に述べたので、ここでは省略する。流出係数のレンジの中で最大の値(上限)を取るべきだろう。

第8表 モデル試験地での流出係数

基礎工種		流出係数のレンジ	平均値	備考
屋根(カワラ)		0.999~0.995	0.997	slope 30°
コンクリート舗装道路		0.979~0.882	0.930	仕上りはかなり良い舗装 slope 2%
未舗装道 間地	細砂性	0.120~0.034	0.077	十分締め固めている slope 2%
	シルト性	0.781~0.528	0.654	同
芝を植えた 裸地	細砂性	0	0	締め固めはルーズ slope 2%
	シルト性	0.283~0.153	0.218	同

5-2 モデル排水区の実測データより求めた工種別基礎流出係数

5-2-1 モデル排水区と調査内容

実排水区の流出量観測から工種別の基礎流出係数を求めるため下表に示す7排水区を選定し調査した。調査内容は、雨量、流量、排水区特性(工種面積構成)の調査である。

第9表 調査排水区の状況

都市名	排水区名称	排水区 全面積	排水区内の工種別面積				用途地区名
			建物・ 等	簡易舗装	未舗装 間地等	公園、芝生 庭園等	
東京都	谷端川幹線	540	295		245		住宅、住宅専用、商業、特別工業、 準工業、緑地地区の混合地区
豊橋市	花田	105	36	10	52	7	工業地区
名古屋市	田光幹線	53	21	1	31	0	住宅地区
〃	千年南部幹線	105	37	1	62	5	港湾地区
岐阜市	(分流式下水道)	106	78	7	14	7	商業地区
京都市	吉祥院	59	28	26	5	0	準工業地区
〃	河原町幹線	68	30	0	19	19	住宅地区

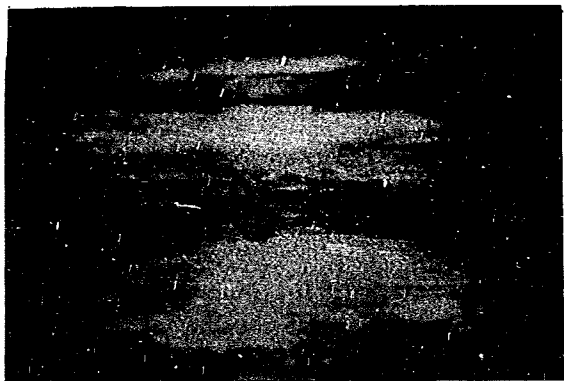


写真1. コンクリート舗装道路

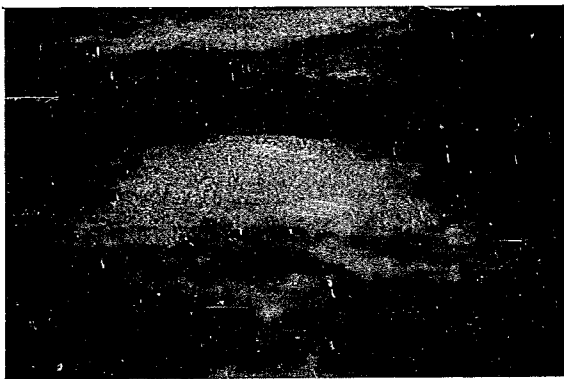


写真2. シルト性及び細砂性の土を
締め固めた間地模型

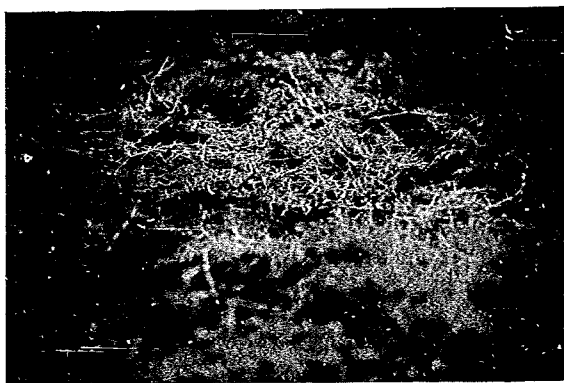


写真3. シルト性及び細砂性の土に芝をうえた
間地模型（締め固めている。）

ケース 1		ケース 2	
有効経	0.0425	有効経	0.07
均等係数	5	均等係数	4
含水比	12.60%	含水比	6.44%
土質	シルト性	土質	細砂性

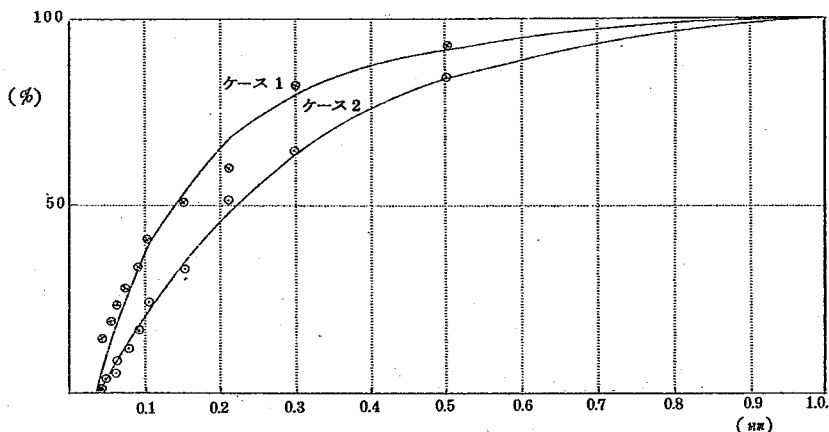


Fig 2.4. 粒度分布 (加積曲線)

東京都谷端川幹線排水区での調査は、直轄調査で自記観測を行い、その他は委託調査で人力観測である。

実測の流出係数と、上表の工種別面積とを用いて5-2-2で述べる解析を行い、工種別の基礎流係数を求める。

5-2-2 流出係数算定方法

実測より基礎工種別の流出係数を求めるために極めて大胆ではあるが、次の様な演算を行うことにした。

近似的に重ね合わせの原理が適用できるものと仮定する。すると

$$Q_{\max j} = C_{ov} i A_j = \sum_{k=1}^n C_k i A_{kj} \text{ であるから (} j \text{ は排水区番号で } 1 \sim 4 \text{ までである) }$$

$$C_{ov j} = \sum_{k=1}^n C_k \left(\frac{A_{kj}}{A} \right) = \sum_{k=1}^n C_k W_{kj} \dots\dots\dots (5-2-2)$$

今、 $n=4$ であるから、4つの1次連立方程式をとけば、未知数 C_k は求まつて

但し、 C_{ov} 及び W_{kj} は、実測存び調査によつて求まつている。

5-2-3 結果と考察

5-2-2の解析法によつて解を求めると、 $C_k \leq 1$ で妥当な解は得られない。この原因は、流域の水文学的特性や排水施設の構造等が違つているのにもかゝらず、その違いを無視して解くところにあると考えられる。

そこで一応工種を浸透域と不浸透域とに大別し、5-2-2式をたてゝ図示する。

直線上の点は、すべて妥当な流出係数の組みになる。ところが、全調査都市に共通の流出係数は存在しない。

調査の目的は、共通の流出係数を求めることである。そこで実測や実験データから C_{imp}/C_p ≈ 5 である。

そうすると浸透域の流出係数は、0.21~0.16 となる。また不浸透域の流出係数は、1.0~0.94 である。

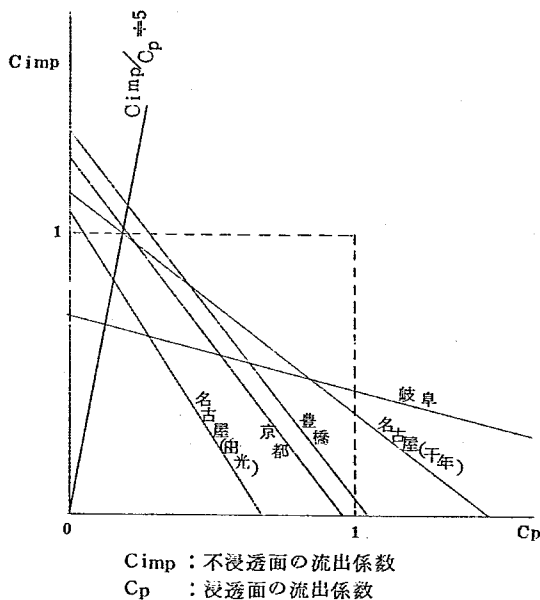


Fig 2.5 工種別流出係数の組み合わせ

5-3 従来用いられている基礎

流出との比較

「昭和10年にこの流出係数について東京都下水道課において1ケ年の実測を行なつたが、その結果は概略適合性が認められ、特に地勢急の地域でその数値はよく適合し、地勢平坦の地域では最高2割方過大の結果を得た………」

(板倉論文)¹⁶⁾

表 1.0.

屋	根	0.90
道	路	0.80
間	地	0.20

"Handbook of Drainage and Const.Products"¹⁹⁾による値は、下表の通りである。

表 11	屋	根	0.95~0.75
	アスファルト舗装道		0.95~0.80
	コンクリート	"	0.90~0.70
	砂利道、マカダム道(締め固め)		0.70~0.35
	不浸透性土壌(シルト性)		0.65~0.40
	同上で芝を植えた場合(ルーズに締め固め)		0.55~0.30
	浸透性土壌(砂)		0.40~0.15
	同上で芝を植えた場合		0.30~0.10
	浸透性土壌(適度に締め固め)		0.20~0.05
	同上で芝を植えた場合		0.10~0.00

W, P, C, F manual²⁰⁾ による値は下表の通りである。

表 1 2.

屋 根		0.95~0.75
道 路	ア ス フ ア ル ト	0.95~0.70
	コ ン ク リ ー ト	0.95~0.80
	レ ン ガ	0.85~0.70
歩道, 駐車場		0.85~0.75
砂 質 土 壌 の 芝 生	勾 配 0~2%	0.05~0.10
	2~7	0.10~0.15
	7以上	0.15~0.20
緻 密 土 壌 の 芝 生	勾 配 0~2%	0.13~0.17
	2~7	0.18~0.22
	7以上	0.25~0.35

表 1 3

不透透性屋根	0.95~0.70	金属, 釉薬タイル, スレート屋根	0.95
アスファルト舗装	0.90~0.85	普通タイル, 屋根紙	0.90
セメント目地を施せる石, レンガ及び木塊舗装	0.85~0.75	アスファルトその他の滑かな緻密な舗装	0.90~0.85
空目地の劣等舗装	0.50~0.40	密に並べた木及び石塊舗装	0.85~0.80
アカダム道路	0.60~0.25	目地の広い塊舗装	0.70~0.50
同上 空目地	0.70~0.50	丸石舗装	0.50~0.40
砂 利 道	0.30~0.15	マカダム道路	0.45~0.25
舗装なき地面, 空地	0.30~0.10	砂 利 道	0.30~0.15
芝 生	0.25~0.05		

杉戸下水道学⁷⁾

5-4 実測による基礎流出係数と試験地による基礎流出係数との関係に関する考察

実測による基礎流出係数と試験地による基礎流出係数とは極めてよく一致しているといえる。浸透域の流出係数の最大値と最小値とのひらきが非常に大きい。これは、地被状態と土壌の性質や種類によつて流出係数が大きく変化することを示すものである。

5-5 問題点

5-2-2の解析を行うために、ほぼ同一の排水施設構造で、水文学的要素もほぼ同一、地勢や面積、排水区域形状もほぼ同一の数排水区域で観測を実施しないとけない。

そのため一定規模の実験装置（図23参照）で工種面積のみをかえられるようにしたものを使つて観測することが最も簡単である。

実排水区の観測を継続して行い、調査排水区数も多くすることも必要である。

第6節 用途地域別の流出係数

6-1 工種別の基礎流出係数から用途地域別の流出係数を求めた値について

建築基準法に定められた建蔽率の規定と理想的な各用途地域に於る道路率を考慮して、工種別の基礎流出係数を用いて用途地区別の流出係数を求めてみる。

表14. 容積制限表

用途地域名	追加制限地域地区	
緑地		0.1
住居	空地地区（第6種）	0.2
	“（第7種）	0.3
	“（第8種）	0.4
	“（第9種）	0.5
	$0.6 \times \left(1 - \frac{30}{A}\right)$	
	準防火地域	0.6
工業及び準工業	$0.6 \times \left(1 - \frac{30}{A}\right)$	
	準防火地域	0.6
商業		0.7
	準防火地域	0.8
	防火地域	1.0

容積制限²¹⁾は、左の表の様に決められている。そこで建蔽率を住居地域 0.2～0.6、工業及び準工業地域 0.6、商業地域 0.7～1.0、緑地地域 0.1とし、前節の5-3第1表、第3表及び5-1、5-2で求めた値を用いて、各々の用途地域に対する流出係数を求めてみる。道路面積は、各地域面積の20～30%とし、これは完全に舗装されているものと仮定する。たゞし緑地については、未舗装の場合もあるものとする。尚、5-3第1表、第3表、5-1、5-2の流出係数を大きく次の3つに分類して用いた。

	5-3第1表	5-3第3表	5-1の結果	5-2の結果
屋根	0.9	0.95~0.75	0.999~0.997	1.0 ~0.94
道路	0.8	0.95~0.70	0.979~0.882	1.0 ~0.94
間地	0.2	0.35~0.05	0.781~0	0.21~0.16

用途地区別の流出係数を第15表に示す。

第15表 用途地区別流出係数

用途地区名	「下水道施設標準」による値	昭和10年東京都が行った調査結果	アメリカの「下水道施設標準」による値	(5-1の結果) 実験から求めた基礎流出係数によつた時	(5-2の結果) 実排水区の観測から求めた基礎流出係数によつた時
住居	0.3~0.5	0.36~0.72	0.32~0.92	0.36~0.95	0.42~0.78
工業及び準工場	0.4~0.6	0.72	0.64~0.92	0.67~0.97	0.68~0.78
商業	0.6~0.7	0.66~0.93	0.72~0.95	0.96~0.999	0.75~1.0
緑地	0.1~0.2	0.25~0.37	0.49~0.2	0.28~0.86	0.37~0.50

第15表は6-2, 6-3, の結果等と合わせて考察を加えねばならない。そこで考察については、6-4~6で述べて行きたい。

6-2 用途地域別のモデル排水区における実測の流出係数

表16

用途地区名	最大の流出係数	調査都市名
住居	0.85	名古屋(田光), 京都
工業	0.59	豊橋
商業	0.58	岐阜

用途地域別の流出係数は、前節のように建ぺい率によつて変化するから、現実に調査した結果のみで、観測値を信用してはいけない。

6-3 従来、用いられている用途地域別の流出係数

下水道施設基準²²⁾は、次の様に定めている。

表 1 7

商 業 地 区	0.6 ~ 0.7
工 業 "	0.4 ~ 0.6
住 宅 "	0.3 ~ 0.5
公 園 "	0.1 ~ 0.2

W, P, C, F manual²⁰⁾ は、次の通り定めている。

表 1 8

商業地区	下 町	0.7 0 ~ 0.9 5
	下町の近接地区	0.5 0 ~ 0.7 0
住宅地区	1 戸 1 家族の地区	0.3 0 ~ 0.5 0
	1 戸多家族で建物の離れている地区	0.4 0 ~ 0.6 0
	1 戸多家族で建物の近接している地区	0.6 0 ~ 0.7 5
	アパート地区	0.5 0 ~ 0.7 0
郊 外		0.2 5 ~ 0.4 0
工業地区	余り密集していない地区	0.5 0 ~ 0.8 0
	密集している地区	0.6 0 ~ 0.9 0
緑地、その他	公園、墓地	0.1 0 ~ 0.2 5
	遊 技 場	0.2 0 ~ 0.3 5
	鉄道・操作場	0.2 0 ~ 0.4 0
	未改 良 地	0.1 0 ~ 0.3 0

Fair and Geyer²³⁾ によると、次の通りである。(Water Supply and Waste Water Disposal 437)

表 1 9

商 業 地 区	0.7 0 ~ 0.9 5
業 務 地 区	0.6 0 ~ 0.8 5
工 業 地 区	0.5 5 ~ 0.8 0
住 居 アパート地区	0.5 ~ 0.7
地区 1 戸 1 家族あるいは 2 家族の地区	0.2 5 ~ 0.6
公 園 地 区	0.2 5
未 開 発 地 区	0.0 5 ~ 0.2 5

Metcalf & Eddy 氏によると、次の通りである。

表 2 0

最も建て込んだ地区	0.70～0.90
家の隣接して建つた地区	0.50～0.70
家屋の離れた住宅地	0.25～0.50
家屋の少ない郊外地	0.10～0.50

杉戸下水道学

Knauer 氏によると

表 2 1

舗装道路多く建物密集した地区	0.70～1.00
庭園のある建物稠密地区	0.50～0.70
人家粗なる地区及び工場地帯	0.30～0.50
空地、運動場等	0.10～0.30
遊園地、牧場等	0.05～0.20

杉戸下水道学

Horner & Flynt²⁴⁾ によると

表 2 2

不透透面積が全体の30%余りの 平坦な住居地区	0.40
同 上 50% 比較的急勾配	0.65
" 70% 同 上	0.80

Rouse
"Eng. Hydrolics"
A, S, C, E
Horner & Flynt の論文

6-4 下水道施設基準による用途地区別流出係数の問題点

下水道施設基準による用途地区別流出係数の問題点はどこにあるか？。それは、次の事実で明瞭であろう。即ち、東京都谷端川幹線下水道区において、表23の面積構成と流出係数より、全排水区に対する総括流出係数を求めると、0.35～0.54となる。ところが実測によると第3節でも示した様に0.6前後になる。この事実は明らかに排水区内の都市化が従来のレベル以上に進行し、その結果、下水道施設基準の規定では、すでに充分にはカバーできなくなつたことを示している。

表 2 3 東京都谷 端川幹線排水区

用途地区名	全面積に対する百分率	施設基準による流出係数
住居事用	19.77	} 0.3 ~ 0.5
住居	53.40	
準工	1.16	} 0.4 ~ 0.6
特工	12.64	
商業	12.78	0.6 ~ 0.7
緑地	0.25	0.1 ~ 0.2

W, P, C, manual の

規定 (6-3 表 18) に従う場合 0.32 ~ 0.80 となる。従つて、アメリカの様に都市化の進行した都市のある場合は、充分にそれをカバーできる基準値を採用しているといえる。都市化の進行とともに流出係数は大きく

