

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3060号

土 木 研 究 所 資 料

管 内 貯 留 に 関 す る 調 査

平成4年3月

建設省土木研究所
下水道研究室

「Copyright © (1992) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

管内貯留に関する調査

下水道部下水道研究室 宮 原 茂
榑 原 隆
(*現 岡山県下水道課) 竹 石 和 夫*

要 旨

下水道における浸水対策、合流式下水道越流水対策の1つである管内貯留方式について、その形式と分類、貯留／排水方式の比較、貯留堰方式の検討、併用利用方式の検討、管内堆積物の洗浄実験等について述べられている。また、全国雨水貯留施設実態調査結果や計画外力の不確定性に関する検討、貯留による水質経時変化実験、貯留管方式と貯留池方式の比較等も合わせて述べられている。

キーワード：下水道，管内貯留，雨水貯留，浸水対策，合流式下水道越流水

目 次

第1章 はじめに	1
第2章 管内貯留の形式と分類	3
2.1 管内貯留の定義	3
2.2 管内貯留の目的	3
2.3 貯留量	4
2.4 管内貯留の機能と分類	4
第3章 排水方式と貯留方式の比較	6
3.1 質対策効果	6
3.2 降雨の不確実性への対応	33
3.3 結果のまとめと今後の課題	53
第4章 貯留堰による管内貯留方式の検討	55
4.1 目 的	55
4.2 方 法	55
4.3 結果と考察	56
第5章 K排水区における浸水シミュレーション	57
5.1 目 的	57
5.2 方 法	57
5.3 結果と考察	63
5.4 今後の課題	63
第6章 貯留管の併用利用方式の検討	64
6.1 背景と目的	64
6.2 実績運転の整理	64
6.3 設定した仮定条件	65
6.4 結果と考察	67
6.5 結 論	67
6.6 放流停止水位と浸水危険度、汚濁負荷削減量の関係	67
6.7 降雨前水位と最高水位について	72
第7章 小型管渠装置を用いた洗浄実験	73
7.1 目 的	73

7.2	方 法	73
7.3	結果と考察	73
第8章	パイロットスケール実験装置を用いた洗浄実験	75
8.1	目 的	75
8.2	方法、結果、考察	75
8.3	今後の課題	78
8.4	追加排水実験	78
第9章	A幹線における洗浄実験、堆積物量変化調査、負荷量調査	83
9.1	A幹線の概要	83
9.2	洗浄調査	83
9.3	堆積物量変化調査	89
9.4	洗浄調査、堆積物調査のまとめ	91
9.5	負荷量調査	92
9.6	A幹線、Bポンプ場内堆積物量の推定と堆積物の除去	97
第10章	全体の結論	99
参 考		
第11章	全国雨水貯留施設実態調査の結果	100
11.1	調査方針	100
11.2	単純集計による実態調査データの整理	102
11.3	実態調査結果のまとめ	118
第12章	計画外力の不確定性に関する検討	128
第13章	貯留経時変化実験	129
13.1	はじめに	129
13.2	予備実験その1	129
13.3	予備実験その2	130
13.4	雨天時下水を用いた実験	132
第14章	貯留管と貯留池の費用	138
14.1	管渠施設に関する費用関数	138
14.2	ポンプ場施設費用に関する検討	140
14.3	池形式貯留施設の費用関数に関する検討	143

14. 費用関数に関するまとめ	146
第15章 雨天時下水の沈降特性	147
15.1 目 的	147
15.2 手 法	147
15.3 結果と考察	147
第16章 下水管の最小流速に関する考察	150
16.1 従来の規定	150
16.2 Campの最小限界流速式を用いた計算結果	150
16.3 考 察	151
第17章 降雨継続時間と降雨強度式	153
17.1 目 的	153
17.2 方 法	153
17.3 結 果	153
参考文献	155
謝 辞	156

第1章 はじめに

近年、大都市を中心として、浸水問題、合流式下水道越流水問題が頻発しており、その解決が叫ばれて久しい。

これらの対策としては、様々な手法が考えられている。図-1.1、1.2は、現在実施されている、あるいは検討されている対策を示したものである。

管内貯留方式は、この中でも最も効果的な手法の一つといえる。これは、雨天時のピーク時下水や、ファーストフラッシュとよばれる初期降雨による汚濁下水を管きょ内に貯留することにより、上記の問題解決を計ろうとするものもある。

本報告では、管内貯留方式の設計指針の作成を最終目標として昭和60年度から平成元年度までの4年間、「管内貯留に関する調査」の課題のもとで行った調査、研究の内容をとりまとめたものである。

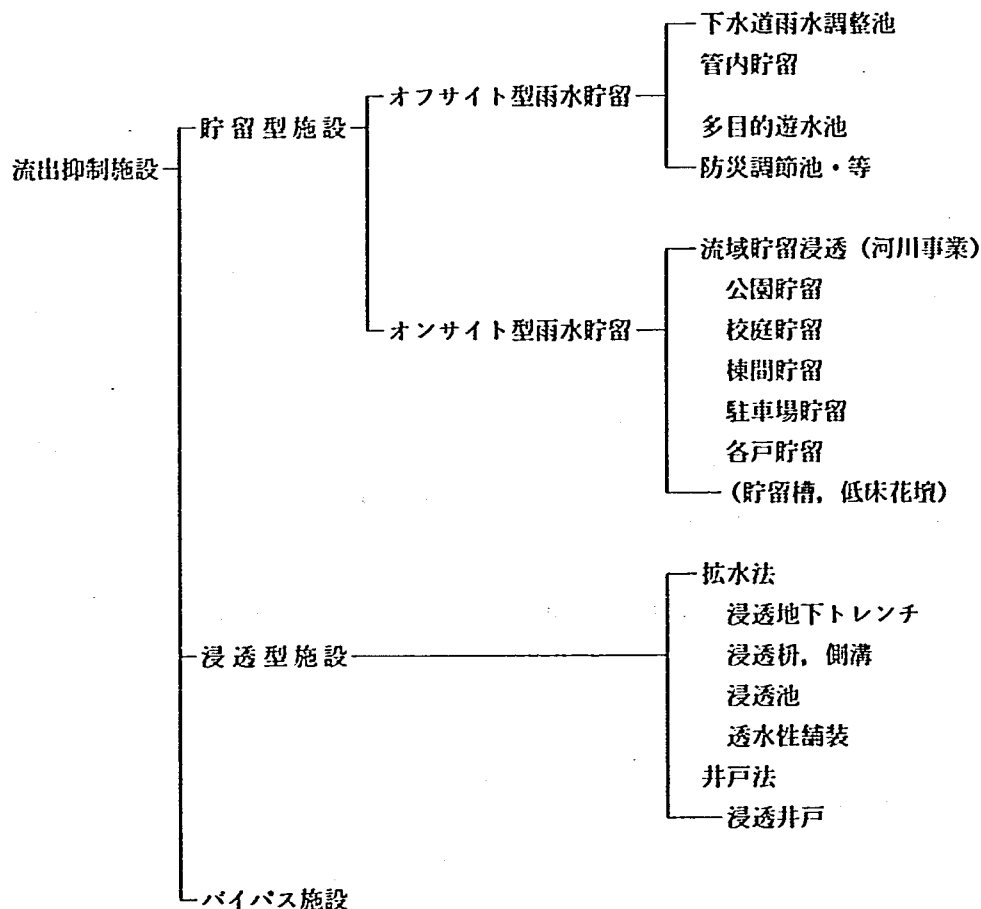
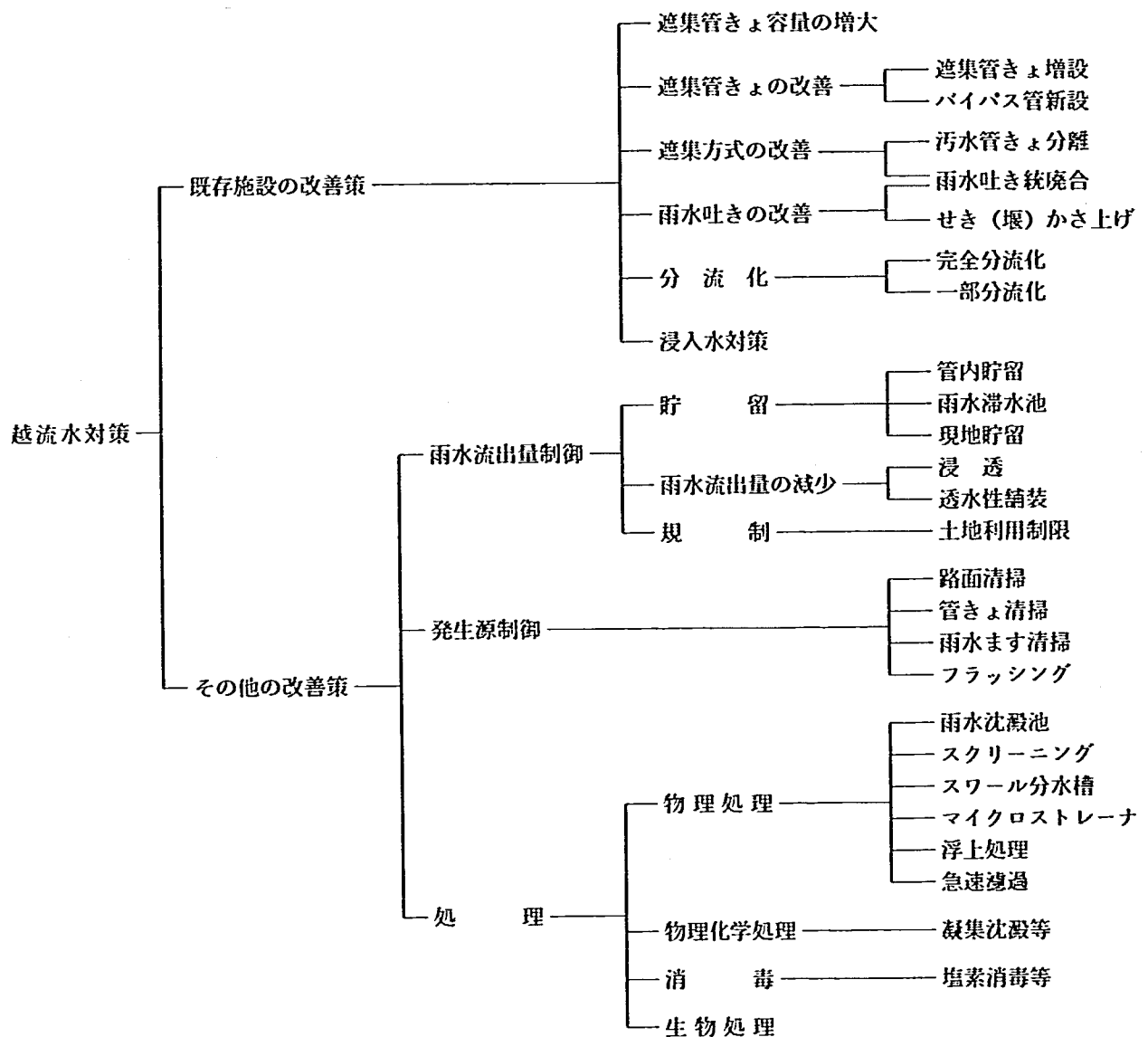


図-1.1 流出の抑制手法の分類



図－ 1.2 越流水対策における改善策の分類

第2章 管内貯留の形式と分類

2.1 管内貯留の定義

管内貯留については、その実施方式が各都市において様々であるのが実態である。晴天時下水の流量調整のため、ポンプを定量運転とし、管きょ断面に下水を貯留する方式も管内貯留と呼ばれる。この方式は、各所のポンプ場、下水処理場において行われている。また、管きょ断面に余裕のある場合には、雨天時においてもポンプの調整運転による管内貯留を行っているところもみられる。

これらの方式は既設管きょを有効利用したものであるといえる。一方新しく管きょを増設し、雨天時下水を対象に管内貯留を行う方式も、大都市を中心に数多くみられるようになっている。

ここで研究対象とした管内貯留方式は、新しく管きょを増設し、ポンプで流量制御を行う方式を中心に考えている。さらに第4章において、貯留堰による流量制御方式についても検討を行っている。

2.2 管内貯留の目的

表-2.1に全国の管内貯留施設の一覧を示す。管内貯留の目的としては、①浸水防除（量対策）、②合流式下水道からの雨天時越流水負荷の削減（質対策）の二つが考えられる。しかし現在供用中のものは全て量対策を主目的として計画、設計されている。量対策として当方式が採用されている理由

表-2.1 管内貯留施設一覧

（「第11章 全国雨水貯留施設実態調査の結果」に追加、修正したもの）

施設名			容量 (m^3)	長さ (m)	排水面積 (ha)	貯留量 (mm)	目的	
							量対策	質対策
A	秋田	出戸、中川原	4400	350	31	14	○	
B	川口	横曽根	278				○	
C	一宮	南部	1100	350	38	3	○（貯留）	
D	扶桑	高雄	180		2	9	○	
E	札幌	伏古川	16000	5300	321	5	○（排水）	○
F	東京	不忍池	16000	1000			○（貯留）	
G	東京	池尻新駒	154000	5540	3000	5	(○)(貯留)	○
H	川崎	浜川	210000	2380	566	37	○（貯留）	○
I	川崎	江川	81000	1400	417	19	○（貯留）	○
J	横浜	新羽末広	232500	7770	4536	5	○（貯留）	○
K	横浜	小机千若	410000	12540	1869	22	○（貯留）	
L	京都	東大路	36000	2430	397	9	○（貯留）	○
M	京都	吉祥院	13150	2308	346	4		○
N	京都	西羽東師川	68000	6600	700	10	○（貯留）	
O	大阪	天王寺弁天	51700	3080	1213	4	○（排水）	○
P	大阪	なにわ	260000	8500	2540	10	○（排水）	
Q	広島	基町	17000	650	188	9	○（貯留）	

としては、①貯留のための広い用地スペースが確保できず、道路下を利用せざるをえない、②浸水発生箇所が分散しているため、各所に貯留施設を設けるより、管路を1本設けたほうが有利である、などがある。ところで量対策とは、豪雨時のピーク流量の貯留を行うものであるから、対象とする降雨の生起確率が小さい場合すなわち計画降雨強度や計画確率年が大きい場合には、施設の使用頻度は少なくなる。そこで施設を有効かつ多目的に利用する意味から、量対策施設を質対策施設としても使用可能とする併用利用を行うことが望ましい。表-2.1でみると、量対策を主目的とする16施設中7施設において質対策が考慮されている。これらの施設においては量対策の目標値（5年確率、降雨強度50mm/hrなど）に応じて貯留容量や排水ポンプ能力が決定されるが、下水処理場への送水施設も備えられ、水域への越流負荷の削減が可能となっている。なおこの中には、質対策の貯留容量を量対策の貯留容量とは別途に設ける計画をもつ施設も存在する。

なお、現在のところ、質対策を主目的とした管内貯留施設は1箇所において計画されている。これは複数の雨水吐口からの越流水を受け入れ貯留を行うものである。

2.3 貯留量

各施設について、(容量)÷(排水面積)を算出した結果を表-2.1の「貯留量(mm)」に示した。流出係数や排水区特性は考慮していないが、貯留効果の概略の検討を行うと以下の通りである。H施設を除いた平均値は7.4mmである。これは一般的な雨水滞水池の貯留量とされている5mmの1.5倍の大きさであるが、降雨強度 $I = 5000/(t + 40)$ の中央集中型(5分きざみ)降雨のピーク分がこの大きさの池に貯留されたとすると、15分間にわたってピーク流量が削減される。このときの最大5分間降雨強度は $5000/(5 + 40) * (5/60) = 9.26\text{mm}$ から5.1mmへと45%減少するのでピーク削減効果はかなり大きいといえる。

2.4 管内貯留の機能と分類

量対策、質対策において、貯留、排水の機能によって方式の分類を行うと、表-2.2に示す4つに整理することができる。

(1) 質対策型は、質対策のみを貯留で行うものである。雨水滞水池の管きょ版とも呼べる施設である。滞水池の用地が確保できない場合や、複数の、雨水吐口から集中する場合に用いられる。

(2) 併用利用A型は、量対策を排水方式で行い、質対策を貯留方式で行うものである。すなわち、豪雨時のピーク流量をポンプ方式および自然流下方式で排水することにより、量対策を行う。一方、排水終了後の管内貯留水や小降雨時に排水を受けずに残った管内貯留水を晴天時に処理場へ返送するか現地処理を行うことにより、質対策を行うものである。このとき、計画最大降雨による管内流入は全量排水により処理されるよう計画されており、貯留による処理は見込まれていない。この方式は、放流先の河川等の疎通能力に余裕がある場合に用いられる。

(3) 併用利用B型は、量対策、質対策ともに貯留方式で行うものである。すなわち計画最大降雨によ

表－ 2.2 管内貯留の機能と分類

番号	呼称	機能		特徴	例
		量対策	質対策		
1	質対策型	—	貯留	雨水滞水池の管きよ版	池尻新駒幹線
2	併用利用A型	排水	貯留	量対策では排水する	天王寺弁天幹線
3	併用利用B型	貯留	貯留	量対策で貯留する	江川、渋谷
4	量対策型	貯留	—	量対策のみを考える	西羽東師川

る管内流入水を全量貯留または一部貯留することにより、量対策を行うものである。この方式は、放流量に制限がある場合に用いられる。

- (4) 量対策型は、分流式雨水管きよなどの、質対策を行わないところに用いられる。計画降雨による管内流入水は、全量または一部貯留される。併用利用B型と同様に、放流量に制限がある場合に用いられる方式である。

第3章 排水方式と貯留方式の比較

放流先の河川等の疎通能力などの放流条件に制約がない場合は、一般的に量対策を排水方式で行うが、費用等の観点から、貯留方式で行う方が有利であることが考えられる。そこで、両方式の比較を、(1)超過確率降雨への対応、(2)質対策効果、(3)費用の3点から行うものとする。

3.1 質対策効果

量対策を主目的として計画された貯留管を質対策にも利用する場合には、その運用方法が大きな問題となる。つまり、貯留管の一部を質対策に当てるとその分だけ量対策の効果が減少する恐れがある。そこでここでは、併用利用施設を対象とし、運用方法（ポンプ排水量・質対策容量等）を様々な設定した時の質対策効果を算定し、併用利用貯留管施設の運用方法決定のための基礎的資料とすることを目的とする。

質対策効果の検討は図-3.1に示すように、

- ① 代表降雨の設定
- ② 併用利用貯留管施設運用方法代替案の設定
- ③ 汚濁流出解析
- ④ 施設形態別の質対策効果の検討の手順で行う。

3.1.1 代表降雨の設定

質対策効果は、貯留管施設を設けたことによって、年間オーダーで放流負荷量がどの程度減少したかを調査することで定量化できる。

しかしながら、年間の全降雨に対する汚濁負荷流出解析を行うとすると膨大な計算量となってくる。さらにまた、年度により降雨状況が異なることを考慮すると、何らかの方法で代表年を設定する必要がある。

そこで本調査では、複数年の降雨データを基に降雨を幾つかのグループに分類する。各グループについて代表降雨を設定し、この代表降雨を用いて汚濁流出解析を行い年間流出負荷量の算定を行うものとする。

(1) 検討対象降雨

検討対象降雨には、横浜地方気象台の昭和48年～昭和56年の9年間の降雨データを用いることとする。9年間で657回の降雨が生じており、年度別の降雨諸元を表-3.1および図-3.2、3.3に

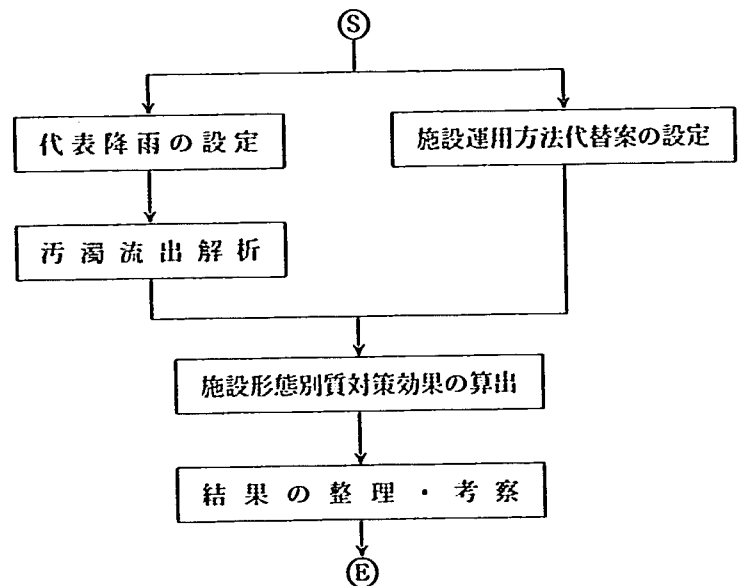


図-3.1 質対策効果検討手順

示す。年度によりバラツキはあるものの、平均的には毎年約70回の降雨があり、年間総降雨量は1500mm程度である。独立降雨の判定は4時間以上の無降雨時間を基準とした。

表-3.1 年度別降雨状況

年度	降雨回数	降雨時間		降雨量		最大降雨強度平均	
		平均(hr)	合計(hr)	平均(mm)	合計(mm)	mm/5nin	mm/hr
48	62	12.81	793.92	22.73	1409.00	1.38	6.81
49	82	12.84	1052.92	19.77	1621.00	1.51	6.30
50	68	13.76	936.00	26.35	1792.00	1.39	6.58
51	87	10.76	936.33	18.79	1635.00	1.42	6.35
52	61	14.31	872.67	26.64	1625.00	1.47	6.55
53	68	11.84	805.33	16.77	1140.50	1.21	4.68
54	73	13.06	953.50	20.55	1500.00	1.21	5.44
55	84	12.40	1041.92	21.62	1816.00	1.13	6.63
56	72	12.11	872.00	21.83	1571.50	1.42	6.87
平均	73	12.66	918.29	21.67	1567.78	1.35	6.24

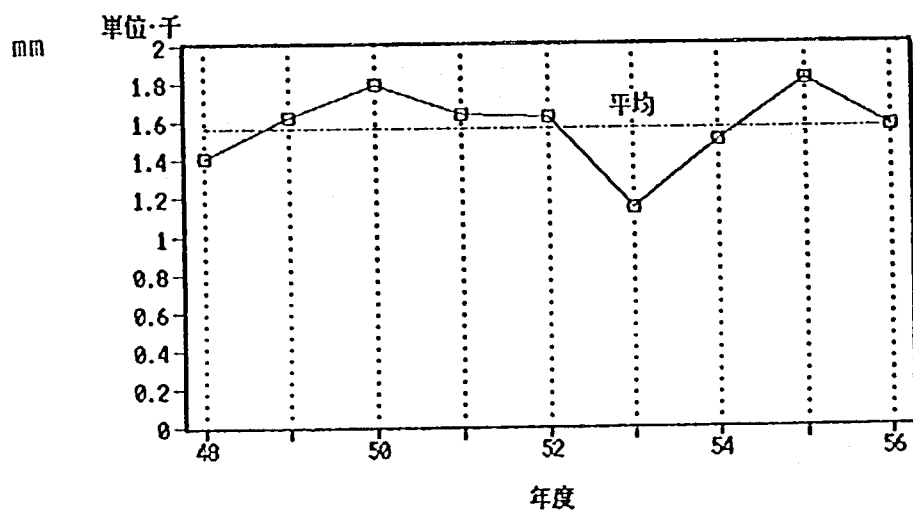


図-3.2 年度別総降雨量

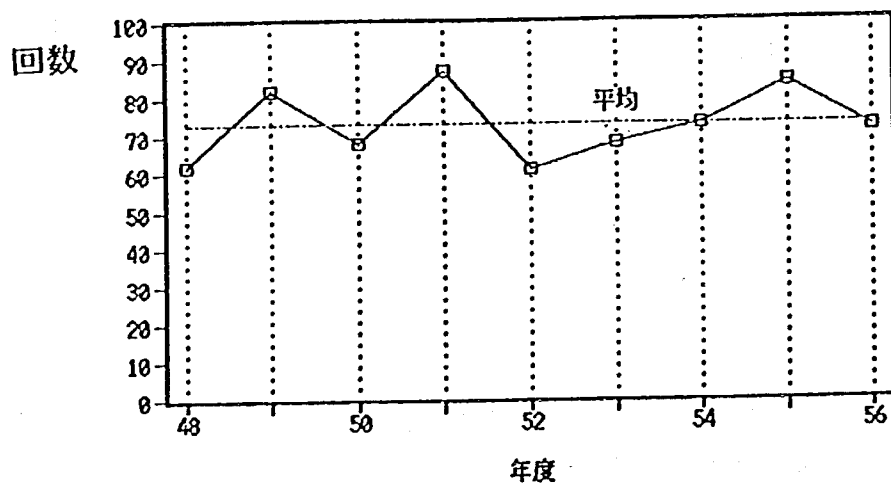


図-3.3 年度別降雨回数

(2) 降雨の分類

降雨はその規模と形状により特徴づけられるので、昭和48年～昭和56年の657降雨をまず降雨規模べつにグループ分けし、次に各グループ毎に降雨形状による分類を行う。

① 降雨規模による分類

次の2つの指標によるグループ分けを行う。

・降雨継続時間

・総降雨量

まず、657降雨を降雨継続時間により表-3.2に示す10クラスに分類する。

次に、クラス平均降雨量および標準偏差を用いて基準化された総降雨量により各クラスをそれぞれ9ランクに分ける。

表-3.2 降雨継続時間による分類

クラス	降雨継続時間
1	4時間未満
2	4時間以上 8時間未満
3	8時間以上 12時間未満
4	12時間以上 16時間未満
5	16時間以上 20時間未満
6	20時間以上 24時間未満
7	24時間以上 28時間未満
8	28時間以上 32時間未満
9	32時間以上 36時間未満
10	36時間以上

表-3.3 基準化総降雨量による分類

ランク	降雨強度	備考
-4	$R_i \leq -1.75$	総降雨量小  総降雨量大
-3	$-1.75 < R_i \leq -1.25$	
-2	$-1.25 < R_i \leq -0.75$	
-1	$-0.75 < R_i \leq -0.25$	
0	$-0.25 < R_i \leq 0.25$	
1	$0.25 < R_i \leq 0.75$	
2	$0.75 < R_i \leq 1.25$	
3	$1.25 < R_i \leq 1.75$	
4	$2.25 < R_i$	

$$\text{ここで, } R_i = (r_i - \text{AVR}_K) / \text{SD}_K \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{AVR}_K = 1/N_K \cdot \sum_{j=1}^{N_K} r_j \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{SD}_K = \{1/N_K \cdot \sum_{j=1}^{N_K} (r_j^2 - \text{AVR}_K^2)\}^{0.5} \quad \dots\dots\dots (3)$$

r_i : 降雨*i*の総降雨量(㎜)

R_i : 降雨*i*の基準化された総降雨量

AVR_K : クラス*K*の降雨量の平均(㎜)

SD_K : クラス*K*の降雨量の標準偏差

N_K : クラス*K*に含まれる降雨の数

以上の方法により 657 降雨を分類した結果を表- 3.4, 3.5 に示す。また、図- 3.4, 3.5 に各グループの生起頻度を示す。

表- 3.4 降雨規模別生起頻度

クラス	継続時間 範囲 (hr)	平均 降雨量 (mm)	降雨量ランク									合計
			-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	
1	0 4	5.3	0	0	0	87	34	12	4	4	11	152
2	4 8	10.8	0	0	4	66	31	8	3	6	8	126
3	8 12	20.9	0	0	22	35	26	18	4	2	7	114
4	12 16	22.2	0	0	18	34	15	11	4	3	7	92
5	16 20	30.7	0	0	5	23	17	6	3	2	2	58
6	20 24	38.5	0	0	7	12	9	2	4	0	3	37
7	24 28	44.3	0	1	4	4	2	3	4	0	1	19
8	28 32	47.3	0	1	3	4	8	2	1	0	2	21
9	32 36	57.2	0	1	3	2	3	0	2	1	1	13
10	36	69.3	0	1	6	7	2	1	4	3	1	25
合 計			0	4	72	274	147	63	33	21	43	657

表- 3.5 降雨規模別生起確率

クラス	継続時間 範 囲 (hr)	降雨量ランク										合計 (%)	累計 (%)
		-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4			
1	0 4	0.00	0.00	0.00	13.24	5.18	1.83	0.61	0.61	1.67	23.14	23.14	
2	4 8	0.00	0.00	0.61	10.05	4.72	1.22	0.46	0.91	1.22	19.18	42.31	
3	8 12	0.00	0.00	3.35	5.33	3.96	2.74	0.61	0.30	1.07	17.35	59.67	
4	12 16	0.00	0.00	2.74	5.18	2.28	1.67	0.61	0.46	1.07	14.00	73.67	
5	16 20	0.00	0.00	0.76	3.50	2.59	0.91	0.46	0.30	0.30	8.83	82.50	
6	20 24	0.00	0.00	1.07	1.83	1.37	0.30	0.61	0.00	0.46	5.63	88.13	
7	24 28	0.00	0.15	0.61	0.61	0.30	0.46	0.61	0.00	0.15	2.89	91.02	
8	28 32	0.00	0.15	0.46	0.61	1.22	0.30	0.15	0.00	0.30	3.20	94.22	
9	32 36	0.00	0.15	0.46	0.30	0.46	0.00	0.30	0.15	0.15	1.98	96.19	
10	36	0.00	0.15	0.91	1.07	0.30	0.15	0.61	0.46	0.15	3.81	100.00	
合 計		0.00	0.61	10.96	41.70	22.37	9.59	5.02	3.20	6.54	100.00		

図- 3.4, 3.5 より降雨継続時間が長くなると生起頻度は小さくなっていき、継続時間が24時間以上になると生起頻度は全体の10%以下となる。

総降雨量に着目すると、各クラスともクラス平均よりやや小さい「ランク-1」の頻度が最も大きく、ランク-1を中心として両側へいくにつれ頻度は減少していく。減少の程度は降雨継続時間が短いクラスでは大きく、降雨継続時間が長いクラスではやや小さい。つまり、降雨継続時間が短い降雨は降雨規模の分散が小さく、降雨継続時間が長い降雨では降雨規模はややバラつく傾向にある。しかしながら、各クラスとも「ランク-2」～「ランク1」の間に各クラスの60%の降雨が含まれている。特に24時間以内の降雨では80%の降雨が含まれている。

よって、降雨継続時間「クラス1」～「クラス6」、降雨生起頻度「ランク-2」～「ランク1」の範囲で生起頻度の高い次の18グループを代表グループとし、この18グループについて形状による分類を行うこととする。

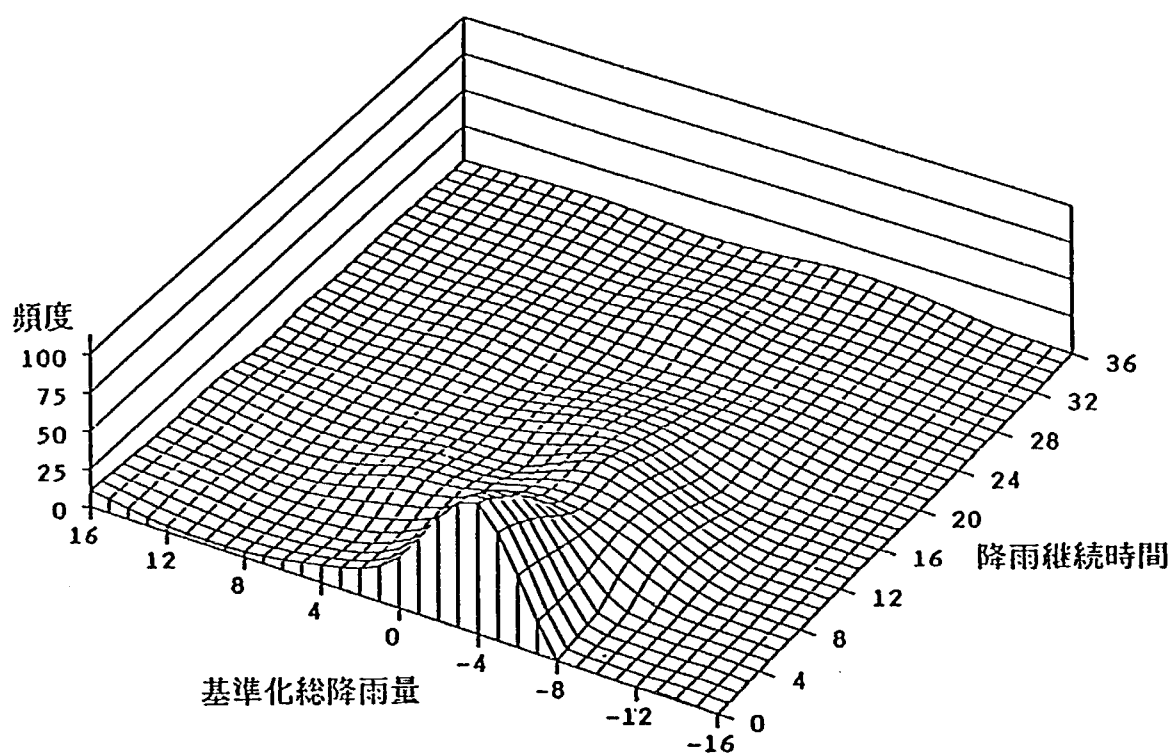


圖-3.4 降雨規模別生起頻度 1

基準化總降雨量

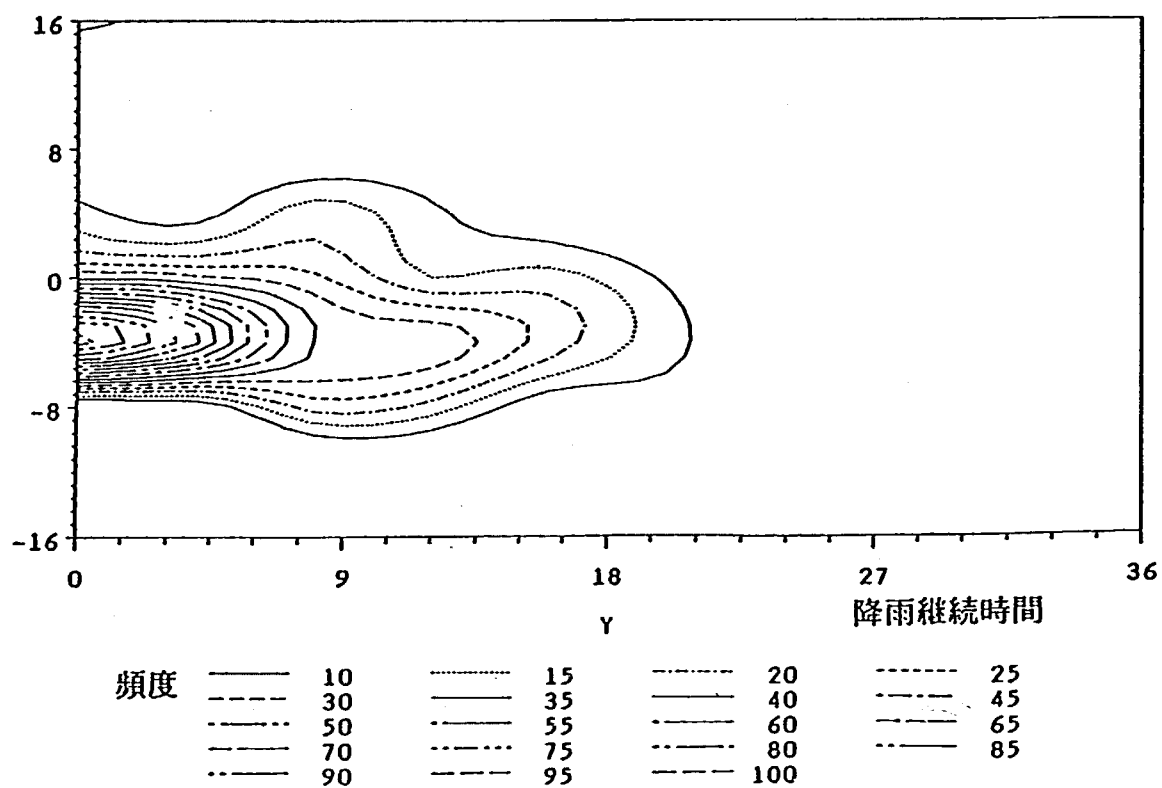


圖-3.5 降雨規模別生起頻度 2 (等高線表示)

表-3.6 代表グループ条件

グループ no	継続時間		ランク	総降雨量		発生 頻度
	クラス	範 囲 (hr)		範 囲 (mm)		
1	1	0 4	-1	1.02	3.88	87
2	1	0 4	0	3.88	6.74	34
3	1	0 4	1	6.74	9.59	12
4	2	4 8	-1	1.87	7.83	66
5	2	4 8	0	7.83	13.79	31
6	2	4 8	1	13.79	19.75	8
7	3	8 12	-2	0.00	6.32	22
8	3	8 12	-1	6.32	16.01	35
9	3	8 12	0	16.01	25.69	26
10	3	8 12	1	25.69	35.38	18
11	4	12 16	-2	0.00	8.46	18
12	4	12 16	-1	8.46	17.63	34
13	4	12 16	0	17.63	26.79	15
14	4	12 16	1	26.79	35.96	11
15	5	16 20	-1	7.85	23.11	23
16	5	16 20	0	23.11	38.37	17
17	6	20 12	-1	13.17	30.07	12
18	6	20 12	0	30.07	46.97	9

② 降雨形状による分類

降雨形状の特徴のうちで汚濁解析で重要となるものは、ピークの位置とその大きさである。そこで、前記の18グループを次の2つの基準にしたがって細分化する。

ピーク位置 PP_i

パターン	基 準	備 考
A	$0 \leq PP_i < 1/3$	前方集中
B	$1/3 \leq PP_i < 2/3$	中央集中
C	$2/3 \leq PP_i < 1$	後方集中

ピーク度 PD_i

パターン	基 準	備 考
a	$1 \leq PD_i < 2$	ピーク不明瞭 ↑ ↓ ピーク明瞭
b	$2 \leq PD_i < 4$	
c	$4 \leq PD_i$	

ここで、 $PP_i = PT_i / RT_i$ (4)

$PD_i = RMAX_i / (R\text{SUM}_i / RT_i)$ (5)

PP_i : 降雨iのピーク位置

PT_i : 降雨 i の降雨開始からピークまでの時間 (hr)

PD_i : 降雨 i のピーク度

RT_i : 降雨 i の降雨継続時間 (hr)

$RMAX_i$: 降雨 i の最大降雨強度 (mm/hr)

$RSUM_i$: 降雨 i の総降雨量

ピーク位置およびピーク度による降雨のパターン分類の結果を表-3.7に示す。

表-3.7 パターン別生起頻度

1: a b c 計	2: a b c 計	3: a b c 計
A: 19 4 0 23	A: 8 3 0 11	A: 4 2 0 6
B: 30 0 0 30	B: 8 5 0 13	B: 3 0 0 3
C: 25 9 0 34	C: 8 2 0 10	C: 0 3 0 3
計: 74 13 0 87	計: 24 10 0 34	計: 7 5 0 12
4: a b c 計	5: a b c 計	6: a b c 計
A: 6 13 2 21	A: 1 4 4 9	A: 0 1 0 1
B: 8 11 0 19	B: 1 8 1 10	B: 1 2 0 3
C: 9 15 2 26	C: 2 9 1 12	C: 0 3 1 4
計: 23 39 4 66	計: 4 21 6 31	計: 1 6 1 8
7: a b c 計	8: a b c 計	9: a b c 計
A: 1 5 0 6	A: 0 5 4 9	A: 0 4 2 6
B: 1 3 0 4	B: 0 11 1 12	B: 1 7 1 9
C: 0 10 2 12	C: 0 8 6 14	C: 1 5 5 11
計: 2 18 2 22	計: 0 24 11 35	計: 2 16 8 26
11: a b c 計	12: a b c 計	13: a b c 計
A: 0 3 0 3	A: 0 5 4 9	A: 0 0 0 0
B: 0 2 4 6	B: 1 9 3 13	B: 0 5 4 9
C: 0 5 4 9	C: 0 8 4 12	C: 1 3 2 6
計: 0 10 8 18	計: 1 22 11 34	計: 1 8 6 15
15: a b c 計	16: a b c 計	17: a b c 計
A: 0 5 1 6	A: 0 1 1 2	A: 0 3 1 4
B: 0 4 2 6	B: 0 5 2 7	B: 0 1 3 4
C: 1 6 4 11	C: 0 4 4 8	C: 0 1 3 4
計: 1 15 7 23	計: 0 10 7 17	計: 0 5 7 12
18: a b c 計		
A: 0 0 2 2		
B: 0 2 1 3		
C: 0 3 1 4		
計: 0 5 4 9		

(3) 代表降雨の設定

前節において、降雨規模により生起頻度の高い18の代表グループを抽出し、さらに、各グループを降雨形状パターンにより9種類（ピーク位置3パターン×ピーク度3パターン）の降雨に分類した。

ここでは、ピーク度パターンがaの3種類の降雨を1つにまとめて全7種類に再編成する。ピーク度パターンがaの降雨はピーク度が2以下の降雨（つまり、最大降雨強度が平均降雨強度の2倍以下の降雨）であり、ピークそのものが不明瞭な降雨といえる。そこで、ピーク位置によるパターン分類は行わないこととする。

各グループ内のパターン別生起頻度を基にグループの代表降雨を設定し、代表降雨の年間生起確率を算定する。

グループの代表降雨は次のような考え方より設定する。

- ① 各グループの7種類の降雨のうち生起頻度が8回以上の降雨を代表降雨とする。
- ② グループ内に①の条件を満たす降雨が無い場合、そのグループ内で最大の生起頻度を持つ降雨を代表降雨とする。

各代表降雨の生起確率は次式により算定する。

$$PR_{ji} = PG_j \times Pr_{ji} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$PG_j = NGR_j / \sum_{k=1}^{MG} NGR_k \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$Pr_{ji} = Nr_{ji} / \sum_{k=1}^{M_j} Nr_{jk} \quad \dots\dots\dots (8)$$

PR_{ji} : グループjの中の代表降雨iの年間生起確率(全体での確率)

Pr_{ji} : グループjの中の代表降雨iの年間生起確率(グループ内での確率)

PG_j : グループjの年間生起確率

NGR_j : グループjの中の全代表降雨の生起頻度

Nr_{ji} : グループjの中の代表降雨iの生起頻度

MG : グループ数

M_j : グループjの中の代表降雨の種類

以上の方法により設定された代表降雨の条件に該当する降雨を657の検討対象降雨より無作為に抽出し、これを汚濁流出解析に用いる降雨とする。

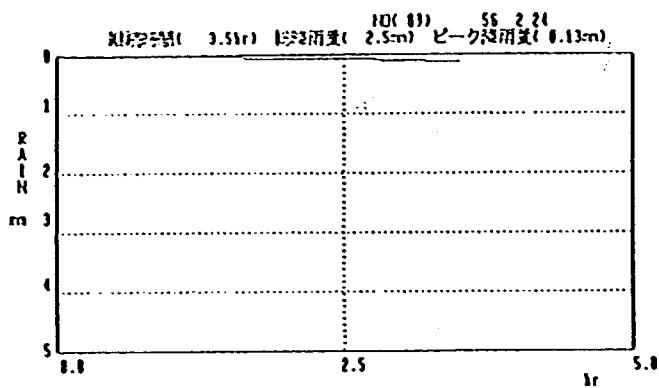
雨を表-3.8に抽出された代表降雨の諸元を示し、また表-3.9に各代表降雨の条件を示す。なお各代表降雨のハイトグラフを図-3.6に示す。

表-3.8 代表降雨

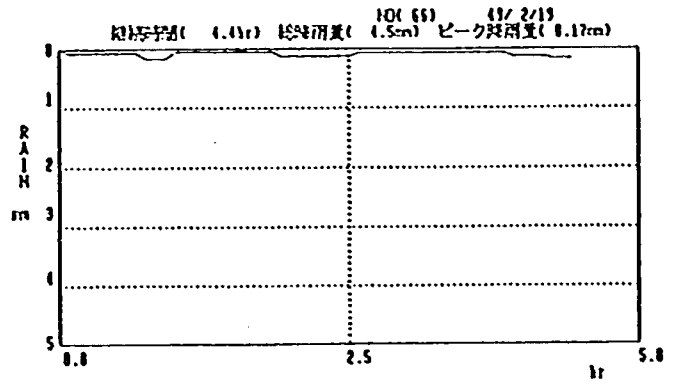
降雨	日時			総雨量	継続時間	ピーク降雨量		ピーク位置	ピーク度
						mm/5min	mm/hr		
1	56	2	24	2.5	3.50	0.13	1.21	0.86	1.70
2	52	6	29	3.0	3.08	0.50	2.40	0.81	2.46
3	51	10	15	4.0	3.17	0.25	1.86	0.84	1.47
4	49	7	25	9.5	1.67	2.00	8.52	0.50	3.49
5	49	2	19	4.5	4.42	0.17	1.33	0.89	1.30
6	51	3	19	5.0	5.00	0.50	2.13	0.10	2.13
7	55	5	15	2.5	4.67	0.50	1.35	0.57	2.52
8	49	6	6	7.5	6.50	1.50	4.53	0.74	3.93
9	49	2	20	12.5	4.33	1.50	7.00	0.62	2.43
10	53	1	1	8.5	4.92	1.00	5.25	0.78	3.04
11	55	3	1	16.0	5.42	2.50	10.50	0.88	3.55
12	55	8	21	4.5	9.17	1.00	1.85	0.93	3.77
13	48	10	5	11.5	11.00	0.50	3.01	0.49	2.88
14	50	3	10	15.0	8.17	0.50	5.00	0.78	2.72
15	51	5	26	17.0	10.33	1.50	6.34	0.40	3.85
16	50	4	8	31.5	8.08	1.50	12.00	0.74	3.08
17	49	5	9	7.5	12.33	0.50	1.88	0.96	3.08
18	50	10	12	13.0	12.75	0.50	2.69	0.48	2.64
19	49	9	24	15.5	12.92	1.50	4.64	0.87	3.86
20	54	11	17	26.5	13.50	1.00	6.00	0.41	3.06
21	53	7	1	32.0	15.25	2.00	8.25	0.59	3.93
22	53	5	18	68.0	19.67	4.00	10.50	0.27	3.04
23	51	2	5	34.0	18.42	1.00	6.00	0.53	3.25
24	51	3	29	23.0	22.67	1.00	7.25	0.42	7.14
25	48	1	17	32.0	21.50	1.00	5.00	0.84	3.36

表-3.9 代表降雨条件

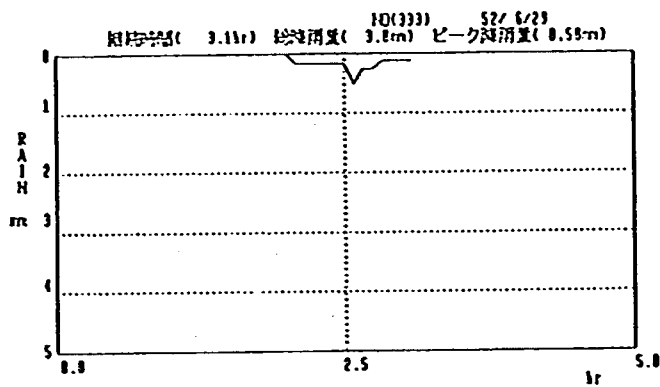
代表 グループ no	代表 降雨 no	降雨規模		降雨形状		生起 頻度	生起確率		
		継続時間 範囲 (hr)	総降雨量 範囲 (mm)	ピーク度 範囲 rmax/rav	ピーク位置		グループ (%)	グループ内 (%)	年間 (%)
1	1	0 4	1.02 3.88	1 2	-	74	18.20	89.16	16.23
	2	0 4	1.02 3.88	2 4	後方集中	9		10.84	1.97
2	3	0 4	3.88 6.74	1 2	-	24	7.11	100.00	7.11
3	4	0 4	6.74 9.59	1 2	-	7	2.51	100.00	2.51
4	5	4 8	1.87 7.83	2 4	中央集中	23	13.81	37.10	5.12
	6	4 8	1.87 7.83	2 4	前方集中	13		20.97	2.90
	7	4 8	1.87 7.83	2 4	中央集中	11		17.74	2.45
	8	4 8	1.87 7.83	2 4	後方集中	15		24.19	3.34
5	9	4 8	7.83 13.79	2 4	中央集中	8	6.49	47.06	3.05
	10	4 8	7.83 13.79	2 4	後方集中	9		52.94	3.43
6	11	4 8	13.79 19.75	2 4	後方集中	3	1.67	100.00	1.67
7	12	8 12	0.00 6.32	2 4	後方集中	10	4.60	100.00	4.60
8	13	8 12	6.32 16.01	2 4	中央集中	11	7.32	57.89	4.24
	14	8 12	6.32 16.01	2 4	後方集中	8		42.11	3.08
9	15	8 12	16.01 25.69	2 4	中央集中	7	5.44	100.00	5.44
10	16	8 12	25.69 35.38	2 4	後方集中	9	3.77	100.00	3.77
11	17	12 16	0.00 8.46	2 4	後方集中	5	3.77	100.00	3.77
12	18	12 16	8.46 17.63	2 4	中央集中	9	7.11	52.94	3.77
	19	12 16	8.46 17.63	2 4	後方集中	8		47.06	3.35
13	20	12 16	17.63 26.79	2 4	中央集中	5	3.14	100.00	3.14
14	21	12 16	26.79 35.96	2 4	中央集中	3	2.30	100.00	2.30
15	22	16 20	7.85 23.11	2 4	後方集中	6	4.81	100.00	4.81
16	23	16 20	23.11 38.37	2 4	中央集中	5	3.56	100.00	3.56
17	24	20 12	13.17 30.07	4 6	中央集中	3	2.51	100.00	2.51
18	25	20 12	30.07 46.97	2 4	後方集中	3	1.88	100.00	1.88



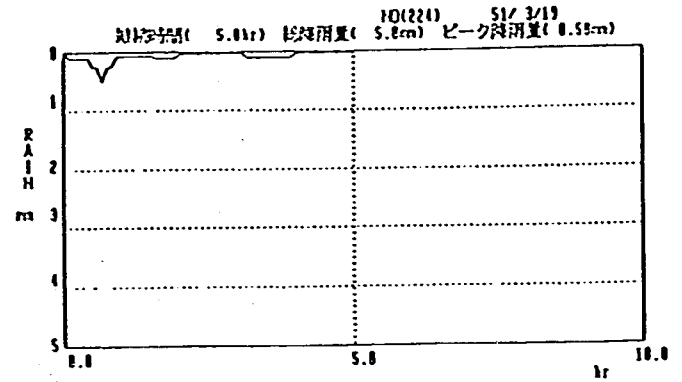
代表降雨 no1



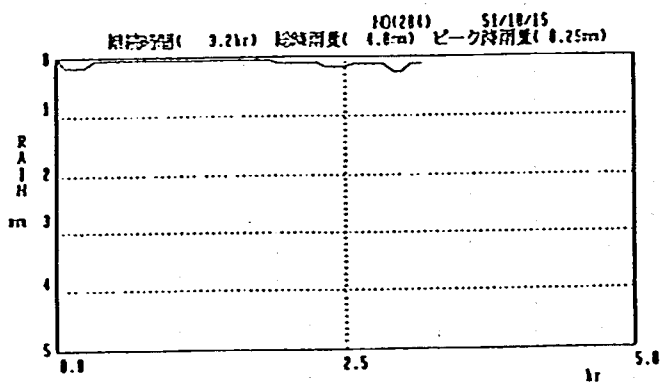
代表降雨 no5



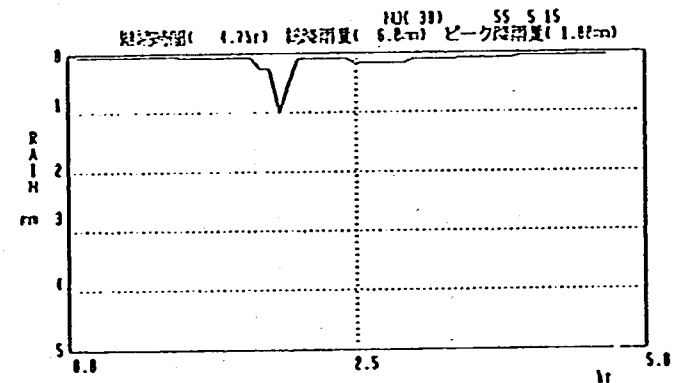
代表降雨 no2



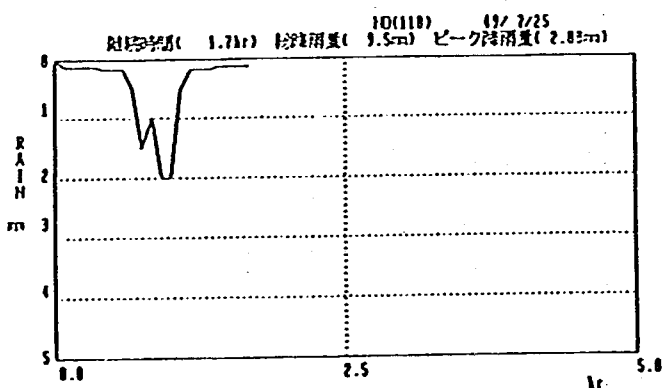
代表降雨 no6



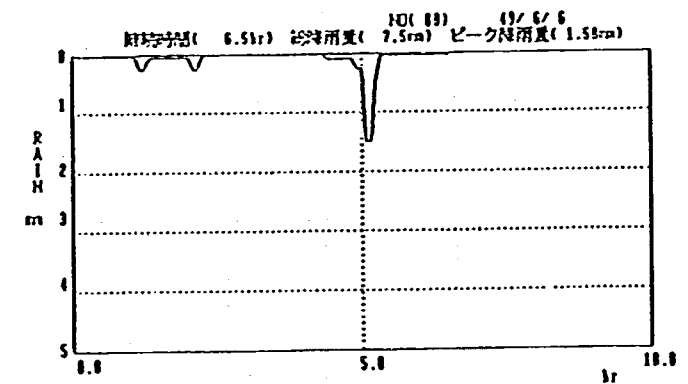
代表降雨 no3



代表降雨 no7

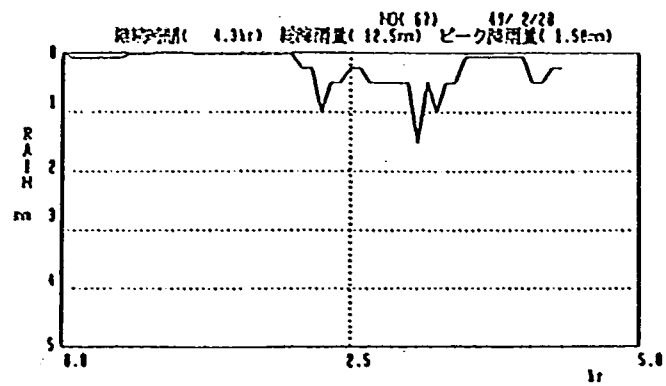


代表降雨 no4

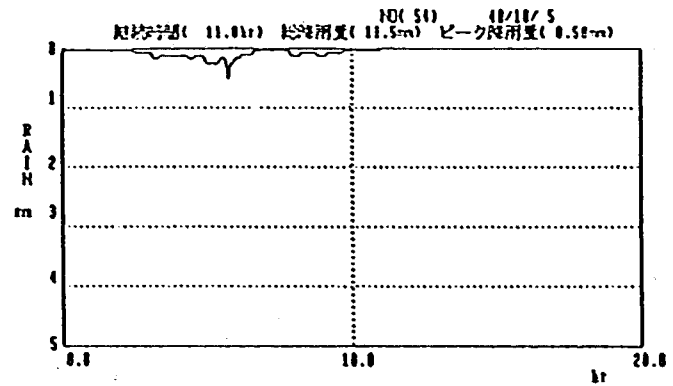


代表降雨 no8

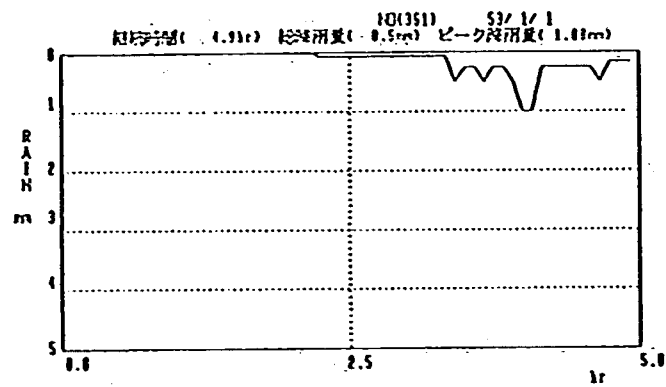
図-3.6 代表降雨ハイトグラフ (1)



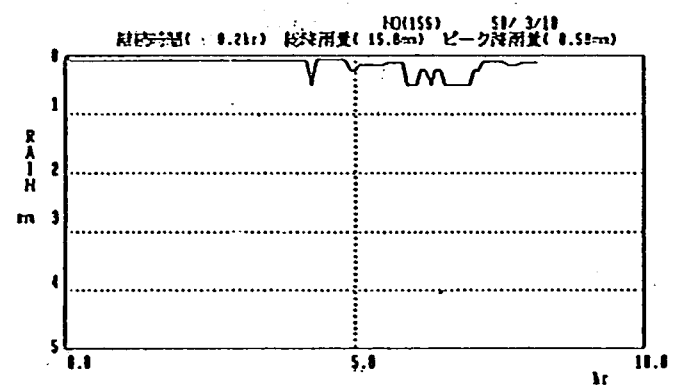
代表降雨 no9



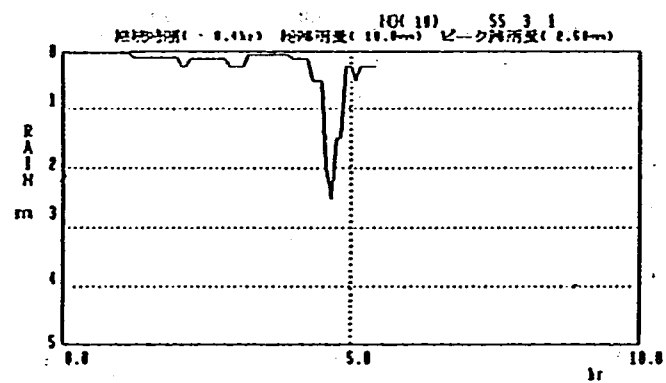
代表降雨 no13



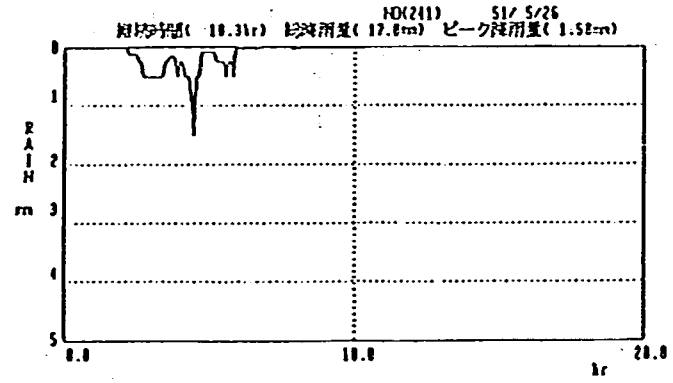
代表降雨 no10



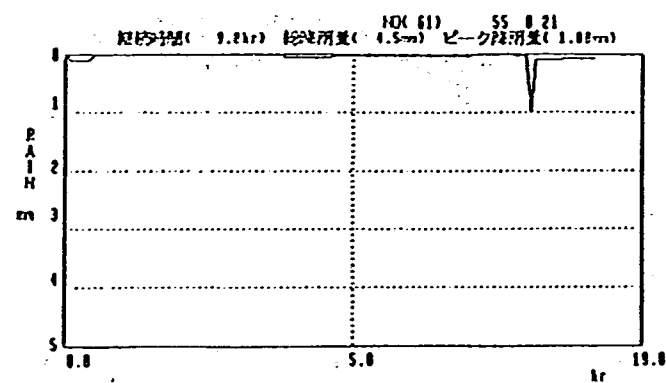
代表降雨 no14



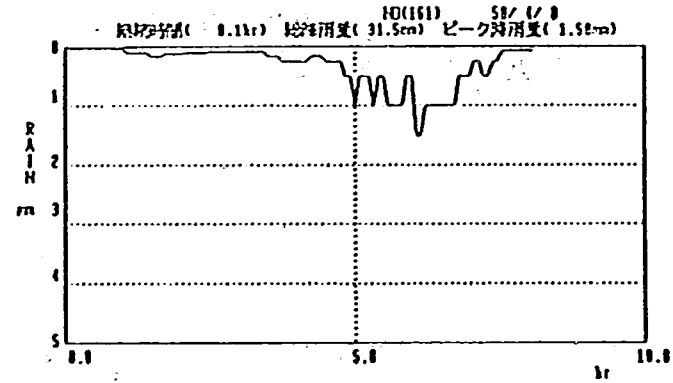
代表降雨 no11



代表降雨 no15



代表降雨 no12



代表降雨 no16

図- 3.6 代表降雨ハイトグラフ (2)

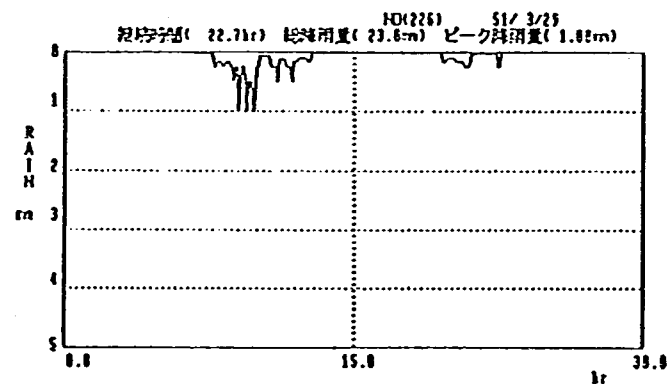
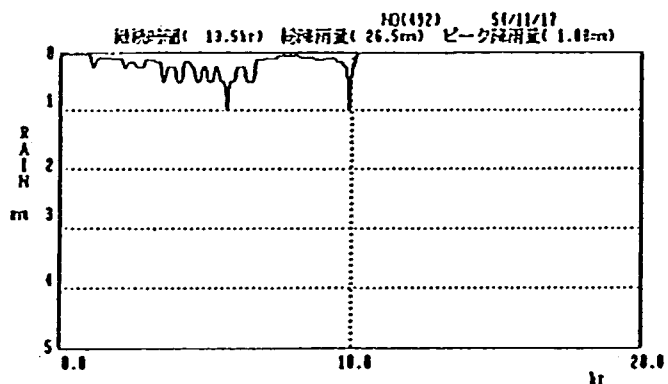
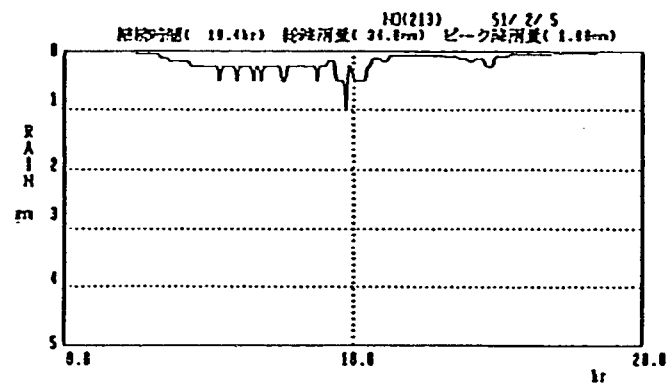
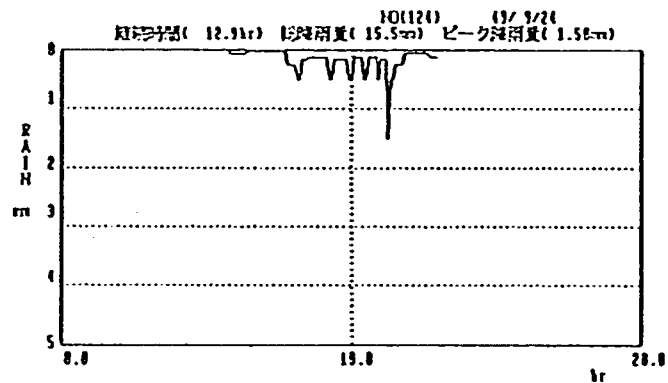
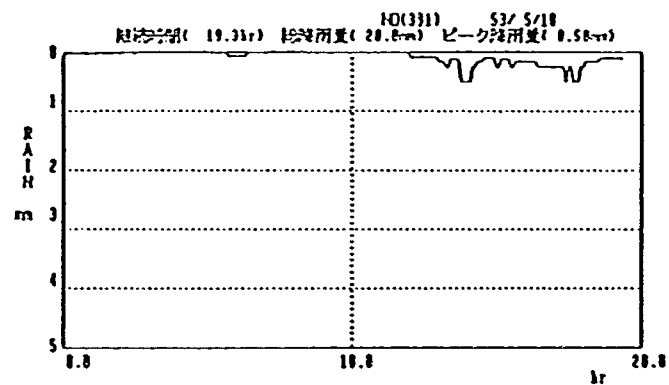
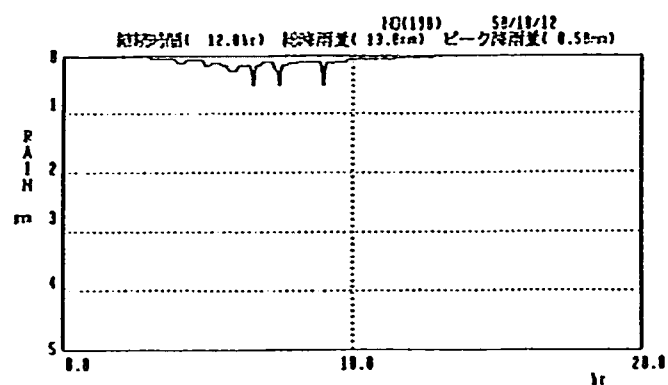
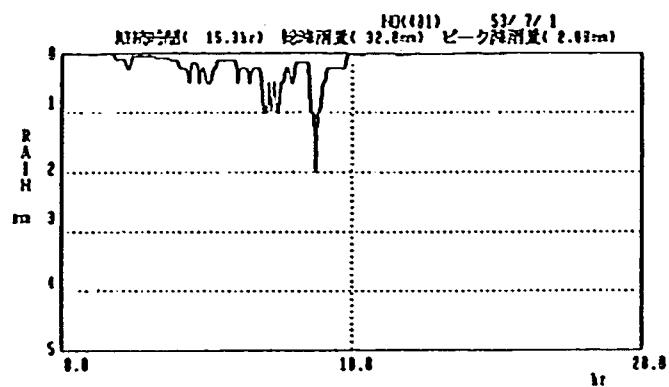
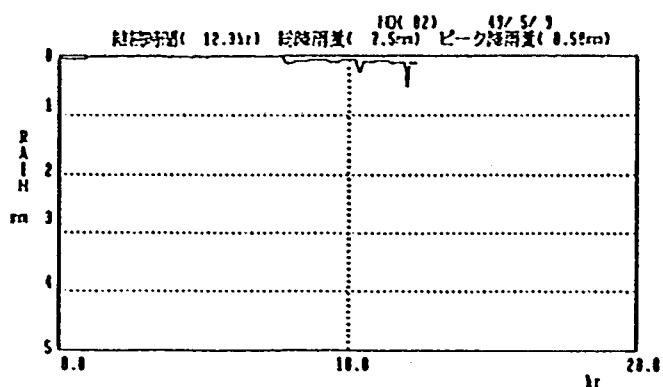
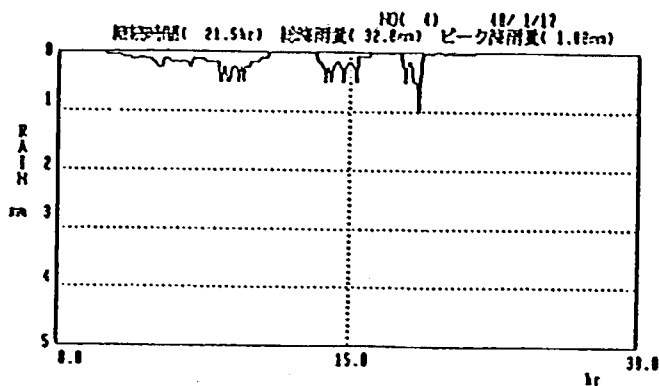


図-3.6 代表降雨ハイトグラフ (3)



代表降雨 no25

図- 3.6 代表降雨ハイトグラフ (4)

3.1.2 施設運転方法の設定

ここでは流下型施設である天王寺・弁天幹線を参考にして、モデル施設の貯留管容量およびポンプ排水量を設定する。次にモデル施設の運転方法を作成し、これに従って汚濁解析を行い、施設形態別・運転方法別の質対策効果を検討する。

(1) モデル施設の設定

天王寺・弁天幹線の諸元は表- 3.10 に示すとおりであるが、これを参考にしポンプ排水量をパラメトリックに与え 4 種類の貯留管施設を設定する。

表- 3.10 天王寺・弁天幹線諸元

集水面積	1200.0 ha
平均降雨強度	60.0 mm/hr
計画流入量	57.5 m³/s
貯留管容積	60000.0 m³ (5mm 相当, $\phi = 6m$)
沈砂池容積	3600.0 m³
ポンプ排水量	57.5 m³/s

表- 3.10 の計画流入量を簡単のため 60 m³/s とし、この流量に対して、次の 4 種類のポンプ排水量を設定し、これより貯留管の管径を算定する。

- ① 10 m³/s × 6 台 = 60 m³/s (計画流入量)
- ② 10 m³/s × 4 台 = 40 m³/s
- ③ 10 m³/s × 2 台 = 20 m³/s
- ④ 10 m³/s × 1 台 = 10 m³/s

上記の 4 種類のポンプ排水量に対応する貯留管渠容量は次の式 (3.1) ~ (3.4) を連立させて算出する。

$$P = 1/n \cdot R_p^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A_p \quad (3.1)$$

$$(D/2)^2 \cdot \pi = A_p + A_s \quad (3.2)$$

$$A_s = S/L \quad (3.3)$$

ここで、P : ポンプ排水量 (m³/s)

D : 貯留管管径 (m)

A_p : ポンプ排水に必要な管渠断面積 (m²)

A_s : 貯留に必要な管渠断面積 (㎡)

R_p : A_s に対する径深

S : 必要貯留量 (㎡)

L : 管長 (= 2500 m) ^{注1}

n : 粗度係数 (= 0.013)

i : 管渠勾配 (= 0.44×10^{-4}) ^{注2}

注1 天王寺・弁天幹線諸元を参考に設定

$$2550 \text{ m} = 60000 \text{ m}^3 / (3^2 \pi)$$

注2 天王寺・弁天幹線諸元を参考に設定

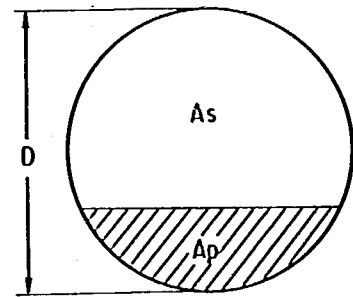


図-3.7 記号図

なお、必要貯留量 S は次のように設定した。

まず、図-3.8 に示すような流入ハイドログラフを作成する (ピーク流入量 $60 \text{ m}^3/\text{s}$, 流入時間 50 分)。次に図-3.9 に累加流入曲線に対しポンプ排水曲線を引く。累加流入量曲線とポンプ排水量曲線の差の最大値を必要貯留量とする。

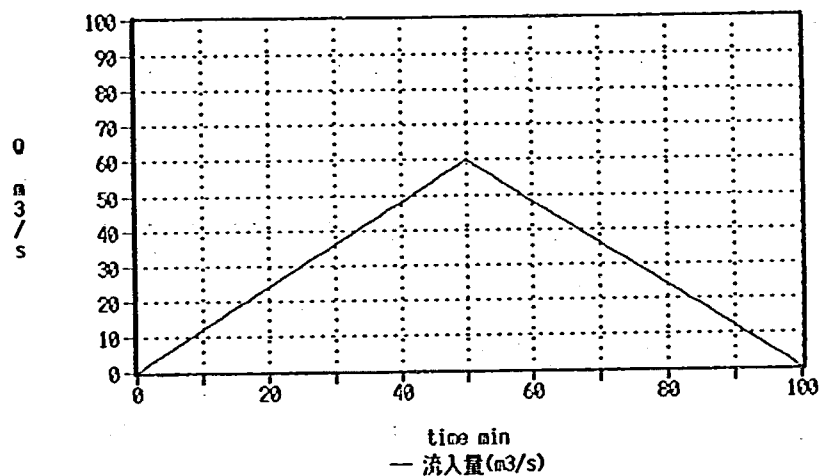


図-3.8 貯留管流入ハイドログラフ

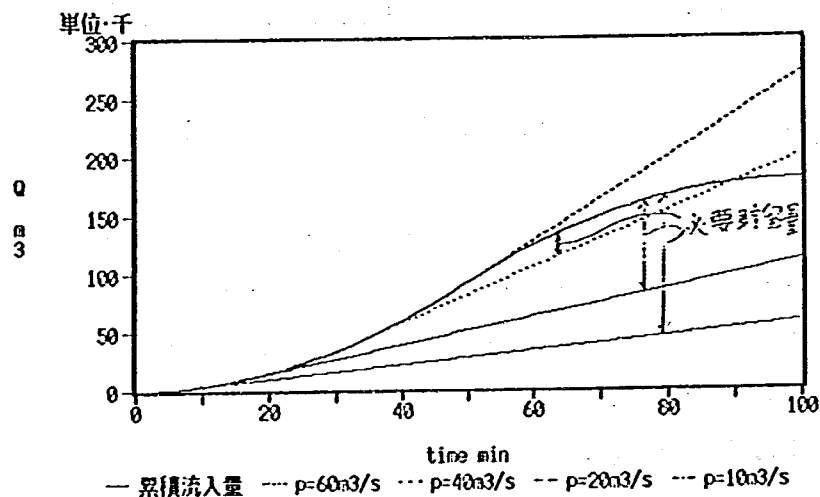


図-3.9 累加流入量曲線

以上の方法により設定された貯留施設の管渠容量とポンプ排水量を表-3.11に示す。表-3.11のポンプ排水量60 m³/sと40 m³/sケースでは管渠容量に大差がないこと、また表-3.12に各代表降

表-3.11 モデル施設貯留管容積

ポンプ能力 m ³ /s	直 径 m	AS*L m ³	AP*L m ³	管 渠 容 量	
				m ³	m
10×6=60	6.0	0	72000	72000.0	6.0
10×4=40	6.1	20000	57000	77000.0	6.4
10×2=20	7.6	70000	50000	120000.0	10.0
10×1=10	9.6	150000	30000	180000.0	15.0

雨の最大流入量（修正RRL法による）を示すが各降雨とも40 m³/s以下であることより、以下の検討はポンプ排水量60 m³/s、20 m³/s、10 m³/sの3ケースについて行うこととする。

(2) ポンプ運転方法の設定

併用施設における質対策容量の代表的考え方には、次の2つの方法があると思われる、そこで本検討ではこの2つの運用方法を設定し比較することとする。

① 一定水位運転

貯留管水位がポンプ起動水位に達し、貯留量が質対策容量を越えるとポンプが起動する。ポンプ排水により貯留管水位がポンプ起動水位を下まわると、ポンプは停止する。すなわち、貯留管内の一定容量を常に質対策容量として使用し、残りの容量を量対策容量とする方法である。

よって、一旦ポンプ起動水位を越えた場合、これを下回らないように時々刻々と変化する流入量に応じてポンプ排水量を調整する必要がある。そこで本検討では、ポンプ排水量はゼロと最大出力との間で可変であり、常に貯留管流入量と等しい排水量で運転できるものとする。

② 起動水位・停止水位運転

貯留管水位がポンプ起動水位に達し、貯留量が質対策容量を越えるとポンプが起動する。ポンプ排水は貯留管水位がポンプ停止水位を下まわるまでつづけられる。すなわち、ポンプ起動水位相当以下の降雨（貯留管流入量）についてのみ質対策施設として対応し、それ以上の降雨については量対策施設として対応している。

表-3.12 代表降雨別最大流入量

降雨ナンバ	遮 集 量	
	1Qs	3Qs
1	1.70	0.03
2	3.27	1.60
3	3.82	2.15
4	20.77	19.10
5	3.23	1.56
6	2.61	0.94
7	4.68	3.01
8	11.77	10.10
9	18.57	16.90
10	12.37	10.70
11	28.77	27.10
12	3.71	2.04
13	7.51	5.84
14	13.07	11.40
15	17.67	16.00
16	33.67	32.00
17	4.80	3.13
18	6.63	4.96
19	12.97	11.30
20	15.97	14.30
21	24.07	22.40
22	10.87	9.20
23	15.17	13.50
24	18.07	16.40
25	11.47	9.80

ポンプ出力は一定で、稼働台数により排水量を調節することとする。ポンプ出力は流入量より大きな排水量のうちで最小の排水量を選択することとする。

ポンプ起動水位としては、各施設とも上記①・②の運転方法それぞれに対して1mm相当きざみで次のように設定した。

ポンプ排水量60 m³施設 1 mm～5 mm相当水位

ポンプ排水量20 m³施設 1 mm～9 mm相当水位

ポンプ排水量10 m³施設 1 mm～14 mm相当水位

また、運転方法②のポンプ停止水位は「0m」とした。このときの貯留量は、沈砂池容量の3600 m³である。

3.1.3 質対策効果の検討

第2節で設定された代表降雨についての汚濁流出解析を修正RRL法および汚土研モデルを用いて行う。この結果を用いて運転方法別・ポンプ起動水深別の貯留管の年間汚濁負荷削減効果を検討する。また降雨の特徴と貯留施設の運用方法による汚濁負荷削減効果についても検討を行う。

(1) 計算条件の設定

本検討で用いた修正RRL法および土研モデルのパラメータは表-3.13、3.14に示すとおりである。これらパラメータは文献等を調査し平均的な値を用いた。

なお、上記の修正RRL法パラメータは、東京都下水道局の提案した「修正RRL法の総合化」に基き算定した。

なお本検討では、次のような仮定のもとで汚濁負荷流出解析を行うものとする。

仮定1 降雨開始の時刻には、貯留管渠および沈砂池内の貯留水は全量送水

表-3.13 修正RRL法パラメータ

不浸透域の直接流出域比	0.4
不浸透域の凹地貯留量	2.0 mm
浸透域の直接流出域比	0.2
浸透域の凹地貯留量	6.0 mm
浸透能	10.0 mm
不浸透域比率	0.85
到達時間	50.0 分
K 値	0.874
P 値	0.7
D W F	60.0 m ³ /ha/day

表-3.14 土研モデルパラメータ

	BOD	COD	SS
晴天時平均水質 mg/l	120.0	75.0	120.0
管渠初期残存負荷量 g	0.5 DWL	0.5 DWL	0.5 DWL
路面初期残存負荷量 kg/ha	0.0	7.0	10.0
路面負荷流出係数 l/mm	0.0	0.1	0.15
限界降雨量 mm/hr	0.0	2.0	2.0
限界流量 m ³ /s/h	0.0001	0.0001	0.0001

又は放流されているものとし、降雨開始時点における貯留量はゼロとする。

仮定2 貯留管および沈砂池内に流入があると、瞬時に完全混合が生じ水質は均一となるものとする。

(2) 質対策効果の算出

上記の設定で、各ケース毎に遮集量が1 Qsの場合と3 Qsの場合の、年間雨天時放流負荷量・雨天時貯留負荷量・雨天時処理量を算定した。

算定結果を表- 3.15 に示す。また、貯留効果を次式で定義し、これを図- 3.10 および図- 3.11 に示すが、各ケースにおいて、管渠の空容量が1 mm (12000 m³) 未満となる降雨がある場合には、質対策運用として危険な運転と判断し同表を空欄としてある。

$$\text{貯留効果} = \frac{\text{雨天時貯留負荷量}}{\text{雨天時放流負荷量} + \text{雨天時貯留負荷量} + \text{雨天時処理量}} \times 100$$

施設形態の違いによる貯留効果については図- 3.10 に示すが、ポンプ起動水位が同じ場合、貯留効果にはほとんど差はない。ただし、ポンプ能力の小さい施設ほど浸水（満管状態）が生じやすく、貯留管渠容量そのものは大きい、質対策容量に配分可能な容量は逆に小さくなっている。この理由として、代表降雨の中にはポンプ起動貯留量を大きく上回る降雨があることが挙げられる。

このことより、質対策効果として20～30%程度の効果を見込むためには、ポンプ能力を大きく設定する必要があるといえる。

次に、図- 3.11 に各施設における運転方式の違いによる貯留効果の差を示す。

①、②いずれの運転方法も貯留容量に比例して貯留効果は大きくなり、方法①の遮集量1 Qsの場合5 mm相当まで容量をとると雨天時汚濁負荷の約30%を貯留することができる。遮集量が多い場合貯留効果が低減するのは、処理量そのものが大きくなるため貯留管の果たす役割が相対的に小さくなるからである。

①の運転方法が時々刻々とポンプ排水量を調節し貯留量を一定に保つのに対して、②ではポンプが起動すると一旦ポンプ停止水位まで貯留管水位を引き下げるのでその分放流量が大きくなる。運転方法②の貯留効果は方法①の約2/3程度となっている。今回の検討ではポンプ停止水位を0 mとしているが、この水位を起動水位に近づけることにより不必要な放流が少なくなり、貯留効果を向上させることができる。

表- 3.15 貯留効果算定結果(1)

ポンプ能力 $10 \times 6 = 60 \text{ m}^3/\text{s}$

運転方式	遮集量 Qs	質対策 容量 (mm)	BOD			COD			SS			貯留効果		
			処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	BOD %	COD %	SS %
一定 水位 運転	1	1	13.91	3.61	21.05	10.52	2.36	24.04	17.85	4.89	48.96	9.4	6.4	6.8
		2	13.91	6.28	18.37	10.52	4.46	21.93	17.85	9.55	44.31	16.3	12.1	13.3
		3	13.91	8.43	16.22	10.52	6.46	19.93	17.85	13.98	39.87	21.9	17.5	19.5
		4	13.91	10.29	14.37	10.52	8.39	18.00	17.85	18.19	35.65	26.7	22.7	25.4
		5	13.91	12.11	12.54	10.52	10.36	16.03	17.85	22.42	31.42	31.4	28.1	31.3
	3	1	25.67	1.85	11.04	20.94	1.27	14.70	40.30	2.91	28.47	4.8	3.4	4.1
		2	25.67	3.28	9.61	20.94	2.58	13.38	40.30	5.79	25.59	8.5	7.0	8.1
		3	25.67	4.59	8.30	20.94	4.01	11.96	40.30	8.83	22.55	11.9	10.9	12.3
		4	25.67	5.86	7.03	20.94	5.49	10.48	40.30	11.88	19.50	15.2	14.9	16.6
		5	25.67	6.93	5.95	20.94	6.84	9.13	40.30	14.58	16.80	18.0	18.5	20.3
放流開始 水位 放流停止 水位 運転	1	1	13.91	2.36	22.28	10.52	1.49	24.89	17.85	3.02	50.82	6.1	4.0	4.2
		2	13.91	3.77	20.87	10.52	2.45	23.94	17.85	5.16	48.67	9.8	6.6	7.2
		3	13.91	5.40	19.25	10.52	3.67	22.71	17.85	8.22	45.61	14.0	10.0	11.5
		4	13.91	7.15	17.50	10.52	5.18	21.20	17.85	11.74	42.09	18.5	14.0	16.4
		5	13.91	8.82	15.82	10.52	6.86	19.52	17.85	15.62	38.21	22.9	18.6	21.8
	3	1	25.67	1.29	11.59	20.94	0.85	15.11	40.30	2.12	29.26	3.4	2.3	3.0
		2	25.67	1.76	11.13	20.94	1.18	14.79	40.30	3.03	28.35	4.6	3.2	4.2
		3	25.67	2.60	10.28	20.94	1.94	14.03	40.30	4.85	26.53	6.7	5.3	6.8
		4	25.67	3.01	9.88	20.94	2.48	13.49	40.30	6.09	25.29	7.8	6.7	8.5
		5	25.67	4.17	8.71	20.94	3.52	12.45	40.30	8.33	23.05	10.8	9.5	11.6

表- 3.15 貯留効果算定結果 (2)

ポンプ能力 $10 \times 2 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

運転方式	遮集量 Qs	対策容量 (mm)	BOD			COD			SS			貯留効果		
			処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	BOD %	COD %	SS %
一定 水位 運転	1	1	13.91	4.78	19.87	10.52	3.97	22.43	17.85	7.25	46.60	12.4	10.8	10.1
		2	13.91	7.56	17.09	10.52	6.48	19.91	17.85	12.81	41.04	19.6	17.6	17.9
		3	13.91	9.83	14.82	10.52	8.75	17.64	17.85	17.86	35.99	25.5	23.7	24.9
		4												
		5												
	3	1	25.67	2.60	10.29	20.94	2.40	13.57	40.30	4.50	26.88	6.7	6.5	6.3
		2	25.67	4.11	8.78	20.94	4.03	11.94	40.30	8.02	23.36	10.7	10.9	11.2
		3	25.67	5.44	7.44	20.94	5.58	10.38	40.30	11.38	20.00	14.1	15.1	15.9
		4	25.67	6.67	6.22	20.94	7.07	8.90	40.30	14.46	16.92	17.3	19.2	20.2
		5												
放流開始 水位 放流停止 水位 運転	1	1	13.91	2.96	21.68	10.52	2.43	23.96	17.85	4.33	49.51	7.7	6.6	6.0
		2	13.91	4.65	19.99	10.52	3.81	22.57	17.85	7.50	46.33	12.1	10.3	10.5
		3	13.91	6.61	18.04	10.52	5.59	20.79	17.85	11.72	42.11	17.1	15.2	16.3
		4	13.91	8.43	16.22	10.52	7.27	19.12	17.85	15.56	38.28	21.9	19.7	21.7
		5												
	3	1	25.67	1.81	11.07	20.94	1.60	14.37	40.30	3.15	28.23	4.7	4.3	4.4
		2	25.67	2.45	10.44	20.94	2.27	13.70	40.30	4.80	26.58	6.3	6.2	6.7
		3	25.67	3.40	9.49	20.94	3.26	12.71	40.30	7.10	24.28	8.8	8.8	9.9
		4	25.67	3.97	8.92	20.94	4.04	11.92	40.30	8.76	22.62	10.3	11.0	12.2
		5	25.67	4.81	8.07	20.94	4.81	11.16	40.30	10.46	20.92	12.5	13.0	14.6

表-3.15 貯留効果算定結果(3)

ポンプ能力 $10 \times 1 = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

運転方式	遮集量 Qs	質対策 容量 (mm)	BOD			COD			SS			貯留効果		
			処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	処理 (t/年)	貯留 (t/年)	放流 (t/年)	BOD %	COD %	SS %
一定 水位 運転	1	1	13.91	3.66	21.00	10.52	2.44	23.96	17.85	4.95	48.91	9.5	6.6	6.9
		2	13.91	6.34	18.31	10.52	4.59	21.80	17.85	9.64	44.22	16.5	12.4	13.4
		3												
		4												
		5												
	3	1	25.67	1.91	10.98	20.94	1.34	14.63	40.30	2.96	28.42	4.9	3.6	4.1
		2	25.67	3.33	9.55	20.94	2.68	13.28	40.30	5.85	25.53	8.6	7.3	8.2
		3	25.67	4.66	8.23	20.94	4.15	11.82	40.30	8.98	22.39	12.1	11.2	12.5
		4	25.67	5.94	6.94	20.94	5.68	10.29	40.30	12.13	19.25	15.4	15.4	16.9
		5												
放流開始 水位 放流停止 水位 運転	1	1	13.91	2.41	22.24	10.52	1.56	24.83	17.85	3.11	50.72	6.2	4.2	4.3
		2	13.91	3.87	20.78	10.52	2.58	23.81	17.85	5.35	48.49	10.0	7.0	7.5
		3	13.91	5.57	19.07	10.52	3.89	22.50	17.85	8.54	45.29	14.5	10.5	11.9
		4												
		5												
	3	1	25.67	1.32	11.56	20.94	0.88	15.09	40.30	2.16	29.22	3.4	2.4	3.0
		2	25.67	1.77	11.11	20.94	1.22	14.75	40.30	3.07	28.31	4.6	3.3	4.3
		3	25.67	2.71	10.18	20.94	2.09	13.88	40.30	5.07	26.31	7.0	5.7	7.1
		4	25.67	3.15	9.74	20.94	2.72	13.25	40.30	6.46	24.92	8.2	7.4	9.0
		5	25.67	4.33	8.56	20.94	3.84	12.13	40.30	8.82	22.56	11.2	10.4	12.3

ポンプ排水量60 m³/sの施設における、代表降雨毎のポンプ起動水深・運転方法と貯留負荷量の関係を表-3.16に示す。

運転方法②の場合、ポンプ起動水深を高くしても貯留負荷量が減少している降雨がみられる。また運転方法①では大きく貯留負荷量が増大しているのに対して運転方法②ではそれほど増大しない降雨も見られる。これは、運転方法②ではポンプ起動水深と停止水位が設定されているためポンプ排水量が運転方法①より多くなる運転が行われたためである。

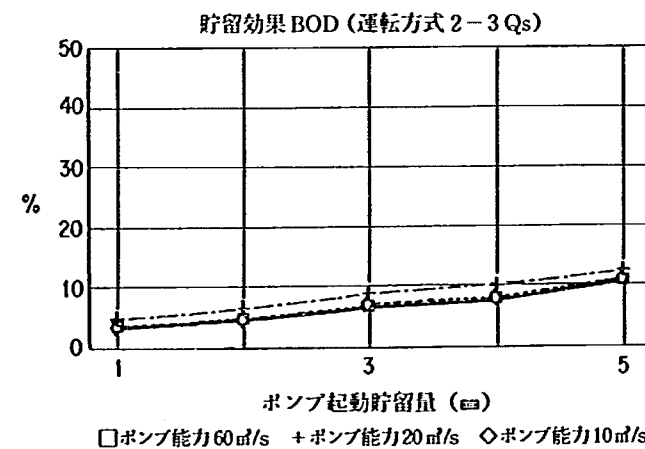
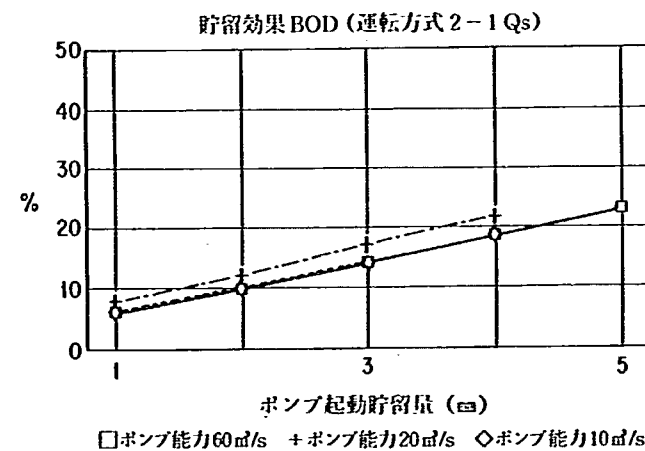
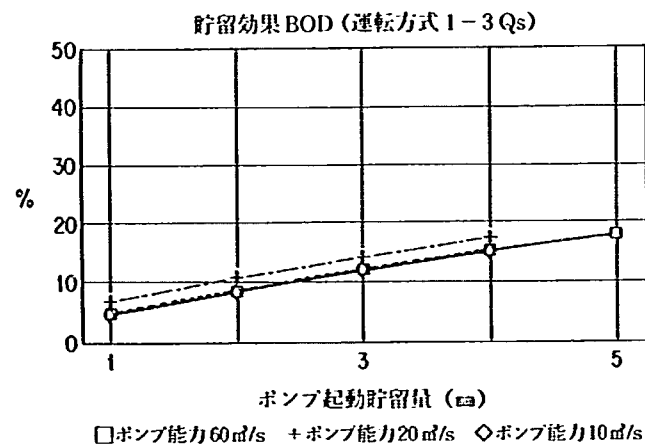
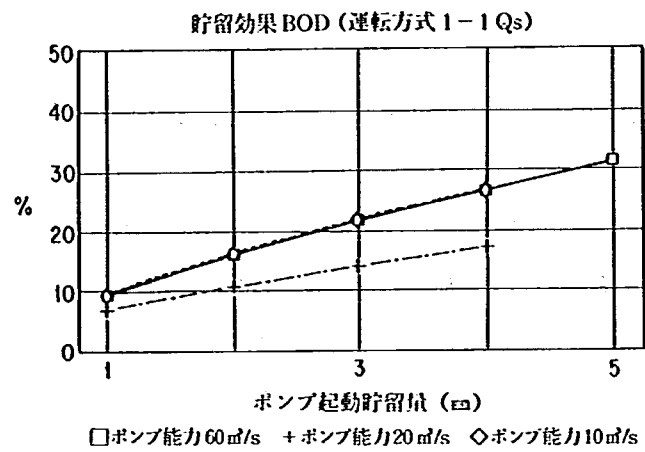


図- 3.10 施設形態別貯留効果

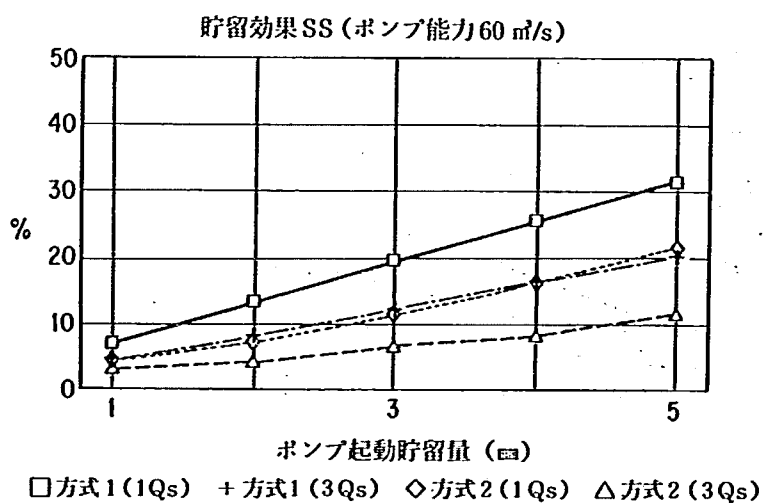
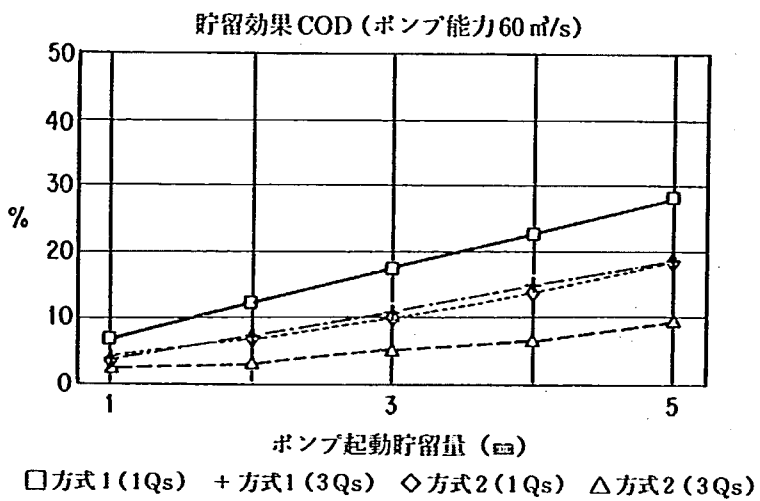
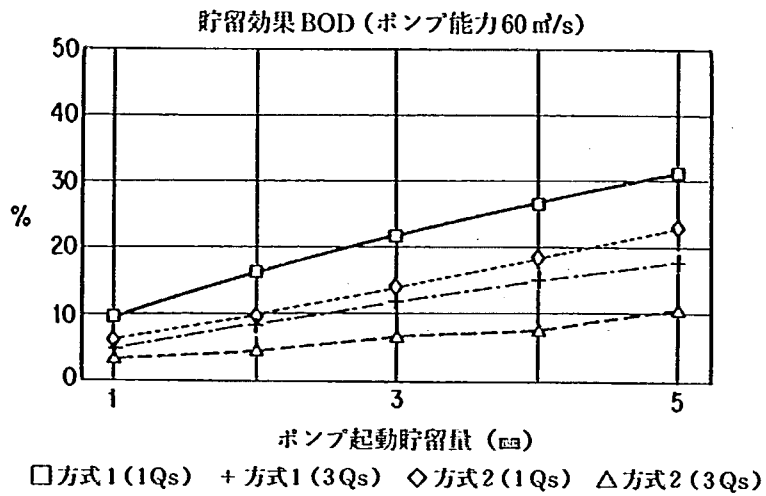


図- 3.11 運転方法別貯留効果(1)

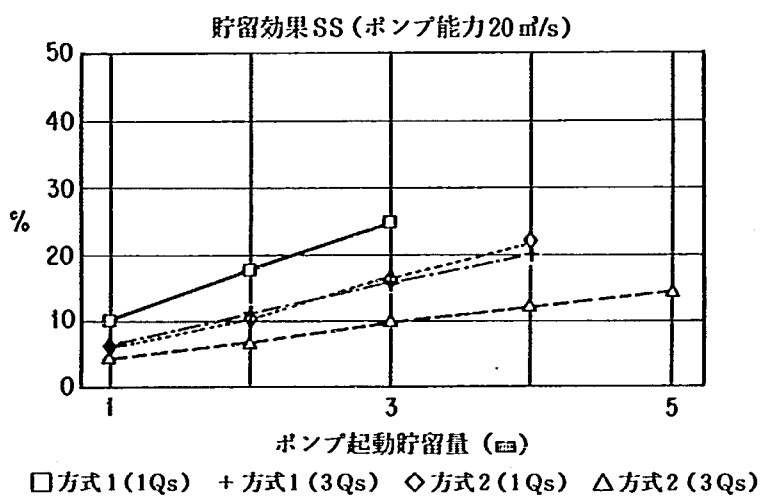
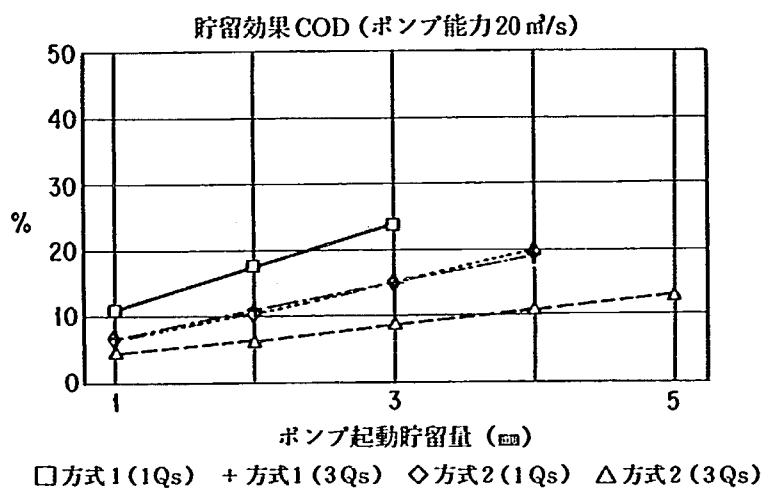
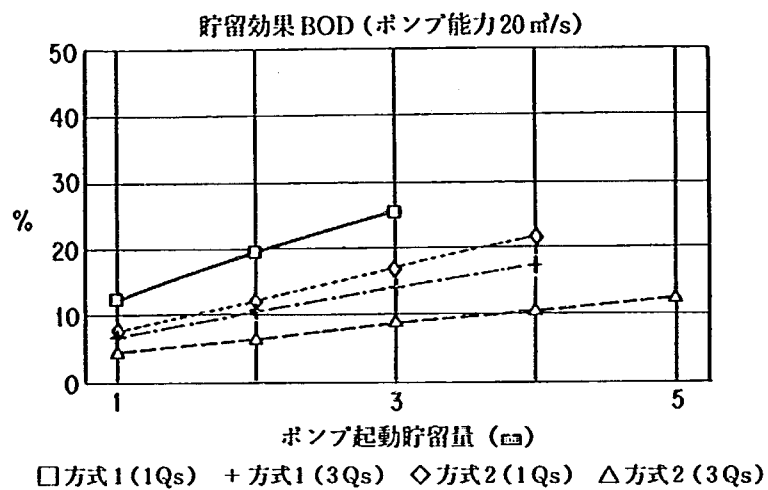


図-3.11 運転方法別貯留効果(2)

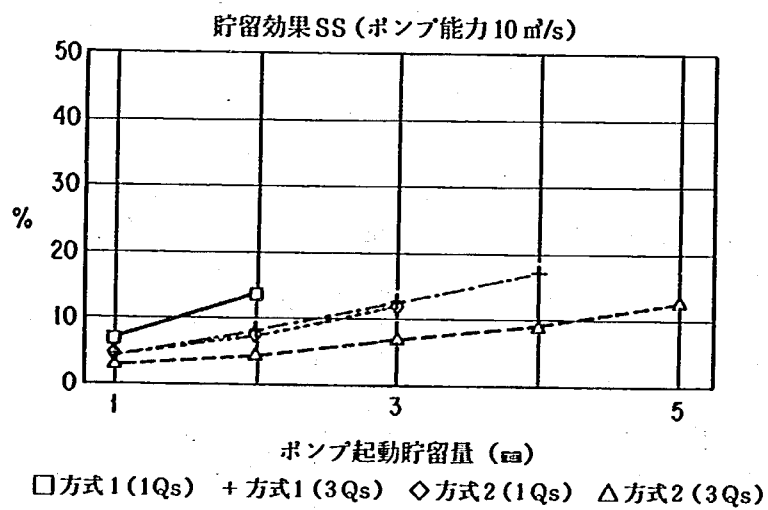
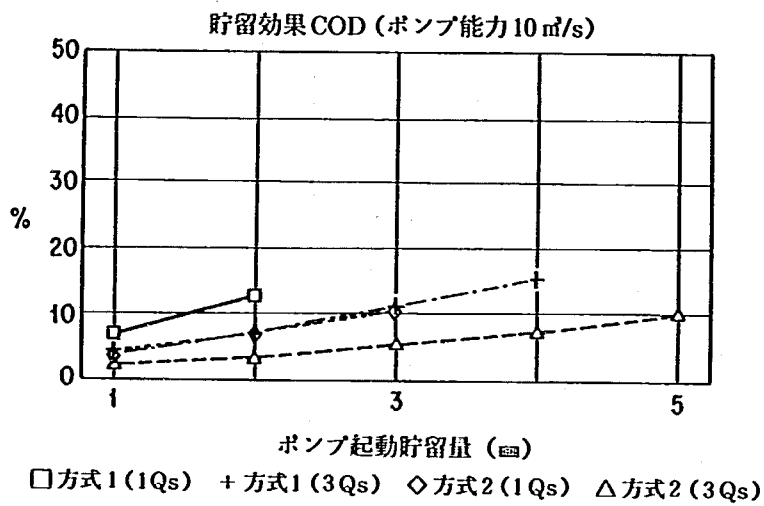
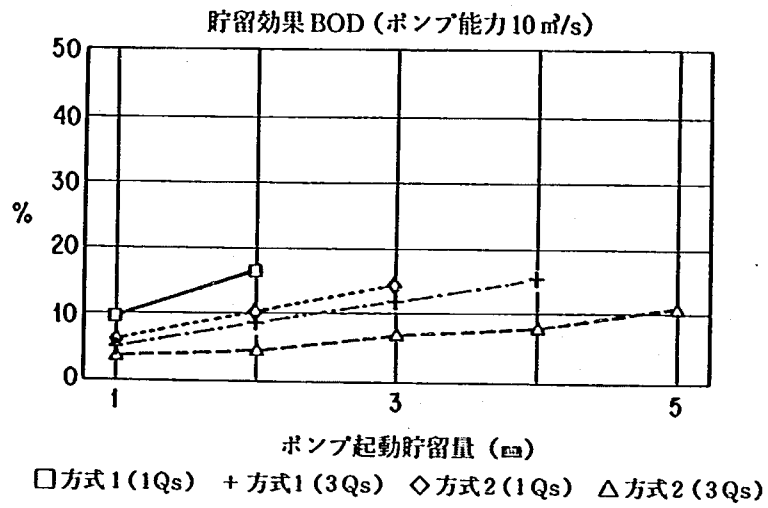


図-3.11 運転方法別貯留効果(3)

表- 3.16 降雨別貯留量 (SS)