なるし、設計降雨強度が大きくなると流出係数も大きくなる。又、土質によつても相当流出係数は異なるので、排水区内の工種構成の変化を十分に吟味して用途地区別流出係数を決めるべきだ。

6-5 用途地域別の流出係数を用いる場合の問題点

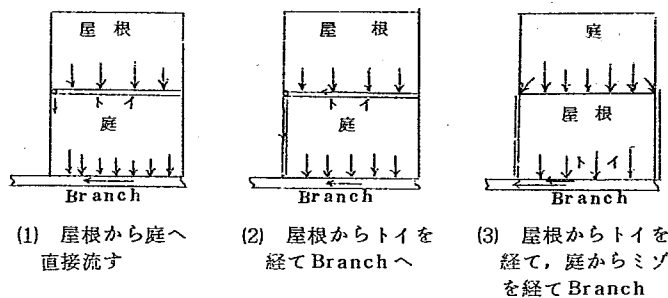
用途地域別の流出係数には、上限と下限との間に大きな巾がある。そこでその巾の中のどの値を採用すべきかが重要な問題である。雨水流出量の変化は、用途地域内の工種構成の変化に対応している。そこで、雨水排除計画においては、用途地域内の工種構成の将来想定と各種ごとの流出係数 (これを基礎流出係数という) 及びその性格の把握が重要である。6-4 でも述べた様に極めて都市化の進んだ地域では、用途地域別流出係数では不充分となつている。建築基準法で定められた通りの工種構成を用いて新たに用途地域別流出係数を求めると、従来の施設基準による値より大きくなる。ところが、6-2 で求めた実測値は比較的施設基準による値と似ている。このことは、逆にいえば、従来の値が都市化の進行あるいは、将来の工種構成の変化ということを念頭に入れてなかつた論拠になる。

土質によつても流出係数は大きく違うことは明らかである。そこで、用途地域別の流出係数を定める場合には計画対象都市の将来の工種構成、土質、各工種別流出係数の実測及び 6-6 で述べる都市の性格等を考慮して計画対象都市固有の値を定めるべきである。

6-6 工種の配置と用途地域別流出係数

都市の性格 (例えば、衛星都市、農村都市、商業都市、多機能都市など)、用途地域の性格 (例えば、住居専用地区、商業地区など) によつて工種の配置や下水管渠の整備の必要の程度が違つているし、違うのも当然である。例えば、Fig 2 6 (1) は、農村都市や中小都市の住宅地域に多いし、(2) は、下水道整備が進んだ都市の住宅地域に多い。又、(3) は、商業地域に多い。これは常識として正しいと言えることであろう。しかし、(1) と (2)、(3) とでは、流出係数が違うであろう。同じ建蔽率の同じ規模の面地であつても (1) では、屋根と庭とを独立させて考えられ

ないが、(2)、(3)では独立したものとして考えてよい。この違いが流出係数にどのような影響を与えるかということ、を、定量的に把握することは今後の課題である。緑地地域を除いて常識的には、(2)、(3)の構造に近づくから、用途地域別流出係数算定上は、屋根、庭が独立したものとして扱えばよいといえる。



尚、第3章で、上記の様な工程配置について少し詳細に考察を加えて行きたい。

Fig 2 6 画地における工程の配置

第7節 下水道計画と流出係数

総括流出係数は、個々の工程による最大流出量を重ね合わせることから求められる。都市域では近似的に重ね合せの原理が成り立つとしてもよいだろうから、これは正しい。しかも、第4節で示した様に、この様にして求めた総括流出係数は、若干安全側である。

雨水流出量から下水道計画規模が一意的に決まる。この関係をフィードバックし、下水道計画側から雨水流出量をコントロールすることも可能である。合理式という手段で雨水をコントロールすることは即ち、都市内の工程構成比率をコントロールすること、あるいは、用途地域構成比率をコントロールすることである。これはとりもなおさず都市計画そのものであるといえる。

下水道計画側がこの様なコントロールを行なう理由は、都市から排除される雨水が余り多量にのぼると受容河川側の容量不足、下流域の氾濫の増大の原因になるため、この様な問題が生じない程度に雨水流出量をおさえるためである。場合によつては、流達時間を早めたり遅らせたりするために工程配置も考慮の対称となる。

この様な雨水流出量のコントロールは、上記の様な手段のみでなく、滞小池、調整池、緑地等を総合的に利用することで実現される。

都市が人間の活動の場であるという意味から、都市内でのかかるコントロールは、降雨確率を引き上げるという意味で行なう場合は別として邪道であるといえる。下水道計画は、その意味で従来から余りコントロールには熱心ではなかつた。この点で正しかつたといえよう。

しかし、確率年をより高くするためにコントロールの可能な地域では、これを考えるべきであろう。

第8節 合理式の合理化

従来から設計降雨に似た雨に起因する流出を実測し、その結果から逆算して求めた流出係数を用いて下水管渠設計を行なっていた。それはそれで十分実 際設計 に有用であつたし、今後 も用いられるであろう。前第 5, 6, 7 節では主にこの姿勢で論じた。本節では再び第 3, 4 節にたち返つて考察を進めることにする。こゝでは合理式の合理化の 1 例を示し、今後の研究のサジェスションとしたい。第 3 節でも述べたが、Fig 27 に示す様に流出係数は変化 する ものと考えられる。

都市内に於ては多くの工種が混在しているからその各々の変化の状況を把握した後、工種構成比率によつてその各々を合成したものが図の 1 点鎖線である。この様な C-t 曲線の作成にあつては、降雨前の先行状態を API で与え土質による浸透能も考慮しておくべきで、この関係は第 3 節で若干ふれた。

次に第 4 節で取り扱つた流達時間-降雨強度曲線を求める。現在この曲線を求めるためには、排水区を若干モデル化しなければならない。この曲線は、管きよ布設勾配によつて異なる。しかし、管きよ布設勾配は、管きよ内の許容最大流速と許容最小流速及び地勢と地表勾配によつて制約されている。

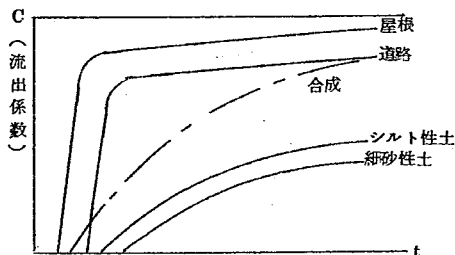


Fig 27 流出係数の時間変化のモデル

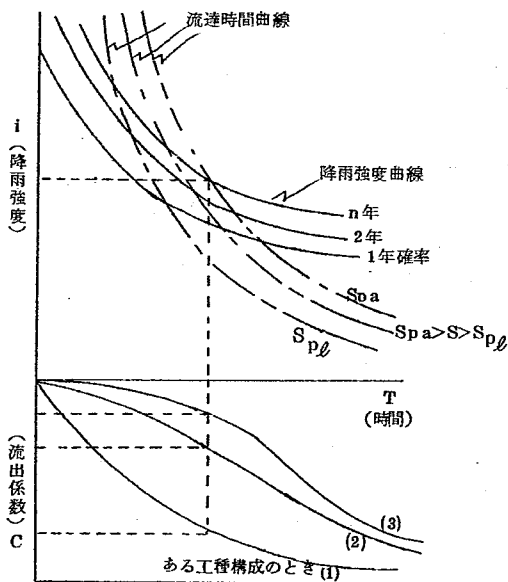


Fig 28 合理式の合理化

降雨強度曲線は、降雨データを統計的に処理すると求めることができる。今、降雨生起確率を与えてやると、以上の 3 曲線から左図の要領で設計対称降雨強度、設計流出係数が定まる。即ち、降雨強度曲線と流達時間曲線の交点が設計対称降雨強度を与え、同じ流達時間、即ち、継続時間上の流出係数が設計対称流出係数である。

従来、設計流出係数と設計降雨強度とは互に独立している感があり、これが合理式の合理化をはばんでいた。本節は、第 5, 6, 7 節と立場を異にしているようだが、この点の考慮がなければ、第 5, 6, 7 節の

値が正しく設計に用いられることはない。その意味でも本節の理論は、第5, 6, 7節をより発展させたものであるといえる。現在、 $c-t$ 曲線、流達時間曲線のいずれも完全には求めることができない。第3節及び4節で示した様に極めてマクロでしかも特殊なモデルの場合のみ求まる。そのため、本節で述べた操作は、いまなお完成されていない。

次に総括流出係数であるが、排水区の全ての部分で瞬時に一様で一定の流出を行なわさせ、その率が時間的に変化しない様な場合は、極めて長時間降雨があつて流出係数が場所的・時間的にほぼ一定となつた状況下で考えているのである。即ち、極めて特殊であるが安全側に考えているといえる。

一般にある地点での流量に関する水は、時間的、場所的に違つたところから流出した水である。従つて、各部分の流出係数は違つている。このことからある地点の流量に関係している水は、その地点より上流の排水区に降つた水で、時間的には上流側ほど早く降つたものであるから、各々の場所での出発時の流出係数の分布は、

Fig 29に示す様なものである。

$$\therefore \bar{C}_{ix} = i \int_0^x C_x(x) dx$$

$$\therefore \bar{C} = \frac{1}{x} \int_0^x C_x(x) dx = \text{平均の } C_x$$

このことは、ある一定継続時間の降雨を考える場合、排水区が小さいほど総括流出係数が大きくなり、排水区が大きいほど流出係数が小さくなることを意味しているものと考えられる。

この点の考慮があれば、合理式においても遅滞的な要素を含めることが可能となる。

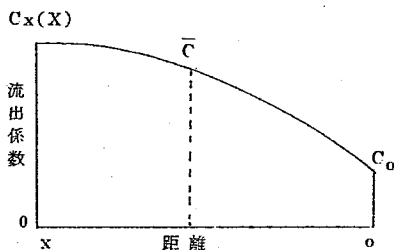


Fig 29 ある時刻の C_x 分布

第9節 今後の問題と結論

従来、流出係数、設計降雨強度、流達時間が互に独立したものの様にみられていたり、あるいは、独立していないまでもその間の関係が明確に定義されていなかったりしていた。合理式は極めてシンプルで実用性も高く、かなり正確に流出量を推定しうることは明らかであるが、合理式をより合理的に下水管きょ設計に適用するためには、上記3者の有機的な関係づけが必要である。本章でも若干ではあるがその試みを行なつたが、現在のところ極めて特殊なケースを出ないでいる。

特に流出係数に焦点をあて、その性質の解明を行ない、若干ではあるが明らかになつた。しかし、現在のところ流出係数と設計降雨強度とを関連づけることはできず、従つて、下水管きょ設計に普通用いられる程度の強度の降雨に対して流出係数がどの程度になるかをサジェスションできたにとどまつている。

これらの関係を追求するには、更に、長期的に実排水区での観測を行うとともに、よりシシ

ブルな降雨形を人工的に作り出しうる装置 (Rainfall Simulator) の製作、しかるのちの実験に待たざるを得ない。

降雨の浸透の特性の把握、特に土質による浸透能の違い等を追求することも実用上の要求度が高いため実施して行かねばならないが、この目的達成のためには Infiltrometer の製作が必要である。

都市計画と下水道計画とは互に結び合っている。従つて、雨水排除面から都市計画をコントロールして行くことも可能である。特に工種の配置や管きよの配置は雨水流出現象に大きな影響を持つている。従つて、雨水排除面からの都市計画へのフィードバックは、工種配置及び工種構成比率において行なわれる。本章でも若干工種配置の問題を取りあげたがまだ足を踏み入れた段階に過ぎない。この点の追求は、第3章において若干行なつて行くが、今後の問題の1つである。

本章の内容及び明瞭にした事項を要約すると次の様になる。第1節では、実験式と合理式との違いを明らかにすることを目標にした。都市計画、下水道計画上どちらの公式採用が好ましいかを明らかにした。

第2節では、流出係数を求めるにあつて、従来、継続時間の概念が定まつていなかったので一応最も理論的で最も実用的な石原、高棹の理論を導入した。

第3節では、流出係数の性質を土湿不足、降雨継続時間、降雨強度から追求し、一応流出係数の性質は明らかになつた。第4節では、流達時間を種々のモデルを用いて定義づけた。そこで降雨強度と流達時間の関係がかなり明瞭になつた。

第5節では、工種別の流出係数を実測と実験とから求め従来用いられていた値と比較検討した。

第6節では、第5節の結果を用いて用途地区別の流出係数を算定し従来から使用されてきた値を批判し、どのような値をどのような状況の場合に使うべきかを示した。また工種配置の問題を若干ふれた。

第7節では、総括流出係数算定上の問題と下水道計画から都市計画へフィードバックされる事項、例えば工種面積比率について述べた。

第8節では、流出係数、降雨強度、流達時間の有機的連結の上に立つた合理式適用法を紹介した。

第9節では、今後の課題をあきらかにした。

本章によつて流出係数についてはかなり明瞭になつたと考えられる。

再度強調するが、合理式の合理化において必要なことは、本節の初めに述べた事項である。

今後は、すべてをこの問題と関係づけて考察しなければならない。

参 考 文 献

- (1) 公共下水道統計 昭和40年版
- (2) Handbook of Applied Hydrology
- (3) 末石 上下水道における集配水の合理化に関する基礎的研究 京大学位論文
- (4) 上田 降雨流出に関する基礎的研究
- (5) road research laboratory Technical paper 55
- (6) Geregory and Arnold;Runoff - Rational runoff formulas
- (7) 杉戸 下水道学
- (8) Rouse;Engineering Hydraulics
- (9) 石原, 高埴, 単位図法とその適用に関する基礎的研究
- (10) Linsley, Kohler and Paulhus;Applied Hydrology
- (11) 合田, 末石, 寺西 基礎流出係数に関する実験的研究
- (12) 稻場 下水道における設計ハイドログラフ算定法(その1)
- (13) Neal E.Minshall; Predicting storm runoff on small experimental
watersheds
- (14) Clint J. Keifer;Analysis of the urban runoff hydrograph
- (15) 物部 水理学 増補改訂版 岩波書店 昭26
- (16) 板倉 滞流式雨水流出量算定方法の研究
- (17) V.T.Chow; Open Channel Hydraulics
- (18) 豊国, 角屋, 大橋 山科川流域の流出特性について 京大防災研年報第8号
- (19) Handbook of Drainage and Construction Products
- (20) WPCF manual; Sewer Design and Constructions
- (21) 谷口 都市計画 標準土木工学講座B コロナ社
- (22) 下水道施設基準
- (23) Fair and Geyer; Water Supply and Waste Water Disposal
- (24) Horner and Flynt;Relation between Rainfall and Run-off from Small Urban Areas
- (25) 石原, 本間 応用水理学
- (26) 矢野 洪水特論
- (27) 合田, 末石, 寺西 市街地雨水排除計画の合理化に関する研究

第3章 設計ハイドログラフ算定法について

〔要旨〕 序論でも述べたように都市域での雨天時下水の総合的、合理的な排除方式を検討するためには、ハイドログラフを計算しなければならない。しかもハイドログラフも設計条件に合致した場合のもでなければならない。流出のパターンに影響する種々の因子があるが、都市域では工種の配置下水管渠の配置などが大きなウエイトを持つてくる。

そこで本章では、種々の計算法を紹介するとともにとりわけ上記の諸点に着目した方法に関する考察を行つていく。

第1節 ハイドログラフ計算法と下水道施設設計への適用性

都市は動いている。雨天時下水の排除の合理化を促すという観点から都市が動いているとは何を意味するのだろうか？ 筆者はこの点を次のように解釈している。

都市の動きとは、下水管きよという線的なものが面を細分化するとともに面自体の性質が変ることである。これらの点については序論で述べてある。下水道設計のためには、まず目標年次を決め、その時点での都市の面の構造の想定、線としての下水管きよ配置の想定を行つた後それに対応したハイドログラフを計算しなければならない。従つて下水道施設設計のためのハイドログラフ計算法は面の構造変化の影響及び線の配置の変化の影響を考慮していないといえない。かゝる観点から従来のハイドログラフ計算法を分類してみると表2.4のようになる。

表2.4 ハイドログラフ計算法の分類

区 分 内 容	(a) 工種配置や管きよ配置を 考慮している方法 (ミクロな方法)	(b) 考慮していない方法 (マクロな方法)
(1) あらかじめ流出パターン を実測より求めておくか、 仮定して定めてしまう方法 (実証重視)	合理式(ピーク時のみ)(?)	ユニット・グラフ法 流出函数法, 貯溜函数法 (シカゴ法を除く) 合理式
(2) 係数等を実測より求め計 算は理論的に行う方法 (理論重視)	等価粗度法 シカゴ法	等価粗度法 貯溜函数法 (シカゴ法を除く)
(3) 係数等も基礎的な値を使 つて、目標年次に於ける推 定値を合成して求め計算も 理論的に行う方法 (理論重視)	等価粗度法 シカゴ法	等価粗度法

下水道施設は、計画目標期間の間の step construction は不可能であるとの根本思想から目標年数を耐用年数、OMR 費用等経済性の考慮に立つて決定する必要があるし、また施設規模の安全率、将来予想される困難に対する施設設置の弾力性等を考慮する必要があるが、この問題は今後の新しい課題であるからこゝでは一応ふれないこととして計画期間内の都市形態の変化に対応した雨水流出ハイドログラフの計算法に焦点を絞る。

ハイドログラフ計算法の下水道施設設計への適用性は、上表でみる限りに於ては 3 の a に属する方法が最適である。

研究面からのアプローチとしては、上表の 1 及び 2 行目の b 欄を a 欄に持ち込み、さらにそれを 3 の a に入れることが可能なように高める必要がある。

従来から用いられている方法 即ち 1 に属する方法は全て単位図法の変形であるといえる。衆知のように単位図法は、実測によつて求まる単位図が絶対に必要である。従つて単位図は時間的にも場所的にも固定的であるといえる。即ちある流域、あるいはある排水区の単位図を別の違った流域や排水区では使えないし、またある時点でもとられた単位図を将来の時点で使うこともできない。このような欠点を除くために現在までとられてきた方法は、開発状況や現況が違ふ流域で極めて多くの実測を行い、その実測結果を分類別に分けて一応いかなる流域でも適用可能なように分類表を整備しておくことであつた。しかし多年の年月にわたつてかかる作業を繰り返しながらいまだ十分な資料はないのである。