代表 降雨	運転方法 1 (1Qs)				運転方法 1 (3Qs)				運転方法 2 (1Qs)				運転方法 2 (3Qs)			
	貯留負荷量(t/年)			容量 効果 (t/年)	貯留負荷量(t/年)			容量 効果 (t/年)	貯留負荷量(t/年)			容量 効果 (t/年)	貯留負荷量(t/年)			容量 効果 (t/年)
	容量 (1mm)	容量 (3mm)	容量 (5mm)		容量 (1mm)	容量 (3mm)	容量 (5mm)		容量 (1mm)	容量 (3mm)	容量 (5mm)		容量 (1mm)	容量 (3mm)	容量 (5mm)	
1	1.30	1.30	1.30	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	1.30	1.30	1.30	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000
2	0.31	0.32	0.32	0.011	0.10	0.10	0.10	0.000	0.24	0.32	0.32	0.077	0.10	0.10	0.10	0.000
3	0.91	1.50	1.50	0.587	0.53	0.53	0.53	0.000	0.51	1.50	1.50	0.990	0.53	0.53	0.53	0.000
4	0.04	0.59	1.24	1.204	0.04	0.44	0.83	0.791	0.01	0.36	0.98	0.962	0.01	0.26	0.78	0.768
5	0.49	1.21	1.21	0.722	0.29	0.29	0.29	0.000	0.13	1.21	1.21	1.086	0.29	0.29	0.29	0.000
6	0.20	0.76	0.76	0.564	0.15	0.15	0.15	0.000	0.15	0.76	0.76	0.608	0.15	0.15	0.15	0.000
7	0.11	0.68	0.87	0.757	0.20	0.42	0.42	0.222	0.02	0.05	0.87	0.855	0.11	0.42	0.42	0.306
8	0.09	0.94	1.76	1.668	0.15	0.75	0.75	0.594	0.03	0.12	1.76	1.732	0.04	0.75	0.75	0.711
9	0.04	0.44	1.12	1.087	0.04	0.47	1.05	1.002	0.02	0.06	0.66	0.648	0.01	0.07	0.75	0.746
10	0.08	0.95	1.82	1.745	0.11	0.89	1.18	1.073	0.01	0.44	1.71	1.706	0.01	0.61	1.18	1.178
11	0.01	0.13	0.45	0.436	0.01	0.15	0.41	0.403	0.01	0.01	0.24	0.235	0.01	0.02	0.21	0.206
12	0.52	1.34	1.34	0.827	0.38	0.38	0.38	0.000	0.20	1.34	1.34	1.146	0.38	0.38	0.38	0.000
13	0.09	0.45	1.06	0.972	0.11	0.68	1.01	0.897	0.02	0.25	0.17	0.150	0.04	0.08	1.01	0.961
14	0.03	0.26	0.68	0.654	0.03	0.31	0.73	0.693	0.01	0.06	0.08	0.069	0.02	0.02	0.32	0.302
15	0.07	0.36	1.07	0.997	0.06	0.48	1.28	1.211	0.06	0.07	0.08	0.030	0.02	0.05	0.06	0.043
16	0.03	0.08	0.23	0.204	0.03	0.09	0.26	0.233	0.01	0.01	0.02	0.008	0.01	0.01	0.02	0.008
17	0.18	0.87	1.58	1.398	0.24	0.54	0.54	0.307	0.07	0.07	1.50	1.438	0.20	0.54	0.54	0.346
18	0.07	0.35	0.85	0.786	0.08	0.53	1.00	0.923	0.06	0.03	0.10	0.042	0.04	0.08	0.04	-0.005
19	0.04	0.30	0.84	0.804	0.04	0.38	0.92	0.881	0.04	0.08	0.01	-0.021	0.02	0.04	0.07	0.055
20	0.05	0.19	0.39	0.345	0.06	0.21	0.47	0.407	0.02	0.03	0.02	0.002	0.04	0.21	0.23	0.185
21	0.03	0.08	0.18	0.150	0.02	0.07	0.20	0.186	0.03	0.01	0.02	-0.003	0.01	0.01	0.03	0.020
22	0.05	0.25	0.67	0.628	0.05	0.32	0.76	0.708	0.02	0.02	0.08	0.062	0.04	0.01	0.04	0.003
23	0.06	0.20	0.36	0.303	0.07	0.21	0.43	0.360	0.03	0.05	0.30	0.268	0.01	0.19	0.22	0.213
24	0.09	0.27	0.51	0.421	0.10	0.28	0.59	0.500	0.03	0.04	0.46	0.434	0.03	0.02	0.21	0.175
25	0.03	0.14	0.28	0.259	0.03	0.16	0.31	0.278	0.01	0.03	0.10	0.083	0.02	0.01	0.01	-0.004
合計	4.89	13.98	22.42	17.529	2.91	8.83	14.58	11.670	3.02	8.22	15.62	12.604	2.12	4.85	8.33	6.215
貯留増加量		9.09	17.53			5.92	11.67			5.20	12.60			2.73	6.22	

貯留効果 = (ポンプ起動水位 5 mm 時貯留負荷) - (ポンプ起動水位 1 mm 時貯留負荷)

3.2 降雨の不確実性への対応

貯留を治水機能として組み込む場合、全量ポンプ排水とする形式に比較して危険側であるという議論がある。これは、全量ポンプ排水の場合には、設定したピーク流量までは確実に排水できるのに対し、貯留の場合は流出ボリュームが安全度に関与してくるためである。すなわち、貯留容量を決定する際の計画ハイドログラフの設定において、ピーク流量のみならず波形のとりかたによっては、貯留型の方が危険側になるというものである。

貯留施設の容量決定に対しては、従来、継続時間・降雨量関係から中央集中型あるいは後方集中型のハイドログラフを作成し、計画降雨波形としているが、これはピーク流量の確率評価には意味があるものの、容量決定に際して用いる場合にはまったく理論的根拠はない。

一方、全量ポンプ排水形式の場合、計画ピーク流量を越える流出があった場合（すなわち、計画超過洪水）、浸水する可能性が非常に高いが、貯留機能を有している場合は、流出ボリュームが計画容量内であれば、浸水は生じないことになる。

以上のような視点より、本調査では、既往の降雨記録より、ピーク降雨強度と降雨波形の分析を行い、ポンプ排水型と貯留型の治水安全度の考え方について整理し、計画ハイドログラフあるいは、計画ハイドログラフの設定方法について検討を行う。

図－3.12 に検討手順を示す。

3.2.1 検討対象地点の設定

検討対象地点は、豪雨時の降雨ハイドログラフの得られた〇市を対象とし、その排水区特性は下記のように設定した。

排水面積：1000 ha

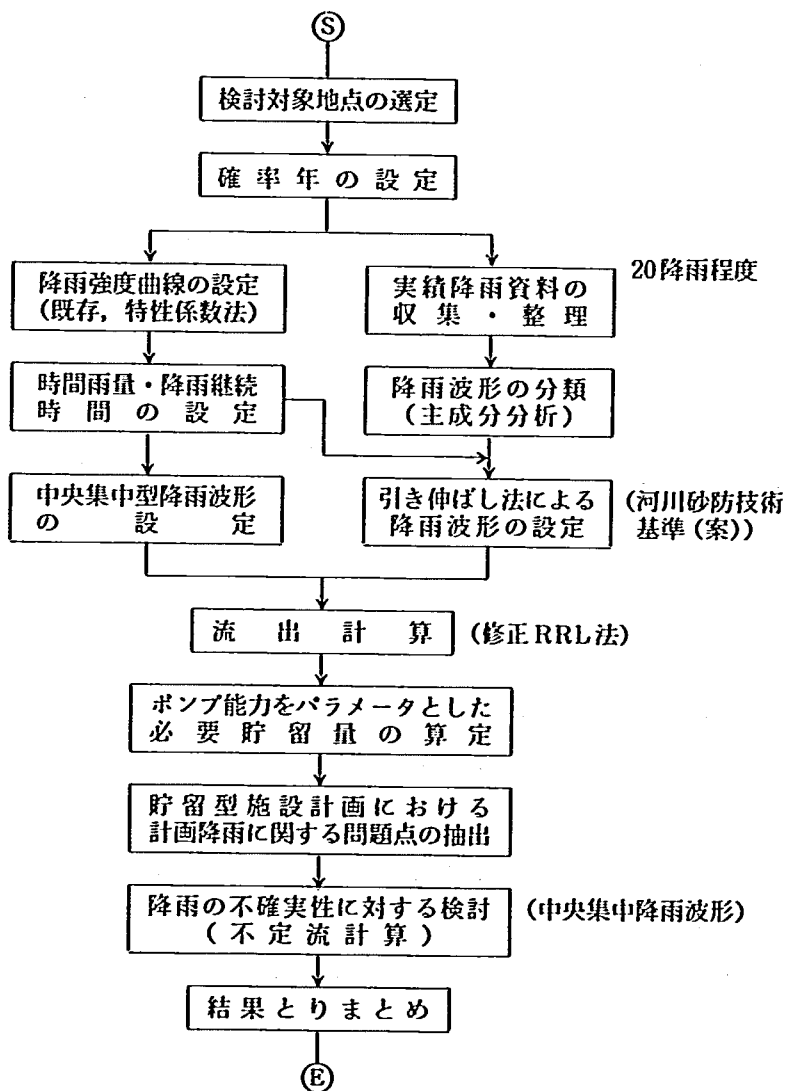
不浸透面積率：0.7

3.2.2 降雨資料の収集整理

(1) 確率年の設定

〇市H地区における確率年

別降雨強度式は、表－3.17、



図－3.12 降雨の不確実性への対応検討手順

図-3.13に示す通りである。これらのうち、本検討では、10年確率降雨強度式を検討対象とする。
 なお、10年確率降雨強度式の1時間降雨強度 $I = 58 \text{ mm/hr}$ である。

表-3.17 降雨強度式

確率年	5 年	10 年	30 年	50 年	100 年
短時間 I (mm/hr)	$\frac{4431.46}{t^{1+31.9}}$	$\frac{5318.02}{t^{1+31.4}}$	$\frac{7201.98}{t^{1+33.1}}$	$\frac{7928.55}{t^{1+32.6}}$	$\frac{8994.10}{t^{1+33.1}}$
長時間 I (mm/hr)	$\frac{782.31}{t^{2/3+0.90}}$	$\frac{951.91}{t^{2/3+1.03}}$	$\frac{1226.39}{t^{2/3+1.04}}$	$\frac{1423.80}{t^{2/3+1.30}}$	$\frac{1680.20}{t^{2/3+2.07}}$

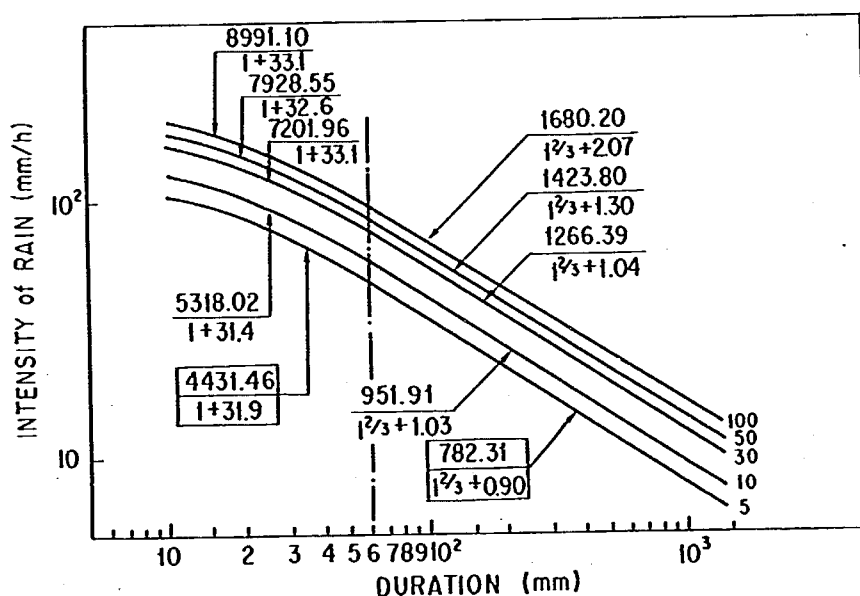


図-3.13 降雨強度式

(2) 実績降雨データの収集

O市における昭和27年から昭和56年までの降雨のうち、時間最大降雨量が 20 mm/hr の主要な大降雨についてのハイトグラフ23降雨を収集した。また若干、地域特性は異なるが、K市における豪雨データについても4降雨収集した。表-3.18に収集した各降雨の特性値を示し、図-3.14に各降雨特性値間の散布図を示している。これによれば、明確に分類できる指標はなく、今回収集した降雨データは、各々独自の性格を有している降雨であると言える。したがって、検討対象実績降雨は、27降雨全てを対象とする。図-3.15に実績降雨ハイトグラフを示す。

表-3.18 検討対象降雨諸元

No.	年月日	10分強度 (mm/hr)	60分強度 (mm/hr)	R60/R10 (-)	総降雨量 (mm)	降雨継続 時間(hr)	ヒート位置 (-)
1	27.7.10	60.0	35.5	0.592	179.9	22.33	0.642
2	28.9.25	36.6	33.2	0.907	150.2	18.00	0.722
3	29.6.29	66.0	39.8	0.605	136.1	16.83	0.386
4	32.6.26	102.0	59.0	0.578	281.6	17.83	0.514
5	34.7.14	54.0	32.7	0.606	150.1	20.83	0.448
6	34.11.2	90.0	39.1	0.434	123.6	10.50	0.730
7	37.6.13	63.6	43.4	0.682	73.8	9.67	0.414
8	41.7.1	43.2	32.3	0.748	115.6	10.50	0.778
9	41.7.8	69.6	44.4	0.638	125.6	15.67	0.170
10	41.9.18	87.0	56.3	0.647	112.6	11.67	0.643
11	42.6.28	90.0	48.2	0.536	71.8	13.67	0.878
12	44.6.25	36.0	26.0	0.722	118.7	12.33	0.770
13	47.7.12	48.0	22.4	0.467	180.3	22.17	0.226
14	47.9.16	52.2	39.0	0.747	110.1	13.67	0.756
15	54.6.28	48.0	25.0	0.521	130.7	19.00	0.263
16	54.5.8	44.0	33.0	0.750	45.6	4.00	0.583
17	55.8.31	75.0	26.5	0.353	37.3	4.17	0.960
18	40.9.17	87.4	49.8	0.570	123.1	6.50	0.487
19	46.8.31	61.4	24.7	0.403	36.1	3.83	0.435
20	49.7.8	77.5	42.0	0.541	83.0	7.33	0.205
21	54.7.27	98.0	37.5	0.383	37.8	2.17	0.231
22	55.9.10	92.6	39.0	0.422	48.4	4.83	0.103
23	56.10.22	56.0	44.9	0.801	182.7	15.67	0.787
24	41.9.3	93.0	56.0	0.602	56.5	1.17	0.714
25	47.9.12	102.0	54.5	0.534	61.5	3.50	0.190
26	52.8.19	108.0	60.0	0.556	71.5	3.67	0.318
27	60.7.14	204.0	94.0	0.461	101.0	1.67	0.200

注) No.1~No.23: O市, No.24~No.27: K市

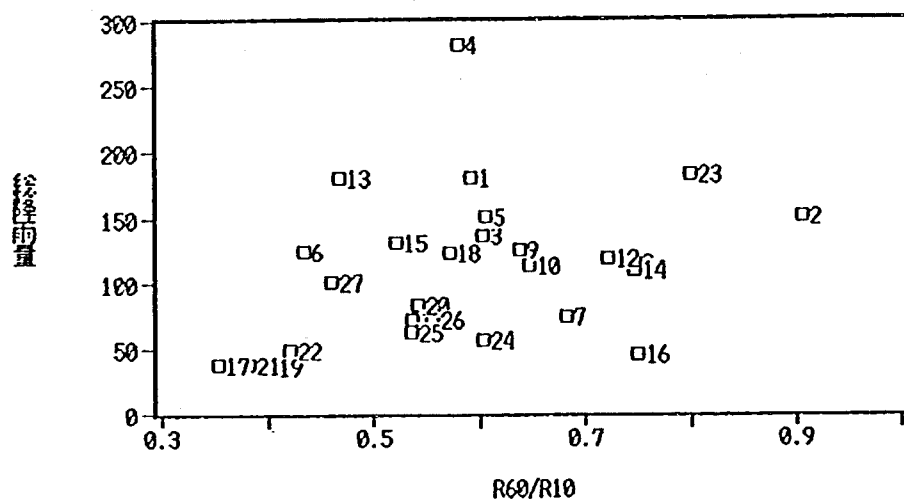
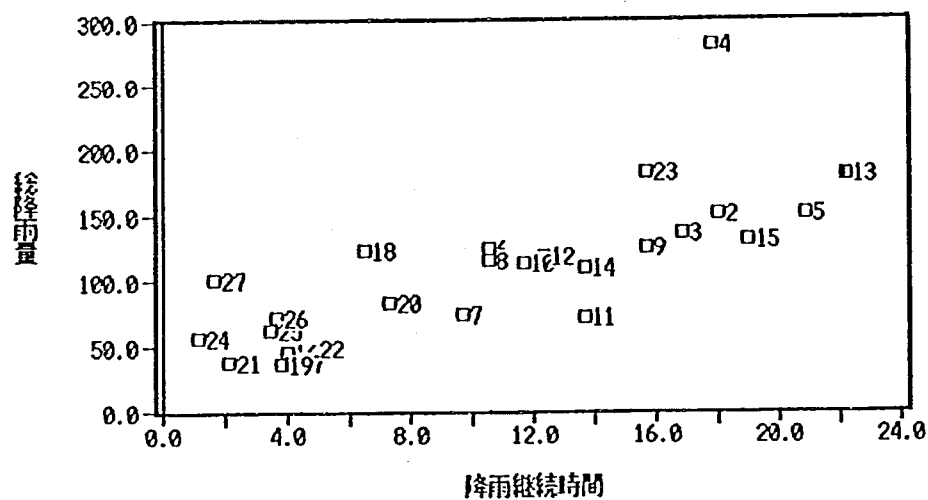
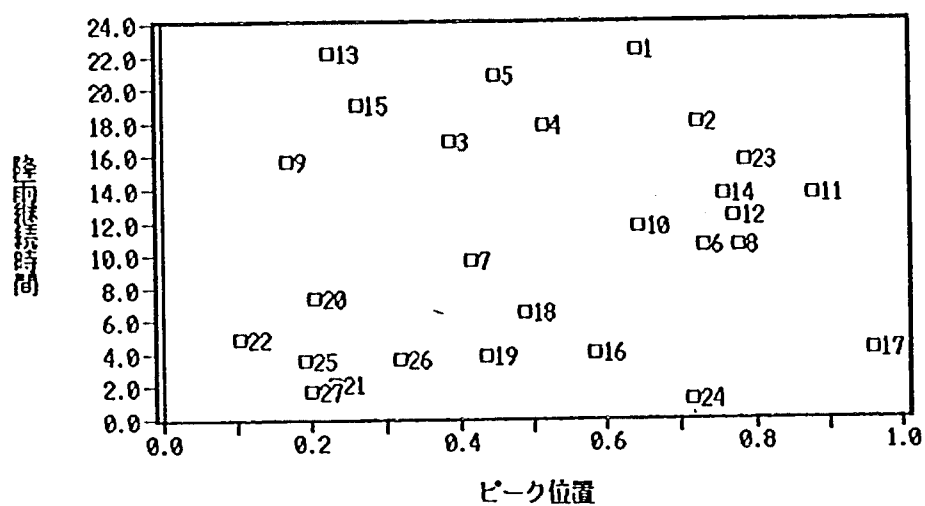


図- 3.14 降雨特性値間の相関(1)

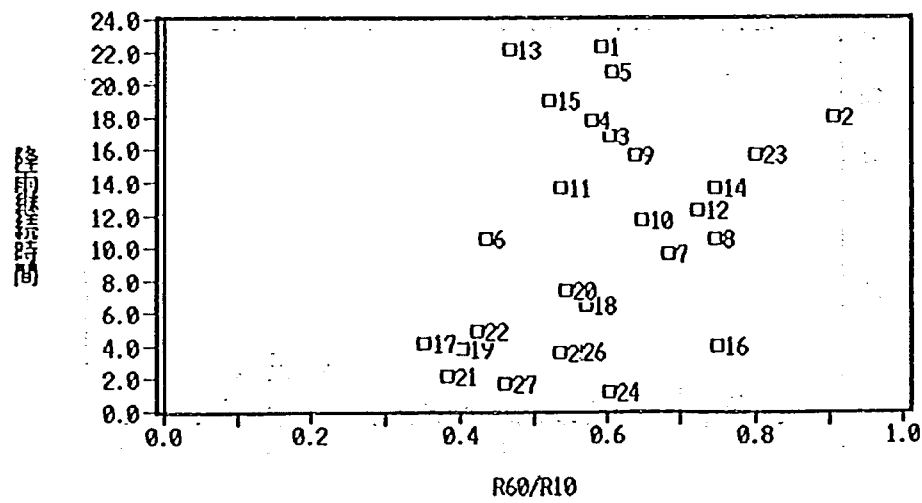
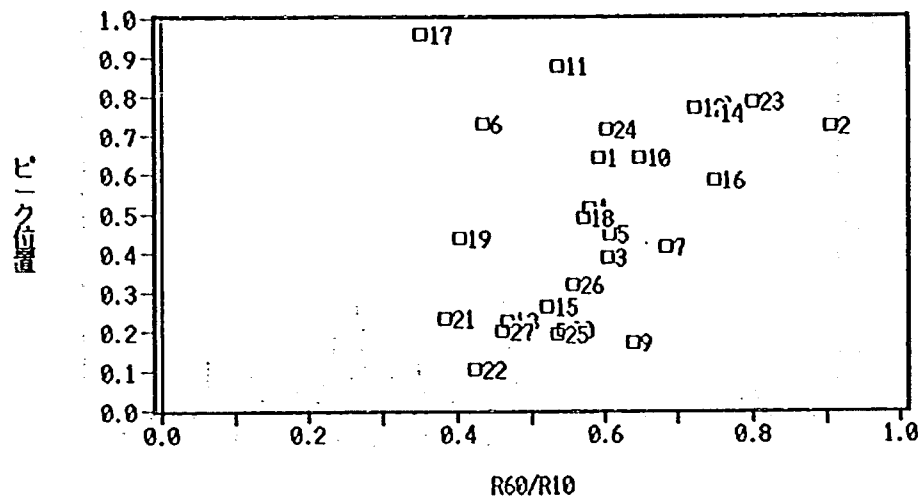
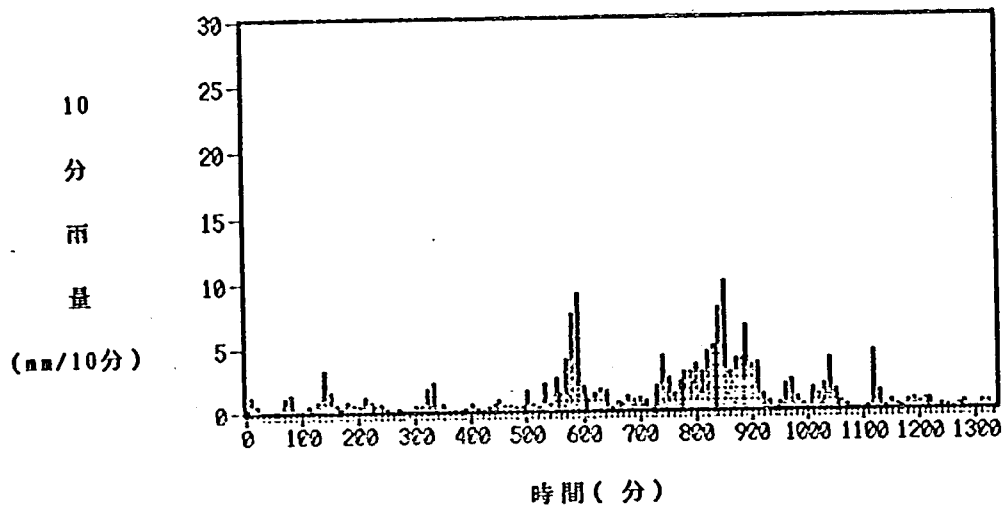
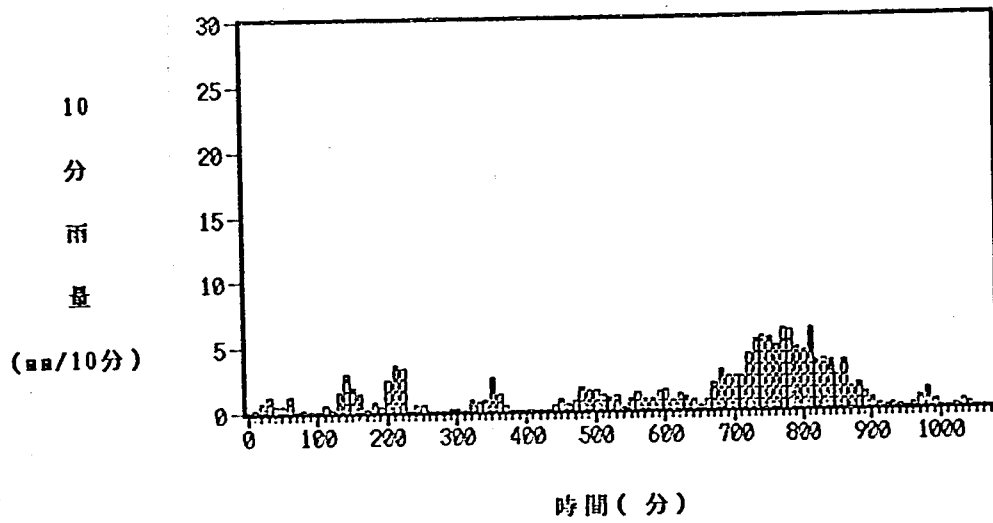


図-3.14 降雨特性値間の相関(2)

1



2



3

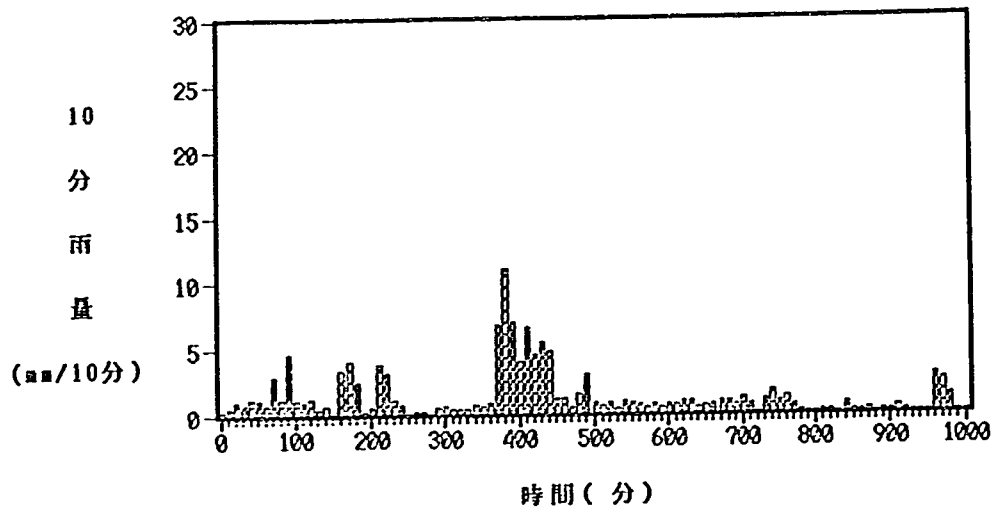
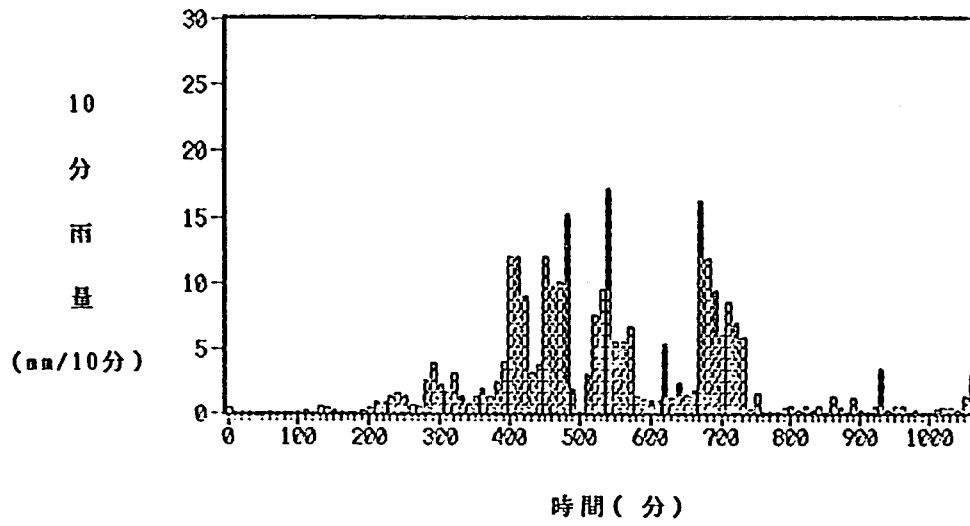
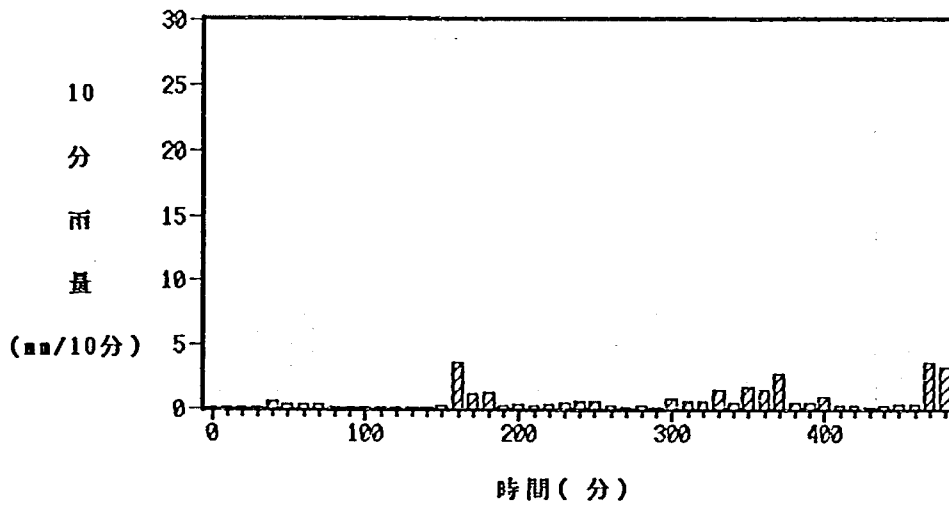


図-3.15 実績降雨ハイトグラフ(1)

4



5



6

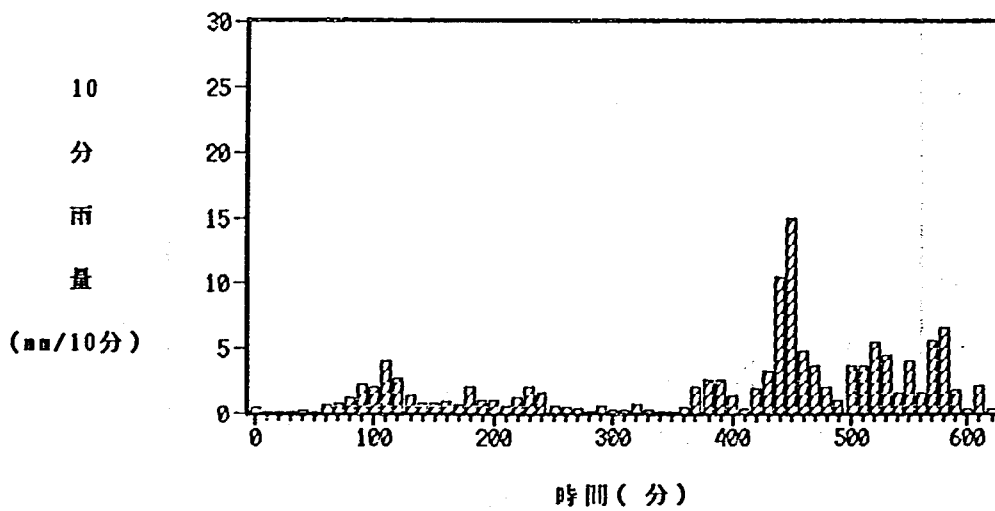
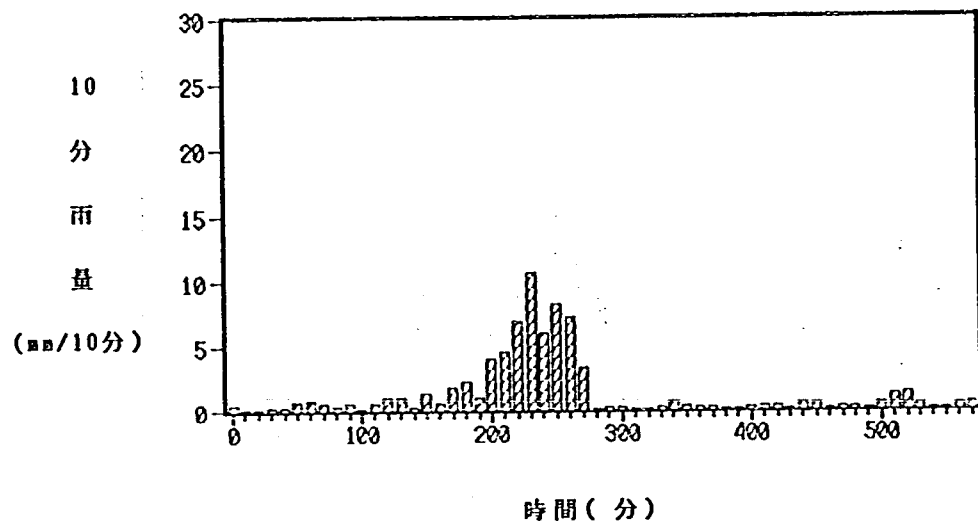
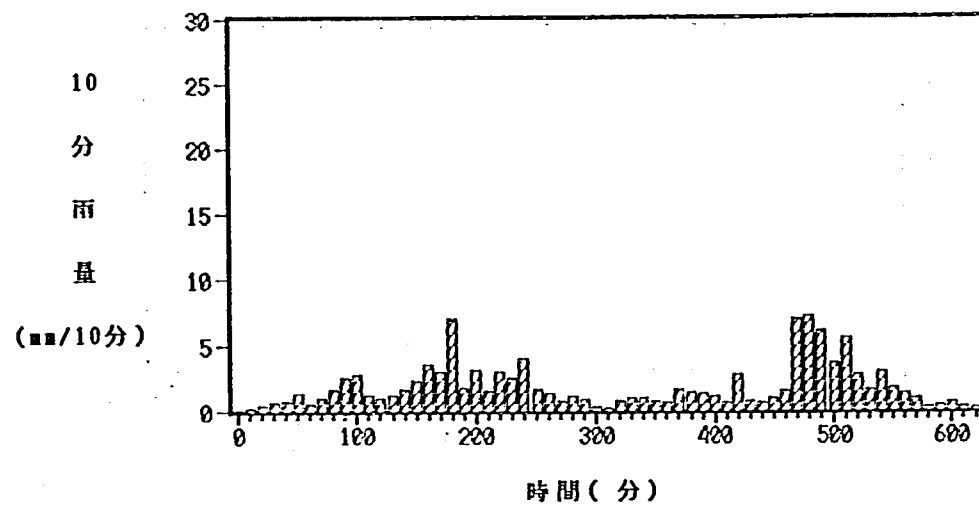


図-3.15 実績降雨ハイトグラフ (2)

7



8



9

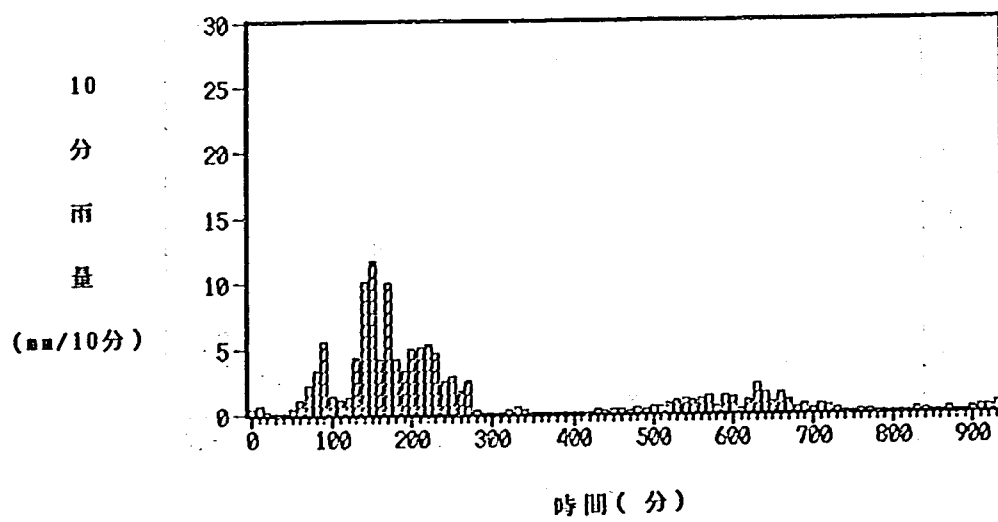
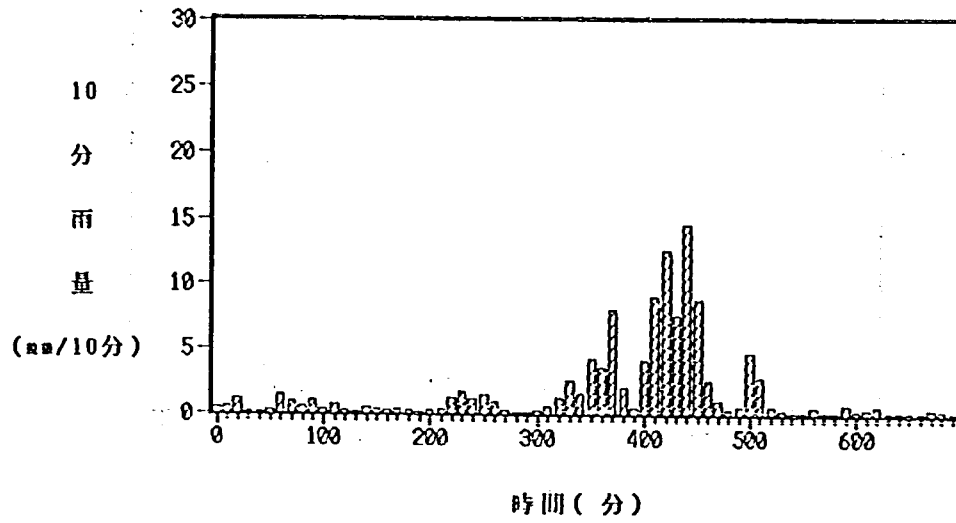
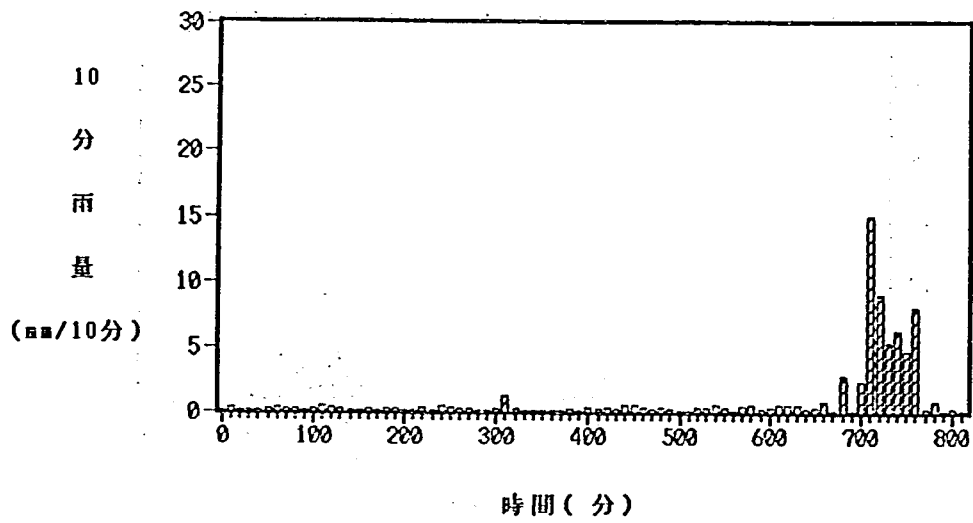


図-3.15 実績降雨ハイエトグラフ(3)

10



11



12

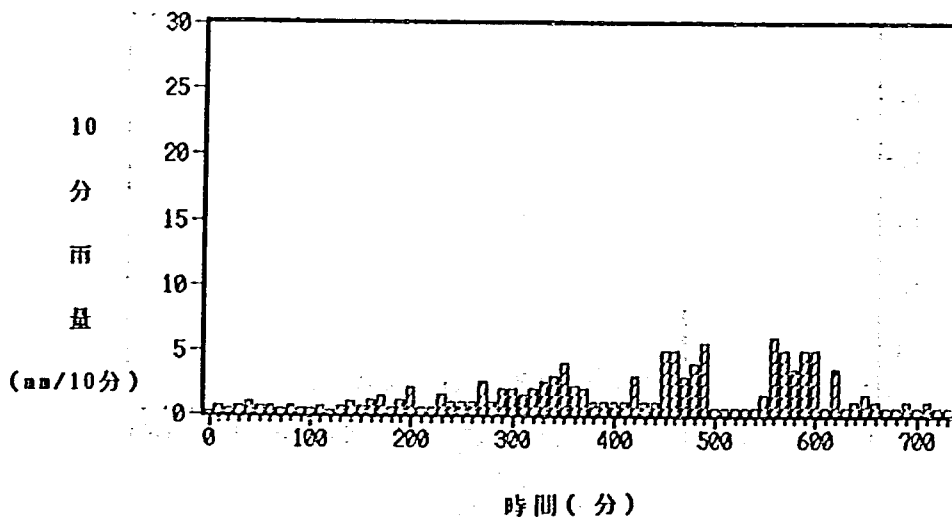
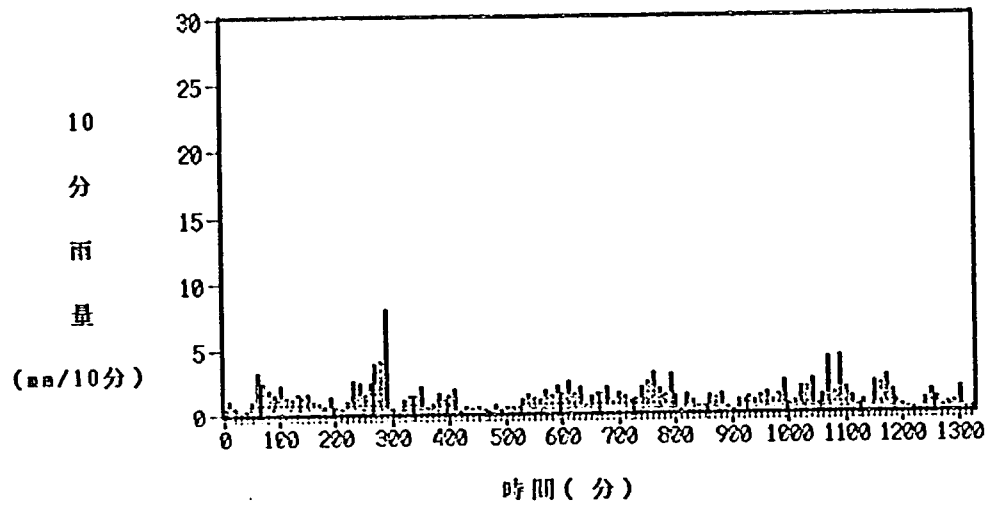
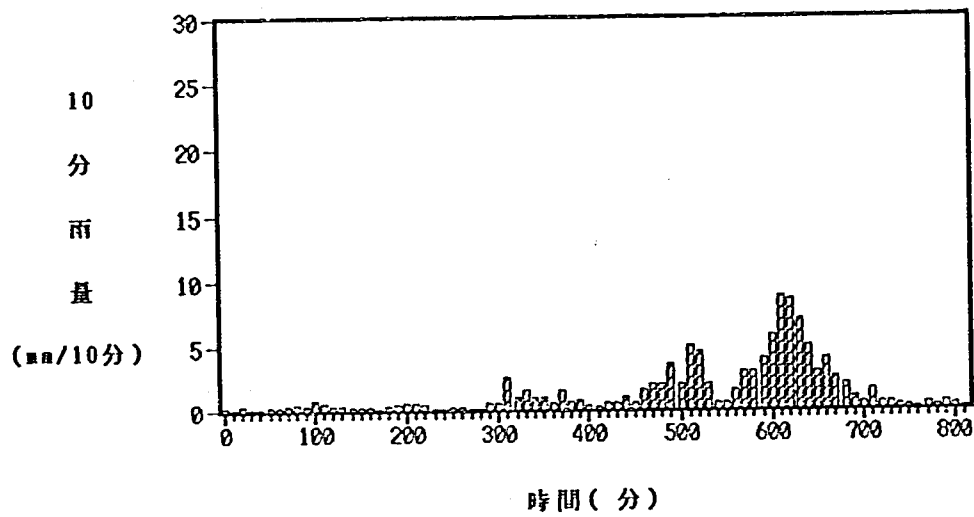


図-3.15 実績降雨ハイエトグラフ(4)

13



14



15

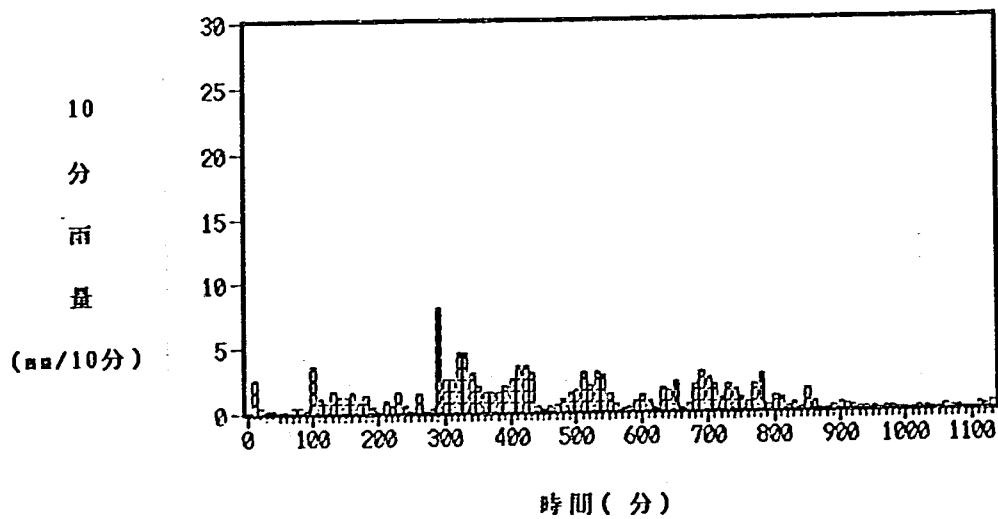
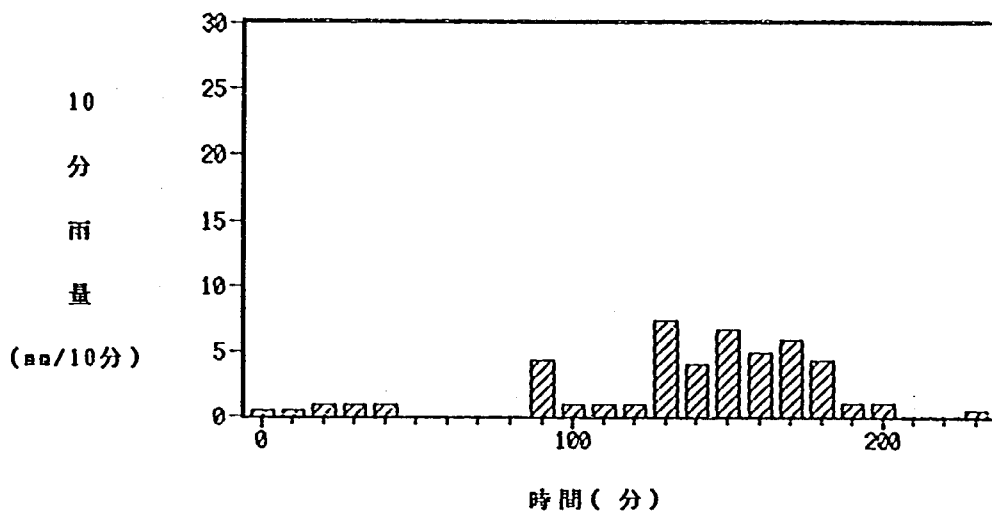
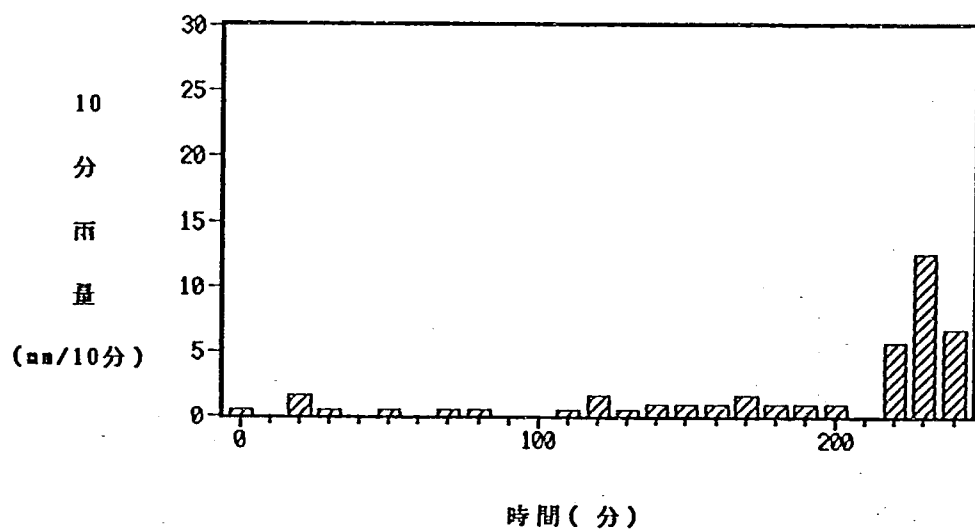


図-3.15 実績降雨ハイエトグラフ(5)

16



17



18

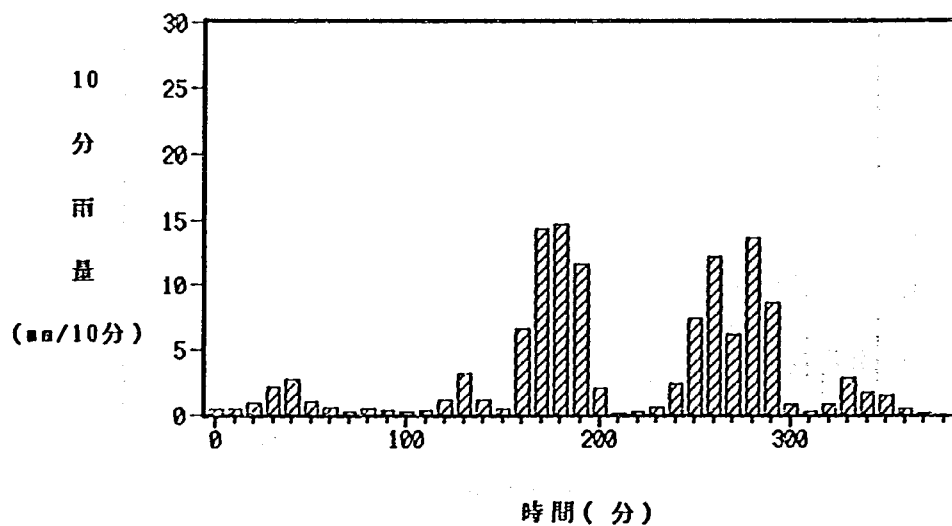
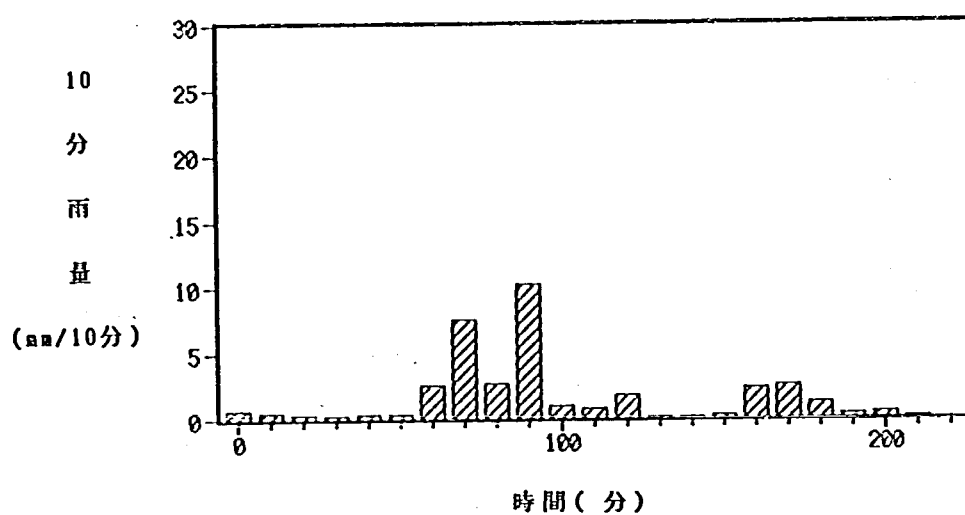
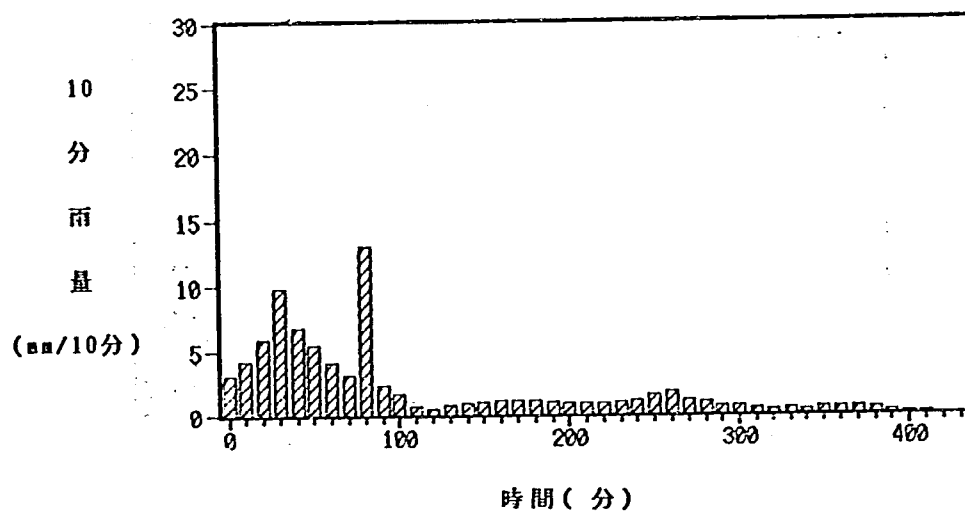


図-3.15 実績降雨ハイトグラフ(6)

19



20



21

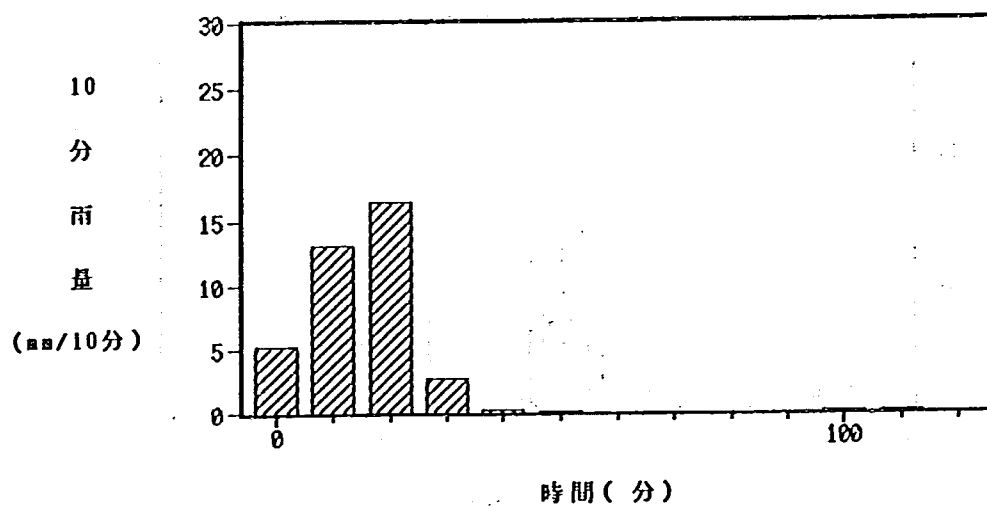
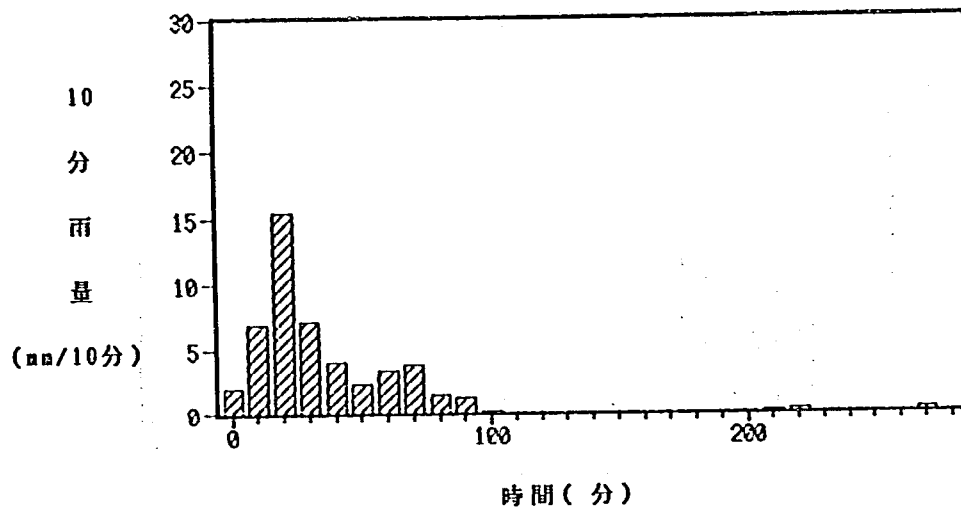
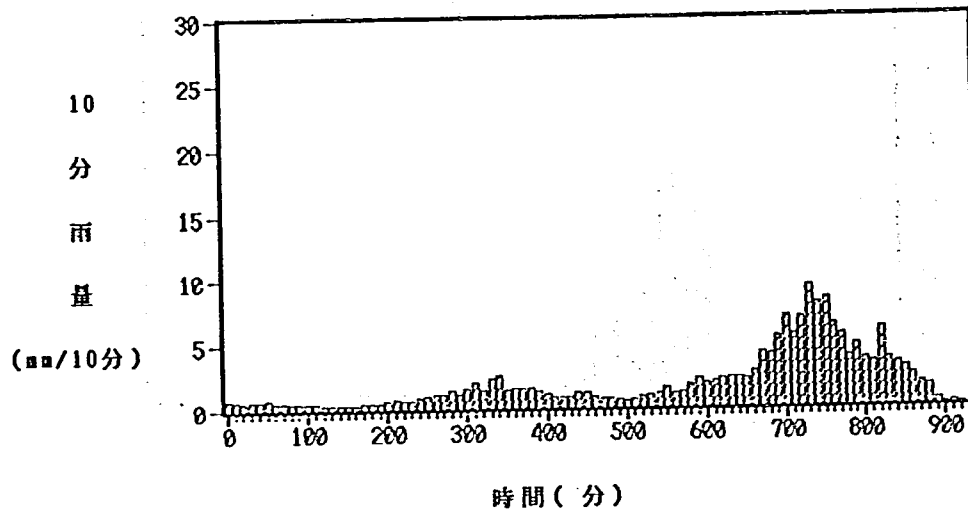


図-3.15 実績降雨ハイトグラフ(7)

22



23



24

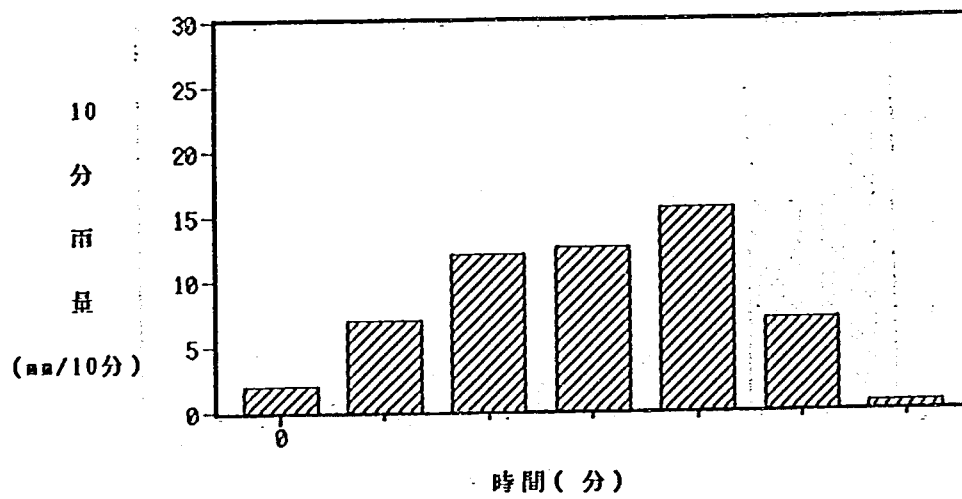
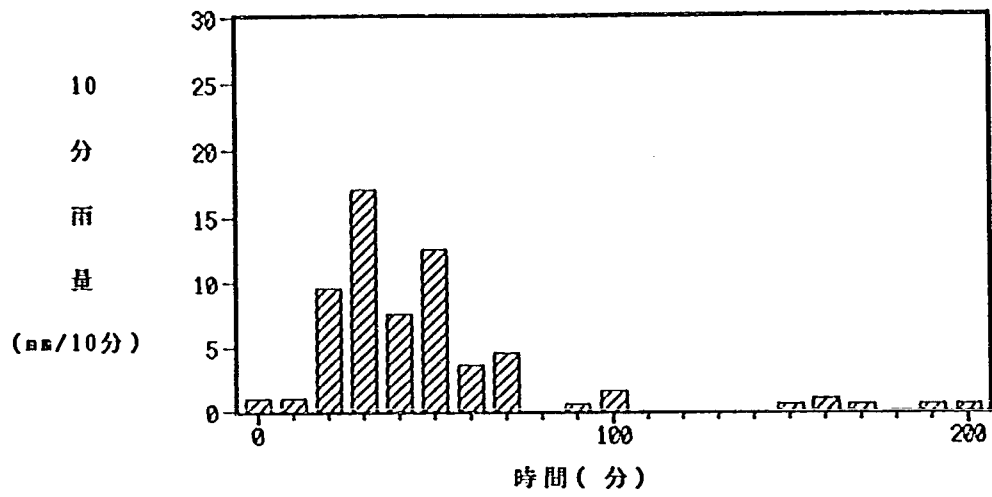
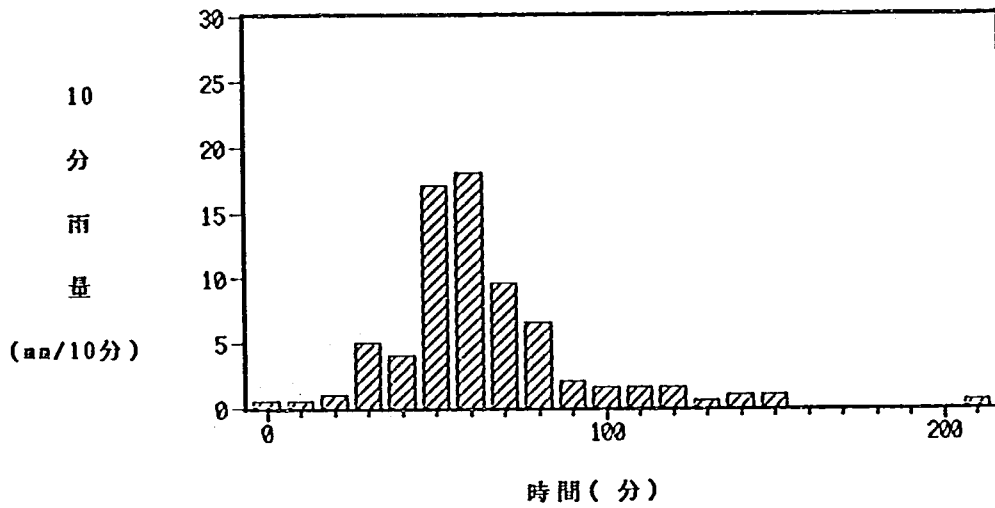


図-3.15 実績降雨ハイエトグラフ(8)

25



26



27

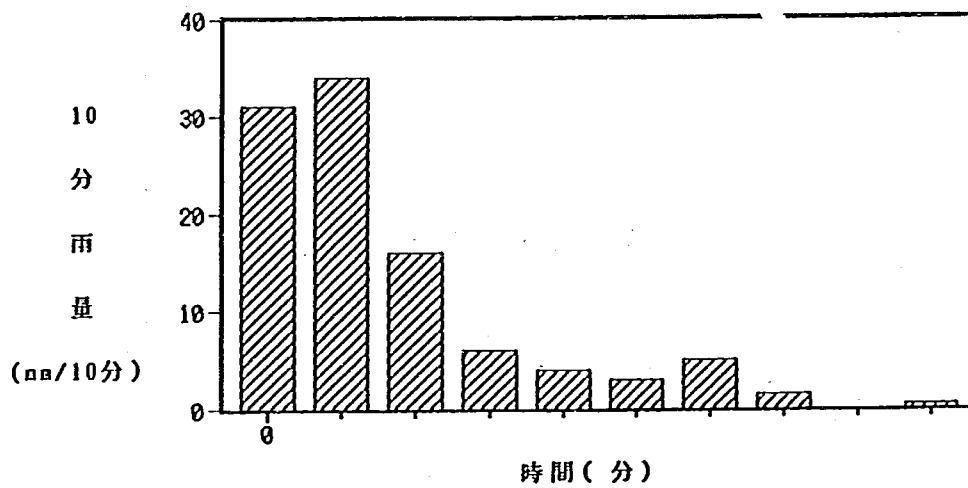


図-3.15 実績降雨ハイトグラフ (9)

(3) 検討対象ハイエトグラフの作成

本検討では、下水道計画において通常行われている、①降雨強度曲線から中央集中型ハイエトグラフを作成して必要貯留量を求める方法（以下、下水道方式と言う）と、②実績降雨波形をもとにした必要貯留量を求める方法（以下、河川方式と言う）を比較し、貯留施設計画における計画降雨のあり方について検討する。ここでは、各方式に対する降雨の設定方法について述べる。

① 中央集中型降雨波形

中央集中型降雨波形は、下水道雨水調節池で行われている下図の方法によって作成する。図-3.17に、作成した中央集中型降雨波形を示す。

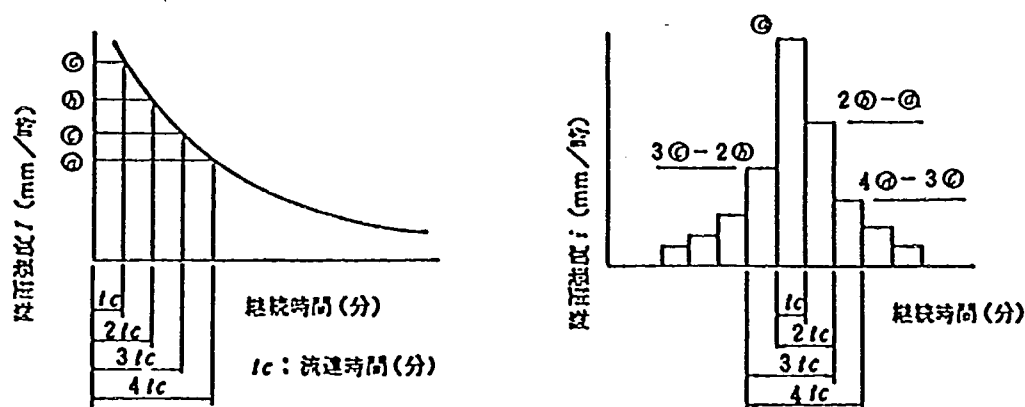


図-3.16 中央集中型降雨波形の作成方法

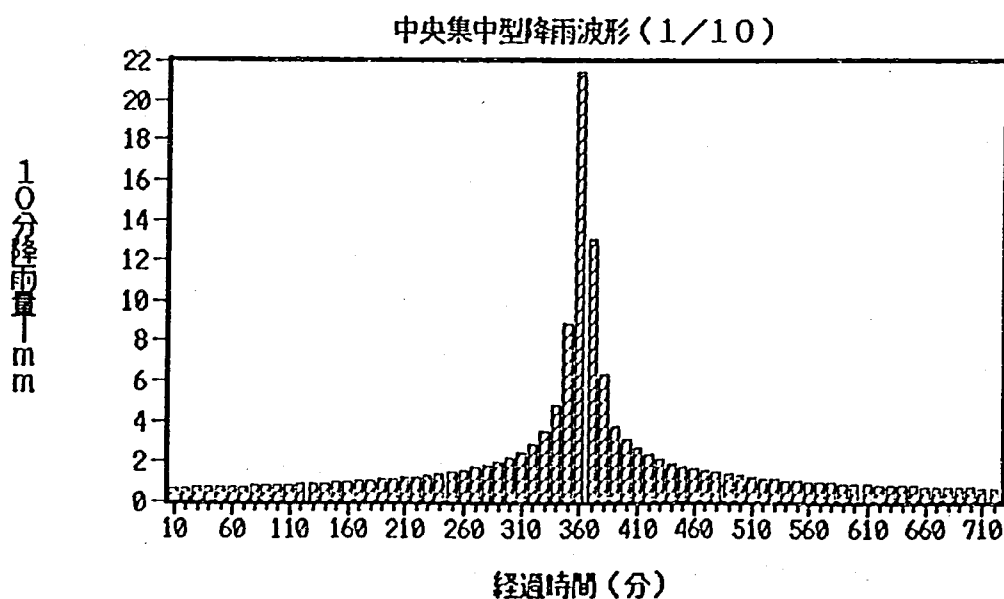
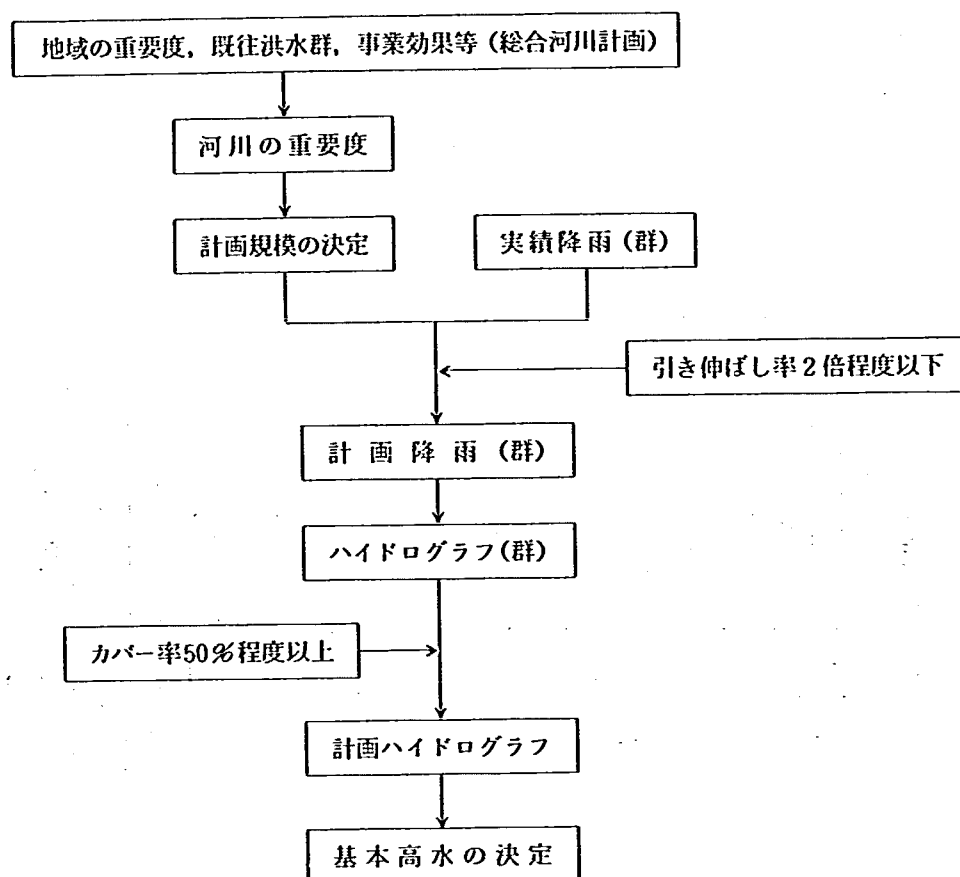


図-3.17 中央集中型降雨波形 (1/10)

② 実績降雨引き伸ばし方式

実績降雨引き伸ばし方式としては、「河川砂防技術基準(案)」の方法による（図-3.18）。この方法において、時間最大降雨量によって、計画規模を整合させることとし、引き伸ばし率が

2倍以上となる降雨についても含めることとする。



図－3.18 河川における基本高水の決定法（河川砂防技術基準（案））

3.2.3 流出計算および必要貯留量の算定

ここでは、前節において設定した計画ハイドログラフと実績降雨波形に基づく同一の一時間降雨強度を有するハイドログラフに対して、まず、流出計算を行い、ポンプ排水量をパラメーターとした必要貯留量を求める。この結果から下水道方式と河川方式における必要貯留容量の比較を行って、貯留施設に対する計画ハイドログラフのあり方について考察を加える。

(1) 流出解析モデル

本調査では、都市域の流出解析において実績の豊富な修正RRL法を用いる。このモデルにおいては、各種のモデル定数が必要となるが、これについては、多くの適用実績を背景として、表－3.19のような総合化が図られている（大都市下水道事業の雨水整備に関する検討報告書その2（計画編））。本調査における、流出モデルの係数は、同表によるものとする。

(2) 必要貯留量の算定

表－3.20は、収集された実績降雨ハイドログラフ（最大一時間雨量一定）に対する必要貯留量をポンプ能力別に示したものである。また、表－3.21は、その必要貯留量を大きい順にならべ替えたものである。表－3.21に示されている超過確率は、下式で表わされるものであり、下水道方式によ

表- 3.19 修正 RRL 法の総合化一覧

項 目		記 号	単 位	総 合 化 関 数								
有効降雨モデル	不 浸 透 面 積 率	I mp	—	I mp = (C - 0.2) / 0.7 C : 合理式のピーク流出係数								
	不浸透域凹地貯留域の割合	A i	%	60								
	不 浸 透 域 凹 地 貯 留 高	D i	m	2								
	浸透域凹地貯留域の割合	A p	%	80								
	浸 透 域 凹 地 貯 留 高	D p	m	6								
	浸 透 域 浸 透 能	F c	m/hr	10								
等到達時間域面積	最 大 到 達 時 間	T t	min	T t = 0.0439 ・ L ^{0.197} T t = 2.58 ・ A ^{0.420} L : 主線長 (m) A : 流域面積 (ha)								
	等 到 達 時 間 域 面 積	—	—	X	0	10	20	30	40	50	60	
				Y	0	9	18	32	46	60	72	
				X	70	80	90	100				
				Y	82	89	95	100				
	X = 累加到達時間 (%) Y = 同時間域面積 (%)											
流 域 面 積	A	ha	計 測									
S Q カーブ	Q = 30 m/hr 時貯留量	S 30	m	S 30 = 0.171 ・ T t + 0.90								
	S = K ・ Q ^p	p	—	0.7								
		K	—	K = S 30 / 30 ^{0.7}								
最終的に必要なデータ		・ 流域面積 A ・ 合理式のピーク流出係数 C (用途 or 工種別面積率) (・ 主線長 L)										

って算定された貯留量を越える確率である。

$$\text{超過確率} = \frac{\text{下水道方式による貯留量を上回る降雨数}}{\text{対象降雨数 (27)}}$$

この結果によれば、ポンプ排水能力が小さいほど超過確率は大きくなっており、実際の降雨波形に対しては、より危険側であることが理解される。一方、ピーク流量に対する超過確率は小さく、100 m/s のポンプ施設 + 134 千 m の貯留容量を確保した場合の超過確率にはほぼ一致する（すなわち、危険度がほぼ同じと考えられる）。

以上のことより、ピーク降雨量に加えてボリュームという不確定要素が入り込むことにより、貯留型施設の方が危険性を有しているといえることができる。経済性といった視点からも、地下に広大な空間を確保する貯留型施設よりも、比較的安価なポンプ施設を増強する方が経済的であると考えられることができるが、ポンプ排水型施設の場合は、不測の事態によってポンプが停止した場合には、非常に抵抗力は小さく、水文学的な確率評価だけではなく、ポンプ施設の停止確率等を考慮した総合的なリスクアナリシスが必要である。

表-3.20 降雨別ピーク流量および必要貯留量計算結果

		ピーク 流量(m ³ /s)	ポンプ能力別必要貯留量(単位: 1000m ³)									
			QP=10	QP=20	QP=30	QP=40	QP=50	QP=60	QP=70	QP=80	QP=90	QP=100
計画降雨		165.80	766.39	555.94	455.30	384.65	326.74	278.74	235.02	193.02	160.44	130.44
実績 降雨 番号	1	157.30	1855.08	1379.37	1040.62	781.18	554.55	443.44	362.21	292.84	229.62	175.62
	2	150.70	1707.87	1209.41	976.17	837.88	711.10	595.63	491.58	397.26	312.19	235.38
	3	140.20	1115.92	719.08	507.19	423.39	354.00	296.60	242.60	192.76	144.76	104.58
	4	152.30	2006.44	1693.29	1439.33	1212.45	993.97	777.97	567.58	387.62	280.54	178.54
	5	164.50	1688.01	1135.38	733.27	503.43	404.72	319.57	241.57	175.91	141.29	111.60
	6	170.50	1255.94	928.91	760.06	634.91	519.33	410.86	308.86	210.65	159.71	126.06
	7	150.00	604.78	503.69	430.15	368.17	311.52	263.21	216.27	174.27	138.20	103.50
	8	146.30	1459.01	1126.16	817.31	528.46	336.39	276.18	220.96	175.30	133.30	96.24
	9	153.10	982.85	811.87	681.56	562.99	469.61	386.53	310.99	240.65	176.38	123.66
	10	153.00	719.46	590.03	480.18	384.53	307.38	255.63	209.00	170.30	134.30	99.00
	11	129.30	512.91	434.93	367.67	310.42	256.42	208.36	160.36	124.15	88.15	56.22
	12	147.30	1905.31	1512.68	1193.00	937.98	709.52	500.86	330.39	217.00	134.06	98.04
	13	156.90	3351.90	2577.68	1815.13	1120.67	435.80	259.33	207.04	165.04	127.89	96.12
	14	158.30	1047.85	818.75	669.26	536.11	414.18	326.88	271.29	219.63	173.27	134.40
	15	131.80	2059.16	1564.79	1111.87	754.81	485.30	348.42	250.54	160.54	106.45	69.66
	16	140.50	565.42	472.33	398.05	334.13	280.13	228.46	186.46	144.46	108.30	78.30
	17	181.50	389.87	317.06	276.02	250.30	226.30	202.30	178.30	155.16	137.16	119.16
	18	172.50	1084.24	924.87	798.01	682.15	575.32	479.32	384.13	294.13	204.13	118.92
	19	160.50	623.98	519.03	424.34	339.48	279.43	237.43	196.62	166.62	136.62	106.62
	20	130.20	753.91	569.62	485.32	414.28	348.28	289.07	235.07	181.07	132.67	90.12
	21	176.10	462.26	402.53	351.50	309.63	273.63	237.63	205.50	175.50	145.50	116.52
	22	151.30	542.48	467.12	400.49	340.23	284.98	237.57	195.57	156.68	120.68	89.58
	23	156.80	1530.94	1139.11	945.82	785.52	652.10	532.84	425.48	327.31	244.69	182.82
	24	154.90	394.07	352.07	312.92	276.92	240.92	204.92	173.32	143.32	113.32	88.02
	25	146.10	470.98	401.57	342.03	288.73	245.47	203.47	167.47	131.47	101.58	77.58
	26	156.80	505.61	428.15	365.07	312.75	268.54	226.54	189.20	153.20	122.70	98.70
	27	155.40	475.88	408.42	351.31	300.50	253.94	211.94	177.53	147.53	117.53	93.48

表- 3.21 計画降雨に対する超過確率計算結果

		ピーク 流量(m ³ /s)	ポンプ能力別必要貯留量 (単位: 1000m ³)									
			QP=10	QP=20	QP=30	QP=40	QP=50	QP=60	QP=70	QP=80	QP=90	QP=100
計画降雨		165.80	766.39	555.94	455.30	384.65	326.74	278.74	235.02	193.02	160.44	130.44
順位	1	181.50	3351.90	2577.68	1815.13	1212.45	993.97	777.97	567.58	397.26	312.19	235.38
	2	176.10	2059.16	1693.29	1439.33	1120.67	711.10	595.63	491.58	387.62	280.54	182.82
	3	172.50	2006.44	1564.79	1193.00	937.98	709.52	532.84	425.48	327.31	244.69	178.54
	4	170.50	1905.31	1512.68	1111.87	837.88	652.10	500.86	384.13	294.13	229.62	175.62
	5	164.50	1855.08	1379.37	1040.62	785.52	575.32	479.32	362.21	292.84	204.13	134.40
	6	160.50	1707.87	1209.41	976.17	781.18	554.55	443.44	330.39	240.65	176.38	126.06
	7	158.30	1688.01	1139.11	945.82	754.81	519.33	410.86	310.99	219.63	173.27	123.66
	8	157.30	1530.94	1135.38	817.31	682.15	485.30	386.53	308.86	217.00	159.71	119.16
	9	156.90	1459.01	1126.16	798.01	634.91	469.61	348.42	271.29	210.65	145.50	118.92
	10	156.80	1255.94	928.91	760.06	562.99	435.80	326.88	250.54	192.76	144.76	116.52
	11	156.80	1115.92	924.87	733.27	536.11	414.18	319.57	242.60	181.07	141.29	111.60
	12	155.40	1084.24	818.75	681.56	528.46	404.72	296.60	241.57	175.91	138.20	106.62
	13	154.90	1047.85	811.87	669.26	503.43	354.00	289.07	235.07	175.50	137.16	104.58
	14	153.10	982.85	719.08	507.19	423.39	348.28	276.18	220.96	175.30	136.62	103.50
	15	153.00	753.91	590.03	485.32	414.28	336.39	263.21	216.27	174.27	134.30	99.00
	16	152.30	719.46	569.62	480.18	384.53	311.52	259.33	209.00	170.30	134.06	98.70
	17	151.30	623.98	519.03	430.15	368.17	307.38	255.63	207.04	166.62	133.30	98.04
	18	150.70	604.78	503.69	424.34	340.23	284.98	237.63	205.50	165.04	132.67	96.24
	19	150.00	565.42	472.33	400.49	339.48	280.13	237.57	196.62	160.54	127.89	96.12
	20	147.30	542.48	467.12	398.05	334.13	279.43	237.43	195.57	156.68	122.70	93.48
	21	146.30	512.91	434.93	367.67	312.75	273.63	228.46	189.20	155.16	120.68	90.12
	22	146.10	505.61	428.15	365.07	310.42	268.54	226.54	186.46	153.20	117.53	89.58
	23	140.50	475.88	408.42	351.50	309.63	256.42	211.94	178.30	147.53	113.32	88.02
	24	140.20	470.98	402.53	351.31	300.50	253.94	208.36	177.53	144.46	108.30	78.30
	25	131.80	462.26	401.57	342.03	288.73	245.47	204.92	173.32	143.32	106.45	77.58
	26	130.20	394.07	352.07	312.92	276.92	240.92	203.47	167.47	131.47	101.58	69.66
	27	129.30	389.87	317.06	276.02	250.30	226.30	202.30	160.36	124.15	88.15	56.22
超過確率		0.148	0.519	0.593	0.593	0.556	0.556	0.481	0.481	0.333	0.259	0.185

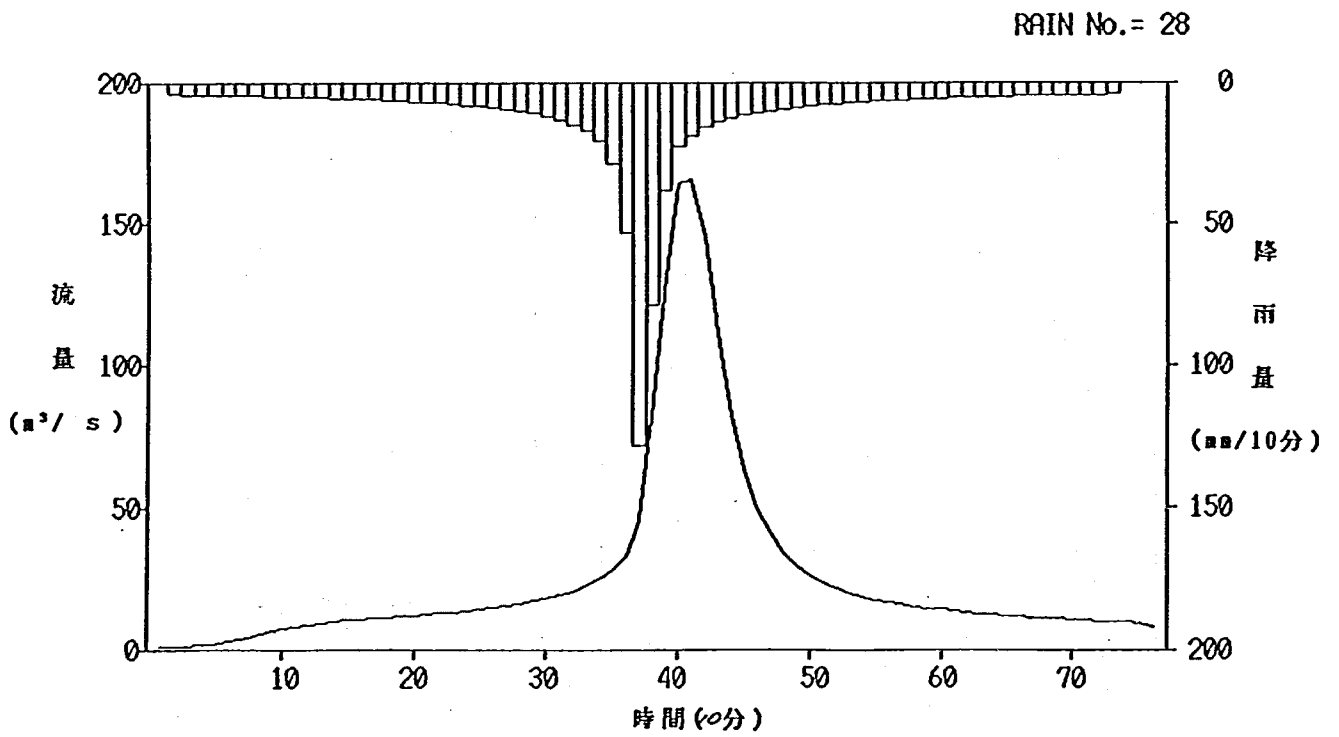
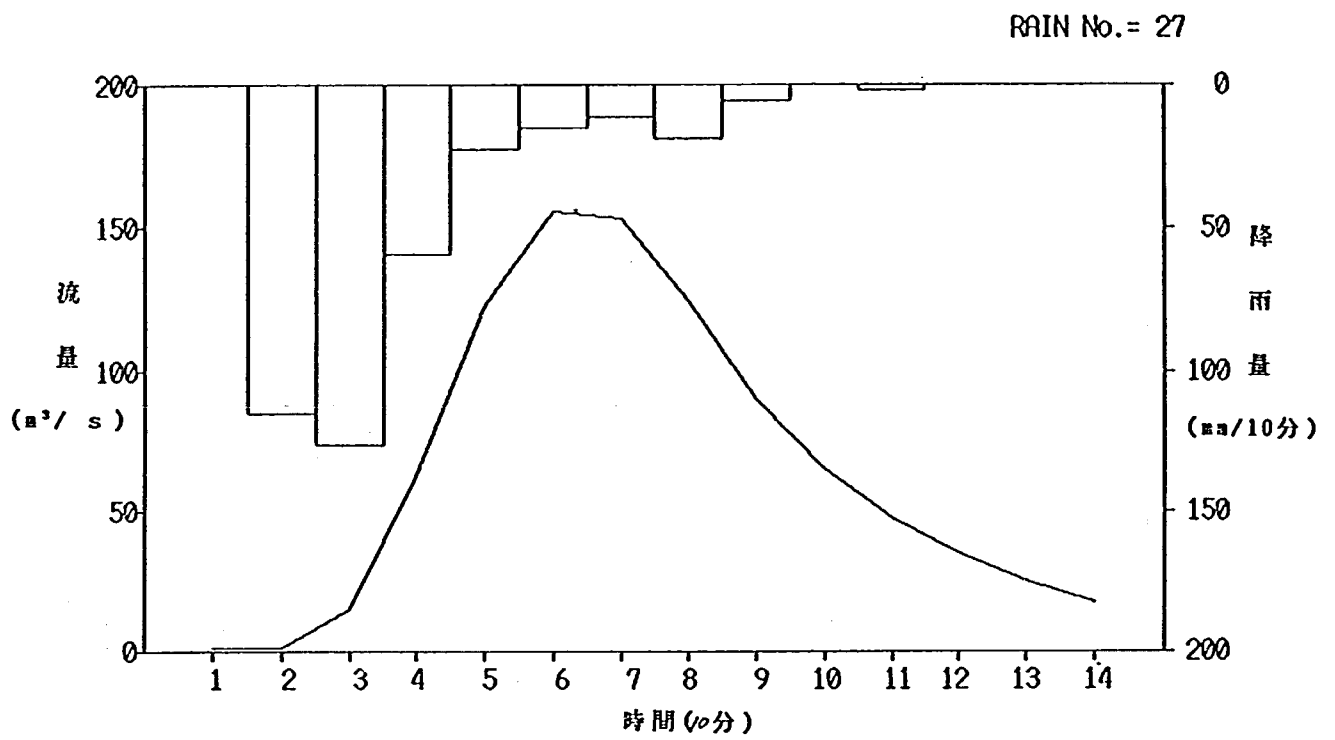


図- 3.19 流出計算結果の例

3.3 結果のまとめと今後の課題

近年、大都市においては浸水被害の軽減ならびに公共用水域の水質保全の目的から、大規模管渠を利用した管内貯留施設のニーズは今後共益々増加するものと思われる。しかしながら、管内貯留施設の計画設計については、個々の事業体で独自になされており、統一された計画マニュアルはないのが現状である。

そこで本調査では、そういったマニュアル作成のための基礎資料を得ることを目的とし、下記の2つの項目について検討を行った。

1. 質対策効果の検討
2. 降雨の不確実性に関する検討

① 質対策効果の検討

浸水対策目的で設置された貯留管を中小降雨時の汚濁負荷削減対策に利用する併用利用施設を対象として、その施設形態の違いおよびポンプ運転方法の違いによる年間放流負荷量の比較を行った。

本調査では、同一の計画降雨に対して異なった貯留管容量・ポンプ排水量をもつ3種類のモデル施設を設定した。またポンプ運転方法としては、流入量に応じて排水量を無段階に変化できる運転方法①（オンラインによる適用制御をイメージした運転）と、ポンプ台数により排水量を調節する運転方法②を設定し比較を行った。

施設形態の違いによる年間放流負荷量の差はほとんどみられなかった。また、貯留型施設（ポンプ能力を小さくし貯留管容積を大きくとった施設）の場合管渠容積そのものは流下型施設（ポンプ能力を大きくし貯留管容積を小さくした施設）に比較して大きいですが、質対策容量として配分できる容積は（今回の調査の設定では）逆に小さい結果となった。これは、ポンプ能力が小さいためポンプ起動水位を高く設定すると中規模の降雨でも浸水（満管状態）を生じるからである。

また、運転方法の比較では、運転方法①を用いると運転方法②を用いた場合に比較して約2/3程度の放流負荷量となった。さらに、運転方法②を用いた場合の放流負荷量は降雨波形に左右されるので、質対策容量を大きくしても放流負荷削減量が増加しない降雨もある。

本調査では簡単のため、併用利用施設における質対策と量対策の関連には触れずに検討を行ったが、併用利用施設では質・量対策は本来同等でなく量対策に重点が置かれているのが一般的である。したがって今後は、治水安全度との質対策効果との関連についての検討が必要と思われる。

② 降雨の不確実性に関する検討

貯留を治水機能として組み込む場合、全量ポンプ排水とする形式に比較して危険側であるという議論がある。これは、全量ポンプ排水の場合には、設定したピーク流量までは確実に排水できるのに対して、貯留の場合は流出のボリュームが安全度に関与してくるためである。すなわち、貯留容量を決定する際の計画ハイドログラフの設定において、ピーク流量のみならず波形のとり方によっては、貯留形のほうが危険側になるというものである。

貯留施設の容量決定に対しては、従来、継続時間・降雨量関係から中央集中型あるいは後方集中

型のハイトグラフを作成し、計画降雨波形としているが、これはピーク流量の確率評価には意味があるものの、容量決定に際して用いる場合には全く理論的根拠はない。

一方、全量ポンプ排水形式の場合、計画ピーク流量を超える流出があった場合（すなわち、計画超過洪水）、浸水する可能性が非常に高いが、貯留機能を有している場合は、流出ボリュームが計画容量以内であれば、浸水は生じないことになる。

以上のような視点より、本調査では既往の降雨記録より、ピーク降雨強度と降雨波形の分析を行い、ポンプ排水型と貯留型の治水安全度の考え方について整理し、計画ハイトグラフあるいは計画ハイドログラフの設定方法について検討を行い次のような結果を得た。

ピーク降雨量に加えてボリュームという不確定要素が入り込むことにより、貯留型施設の方が流下型施設に比較して危険性を有しているといえることができる。また経済性といった観点からも、地下に大規模な空間を必要とする貯留型施設より、比較的安価なポンプ施設を増強する方が有利であると考えられる。

しかしながら、ポンプが停止するといった不測の事態が生じた場合には、流下型の施設では非常に抵抗力が小さく、逆に貯留型の施設の方が管容量が大きいので安全である。

以上より、今後の課題として、水文学的な確率評価だけでなくポンプ施設の停止確率等を考慮した総合的なリスクアナリシスが必要であると思われる。

第4章 貯留堰による管内貯留の検討

4.1 目的

管内貯留方式を、系内貯留方式 (in-line storage) と、系外貯留方式 (off-line storage) に分類するときの定義として、系内貯留は、流れの場と貯留の場が同一空間にあり、系外貯留は両者が別々の空間にあるとするやりかたは、あまり有効でない。たいていの貯留管あるいは貯留池は末端に排水ポンプあるいは越流堰を設けており、系外貯留のものは数が少ないからである。これの定義としては、下水管きよのネットワークから独立して存在するものを系外貯留と名付けたほうが妥当であると考えられる。

管内貯留の1つの方式として、マンホールに貯留堰を設け、その上流側の管きよ部分に雨水を貯留させる方式が考えられる。この方式は、浸水対策として、浸水箇所の上流側管きよに余裕がある場合に有効に用いられることが期待される。そこでこの方式の流量削減効果を明らかにすることを目的とする。

4.2 方法

図-4.1のように、マンホール部分に堰を設けた。堰の下部および上部は開放されている。計算式は以下の通りである。

$$Q_{in} = (1/n) \cdot i^{0.5} \cdot R^{2/3} \cdot A$$

$$Q_{in} - Q_{out} = dS/dt$$

$$S = f(H)$$

$$Q_1 = Q_{in} \quad (H < kh_1)$$

$$CA_1 \sqrt{2g} (H - (h_1/2)) \quad (H > kh_1)$$

$$Q_2 = KB(H - h_1 - h_2)^{3/2} \quad (H - h_1 - h_2 > 0)$$

$$Q_{out} = Q_1 + Q_2$$

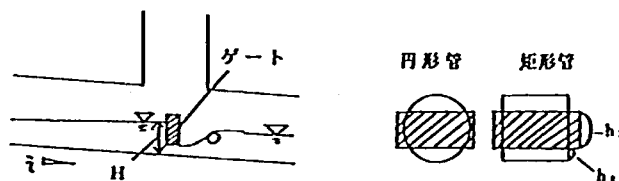


図-4.1 想定した管内貯留方式

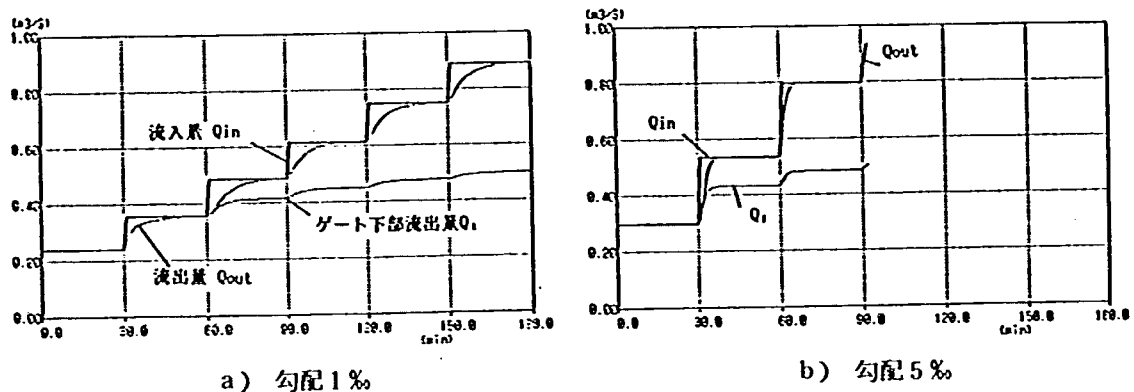
ただし、勾配 i 、径深 R 、流水断面積 A 、マンニングの粗度係数 n 、堰の上流側流量、下流側流量 Q_{in} 、 Q_{out} 、堰の下部、上部からの流量 Q_1 、 Q_2 、堰上流側貯留量 S 、堰幅 B 、越流係数 K 、流出係数 C 、堰下部面積 A_1 である。

計算上の仮定は次の通りである。

- ① Q_{in} は、貯留の影響を受けない上流側水深と管径の比が30分で0.1ずつ増加するよう与えた。
- ② 勾配が小さいときには、 Q_{in} が増加しても $h_1 < H < kh_1$ の範囲ではオリフィス流とならず、 $Q_{out} = Q_1 = Q_{in}$ となり、貯留はおきない。
- ③ 貯留部分の水位は水平とした。
- ④ 計算間隔は $\Delta t = 1$ 分とした。

4.3 結果と考察

計算結果を図-4.2に示す。図中 Q_{in} と Q_{out} に囲まれた部分が貯留量となる。時刻が30分から60分にかけての貯留量、 $Q_{in} = Q_{out}$ となるまでの時間、上流側水深が増加を始める地点と堰との距離を、勾配1%と5%で求めると、 30 m^3 と 32 m^3 、18分と9分、146mと91mとなった。勾配1%の方が、 $Q_{in} = Q_{out}$ となるまでの時間、上流側水深が増加を始める地点と堰との距離が長い。以上より、同一貯留量を確保する場合、勾配が小さいほど $Q_{in} > Q_{out}$ を保つ時間が長いものの、上流側への背水の影響距離が長くなることがわかった。



(矩形管 $1\text{ m} \times 1\text{ m}$, $h_1 = 0.2\text{ m}$, $h_2 = 0.4\text{ m}$, 計算間隔1分)

図-4.2 in-line方式による管内貯留計算

<参考>

文献1では、東京都練馬区に実験的に設置されたマンホール堰の効果について計算し、ピーク流量削減効果は殆どないとしている。また、モデル管路による計算を行い、ピーク削減率が30~45%あること、底勾配が緩やかなほどピーク削減率は大きいこと、ピークまでの流量増加率が大きいほどピーク削減率が大きく、また堰上流側の貯留管きょの長さに対するピーク削減率の増加が大きいなどの結果を得ている。また、文献2では、シミュレーション計算を行い、東京都の実流域の幹線、枝線のマンホールに設けられた貯留堰によるピーク流量削減率は、50mm/hr中央集中型降雨に対し、幹線で20%程度、枝線で10%程度であるという結果をえている。

文 献

1. 玉井他：『Balancing pipe for peak reduction』, 第39回土木学会年講概要集第2部, 1984.
2. 松井：『既設管を利用した管内貯留(系内貯留)による流出抑制の試み, 東京都下水道局技術調査年報, 1985.