合理式といへども Fig 30 に示すような単位図を用いる単位図法であるが同様の状況にあるといえる。

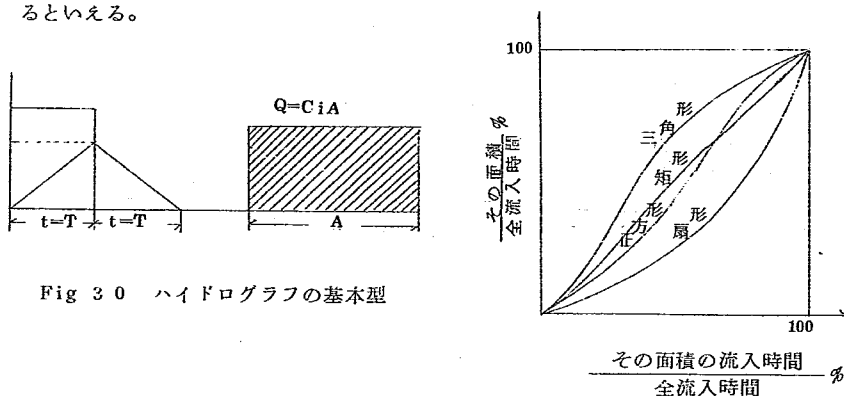


Fig 30 ハイドログラフの基本型

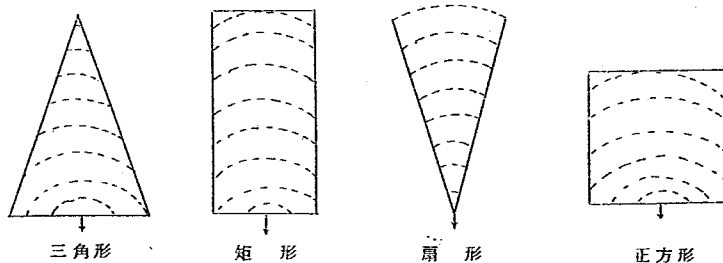


Fig 31 各種形状の流入時間と面積との関係

3に属する方法は、水理学的方法である。等価粗度は、運動方程式と連続方程式を特性曲線法によつて解くものである。シカゴ法は、貯溜函数と連続方程式から逐時近似計算をするものである。2つの方法とも水流の基礎式を解くという点で理論的である。前者の場合、運動方程式をどの程度までマイクロにみて行くかという点、どの項を省略するかということが問題であるが、等価粗度法では運動方程式としてマンニングの平均流速公式を使っている。解法としては、前者の場合でも後者の場合と同じように差分として解くことができる。

かゝる方法による場合、電子計算機の使用が容易で迅速に計算できる。

工程配置や管きよ配置をどこまでマイクロにみるかという点は大きな問題である。即ち1戸1戸の樋、排水管までさかのぼっていくのか、あるいはある程度マクロにみて、1街区をまとめて近似的に考えてやるのかという問題である。

3に属する方法は、どこまで細かく考えても計算できる。細かく考える方が工程の構成は簡単になるので計算精度は高くなるが、単位排水区は小さくなり計算は繁雑となる。どの程度の排水区規模を単位排水区とすべきかは問題であるし、単位排水区内の等価な粗度の合成にも問題がある。

粗度合成については、第2章で若干ふれておいた方法もあるが今後の大きな課題である。

1と3の中間的な発展段階にあるものが2の方法である。即ち3の方法が完全には確立していない現在1の方法では不充分であるから3の方法で不明確な部分を実測で補おうとするものである。この段階では理論は明確であるが、設計基礎数値である粗度等の選定が重要となつてくる。この点で充分な考慮が必要である。

下水道施設設計の適用性からみれば、実測が不充分な点で1、2は充分でないし、理論が不充分である点で3も充分よいとはいえない。

下水道計画の中の雨水排除計画は都市の未来計画の1部であるから未来の都市形態を想定して立案されるので公式の適用性からいえば3のaに属する方法がよいことは明白である。従つて3のaの理論の不充分な点を追究するとともに1及び2の方法を3に持ち込む必要がある。筆者らの研究課題はこの点にもあるといえる。

第2節 損失雨量

設計ハイドログラフ算定のためには、正確に有効雨量を分離しなければならない。そのためには損失雨量とその時間的分布を知る必要がある。

損失雨量は、浸透損失、蒸発散損失、凹地貯溜による損失、遮断による損失等の総和であることは第2章、第3節でふれている。

第2章第2節の(2-2-2)で示した流出係数 C_2 を用いると $(1 - C_2)$ が損失雨量を与えることになる。だから(2-2-2)は損失雨量率を表示していることになる。

雨量強度を i 、浸透能を f 、遮断能を s 、蒸発能を e とすると $(i - e) > f + s$ のとき

(i-e)-(f+s)の1部は凹地に貯溜し、1部は表面流出する。都市域で大きな影響を持つものは、浸透損失と凹地貯溜である。しかしこれとて浸透域は狭くなり、大きな凹地は少なくなっていくから量的には極めて少ない。また管きよが布設され、各工種と管きよとの接続の構造によつて損失のパターンは大きく違ってくる。この点は次節でふれて行くことにする。

表 2 5 観測に基づく総流出係数

都市名	観測月日	総流出係数	総雨量	直接流出総量	総損失量	不透水面率	都市名	観測月日	総流出係数	総雨量	直接流出総量	総損失量	不透水面率	
東京都（谷端川）	5.1	0.58	5,996	3,443	2,553	55	東京都（谷端川）	9.20	0.40	54,601	219	32,701	55	
	5.7	0.27	8,004	2,171	5,833	〃		9.25	0.31	5,79	1.78	4.01	〃	
	6.10	0.21	6,875	1,465	5,410	〃		9.30	0.38	11.94	4.53	7.41	〃	
	6.11	0.37	55,523	20,612	34,911	〃		10.13	0.28	3.83	1.06	2.77	〃	
	6.15	0.72	24,501	17.66	6,841	〃		10.17	0.59	17.75	10.45	7.30	〃	
	6.22	0.48	3,517	1,683	1,834	〃		10.27	0.47	80.93	37.75	43.18	〃	
	6.22	0.68	9,201	6.21	2,991	〃	東京都（田）	8.22	0.53	85.30	44.70	40.60	43	
	6.28	0.43	25,408	11,000	14,408	〃	名古屋市（栄光）	7.19	0.74	13.30	9.80	3.50	39	
	7.3	0.40	10,086	4,000	6,086	〃		8.22	0.63	16.05	10.10	5.95	〃	
	7.6	0.49	11,785	5.74	6,045	〃		9.13	0.72	4.57	3.3	1.27	〃	
	7.6	0.95	7,154	6.77	0.384	〃	名古屋市（幸）	8.22	0.58	8.05	4.66	3.39	57	
	7.9	0.77	5,647	4.35	1,297	〃		9.13	0.60	8.52	5.10	3.42	〃	
	7.10	0.40	4,920	1.95	2,970	〃		7.6	0.43	5.70	2.43	3.27	80	
	7.10	0.29	1,975	0.58	1,395	〃	岐阜市（清水川）	7.12	0.91	1.80	1.65	0.15	〃	
	7.13	0.07	1,562	0.11	1,452	〃		7.19	0.68	25.70	17.60	8.10	〃	
	7.24	0.40	8.87	3.56	5,310	〃		7.19	0.62	3.20	2.00	1.20	〃	
	8.21	0.91	8,133	7.37	0.763	〃		8.23	0.65	21.60	13.90	7.70	〃	
	9.12	0.65	29.03	18.75	10.28	〃		京都市（第）	8.22	0.68	6.30	4.30	2.00	44
	9.13	0.55	5,185	2.84	2,345	〃		8.31	0.55	7.87	4.36	3.51	〃	
	9.18	0.42	11,977	4.96	7,017	〃								

損失雨量の時間的分布としては、マクロな考え方として、 ϕ index, W-indexがある。

ϕ indexとは、Fig 3 3のように時間軸に平行なある高さの線で雨量時間分布図を切つて、その上の部分(斜線の部分)の総量が直接流出量となるような座標軸からある線までの高さのことをいう。総雨量をRとし、降雨継続時間を t_d とすると ϕ indexは近似的に

$$\phi = R(1 - C_2) / t_d \dots\dots\dots (3-2-1)$$

W indexとは、浸透損失の示標である。

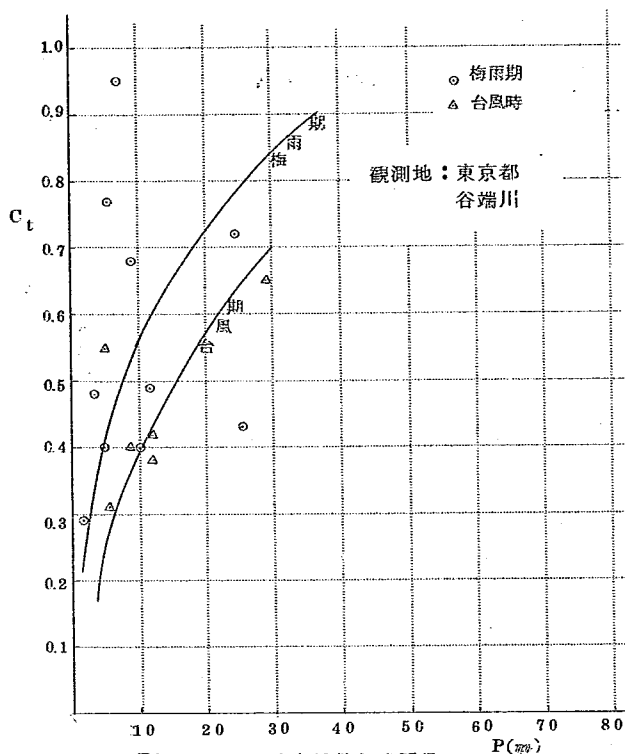


Fig 32 総流出係数と総雨量

いま総浸透量を F 、降雨強度が浸透能を超過している時間を t_f 、有効表面貯留を Se とすると $Windex$ は、次のように表示される。

$$W = \frac{F}{t_f} = \frac{R(1-C_2) - Se}{t_f}$$

..... (3-2-2)

$Windex$ とは、降雨強度が浸透能を越えている間の平均浸透能を表示する¹⁾と定義されている。

一般に都市域では $t_f \div t_d$ であり、 $Se \div 0$ であると考えられるから $\phi \div W$ であると考えてよい。

また先行降雨が極めて多く、地表面が極度に湿潤なときに降雨があつた場合、 $R(1-C_2)$

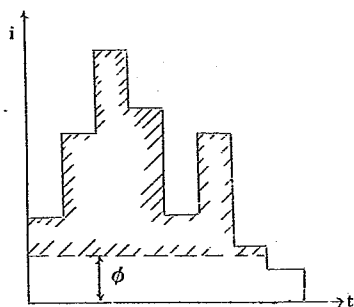


Fig 33 ϕ index の意味

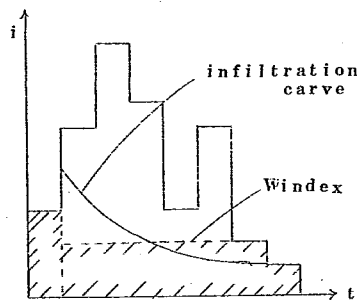


Fig 34 $Windex$ の意味

は、毎時浸透損失のみをあらわしているし、 $R(1-C_2)/t_d$ は最終浸透能 f_0 に近く $Se \div 0$ であるから $\phi \div W$ となる。このような状況下での $Windex$ を $Wmin index$ と呼ぶ。

損失の時間的分布の点から言うと ϕ index のとき降雨初期に実際より小さく逆に降雨終期には実際より大きくなる。この点では、 $Windex$ の方が実際の現象に近い時間分布型であるといえる。

ある単位の矩形降雨を考えたとき $\phi = \frac{R(1-C_2)}{t_d}$ より損失率は

$$L = \frac{\phi}{\frac{R}{td}} = 1 - C_2 \dots\dots\dots (3-2-3)$$

これは一定率である。従つて単位図法の見地に立つとき一定率損失法といえるようなものになる。時々刻々の総雨量と総損失の関係を実測より求めておくとその図法を用いて損失の時間分

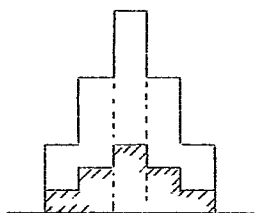


Fig 3 5 一定率損失

布を推定することも可能である。損失量は降雨前の無降雨日数によつて違ふ。この関係はすでに第2章第3節でふれてある。浸透能曲線の中へこのような無降雨日数から決まる土湿不足等を導入することができる。

浸透能曲線は現在最も損失機構を明解に表示しているといわれる。

$$f = f_c + (f_o - f_c) e^{-kt} \dots\dots\dots (3-2-4)$$

$$F = \int_0^t f dt = f_c t + \left(\frac{1}{k}\right) (f_o - f_c)(1 - e^{-kt}) \dots\dots\dots (3-2-5)$$

さらにもつと簡単に次のように表示することもある。

$$F = ct^n \dots\dots\dots (3-2-6)$$

但し f_c : 最終浸透能, f_o : 初期浸透能

f : ある時刻 t における浸透能, t : 経過時間

F : ある時刻 t までの総浸透量, k, c, n : 定数

(3-2-4) や (3-2-5) の式形を得るためにはかなりの降雨が連続して長時間降る場合の資料がないといけない。即ちこの表示法は多量の水を連続して供給した場合のものであるからである。

このような浸透能曲線は経験的にわかっている浸透能のおよその時間分布傾向にある曲線形をあてはめたにすぎないから理論的とはいえないのである。この分野は水文学の1つの重要な分野である。

凹地貯溜については

$$V_s = S_d (1 - e^{-kPe}) \dots\dots\dots (3-2-7)$$

但し V_s : 凹地貯溜量

S_d : 総凹地容量

Pe : 累加余剰降雨量

前述のような浸透損失の場合 F の中には V_s も含まれることがある。

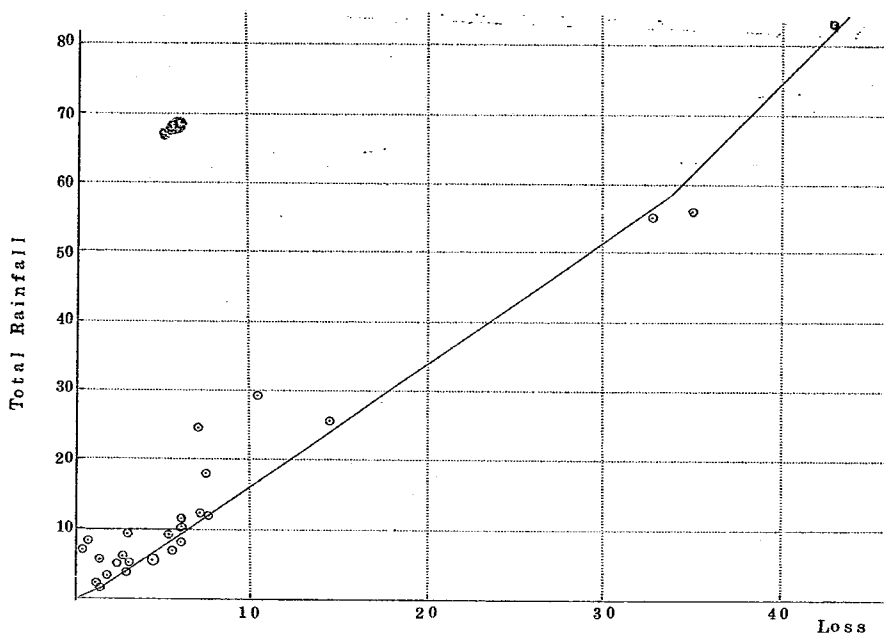


Fig 3 6 総雨量と総損失量 (mm) (東京都谷端川)

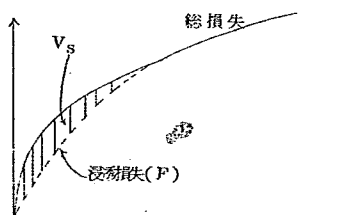


Fig 3 7 近似的な V_s の量

以上に述べた浸透損失は排水区がほぼ一様な工種からなると仮定した場合の問題であつた。ところが都市内では浸透域と不浸透域のように浸透する場所とそうでない場所とがありその上排水管きよが浸透域と不浸透域の各に接続している場合が極めて多い。このような場合上記のような平均化した有効降雨といったものを全排水区一様に当てはめなくて、個々の要素ごとに有効降雨を考えるほうが妥当ではない

かと考えられる。

次節でこのような考え方に立つて単位排水区内の浸透損失機構を論じ、しかる後に単位図を作成してみることにする。以下では凹地貯溜は考えないものとする。即ち凹地貯溜は都市域では極めて少ないし、将来に於いてはますます少くなるものと考えられるから計画論の立場からは省略しても何らさしつかえないものである。

第3節 工種配置と流出のパターン

単位排水区は平面的にみると屋根と庭と道路から成立つているといえる。

都市の発展状況、都市の性格、土地の利用状況、用途地区の性格等によつて屋根、庭、道路の配置及び単位排水区において占る各々の面積比率は異なっている。

下水道の普及状況や管路の上記の構成要素への接続状況によつて単位排水区から排除される雨水流出量は異なる。その理由は下水管路が入ることによつて降雨の損失機構が変化するためである。

工種の配置と排水管きよの接続状況を分類すると Fig 3 8 のようになる。

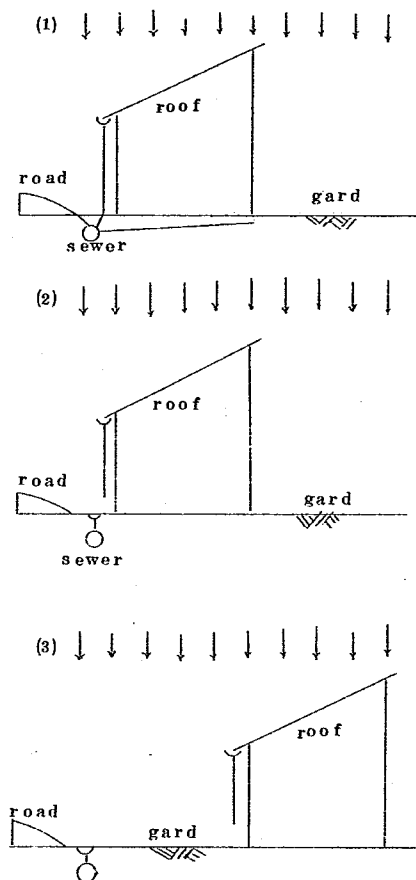


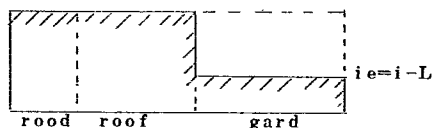
Fig 3 8 工種配置

と考えてよい。下水道が整備して行くと、不完全分離型から完全分離型へと移行して行く。完全分離型モデルとしては、(1)の配置が典型的だし、不完全分離型モデルとしては、(3)の配置が典型的だから以下は、(1)と(3)の配置の場合の流出のパターンの違いを論ずることとする。(1)は、排水管きよと下水道との直結型であり、下水道が整備されていくと終局的には(3)のような場合であつても(1)のような型に移行して行く。

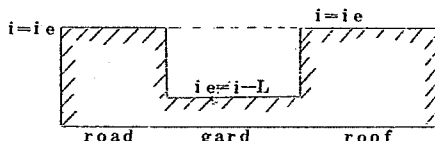
(1)と(3)の雨水の損失機構の差違は、(3)では屋根に降つた雨水は必ず庭を通るが、(1)は、別々に集められるところに生じてくる。いま仮に(1)、(3)のようなモデルを仮定すると浸透域は庭だ

けである。庭の境界浸透能を L とし、降雨強度を i とする。この時の損失量の違いを図示すると下図のようになる。

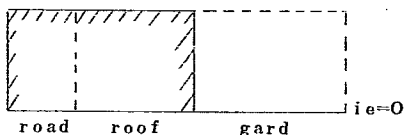
(1) $i > L$ のとき



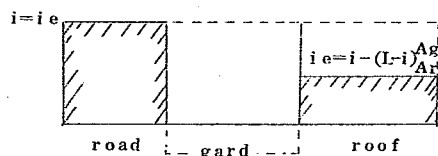
(1) $i > L$ のとき



(2) $i \leq L$ のとき



(2) $i \leq L$ のとき



(1)の場合

(3)の場合

Fig 3 9 損失雨量の違い (但し ie = 有効降雨

Ag = 庭の面積

Ar = 屋根の面積)

マクロにみれば流出総量は、 $i > L$ の場合には(1)でも(3)でも変化しないが、 $i \leq L$ の場合には(1)と(3)では明らかに違っている。ピーク発生時刻は(1)と(3)では明らかに違う。これは、(3)の場合だと(1)の場合より長い流下距離を流下しなければならないからである。

一般的な計算システムは、次のようになる。この場合雨水の流跡を Fig 4 0 のようにモデル化し、樋等による影響は無視することにする。

岩垣の運動方程式を用いるものとする。運動方程式のうち慣性項、流速勾配項は無視でき、地表勾配もほぼ無視できるものとし、降雨量が流量に比して小さいときは運動方程式は水面勾配項と摩擦項のみになる。ここで水面勾配をほぼ地表勾配に等しいものとする運動方程式はマンシングの式に帰する。本論では近似的に運動方程式をマンシングの式として用いることにする。²⁾

降雨中では

$$\text{運動方程式} \quad h = K Q^{\frac{3}{5}}, \quad Q = k h^{\frac{5}{3}} \quad \dots \dots \dots (3-3-1)$$

$$\text{連続方程式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = i \quad \dots \dots \dots (3-3-2)$$

ここで、 $K = (n / \sin^{\frac{1}{2}} \theta)^{\frac{3}{5}}$ である

(1)の場合だと、各要素に対して $t = 0$ で $h = 0$, $x = 0$ で $Q = 0$

(3-3-1), (3-3-2) を解くと

$$\frac{dx}{dt} = \frac{5}{3} kh^{\frac{2}{3}} \quad \text{で} \quad \frac{dh}{dt} = i, \quad \frac{dQ}{dx} = i$$

$$\therefore x = ki^{\frac{2}{3}} t^{\frac{5}{3}} \quad \text{で} \quad h = it, \quad Q = ix$$

従つて降雨継続時間を T , 流入時間を t とすると

$$(1) \quad T \geq \left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad \text{のとき (遅滞のないとき)}$$

$$\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}} \geq t > 0 \quad \text{で} \quad Q_B = k(it)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots (3-3-3)$$

$$T \geq t > \left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad \text{で} \quad Q_B = k \left[\left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}} i \right]^{\frac{5}{3}} = iB \dots\dots\dots (3-3-4)$$

$$(2) \quad T \leq \left(\frac{B}{ki^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad \text{のとき (遅滞のあるとき)}$$

$$Q_B = k(it)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots (3-3-5)$$

降雨終了後では

$$\text{運動方程式} \quad h = K Q^{\frac{3}{5}}, \quad Q = kh^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots (3-3-6)$$

$$\text{連続方程式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (3-3-7)$$

従つて特性直線は

$$x - \frac{k}{i} h_B^{\frac{5}{3}} = \frac{5}{3} kh_B^{\frac{2}{3}} (t - T) \quad \text{である} \dots\dots\dots (3-3-8)$$

従つて遅滞のある場合は次のようになる。

$$(1) \quad T + \frac{B - \frac{k}{i}(iT)^{\frac{5}{3}}}{\frac{5}{3}k(iT)^{\frac{2}{3}}} \geq t > T \quad \text{のとき} \quad Q_B = k(iT)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots (3-3-9)$$

$$(2) \quad t + T + \frac{B - \frac{k}{i}(iT)^{\frac{5}{3}}}{\frac{5}{3}k(iT)^{\frac{2}{3}}} \quad \text{のとき}$$

$$B = \frac{k}{i} h_B^{\frac{5}{3}} + \frac{5}{3} k h_B^{\frac{2}{3}} (t-T) \text{ より } h_B \text{ を求め}$$

$$\text{しかる後 } Q_B = k h_B^{\frac{5}{3}} \text{ より流量を求める。} \quad (3-3-10)$$

遅滞のないときは

$$t > T \text{ で } B = \frac{k}{i} h_B^{\frac{5}{3}} + \frac{5}{3} k h_B^{\frac{2}{3}} (t-T) \text{ より } h_B \text{ を求め}$$

$$\text{しかる後 } Q_B = k h_B^{\frac{5}{3}} \text{ より流量を求める。} \quad (3-3-11)$$

粗度係数及び勾配の異なる斜面を流下する場合は第2章第4節で述べた等価粗度，等価勾配を用いて計算することが望ましい。(1)，(3)では損失機構が違うと指通したが，等価粗度等価勾配を用いると損失のかたよりは一応無視して平均化しなければならない。



第4節 下水管きよ配置と流出のパターン

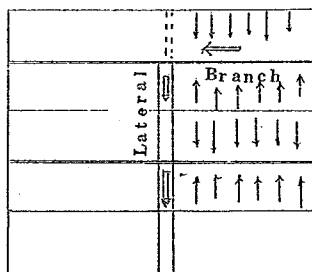


Fig 40 下水管きよ配置

前節で単位排水区の工種の配置による流出の変化を論じた。本節では，単位排水区の斜面からまず Branch Sewer へ流入した後の流出のパターンについて述べる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3-4-1)$$

$$A = K Q^P \quad (3-4-2)$$

$$K = \left(\frac{n}{\sqrt{s \sin \theta}} K_1^{2/3} \right)^P \quad (3-4-3)$$

$$P = 3/(2z + 3) \quad (3-4-4)$$

K_1 ， Z は経深を $R = K_1 A^Z$ を置いた時の係数及び指数である。(3-4-1)，(3-4-2)より

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q^{1-P}}{KP} \quad (3-4-5)$$

$$Q = qx \quad (3-4-6)$$

但し $x=0$ で $Q=0$ とする。

$$\text{今，} \bar{q} = \frac{1}{t} \int_0^t q dt \text{ とし } t_q = \frac{KL^P}{\bar{q}^{1-P}} \text{ とする。}$$

$$(1) \quad t \leq t_q < t_E \text{ のとき } Q = \bar{q} \left(\frac{\bar{q}^{1-P}}{K} \right)^{\frac{1}{P}} t^{\frac{1}{P}} \quad (3-4-7)$$

$$(2) \quad t_E \geq t > t_q \quad \text{のとき} \quad Q = \bar{q} \left(\frac{\bar{q}}{K} \right)^{\frac{1}{p}} t_q^{\frac{1}{p}} \dots\dots\dots (3-4-8)$$

$$t \geq t_E \quad \text{のとき} \quad \bar{q}_E = \frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} q dt \quad \text{とすると}$$

$$\text{特性直線は} \quad L = \frac{Q_L}{\bar{q}_E} + \frac{Q_L^{1-p}}{K^p} (t - t_E)$$

こゝで、 Q'_L については

$$\text{遅滞のある場合} \quad Q'_L = \bar{q}_E \left(\frac{\bar{q}_E}{K} \right)^{\frac{1}{p}} t_E^{\frac{1}{p}} \dots\dots\dots (3-4-9)$$

$$\text{遅滞のない場合} \quad Q'_L = \bar{q}_E \left(\frac{KL^p}{\bar{q}_E^{1-p}} \right) \dots\dots\dots (3-4-10)$$

従つて(3)遅滞のある場合

$$(i) \quad t_E < t \leq t_E + \left(L - \frac{Q'_L}{\bar{q}_E} \right) \bigg/ \frac{Q'_L^{1-p}}{K^p}$$

$$Q_L = \bar{q}_E \left(\frac{\bar{q}_E}{K} \right)^{\frac{1}{p}} t_E^{\frac{1}{p}} \dots\dots\dots (3-4-11)$$

$$(ii) \quad t > t_E + \left(L - \frac{Q'_L}{\bar{q}_E} \right) \bigg/ \frac{Q'_L^{1-p}}{K^p}$$

$$L = \frac{Q_L}{\bar{q}_E} + \frac{Q_L^{1-p}}{K^p} (t - t_E) \text{より } Q_L \text{ を求める。} \dots\dots\dots (3-4-12)$$

(4) 遅滞のない場合

$t > t_E$ に対して

$$L = \frac{Q'_L}{\bar{q}_E} + \frac{Q'_L^{1-p}}{K^p} (t - t_E) \text{より } Q_L \text{ と求める} \dots\dots\dots (3-4-13)$$

かくして Branch から Lateral の始点までの追跡ができた。Branch の Lateral 接合点から次の接合点までは横流入がない。単位排水区斜面及び Branch Sewer においては慣性項や

流速勾配項等を無視した。

Lateral Sewer を流下する場合も運動方程式の各項を比較すると慣性項及び流速勾配項の影響は少ない。従つて

$$\text{運動方程式 } \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 u^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (3-4-14)$$

$$\text{連続方程式 } \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3-4-15)$$

今、 $\frac{\partial H}{\partial x} = \sin \theta$ (地表勾配) とすると (3-4-14) はマンニングの式である。

従つてこの場合の解は Kleitz - Seddon の洪水伝播の法則即ち伝播速度を W とすると

$$W = \frac{5}{3} u \quad (3-4-16)$$

(但し u は平均流速)

で、洪水は変形することなく流下するという法則となる。³⁾ u は最大流出量のときの平均流速とする。

$$\therefore W = \frac{5}{3} \left(\frac{\sin \frac{1}{2} \theta}{n} \right) R_p^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{5}{3} \left(\frac{\sin \frac{1}{2} \theta}{n} \right) \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3-4-17)$$

但し、 R_p はピーク時の経深、 D は管経

$\frac{\partial H}{\partial x}$ が地表勾配と近似できない場合は (3-4-14) (3-4-15) より差分法によつて解かねばならない。⁴⁾

(3-4-15) は

$$\frac{\partial H}{\partial t} + u \frac{\partial H}{\partial x} + H \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \text{ でこれに (3-4-14) を代入する。}$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + H \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{n^2 u^3}{R^{4/3}} = 0$$

上式を差分に変形すると次のようになる。

$$\frac{H_t - H_{t-1}}{\Delta t} + H_t \frac{U_{x,t} - U_{x-1,t}}{\Delta x} - \frac{n^2 U_{x-1,t}^3}{R_{x,t}^{4/3}} = 0 \quad (3-4-18)$$

$t-1$ は t に対して Δt 前の時刻、 x は $x-1$ に対して Δx の距離にあることを示している。
 Δt 、 Δx の決め方はなるべく短い方がよい。

(3-4-18) より $U_{x,t}$ を求め、しかる後マンニングの式より流量に換算する。(3-4-14) は本来から極めてマクロな式であるので計算に若干論理の飛躍がある。

慣性項や流速勾配項等を入れた微密解も同様に差分法や特性曲線法で解くことができる。しかしこゝではかかる精度は必要ではない。

第5節 都市化の進展と流出パターン

第3節と第4節で単位図の計算法を紹介した。本節では、単位排水区における単位図を下図のようなモデルで求め、都市化の進展が流出に与える影響を定量的に評価することにする。第3節でも述べたように単位排水区内の工種配置は、Type 1及びType 2に大別される。Type 1は、各工種から個々に流出が起り、工種間の関係はない場合である。例えば、屋根上に降った雨水は、庭には流れて行かないといったような場合である。

Type 2は、工種間の関係がある場合である。即ち屋根に降った雨水は、庭に流れ出て庭を流下し、始めて側溝に至るような場合である。

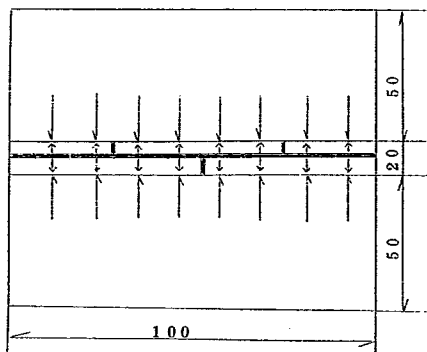


Fig 4-1 仮定の単位排水区規模

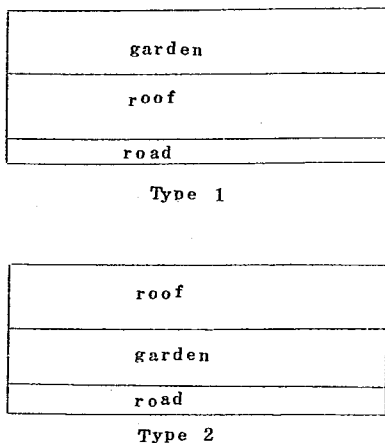


Fig 4-2 単位排水区内の工種配置モデル

そこでType 1及びType 2の場合の各に対し建ぺい率（不浸透面積比率）が50%、70%、100%の場合についての単位図を求めることにする。

計算方式は、前節までに述べた方式によることにし、設計降雨は、降雨強度50mm/hrで10分継続する矩形降雨とする。

その他の計算基礎数値は、次のとおりとする。

表 2-6 計算基礎数値一覧表

単位排水区	庭と屋根	100×100
規模	道路	20×100（完全舗装）
設計降雨	i = 50mm/hr t = 10min 矩形	
粗度係数	庭	0.03
	屋根	0.01
	道路	0.015
勾配	庭	3%
	屋根	5.77%（約3.0°）
	道路	2.0%
損失雨量比率	庭	0.4%
	屋根	0
	道路	0
凹地貯溜	ナシ	
管きよ布設条件	粗度係数	0.013 勾配3% ◎300

(1) Type 1 の場合

(1)-(f) Branch まで

計算結果は、Fig 4 3 のようになる。表 2 7 のように流入時間は建ペイ率が増加するにつれて減少している。

表 2 7 流入時間 T (分)

不浸透面積比率	庭	屋根	道路	ピーク発生時刻 (流入時間)
50%	8.5	0.8	1.45	8.5
70%	3.8	1.0	1.45	3.8
100%	0	1.13	1.45	1.45

(1)の(f) Latelalまで

$P = 0.714$ ($Z = 0.602$), $K = 0.16$ ($K_1 = 55$)である。

流下時間は、下記の表のようになる。

表 2 8 単位排水区 Branch 流下時間

不浸透面積比率	流下時間
50%	42 sec
70	40
100	34

流入時間に対して流下時間は、極めて短い。

このことは、管きよ内流下時間を無視してもよいという考え方を正当づけているようである。

Branch 下流端での単位図は、Fig 4 4 のようになる。

建ペイ率が高くなるにつれて流下時間は短かく、ピーク流出量は増加することが明白である。

(2) Type 2 の場合

(2)-(f) Branch まで

等価粗度、等価勾配は、次のようになる。但し屋根と庭のみを対象としている。

表 2 9 等価粗度、等価勾配

不浸透面積比率	等価粗度	等価勾配	備考
50%	0.02	約 10‰	屋根と庭を一体 と考えた場合
70	0.016	約 140	
100	0.01	577	

上表を用いて流入時間を計算すると下表のようになる。

表 3 0 流入時間 T (分)

不透透面積比率	庭と屋根	道 路	ピーク発生時刻
50%	6.3	1.45	6.3
70	4.2	1.45	4.2
100	1.13	1.45	1.45

(2) - (イ) Latelal まで

(1) - (イ) と同様の計算を行うと Fig 4 6 のような単位図が得られる。流下時間は、(1) - (イ) の値とほぼ同じである。

(3) 全排水区からのハイドログラフの総合

上記の考え方を用いて任意の管きよ配置の排水区を管きよ配置についてモデル化する。

その際、単位排水区の面積の選び方は問題である。

任意の降雨に対して、単位図を用い単位排水区における総合ハイドログラフを求めしかる後 Time - offset 法によつて全排水区のハイドログラフを総合する。

従つて都市の性格、用途地区の性格あるいは排水区的面積規模別にいくつかの単位図を製作しておけばどのような性格の都市であつてもハイドログラフを総合することができる。

都市化が進むということを、不透透域が広がることであり管きよが密に布設されることでありとすれば、流入時間や流下時間は短くなる。

本節では、工種別の粗度係数を使用して計算したが、都市化が上記の定義に立っている場合は、都市化するにつれて粗度係数は、増加する。

第6節 結 論

都市域からの雨水排除施設設計の分野である下水道界では従来からハイドログラフ計算の手法は発展しなかつたといえよう。ポンプ場の設計にあつて極めてラフな計算が行なわれていた程度ではないかと考えられる。