第5章 K排水区における浸水シミュレーション

5.1 目的

管内貯留施設の設置効果を調べるには、雨水流出モデルによるシミュレーションが必要である。特に管内貯留施設による浸水被害の減少を知る場合には、浸水時には下水管は満管流となっているため、これを再現できるモデルが必要となる。

ここでは、K排水区を例にとり、浸水状態や満管流を再現できるモデルを用いたシミュレーションを行い、その結果が浸水実績とどれくらい合致しているかを比較するものとする。

5.2 方法

5.2.1 計算対象区域、対象降雨

シミュレーションの対象区域はT市の合流式下水道区域であるK排水区（177 ha）である。同排水区は、Kポンプ場およびSポンプ場の2つのポンプ場を有するポンプ排水区である。ただし、Sポンプ場は晴天時および小降雨時には流入しない。

シミュレーション対象降雨は、昭和61年8月4日の台風10号時の降雨（総降雨量207mm，最大降雨強度68mm/時，12mm/5分）とした。ハイエトグラフを図-5.1に示す。

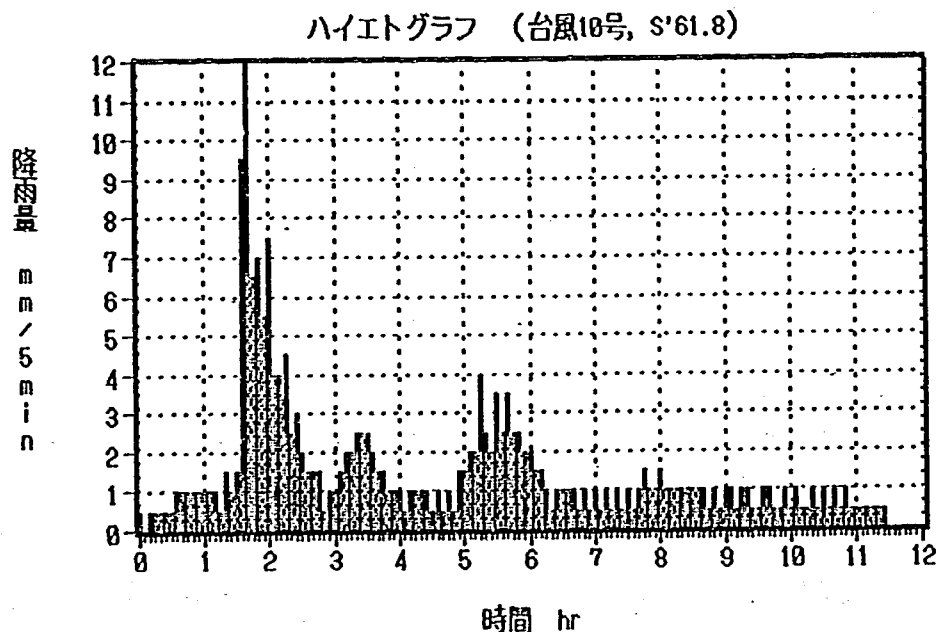


図-5.1 検討対象降雨

5.2.2 シミュレーションモデル

下水道における雨水流出モデルは、地表流モデルと管路流モデルからなるものがほとんどである。ここでは、地表流モデルとして、わが国で最も多く適用されている修正RRL法を適用する。また、管路モデルは、対象とする管が自由水面を持ち、サーチャージ状態（満管流状態）でないときは修正

RRL法の貯留関数法を用いることとし、自由水面をもたないサーチャージ流であれば、サーチャージモデルを用いることとした。

(1) 地表流モデル

降雨のうち、実際に下水管に流入する量を有効降雨と呼ぶ、有効降雨のモデルを図-5.2に示す。このモデルでは、対象流域を畑や空地などの浸透域、道路や屋根などの不浸透域に分け、さらにそれぞれを直接流出域と凹地貯留域に分け、浸透域では浸透損失 f_c 、凹地貯留域では凹地損失 D_p をそれぞれ考慮している。

今回のシミュレーションでは、過去に実施したK排水区の流域状況調査の結果を考慮して、各パラメータを表-5.1のように設定した。

また、現実の下水道においては、地表面や屋根への降雨は道路傍に設けた雨水マスを通じて下水管内に流入するが、ここでは、図-5.3に示すように、マンホールを雨水の流入点と仮定する。すなわち、マンホールが地表流と管路流の接続点となる。また、マンホールはその上流側流域への降雨を受け入れると仮定する。

(2) 自由水面モデル

修正RRL法における貯留関数法をそのまま用いる。すなわち、図-5.4に示す管きょにおいて、管きょ内貯留量 S 、管きょ上流側流量 Q' 、下流側

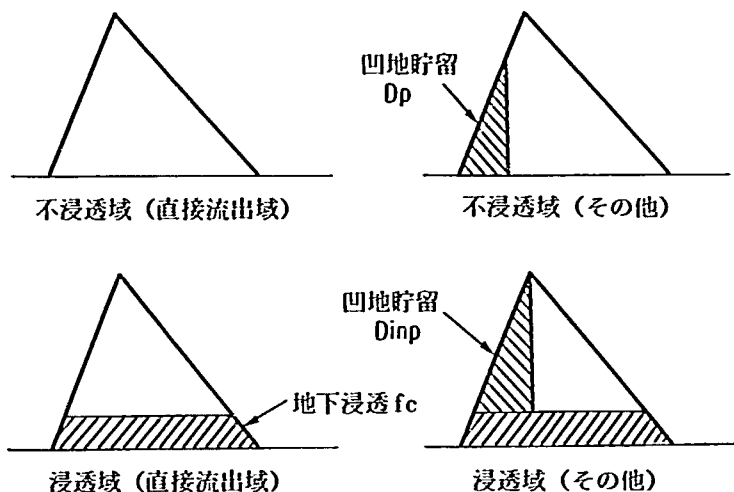


図-5.2 有効降雨モデル

表-5.1 修正RRL法におけるパラメータ

不浸透面積率		65%
不浸透域	凹地貯留量	2 mm
	直接流出域比率	40%
浸透域	凹地貯留量	6 mm
	浸透能	10 mm/hr
	直接流出域比率	20%

出典：

雨天時合流式下水の処理施設計画に関する調査
(昭和62年6月、建設省土木研究所下水道部)

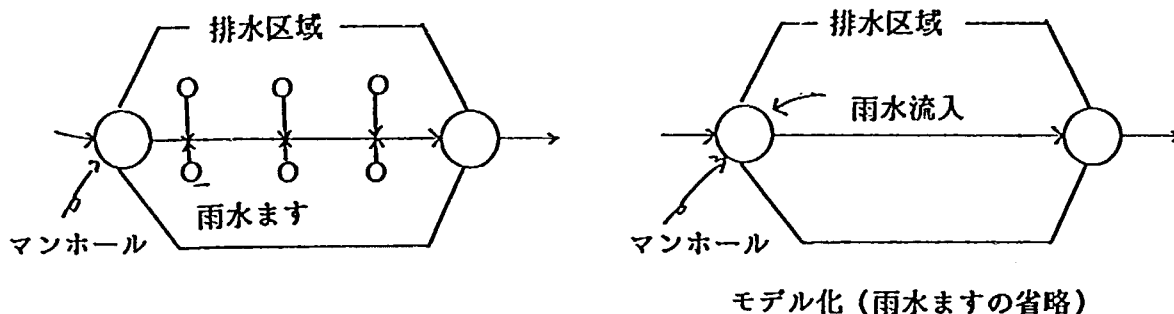


図-5.3 雨水流入図

流量 Q 、マンホールAの受け持つ流域からの流出量 ΔQ との間に次の関係が成立する。

$$dS/dt = Q'(t-1) - Q(t) + \Delta Q(t) \quad (\text{連続の式})$$

$$S = KQ^P \quad (\text{貯留関数})$$

この2式から Q をもとめる。

パラメータ K 、 P の値については、各管きょで等流仮定を行い、いくつかの水位における流量 Q と貯留量 S の関係を次式より求め、回帰式より K 、 P 値を推定した。

$$Q = (1/n) \cdot i^{0.5} \cdot R^{2/3} \cdot A$$

$$S = A \cdot L$$

(3) サーチャージモデル

図-5.5のような管きょ、マンホールモデルを

想定する。すなわち、サーチャージ状態においては、水頭差は摩擦損失のみに規定される等流として扱うものとした。基本式は、以下の通りである。

$$h_u - h_l = f(1/2gD)(Q/A)^2 \quad (\text{エネルギー式})$$

$$dS/dt = Q'(t-1) - Q(t) + \Delta Q(t) \quad (\text{連続の式})$$

ただし、管径 D 、管断面積 A 、マンホール貯留量 S 、マンホールBの受け持つ流域からの流出量 ΔQ 、マンホール上流側流量 Q' 、下流側流量 Q とする。

5.2.3 計算上の仮定

シミュレーション対象面積がかなり大きく、管きょやマンホールの数が多く、計算に時間を要するので、シミュレーションモデル作成にあたっては、以下の仮定を用いた。

- ① 管径400mm以上の管きょをシミュレーション対象とした。これにより計算対象管きょ、マンホール数はそれぞれ180となった。
- ② 省略された管きょ、マンホールのかかえる排水面積は、直下流のマンホールが受け持つこととした。
- ③ 省略された管きょ、マンホールの容量は、計算対象マンホールに均等に割り当てることとした。抽出地区(12ha)における省略された管きょの容量160 m^3 、全マンホール107個に対し、計算対象マンホールは21であったので、計算対象マンホールの容量は、マンホールの抱える流域内全マンホールの5個分(107/21)に、排水面積1ha当り13 m^3 (160/12)を加えたものとした。
- ④ 合流のないマンホールは省略した。
- ⑤ マンホール水位が地表面を越えたときのマンホール部の貯留については、図-5.6に示すようにマンホール上におかれた勾配1/100の仮想ロート内に貯留されるものとした。

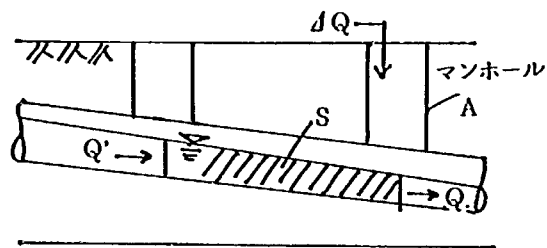


図-5.4 自由水面流におけるモデル

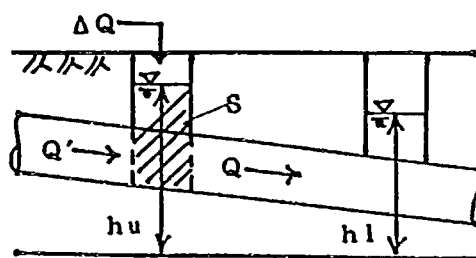


図-5.5 サーチャージ流におけるモデル

- ⑥ Kポンプ場、Sポンプ場の2箇所の下流端における流量データがないため、Kポンプ場では自由放流、Sポンプ場は晴天時および小降雨時には流入しない構造となっているので、Sポンプ場の直上流のマンホールを雨水吐とし、一定水位以上で越流するものとした（図-5.7、5.8参照）。

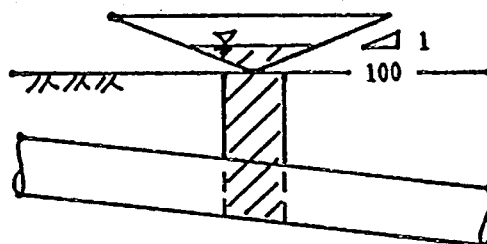


図-5.6 マンホール部の貯留

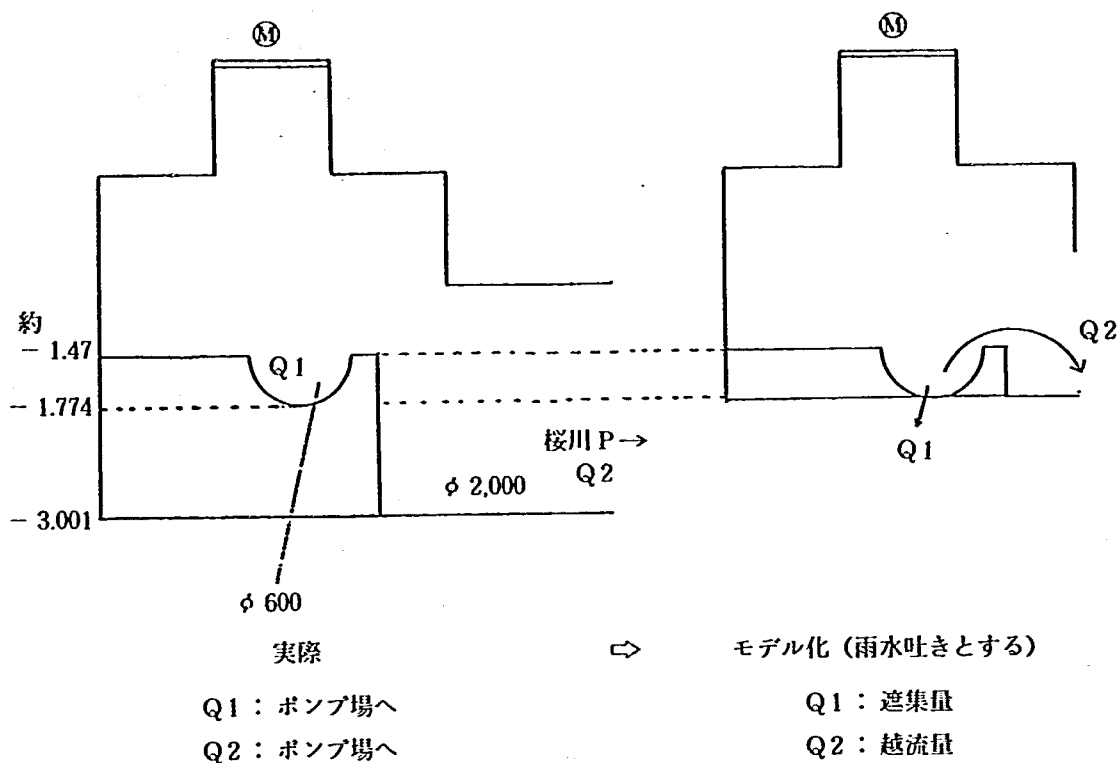
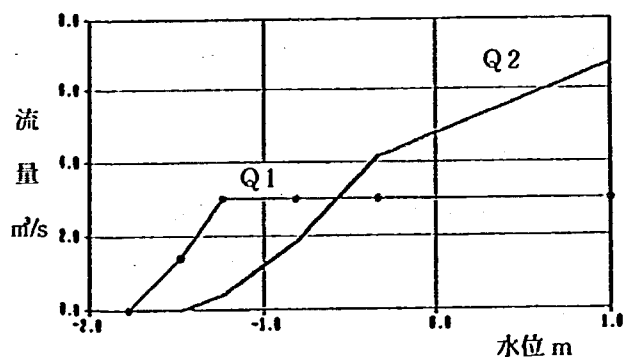


図-5.7 ポンプ場モデル（雨水吐モデル）



$$Q1 = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} A$$

$$Q2 = KBh_0^{3/2}$$

R：径深

A：流水断面積

n：マンニングの粗度係数

i：管勾配

K：流出係数（= 1.704，（全幅堰））

B：越流幅（2 m）

h_0 ：越流水深

図-5.8 放流量曲線

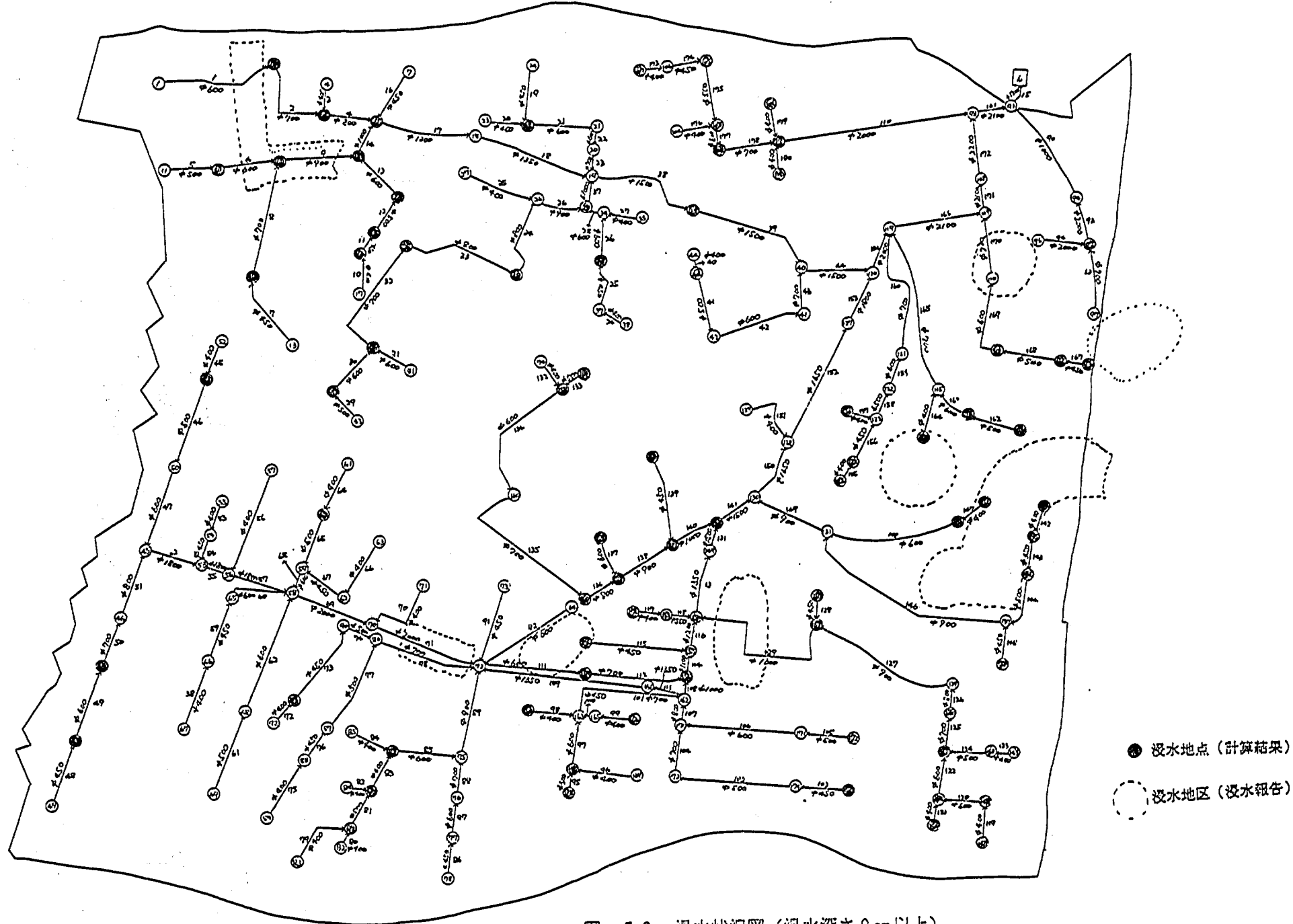


図-5.9 浸水状況図 (浸水深さ 0 cm 以上)

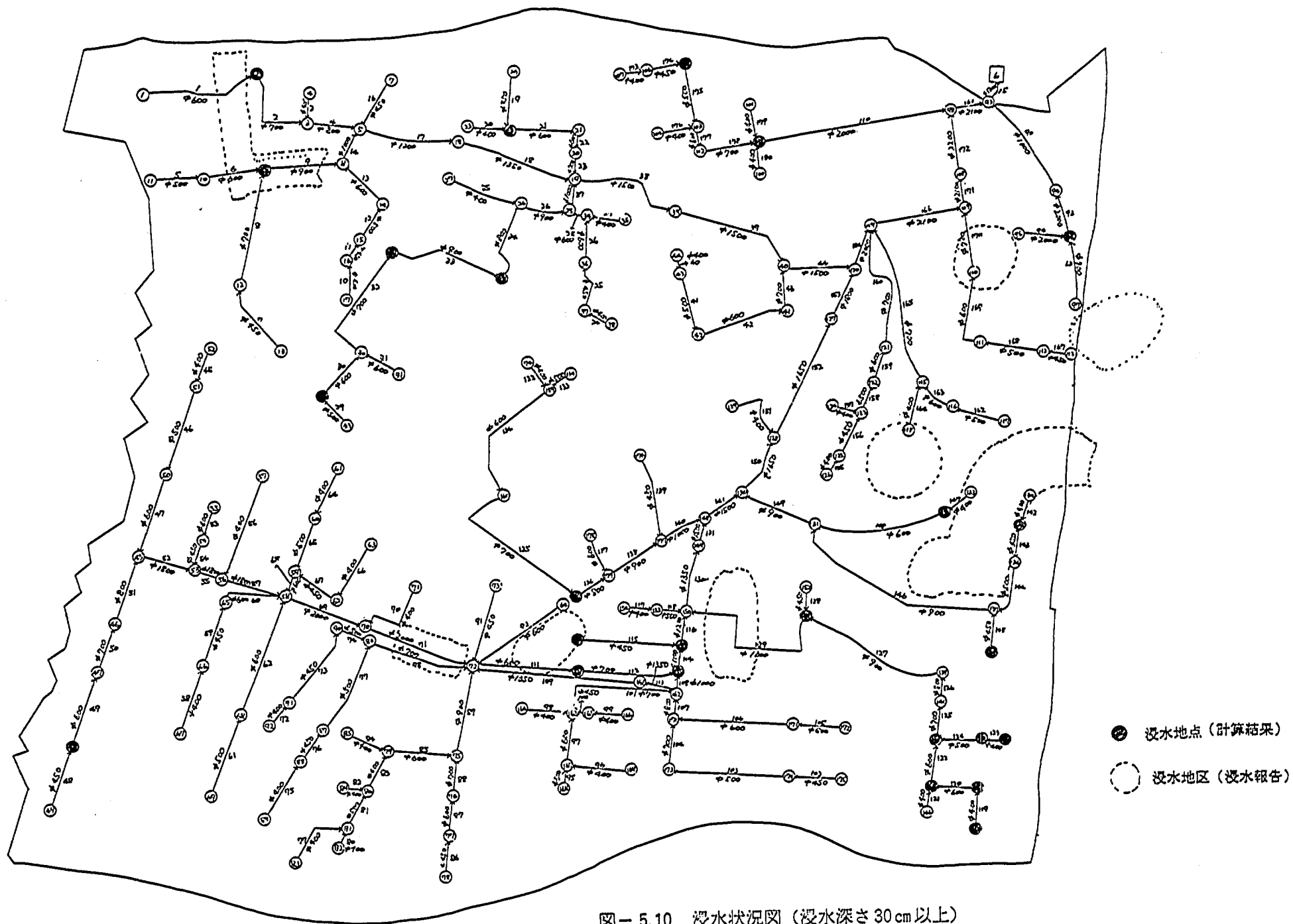


図-5.10 没水状況図 (没水深さ 30 cm 以上)

5.3 結果と考察

浸水シミュレーション結果を、図－5.9（浸水深さ0cm以上）、図－5.10（同30cm以上）に示す。浸水報告のあった箇所は排水区のごく一部であるが、計算結果では、排水区の多くの地域で0cm以上の浸水が生じている。図－5.10に示した浸水深さ30cm以上の地点を見ると、ほぼ浸水報告のあった近辺となっている。しかし、同図においても最上流端の近くの浸水報告のない地点でも浸水が生じたという結果になっている。その理由としては、省略された管きょ、マンホールの容積を全マンホールに均等に割り当てたため、上流側ほどマンホール容量が実際より小さめに設定されたため、上流側マンホールでの浸水が起りやすくなったためと思われる。今回の検証計算では、浸水箇所の情報しか得られていないが、流量や水位のデータが得られる場合には、それを用いてモデルの修正が可能であると考えられる。

5.4 今後の課題

管内貯留施設の設置効果をシミュレーションにより明らかにする。

第6章 貯留管の併用利用方式の検討

6.1 背景と目的

大阪市の天王寺弁天幹線は、既存幹線の能力不足に伴う浸水の解消を主目的に建設された。幹線への流入水は、豪雨時には、幹線最下流の弁天抽水所より排水される一方、小降雨時には管渠内に貯留される。貯留水は降雨終了後に下水処理場へ送水される。

弁天抽水所雨水排水ポンプの起動および停止は水位による。すなわち管渠水位が一定水位にまで増加したときに、ポンプが起動する。また、ポンプの運転による管渠内貯留水の吐出により管渠水位が一定水位にまで減少したときにポンプは停止する。

これらのポンプ起動水位、ポンプ停止水位を現在の設定より高くすると、ポンプ排水量が減少し、越流汚濁負荷がより削減されることが期待される。

以下では、昭和62年度の弁天抽水所の運転記録に基づき、ポンプ起動水位、ポンプ停止水位を様々な設定したときのポンプ排水量を求めた結果を報告する。

6.2 実績運転の整理

(1) 整理の方法

昭和62年度の弁天抽水所の運転記録は、図-6.1に示すような記録紙の形で残されている。この中から、放流のあった降雨に関して初期水位（降雨前水位）、ポンプ起動水位、最高水位、ポンプ停止水位、最終水位（ポンプ停止後に、安定したときの水位）、ポンプ運転時間を読み取り整理した。

各水位に対応する貯留量は、図-6.2の水位・貯留量曲線をもとに作成した表-6.1の水位と貯留量表より求めた。

増加貯留量とは、最終貯留量（最終水位時貯留量）と初期貯留量（初期水位時貯留量）との差である。またポンプ排水量は、弁天抽水所ポンプの定格吐出量（1, 2, 5号750 m³/分、3, 4号600 m³/分）とポンプ運転時間の積より求めた。総流出量とは増加貯留量とポンプ排水量の和である。

(2) 整理の結果

実績運転水位の整理の結果を表-6.2に示す。

表-6.1 水位と貯留量

水位 (OP Ⅲ)	貯留量 (cuⅢ)	水位 (OP Ⅲ)	貯留量 (cuⅢ)	水位 (OP Ⅲ)	貯留量 (cuⅢ)	水位 (OP Ⅲ)	貯留量 (cuⅢ)
-22	400	-20	6100	-18	34500	-16	68500
-21.9	460	-19.9	7000	-17.9	36200	-15.9	70200
-21.8	520	-19.8	7800	-17.8	37900	-15.8	71900
-21.7	580	-19.7	8600	-17.7	39600	-15.7	73600
-21.6	640	-19.6	9800	-17.6	41300	-15.6	75300
-21.5	700	-19.5	11000	-17.5	43000	-15.5	77000
-21.4	960	-19.4	12000	-17.4	44700	-15.4	78700
-21.3	1220	-19.3	13600	-17.3	46400	-15.3	80400
-21.2	1480	-19.2	15200	-17.2	48100	-15.2	82100
-21.1	1740	-19.1	16800	-17.1	49800	-15.1	83800
-21	2000	-19	18400	-17	51500	-15	85500
-20.9	2320	-18.9	20000	-16.9	53200		
-20.8	2640	-18.8	21600	-16.8	54900		
-20.7	2960	-18.7	23200	-16.7	56600		
-20.6	3280	-18.6	24800	-16.6	58300		
-20.5	3600	-18.5	26400	-16.5	60000		
-20.4	3850	-18.4	28000	-16.4	61700		
-20.3	4200	-18.3	29600	-16.3	63400		
-20.2	4650	-18.2	31200	-16.2	65100		
-20.1	5200	-18.1	32800	-16.1	66800		

表-6.2 実績運転水位と貯留量, ポンプ排水量

降雨 no.no.	日付	初期	ポンプ最高 起動 水位	水位 差	ポンプ最終 停止 水位	水位 差	初期	最終	増加 貯留量	ポンプ 排水量	総 流出量			
1	1	4.7	-21.7	-17.7	-17.7	0	-19.6	-19	0.6	420	18400	17980	35250	53230
2	3	5.13	-20.9	-17.4	-17.4	0	-19.5	-18.5	1	2180	26400	24220	439500	463720
3	4	5.17	-22	-17.6	-17.6	0	-19.4	-19	0.4	0	18400	18400	45000	63400
4	5	5.23	-21.7	-17.5	-17.5	0	-19.3	-18.9	0.4	420	20000	19580	43500	63080
5	7	6.9	-19.15	-17.3	-17.3	0	-19.4	-18.7	0.65	15600	23200	7600	68250	75850
6	9	6.20	-20.5	-17.3	-17.3	0	-19.4	-18.9	0.5	3600	20000	16400	59250	75650
7	12	7.3	-19.8	-17.7	-17.7	0	-19.4	-18.9	0.5	7600	20000	12400	22500	34900
8	14	7.14	-21.5	-17.3	-17.3	0	-19.4	-18.9	0.5	700	20000	19300	45000	64300
9	17	7.19	-19.25	-18.3	-18.1	0.2	-19.2	-18.1	1.1	14000	32800	18800	54000	72800
10	20	8.5	-21.55	-19	-16.8	2.2	-19.3	-19	0.3	630	18400	17770	112500	130270
11	24	8.23	-18.8	-18.1	-18.1	0	-19.5	-19	0.5	21200	18400	-2800	18750	15950
12	28	9.11	-21.7	-18.5	-18.5	0	-19.4	-18.9	0.5	420	20000	19580	56250	75830
13	30	9.24	-20.3	-17.6	-17.6	0	-19.4	-18.8	0.6	4240	21600	17360	39000	56360
14	38	10.24	-20.9	-17.5	-17.5	0	-19.4	-18.3	1.1	2180	29600	27420	45000	72420
15	40	10.30	-21.55	-18	-18	0	-19.6	-18.7	0.9	630	23200	22570	33750	56320
16	46	11.27	-19.8	-17.6	-17.6	0	-19.5	-19	0.5	7600	18400	10800	26250	37050
17	54	3.12	-20.05	-17.8	-17.8	0	-19.5	-19.1	0.4	5680	16800	11120	89250	100370
		最小	-22	-19	-18.5	0	-19.6	-19.1	0.3	合計				
		最大	-18.8	-17.3	-16.8	2.2	-19.2	-18.1	1.1					
		平均	-20.65	-17.7	-17.6	0.14	-19.4	-18.8	0.61					

- ・ ポンプ起動水位は、最小-19m、最大-17.3m、平均-17.7mであった。いくつかの例外を除けば、-17.5m前後に集中していた。
- ・ 最高水位は、最小-18.5m、最大-16.8m、平均-17.6mであった。2つの例外を除き、最高水位はポンプ起動水位と同じであった。もしポンプ排水量が制御可能であれば、ポンプ起動水位より高い水位においてポンプ運転を行うことができる。
- ・ ポンプ停止水位は最小-19.6m、最大-19.2m、平均-19.4mと安定していた。
- ・ 最終水位は最小-19.1m、最大-18.1m、平均-18.8mと幅があった。
- ・ 最終水位とポンプ停止水位との差は0.3~1.1m、平均0.6mであった。

増加貯留量の合計は269,300 m³、ポンプ排水量の合計は1,233,000 m³であった。この増加貯留量のうちのある部分は処理場へ返送されずに次の降雨により管渠外に放流されるため、貯留量は処理場への返送量より大きい値となる。

6.3 設定した仮定条件

(1) 起動水位を現状とする場合

前節(2)で述べたように、最高水位は2つの例外を除けばポンプ起動水位と等しく、最終水位との差は平均で $-17.7 - (-18.8) = 1.1$ mであった。従って、最高水位が上昇しない限り、高々1.1mだけしか最終水位を上昇させることは出来ない。そこで、最終水位を-18.5m、-18.0mと設定したときのポンプ排出量を求めた(仮定1, 2)。

(2) 起動水位を上昇させる場合

排水ポンプが全く起動しなかったと仮定したときの仮想貯留量(実績の最終貯留量とポンプ排水量との和)と仮想最終水位を表-6.4に示す。これによると、17降雨中5降雨については、管頂水

位-15mを上回ったが、他の12降雨については、-17.8m~-15.4mの最終水位を示した。ここで、ポンプ起動水位を現在の平均-17.7mより高く設定すれば、その水位に達しない降雨については全量貯留が可能であり、またポンプ排水が行われても、ポンプ停止水位を高くすることが可能である。

(1)に記した通り、実績値では平均ポンプ起動水位と平均ポンプ停止水位との差が1.1mであった。そこでポンプ起動水位を-17.5m、-17.0m、-16.5m、-16.0mに設定し、ポンプ停止水位をポンプ起動水位より1m低く設定したときのポンプ排水量を求めた(仮定3, 4, 5, 6)。またポンプ停止水位を実績値としたときのポンプ排水量も合わせて求めた(仮定7, 8, 9, 10)。

各仮定で用いた計算条件は、以下の通りである。なお、全ての仮定において総流出量は実績値と同一値をとった。

仮定1, 2

ポンプ停止水位に対応する最終貯留量を定め、ポンプ排水量(=総流出量-最終貯留量)を求めた。

仮定3, 4, 5, 6

仮想最終水位<ポンプ起動水位 であれば

最終貯留量=仮想貯留量

ポンプ排水量=0

仮想最終水位>ポンプ起動水位 であれば

最終貯留量=ポンプ停止水位対応貯留量

ポンプ排水量=総流出量-最終貯留量

仮定7, 8, 9, 10

仮想最終水位<ポンプ起動水位 であれば

ポンプ排水量=0

表-6.3 仮定計算によるポンプ排水量

no.	仮定1 起動 実績 最終-18.5			仮定2 起動 実績 最終-18.0		
	最終	増加 貯留量	ポンプ 排水量	最終	増加 貯留量	ポンプ 排水量
1	26400	25980	27250	34500	34080	19150
2	26400	24220	439500	34500	32320	431400
3	26400	26400	37000	34500	34500	28900
4	26400	25980	37100	34500	34080	29000
5	26400	10800	65050	34500	18900	56950
6	26400	22800	52850	34500	30900	44750
7	26400	18800	16100	34500	26900	8000
8	26400	25700	38600	34500	33800	30500
9	26400	12400	60400	34500	20500	52300
10	26400	25770	104500	34500	33870	96400
11	26400	5200	10750	34500	13300	2650
12	26400	25980	49850	34500	34080	41750
13	26400	22160	34200	34500	30260	26100
14	26400	24220	48200	34500	32320	40100
15	26400	25770	30550	34500	33870	22450
16	26400	18800	18250	34500	26900	10150
17	26400	20720	79650	34500	28820	71550
合計			361700	1149800	499400	1012100

表-6.4 仮定計算によるポンプ排水量(つづき)

ポンプ 起動なし	仮定3 起動 最終 -17.5 -18.5	仮定4 起動 最終 -17 -18	仮定5 起動 最終 -16.5 -17.5	仮定6 起動 最終 -16 -17	仮定7 起動-17.5 最終 実績	仮定8 起動-17.0 最終 実績	仮定9 起動-16.5 最終 実績	仮定10 起動-16.0 最終 実績
	仮想 貯留量	仮想 貯留量	仮想 貯留量	仮想 貯留量	ポンプ 排水量	ポンプ 排水量	ポンプ 排水量	ポンプ 排水量
1	53650	-16.9	26400	25980	27250	34500	34080	19150
2	465900	over	26400	24220	439500	34500	32320	431400
3	63400	-16.3	26400	26400	37000	34500	34500	28900
4	63500	-16.3	26400	25980	37100	34500	34080	29000
5	91450	over	26400	10800	65050	34500	18900	56950
6	79250	-15.4	26400	22800	52850	34500	30900	44750
7	42500	-17.5	26400	18800	16100	42500	34900	0
8	65000	-16.2	26400	25700	38600	34500	33800	30500
9	86800	over	26400	12400	60400	34500	20500	52300
10	130900	over	26400	25770	104500	34500	33870	96400
11	37150	-17.8	37150	15950	0	37150	15950	0
12	76250	-15.5	26400	25980	49850	34500	34080	41750
13	60600	-16.5	26400	22160	34200	34500	30260	26100
14	74600	-15.6	26400	24220	48200	34500	32320	40100
15	56950	-16.7	26400	25770	30550	34500	33870	22450
16	44650	-17.4	26400	18800	18250	44650	37050	0
17	106050	over	26400	20720	79650	34000	28320	72050
合計		372450	1139050	519700	991800	663800	847700	812300
						699200	1214250	1165500
								1096500
								924000

6.4 結果と考察

以上の仮定に基づき計算したポンプ排水量を表－6.3，6.4に示した。

排水量削減率＝排水量の減少量／実績運転ポンプ排水量（1,233,000 m³）と定義し，各仮定における削減率を表わすと，下表の通りである。

仮定 1. 6.8 %	3. 7.6 %	7. 1.5 %
2. 17.9 %	4. 19.6 %	8. 5.5 %
	5. 31.2 %	9. 11.1 %
	6. 43.3 %	10. 25.1 %

1, 2 と 3, 4 の比較 … 仮定 1 と 3 の間，あるいは仮定 2 と 4 の間に大きな削減率の差がみられない。
このことは，ポンプ起動水位を高く設定してもポンプ排水量は大きく削減されないことを示す。

3, 4, 5, 6 と

7, 8, 9, 10 の比較 … 仮定 3 と 7, 4 と 8, 5 と 9, 6 と 10 の間に大きな削減率の差がみられた。
このことは，ポンプ停止水位を高く設定すると，ポンプ排水量は大きく削減することを示す。

6.5 結 論

- ① ポンプ起動水位を高く設定してもポンプ排水量の削減に大きく寄与しない。
- ② ポンプ停止水位を高く設定すると，ポンプ排水量の削減に大きく寄与する。

＜参考＞ 昭和62年度の作業に関するコメント

昭和62年度は，豪雨前水位と豪雨時最高水位，汚濁削減量との関係を表したもので，ある降雨の後，送水ポンプが起動する以前に豪雨がくることを想定したものであった。これはきわめて稀なケースを考えたこととなる。

6.6 放流停止水位と浸水危険度，汚濁負荷削減量の関係

(1) 目的と調査方法

雨水貯留管を最大限汚濁負荷削減に利用する場合に問題となる浸水危険度との関係について基礎資料を得ることを目的とし，1987年の降雨のうち，放流の行われた4降雨における放流停止水位，放流量，送水量と平均水質の実績をもとに，放流停止水位を様々に設定したときの排水負荷（＝放流負荷＋送水負荷×（1－除去率））を計算し，これと実績値との比（排出負荷率）を求めた（表－6.5 参照）。

また，いったん放流が終了した直後に豪雨が発生すると仮定し，豪雨前水位を－22 mから0.5 mきざみに－18 mまで設定し，水位毎に最高水位がどこまで上がるかを，実豪雨（1987.8.5 降雨，総

表-6.5 放流時の流量、負荷量

No DATE RI	降雨番号 日付 総降雨量 (mm) 最大10分間降雨 (mm)	1	2	5	8
		87/9/11	87/9/24	87/10/24	87/11/27
H b	降雨前水位 (m)	-21.7	-20.3	-20.9	-19.8
H on	ポンプ起動水位 (m)	-18.5	-17.6	-17.5	-17.6
H off*	ポンプ停止時水位 (m)	-19.45	-19.45	-19.4	-19.5
H off	ポンプ停止水位 (m)	-18.9	-18.8	-18.3	-19.05
H a	送水後水位 (m)	-22	-19.9	-22	-22
P no	運転ポンプ番号	1.2	3.4	3.4.5	1
V in	流入量 (cu.m)	72500	56360	80460	23650
V out	排出量 (cu.m)	72650	53760	81960	43750
V out1	放流量 (cu.m)	52600	38400	51800	26250
V out2	送水量 (cu.m)	20050	15360	30160	17500
V in - V out	流入量 - 排水量	-100	2600	-1500	-8100
V out2 / V out	送水量 / 排出量 (%)	28	29	37	40
S S					
C out1	放流平均水質 (mg/l)	20	10	13	226
C out2	送水平均水質 (mg/l)	19	180	49	49
L in	流入負荷量 (kg)	108000	4170	4020	428
L out	排出負荷量 (kg)	1440	3242	2680	6795
L out1	放流負荷量 (kg)	1050	402	1210	5930
L out2	送水負荷量 (kg)	390	2840	1470	865
L in - L out	(流入 - 排出) 負荷量	106560	928	1340	-6367
L out2 / L out	送水負荷比 (%)	27	88	55	13
B O D					
C out1	放流平均水質 (mg/l)	22	4.9	20	79
C out2	送水平均水質 (mg/l)	26	57	17	28
L in	流入負荷量 (kg)	8930	2490	3300	606
L out	排出負荷量 (kg)	1701	1058	1560	2558
L out1	放流負荷量 (kg)	1180	190	1060	2070
L out2	送水負荷量 (kg)	521	868	500	488
L in - L out	(流入 - 排出) 負荷量	7229	1432	1740	-1952
L out2 / L out	送水負荷比 (%)	22	1.9	20	19
C O D					
C out1	放流平均水質 (mg/l)	16	6.3	16	66
C out2	送水平均水質 (mg/l)	27	53	13	21
L in	流入負荷量 (kg)	11900	1860	2660	499
L out	排出負荷量 (kg)	1365	1061	1216	2093
L out1	放流負荷量 (kg)	819	243	814	1720
L out2	送水負荷量 (kg)	546	818	402	373
L in - L out	(流入 - 排出) 負荷量	10535	799	1444	-1594
L out2 / L out	送水負荷比 (%)	27	88	55	13

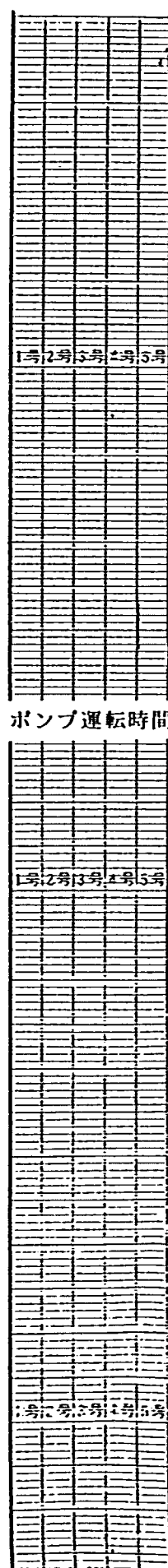
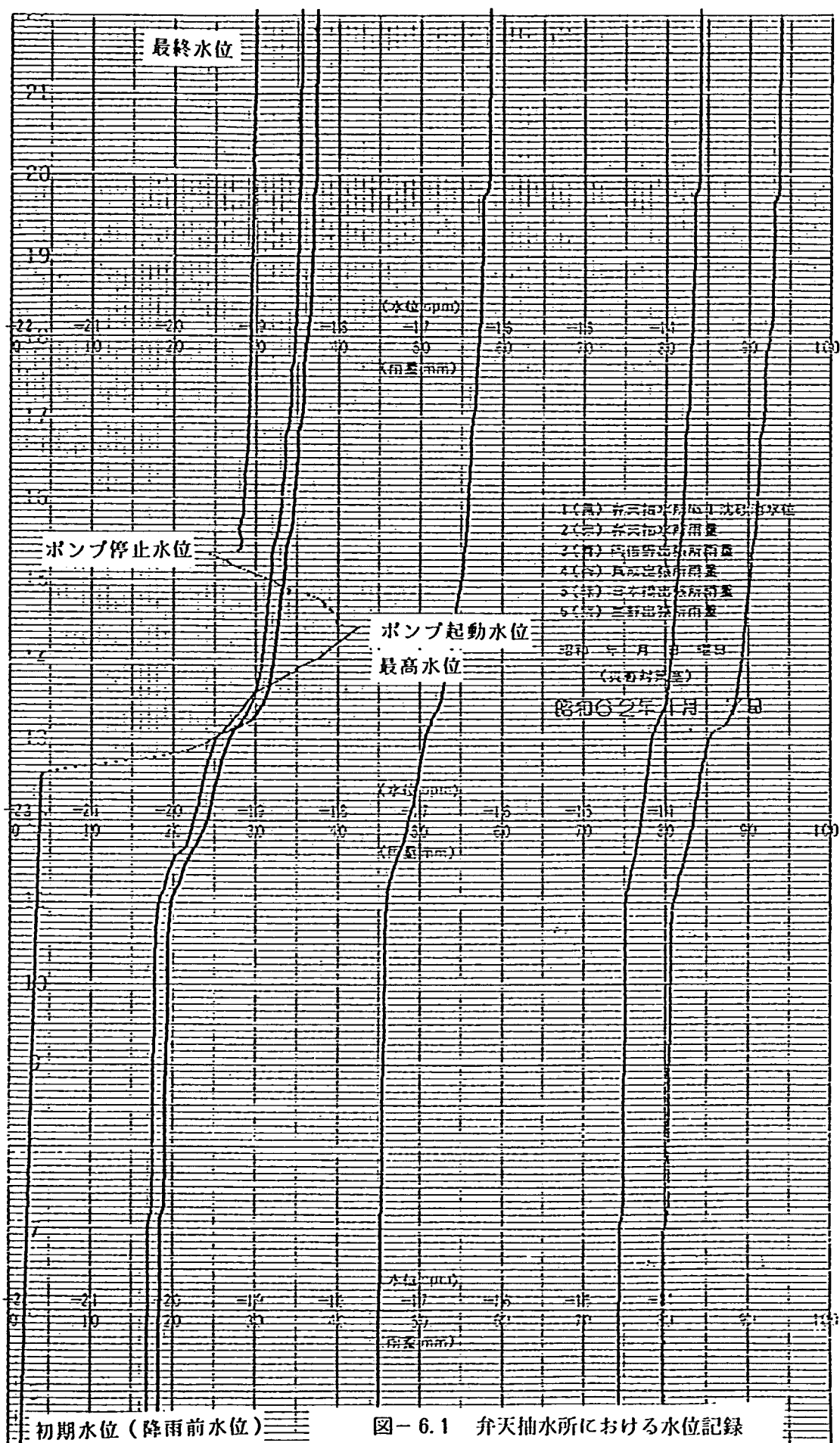


図-6.1 弁天抽水所における水位記録

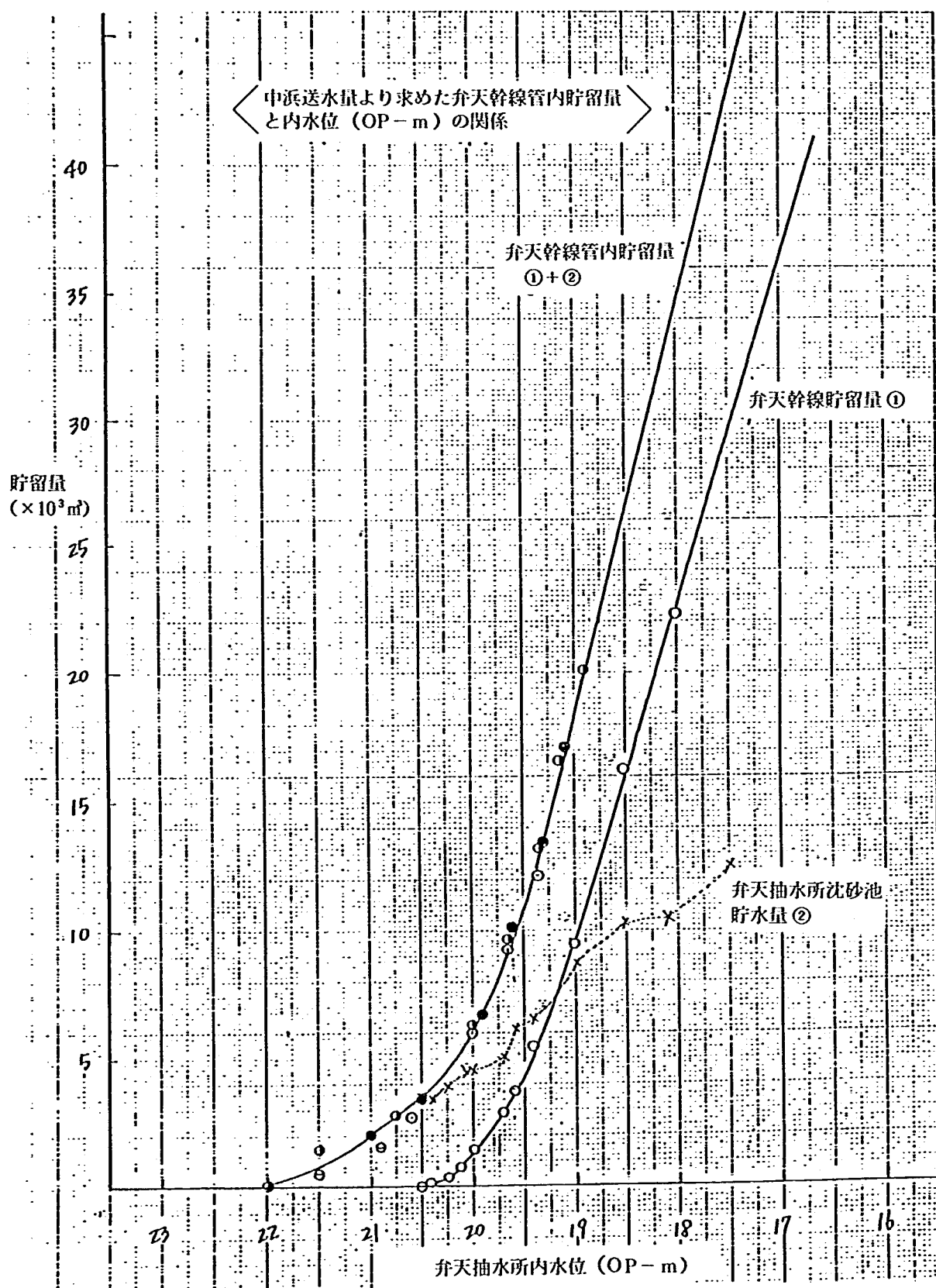


図-6.2 水位-貯留量 曲線

降雨量25.5mm、最大10分間降雨量11mm)時のポンプ運転実績をもとに計算した。

(2) 結果と考察

1) 汚濁負荷削減

図-6.3における降雨No 5, 8を見ると、1つの降雨の中で、SS、BOD、CODの間に排出負荷率に差は殆どない。降雨No 2は、SSの(放流平均水質/送水平均水質)が1/18と、BODの1/12、CODの1/8に比べて小さいので、排出負荷率はポンプ停止水位に殆ど影響されない。逆に降雨No 8では(放流平均水質/送水平均水質)が、SS、BOD、CODの順に4.6、2.8、3.1と大きいため、ポンプ停止水位による排出負荷率の変動が大きい。

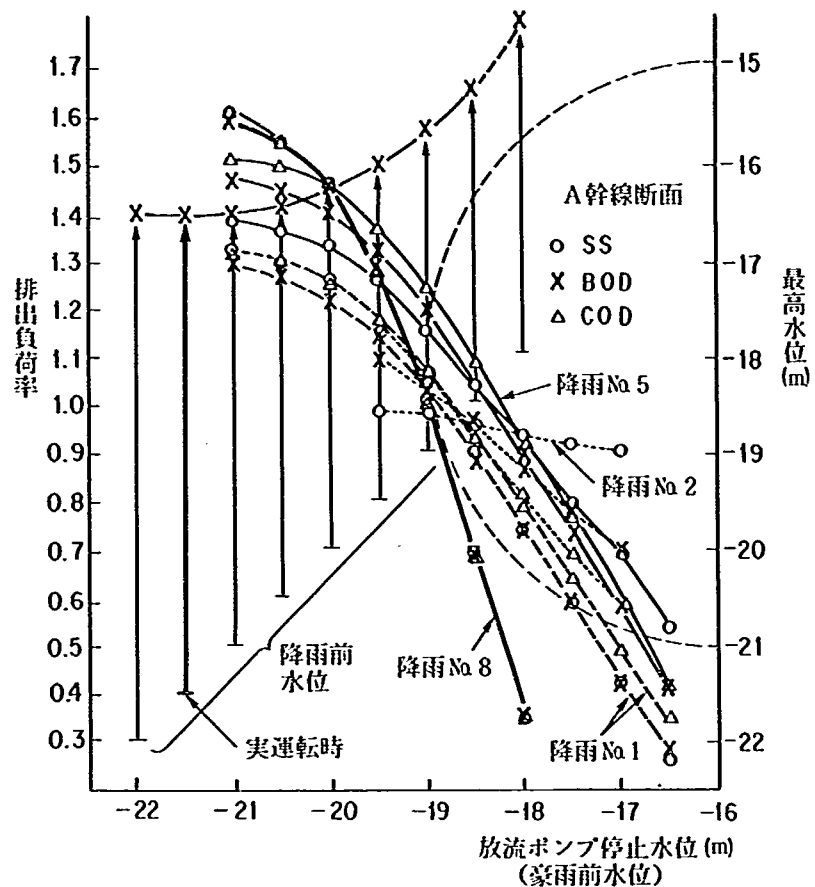


図-6.3 放流ポンプ停止水位と排水負荷率、浸水危険度との関係

このように、降雨の状況

に放流水質、送水水質が左右され、排出負荷率も大きく変動するので、一概にいけないが、降雨No 1, 5を代表例とすると、現在のポンプ停止水位を0.5m上昇させることにより排出負荷率は1.0から0.9と1割減となることがわかった。

2) 浸水危険度

豪豪雨前水位 $H_b = -21\text{m}$ までは、最高水位 $H_{\max}$ に変化がない。 H_b が -21m から上昇するにつれて $H_{\max}$ も上昇し、 $H_b = -19.4\text{m}$ で $H_{\max} = -16\text{m}$ となるが、この水位はBポンプ場の流入ゲート作動水位と一致するため、この水位をもって浸水危険度を判断する。 $H_b = -19.4\text{m}$ での排出負荷率は、BODで1.07～1.28、CODで0.98～1.21である。従って、ここで仮定した降雨の直後に豪雨がある場合では、浸水に対し安全側の豪雨前水位を設定すると、排出負荷率は通常より高くなることが分かった。

(3) 今後の課題

今後の課題としては、①水質データの積みかさね、②計算方法の検討(現在は管渠内で水位一定と仮定している)、③ポンプ起動水位を変化させたときのシミュレーション、が挙げられる。

6.7 降雨前水位と最高水位について

(1) 目的

降雨前水位と最高水位との関係を調べ、降雨前水位をどれくらいに設定すれば放流せずに貯留可能であるかを調べるものである。

(2) 方法

図-6.1に示す降雨量、水位のグラフを読み取り、東成出張所雨量(総雨量10mm以上を対象とした)、降雨前水位、最高水位、放流の有無をまとめた。

(3) 結果

放流のなかった22降雨毎の雨量、降雨前水位、最高水位を図-6.4に示す。

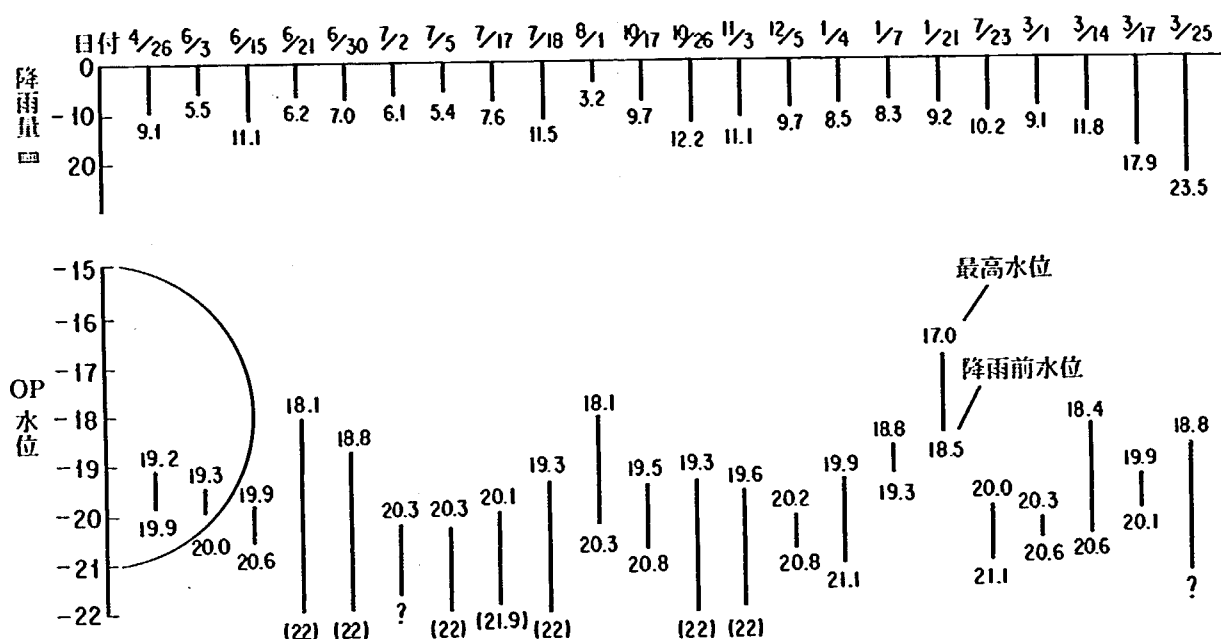


図-6.4 降雨前水位と最高水位

(4) 考察

22降雨の結果はかなりばらつきが大きく、例えば、3/17のように、17.9mmの降雨があっても、水位が-20.1mから-19.4mとわずかしこ上昇しないのに対し、8/1をみると、わずか3.2mmで-20.3mから-18.1mまで上昇している。これは、降雨の分布が(特に夏の豪雨では)ばらつきが大きく、例えば東成出張所では降雨量が少なくとも、他の地域では降雨量が多いことが有り得ることを示すものである。

ここで、降雨前水位をみると、22降雨のうち、-20m以下がほとんどであるが、1/7と1/21の2降雨が-19.3m、-18.5mと高い値である。特に1/21では、9.2mmの降雨量に対し、-18.5mから-17.0mへ水位上昇しているが、これを例外的な場合と考え、10mm程度の降雨をすべて貯留する場合には-20m以下に設定するのが望ましいと考えられる。

第7章 小型管渠装置を用いた洗浄実験

7.1 目的

管内貯留により生ずる堆積物はそのままに放置しておくとは嫌気状態となり、悪臭や硫化水素による腐食や人身事故の原因となる恐れがあるので、適当な時期に適当な方法で除去する必要がある。

除去方法は、貯留水の引抜きと同時に、掃流力で運搬させる方法が最も単純であるが、除去率をあげるためには底勾配を大きくせねばならず費用の面で制約がでてくる。従って強制排除が必要となる。強制排除手法としては、洗浄水による掃流、固定式試験（チェーンフライト）や移動式機械（ブルドーザー）による掻き寄せ等が考えられる。実施設においても洗浄方式が既に用いられている。

今回はこのうち、フラッシュ水による除去法についてフラッシュ水量、フラッシュ速度と除去率との関係を勾配をパラメータとして求めた。

7.2 方法

図-7.1のように予め或る勾配にセットした装置の貯留部に、雨水時合流式下水1ℓを注入し（水深約1cm）、15分放置後、排水口を開け、排水及び採水した（引拔水）。次にフラッシュ部に蒸留水400ml（水深約2cm）を入れ、排水口を開けフラッシュを行い、貯留部排水口において採水した（初期水、終期水）。その後貯留部底に残った堆積物を蒸留水約100mlで洗い出し、採水した（残留水）。実験条件は、勾配1、4、8%に対し、フラッシュ部排水口開度大・中・小で3×3=9通りである。分析項目はTOC、TS、VTSの3通りで分析法は下水試験方法による。

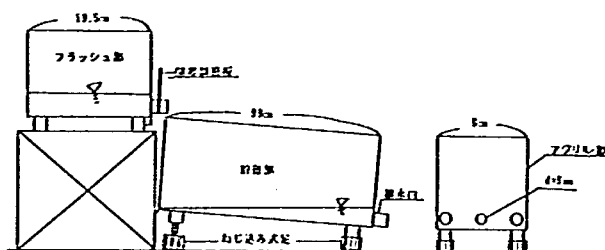


図-7.1 小型管渠装置の概要

表-7.1 原水を100とした場合の
各試料の負荷量

勾配 開度	1%			4%			8%		
	大	中	小	大	中	小	大	中	小
TOC 引拔水	71	68	75	78	92	92	85	82	96
初期水	9	7	3	12	10	3	6	3	6
終期水	8	4	6	3	3	1	1	1	4
残留水	0.7	21	21	3	3	8	0.3	0.7	0.6
TS 引拔水	87	77	87	77	86	89	91	96	93
初期水	4	2	3	5	3	3	3	1	2
終期水	3	2	0.3	2	0.6	0.3	0.5	0.5	1
残留水	1	3	4	0.4	0.8	2	0.1	0.2	0.5
VTS 引拔水	76	62	77	69	83	85	85	92	84
初期水	9	3	4	9	3	5	5	3	2
終期水	5	3	0.5	4	1	0.4	1	1	2
残留水	3	6	6	1	1	4	0.2	0.2	0.7

7.3 結果と考察

原水の負荷量（＝水量×水質）を100としたときの、引拔水、初期水、終期水、残留水の負荷量を表-7.1に示す。これより得られる知見は次の通り。①勾配と引拔水負荷量は正の相関を持つ。②残留負荷量として原水の1%を目安とするとフラッシュ水量が400mlで十分であるのは1%の開度大、8%の3ケースである。400mlで不十分であるのは1%の開度中、小、4%の開度小である。4%の開度大、中はどちらともいえない

い。次に層流における平均流速公式 $\bar{V} = \sqrt[3]{\frac{\rho q I}{3\mu}} q^2$ (ρ : 密度, I : 勾配, μ : 粘性係数, q : 比流量)

を用い、各ケースにおける流速を求めた。これより②、③を考慮し、フラッシュ効果の有無を分ける限界流速は、15～20 cm/s であることがわかった。

なお、沈殿時間を30分とした実験も行った。15分の値と比べて1%、4%では引抜き水負荷量は小さく、8%ではほぼ同程度である。これは、1%、4%では成分が十分に沈降したものの、引抜きの際、排出されなかったためと推定される。

第8章 パイロットスケール実験装置を用いた洗浄実験

8.1 目的

前章において、室内ベンチスケールにおける勾配を自然排水引抜負荷量、フラッシュ水量と速度との関係がある程度つかめたので、次にパイロットスケールにおいて前節同様の実験を行った。

装置の概要を図-8.1に示す。管渠は透明アクリル製で、貯留部とフラッシュ部から成る。双方はボールバルブ付管で接続されている。管を支える架台は勾配可変となっている。装置は下水処理場沈砂池内に置き、沈砂池流入水をくみ上げ、貯留部に送っている(図-8.2参照)。

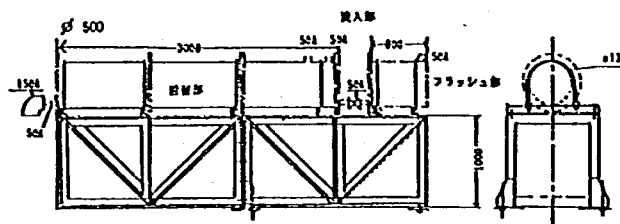


図-8.1 パイロットスケール管渠装置の概要

8.2 方法、結果、考察

昭和61年度は、62年度に予定している雨天時下水を用いた実験の予備実験として、晴天時下水を用いた排水速度測定実験、排水濃度測定実験、放置時間影響実験の3つを行った。

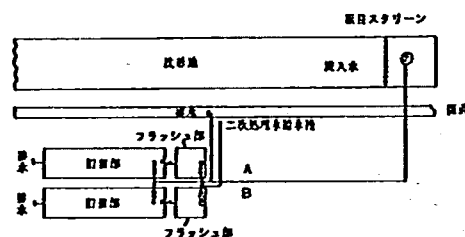


図-8.2 装置の配置

1) 排水測定実験

装置の勾配を或る値に設定し貯留部を二次処理水で満杯にした後排水を行いバケツで採水しその量を実測した。又、オリフィス理論式 $Q = CA\sqrt{2gH}$ において $C = 1.0$ としたときの理論値を計算した。結果を図-8.3に示す。実測値は理論値の9割程度となった。これは排水管入口、急拡部、曲部での損失によるものと思われる。

2) 排水濃度測定実験

貯留部に1時間貯留した下水を排水し、残堆積物をフラッシュ水、貯留後上澄水、引抜き水(初期5ℓ、中期コンボジットサンプル、最終5ℓ)、フラッシュによる採水(最初5ℓ、次5ℓ、次々5ℓ、残りコンボジットサンプル)の10通りについて採水、分析を行った。結果を表-8.1に示す。又、室内実験同様、原水を100とした場合の負荷量収支の計算結果を表-8.2に示す。

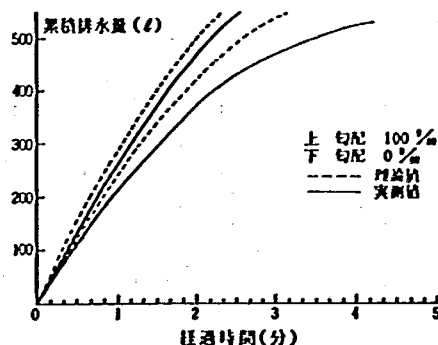


図-8.3 排水速度の比較

10%, 100%の実験ケースにおいては汚泥系からの返送水が混入したため、1%, 50%の値と直

表-8.1 排水濃度実験

勾配	Sample	SS (mg/l)	TS (mg/l)	VTS (mg/l)	VTS/TS (%)	BOD (mg/l)	CODcr (mg/l)	硫化物 イオン (mg/l)	水温 (℃)	pH	DO (mg/l)
1% <下水>	原水	139.3	634	246	(38.8)	200	275	<0.05	13.7	7.66	6.15
	上澄水	56.7	569	190	(33.4)	119	235	<0.05	13.4	7.54	5.05
	初期5ℓ	50.0	583	220	(37.7)	131	221	<0.05	12.5	7.58	6.10
	コンボジット サンプル	56.9	597	256	(42.9)	134	194	—	—	—	—
	最終5ℓ	156.9	748	296	(39.6)	154	336	—	12.6	7.50	4.10
<フラッシュ>	ろ過水	<0.1	486	143	(29.4)	0.9	16.9	—	13.9	6.59	6.30
	初期5ℓ	1140	1840	1330	(72.3)	783	1080	—	—	—	—
	NEXT5ℓ	404	1020	570	(55.9)	260	687	—	—	—	—
	ろ過水	198	725	366	(50.5)	157	256	—	—	—	—
	コンボジット サンプル	54.5	478	174	(36.4)	29.0	153	—	—	—	—
10% <下水>	原水	237.5	706	288	(40.8)	139	376	<0.05	13.9	7.35	6.90
	上澄水	81.7	530	233	(42.1)	93.9	363	<0.05	13.6	7.41	5.30
	初期5ℓ	113.3	565	215	(38.1)	107	348	<0.05	12.8	7.46	6.40
	コンボジット サンプル	91.7	566	235	(41.5)	87.0	236	—	—	—	—
	最終5ℓ	6570	7350	5050	(68.7)	2030	8460	—	—	7.13	—
<フラッシュ>	ろ過水	0.6	387	622	(16.1)	0.8	15.9	<0.05	14.2	6.62	6.25
	初期5ℓ	305	836	331	(39.6)	90.4	1070	—	—	—	—
	NEXT5ℓ	75.0	577	196	(34.0)	22.7	270	—	—	—	—
	ろ過水	44.0	468	171	(36.5)	16.1	162	—	—	—	—
	コンボジット サンプル	16.4	418	87.6	(20.9)	6.6	119	—	—	—	—
50% <下水>	原水	139	628	228	(36.3)	171	339	<0.05	13.8	7.35	6.45
	上澄水	81.7	602	251	(41.7)	137	270	<0.05	13.2	7.36	5.30
	初期5ℓ	90.0	559	237	(42.4)	143	268	<0.05	12.2	7.42	6.10
	コンボジット サンプル	81.7	587	173	(29.5)	146	274	—	—	—	—
	最終5ℓ	3000	3020	2290	(75.8)	1970	5640	—	—	7.09	—
<フラッシュ>	ろ過水	1.5	387	622	(16.1)	1.7	20.1	<0.05	13.9	6.64	6.95
	初期5ℓ	55.0	550	180	(33.7)	35.5	138	—	—	—	—
	NEXT5ℓ	16.0	457	118	(25.8)	10.1	138	—	—	—	—
	ろ過水	6.0	474	113	(23.8)	7.1	103	—	—	—	—
	コンボジット サンプル	4.4	481	133	(27.7)	2.6	116	—	—	—	—
100% <下水>	原水	179	632	240	(38.0)	117	296	<0.05	13.9	7.35	6.90
	上澄水	96.7	495	174	(35.2)	94.5	204	<0.05	13.5	7.35	5.30
	初期5ℓ	132	540	194	(35.9)	96.6	230	<0.05	12.5	7.44	6.05
	コンボジット サンプル	154	547	199	(36.4)	89.2	268	—	—	—	—
	最終5ℓ	6100	6170	4260	(69.0)	1910	5250	—	—	7.16	—
<フラッシュ>	ろ過水	1.4	388	930	(24.0)	1.1	17.0	<0.05	14.2	6.62	6.25
	初期5ℓ	88.0	524	146	(27.9)	38.5	88.2	—	—	—	—
	NEXT5ℓ	24.0	411	78.0	(19.0)	6.7	48.7	—	—	—	—
	ろ過水	10.0	425	62.0	(14.6)	2.7	52.9	—	—	—	—
	コンボジット サンプル	3.6	443	56.0	(12.6)	2.5	84.6	—	—	—	—

接比較はできぬものの、次のような知見が得られた。①引排水のうち初期5ℓ中期コンボジットサンプルの間に顕著な差はない。②上澄水のSSは原水のその39～59%であるがBODは60～81と大きい。③引排水排水負荷量は勾配が大きくなる程大きくなるのでフラッシュ排水

表－8.2 原水を100とした場合の各試料の負荷量

項目 勾配(%)	SS				BOD				CODcr			
	1	10	50	100	1	10	50	100	1	10	50	100
引排水	41	63	78	116	67	75	95	90	71	83	95	106
初、中期	40	60	58	85	66	62	85	75	70	63	80	90
最終5ℓ	1	3	20	31	0.7	13	10	15	1	20	15	16
フラッシュ排水	19	3	1	1	8	2	2	1	17	13	7	6
最初5ℓ	8	1	0.3	0.4	4	0.6	0.5	0.3	4	3	0.3	0.2
次々5ℓ	3	0.3	0.1	0.1	1	0.1	0.1	<0.1	2	1	0.3	0.1
次々5ℓ	1	0.2	<0.1	<0.1	0.7	0.1	0.1	<0.1	1	4	0.3	0.2
残留水	7	1	0.5	0.3	3	0.8	0.8	0.3	10	5	6	5
計	60	66	79	117	75	77	96	91	88	95	101	111

注) フラッシュ水の負荷は無視した

水負荷量は勾配が大きい程小さくなるが、濃度は大きい。また、次のような考察を行った。①引排水、引排水+フラッシュ排水の負荷量は勾配が大きい程大きい。従って自然排水方式、自然排水+フラッシュ方式は勾配が大きい程有利であることが確認された。②フラッシュ水量はSS、BODを見る限り、勾配50%、100%では15ℓで十分である。そのときフラッシュ速度は、 $V=C\sqrt{2}gH$ で $C=0.9$ として計算すると2.7(m/s)とかなり大きい。

3) 放置時間影響実験

貯留部に下水を3日間放置し、pH、ORPの変化をみると共に20ℓバケツ多数に下水を注入、フタをし、一定時間(1, 2, 4, 8, 12, 24, 36, 48, 72時間)経過後フタを開け、沈殿物をかき混ぜ、

表－8.3 放置時間影響実験結果

日付/測定時間	管内貯留部					20ℓバケツ							
	水温 (℃)	水温 (℃)	ORP (mv)	PH上部 (-)	PH下部 (-)	水温上部 (℃)	水温下部 (℃)	PH上部 (-)	DO上部 (mg/L)	DO下部 (mg/L)	HS (mg/L): O ₂ (mg/L)		
2月17日 11:20	8.0	14.4	+170	7.50	7.30	15.7	15.7	7.54	6.05	6.05	-	-	-
12:20	7.5	13.1	+180	7.53	7.30	16.0	16.0	7.46	5.21	4.79	-	-	-
13:20	7.5	12.6	+170	7.50	7.20	15.2	14.5	7.53	4.58	4.00	0.0	0.0	20.8
15:20	8.5	11.8	+120	7.43	7.20	14.5	13.5	7.34	3.26	2.99	0.0	0.0	20.5
19:20	8.0	10.9	± 0	7.32	7.00	13.5	12.8	7.39	1.41	0.80	0.0	0.0	21.0
23:20	7.5	9.4	-240	7.35	6.9	12.5	12.1	7.49	0.50	0.25	0.0	0.0	21.0
2月18日 11:20	7.1	7.6	-310	7.40	7.2	10.8	10.6	7.42	0.38	0.26	0.0	0.0	21.0
23:20	7.1	1.7	-330	7.50	6.8	10.5	10.3	7.53	0.29	0.21	0.0	0.0	21.0
2月19日 11:20	7.5	1.3	-380	7.33	7.30	10.1	10.3	7.25	0.36	0.22	0.0	0.0	21.0
2月20日 11:20	7.7	1.4	-400	7.04	6.70	10.3	10.0	7.18	0.24	0.17	0.0	0.0	20.7

ガス検知器により硫化水素発生の有無を調べた。結果を表－8.3, 8.4に示す。ORPの値から、8～12時間後に還元状態になったことがわかる。硫

表－8.4 放置後の水質

	BOD (mg/L)	COD _{Cr} (mg/L)	MLSS (mg/L)	TS (mg/L)	VTS (mg/L)	VTS/TS (%)	硫化水素 (mg/L)	TOC (mg/L)
原水	153	449	145	664	239	36.0	0	112
上澄水	87.1	147	24.7	503	85	16.9	0	61.6
20ℓバケツ沈殿物	771	178	1150	1620	936	61.5	0.12	595
最終5ℓ	2640	6820	4090	5560	4220	75.9	0.55	1780
フラッシュろ過水	1.5	14.8	0.2	359	52	14.1	0	53.0
フラッシュ初期5ℓ	218	452	317	723	311	43.0	0	84.5

化水素の発生は最後まで認められなかった。しかしながら、20ℓバケツ沈殿汚泥、引抜水、最終5ℓに溶存硫化物イオンが含まれていたことから、硫化水素ガス発生の可能性はある。

8.3 今後の課題

以上の結果をふまえて、昭和62年度以降は以下の点を考慮する必要があると思われる。1) 排水速度、フラッシュ水量及び速度と堆積物との関係、2) 長い管への対応、3) 人工的に土砂を敷きつめた場合のフラッシュ実験。

8.4 追加排水実験

追加排水実験の結果を表-8.5～8.10に示す。これは昭和61年度に行ったものと同様の実験を晴天時に2回、雨天時に3回の計5回再度行ったものである。主要な結果と考察を以下に記述する。

- (1) 原水の濃度は、SS、BOD、 COD_{cr} ともかなりばらついていた。このため実験間の比較は困難であり、定性的な記述にとどめる。
- (2) 貯留時間は、3日間であり(1例のみ6日)、浮遊物の沈殿には十分な時間が経過した。しかし排水の水質(コンボジット)を見ると、SSで29～214mg/ℓとかなり高濃度であり、第13章で述べる沈降塔方式に比べて沈殿効果が十分期待できないことが分かった。
- (3) 自然排水の最終段階で流出する負荷(沈殿汚泥)の最高濃度は、SSで31,890mg/ℓ、BODで9,800mg/ℓ、CODで17,000mg/ℓで、全体の負荷量に占める割合も大きい。
- (4) 負荷量収支(排出負荷量/流入負荷量)の百分率を取ると、SSで25～156、BODで74～184、CODで83～152であり、表-8.11の示す昭和61年度の結果と比べるとかなりのばらつきがある。これは貯留の間に腐敗が起こり、特にBOD、CODに大きく影響を与えたためと推察される。
- (5) 強制排水の負荷量を1%と5%で比べると、5%の負荷量はわずかであり、自然排水ではほとんどの負荷が排除されたことが分かる。

表- 8.5 排水実験 63.3.1-63.3.4

項目 勾配	単位：濃度(mg/l)							
	SS		BOD		CODcr		硫化物	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	594		205		473		0	0
コンクリート	97	68	121	88	180	174	0	0
沈殿汚泥	13630	17510	5640	5800	15200	17900	26	23
5 l	3420	402	1250	137	3810	421	6.5	0.7
次5 l	844	—	351	—	835	—	1.4	0
次々5 l	491	—	223	—	430	—	0	0
沈殿汚泥 A系			5	B系	5			

項目 勾配	単位：原水を100としたときの負荷量							
	SS		BOD		CODcr		硫化物/SS比	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	100	100	100	100	100	100		
コンクリート	16		58		37			
沈殿汚泥	42		21		59		0.2	0.1
自然排水	58		109		96			
5 l	5	0.6	5	0.6	7	0.8	0.2	0.2
次5 l	1		2		2		0.2	
次々5 l	0.8		1		0.8			
強制排水	6.8	0.6	8	0.6	9.8	0.8		
合計	64.8		117		105.8			

表- 8.6 排水実験 63.8.2-63.8.5

項目 勾配	単位：濃度(mg/l)							
	SS		BOD		CODcr		硫化物	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	220	220	98	98	233	233	0	0
コンクリート	59	115	58	59	113	152	0	0
沈殿汚泥	2150	11150	9600	9800	3626	11189	15	32
5 l	2430	424	1230	75	4130	354	18	1.5
次5 l	1210	142	361	12	1087	49	3.9	0
次々5 l	614	60	204	6.3	598	34	0	0
沈殿汚泥 A系			6	B系	4.5			

項目 勾配	単位：原水を100としたときの負荷量							
	SS		BOD		CODcr		硫化物/SS比	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	100	100	100	100	100	100		
コンクリート	26.6	51.8	58.6	59.6	48.1	64.6		
沈殿汚泥	10.8	42.0	108.2	82.9	17.2	39.8	0.7	0.3
自然排水	37.4	93.8	166.9	142.5	65.2	104.4		
5 l	10.2	1.8	11.6	0.7	16.3	1.4	0.7	0.4
次5 l	5.1	0.6	3.4	0.1	4.3	0.2	0.3	
次々5 l	2.6	0.3	1.9	0.1	2.4	0.1		
強制排水	17.8	2.6	16.9	0.9	23.0	1.7		
合計	55.2	96.4	183.7	143.4	88.2	106.2		

表- 8.7 排水実験 63.9.20-63.9.26

項目 勾配	単位：濃度(mg/l)							
	SS		BOD		CODcr		硫化物	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	349	349	68	68	179	179	0	0
コンクリート	34	36	33	31	64	62	0	0
沈殿汚泥	5810	31890	1570	3390	5910	14898	1.8	21
5 I	19850	1690	2480	283	11012	1238	7.9	8.3
次5 I	3350	174	854	18	3345	126	8.6	0.4
次々5 I	2100	75	332	4.3	1406	23	0	0
	沈殿汚泥	A系	2.9	B系	3.3			
	4.3	5.3	4.5	6.3	5.1	5.2		

項目 勾配	単位：原水を100としたときの負荷量							
	SS		BOD		CODcr		硫化物/SS比	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	100	100	100	100	100	100		
コンクリート	9.7	10.2	48.1	45.2	35.4	34.3		
沈殿汚泥	8.9	55.5	12.3	30.3	17.6	50.6	0.0	0.1
自然排水	18.5	65.8	60.4	75.5	53.1	84.9		
5 I	45.0	4.7	28.9	4.1	48.7	6.8	0.0	0.5
次5 I	8.0	0.6	10.4	0.3	15.5	0.8	0.3	0.2
次々5 I	5.7	0.2	4.6	0.1	7.4	0.1		
強制排水	58.6	5.5	43.9	4.4	71.6	7.7		
合計	77.2	71.3	104.3	79.9	124.6	92.6		

表- 8.8 排水実験 1.1.23-1.1.26

項目 勾配	単位：濃度(mg/l)							
	SS		BOD		CODcr		硫化物	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	324	324	213	213			0	0
コンクリート	29	63	87	82	159	165	0	0
沈殿汚泥	12280	13120	3945	3975	12894	12675	24	25
5 I	1330	769	398	213	1301	651	1.6	0.7
次5 I	396	139	135	23	323	71	0.3	0.1
次々5 I	213	57	61	5.7	164	26.8	0	0
	沈殿汚泥	A系	13	B系	11.2			

項目 勾配	単位：原水を100としたときの負荷量							
	SS		BOD		CODcr		硫化物/SS比	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	100	100	100	100	100	100		
コンクリート	8.9	19.3	40.5	38.1				
沈殿汚泥	90.7	83.5	44.3	38.5			0.2	0.2
自然排水	99.6	102.8	84.8	76.6				
5 I	3.8	2.2	1.7	0.9			0.1	0.1
次5 I	1.1	0.4	0.6	0.1			0.1	0.1
次々5 I	0.6	0.2	0.3	0.0				
強制排水	5.5	2.7	2.6	1.0				
合計	105.1	105.5	87.4	77.7				

表- 8.9 排水実験 1.1.30-1.2.2 (晴天時)

項目 勾配	SS		BOD		CODcr		硫化物	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	270	270	434	434	298	298	0	0
コンクリート	214	108	211	212	359	375	0	0
沈殿汚泥	3850	5160	4591	5695	1620	2610	26	23
5 l	5870	998	2390	246	6287	621	6.5	0.7
次5 l	8750	96	1445	62	595	22	1.4	0
次々5 l	331	89	152	6.2	406	25	0	0
沈殿汚泥	A系		10	B系	14.5			

項目 勾配	SS		BOD		CODcr		硫化物/SS比	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	100	100	100	100	100	100		
コンクリート	78.5	39.6	48.2	48.4	119.4	124.7		
沈殿汚泥	26.3	51.0	19.5	35.0	10.0	23.4	0.7	0.4
自然排水	104.8	90.7	67.7	83.4	129.4	148.1		
5 l	20.0	3.4	5.1	0.5	19.4	1.9	0.1	0.1
次5 l	29.8	0.3	3.1	0.1	1.8	0.1	0.0	0.0
次々5 l	1.1	0.3	0.3	0.0	1.3	0.1		
強制排水	51.0	4.0	8.5	0.7	22.5	2.1		
合計	155.8	94.7	76.1	84.1	151.9	150.1		

表- 8.10 排水実験 1.2.13-1.2.16(晴天時)

項目 勾配	SS		BOD		CODcr		硫化物	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	902	902	318	318	557	557	0	0
コンクリート	53	71	149	150	250	268	0	0
沈殿汚泥	10480	6530	4580	3520	11007	9022	23	21
5 l	4120	2120	1761	1146	4401	2490	33	11
次5 l	653	343	308	136	743	297	5.1	1.1
次々5 l	244	70	103	23	234	57	0	0
沈殿汚泥	A系		8	B系	11.5			

項目 勾配	SS		BOD		CODcr		硫化物/SS比	
	1%	5%	1%	5%	1%	5%	1%	5%
原水	100	100	100	100	100	100		
コンクリート	5.8	7.8	46.4	46.7	44.5	47.7		
沈殿汚泥	17.1	15.3	21.2	23.4	29.1	34.3	0.2	0.3
自然排水	22.9	23.1	67.6	70.2	73.6	82.0		
5 l	4.2	2.2	5.1	3.3	7.3	4.1	0.8	0.5
次5 l	0.7	0.4	0.9	0.4	1.2	0.5	0.8	0.3
次々5 l	0.2	0.1	0.3	0.1	0.4	0.1		
強制排水	5.1	2.6	6.3	3.8	8.9	4.7		
合計	28.1	25.7	73.9	74.0	82.5	86.7		

表- 8.11 排水実験 62.2

単位：原水を100としたときの負荷量

項目 勾配	SS				BOD				CODcr			
	0.1%	1%	5%	10%	0.1%	1%	5%	10%	0.1%	1%	5%	10%
原水	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
工場排水	40	60	58	85	66	62	85	75	70	63	80	90
沈殿汚泥	1	3	20	31	0.7	13	10	15	1	20	15	16
自然排水	41	63	78	116	67	75	95	90	71	83	95	106
5 l	8	1	0.3	0.4	4	0.6	0.5	0.3	4	3	0.3	0.2
次5 l	3	0.3	0.1	0.1	1	0.1	0.1	<0.1	2	1	0.3	0.1
次々5 l	1	0.2	0.1	<0.1	<0.1	0.1	0.1	<0.1	1	4	0.3	0.2
残余	7	1	0.5	0.3	3	0.8	0.8	0.3	10	5	6	5
強制排水	19	3	1	1	8	2	2	1	17	13	7	6
合計	60	66	79	117	75	77	96	91	88	95	101	111

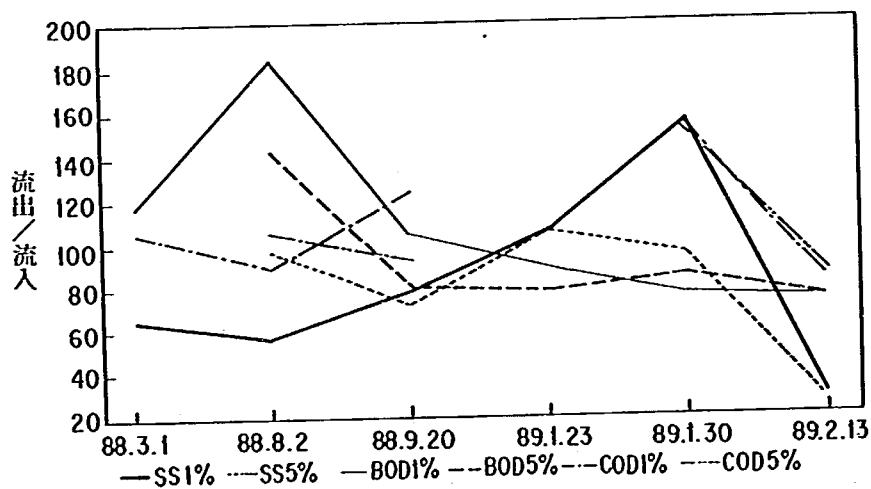


図- 8.4 負荷量収支計算

第9章 A幹線における洗浄調査，堆積物量変化調査，負荷量調査

A幹線は，浸水対策を目的として建設されたバイパス雨水幹線であり，堆積物の洗浄が可能な構造となっている。以下では，洗浄調査および降雨の前後における堆積物量変化調査について述べるものである。

9.1 A幹線の概要

調査対象としたA幹線は，合流式下水道地区の浸水対策用に建設された。その概略図を図-9.1に示す。最大管径6m，貯留量30,000 m^3 (5割水深時)，排水面積983haであり，下流側にBポンプ場(最大排水能力57.5 $\text{m}^3/\text{秒}$)を有する。豪雨時にポンプによる雨水排除を行う一方，小降雨時に管渠内貯留を行い，降雨終了後に貯留水を下水処理場に送水し，越流汚濁負荷削減を行っている。また貯留水は幹線洗浄用としてもA幹線上流のD地点に送水可能である。幹線底面は，図-9.2に示すように平坦部と側溝部からなる。平坦部は，土砂の運搬搬出を行う小型ブルドーザの走行が可能であり，側溝部にかけて2%の勾配がついており，洗浄された平坦部の堆積物は側溝部に流れ込むようになっている。

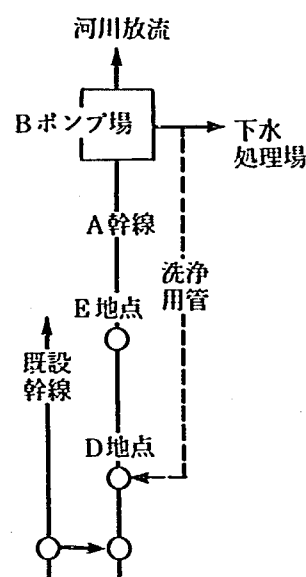


図-9.1 A幹線とBポンプ場

9.2 洗浄調査

9.2.1 目的と方法

管渠洗浄の際に，洗浄前後の堆積物厚さを計測し，また洗浄用水や洗浄された水の水質を測定することによって，管渠洗浄の効果を明らかにすることを調査の目的とする。

洗浄は，C処理場への送水ポンプで汲み上げた水を用いる。この水はバルブの操作で切り替え，D地点まで送られる。洗浄水としては，沈砂池に貯留された水が用いられる。調査は，昭和63年3月18日，5月17日，10月20日，12月19日の4回行われた。それぞれにおいて，Bポンプ場流入渠，D地点およびE地点において洗浄水の採水，分析，洗浄前後における堆積深の測定および堆積物の採取，分析を行った。

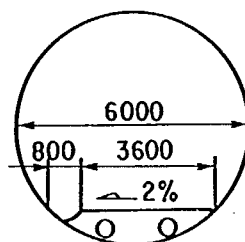


図-9.2 A幹線の断面

9.2.2 結果と考察

(1) 洗浄調査の概要

洗浄調査の概要を表-9.1に示す。現地観測および2，3，4回調査でのE地点およびBポンプ場流入渠での流量観測結果より，洗浄水の23～28%のみがE地点に到達した。その残りは漏水等で失われていたと考えられる。また，4回の調査を通じて，幹線平坦部にはところどころに数 mm 程度の堆積物しか存在しなかったため，洗浄による平坦部の堆積物除去効果は確認できなかった。一方

表-9.1 洗浄調査の結果の概要

調査 回	調査 日	送水 時間	送水量 m ³ m ³ /分	観測流量 E地点 m ³ /日	Bポンプ場流入 地点 m ³ /日
1	88.3.18	3	4770	26.5	
2	88.5.17	3	4310	23.9	1200 (0.28)
3	88.10.20	3.5	5160	24.6	1422 (0.28)
4	88.12.19	2.75	4180	25.3	954 (0.23) 4032 (0.96)

幹線側溝部の堆積厚を洗浄の前後で測定したところ、3回目調査では10cmから9cmに減少したが、4回目調査では図-9.3に示すようにばらつきの多い結果となり、明確な結論を見いだせなかった。従って同時に実施した洗浄水水質調査結果より堆積物除去効果を算出するものとする。

(2) 洗浄水水質調査

Bポンプ場沈砂池からの送水洗浄水水質とBポンプ場流入渠における流下洗浄水水質の経時変化を図-9.4~9.13に示す。送水洗浄水水質は、1、4回目では洗浄期間中安定していたが、2、3回目には洗浄の後半においてSSが上昇した。これは、再び戻ってきた洗浄水の影響と考えられる。流下洗浄水は、3、4回目には洗浄の後半にSSが上昇した。また2回目はE地点とBポンプ場流入渠のおおので、平坦部と側溝部を別途採水したが、殆ど同様の水質であった。また洗浄が終了し、流速が小さくなると各水質とも濃度が大きく減少した(例 BOD: 54から16mg/l, COD: 46から19mg/l, SS: 180から32mg/l)のは興味深い結果であった。なお、洗浄中の管内の硫化水素濃度は、C地点付近で洗浄水が到着した時点で4.4mg/lと高かったが、その後0.1mg/l程度に減少した。Bポンプ場流入渠では終始0.1mg/lであった。

各調査の平均水質を表-9.2に示す。1回目の調査結果より、D地点での洗浄水は送水洗浄水より濃度が高かった。これは送水管内に堆積した無機物土砂が吐き出されたためと考えられる。

流下洗浄水と送水洗浄水の水質差より、洗浄によって掃流された負荷量を計算すると表-9.3のようになった。後述の負荷量調査より、厚さ10cmの堆積物が側溝部に1kmあると、10.7トンに相当するので、1回の洗浄による除去効果は、堆積物全体からみるとごくわずかである。なおE地点における洗浄された堆積物は、黒色の細かいシルト質の粒子状のもので、沈降性も良いことが確認された。

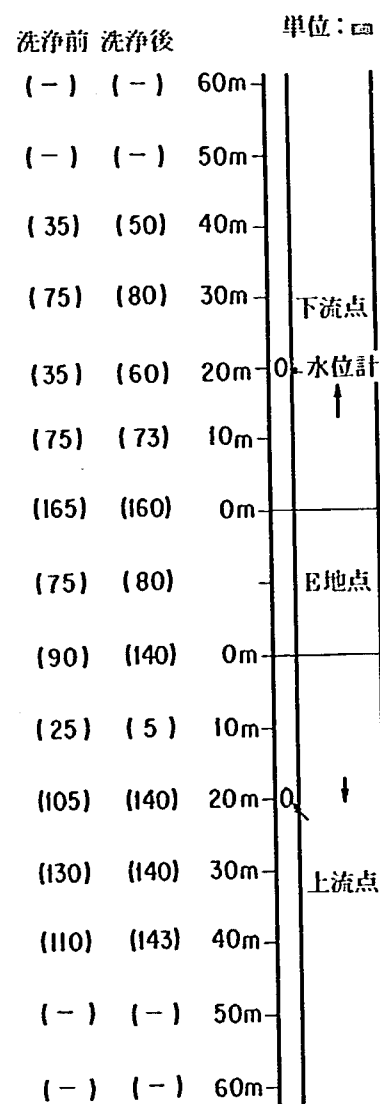


図-9.3 側溝最深部堆積厚 (第4回洗浄調査)

表-9.2 洗浄水の平均水質

	1回目			2回目			3回目			4回目		
	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS
送水洗浄水	36	23	20	28	30	83	29	29	79	26	27	35
D地点	25	22	87									
F地点				43	38	130						
Bポンプ場流入渠	120	140	640	76	72	240	40	37	100	58	48	150

表-9.3 洗浄による掃流負荷量

	BOD	COD	SS
1回目調査	401	558	2960
2回目調査	207	181	677
3回目調査	57	41	108
4回目調査	134	79	460

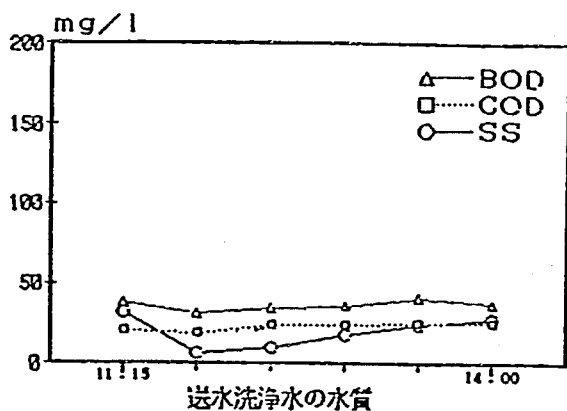


図-9.4 送水洗浄水の水質 (第1回)

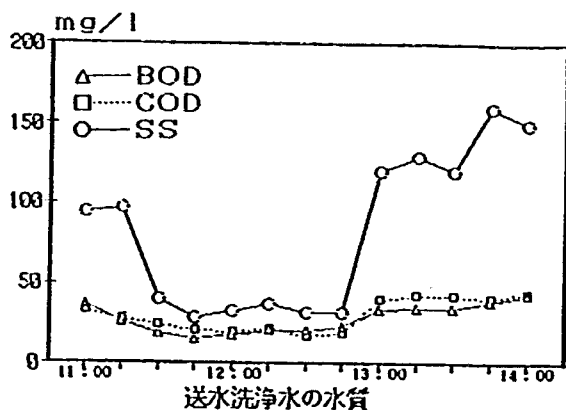


図-9.6 送水洗浄水の水質 (第2回)

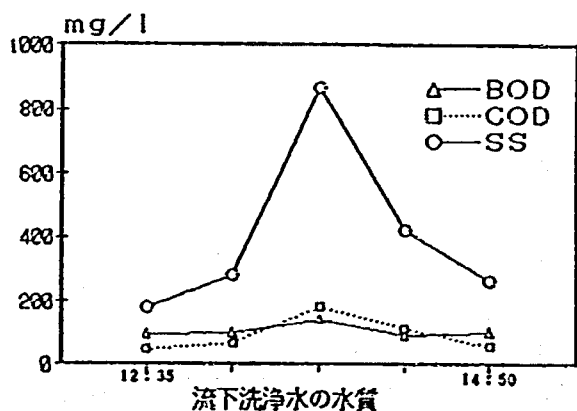


図-9.5 流下洗浄水の水質 (第1回)

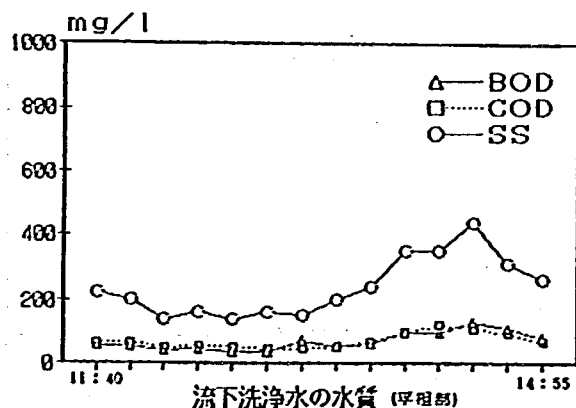


図-9.7 流下洗浄水の水質 (第2回)

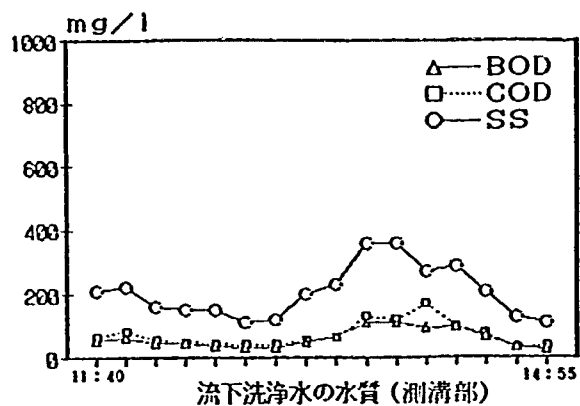


図-9.8 流下洗浄水の水質 (第2回)

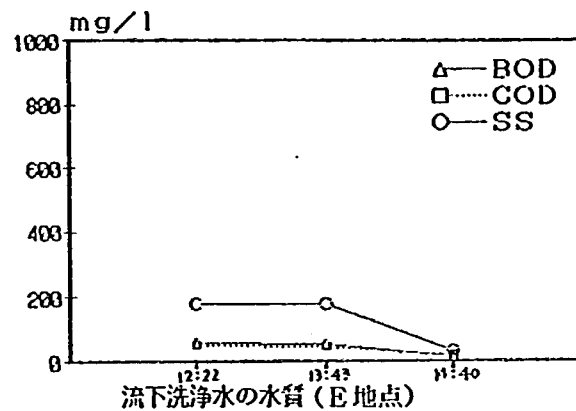


図-9.9 流下洗浄水の水質 (第2回) (E地点)

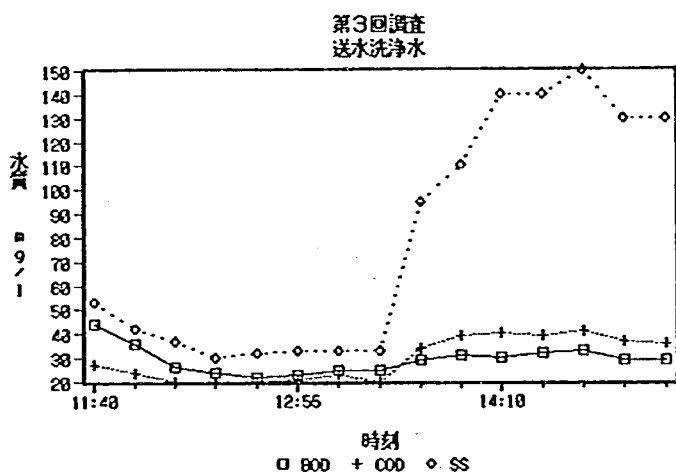


図-9.10 送水洗浄水の水質 (第3回)

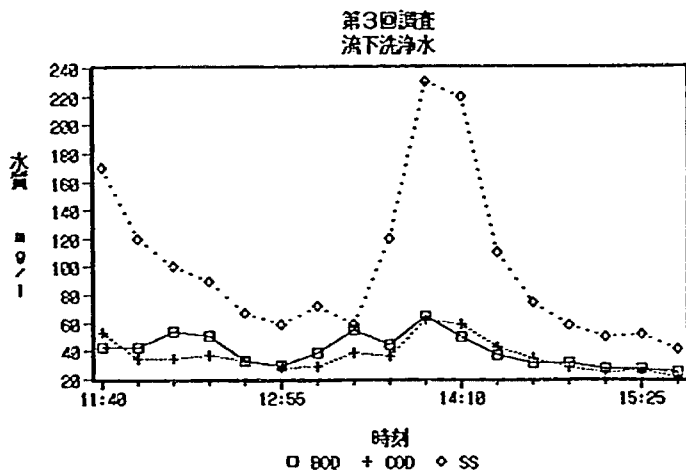


図-9.11 流下洗浄水の水質 (第3回)

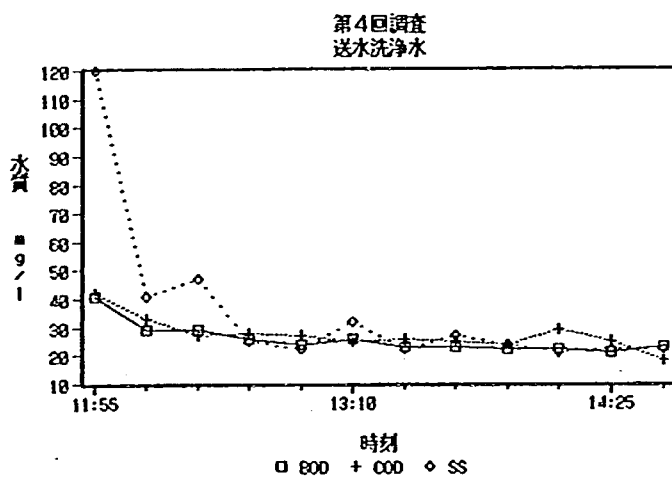


図-9.12 送水洗浄水の水質 (第4回)

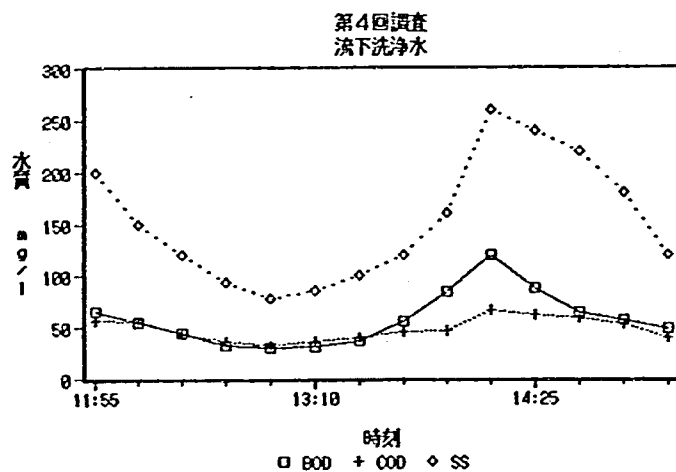


図-9.13 流下洗浄水の水質 (第4回)

(3) 堆積深の変化

洗浄による堆積深の変化は、1回目の洗浄で5mmから4mm、2回目の洗浄で2mmから1mmとほとんど変化しなかった。実測水深より計算した平坦部の掃流力は0.003g/cd、最大掃流砂粒径は0.036cmであったが、粒径0.036cm以下の堆積物の粒径分布は洗浄前後で殆ど差がなかったことから、洗浄の影響で、水流が側溝部に偏結論できる。洗浄によって掃流されない理由は、横断方向の管底勾配による掃流をうけなかったとっていたためと推測される。

また、観測によると、側溝部の堆積物が洗浄され、管渠断面いっばいにひろがって流下していたが、側溝部の堆積深は洗浄により10cmから9cmへと減少したのみであった。やはり実測水深から計算した側溝部の掃流力は0.008g/cd、最大掃流砂粒径は0.09cmであったが、側溝部の堆積物の粒径分布等については未調査である。

D地点とBポンプ場抽水所流入渠での水深、流速結果をみると、側溝部に近づくにつれ、水深、流速が増すという結果を得た。D地点の平坦部、側溝部のほぼ中央における洗浄中の最大水深と最大平均流速は、それぞれ6cm、0.2m/s、23cm、0.6m/sであった。

(4) 洗浄前後の堆積物性状調査

洗浄の前後に堆積物を採取、分析を行った。結果を表-9.4、9.5に示す。

降雨前後の堆積物調査結果(表-9.7)との比較を行う。比重、含水率、強熱減量、全炭素は汚泥、砂共に両者が殆ど同じ値であったが、硫化物は洗浄前後の堆積物が高濃度であった。また、側溝部の砂と平坦部の砂の、含水率、強熱減量、全炭素、有機炭素、硫酸イオンは洗浄前後の堆積物の濃度が低かったが、比重、硫化物は洗浄前後の堆積物の濃度が高かった。硫化物について他所のデータと比較してみると、ある沈砂池の測定値では2.84mg/g、また下水管の例では1.09~2.51mg/gであったのに対して0.063~2.4mg/gと低い値であった。従って悪臭、腐食の問題は殆ど生じないと考えられる。

(5) 堆積深の減少の理論的考察

洗浄水の掃流力を調べてみる。洗浄水量は、 $Q = 0.44 \text{ m}^3/\text{s}$ 。図-9.2の断面図より等流を仮定し Manningの式より流速、水深を求めると、 $V = 0.57 \text{ m/s}$ 、 $H = 21 \text{ cm}$ であり、これより掃流力を計算すると、

$$\tau = wRI = 0.015 \text{ (g/cd)}$$

である。無次元化した限界掃流力 $\tau^* = 0.05$ とすると、

$$d = \tau / \{ (w - w_0) \cdot \tau^* \} = 1.1 \text{ (mm)}$$

である。すなわち1.1mm以下の粒径の砂は掃流されることになる。しかし今回の調査では、洗浄により堆積深は5mmから4mmへとわずか1mm減少したのみであり、また洗浄前後の砂の粒径分布に殆ど差がなかった。

第1回目の洗浄調査結果より流砂理論値との比較を行ってみる。理論式として Meyer-Peter・Müller式を用いた。

表-9.4 洗浄前後の管内堆積物の性状

No	洗浄 前後	地点	場所	性状	土質	比重	含水率 (%)	強熱減量 (%)	全炭素 (%)	有機炭素 (%)	硫化物 (mg/g)	硫酸イオン (μg/g)
1	洗浄前	E	平坦	汚泥	砂質シルト	2.702	79.2	47.5	5.8	2	1.4	300
		E	平坦	砂	砂	2.687	25.2	1.9	0.7	0.2	1.1	310
		B	平坦	汚泥	シルト質砂	2.601	52	17.6	6.7	1.9	1.5	370
	洗浄後	E	平坦	汚泥	砂質シルト	2.661	61.9	17.5	5.1	4.8	8.4	530
		E	平坦	砂	砂	2.693	27.3	4.3	1.1	0.4	1.4	300
		B	平坦	汚泥	砂混じりシルト	2.574	69.2	36	13.4	13.2	5.9	490
2	洗浄前	E	平坦	汚泥	砂質シルト	2.4	66	33.6	9	5.4	0.65	150
		E	平坦	砂	砂	2.433	21.6	0.8	0.2	0.2	1.6	220
		B	平坦	汚泥	シルト質砂	2.401	68.4	29.4	10.5	4	0.4	130
	洗浄後	E	平坦	汚泥	砂質シルト	2.317	76.6	37.9	13.5	11.6	1.8	230
		E	平坦	砂	砂	2.611	20.3	1.3	0.2	0.1	3.2	350
		B	平坦	汚泥	砂混じりシルト	2.316	72.3	34.9	9.6	7.3	1.4	260
3	洗浄前	E	平坦	砂	砂	2.581	23.3	1.1	0.3	0.2	0.21	140
		E	平坦	汚泥	砂混じりシルト	2.471	84.6	54.4	29.6	28.1	2.7	140
		E	側溝	砂	砂	2.592	21.2	1	0.3	0.2	0.03	290
		B	平坦	砂	砂	2.566	18.4	0.9	0.4	0.1	0.01	240
	洗浄後	E	平坦	砂	砂	2.57	20.7	0.7	1.1	0.1	0.03	79
		E	平坦	汚泥	砂混じりシルト	2.603	74.1	47.3	18.7	7.9	3.5	250
		E	側溝	砂	砂	2.645	18.5	1.3	0.6	0.1	0.11	44
		B	平坦	砂	砂	2.539	17	0.5	0.1	0.1	0.01	170
	洗浄前	E	平坦	汚泥	砂混じりシルト	2.517	84.3	54.8	22.6	19	0.46	290
		E	側溝	砂	粗砂	2.653	18.5	0.9	0.4	0.2	2	14
4	洗浄前	B	平坦	砂	砂	2.659	24.8	2.6	2.7	1.5	0.31	44
	洗浄後	E	平坦	汚泥	砂混じりシルト	2.431	84.5	56.4	29.1	23.1	0.63	340
		E	側溝	砂	砂	2.65	20.7	0.8	0.4	0.2	3.1	10
		B	平坦	砂	砂	2.646	20.8	1	0.3	0.2	0.3	98
				平均		2.56	45	19	7	5	1.6	223
				最大		2.702	84.6	56.4	29.6	28.1	8.4	530
				最小		2.316	17	0.5	0.1	0.1	0.01	10

表-9.5 洗浄前後の堆積物の性状

		比重	含水率 (%)	強熱減量 (%)	全炭素 (%)	有機炭素 (%)	硫化物 (mg/g)	硫酸イオン (μg/g)
汚泥	平均	2.499	72.8	38.9	14.6	120.7	2.4	290
	最大	2.702	84.6	56.4	29.6	28.1	8.4	530
	最小	2.316	52	17.5	5.1	1.9	0.4	130
平坦部砂	平均	2.597	21.9	1.46	0.673	0.3	0.745	204
	最大	2.693	27.3	4.3	2.7	1.5	3.2	350
	最小	2.433	17	0.5	0.1	0.1	0.01	44
側溝部砂	平均	2.635	19.7	1	0.425	0.175	1.31	89.5
	最大	2.653	21.2	1.3	0.6	0.2	3.1	290
	最小	2.592	18.5	0.8	0.3	0.1	0.03	10

$$\frac{q_B}{(sgd^3)^{0.5}} = 8 (\varphi_e - \varphi_c)^{1.5}$$

$$\varphi_c = 0.047, \quad \varphi_e = \varphi (n_b/n)^{1.5}$$

$$\varphi = u_*^2 sgd, \quad n_b = 0.0192 d_{90}^{1/6}$$

$$(n_b : m \cdot sec \text{ 単位}, d_{90}^{1/6} : cm \text{ 単位})$$

ここで、洗浄時の水理条件を代入する。 $n = 0.013$, $H = 0.13 m$, $v = 0.62 m/s$, $Q = 0.25 m^3/s$
(洗浄水のうち溝部流を除外した), $R = 0.12 m$, $d_{90}^{1/6} = 0.4 mm$, s (砂の水中比重) = 1.1 とすると,

$$q_B = 1.8 \times 10^{-5} \quad (m^3/s/m)$$

$$L = 56 \quad (g/s)$$

一方実測によると、洗浄水 (D地点) のSSは平均で87 ppm, 洗浄された水 (Bポンプ場への到着水) は平均で640 ppm, 幹線平底部での流量 $q = 0.23 (m/s)$ であったので,

$$L = (640 - 87) \times 0.23 = 127 \quad (g/s)$$

すなわち、実測値が大きくなっている。この理由としては、幹線の溝部に砂が堆積しており、これが掃流、運搬されたためと推定される。

9.3 堆積物量変化調査

9.3.1 目的と方法

降雨の前後における堆積物量を調査し、降雨量、降雨強度、降雨前水位との関係を明らかにすることを調査の目的とし、昭和62年9月から12月にかけて、Bポンプ場において降雨量、降雨強度を測定し、降雨終了後、Bポンプ場流入渠およびD地点において、堆積深の測定、堆積物の採取、分析を行った。