この原因は水量配分的な考え方がなく、雨水流出量の全量を都市域で滞留せしめることなく排除することが唯一最大の目的であつたためであろう。しかし下水管きよ系の経済的設計、放流河川との水量面での関連等、あるいは雨天時下水の水質が悪いことから放流河川からの水質面での制約、ポンプ場設計等の合理化等々の面から現在ハイドログラフ計算法の合理化(簡易化を含めて)が問題となつている。この点については序論(第1章)で若干ふれてある。

都市の雨水排除計画は再三述べているように都市計画あるいは未来計画の1部であるから都市構造の変化をハイドログラフ計算の中に組み込まねばならない。

本章では、このような意味で都市化が流出に与える影響を推算しうる計算法を考えた。簡易な方法として単位図法を取り入れた。流出計算にあつては、流域特性を充分に考慮し理論的

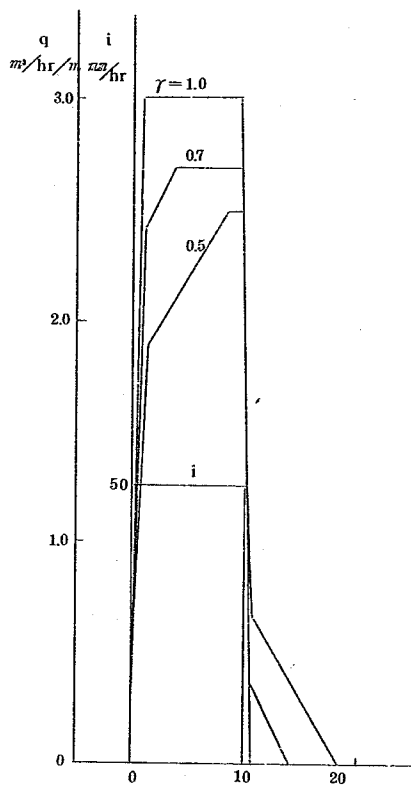


Fig 43 Branch 流入単位図

(r : 不浸透面積比率)

Type 1 の場合

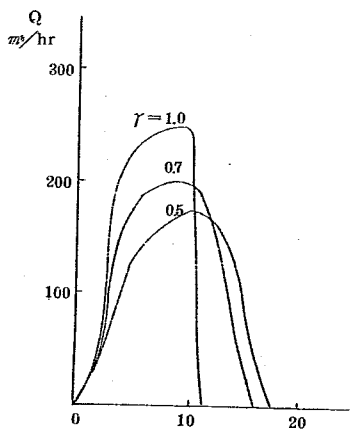


Fig 46 Branch 下流端での単位図

(r : 不浸透面積比率)

Type 2 の場合

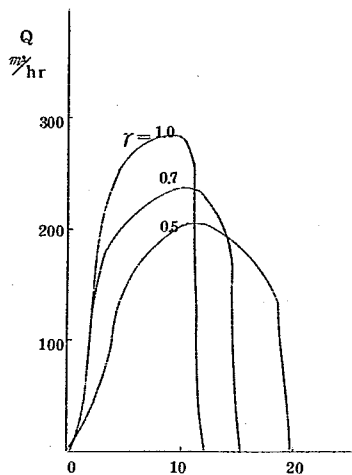


Fig 44 Branch 下流端での単位図

(r : 不浸透面積比率)

Type 1 の場合

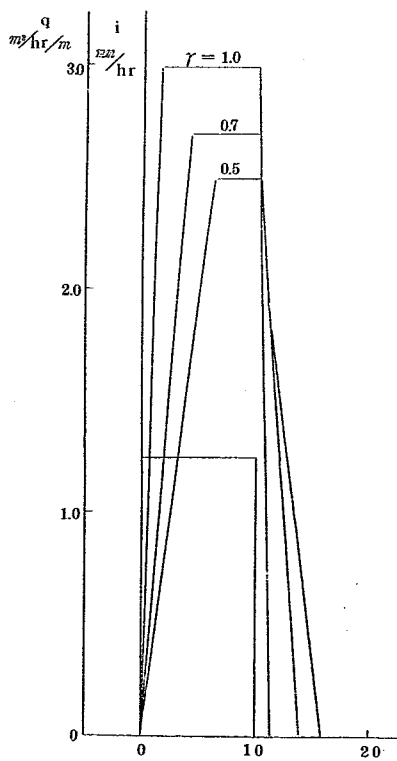


Fig 45 Branch 流入単位図

(r : 不浸透面積比率)

Type 2 の場合

に単位図を計算した。

こゝで断つておくが、我々は単位図法が一般に実際現象の表層のみをなぞっているという点については単位図を理論的に計算し、流域特性を与えているという点で答えているし、単位図法が一般に小流域の流出計算に適しないという点については都市域では粗度が小さく、面積も狭いから貯留量は少なくなり、従つて流出の遅減は小さいであろうという立場に立っている。この点については種々議論が別れるところであり今後この手法を実排水区に適用してみてその長短を究明する必要がある。

最後に本章の概要を簡易に述べておく。

第1節では、種々の方法を比較し、都市域ではどの方法が使用に適するかを論じた。

第2節では、損失雨量をとりあげ、都市域では損失雨量が極めて少ないことを述べた。

第3節では、単位排水区内の雨水の流動の仕方を述べ、雨水が損失する場所が限られるため管渠の配置によつて流出の仕方が異なることを述べた。また管渠と樋とが結合しているかしていないかで流入時間が異なり、このことが都市の性格による流入時間の違いの原因になつていると述べた。

第4節では、管渠の性格により横流入と考えられる部分とそうでない部分とがあることを述べ各の場合の流動について述べた。

第5節では、単位排水区内の工種面積の比率の違いによる流出パターンの違いを計算例によつて示し、単位図法を導入したハイドログラフ計算法を提案した。その時近似的には重合法でよいと述べた。

計算法に当つての基礎数値である損失雨量は第2節の値を、粗度係数については個々の工種で認められている値を一応他の文献からひろつて用いた。

都市の構造の変化が雨水流出に与える影響を具体的に示したと考える。

第6節では、結論として本章で提案した方法にも限界があることを述べ、実排水区での適用と他の手法との比較検討が重要であることを述べた。

本章を終るにあつてハイドログラフ計算の合理化のためには継続的な実測を行ない、いろいろな性格の都市での粗度係数を逆算して集積することが必要であること、逆に種々の工種で構成されている都市の全体的な粗度係数を個々の工種の粗度係数から合成する手法を開発することが必要であることを強調したい。

後者については、第2章でその一例を示した。

参 考 文 献

- 1) Linsley, Kohler, Paulhus : Applied Hydrology McGraw - Hill
- 2) 石原・本間 応用水理学 中II 丸善
- 3) 矢野 洪水特論 理工図書
- 4) 木下・森村 河北潟干拓に関する水理解析 土木技術資料 Vol 5 頁3

第4章 雨天時下水の水質変動について

〔要旨〕 雨天時下水は、下水・堆積汚物と雨水との混合水である。雨天時下水を水質と水量の両面で総合的、合理的に排除する方法を追求することが、本研究の最大の課題であった。そこで本章では特に水質面からのアプローチを試みた。本章の最大のテーマは、水質の降雨時における時間変動の推定法の確立である。この問題に対するアプローチとして、極めてマクロではあるが、1つの手法を提案した。この手法によつて今後水質調整池等の容量決定が行なえると考えられ若干ではあるがこの点にも言及した。

又、雨水吐き室からの希釈倍数決定方法を検討し、その方法と判断基準の一端を明らかにした。

第1節 降雨時下水の水質の時間変動のモデル解析

1-1 はじめに

降雨初期の下水が水質的に極めて悪質であることは従来から認められていた。¹⁾特に最近雨水吐き室から降雨時に無処理の雨天時下水の1部が放流されるため水質汚濁防止の観点から雨水吐き室の希釈倍数の再検討が問題になつている。序論でも述べたが、下水道は単に1都市のみの下水及び内水の排除だけを行なえば事足りるものではなく、水質汚濁の面から考えて放流河川水系全体の水質に与える影響からフィードバックされた形で総合的で合理的な排除施設でなければならない。その意味で、上記の希釈倍数やさらに処理施設規模、処理レベルの検討は勿論のこと、水質調整池、遊水池等を水質コントロールの面から考えて行く必要がある。具体的には水質調整の観点から降雨時下水の水質の時間変動を推定する必要が生じてくる。この問題が水質面からの雨天時下水の排除の合理化を促すための最大の課題である。

洪水時における流送土砂量（或いは濃度）の時間変動の推定理論、或いは、実測は矢野²⁾、吉川³⁾、速水⁴⁾、岩垣⁵⁾など多数の研究者によつて行なわれてきた。

都市域での雨天時下水の水質の時間変動も現象的には洪水時の流送土砂量の時間変動と同じである。しかし、我々の場合、対象となる水質は極めて微細な土砂（細砂或いはシルト程度の大きさの無機物）と有機質の汚物である。特に有機質の水質が対象になる。又、堆積汚物量も有機物に関しては有限の量であると考えられる。

これらの事項は、運動方程式の検討の必要性、堆積物の種類と堆積している場所と堆積量の関係（どこにどの様なものがどの位たまつているか？）等を追求する必要性を示差している。これらの点の若干部分を極めて初歩的にGamson⁶⁾や稲場⁷⁾がとりあげているが、いまだ門をたゞいた程度に過ぎない。

そこで本節では、上記の諸点の微妙な点は一応考えないこととして極めてマクロに都市域、堆積汚物分布及び量、降雨の分布等をモデル化した解析を行なつてみた。

1-2 モデルと基礎式

都市域或いは排水区を等価な矩形排水区とみなす。即ち面積 $W \cdot L$ は、実際の面積 A に等しく勾配 $\sin \theta$ は実際勾配の平均値モデルの雨水流出ピークが実際の場合と同じ時刻で同じ高さにあらわれる粗度を持つ斜面とする。汚水は場所的に一様に発生する。降雨は場所的に一様に降るものとする。

文字の説明

i : 降雨強度 (mm/hr)

q_d : 晴天時汚水量 (mm/hr)

P_d : " 濃度

q_u, q_ℓ : 雨天時下水量

P_u, P_ℓ : " 濃度

H : 汚濁物質堆積高さ

汚濁物質は場所的に一様に堆積しているものとする。この様なモデル排水区において、次の様にして雨天時下水の水質の時間変動を解析する。

(1) 汚濁量に関する基礎式

(1)-1 連続方程式

$$q_\ell = q_u + \frac{\partial q_u}{\partial x} dx \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$P_\ell = P_u + \frac{\partial P_u}{\partial x} dx \quad \dots\dots\dots(2)$$

収支の式より

$$q_\ell P_\ell - q_u P_u = q_d P_d dx - \frac{\partial H}{\partial t} dx \quad \dots\dots\dots(3)$$

(1), (2), (3)より

$$P_u q_u + P_u \frac{\partial q_u}{\partial x} dx + q_u \frac{\partial P_u}{\partial x} dx - P_u q_u + \frac{\partial q_u}{\partial x} \frac{\partial P_u}{\partial x} (dx)^2 = q_d P_d dx - \frac{\partial H}{\partial t} dx$$

$$\text{故に近似的に} \quad \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial P q}{\partial x} = P_d q_d \quad \dots\dots\dots (4-1-1)$$

(1)-2 運動方程式

いま、 $P q = k F (F - F_c)$ と仮定する。

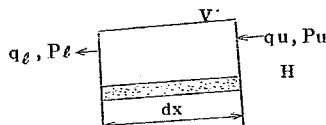
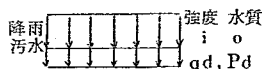
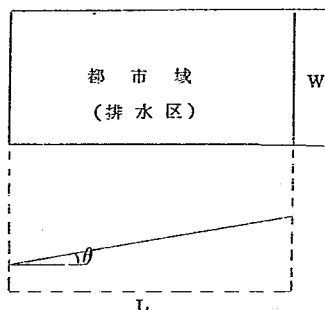
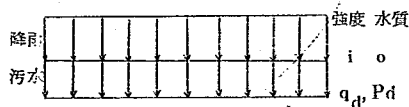


Fig 4 7 都市のモデル化

但し F は掃流力とする。Subscript c は critical を意味する。 F_c を F に対して無視できるとすると

$$Pq = kF^2 = k\gamma_0^2 i_0^2 h^2 \quad \dots\dots\dots (4-1-2)$$

ここで、 $\gamma_0 = g$, $i_0 = \sin\theta$ (勾配), h は水深である。

(2) 雨水に関する基礎式

$$\text{同様にして連続方程式は } \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = i + qd \quad \dots\dots\dots (4-1-3)$$

$$\text{運動方程式を近似的に Manning の式とすると } Q = \frac{1}{ne} i_0^{\frac{1}{2}} h^{\frac{5}{3}} \quad \dots\dots\dots (4-1-4)$$

1-3 解析

(4-1-1) ~ (4-1-4) を用いて次の様に解析する。

(4-1-1), (4-1-2) より

$$+\frac{\partial H}{\partial t} + 2k\gamma_0^2 i_0^2 h \frac{\partial h}{\partial x} = Pdqd \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4-1-3), (4-1-4) より

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{5i_0^{\frac{1}{2}}}{3ne} h^{\frac{2}{3}} \frac{\partial h}{\partial x} = i + qd \quad \dots\dots\dots (5)$$

(4), (5) より $\frac{\partial h}{\partial x}$ を消去すると

$$\begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial t} &= + \frac{6}{5} k\gamma_0^2 i_0^{\frac{3}{2}} ne h^{\frac{1}{3}} \left(\frac{\partial h}{\partial t} - i - qd \right) + Pdqd \\ &= + Kh^{\frac{1}{3}} \left(\frac{\partial h}{\partial t} - i - qd \right) + Pdqd \end{aligned}$$

$$\text{即ち, } \frac{dH}{dt} = + K \cdot h^{\frac{1}{3}} \left(\frac{dh}{dt} - i - qd \right) + Pdqd \quad \dots\dots\dots (4-1-5)$$

(4-1-5) は、水位と汚濁物質堆積高との間に密接な関係があることを示している。

1-4 $H_{\max}$, $H_{\min}$ あるいは $+\frac{dH}{dt} \int_{\min}$ の発生時刻

H が雨水流出時間 t の途中で零にならない場合を考える。

しかも Fig 4-8 (a) に示す典型的な流出の場合を考える。

$H_{\max}$, $H_{\min}$ は $\frac{dH}{dt} = 0$ の場合に生ずる。従つて

(4-1-5) より

$$Kh \frac{1}{3} \left(\frac{\partial h}{\partial t} - i - q_d \right) + Pd q_d = 0 \text{ とハイドログラフ } h=f(t)$$

との交点が求める $H_{\max}$, $H_{\min}$ の発生時刻である。

$H_{\max}$, $H_{\min}$ での水位は、当然のことだが等しいはずであるから、 $H_{\max}$, $H_{\min}$ の発生順序は Fig (b) に示す通りである。

$\frac{dH}{dt} / \min$ は、 $\frac{d}{dt} \left| \frac{dH}{dt} \right| = 0$ の場合に生ずる。

$$(4-1-5) \text{ より } h \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + \frac{1}{3} \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right)^2 - \frac{i+q_d}{3} \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \frac{dH}{dt} = 0$$

を満足する点群のうち、ハイドログラフの

交点の位置がそれにあたる。 $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$ のとき、上式は恒等

的に成立し、しかも Fig 48 (b) の $H-t$ の変化から $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$

の時刻が $\frac{dH}{dt} / \min$ の発生時刻である。 $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$ は、明らか

にハイドログラフのピーク発生時刻である。 $\frac{dH}{dt} - t$ の変化は、Fig 48 (c) の様になる。

H が雨水流出時間 t の途中で零になる場合は、Fig 48 から明らかにこの時刻以降は堆積物の影響は全くなくなる。

水質は $\frac{1}{h} (Pd q_d - \frac{dH}{dt})$ であり、 H が零になると希釈効果のみがあらわれる。1-5 では

極めて曲型的な場合を図示しているが、必ずしも Fig 48 (a) の様に变化するものではないことを断つておく。

1-5 流出波形のシミュレート水質の時間変動

(4-1-5) 式は、雨水流出波形を仮定してやると容易に解くことができる。波形をフーリエ級数で近似させると、一般性がでてくる。あるいは、流出函数法による函数形で近似させることも一方法である。

$$\text{フーリエ級数} \quad \frac{a}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos(nx) + b_n \sin(nx)) \dots \dots \dots (6)$$

$$\text{流出函数} \quad K t^n e^{-\alpha t} \dots \dots \dots (7)$$

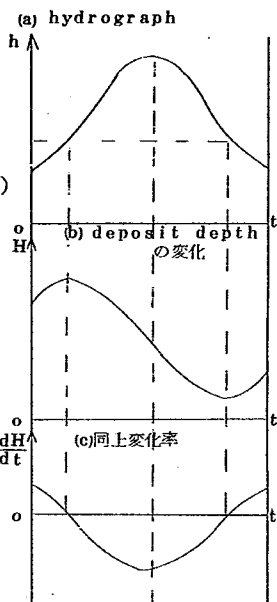


Fig 48 $H_{\max}$, $H_{\min}$ $\frac{dH}{dt} / \min$ の発生順序

こゝでは極めてマクロに一般的性質が把握できればよいものとして次の三角波形で近似することにした。

即ち、 $T \geq t \geq 0$ (水位上昇部)で

$$h = \frac{\{C(i + qd)\}^{\frac{3}{5}}}{T \left(\frac{i_0}{n}\right)^{\frac{3}{5}}} x^{\frac{3}{5}} t \quad \dots\dots\dots (8)$$

$2T \geq t > T$ (水位下降部)で

$$h = 2 \left\{ \frac{C(i + qd)}{\frac{i_0}{n}} \right\}^{\frac{3}{5}} x^{\frac{3}{5}} - \frac{\{C(i + qd)\}^{\frac{3}{5}}}{T \left(\frac{i_0}{n}\right)^{\frac{3}{5}}} x^{\frac{3}{5}} t \quad \dots\dots\dots (9)$$

たゞし C : 流出係数

x : 上流端からある点までの距離

T : 流達時間

上式(8), (9)を(4-1-5)に代入すると

$$T \geq t \geq 0 \text{ で } H_1 = -K' t^{\frac{4}{3}} + P_d q_d t + H_0 \quad \dots\dots\dots (4-1-6)$$

$$2T \geq t \geq T \text{ で } H_2 = -K' T \left(2 - \frac{t}{T}\right)^{\frac{4}{3}} + P_d q_d t + H_0' \quad \dots\dots\dots (4-1-7)$$

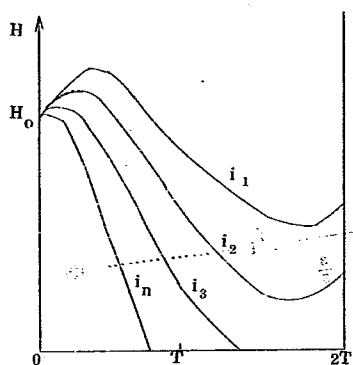
たゞし $H_0' = f(H_0)$ である また K' , K'' : 定数

H_0 : 初期堆積高である

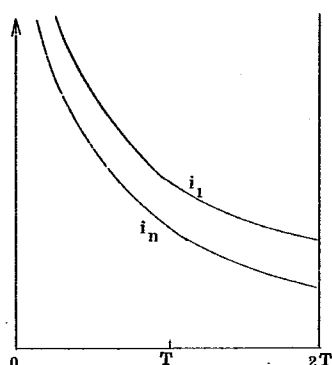
(4-1-6), (4-1-7)と(3)の解析の結果とに従つて、堆積高 H の変動を図示すると次の様になる。(Fig 49)

この図で有機系と無機系とに区別した理由は、堆積物の中には当然有機質と無機質があること、量的には有機質は有限量であり、無機質は無限量であること、微視的には堆積場所が有機質は下水管渠内、路面等に多く、無機質は庭、道路等に多いこと等の理由で堆積高 H を有機質と無機質とで別々に取り換えると考えられるからである。しかも下水管渠、路面等の密度は高いからマクロにみた場合、面的に一律に堆積していると考えてもよいのである。Fig 49 は極めて典型的な場合を図示しているが、水質の時間変動は降雨の強度、継続時間等によつて極めて多様に変化することがわかる。

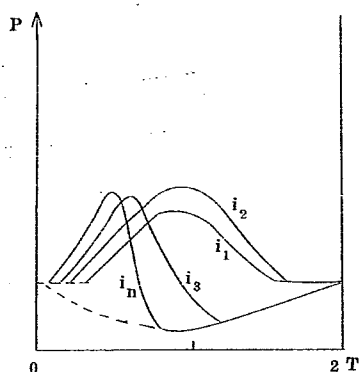
汚濁負荷量あるいは水質のピークは、流出のピークかあるいはそれ以前にあらわれることは明白である。降雨強度が高く、大きな出水ほどそのピークは早くあらわれる。有機系の汚濁物質は量的に有限であるから全部流出した後は、前述の様に雨水による希釈効果のみがあらわれ



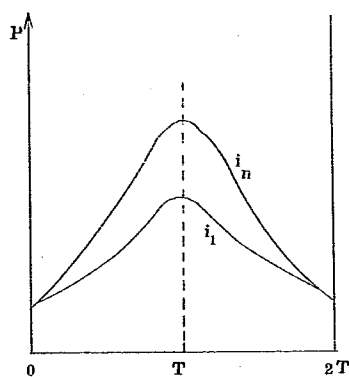
(a) 有機質の堆積物の時間変動
($i_n > \dots > i_2 > i_1$)



(b) 無機質（砂，SSなど）の堆積物の時間変動



(a) 有機系の水質の時間変動



(b) 無機系の水質の時間変動

Fig 4 9 雨天時下水の水質変動のパターン

る。無機系（SSなど）は量的に無限だからその負荷量あるいは水質のピークは、流出のピークに一致する。従つて、有機系と無機系とでは明らかに水質の時間変動のパターンが異なるといえる。我々の場合、有機系の水質が対象になるといえるから、1-6に述べる堆積との関連で極めて多種多様な変動をする。堆積量という制約条件が最も重要な要素となる。

1-6 堆 積

1-5で若干、堆積についてふれた。堆積物については、有機物と無機物（特に土砂などを意味する）とがある。これらの堆積している場所はかなりかたよつてゐるが、マクロにみて一様に堆積していると仮定できると考えられる。我々の対象は汚物の無害化であるから有機系の堆積物が重要になる。こゝでは、有機系の堆積物、特にその量について考察しよう。

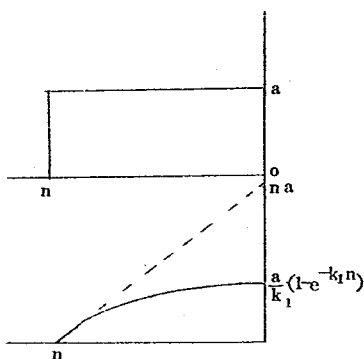


Fig 5.0 堆積量

いま、有機物質量をすべてBOD₅で表示する。マクロにみて1日 a づつ堆積するものとする、 n 日前からの堆積量は (na) である。ところが自己減衰するから実際は、 (na) より少ない。BOD₅の反応には、第1段階と第2段階とがある。第2段階の反応速度は極めて遅いと考えられている。いま、第1段から第2段へ移行する日数を t とする。

$n \leq t$ (第1段階のみ) の時

$$\text{堆積量 } S = \frac{a}{k_1}(1 - e^{-k_1 n}) \quad (4-1-8)$$

$n > t$ (第2段階も入る) のとき

$$\begin{aligned} S &= \frac{a}{k_1}(1 - e^{-k_1 t}) + \frac{ae^{-k_1 t}}{k_2}(1 - e^{-k_2(n-t)}) \\ &= \frac{a}{k_1}(1 - e^{-k_1 t}) + \frac{a}{k_2}(e^{-k_1 t} - e^{-k_2 n}) \dots\dots\dots (4-1-9) \end{aligned}$$

前述した様に、第2段階の反応速度 k_2 は、極めて小さいし、 $n > t$ (普通1週間程度)では必ず降雨があつて、堆積物の1部が流送されるため第2段階に入つた部分の量のウェイトは一般には小さい。従つて一般に(4-1-8)で近似できる。(4-1-8)、(4-1-9)から堆積量を推定するためには k_1 、 k_2 、 a 、 n 等を与える必要がある。 k_1 、 k_2 は、実測が可能だし、 n は無降雨日数の確率的考慮から決まる。 a については、見かけ上の値は下水管渠内浚渫汚泥量などから求まるが、正確な値は今後に待たねばならない。

しかし、注目すべきことは、無降雨期間が季節的に異なることである。必ず渇水期に長い無降雨期間があり、この場合 $n > t$ のケースが起りえるから堆積量は極めて多くなる。この場合には、河川側の水量も少いから仮に雨水吐き室から雨天時下水が放流された場合、水質汚濁防止上極めて好ましくない結果を生じさせることになる。従つて、 n の決定にあつては、かかる無降雨期間の季節的变化についても考慮すべきである。この点については更に希釈倍数の検討を行う時にふれることにしたい。

1-7 水質の変化と汚濁物質堆積高との相関

こゝでは、汚濁物質負荷量 P_q が掃流量 A と浮流量 B との和に等しいかあるいは小さいものとし、汚濁物質はほぼ均一な組成からなつていゝとする。ある限界の水位 h_c 以上にしないと掃流は起らないとし、ある流量に対してはある固有の汚濁物質流送能力 C があるものとする。

(1) 水位 h が h_c より小さい時

$$(i) \quad P d q_d x \geq B \text{ の時} \quad P q = B$$

$$\therefore \frac{dH}{dt} = P d q_d - \frac{dB}{dx} \geq 0 \quad \text{故に堆積増が起つている。}$$

$$(ii) \quad P d q_d x < B \text{ の時} \quad P q = P d q_d x$$

$$\therefore \frac{dH}{dt} = 0 \quad \text{故に堆積高は一定である。}$$

(2) 水位 h が h_c より大きい時

$$(i) \quad P d q_d x \geq B \text{ の時}$$

$$I-1 \quad P d q_d x \geq A + B \text{ の時} \quad P q = A + B$$

$$\therefore \frac{dH}{dt} = P d q_d - \frac{d(A+B)}{dx} \geq 0 \quad \text{故に堆積増が起つている。}$$

$$I-2 \quad P d q_d x < A + B \text{ の時} \quad P q = A + B$$

$$\therefore \frac{dH}{dt} = P d q_d - \frac{d(A+B)}{dx} < 0 \quad \text{故に堆積減が起つている。}$$

$$(ii) \quad P d q_d x < B \text{ の時}$$

$$P q = A + B \quad \therefore \frac{dH}{dt} = P d q_d - \frac{d(A+B)}{dx} < 0$$

故に堆積減が起つている。

一般的にいつて、(1)の場合は晴天時に起る。また、極めて微弱な降雨の場合にも起る。従つて、微弱降雨の場合は降雨による汚濁物質の掃流、浮流は起らないで、家庭下水の水質の時間変動のみがあらわれることになる。(2)の場合は降雨時の場合である。(2)の(i)の状態はすぐに(ii)の状態に変化する。(2)の(ii)の状態に最初からある場合は、その状態を続ける。降雨による影響があらわれ、流水は常に汚濁物質流送能力分の汚濁物質を流送させる。

1-8 結 論

極めてマクロな取り扱いをしたが、水質変動は降雨のパターン、その強度、無降雨状態等々で極めて複雑で多様に変化することが理解できる。

この問題を解くために最も必要な値は堆積高であるが、これは見かけ上の値は求まつても真実の値の実測は不可能であるといつてよい。

運動方程式は、1-2で取り上げたものより、1-7で取り上げたものが实际的である。従つて、より現実に近い運動方程式を作る必要がある。これは、少し力学的な考察を加える必要があろう。

今後は、実測を通して堆積高の把握に努力する必要がある。

第2節 降雨時下水の水質変動の実態

東京都、豊橋市、名古屋市、京都市、岐阜市に於て雨天時下水の水質変動の実態を調査した。前の4都市は、合流式下水道であり、岐阜市のみ分流式下水道である。

観測は、降雨開始時より3分間隔に採水し、その水質を分析した。観測方法等の詳細は、資料綴を参照されたい。

最大降雨強度、降雨継続時間、最大水質発生時間比、降雨ピーク時間比、流出ピーク時間比（いずれも降雨継続時間に対する比率である。）、降雨前の水質、雨天時最大水質、雨天時最小水質を一覧表にしたものが表31である。

この表から判断できる各指標との関係は、次のとおりである。

(イ) 最大降雨強度と最大水質発生時間比との関係

最大降雨強度が大きいほど最大水質発生時間比は小さくなる。最大降雨強度がある値より小さいと最大水質発生時間比と流出ピーク発生時間比とは一致する。

(ロ) BOD最大水質発生時間比はSS最大水質発生時間比より小さい。最大降雨強度がある値より小さいと両者は、ほぼ一致し、かつ流出ピーク発生時間比とも一致する。

(ハ) BODの最大水質

最大降雨強度が大きいほど最大水質も大きいようである。降雨前の水質値と最大値との比率も、最大降雨強度が大きいほど大きいようである。

降雨が微弱な場合、水質は、増加せずに漸減する。

(ニ) BODの最小水質

流出期間の間に必ず最小の水質があらわれる。これは、都市域にBOD物質の堆積物がなくなるか、降雨が微弱で堆積物を流送不可能な場合、流出雨水によつて下水が希釈されるためである。

(ホ) SSの最大水質

SSの堆積量は、無尽蔵であるといえる。最大水質は、流出ピークか、それ以前に生ずる。SSの構成は、降雨初期には有機性成分が多いが、しだいに無機性成分が多くなる。

またFig 51で一例を示すが、TSとSSの差は、SS最大水質近傍では、それ以前及び以後より小さくなる。すなわち初期及び後期では、粒経が小さく、最大水質近傍では粒経が大きくなっている。

(ヘ) SSの最小水質

流出前と流出後とでは、水質はほぼ等しい。流出期間中は、水質が単調増大・最大・単調減少するのみである。

ただ降雨が極めて微弱な場合、流出雨水によつて下水が希釈されるので最小水質があらわれる。しかし、この限界の降雨は、極めて小さいので、それに伴う流出量は少く、最小水質を求めることは困難であるし、また意味はない。

(b) 合流式と分流式と差違

合流式下水道では、雨天時最大水質は、晴天時より悪い。最小水質は、極めて良くなる。

分流式下水道では、晴天時水質より悪くなるが、最大水質でも合流式の最小水質程度である。

表 - 3 1 水質変動のパターン

都市名	排水区名	観測月日	最大降雨強度	降雨継続時間	最大水質発生時		降雨ピーク時間比	流出ピーク時間比	降雨前の水質		雨天時最大水質		雨天時最小水質	
			mm/hr	min	BOD	SS			BOD	SS	BOD	SS	BOD	SS
東京都	谷 端 川 (合流式)	42・6・15	72	36	0.17	0.44	0.81	0.81	ppm 151	ppm 150	ppm 1900	ppm 1290	ppm 50	ppm なし
		6・29	5.6	90	0.87	0.87	— (一様雨)	0.87	140	230	170	540	30	〃
		7・3	5.1	176	1.00	1.00	0.70	1.00	90	140	175	510	15	〃
		7・6	21	70	0.77	0.77	0.57	0.93	140	30	330	1350	70	〃
		7・13	0.5	102	—	0.68	0.10	0.29	95	20	しなぐ波 少	40	40	〃
豊橋市	花 田 (合流式)	42・8・22	45.6	150	0.07	0.40	0.40	0.67	229	101	410	1450	30	〃
		8・22	43.8	20	—	1.00	0.25	1.00	60	100	しなぐ波 少	470	30	〃
名古屋市中区	田 光 (合流式)	42・7・19	65	20	0.65	0.70	0.30	0.90	100	80	140	1790	20	〃
		8・22	—	—	—	流出ピークに一致	—	—	110	40	しなぐ波 少	570	40	〃
		9・13	30	22	—	0.68	0.14	0.68	40	80	40	600	40	〃
名古屋市中区	千 年 (合流式)	42・8・22	31	70	0.29	1.07	0.67	0.93	40	60	160	710	40	〃
		8・22	53	25	—	0.84	0.56	1.00	120	30	しなぐ波 少	720	—	〃
		9・13	25	26	—	1.00	0.31	1.18	40	70	しなぐ波 少	300	15	〃
		9・13	16.5	23	—	0.74	0.09	1.26	45	130	45	210	45	〃
京都市	中部第一 (合流式)	42・8・22	30	50	—	0.50	0.24	0.40	100	180	しなぐ波 少	500	20	〃
		8・31	32.4	62	0.32	0.58	0.33	0.53	150	150	220	520	20	〃
岐阜市	清 水 川 (分流式)	42・7・6	27.6	23	2.18	1.65	0.48	1.83	6.5	60	14.3	268	なし	〃
		7・12	4.4	50	1.64	0.36	0.12	1.20	3.7	32	14.3	52	〃	〃
		7・12	2.5	32	2.60	2.34	0.12	2.35	4.4	24	10	75	〃	〃
		7・19	8.1	75	1.12	0.27	0.13	1.07	6.8	46	14.2	476	〃	〃
		8・22	40	160	0.50	0.70	0.63	0.82	7.8	86	17.8	208	〃	〃
		10・5	2.8	360	0.25	0.29	0.42	0.67	7.5	30	13.6	60	〃	〃

(注) 時間比は、降雨継続時間に対する比率である。

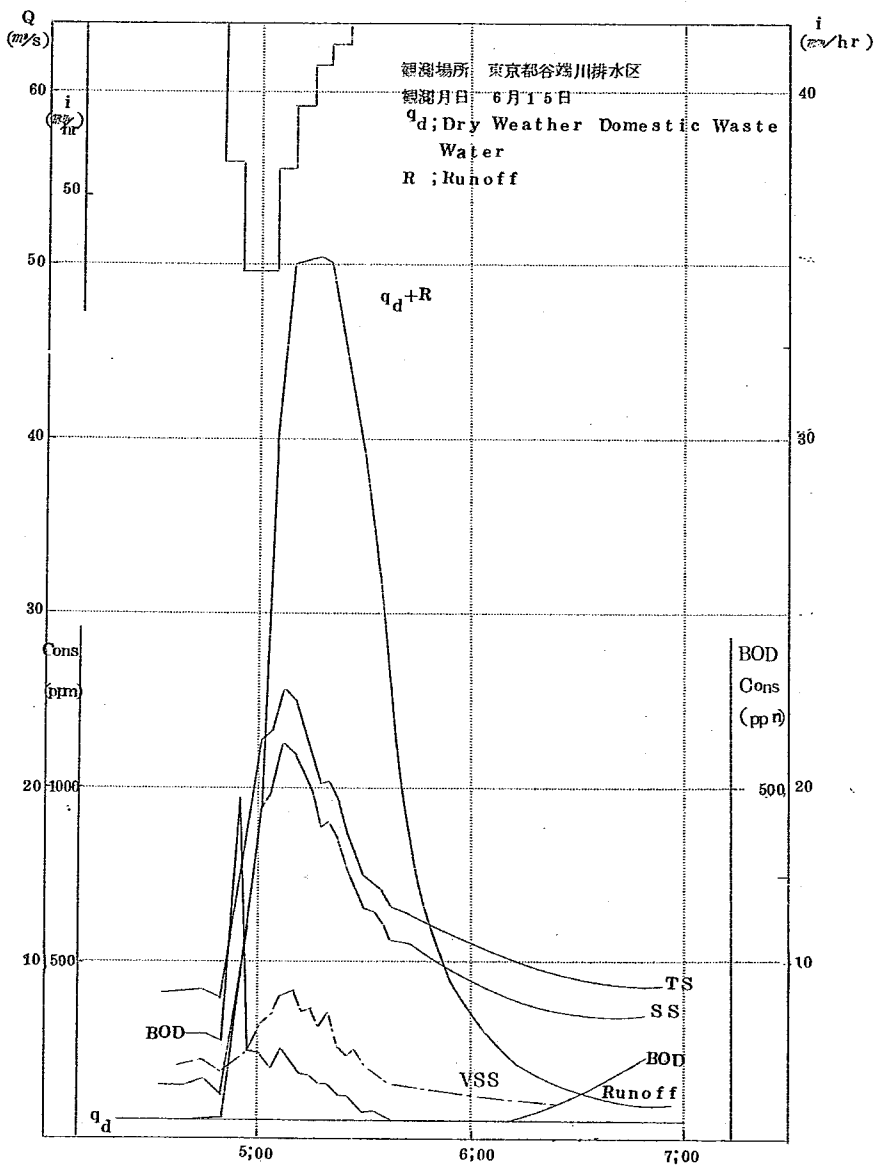


Fig 5 1 雨天時下水の水質変動の一例

第3節 汚濁物質の運動方程式

いま限界掃流力が晴天時間最大汚水量のときにあらわれるものと仮定する。掃流浮流砂量を合わせた公式としてブラウンの実験公式⁵⁾を用いると流出する汚濁物質量は近似的に次式で与えられる。

$$S \doteq C_d q_d + BQ^{5a} \left\{ 1 - \left(\frac{2.25 \bar{q}_d}{Q} \right)^{2a} \right\}^2 \dots\dots\dots (4-3-1)$$