9.3.2 結果と考察

1) 堆積深の変化

調査状況および結果を表-9.6に示す。堆積深をみると、 $59 \cdot 5 \cdot 31$, $59 \cdot 8 \cdot 9$ 以外は、いずれも数mm程度で殆ど変化しない。このことから、数mmの部分は常に堆積していることが推察される。

昭和59年度のデータのみ堆積深が深いのは、降雨前水位を高く設定しており、E地点 (管底高-19.8m) が水没した状態であったため、掃流を受けなかったためと推察される。

また、表-9.6の結果から、降雨量、降雨強度と堆積深との関連は見いだせなかった。

Bポンプ場流入渠およびD地点で採取した堆積物の性状分析結果を表-9.7にまとめて示す。堆積物の性状は泥状と砂状で大きく異なることが予想されたので、できるかぎりこれらを区別して採取した。泥状のものの中に砂状の比重の値に近いものが存在したが、その他の項目では明確な差が生じた。強熱減量、全炭素、有機炭素、硫化物の各平均値は、いずれも泥状のものが高かった。

この結果を、他所の合流式下水道沈砂池堆積物および分流式污水管内堆積物のデータと比較すると、砂状堆積分に関しては、強熱減量、全炭素、有機炭素、硫化物、硫酸イオンの各平均値は、い

表-9.6 降雨量, 降雨強度と堆積深

No	降雨日	調査日	降雨量 (mm)	10分間最大 降雨強度 (mm)	降雨前 水位 (OP-m)	堆積深 E 地点	堆積深 B ポンプ場
1	59. 2. 26	59. 3. 2	12	1	18.2	なし	—
2	59. 5. 29	59. 5. 31	11.3	1.6	19.3	5-10 cm	—
3	59. 7. 28	59. 8. 9	23.3	2.7	21.5	数 cm	—
4	62. 9. 11	62. 9. 14	22.8	5.8	21.7	シルト 5 mm	なし
5	62. 9. 24	62. 9. 26	23.5	2.8	20.3	シルト 5 mm	なし
6	62. 10. 12	62. 10. 13	7.6	0.4	20.1	シルト 5 mm	なし
7	62. 10. 16	62. 10. 19	4.5	0.9	20.8	シルト 5 mm	なし
8	62. 10. 24	62. 10. 27	29.2	1.3	20.9	シルト 5 mm	なし
9	62. 10. 31	62. 11. 2	20.2	8	21.2	シルト 5 mm	なし
10	62. 11. 3	62. 11. 5	11.1	0.8	21.9	砂質 2-50 mm	なし
11	62. 11. 27	62. 11. 30	18.3	2.3	19.8	砂質 2-50 mm	なし
12	62. 12. 6	62. 12. 8	9.7	0.5	20.7	なし	なし

表-9.7 堆積物分析結果の範囲および平均値

調査地点 試料の分類		B ポンプ場		E 地 点	
		泥状堆積物	砂状堆積物	泥状堆積物	砂状堆積物
比 重	範 囲	2.140 ~ 2.631	2.577 ~ 2.627	1.994 ~ 2.625	2.593 ~ 2.597
	平均値	2.436	2.600	2.373	2.595
含 有 率 (%)	範 囲	60.6 ~ 80.7	16.8 ~ 25.0	59.0 ~ 82.5	20.6 ~ 21.9
	平均値	73.6	20.3	71.0	22.1
強 熱 減 量 (%)	範 囲	28.3 ~ 65.0	0.8 ~ 2.0	16.5 ~ 65.6	0.8 ~ 1.7
	平均値	43.8	1.4	38.7	1.1
全 炭 素 (%)	範 囲	13.8 ~ 27.9	0.2 ~ 0.5	7.7 ~ 4.4	0.3 ~ 0.5
	平均値	22.2	0.4	20.3	0.4
有 機 炭 素 (%)	範 囲	12.6 ~ 25.2	0.2 ~ 0.5	6.4 ~ 33.6	0.2 ~ 0.5
	平均値	19.4	0.3	18.7	0.3
硫 化 物 (mg/g)	範 囲	1.1 ~ 2.6	0.114 ~ 0.68	0.56 ~ 2.9	0.17 ~ 0.61
	平均値	1.6	0.31	1.5	0.47
硫酸イオン (μg/g)	範 囲	150 ~ 550	160 ~ 2400	110 ~ 560	63 ~ 160
	平均値	310	700	320	98

ずれも他所の値を下回った。このことより通常の沈砂池や下水管渠より、悪臭や腐食の発生の可能性は少ないといえる。なお調査中の管渠内の硫化水素ガス濃度は低く、最大0.1mg/ℓであった。

2) 理論的考察

平坦部において堆積物が存在しないことを検証するため、各降雨によるA幹線への初期流入量から掃流量 τ および最大掃流砂粒径 d を以下の式により計算した。

$$\tau = wRI$$

$$d = \tau / (s \cdot \tau^*)$$

ただし、 R ：径深、 w ：水の単位面積重量、 s ：砂の水中比重(=1.65)、 τ^* ：無次元化された掃流力(=0.05)、 I ：エネルギー勾配(=管底勾配)。

計算結果を同じく表-9.8に示す。掃流力は0.003 - 0.034g/cm²、最大掃流砂粒径は、0.04 - 0.4cmの範囲にあった。従って、粒径0.04cm以下の堆積物は掃流されることが期待されるが、粒径0.04cm以下のものが存在した。観察によると、これらは粘着性をもつ堆積物のため、降雨による洗浄にもかかわらず掃流を受けなかったと推察される。

図-9.8 降雨による掃流力

NO.	Date	10分間 最大 降雨強度 (mm)	初期 水位 (OP-m)	上昇 水位 (m)	上昇 所用 時間 (分)	増加 水量 (m ³)	流量 (m ³ /s)	流速 (E地点) (m/s)	流速 (E地点) 実測 (m/s)	掃流力 (g/cm ²)	掃流 粒径 (cm)
1	59. 6. 8	1.5	21	0.5	11	1,400	2.1	0.9		0.019	0.24
2	59. 6. 20	6.5	20.1	0.5	8	4,200	8.8			0.041	0.51
3	59. 6. 22	0.7	20.6	0.5	50	2,600	0.9	0.7		0.012	0.15
4	59. 6. 26	1.5	20.5	0.5	7	2,600	6.2	1.3		0.034	0.43
5	59. 6. 28	1.3	20.9	0.5	7	1,400	3.3	1.1		0.025	0.31
6	59. 7. 28	2.7	21.3	0.5	5	100	4.7	1.2		0.03	0.37
7	62. 8. 5	11	21.5	1.5	2	5,300					
8	62. 9. 11	5.8	21.7	0.5	5	1,000	3.3	1.1		0.025	0.31
9	62. 9. 12	1	22	0.5	7	800	1.9	0.9	1.1	0.018	0.23
10	62. 9. 24	2.8	20.3	0.5	10	3,400	5.7	1.3	0.7	0.033	0.41
11	62.10.12	0.4	19.9	0.1	30	800	0.4	0.5	0.7	0.006	0.08
12	62.10.24	1.3	20.9	0.5	30	2,600	1.4	0.8	0.9	0.015	0.19
13	62.10.26	0.5	22	0.5	13	800	1	0.7		0.013	0.16
14	62.10.31	1.6	21.2	0.5	7	1,400	3.3	1.1		0.025	0.31
15	62.11. 3	0.8	21.8	0.5	15	800	0.9	0.7		0.012	0.15
16	62.12. 6	0.5	20.7	0.3	90	1,000	0.2	0.3		0.003	0.04

9.4 洗浄調査、堆積物調査のまとめ

以上の調査結果をまとめると以下の通りである。

- ① 管内貯留による堆積は平坦部では殆どみられなかったが、側溝部には常に堆積がみられた。観測期間中の降雨による掃流力は、平坦部で0.003 - 0.034g/cm²、最大掃流砂粒径は比重を2.65として0.04 - 0.4cmの範囲であったが、粒径0.04cm以下の堆積物が存在した。
- ② 堆積物としては性状のはっきり異なる砂状のものと泥状のものが観察された。砂状堆積物の硫化物などの濃度は、他所のそれらより低いため、悪臭や腐食の発生の可能性は少ないといえる。

- ③ 貯留水を用いた洗浄により、掃流力は 0.003 g/cm 、最大掃流砂粒径は 0.036 cm であったが、この粒径以下の堆積物は殆ど掃流されなかった。側溝部堆積物はわずかに掃流された。
- ④ 洗浄水濃度は、流下に伴い増加した。得られた洗浄水濃度をもとに計算すると、1回の洗浄によりSS換算で $108 \sim 2960 \text{ kg}$ の堆積物が除去されるが、これらは、推定管内堆積物量 10.7 トン に比べるとわずかである。
- 今後の課題として、①側溝部の堆積状態の把握、②Bポンプ場沈砂池堆積物性状調査が挙げられる。

9.5 負荷量調査

9.5.1 調査の概略

負荷量調査の結果を表-9.9, 9.10 にまとめる。調査は幹線D地点、Bポンプ場流入地点、放流水、下水処理場送水の各地点で採水、分析を行ったものである。昭和62年度X市実施分の24回(62.9.11~63.5.11)と昭和63年度土木研究所実施分の4回(63.9.3~1.2.16)の計28回行った。調査対象とした降雨量の総計は 582 mm であった。

図-9.9 A幹線負荷量調査結果一覧(その1)

No.	date	降雨 量 (mm)	10分 強度 (mm)	継続 時間	D地点	流量(cum)				BOD負荷量(kg)				COD負荷量(kg)				SS負荷量(kg)				No.	date	降雨 量 (mm)	流量(mm)									
						沈砂	放流	送水	D地点	沈砂	放流	送水	D地点	沈砂	放流	送水	D地点	沈砂	放流	送水	D地点				放流	送水								
1	62.9.11	22.8	5.8	1:45	72550	72550	52600	20050		8930	1180	521		11900	819	546		108000	1050	390	1	62.9.11	22.8	6.59	4.78	1.82								
2	62.9.24	23.5	2.8	7:35	56360	54860	38400	15360		242	2490	190	868		564	1860	243	818		451	4170	402	2840	2	62.9.24	23.5	5.12	3.49	1.39					
3	62.10.11	7.7	0.4	10:05	4270	5170		8970		55.5	0	0	305		42.7	0	0	386		124	0	0	466	3	62.10.11	7.7	0.38		0.81					
4	62.10.16	4.5	0.9	21:00	9750	9750		10750		84.8		0	321		127		0	430		68.3		0	1490	4	62.10.16	4.5	0.88		0.97					
5	62.10.24	29.5	1.9	15:30	80460	80460	51800	30160		2410	3300	1060	500		1850	2660	814	402		3940	4020	1210	1470	5	62.10.24	29.5	7.31	4.70	2.74					
6	62.10.30	19.3	8	6:45	83420	83420	61200	21620		1580			328		1500			320		4170			1160	6	62.10.30	19.3	7.58	5.56	1.96					
7	62.11.3	11.5	0.8	13:00	9800	9800		9800		657	475	0	338		431	370	0	289		1270	753	0	776	7	62.11.3	11.5	0.89		0.89					
8	62.11.27	17.7	2	8:30	35650	38650	26250	17500		606		2070	488		499		1720	373		428		5930	865	8	62.11.27	17.7	3.24	2.38	1.59					
9	62.12.5	9.7	0.5	9:10	3120	3120		5120		27.8			74.5		43.7		0	79.8		90.5		0	266	9	62.12.5	9.7	0.28		0.46					
10	63.1.4	8.8	1.3	6:50	12600	5600				252		0	0		176		0	0		542		0	0	10	63.1.4	8.8	1.14							
11	63.1.7	5.3	0.6	3:30	7200	1000				864		0	0		461		0	0		1440		0	0	11	63.1.7	5.3	0.65							
12	63.1.21	9.2	2.4	3:35	29210	28810		28710		1780		0	1060		1200		0	1230		5260		0	2440	12	63.1.21	9.2	2.65		2.61					
13	63.2.23	10.3	0.5	13:45	3840	3840		5840		73		0	460		57.6		0	336		119		0	845	13	63.2.23	10.3	0.34		0.53					
14	63.2.29	8.6	0.3	18:30	1800	1800		4400		86.4		0	201		86.4		0	219		234		0	454	14	63.2.29	8.6	0.16		0.4					
15	63.3.11	24.8	2.7	8:45	95510	96610	85700	15110		6300	5360	12500	509		3920	4200	7350	314		12400	20400	32500	1310	15	63.3.11	24.8	8.68	7.79	1.37					
16	63.3.14	11.8	1.2	8:15	23760	23560		23260		2590		0	642		1530		0	592		5650		0	1590	16	63.3.14	11.8	2.16		2.11					
17	63.3.17	17.9	0.7	26:00	5220	6620		7920		522		0	499		245		0	451		626		0	2220	17	63.3.17	17.9	0.47		0.72					
18	63.3.25	19.7	1	30:30	30940	30940		32040				0	678				0	561				0	668	18	63.3.25	19.7	2.81		2.91					
19	63.4.7	23.3	0.8		33740	33800		25520		1850	681		603		1420	740		534		5730	1020		759	19	63.4.7	23.3	3.06		2.32					
20	63.4.12	27.8	1.2		76670	76700	58500	21930		5450	3260	4030	1160		2990	3130	2680	597		10700	5280	12400	2190	20	63.4.12	27.8	6.97	5.31	1.99					
21	63.4.29	5.4	0.5		15300	15900		15880		321	325		514		321	338		566		291	404		593	21	63.4.29	5.4	1.39		1.44					
22	63.5.3	11.6	1.7		36300	39600	28900	21200		1160	1380	2910	300		908	1230	1770	333		3120	1780	9160	735	22	63.5.3	11.6	3.3	2.62	1.92					
23	63.5.7	33.3	2.5		130300	130600	108400	26020		3390	4810	6080	409		2610	3700	4450	277		11100	24600	24200	1050	23	63.5.7	33.3	11.8	9.85	2.36					
24	63.5.11	37.5	3.9		104400	104900	82200	23150		3240	2890	5130	613		2610	2360	2470	564		7310	7070	15800	1920	24	63.5.11	37.5	9.49	7.47	2.10					
25	63.9.3	55.3	10.2		301500	301500	275300	25480		29200	17366	15400	866		25600	14566	9910	612		45200	28366	55100	1710	25	63.9.3	55.3	27.4	25.0	2.31					
26	63.11.23	11.6	1.3		26400	32300	19100	16610		2110	1556	1200	831		1530	1256	1070	598		4220	2856	8400	2990	26	63.11.23	11.6	2.4	1.73	1.51					
27	1.1.19	50.6	4.1		217000	217000	197900	19460		10600	10050	13500	876		6080	8010	9100	856		21700	16560	43500	1830	27	1.1.19	50.6	19.7	17.9	1.76					
28	1.2.16	63.2	4.4		152640	147200	144000	0		5950	4120	8060	0		4430	3970	5900	0		10400	11800	34560	0	28	1.2.16	63.2	13.8	13.0						
計(単位10m ³ or t)					582.					1659.7	1656.0	1230.2	451.8	78.8115	69.58	73.31	13.9	59.702	61.82	48.2	12.2	150.933	242.72	244.2	33.0	計 mm					582.	150.	111.	41.0
平均					20.7	2.3				59275.	59145	87875	17379	3152.46	4093.	3054.	498.	2388.0	3636.	1931	438.	6037.35	14278.	9768.	1179	平均 mm					20.7	5.38	7.98	1.64
																										流出率						0.25	0.19	0.07

図-9.10 A幹線負荷量調査結果一覧(その2)

No.	date	降雨 量 (mm)	10分 強度 (mm)	流量比		負荷量比				負荷量比			送水/(放流+送水)			BOD平均水質(mg/l)			COD平均水質(mg/l)			SS平均水質(mg/l)											
				(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入	(放+送)/入									
				D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点	D地点							
				沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂	沈砂							
				BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS	BOD	COD	SS			
1	62.9.11	22.8	5.8	1.00	1.00	15-	0.19	15-	0.11	15-	0.01						0	123.	22.4	25.9				0	164.	15.5	27.2		0	1488	19.9	19.4	
2	62.9.24	23.5	2.8	0.95	0.97	4.37	0.42	1.88	0.57	7.18	0.77	10.2	3.29	9.24	0.82	0.77	0.87	4.29	45.3	4.94	56.5	10.0	33.9	6.32	53.2	8.00	76.0	10.4	184.				
3	62.10.11	7.7	0.4	2.10	1.73	5.49	15-	9.03	15-	3.75	15-				1	1	1	12.9	0		34.0	10	0		43.0	29.0	0		51.9				
4	62.10.16	4.5	0.9	1.10	1.10	3.78	15-	3.38	15-	21.8	15-				1	1	1	8.69	0		29.8	13.0	0		40	7.00	0		138.				
5	62.10.24	29.5	1.9	1.01	1.01	0.64	0.47	0.65	0.45	0.68	0.66	1.36	1.43	1.02	0.32	0.33	0.54	29.9	41.0	20.4	16.5	22.9	33.0	15.7	13.3	48.9	49.9	23.3	48.7				
6	62.10.30	19.3	8	0.99	0.99	0.20	15-	0.21	15-	0.27	15-				1	1	1	18.9	0	0	15.1	17.9	0	0	14.8	49.9	0	0	53.6				
7	62.11.3	11.5	0.8	1	1	0.51	0.71	0.67	0.78	0.61	1.03	0.72	0.85	0.59	1	1	1	67.0	48.4		34.4	43.9	37.7		29.4	129.	76.8		79.1				
8	62.11.27	17.7	2	1.22	1.13	4.22	15-	4.19	15-	15.8	15-				0.19	0.17	0.12	16.9	0	78.8	27.8	13.9	0	65.5	21.3	12.0	0	225.	49.4				
9	62.12.5	9.7	0.5	1.64	1.64	2.67	15-	1.82	15-	2.93	15-				1	1	1	8.91	0		14.5	14.0	0		15.5	29.0	0		51.9				
10	63.1.4	8.8	1.3	0	0	0	15-	0	15-	0	15-				15-	15-	15-	20	0			13.9	0			43.0	0						
11	63.1.7	5.3	0.6	0	0	0	15-	0	15-	0	15-				15-	15-	15-	120	0			64.0	0			200	0						
12	63.1.21	9.2	2.4	0.98	0.99	0.59	15-	1.02	15-	0.46	15-				1	1	1	60.9	0		36.9	41.0	0		42.8	180.	0		84.9				
13	63.2.23	10.3	0.5	1.52	1.52	6.30	15-	5.83	15-	7.10	15-				1	1	1	19.0	0		78.7	15	0		57.5	30.9	0		144.				
14	63.2.29	8.6	0.3	2.44	2.44	2.32	15-	2.53	15-	1.94	15-				1	1	1	48	0		45.6	48	0		49.7	130	0		103.				
15	63.3.11	24.8	2.7	1.05	1.04	2.06	2.42	1.95	1.82	2.72	1.65	0.85	1.07	1.64	0.03	0.04	0.03	65.9	55.4	145.	33.6	41.0	43.4	85.7	20.7	129.	211.	379.	86.6				
16	63.3.14	11.8	1.2	0.97	0.98	15-	0.24	15-	0.38	15-	0.28				1	1	1	0	109.		27.6	0	64.9		25.4	0	239.		68.3				
17	63.3.17	17.9	0.7	1.51	1.19	0.95	15-	1.84	15-	3.54	15-				1	1	1	100	0		63.0	46.9	0		56.9	119.	0		280.				
18	63.3.25	19.7	1	1.03	1.03	15-	15-	15-	15-	15-	15-				1	1	1	0	0		21.1	0	0		17.5	0	0		20.8				
19	63.4.7	23.3	0.8	0.75	0.75	0.32	0.88	0.37	0.72	0.13	0.74	0.36	0.52	0.17	1	1	1	54.8	20.1		23.6	42.0	21.8		20.9	169.	30.1		29.7				
20	63.4.12	27.8	1.2	1.04	1.04	0.95	1.59	1.09	1.04	1.36	2.76	0.59	1.04	0.49	0.22	0.18	0.15	71.0	42.5	68.8	52.8	38.9	40.8	45.8	27.2	139.	68.8	211.	99.8				
21	63.4.29	5.4	0.5	1.03	0.99	1.60	1.58	1.76	1.67	2.03	1.46	1.01	1.05	1.38	1	1	1	20.9	20.4		32.3	20.9	21.2		35.6	19.0	25.4		37.3				
22	63.5.3	11.6	1.7	1.38	1.26	2.76	2.32	2.31	1.70	3.17	5.55	1.18	1.35	0.57	0.09	0.15	0.07	31.9	34.8	100.	14.1	25.0	31.0	61.2	15.7	85.9	44.9	316.	34.6				
23	63.5.7	33.3	2.5	1.03	1.02	1.91	1.34	1.81	1.27	2.27	1.02	1.41	1.41	2.21	0.06	0.05	0.04	26.0	36.8	56.0	15.7	20.0	28.3	41.0	10.6	85.1	188.	223.	40.3				
24	63.5.11	37.5	3.9	1.00	1.00	1.77	1.98	1.16	1.28	2.42	2.50	0.89	0.90	0.96	0.10	0.18	0.10	31.0	27.5	62.4	26.4	25	22.4	30.0	24.3	70.0	67.3	192.	82.9				
25	63.9.3	55.3	10.2	0.99	0.99	0.55	0.93	0.41	0.72	1.25	2.00	0.59	0.56	0.62	0.05	0.05	0.03	96.8	57.5	55.9	33.9	84.9	48.3	35.9	24.0	149.	94.0	200.	67.1				
26	63.11.23	11.6	1.3	1.35	1.10	0.96	1.30	1.09	1.32	2.69	3.98	0.73	0.82	0.67	0.40	0.35	0.26	79.9	48.1	62.8	50.0	57.9	38.8	56.0	36.0	159.	88.4	439.	180.				
27	1.1.19	50.6	4.1	1.00	1.00	1.35	1.43	1.63	1.24	2.08	2.73	0.94	1.31	0.76	0.06	0.08	0.04	48.8	46.3	68.2	45.0	28.0	36.9	45.9	43.9	100	76.3	219.	94.0				
28	1.2.16	63.2	4.4	0.94	0.97	1.35	1.95	1.33	1.48	3.32	2.92	0.69	0.89	1.13	0	0	0	38.9	27.9	55.9		29.0	26.9	40.9		68.1	80.1	240					
計(単位10m ³ or t)				582.																													
平均				20.7	2.3	1.01	1.01	1.10	1.25	1.01	0.97	1.83	1.14	0.88	1.03	1.60	0.16	0.20	0.11	47.4	42.0	59.5	30.9	35.9	37.3	39.2	27.1	90.9	146.	198.	73.0		

9.5.2 A幹線への流入量、放流量、送水量

排水面積を1100haとしたとき、総降雨量582mmに対する流入量、放流量、送水量の総量をmmで表すと、それぞれ150mm、110mm、41mmであった。これを1降雨あたりの平均でみると、それぞれ5.4mm、3.9mm、1.5mmであった。ただし放流のあった14回のみを対象とすると、流入量9.5mmに対し、放流量は8.0mmであった。

それぞれの降雨に対し、降雨量と流入量、放流量、送水量との関係を見ると、流入量、放流量ともに、降雨量と強い相関がみられた。送水量と降雨量の間にも比較的強い相関がみられたが、降雨量が増加しても、送水量は頭打ちとなった。

9.5.3 負荷量、平均水質

1) D地点流入水

降雨が大きいほど既設幹線内流量、流速、掃流力が大きくなり、D地点流入水水質も増加することが予想された。10分間最大降雨量とD地点流入水水質の間にBOD、CODにおいてわずかに正の相関がみられたが、SSは明確な相関が表れなかった。また降雨量とD地点流入負荷量は比較的正の相関が強かった。全調査の平均BOD、COD、SSはそれぞれ47、36、91mg/ℓであった。

2) Bポンプ場流入水

D地点流入水と同様に、降水強度が大きいほど、掃流力が大きくなり、Bポンプ場流入水水質も増加することが予想された。D地点流入水と同様、10分間最大降雨量とBポンプ場流入水水質の間にBOD、CODにおいてわずかに正の相関がみられたが、SSは明確でなかった。全調査の平均BOD、COD、SSはそれぞれ42、37、146mg/ℓであった。BOD、CODはD地点流入水と同程度であるが、SSは2倍近い値となった。これは、採水地点が導水渠底から20cmのところであり、巻き上げられた導水渠の堆積物の影響を大きく受けた第1回調査の値が異常に大きかったためである。第1回調査の値を除いた平均を求めると、それぞれ38、32、85mg/ℓとなり、いずれもD地点流入水を下回った。その理由は、Bポンプ場流入水の採水においては、全28回中16回までが降雨前に採水口が水没状態であったことから、Bポンプ場流入水の流速は低下した状態であったため、運搬された負荷は沈殿をうけ、低濃度の水を採水したためと考えられる。

3) Bポンプ場流入水とD地点流入水の比較

Bポンプ場流入水水質とD地点流入水水質の比は、流入水負荷の沈殿、管内堆積物の掃流に左右されるが、降雨強度が大きいほど管内堆積物の掃量が増大し、(Bポンプ場流入水水質/D地点流入水水質)あるいは(Bポンプ場流入水負荷量/D地点流入水負荷量)が増加すると予想された。ここでも10分間最大降雨量との間には正の相関がみられた(図-8.14、8.15)。

4) 放流水

降雨量、10分間最大降雨量と放流水水質の相関は、共に(特にSSにおいて)比較的に負の相関であった。降雨量、10分間最大降雨量と放流水負荷量の間は、明確に正の相関があった(図-9.16、9.17)。

5) 放流水と送水の比較

降雨量、10分間最大降雨量とC処理場送水負荷量/(放流負荷量+C処理場送水負荷量)は、明確に負の相関があった。全調査の平均はBOD、COD、SSでそれぞれ0.16、0.20、0.11とかなり低い値となった。このときのC処理場送水量/(放流量+C処理場送水量)は27%であったが、雨量が少なく、C処理場送水量/(放流量+C処理場送水量)が多い場合にはC処理場送水負荷量/(放流負荷量+C処理場送水負荷量)も増加すると考えられる。第1~24回調査結果を用いると、全調査の平均はBOD、COD、SSでそれぞれ0.24、0.31、0.20となった。このときのC処理場送水量/(放流量+C処理場送水量)は40%であった。

放流水とC処理場送水を平均水質で比較すると、BOD、CODでそれぞれ1.9倍、1.4倍であるのに対し、SSでは2.7倍と大きくなっていた。

6) 放流負荷量と流入負荷量の比較

10分間最大降雨量と放流負荷量/流入負荷量は明確な正の相関があった。10分間最大降雨量が1~4mm以上するとき、放流負荷量は流入負荷量を上回った(図-9.18)。なお、(放流負荷量+C処理場送水負荷量)/流入水負荷量は、BOD、

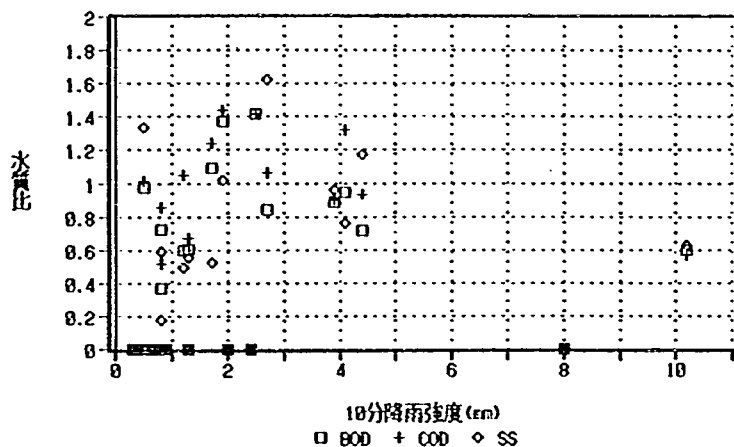


図-9.14 10分間最大降雨量と(Bポンプ場流入水質/D地点流入水質)の関係

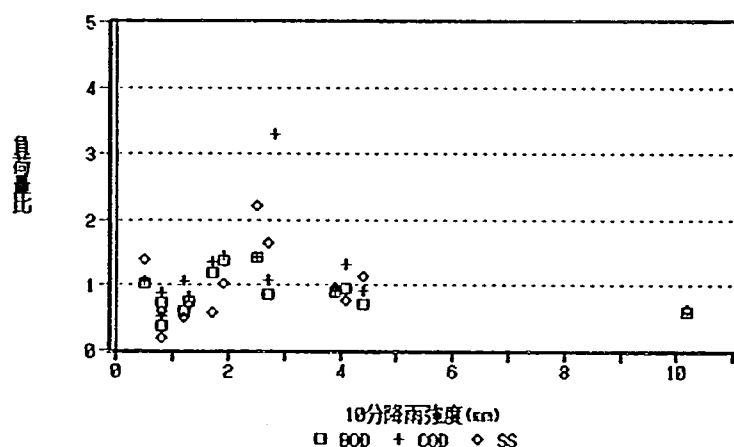


図-9.15 10分間最大降雨量と(Bポンプ場流入負荷量/D地点流入負荷量)の関係

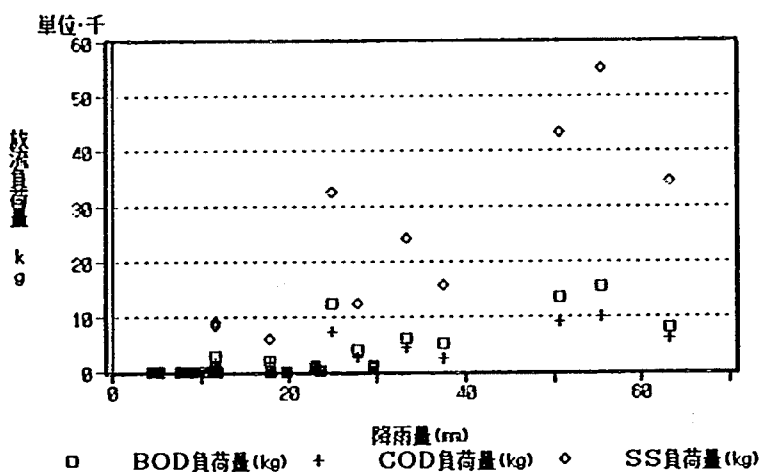


図-9.16 降雨量と放流負荷量の関係

COD, SSでそれぞれ1.1, 1.0, 1.8であった。対象降雨として放流のあるものを多く選んだため、値が1を上回っているが、沈砂池の場所によって堆積物は除去されているので、年間平均では1.0以下になると考えられる。

9.5.4 結論

A幹線, Bポンプ場におけるD地点流入水, Bポンプ場流入水, 放流水, C処理場送水の水質調査より, ①降雨強度の増加による幹線内堆積物の掃流量の増加がみられることを, Bポンプ場流入水水質, (Bポンプ場流入水水質/D地点流入水水質), (Bポンプ場流入水負荷量/D地点流入水負荷量)が10分間最大降雨量と相関があることより確認した。

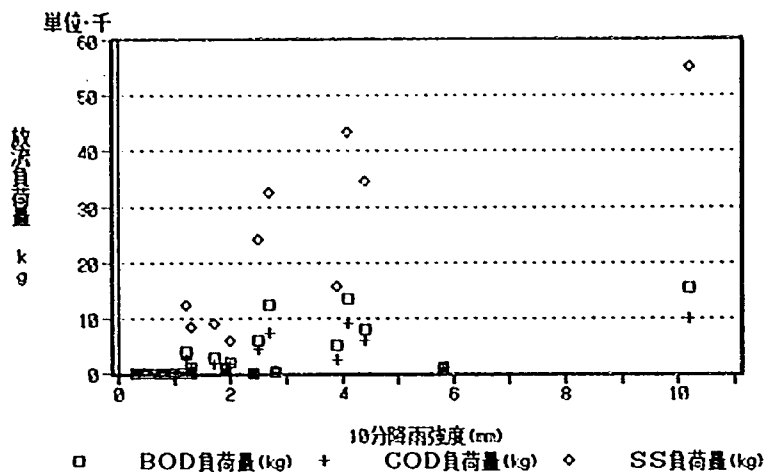


図-9.17 10分間最大降雨量と放流負荷量の関係

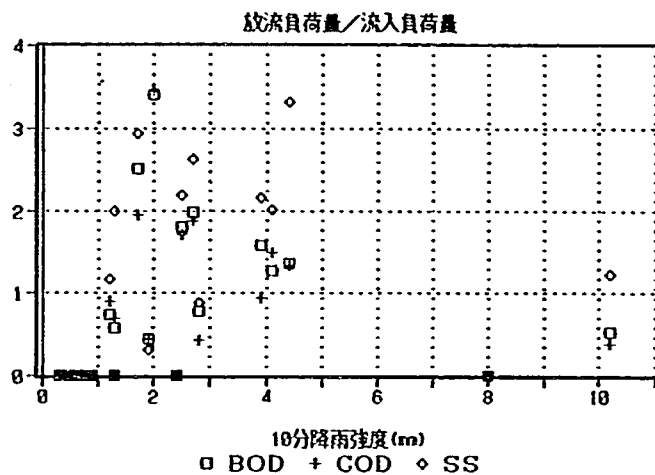


図-9.18 10分間最大降雨量と(放流負荷量/流入負荷量)の関係

9.6 A幹線, Bポンプ場内堆積物量の推定と堆積物の除去

1) A幹線 側溝部分に深さ10cmの

堆積が弁天抽水所より1kmみられたと仮定する。堆積物の縦断方向の面積は 0.0238 m^2 であるから、体積として $1000 \times 0.0238 = 23.8 \text{ m}^3$, 湿潤比重を1.5, 含水率を70%とすると、重量として $23.8 \times 1.5 \times (1 - 0.7) = 10.7$ トンが堆積したこととなる。

2) Bポンプ場 Bポンプ場の沈砂池のうち, 堆積が生ずる部分の面積は, 164 m^2 。堆積深さを50cmと仮定すると体積として 82 m^3 , 湿潤比重を1.5, 含水率を70%とすると、重量として $82 \times 1.5 \times (1 - 0.7) = 37$ トンが堆積したこととなる。

3) 堆積物の除去 前述のように, とくに降雨強度が大きいときは, 放流時に流入水負荷を上回る堆積物による負荷排出がみられる。堆積物の除去方法としては, 管内堆積物の洗浄, 沈砂池堆積物の搬出, 幹線, 沈砂池貯留水送水が挙げられる。

① 管内堆積物の洗浄の効果を流下洗浄水と送水洗浄水の水質の差より求めたところ, 1回の洗浄により, 108~2960kgの堆積物(SS換算)が期待される。

② 沈砂池堆積物の搬出は最も効果的な除去手法であるが, 作業性および処分方法に問題点を有す

る。

- ③ 幹線、沈砂池貯留水送水は、貯留水中のBOD、CODの除去には有効であるが、堆積物のSSの除去はあまり期待できない。

第10章 全体の結論

以上第2章から第9章までの結論をまとめると、以下のようなものである。

第2章「管内貯留の形式と分類」では、管内貯留の定義、目的を明らかにし、機能別の分類を行った。

第3章「排水方式と貯留方式の比較」では、排水ポンプの能力を様々な与えたときの機能について、①質対策効果、②降雨の不確実性への対応の観点からの検討を行い、排水ポンプ能力が大きいほど有利であることを明らかにした。

第4章「貯留堰による管内貯留方式の検討」では、管内に貯留堰を設けた場合の貯留量や背水長さ等について明らかにした。

第5章「K排水区における浸水シミュレーション」では、自由水面モデルおよびサーチャージモデルを適用した浸水シミュレーションを行い、実際の浸水地区との比較を行った。

第6章「貯留管の併用利用方式の検討」では、大阪市天王寺弁天幹線の弁天抽水所のポンプ運転を様々な設定したときの併用利用効果を明らかにした。

第7章「小型管渠装置を用いた実験」および第8章「パイロットスケール実験装置を用いた洗浄実験」では、実験装置に晴天時・雨天時下水を貯留、排水後残存した堆積物をフラッシュしたときの排水や残存堆積物の負荷量について明らかにした。

第9章「A幹線における洗浄調査、堆積物変化調査、負荷量調査」では、A幹線での洗浄による負荷量、堆積物変化量を明らかにするとともに、降雨強度に対する放流負荷量と流入負荷量の比との間に正の相関があることを明らかにした。

第11章 全国雨水貯留施設実態調査

11.1 調査方針

近年の都市化による雨水流出量の増大や、放流先河川的能力不足等を原因とする浸水の対策として、下水管渠施設のなかに、雨水を『貯留』する機能を持った施設を設置する計画が多く、事業体で策定・実施されている。

また、合流式下水道の越流水による公共水域の水質汚濁が問題となってきた。この対策の1つとして、貯留施設を設け、初期降雨一旦貯留し降雨終了後等に処理施設で処理してから放流する方法がある。

ところが、従来下水道は流域に降った降雨を速やかに排除することを目的として計画・設計されており、雨水を『貯留』する施設を計画・設計することは今までと違った考え方により行われることになる。しかし現在のところ、雨水貯留施設の計画・設計についての基準となるような考え方は提示されていない。

そこで本調査は、現在供用中および計画中の貯留施設について、計画諸元や計画・設計・管理上の問題点等をアンケートにより調査し、貯留施設計画・設計のための基礎的資料とすることを目的とする。

雨水貯留施設の分類は、目的及び形状から表-11.1のように11種類に分類した。また、特に浸水対策施設については、都市域において流出係数の増大・放流先河川的能力不足等の理由で都市域に設けられる貯留施設を都市型施設として分類した。

表-11.1 雨水貯留施設の分類

目 的	形 状	施設数	
浸水対策	貯水池（自然排水）	23	合計 56 (不明2)
	貯水池（ポンプ排水）	21	
	貯 留 管	10	
合流改善	沈 殿 池	6	合計 18
	滞 水 池	11	
	スワール分水槽	1	
	貯 留 管	0	
併用利用	沈 殿 池	0	合計 9
	滞 水 池	6	
	スワール分水槽	0	
	貯 留 管	3	
			総計 83

浸水対策施設 都市型施設 26 施設
 その他の施設 30 施設

★ 表の数値はアンケート調査回答数

11.1.1 調査項目

アンケート項目は、① 計画に関する項目 の4項目に分類した。

② 設計に関する項目

③ 運転に関する項目

④ 維持管理に関する項目

① 計画に関する項目

計画に関する項目の細目は、以下のとおりである。

- ・貯留施設建設の背景
- ・降雨条件 …………… 計画降雨強度, 確率年
- ・排水区条件 …………… 排水面積, 流出係数
- ・設置場所
- ・計画容量決定 …………… 算定式, 決定根拠
- ・施設規模

② 設計に関する項目

設計に関する項目の細目は、以下のとおりである。

- ・容量配分 …………… 有効容量, 堆積土砂容量, 余裕
- ・対象降雨 …………… 流入開始降雨, 上限
- ・対象流量 …………… 流入開始流量, 上限
- ・改善度 …………… ¹⁾ ピーク流量, 降雨強度, 確率年

²⁾ 処理流入量, 越流量, 越流回数, 負荷削減量

注) 1) : 浸水対策施設

2) : 合流改善施設, 併用施設

以下同様

③ 運転に関する項目

運転に関する項目の細目は、以下のとおりである。

- ・貯留方式
- ・放流先
- ・放流条件
- ・貯留後の処理
- ・放流(排水)時間

④ 維持管理に関する項目

管理に関する項目の細目は、以下のとおりである。

- ・堆積土砂問題及び対策
- ・臭気問題及び対策

・その他の問題及び対策

11.1.2 対象事業体

調査対象とした事業体は、表－11.2に示す53事業体である。

表－11.2 調査対象事業体

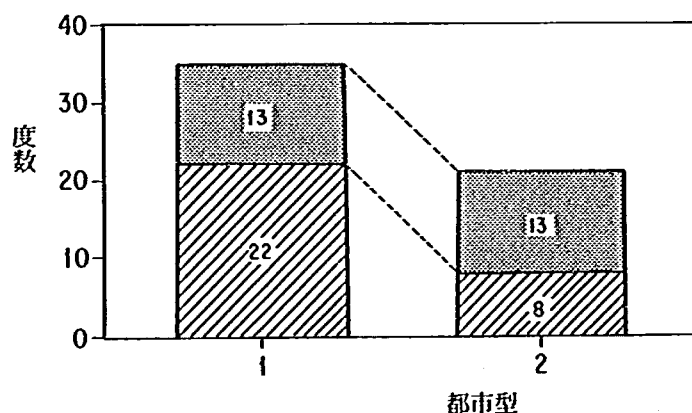
北海道	札幌市	岐阜県	岐阜市
青森県	八戸市	静岡県	清水市
宮城県	登米町	長野県	長野市
秋田県	秋田市, 昭和町, 能代市	富山県	富山市
福島県	安達町	愛知県	名古屋市, 一宮市, 扶桑町
栃木県	足利市, 佐野市	京都府	網野町, 岩滝町
茨城県	水戸市, 石岡市, 五霞村	大阪府	大阪市, 守口市, 東大阪市, 八尾市
埼玉県	上尾市, 熊谷市, 所沢市, 狭山市, 志木市, 草加市, 新座市, 東村山市, 杉戸市, 川口市, 鷲宮町, 嵐山町	奈良県	大和郡山市
東京都		愛媛県	松山市
神奈川県	横須賀市, 川崎市, 横浜市, 鎌倉市	高知県	猪野町
新潟県	新潟市	広島県	広島市, 廿日市町, 府中町
		福岡県	北九州市, 春日市, 新宮町
		熊本県	菊陽町

11.2 単純集計による実態調査データの整理

前節で示した4つの項目に従って、アンケートを整理した結果を浸水対策施設、合流改善・併用利用施設に分けて表－11.8～11.16に示す。

11.2.1 浸水対策施設

図－11.1に示すように56施設のうち21施設が未使用であり、また、供用中のものについても供用後まもない施設が多かった。



図－11.1 浸水対策貯留施設

① 計画に関する項目（表-11.8）

図-11.2に示すように、貯留施設建設の背景としては、『都市化による流出率アップ』との回答が一番多く、次いで、『放流先河川の能力不足、規制』、『宅地開発による流出量増加』の順であった。特に都市型の施設では当然ながら、『都市化による流出率アップ』との回答が目立っている。

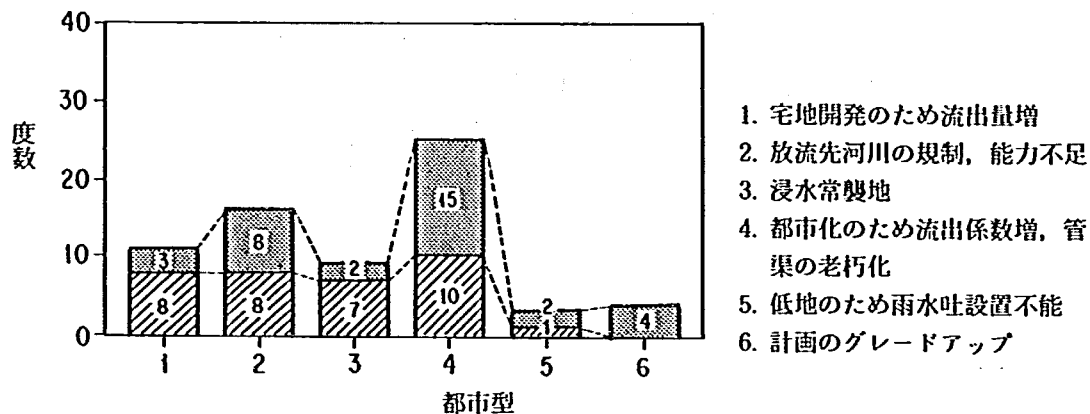


図-11.2 浸水対策貯留施設 計画背景

図-11.3, 11.4に示すように、貯留施設の形状は池方式が多い。しかし、都市型の施設では、ポンプ排水の貯留池を多く採用している。

貯留管方式は56施設中10施設と少なく、都市型の施設のみで採用されている。

また、施設の設置場所は大半が幹線内、および幹線近傍であった。

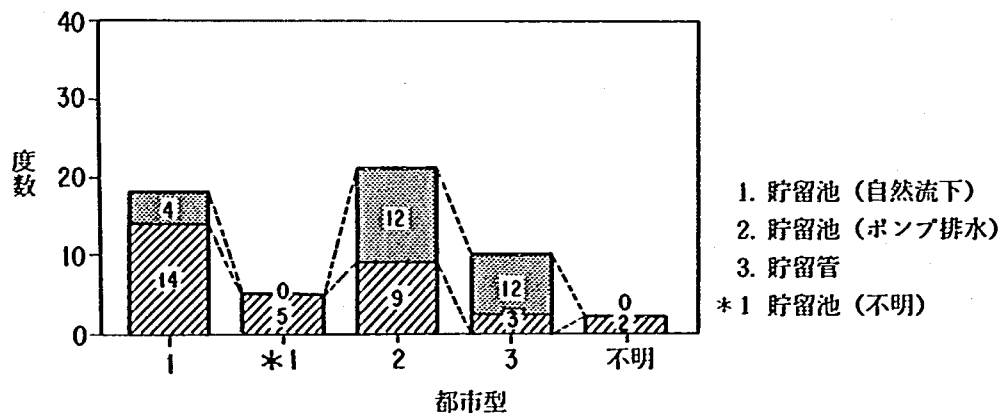


図-11.3 浸水対策貯留施設 貯留施設形式

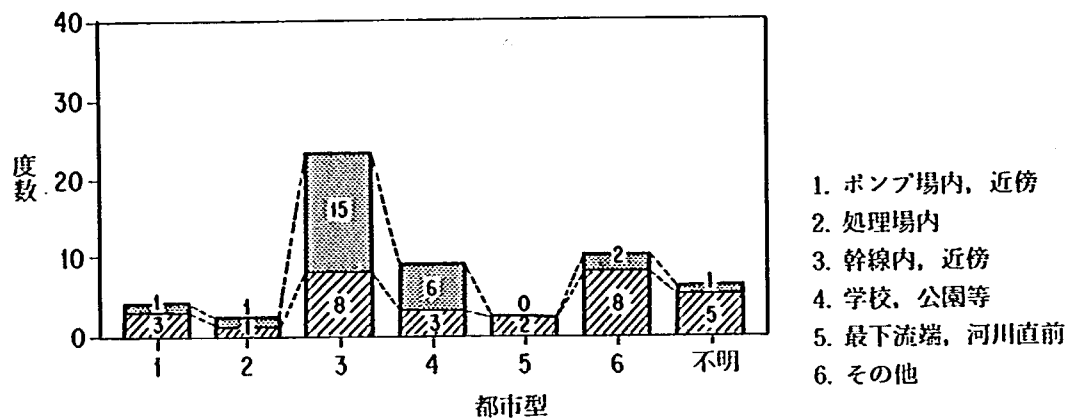


図-11.4 浸水対策貯留施設 設置場所

施設規模決定については、決定フローの明確でない回答が多かったが、決定方法は、以下のよう
に分類できる。

表-11.3 施設規模決定手法の分類

	施設規模決定手法	件数
A	ハイドログラフを作成し、放流量を差し引いた残りを貯留量とする。	10 施設
B	ハイドログラフを作成し、雨水吐き付近の水位が一定値を越える時間帯の水量を貯留量とする。	1 施設
C	宅地開発 1 ha 当りの貯留量原単位を設定し、貯留量を算出する。	5 施設 県河川課指導
D	開発地域において一定地盤高以下の地域が湛水すると仮定し、 湛水面積×平均湛水深 を貯留量とする。	1 施設
E	浸水実績より湛水容量を算出してこれを貯留量とする。	1 施設

なお、上記の施設数は、容量決定フローが明確なものだけを記した。各施設規模決定手法の内訳は次のとおりである。

- A : (No. 3)
 : (No. 13)
 : (No. 26)
 : (No. 34)
 : (No. 41)
 : (No. 47)
 : (No. 48)
 : (No. 51)

A : (No 52)

: (No 56)

B : (No 44)

C : (No 9)

: (No 10)

: (No 12)

: (No 15)

: (No 16)

D : (No 17)

E : (No 39)

ハイドログラフ作成には、図-11.5に示すように大半が合理式を用いている。修正RRL法は、若干の都市型の施設で用いられている。

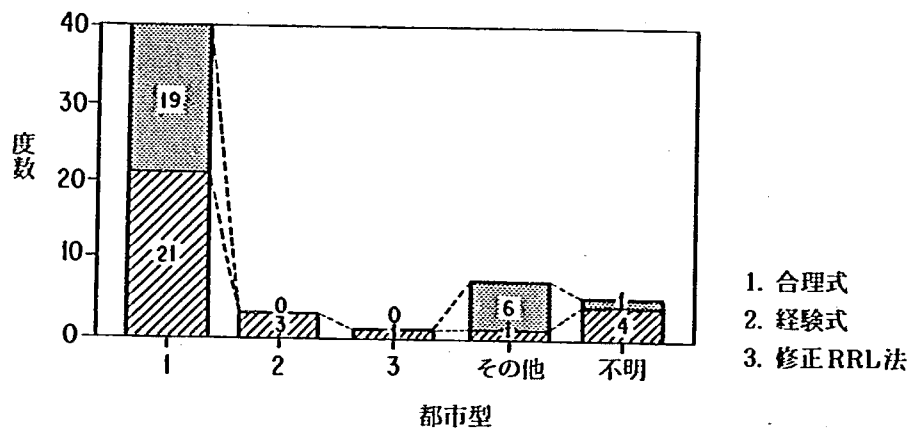


図-11.5 浸水対策貯留施設 設計流量算定式

単位面積当りの施設規模は、図-11.6に示すように、100mm程度迄の大きさに散らばっている。都市型の施設とその他の施設とを比較すると、単位面積当りの施設規模は、都市型の方が小さい傾

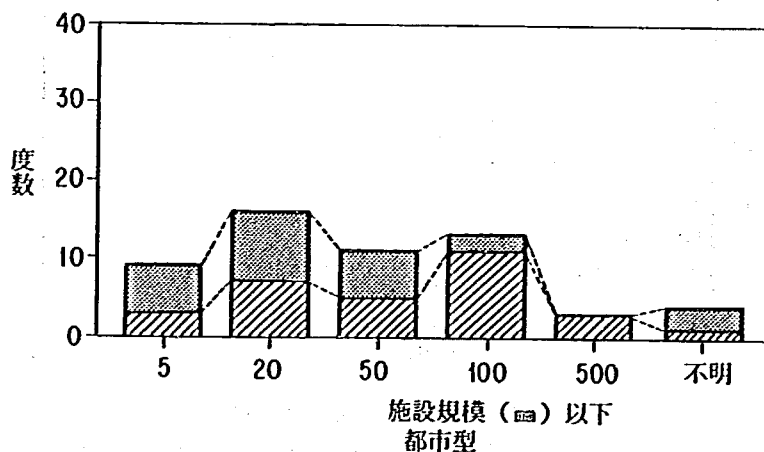


図-11.6 浸水対策貯留施設 容量

向にある。また、図-11.7は単位面積当りの施設規模と排水面積の関係を示した図であるが、排水面積が大きくなると用地確保等の問題により単位面積当りの規模は小さくなる。

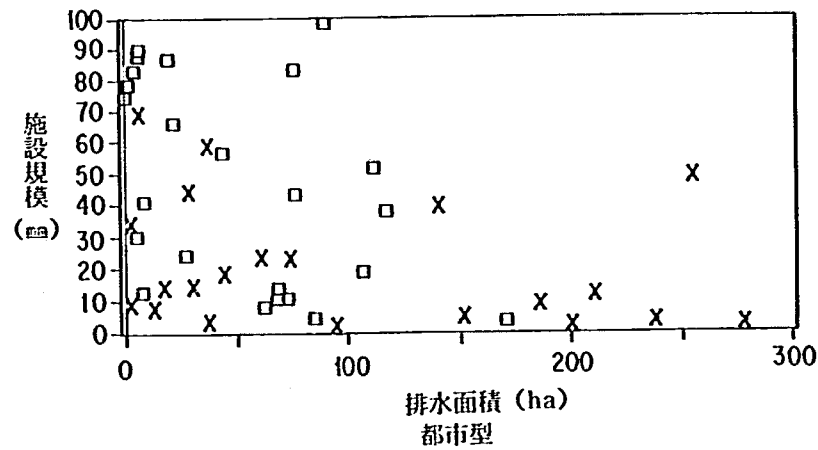


図-11.7 浸水対策貯留施設
クロスプロット（施設規模 $\square$ —排水面積）

② 設計に関する項目（表-11.9）

容量配分について回答しているのは2件だけであった。

設計対象降雨と設計対象流量については、流入開始時の値を回答しているものと、上限値を回答しているものがあり、いずれか不明なものが多かった。

貯留施設建設前後の確率年の関係を図-11.8に示し、計画降雨強度の関係を図-11.9に示す。

これによると、改善前の確率年が10年以下の場合は10年程度まで引き上げ、それ以上の場合は50年まで引き上げているケースが見られる。施設建設後の計画降雨強度については、40 mm/hr から70 mm/hr の範囲である。