こゝで S : ある汚濁物質量, C_d : 晴天時下水濃度

q_d : 晴天時下水流量, $\bar{q}_d$: 晴天時平均下水流量

Q : 降雨時の雨水量と汚水量の和

a : 常数

$B : Kbd / \{ (\sigma / \rho - 1)gd \}^2$

σ : ある汚濁物質の密度, ρ : 水の密度

g : 重力加速度, d : 汚濁物質の相等径

$K : 10$, b : 常数

上式の中の B は, 汚濁物質の相等径 d と逆比例的な関係にある。相等径 d と流量 Q との間には, 比例的な関係があるものと考えられる。すなわち流量が少いとき, 流下する汚濁物質の径は種々あつても, その平均径は一般に小さく, 逆に流量が多い場合は, その逆であると考えられる。

つまり $B \propto \frac{1}{d}$, $d \propto Q$ である。

この事実から B と Q との間には, 一般に逆比例的な関係があるといえる。

$$B = k / Q^n \dots\dots\dots (4-3-2)$$

(4-3-1) と (4-3-2) から, ある汚濁物質量 S は,

$$S \doteq C_d q_d + kQ^{5a-n} \left\{ 1 - \left(\frac{2.25 \bar{q}_d}{Q} \right)^{2a} \right\}^2 \dots\dots\dots (4-3-3)$$

こゝで k, n, a : 常数

実測データより k, n, a を求めてやると (4-3-3) より流量 Q に対応した汚濁物質量が求まる。

水質は, ほぼ縦方向で一様な矩形分布と考えられるから

$$C \doteq S/Q \doteq C_d (q_d/Q) + kQ^{5a-n-1} \left\{ 1 - \left(\frac{2.25 \bar{q}_d}{Q} \right)^{2a} \right\}^2 \dots\dots\dots (4-3-4)$$

のようになるとみてよい。

k, n は, 汚濁物質の種類によつて異なるものと考えられる。汚濁物質が固形物 (無機物を含む。) など, いわゆる Total solid (T.S.), Suspended solid (S.S.), dissolved

suspended solid (D.S.S.)である場合、供給源は無限に供給可能であるから k , n は、求め易いが、有機物の場合すなわちB.O.D, Volatile suspended solid (V.S.S.)であると供給源は有限量しか供給できないから k , n は求め難い。また有機物の場合、堆積量の関係から(4-3-4)の右辺第2項がある時刻から零になることがある。以上の論議から実測データをもとにして k , n , a を求めてみると次のようになる。

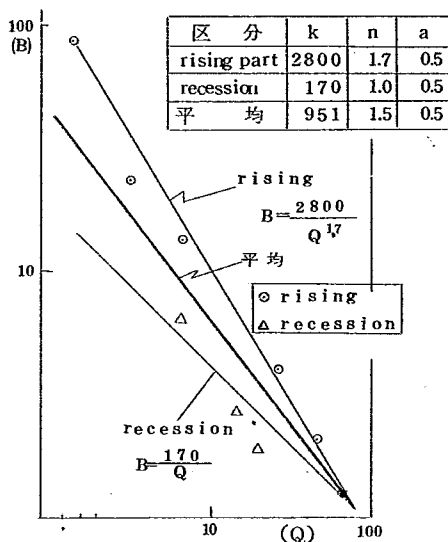


Fig 5 2 T.S. のBの変化及び諸定数

を述べたい。

4-2 従来の研究

雨水吐き室からの越流限界降雨強度、越流頻度、越流継続時間等の詳細な調査研究^{6), 9)}は、mckee (Boston市), Palmer (Detroit市), Johnson (Washington市), Shifrin 及び Horner (st. Louis市)等によつて行なわれ、Camp¹⁰⁾も彼等の調査研究結果を検討している。

mckeeの結果によると、雨水流出が始まるまでの損失降雨は、約0.03 inであり、その後0.01 in/時の降雨強度の雨が晴天時平均汚水量と同量の流出を起す。また、希釈倍率が2倍の時、降雨強度0.2 in/時(5 mm/時)の降雨で晴天時平均汚水量の90%が放流される。希釈倍率が5倍の時、降雨強度0.5 in/時(12.5 mm/時)の降雨で同率の汚水が放流される。越流頻度については、希釈倍率2倍のとき、1月当り5.6回5倍の時4.2回である。越流継続時間は、2倍のとき、約500時間/年、5倍の時、約200時間/年である。

一方、越流水の水質については、早くから降雨流出の初期に水質が悪化することが認められていた。これは、晴天時に堆積した汚濁物質が降雨流出によつて掃流、浮流されるためであ

第4節 雨水吐き室からの雨天時下水の放流状況

4-1 はじめに

降雨時に合流式下水道では雨水吐き室から汚水の一部が直接放流されるため水質汚濁防止の観点から雨水吐き室の希釈倍数の再検討が問題になっている。

我国の下水道の排除方式の現況は、合流式127, 合流式一部分流式25, 分流式38であり圧倒的に合流式が多い。

そのために希釈倍数を再検討する意義は、きわめて大きい。そこで京都市で行なつた雨水吐き水質調査を中心にして、雨水吐きと管きよ系に関する若干の考察

る。汚濁物質の堆積についての調査は、Gamson⁶⁾等が行なつた。合流式下水道は、降雨時と晴天時の流量変動が激しく、晴天時には、最小限界流速以下になることが多い。

Gamson 等が求めた堆積の原単位は、下表の通りである。

表 3 2 堆積の原単位 (Gamson 等の調査による)

示 標	SS	BOD	アンモニア 性 窒 素
晴天時に下水道に流入する汚濁量 のうち堆積する汚濁量の率	3 2 %	1 0 %	3 %
晴天時汚濁量と雨天時汚濁量の比	1 1. 7	3. 5	1. 6

雨水吐き室からの越流水の水質に及ぼす堆積の重要性は、Camp¹⁰⁾によつても指摘されている。Camp¹⁰⁾によるとGamsonの調査結果を適用すると、希釈倍数3倍のとき、年間総汚濁量のうち、BODでは8.1%, SSでは27.4%が放流される。

雨水吐きからの放流水の水質に関する従来の研究は、以上のような経過をへて今日に至っている。

希釈倍数は、雨水吐きの位置の特性すなわち河川と管きよ系の接点に存在するために、両者の水理的水質的制約条件によつて決められる。従つて、希釈倍数の決定に関する問題のとりえ方は、(1)河川側の許容水質と雨水吐き室の希釈倍数の関係、(2)雨水吐き室より上流の管きよ系の構造と降雨時の水質の関係でありこの2つの関係が互に結びあつて始めて妥当な希釈倍数が決まる。(1)については、末石¹³⁾の研究があり、(2)については、Fair - Geyer¹⁴⁾の研究(掃流力に関するもの)がある。(1)と(2)との関係は、互に独立して研究されてもよいが、希釈倍数の決定に当つては、何らかの形で両者を結合する必要がある。

以上で従来の研究経過および今後の課題の要点を述べた。次節で京都市での調査を例に雨水吐きと放流状況について述べよう。

4 - 3 降雨と雨水吐き

雨水吐きからの放流状況を降雨との関連で把握するため京都地方気象台の降雨データを分析した。

表-33は、降雨自記記録紙より求めたもので降雨時間とはある1時間内に少しでも降雨があれば1時間として集計した時間で純降雨時間ではない。無降雨時間も同様の定義の下に集計したものである。

表-34は、自記記録紙より一連降雨の継続時間Tと最大降雨強度 i_m を求め、頻度表にまとめたものである。表-34を図示したものが図-53であるが、昭和39年、40年ともまったく同様の傾向を持っている。

晴天時汚水量を京都市内5地点で実測した結果、夏期には0.4～0.95mm/時、冬期には0.39～0.53mm/時であつた。計画晴天時汚水量は、0.65～0.69mm/時である。希釈倍数を3とすれば約2mm/時で放流が起こる。従つて、約1.3mm/時の雨水流出が起これば放流される。都市での雨水の損失は、ほとんど無視できるものと思われるため、ほとんど100%の降雨が有効降雨として流出する。流出係数Cを0.5とすると i_m が2.6mm/時、Cを0.7と

表 3 3 京都市の降雨状況比較表

月	総時間	降雨時間		無降雨時間		降 雨 量		1931～60の月 別平均降雨量
		昭 3 9	昭 4 0	昭 3 9	昭 4 0	昭 3 9	昭 4 0	
	hr	hr	hr	hr	hr	mm	mm	mm
1	744	164	142	580	602	77.3	53.2	51.2
2	672	246	108	426	564	58.9	25.1	65.4
3	744	166	162	578	582	87.5	78.3	107.8
4	720	180	133	540	587	176.8	94.5	140.7
5	744	86	160	658	584	116.8	298.8	142.7
6	720	119	164	601	556	209.8	278.6	232.8
7	744	104	228	640	516	151.5	380.8	216.2
8	744	58	26	686	718	63.4	32.5	160.0
9	720	107	154	613	566	135.2	441.0	201.5
10	744	151	69	593	675	107.8	84.1	124.3
11	720	82	143	638	577	67.6	87.5	83.2
12	744	58	153	686	591	14.7	55.3	53.1
計	8,760	1,521	1,642	7,239	7,118	1,267.1	1,854.4	157.8
%		17.4	18.8	82.6	81.2			

表 3 4 (1) i_m -T 頻度表 (昭 3 9)

T(hr) in(mm/hr)	0 ~0.5	0.5 ~1.0	1.0 ~1.5	1.5 ~2.0	2.0 ~2.5	2.5 ~3.0	3.0 ~3.5	3.5 ~4.0	4.0 ~5.0	5.0 ~7.0	7.0 ~9.0	9.0 ~11.0	11.0~	合計	%
0~5	118	41	17	7	5	10	3	3	4	5	0	3	0	216	68.5
5~10	9	12	5	3	3	5	2	1	1	2	2	4	0	49	15.5
10~15	8	7	0	3	2	1	0	1	0	3	2	0	0	27	8.6
15~20	2	0	1	2	0	0	0	1	0	1	1	0	0	8	2.5
20~25	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	4	1.3
25~30	1	4	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	8	2.5
30~40	0	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	3	1.1
40~	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合 計	138	65	26	16	10	16	6	6	5	15	5	7	0	315	
%	43.8	20.6	8.3	5.1	3.2	5.1	1.9	1.9	1.6	4.7	1.6	2.2	0		100

T : Duration Time (降雨継続時間) (hr)

i_m : max. rainfall intensity (最大降雨強度) (mm/hr)

表 3 4 (2) i m - T 頻度表 (昭 4 0)

T(hr) m (hr)	0 ~0.5	0.5 ~1.0	1.0 ~1.5	1.5 ~2.0	2.0 ~2.5	2.5 ~3.0	3.0 ~3.5	3.5 ~4.0	4.0 ~5.0	5.0 ~7.0	7.0 ~9.0	9.0 ~11.0	11.0~	合計	%
0~5	108	23	20	10	7	5	5	5	11	5	1	1	0	201	70
5~10	8	4	3	2	4	5	1	2	5	3	3	0	1	41	14.5
10~15	2	2	2	1	3	1	1	0	2	3	0	1	1	19	6.6
15~20	1	1	4	0	1	0	0	1	1	1	0	1	1	12	4.2
20~25	1	0	0	0	1	0	0	0	1	2	0	0	0	5	1.7
25~30	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	2	0.6
30~40	0	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	4	1.2
40~	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	4	1.2
合 計	120	34	29	13	17	11	8	9	21	14	4	5	3	288	
%	41.7	11.8	10.1	4.5	5.9	3.7	2.8	3.2	7.3	4.9	1.4	1.6	1.1		100

すると 1.9 畝/時で雨水吐きからの放流が起こる。表-34 からもわかるが、きわめて低強度の降雨で放流されるため受容河川側の水量増加は望めない。

晴天時汚水量と降雨時満流状態との比率は、5つのモデル排水区で $1/32 \sim 1/72$ であり、水理特性曲線より晴天時流速は、満流時の流速の約 0.15 倍である。従つて、晴天時流速は、0.22 ~ 0.42 m/秒である。いわば雨水吐きより上流の下水管きよ系は、晴天時には、きわめて長大な沈砂池、沈殿池となつている。Gamson の求めた表-32 は、上記の意味でかなり妥当性が裏付けられよう。

無降雨期間を昭和39年と昭和40年の降雨資料から整理すると Fig 54 のようになる。この場合季節的なかたよりは全く考慮していない。

しかし、無降雨期間は、一般に渇水期に極めて長く、梅雨期には非常に短い。季節的な変動が激しいわけである。しかも渇水期の降雨は、常識的にいつて局地的である。したがつて降雨によつてさほど河川流量が増加しないのに都市域から高濃度の雨天時下水が直接放流される場合があり得る。

上記の状況は、各都市ともほぼ同じであると考えてよい。

第5節 希釈倍数の検討

希釈倍数を決定する場合、判断の基準となる考え方が必要である。判断基準となりえるものは、次の5つであると考えられる。

- (1) 晴天時河川水質と雨天時河川水質が同じになるような希釈倍数
- (2) 水質基準をみたすような希釈倍数
- (3) 降雨時の河川水質が分流式の場合と合流式の場合とで同じになるような希釈倍数

(4) 被害額(D)と施設費や管理費の増加額等の総費用(I)が均衡するような希釈倍数

(5) 上記(D)と(I)の差が最小になるような希釈倍数

上記のような判断基準に立つて希釈倍数を決める場合に、雨天時下水の水質変動の概念が重要になる。すなわち、降雨が原因して晴天時汚濁物質負荷量に若干の余分の負荷量が加算されること、降雨初期に短時間ではあるが極めて水質が悪化することなど第2節で述べた現象が生ずるからである。

雨天時下水は、一般に一部は雨水吐き室から無処理放流され、残部は遮集管きよを経て処理場へ導入され再び一部は無処理放流、一部は沈砂池を経て放流、残部は処理されて放流される。ある定まつた判断基準によつてこの放流量の配分を合理化する必要がある。この場合、降雨初期の極めて短時間の悪水質をもつて倍数を決めるか、水質調整槽や雨天時下水滞水池のようなものでこの短時間の悪水質を平均化して、あるいは、まったくカットしてかなり良い水質を作りだしてからこれをもつて倍数を決めるかの2方法がある。このうちのいずれを取るかは、下水排除系全体としての費用等の比較から決まるものである。

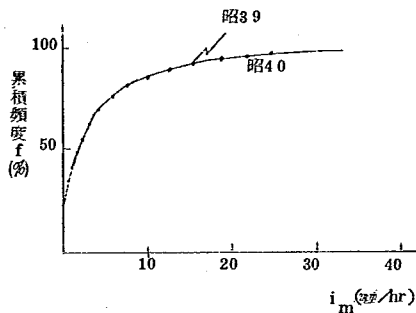
後者については次節で述べるのでこゝでは前者についてより一般的にふれることにする。

(4)、(5)のような経済的な考慮は重要であるが、現在のところ被害額等を把握することが困難である。したがつて被害額をしかるべきもので代替してやる必要が生ずる。

本節では(4)、(5)のような経済的な意味での判断基準にはふれないで、以下では(1)～(3)を順次説明することにしよう。

(1)の場合：晴天時河川水質と雨天時河川水質が同じになるような希釈倍数

i_m-f の関係



$T-f$ の関係

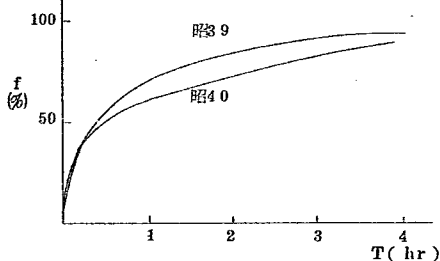


Fig 5 3

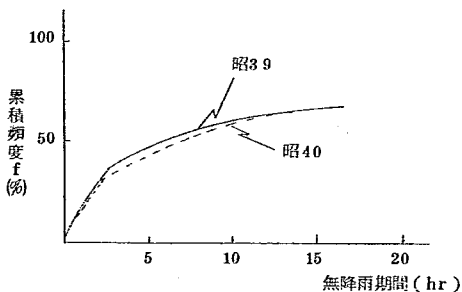
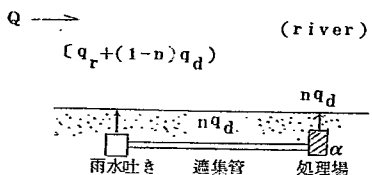


Fig 5 4 無降雨期間の頻度

下図に示すような最も簡単な場合を考えておくことにする。以下で使用する文字は、次の意

味を持っている。



Q : 晴天時河川流量

q_r : 雨水流出量

q_d : 晴天時汚水量

C_d : 晴天時河川水質

C_ω : 雨天時下水水質

α : 処理率, n : 希釈倍数

Fig 5 5 雨水吐き室と処理場

(1) $n \leq \frac{q_r}{q_d} + 1$ のとき

雨天時に直接放流可能な汚濁物質負荷量は

$$\left(C_d - \frac{Q C_d}{Q + q_r + q_d} \right) (Q + q_r + q_d) = C_d (q_r + q_d) \quad (1)$$

雨水吐き室及び処理場からの汚濁物質放流量は

$$\{ q_r + (1 - n) q_d \} C_\omega + n q_d C_\omega (1 - \alpha) \quad (2)$$

(1)=(2)より

$$n = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{C_d}{C_\omega} \right) \left(1 + \frac{q_r}{q_d} \right) \quad (4-5-1)$$

(2) $n > \frac{q_r}{q_d} + 1$ のとき

(1)と同様にして

$$C_d (q_r + q_d) = (q_r + q_d) C_\omega (1 - \alpha)$$

$$\text{故に } \alpha = 1 - \frac{C_d}{C_\omega} \quad (4-5-2)$$

(4-5-1)は、雨天時下水水質C_ωが良いほど希釈倍数nは小さくなることを示している。

(4-5-2)は、C_ωが悪いほど処理率αを上げる必要があることを示している。

C_ωとq_rとの間には函数関係がある。しかし一般にはC_d/C_ω, q_r/q_dを実測から決めてやるとよい。

α > 1 - C_d/C_ωでないと(1)の場合は、完全合流式でないと成立しなくなる。

上記の解法にはnが極めて安全側になるような仮定、すなわち流水の伝播時間の遅れ等を無視できるという仮定がある。

(2)の場合：水質基準をみたすような希釈倍数

以下で用いる文字の意味は、(1)の場合で用いたものと同じである。また C_a は、水質基準値を示すことにする。

$$(i) \quad n \leq \frac{q_r}{q_d} + 1 \text{ のとき}$$

放流可能汚濁負荷量は、(1)の場合と同様にして

$$(C_a - C_d)Q + C_a(q_r + q_d) \dots\dots\dots (3)$$

放流汚濁負荷量は、

$$(q_r + (1 - n)q_d)C_w \dots\dots\dots (4)$$

(3)=(4)より

$$n = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{C_a}{C_w} \right) \left(1 + \frac{q_r}{q_d} \right) - \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{C_a - C_d}{C_w} \cdot \frac{Q}{q_d} \dots\dots\dots (4-5-3)$$

(a) $C_d > C_a$ のとき

(1)の場合より n は大きくなる。

(b) $C_d \leq C_a$ のとき

(1)の場合より n は小さくなるが、このような場合は一般にはありえない。

$$(ii) \quad n > \frac{q_r}{q_d} + 1 \text{ のとき}$$

(i)と同様にして

$$\alpha = 1 - \frac{C_a}{C_w} - \frac{C_a - C_d}{C_w} \cdot \frac{Q}{q_r + q_d} \dots\dots\dots (4-5-4)$$

(2)の場合は、(1)の場合より一般には n が大きくなる。

(3)の場合：降雨時の河川水質が分流式の場合と合流式の場合とで同じになるような希釈倍数

(1)の場合で用いた文字の他に次の文字を用いる。

C_{wr} : 雨水管きよの雨天時水質

C_f : 污水管きよの雨天時水質 (近似的に雨天時下水濃度に等しい。)

C_p : 合流式の管路の堆積汚物による水質

$$(i) \quad n \leq \frac{q_r}{q_d} + 1 \text{ のとき}$$

合流式と分流式で放流汚濁負荷量が等しければよいから

$$n = \frac{1}{\alpha} \left(1 + \frac{q_r}{q_d} \right) \frac{(q_d + q_r)C_p + \alpha q_d C_f}{(q_d + q_r)C_p + q_d C_f + q_r C_{wr}} \dots\dots\dots (4-5-5)$$

$$(c) \quad n > \frac{q_r}{q_d} + 1 \text{ のとき}$$

$$\alpha = 1 - \frac{q_r C_{\omega r}}{q_r C_{\omega} + q_d (C_{\omega} - C_f)} \dots\dots\dots (4-5-6)$$

(4-5-5)の意味は、分流式雨水管きよの水質が悪い場合には、希釈倍数をさけてよいことを意味している。

このことは、河川水質をある値以下でおさえたい場合でも都市域の路面等に汚濁物質が多量に堆積している場合、かならずしも分流式に切り換えても意味がないことを意味しているのではないか？

この理屈が合流式の改造によつて水質汚濁防止が達成できるという根拠の1つになつてゐる。

本節のような考え方をすると希釈倍数 n は、極めて大きくなる。この事実から対策を考えると次の3つの方法があろう。すなわち

- (A) 希釈倍数をあげると、ともに排水管きよ、処理場の規模、処理効率を上げる。
- (B) 完全分流式か完全合流式かにする。
- (C) C_{ω} を小さくするために滞水池を作り、希釈倍数 n を小さくする。

このうちのいずれを採るか、は、費用の比較から決つてくる。希釈倍数の決定方法に関する考え方を別の方法で分類すると次の3つがある。

- (I) 雨水吐き室、処理場の連関で考える。
- (II) 滞水池、処理場の連関で考える。
- (III) 滞水池、雨水吐き室、処理場の連関で考える。

本節では(I)の場合を取り扱つてゐるのである。ところが明らかに希釈倍数は、極端に大きくしないといけなくなつた。したがつて上記対策の(C)がクローズアップされてくるのであるが、これはIIIの問題である。

そこで次節でIIIに関する考え方をふれることにする。

第6節 雨天時下水の処分方法へのアプローチ

降雨初潮の雨天時下水の一部を貯溜する場合、次の解析が必要である。

- (1) ハイドログラフを求め、雨天時下水の水量変化を把握すること。
- (2) 求めた水量変化に対応した水質変動を把握する。
- (3) 雨天時下水がどの程度の水質になつたら貯溜池での貯溜を終るかを定めること。

こゝで(3)は、終末処理場での処理効率、受容河川側の許容水質によつて決定される。

貯溜方式にも2通りある。

雨水流出のある時刻までの部分全部をまったくカットしてしまうような場合と全時刻にわたつて少しづつカットしていく場合とである。前者は、溢流堰型の貯水で出水時にゲートを落せ

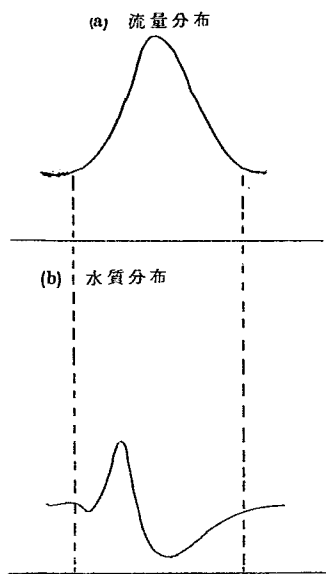


Fig 56 流量と水質の分布

るようしておけばよいし、後者は、オリフィスのようなものによる貯水でこれにゲートを附置するとよい。

前者の場合だと処理場へは雨天時下水の水質変動が直接には伝わらない。

後者の場合だと処理場へ雨天時下水の水質変動が直接に伝わる。前者のような場合の貯留量の決定方法は、比較的簡単である。つまり処理場での処理効率や雨水吐き室での希釈倍数が決まっていると処理場への流入雨天時下水の水質や雨水吐き室からの直接放流雨天時下水の水質が決まるから、その水質より悪い水質になるハイドログラフの部分を貯水すればよいことになる。したがってこのような場合には、ハイドログラフと水質変動パターンが把握できたら容易に貯留量が決定できる。前者の場合は、このように簡単であるが、カットした時間だけ処理場へは雨天時下水が流入しないことになる。だから貯留量も後者に比較して大きくなるし、処理場も短時間であつても運休することになるから不合理である。

後者のような貯留方式をとるとこのような不合理はなくなる。この場合、前節の(四)の処理場と滞水池の場合だと比較的簡単に貯留量は求まる。

すなわち、処理場への流入雨天時下水量を q 、濃度を C_w 、処理率を α 、河川流量を Q 、許容河川水質を C_a とすると

$$C_w q (1 - \alpha) / (Q + q) \leq C_a$$

$$\text{故に } C_w q = S \leq C_a (Q + q) / (1 - \alpha) \quad (4-6-1)$$

(4-6-1)から処理場への流入許容限界汚濁負荷量は、

$$S = C_a (Q + q) / (1 - \alpha) \quad (4-6-2)$$

C_w の時間分布はあらかじめ求まっているのだからそれに対応した q の分布は容易に求まる。

したがって貯水量 V は、

$$V = \int_0^t [(q_r + q_d) - q] dt \quad (4-6-3)$$

として求まることになる。

(四)の処理場、雨水吐き室、滞水池の場合だと少し複雑になる。

この場合だと妥当な希釈倍数を決めたとき対象になつた雨天時下水水質 C_w の発生時刻まで上述の方法でおしてきて、それ以後は、貯水を中止して処理場と雨水吐き室のみで処分するようにする。このような場合が最も合理的であるといえる。

いずれにしても複雑なゲート操作や円滑な滞水池等の維持管理が必要になる。

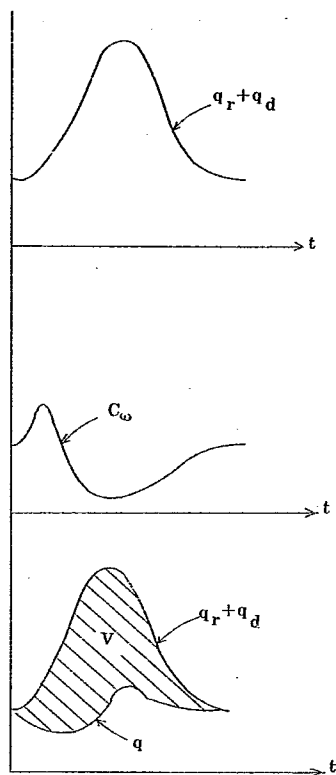


Fig 5 7 貯水量の決定

(注) q の分布は推定である。

ない。

こゝに限界があるのであつて今後は、より精密にメカニズムから追求して行く必要もある。

第4節では、雨水吐き室からの放流状況の実態を京都市を例にして検討してみたが、いみじくも厳しい現実が浮き彫りにされた。

第5節、第6節では雨天時下水の処分方法を論じた。この場合、処理場、雨水吐き室、滞水池の有機的な連絡と運転方法というまったく新たな課題が提出された。

既設下水道の改造という観点からは、希釈倍数を引き上げるよりも滞水池を造る方が良策であろうが、今後建設費や維持管理費等の比較からいかなる方法が最も良いかを検討する必要があるが出てきた。

また雨天時に水質が悪化する時間は、極めて短時間であるから、いつたいこのような短時間の水質悪化を問題にすべきか否かという根本問題も大いに考える必要がある。

したがって一概に現在の希釈倍数をしりぞけて、新しいより大きな希釈倍数を採用することにも大きな問題点があるわけである。

しかしながら、本節で述べた方法が雨天時下水の処分法としては、最も経済的で今後の研究の重要課題の1つとなろう。

第7節 結 論

雨天時下水を水量水質の両面から合理的に排除するために最も必要なものは、雨天時下水の水質変動を把握し、いかなる雨水流出分布に対してもそれに対応した水質変動分布を推定可能にすることである。

本章では以上の観点から第1節で水質変動の理論面からのアプローチを、第2節では実測からのアプローチを行った。

第1節及び第2節で、ある程度だが定性的な事実の裏付けは終つた。しかし最も重要な堆積量の推定については、明快な答えが出ていない。そこで今後は、都市の工種別に例えば道路、庭、屋根などの要素別あるいは用途地区別に堆積量または雨水の水質の調査を実施して行く必要がある。

第3節では運動方程式を検討しているが、その検討の方法は、いわゆるblack box 的であつて単に事実としての実測値に近づけるような係数を求めたにすぎ

ともかく本章は、本調査研究の最大の課題であつたが、あまりにも未解決の問題が多く、今後に残された問題点も極めて多い。特に処理場の効率の把握が必要である。

根本の問題は、水質汚濁防止対策に対する根本の思想の問題であり人文科学的な要素が多いといえよう。

参 考 文 献

- 1) 杉戸 下水道学 後編
- 2) 矢野 河床変動の研究 京大防研年報第5号A
- 3) 吉川 浮遊流砂量に関する二、三の考察 土木研究所報告83号 昭27
洪水時の河川浮遊流砂量の変化について
- 4) 速水 降雨の流出解析について
京大防研創立5周年記念論文集
- 5) 石原・本間 応用水理学 中I
- 6) Gamson and Davidson "Storm Water Investigations at Northampton"
I.S.P.J. Proceedings Part 2, 1963
- 7) 稲場 雨水吐き室からの放流水の水質について
第4回下水道研究発表会 昭42
- 8) Veiz "Factors influencing Self-purification and their relation to
Pollution Abatement" S.W.J. Vol 21, 1949
- 9) H.H. Benjes, P.D. Haney, O.J. Schmidt, and R.R. Yarabeck
"Storm Water Overflows from Combined Sewers" J.W.P.C.F., 33, 12,
1252 (Dec. 1961)
- 10) Thomas R. Camp "Overflows of Sanitary Sewage from Combined
Sewerage Systems." S.I.W., 31, 4, 1959
- 11) 6) と同じ
- 12) Thomas R. Camp "Water and Its Impurities" p. 217
- 13) 末石富太郎 合流式下水道による水質汚濁制御へのアプローチ, 下水道終末処理に関する第
2期調査 昭40, 京都大学
- 14) Fair and Geyer "Water Supply and Waste Water Disposal"
- 15) 神山 廃水および下水の浄化速度と処理施設の設計 水処理技術 Vol. 1 頁3
- 16) 合田・中西 活性汚泥法ばつ気槽の機能に関する研究
水道協会雑誌 第353号
- 17) 富岡 活性汚泥処理における原水変動の影響

第 5 章 結 論

水量と水質の両面から合理的に雨天時下水を排除するための手法を検討することが本論文の大きな課題であつた。

第 1 章では、都市化と下水道計画の関連を論じ、総合的な雨天時下水の排除の方式を開発することが重要であることを指し示した。そのためには、都市と放流河川を含めた系、ひいては全流域内の都市の相互の関連に立つた全流域の系の中で最適のように放流を規制していくこと、また都市内で最経済的に雨水排除系を設計することが必要であることになる。このことが雨水流出量を水質と水量の両面から最適のように配分することの必要性の要求となる。計画面から最適とは、何に対して最適かという問題が出てくる。経済的安あがりか最適なのか（住民の負担は少なくなる）人間の生命が重要なのか、この点は正の便益と負の便益の大小関係によつて決まるのであつて、このようなところに今後つめていく問題点があるのである。計画年次のとり方、計画年次と施設耐用年数の関連等にも現実と理想との妥協の仕方の面で極めて大きな問題がある。つまり第 1 章は上記のような観点から問題の提起を行なつている。第 2 章では、従来から慣用されている最大流出量算定公式を検討している。実験式、合理式のいずれにも長所短所があつて一概にいずれが優れていると判断することは出来ない。そのため実験式、合理式のいずれをとるにしても実測に基づいているならばそれでよいとしている。

流出係数や流達時間についても極めて定義があいまいであり、この点に従来から批判されているようにあまりにも多くの設計者の直観が入る余地があつたことを指し示した。

このような意味で本章では最大流出量算定公式を構成する要素を再定義しなおした。さらに流出係数の性質を流出係数に影響を与える種々の要素別に明らかにした。

流達時間については、最も重要でありながら最も不明確であつたことを指し示し、いろいろな管渠配置モデル、単位排水区の構成モデルに対応した近似的な求め方を述べた。流出係数や流達時間については今後さらに究明して行く必要がある。

さらに流出係数、流達時間については実測資料からその実態を明らかにし、現在慣用されている値の妥当性にふれるとともに、都市や用途地区の性質によつて流出係数をどの程度の値にすべきかを述べた。

実験式については還滞係数の意味を定義し、流出係数とは時間的、場所的に変化するものであることを明らかにし、今後の取り組み方に指針を与えた。

要するに第 2 章では合理式、実験式の位置づけを行ない、合理式の合理化に対して 1 歩進めたといえる。

第 3 章では、設計ハイドログラフ計算法を検討している。下水道計画が都市計画の一部であるから現状の実測資料を基礎にしている（つまり流域の状況が将来変化することを考慮していない）静的な手法は、下水道計画では用いられないことを明らかにした。しかし都市域の雨水排除系は網状に発達しており、これを設計するためには計算法の簡易化が必要である。このためにはピーク流量だけを対象にする合理式等が最も簡便であるが、将来水量水質配分が大きな

問題となるからハイドログラフを許容精度の範囲で求めるための簡便法が必要になる。このことはいかにも混乱した言葉として聞えるが、都市域の流出には管渠配置や工種配置が大きな影響を持っており、合理式等はこの点で極めてあいまいといえるからでラフであるといえるから別の手法が必要になるということである。

本章では、新しい手法を開発するために単位排水区の上の流水と管渠内の流水の2つに大別し、個々にその流水の状況を説明するとともに単位図法を導入して全排水区からの流出ハイドログラフの求め方を提案した。

本手法を用いて都市化が流出に与える影響を明らかにした。本章のような水理学的な手法を用いるためには、粗度係数の値が必要である。

本章では、基礎工種別の粗度係数値から全体排水区の粗度係数を合成する手法が必要であることを述べた。

要するに第3章では、都市計画にマツチしたハイドログラフ計算法のありかたと具体的な計算法を提案した。

第4章は、降雨時下水の水質変動の理論と実態を述べている。放流河川の水質の制約から都市域から放流する水量を決定しなければならないが、このとき、水量に対応して水質の時間変動を推定する手法が必要である。

本章では、このような水質変動の手法を提案した。あわせて、雨天時下水の水質変動の実態を示し、どの程度の水質の雨天時下水が河川に放流されるかを明らかにした。

雨天時下水の水質は、低強度降雨の場合にもかなり悪く、このため低強度降雨に関する解析も必要であることを示したがまた汚濁物質は、無降雨期間が長くなるとその堆積量も多いことを示し、最も重要なことは、堆積量の把握にあることを述べた。稀釈倍数の決定については、判断基準が異なるごとに、その値が違うことを明らかにし、仮に雨天時下水のピーク水質のみを対象にする場合は、稀釈倍数をいくら高くしても放流基準に合致しないことを明らかにし、対策まで言及した。

第5章は、結論である。流出計算の合理化を計るために、雨水の損失機構、貯溜機構、降雨のパターン、雨水の流動の機構等を把握する必要がある。このためには、継続的な観測が必要である。そこで今後この面で残される課題はいかにして観測を持続していくかということ及び上記の機構の解明のためにミクロな取り扱いをするための種々の実験である。この分野での将来に残されている問題は多く、現在始まつたばかりだといつても過言ではあるまい。

雨天時下水の水質等についてもあまりにも実測データが少ない。これはあまりにデータ収集が困難な作業で資金的にも莫大となるためである。そのため今後さらに観測を続けうように努力する必要がある。この分野でも将来にほとんどすべての問題を持ち越している。

我々は、常に新しいヴィジョンを得るべく努力しなければならないし、また新しい対策を生み出さなければならない。

本論文の主体となる分野は、下水道の本質論にさかのぼるものであり、その意味でも観測中断があつてはなるまい。