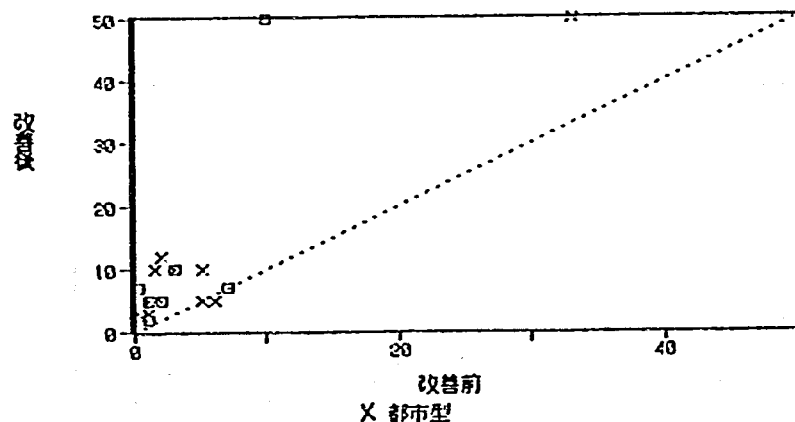


図-11.8 浸水対策貯留施設
クロスプロット（確率年改善度）

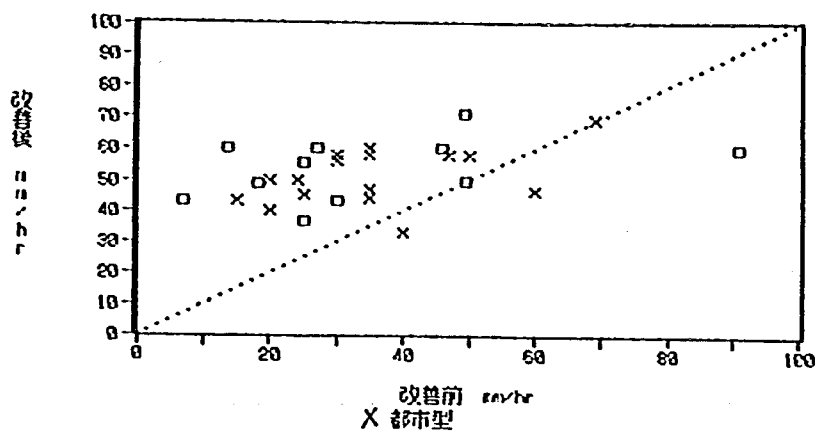


図-11.9 浸水対策貯留施設
クロスプロット (計画降雨強度改善度)

③ 運転に関する項目 (表-11.10)

貯留方式は図-11.10 に示すように、56施設中36施設が連続貯留と回答している。

また、図-11.11 に示すように都市型の施設、その他の施設ともに放流先は河川及び管渠が多い。ただし都市型でない施設場合、処理場に送水するという回答は無かった。図-12.12 に示すように

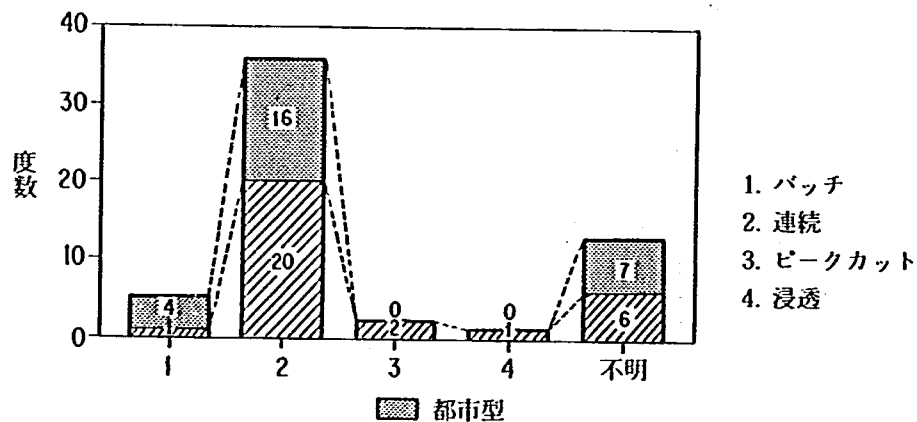


図-11.10 浸水対策貯留施設 貯留方式

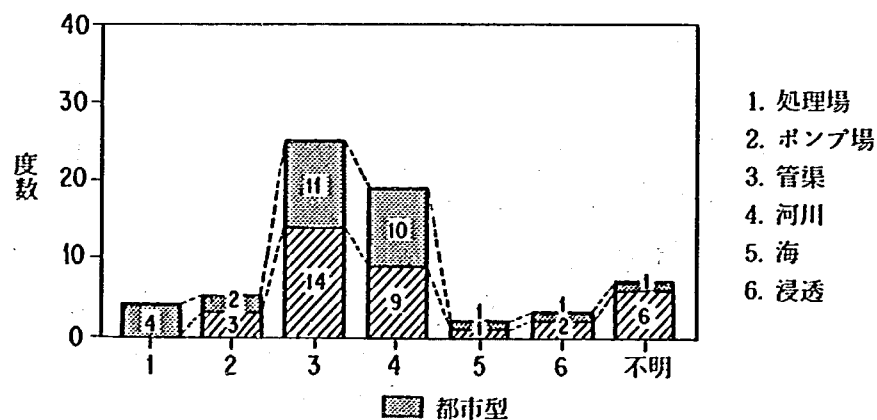


図-11.11 浸水対策貯留施設 放流先

放流条件としては、都市型の場合は降雨終了後や放流先水位低下という回答が多く、その他の施設では、随時・自然放流という回答が多かった。

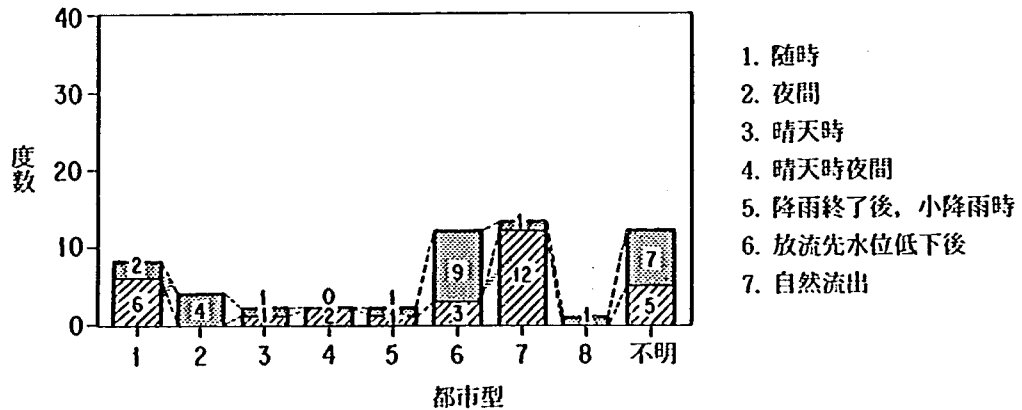


図-11.12 浸水対策貯留施設 放流条件

図-11.13 に示すように、排水時間は半数以上が12時間以下となっている。また、図-11.14 に排水時間と施設規模の関係を示すが、これによると、比較的大きな施設においても24時間程度で排水可能となっている。

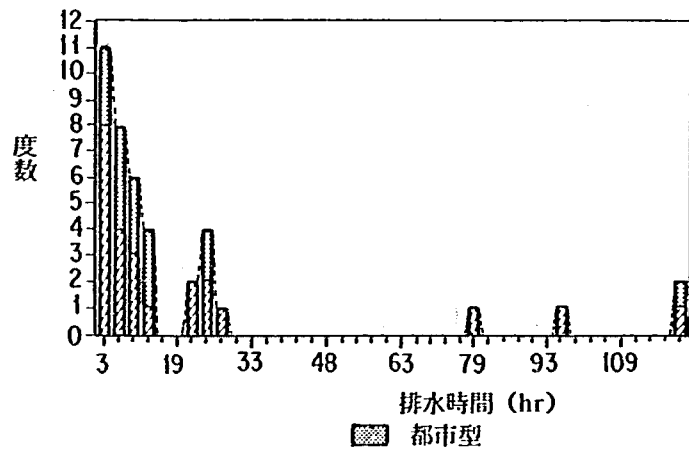


図-11.13 浸水対策貯留施設 排水時間

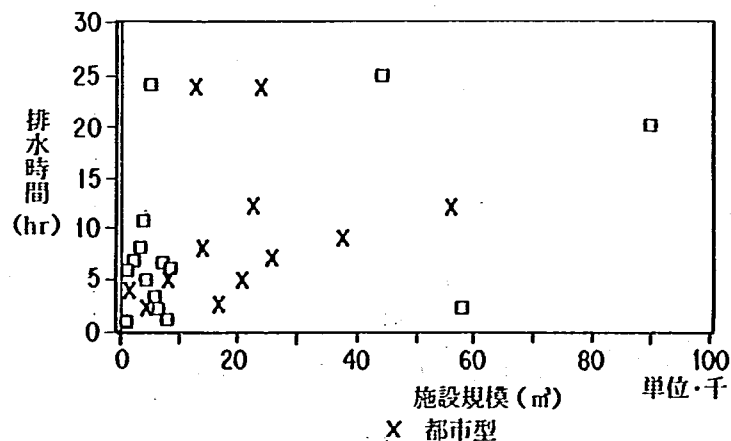


図-11.14 浸水対策貯留施設
クロスプロット (施設規模 □ - 排水時間)

④ 維持管理に関する項目（表－11.11）

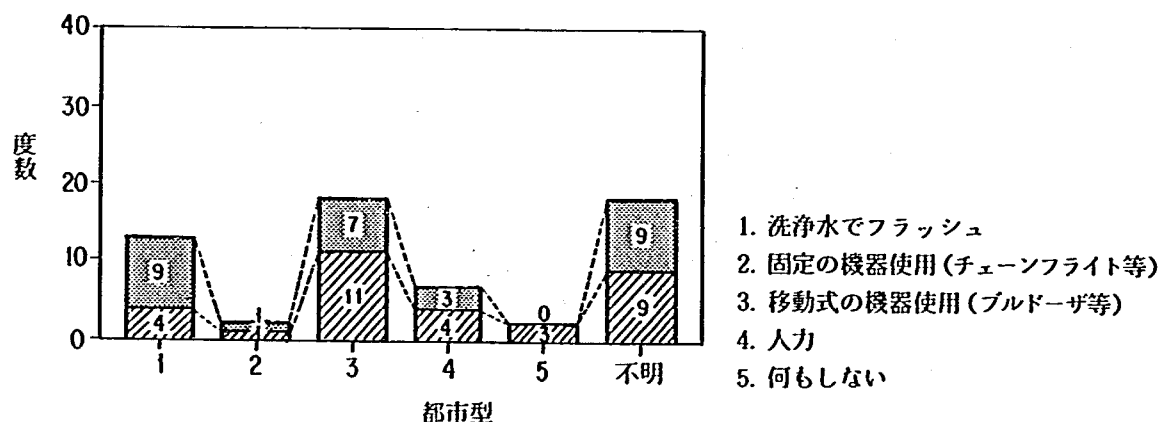
堆積土砂排除方式としては、図－11.15 に示すように、洗浄水でフラッシュと、移動式の機器設置という回答が多かった。

また、土砂対策については、以下のような回答があった。

- | | |
|--------------------------|-------|
| 1) 定期的な清掃、泥上げ。(年1回程度) | 10 施設 |
| 2) 定期的な浚渫。(年1～2回程度) | 4 施設 |
| 3) 貯留池に勾配をつける。(3/100 程度) | 6 施設 |
| 4) 車両進入可能な構造にする。 | 3 施設 |

土砂問題は、殆どの施設において予想される問題として挙げられている。しかし、このような土砂対策で大半の施設が、問題なしと回答しており、問題があると回答した施設は、供用中35施設中4件であった。その内容は次のとおりである。

- 1) 洗浄水圧不足。
- 2) 土砂が乾燥すると洗浄が困難になる。(乾燥時は問題なし)
- 3) サンドポンプだけでは除去しきれない。(人力で除去する)
- 4) 年2回の浚渫では、回数が少ない。



図－11.15 浸水対策貯留施設 堆積土砂除去方式

臭気の問題についても、多くの施設で予測される問題として挙げているが、具体的な対策を講じているのは、2施設だけである。

- 1) 換気塔設置
- 2) 活性炭使用

しかし、臭気が問題となっているのは2施設だけである。

その他の回答のあった維持管理上の問題と対策を表－11.4 に示す。

表-11.4 維持管理上の問題とその対策

問 題 点	件数	対 策
管理上の区分	2	覚書を作成（1件）
危 険 防 止	6	フェンス、看板の設置（6件-横須賀市）
虫 の 発 生	2	10日毎に限界まで排水（1件） 年2回の薬物散布（1件）
雑 草 の 発 生	2	池底をコンクリートにする（1件）
藻 の 発 生	1	草魚の放流
排水時の掘削	1	バインダー等で固める
流入雨水の落下音	2	減勢工で消音（1件） 管理用階段から流入させる（1件）
夾 雑 物 流 入	1	バフェル板の設置
連続降雨対策	1	

11.2.2 合流改善, 併用利用施設

合流改善用施設, 併用利用施設の件数は, 表-11.5 に示すとおりであり, 浸水対策施設と同様に未供用の施設が多い。

表-11.5 施設の分類

合流改善用施設	供用中	10 施設	合計 18 施設
	未供用	8 施設	
併用利用施設	供用中	3 施設	合計 9 施設
	未供用	6 施設	

総計 27 施設

① 計画に関する項目 (表-11.12)

図-11.16 に貯留施設形式を示す。合流改善施設の場合は, 滞水池形式 11, 沈殿池形式 6 施設であるのに対して, 供用利用施設は滞水池 6, 貯留管 3 施設となっている。

設置場所については図-11.17 に示すように, 合流改善施設はポンプ場内および処理場内が多く, 併用利用施設は目立って多い回答がない。

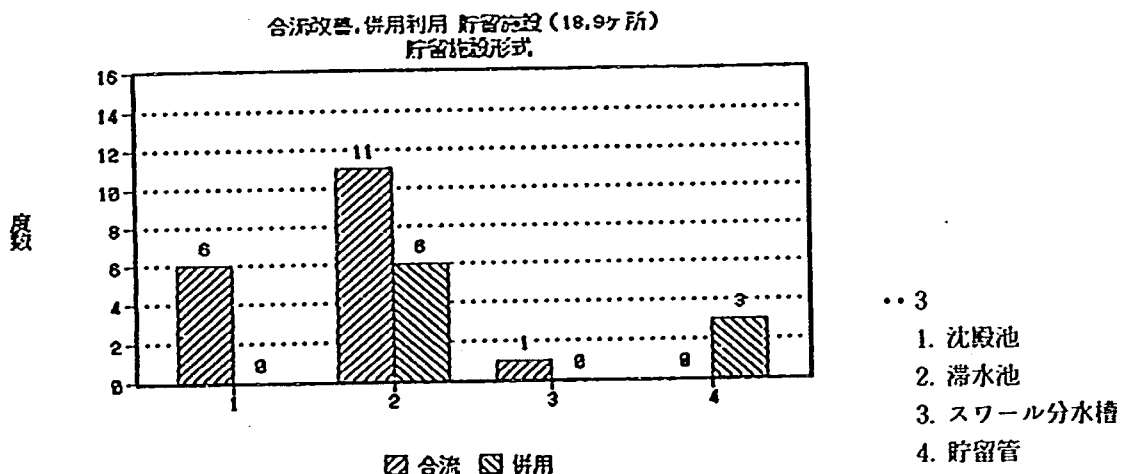


図-11.16

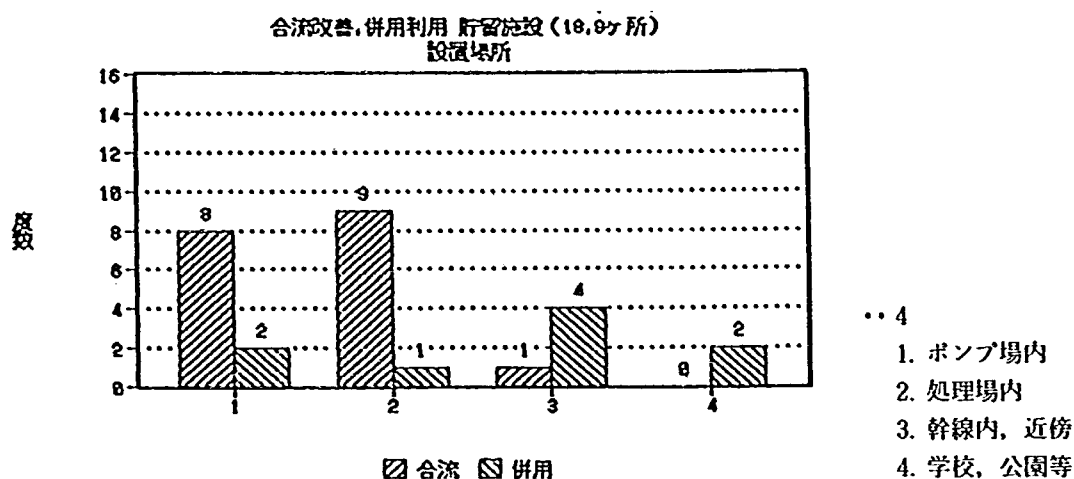


図-11.17

施設規模決定についての設計流量算定式の頻度を図-11.18に、設計負荷量算定式の頻度を図-11.19に示す。設計流量算定式は浸水対策施設の場合と異なり、合流改善施設, 併用利用施設ともに修正RRL法が1番多くなっている。設計負荷量については、土研式を用いたケースが1番多くなっている。

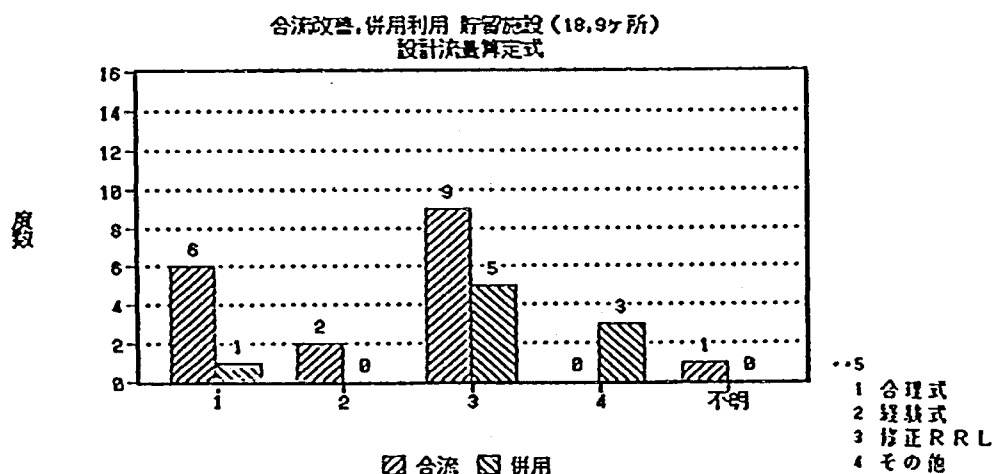


図-11.18

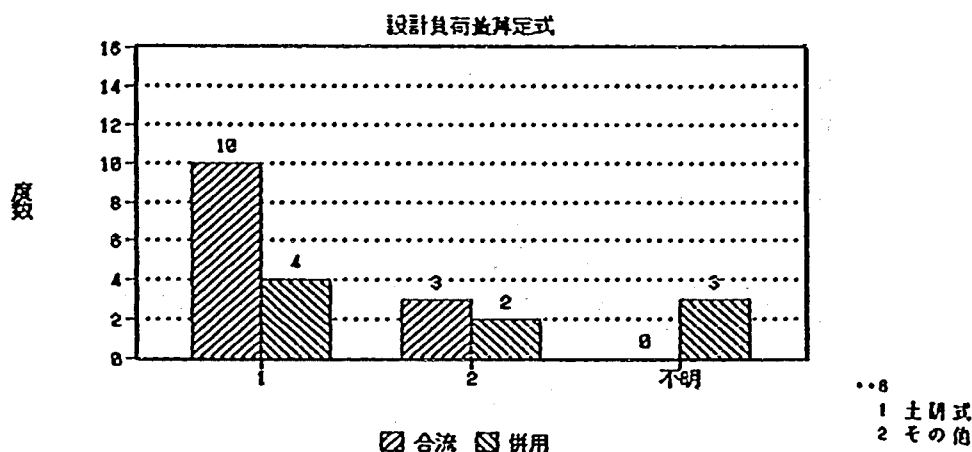


図-11.19

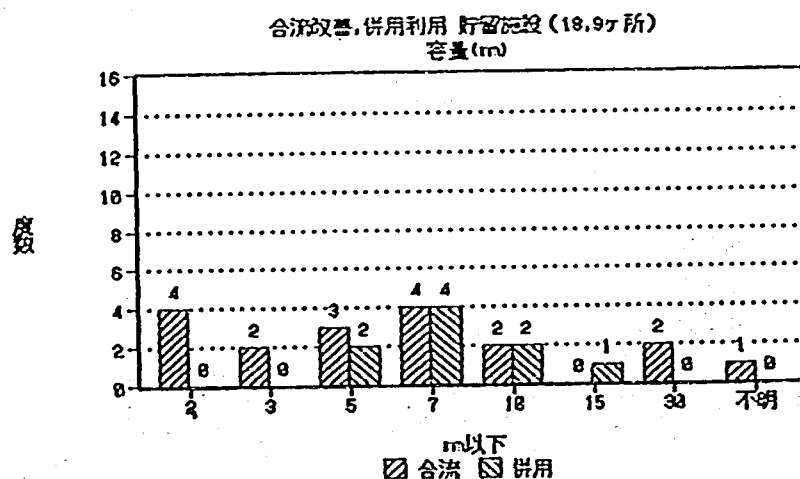
施設規模の決定根拠は、合流改善施設、併用利用施設ともに大きく流量に着目したものと、負荷量に着目したものに分けられるが、その内訳を表－11.6に示す。

表－11.6 施設容量決定根拠

容 量 決 定 根 拠		合流改善	併用利用	合 計
流 量	単位面積当り 5 mm 相当を貯留	2 施設	0 施設	2 施設
	初期降雨 (0.5 m/s 以下) を貯留	1 施設	0 施設	1 施設
	流出係数をアップした場合のポンプ能力不足分を貯留	1 施設	3 施設	4 施設
	2 ～ 3 Qs 分を貯留	4 施設	0 施設	4 施設
	6 Qs 分を貯留	1 施設	0 施設	1 施設
	実績湛水量 + 初期雨量 (5 min)	0 施設	1 施設	1 施設
負荷量	年間負荷量を分流並みにする	3 施設	1 施設	4 施設
	BOD 年間負荷量 95% を削減	1 施設	0 施設	1 施設
	越流負荷量を晴天時発生量の 5% 以下にする	1 施設	1 施設	2 施設
	遮集量を 2 mm/hr と同程度にする	1 施設	2 施設	3 施設
その他	貯留量を最大限に取る	0 施設	2 施設	2 施設

単位面積当りの施設規模は図－11.20に示すように、合流改善施設、併用利用施設ともに浸水対策施設に比べて小さく大半が 10 mm 以下である。

また、単位面積当りの施設規模と排水面積との関係を図－11.21に示すが、これについても浸水対策施設と違い、排水面積の大きさに関係なくほぼ一定の大きさになっている。



図－11.20

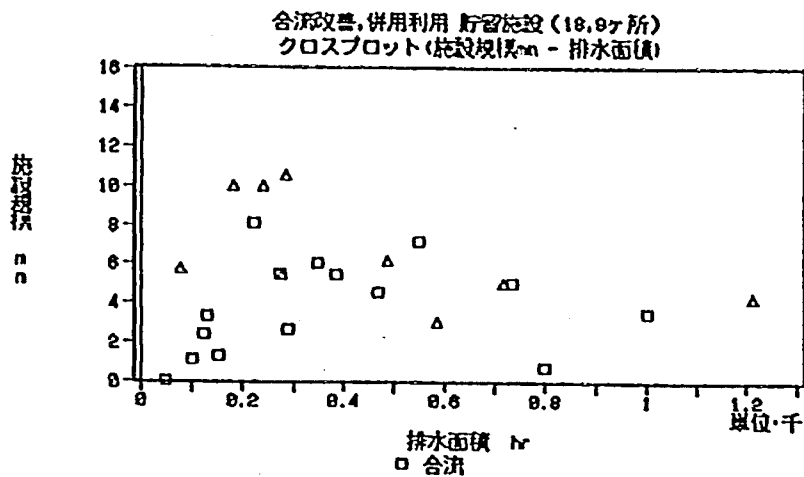


図-11.21

② 設計に関する項目 (表-11.13, 11.14)

容量配分については, 回答がなかった。

設計対象降雨, 設計対象流量についても浸水対策施設の場合と同様流入時の値か上限値かが不明な回答が多かった。

図-11.22, 11.23, 11.24 に貯留施設建設前後の処理流入量, 越流量, 越流回数の関係を示す。貯

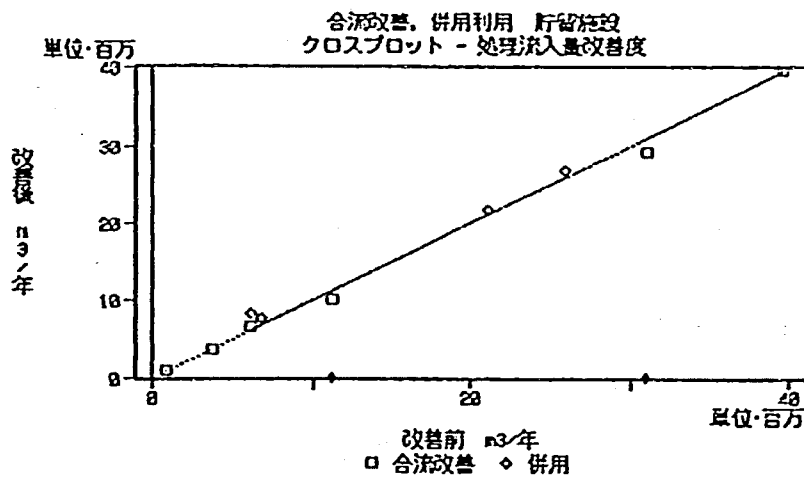


図-11.22

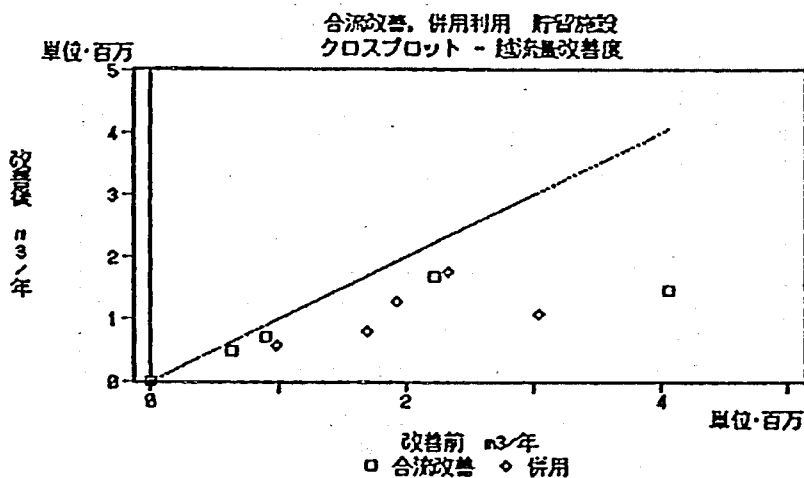


図-11.23

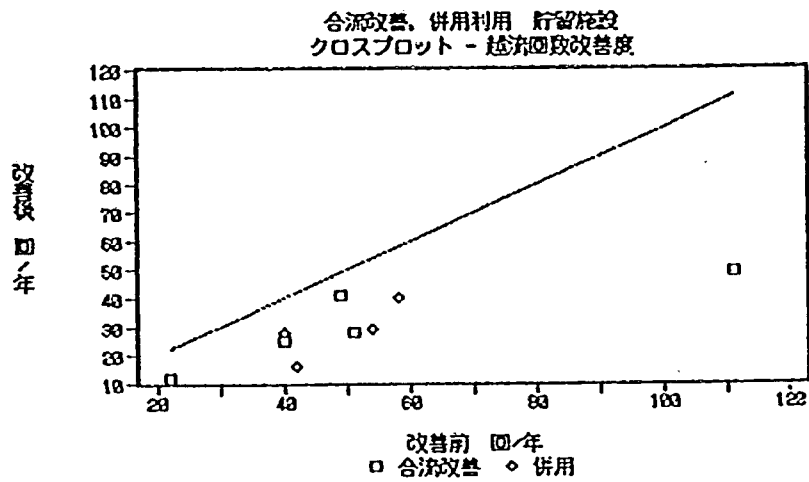


図-11.24

留施設の建設により、年間の処理流入量には大きな変化はないが、越流量、越流回数はかなり改善される。

図-11.25、11.26、11.27 に貯留施設建設による年間越流量の低減度と施設規模の関係を示すが、今回のアンケートからは明瞭な傾向は現われなかった。

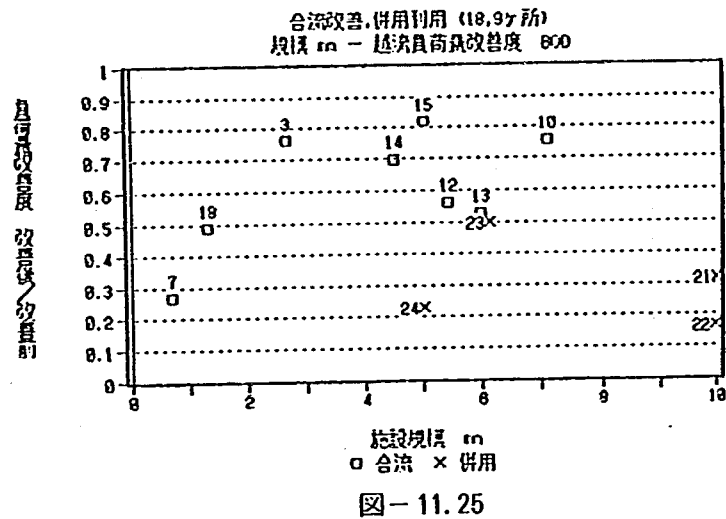


図-11.25

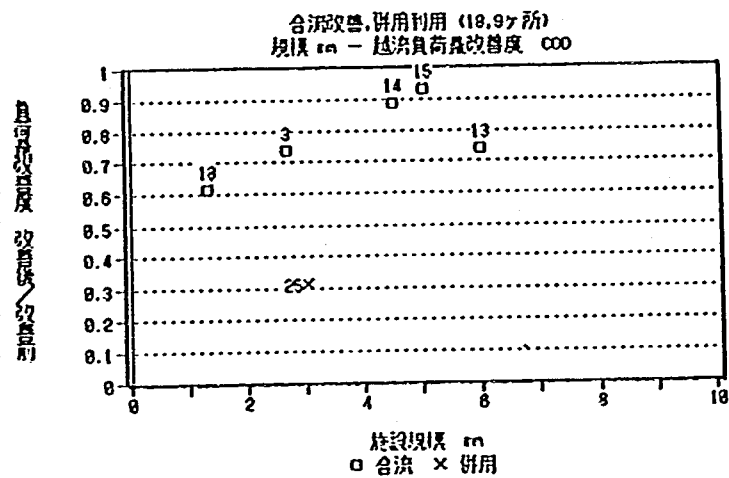


図-11.26

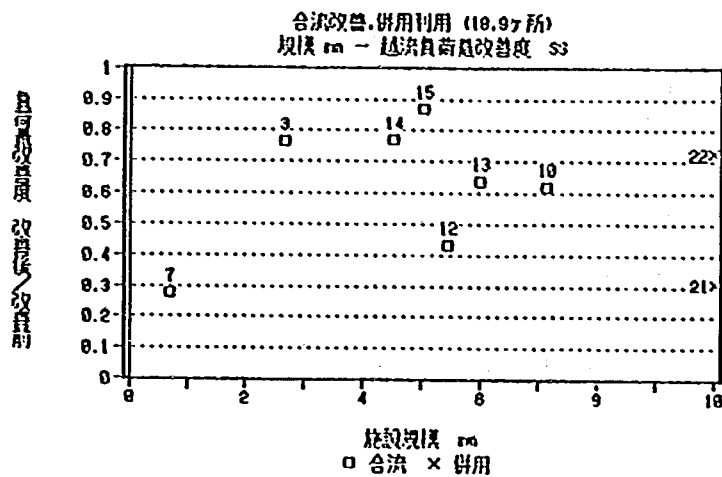


図-11.27

また、水質指標の使用頻度としては図-11.28に示すように、BOD、COD、SSの順であった。

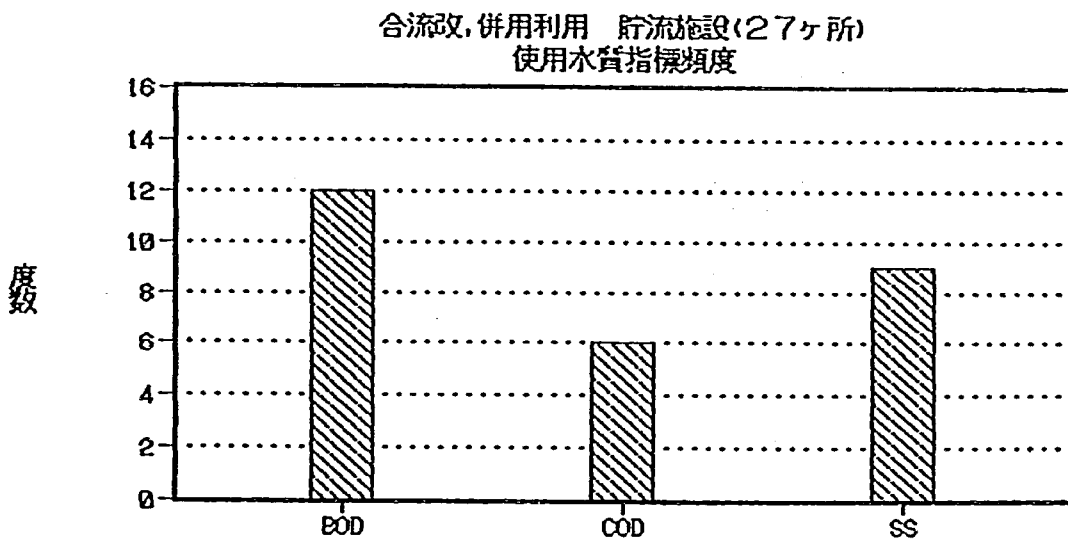
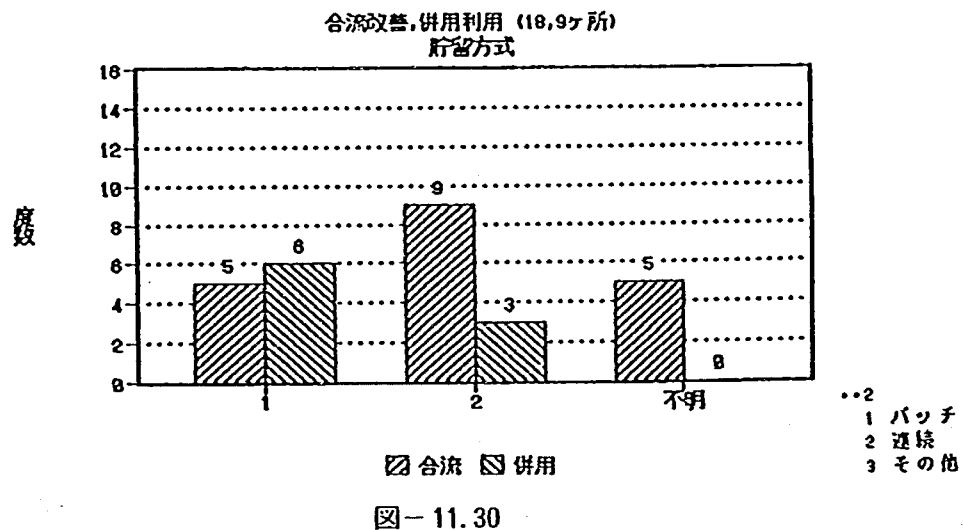
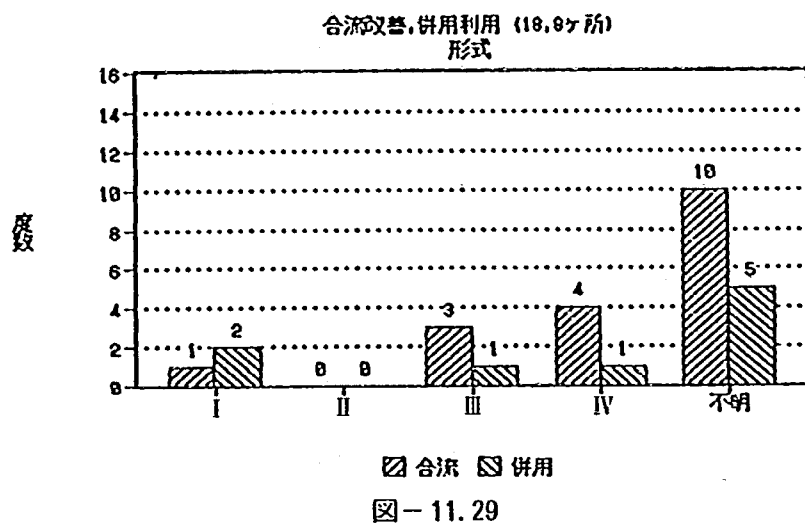


図-11.28

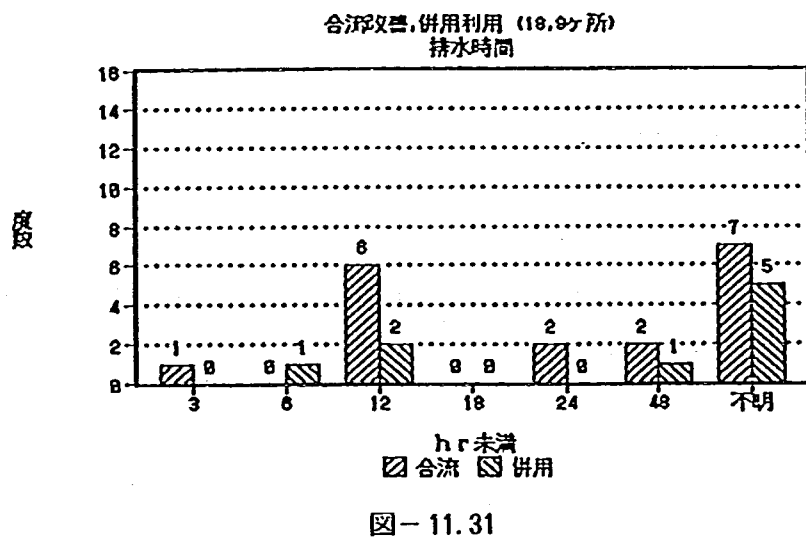
③ 運転に関する項目 (表-11.15)

貯留形式 (I型~IV型) の頻度を図-11.29に示す。合流改善施設、併用利用施設ともにII型がなく、その他の形式に分散している。

貯留方式 (バッチ、連続) の頻度を図-11.30に示す。合流改善施設、併用利用施設ともに、浸水対策施設と違いバッチとの回答が多かった。



排水時間の頻度を図-11.31に示す。合流改善施設, 併用利用施設ともに, 12時間以下が半数を占めている。



貯留後の処理については、表－11.7に示すように、夜間に処理場に送水する施設が多かった。

表－11.7 貯留水の処理方法

	排水先	合流改善	併用利用	合 計
夜 間	管 渠	2 施設	1 施設	3 施設
	処理場	7 施設	2 施設	9 施設
晴天時 夜 間	処理場	1 施設	0 施設	1 施設
自 然 流 下	処理場	1 施設	1 施設	2 施設
降 雨 終 了 後	処理場	1 施設	0 施設	1 施設
流 量 低 下 後	分水槽	1 施設	0 施設	1 施設
塩 素 滅 菌 後	河 川	2 施設	0 施設	2 施設
初期降雨は処理場 他は晴天時	処理場 河 川	0 施設	1 施設	1 施設
上澄み水は雨水処理	海	0 施設	2 施設	2 施設

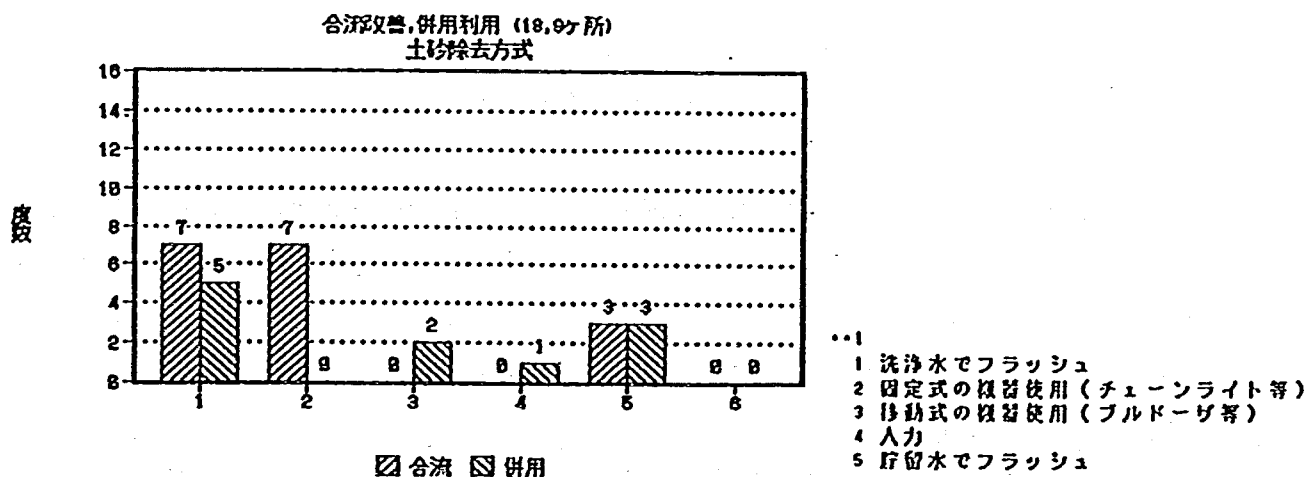
④ 維持管理に関する問題（表－11.16）

土砂除去方式については、図－11.32に示すように、合流改善施設はフラッシュと固定式機器が多く、併用利用施設はフラッシュが多い。

また土砂対策については、以下のような回答があった。

- 1) 沈砂池を設置
- 2) 融雪時には、汚泥処理場に返泥
- 3) 浚渫を行う
- 4) 年1回清掃を行う

以上のような対策により、問題ありとしたのは、供用中13施設のうち3施設だけであった。その



図－11.32

内容は次のとおりである。

- 1) ミーダー型なので、無人で汚泥の引き抜きができない
- 2) 沈殿池への水路で、汚泥が腐敗する
- 3) 洗浄水だけでは、完全に除去できない（次降雨で流下）

臭気問題については、問題ありとの回答はなかった。臭気対策の内容は次のとおりである。

- 1) 脱臭装置の設置
- 2) 脱臭装置の設置、蓋の設置
- 3) 活性炭を使用
- 4) 土壌脱臭法
- 5) 活性炭を使用、部分換気方式

その他の維持管理上の問題としては、次のような点が挙げられている。

- 1) 省エネのため、遠隔操作、監視が可能な設計とした。
- 2) 沈殿後の滅菌装置を設置した。
- 3) 事前に量対策か、質対策かの判断を行う必要があるので、降雨予測の充実を図る。

11.3 実態調査結果のまとめ

貯留施設の規模決定のための流量算定式は、浸水対策施設では合理式が多く用いられており、合流改善・併用利用施設では修正 RRL 法が多く用いられていた。少数ではあるが、浸水対策施設で、浸水実績より貯留量を算定している施設や、宅地開発 1 ha 当りの貯留原単位を設定して貯留量を算定している施設もみられた。

しかし、計画貯留量の決定方法を明確に回答している施設は少なく、次のような回答が多くみられた。

浸水対策施設 …… 下流側の流下能力にみあった貯留量を確保する。

合流改善施設 …… $\times \times Q_s$ 分を貯留する。

年間負荷量を分流式下水道並にする。

また、貯留施設の規模決定にどの程度堆積土砂量や余裕を見込んでいるかを回答した施設は 1 件だけであった。

貯留施設の形式としては、全体として浸水対策施設および合流改善・併用利用施設ともに、貯留池形式が多く、貯留管方式の施設は少ない。ただし、浸水対策施設の都市型施設では、26 施設中 10 施設が貯留管方式となっている。

排水時間については、浸水対策施設および合流改善・併用利用施設ともにほとんどの施設が 24 時間以内で排水可能となっている。

維持管理に関しては、多くの施設で堆積土砂および臭気の発生を懸念している。堆積土砂については各施設とも、浚渫のために車輛が進入可能な構造にする・貯留池に勾配を設ける等の対策を講じて

おり、堆積土砂が問題となっている施設はほとんどなかった。臭気の発生については、対策を講じている施設は少ないが、問題ありと回答した施設は2件だけであった。このように、今回の調査で、維持管理における問題が生じている施設は少ない結果となっているが、これは計画中の施設が多く、また供用中の施設でも、供用開始後間もない施設が多いことも影響していると考えられる。

以上のような結果が今回のアンケート調査により判明したが、次のような項目について回答が不明確であったり、回答数が少なかったので、再アンケートが必要かと思われる。

1) 計画諸元から規模決定に至るフロー

(今回の調査では、計画貯留量決定の根拠が明確でない回答が多く、また堆積土砂容量・余裕についての回答が無かった。)

2) 設計対象流量、設計対象降雨

(今回の調査では、設計対象流量、設計対象降雨ともに流入開始流量、降雨を回答したものと、上限流量、降雨を回答したものが有った。)

3) 維持管理の問題

(今回の調査では、回答数が少なかった。供用中の施設が少ないことも原因であると思われるが、土砂の問題以外は記述式であったことも原因である可能性もある。)

NO	供用 ..1	計画背景 ..2	形式 ..3	降雨条件		排水区条件		設置場所 ..4	計画容量決定		施設規模	
				計画強度 mm/hr	確率年	排水面積 ha	流出係数		算定式 ..5	決定根拠	m ³	mm
1	1	1	1	60.4	50	91.8	0.90	3	1	50年確率、許容放流量0.88m ³ /s	90300	99.02
2	2	2		43.0	5	43.8						
3	2	1	2	71.3	50	35.8	0.90	5	1	下流側水路能力 1.17m ³ /s	37900	105.87
4	1	3	2	51.6	7	6.0	0.55	1	1	計画雨水量0.9m ³ /s	1800	30.60
5	2	3	2	46.0	10	70.1	0.74	1	3		9300	13.27
6	1	1	2	55.0	5	17.8	0.85	2	1	既存能力と開発による増分の差	21400	120.22
7	1	1	1	67.5	30	74.3	0.45	4	1	30年確率67.5mm/hr	7519	10.12
8	1	2	1	47.8	3	172.0	0.45	3	1	放流量8.0m ³ /s	5225	3.04
9	1	2	4	57.0	5	77.8	0.55	3	1	開発面積1ha当り500m ³ 、土砂量6557m ³	64593	83.02
10	1	2	4	57.0	5	77.8	0.55	3	1	開発面積1ha当り500m ³ 、土砂量3354m ³	33395	42.92
11	2	2	4	55.5	5	108.2	0.60	4	1	既存管渠能力を越えた量を貯留	20500	16.94
12	1	1	1	50.0	5	113.8	0.40	5	1	開発面積1ha当り500m ³	56000	51.33
13	1	3	2			20.8	0.50		1	確率1/5年、確率1/7年 12mm/hr	18000	86.62
14	1	5	2	55.5	5	69.4	0.55	1		下流側水路能力	6600	9.51
15	2	3	1	47.5	3	7.0	0.60		2	開発面積1ha当り950m ³	6211	86.35
16	2	3	1	47.5	3	7.4	0.60	6	2	開発面積1ha当り950m ³	6602	89.22
17	1	1	2	42.5	3	113.3	0.50	3	1	開発区域中TP6.7m以下の面積×平均湛水深	44000	37.19
18	1	1	2	50.0	5	78.0	0.60	3	1	5年確率50mm/hr	246000	315.36
19	1	1	1		3	22.8					15000	65.79
20	1	3	1	60.0	10	5.4	0.70	6	1	10年確率60mm/hr降雨で12時間の貯留	4441	32.54
21	1	3	1	60.0	10	3.1	0.70	6	1	10年確率60mm/hr降雨で12時間の貯留	2452	78.34
22	1	4	1	60.0	10	9.7	0.70		1	10年確率60mm/hr降雨で12時間の貯留	3965	40.83
23	1	4	1	60.0	10	1.6		6	実験式	10年確率60mm/hr降雨で12時間の貯留	1170	74.52
24	1	4	1	60.0	10	28.6	0.70	6		10年確率60mm/hr降雨で12時間の貯留	6700	23.43
25	1	4	1	36.5	5	435.0	0.60	6	1	下流側水路能力9.2m ³	6000	1.38
26	1	2	1	43.0	10	646.0	0.50	6	1	下流側水路能力8.0m ³	90000	13.93
27	1	4	1	53.0	5	86.3	0.60	6	2	12mm/10minの降雨	3500	4.08
28	2	4	2	48.7	7	8.5	0.60	4	1	下流側水路能力の不足分	1040	12.18
29	1	4	2	49.6	7	64.0	0.60	3	1		4800	7.50
30	2	2	1	52.0	5	45.0	0.55	3	1	湛水確率年2年(暫定施設)	25000	55.56
31	1	4	3	44.0	5	31.0	0.50	3	1	5年確率 44mm/hr	4400	14.19
32	1	5	2	50.3	5	118.7	0.55	2	1			
33	2	4	5	50.0	4.5	278.0			1	4.5年確率 50mm/hr	5000	1.60
34	2	2	2	51.1	10	7.2	0.90	4	1	10年確率 57.1mm/hr降雨で2.5時間の貯留	5000	69.74
35	1	4	2	40.0	6	201.0	0.55	3	1	6年確率40mm/hr	3600	1.79
36	1	4	2	49.0	0.2	238.5	0.12	3	合理式適用	下流側水路能力、貯留可能量	6600	3.61
37	1	2	4	69.3	5	96.0	0.75	4	1	5'58年台風10号にるる降雨49.5mm/hr	1470	1.53
38	1	4	3	50.0	5	38.0		4	1	5年確率 50mm/hr	1100	2.89
39	1	4	2	35.0	2	17.6		4		過去における総貯留水量、既設管能力	2500	14.20
40	1	1	2	50.0	5	2.0	0.34	3	簡便法	5年確率50mm/hr、放流量0.8m ³ /s	120	9.08
41	2	3	2	61.0	10	3.2	0.55	3	1	放流量 1.4m ³ /s	1070	33.54
42	2	4	3	45.1	5	62.1	0.60	3	タンク	過去の浸水状況	14200	22.86
43	1	2	3	4.3	5	29.6	0.50	3	1	既設地下道を使用	13000	43.92
44	2	1	2	66.0	5	38.4	0.50	4	1	吐口付近水位がTP+13.1m以上の時高落の流量	22500	58.59
45	1	1	1	55.3	5	76.0	0.50	3	1	浸透量0.25m ³ /s、放流量1.10m ³ /s	17000	22.37
46	1	4	2	50.0	3	45.0	0.60	3	1	既設地下涵管が50年確率	8000	17.78
47	2	2	6	50.0	10			6	準線形	10年確率 50mm/hr, c=0.75, 内水排除規制1.5hr	100000	
48	2	2	6	50.0	10			6	準線形	10年確率 50mm/hr, c=0.75, 内水排除規制1.5hr	112000	
49	2	4	3	47.0	5	638.3	0.70	3	1	5年確率 47mm/hr	39200	6.22
50	2	4	3	47.0	5	255.7	0.66	3	1	5年確率 47mm/hr	126150	49.34
51	2	2	6		10	434.0	0.56	1	1	10年確率 50mm/hrで下流ポンプ場の不足分	24000	5.53
52	2	2	6	50.0	10	152.8	0.50	3	1	10年確率 50mm/hrで下流ポンプ場の不足分	7000	4.58
53	2	4	1	50.0	10	141.8	0.62	3	1	下流側水路能力	56000	39.48
54	1	4	2	60.0	12	212.0	0.90	3	不定済	既設管渠能力、ポンプ場能力	26000	12.26
55	2	4	3	46.0	5	193.0	0.75	4	1	5年確率 46mm/hr	17000	9.04
56	1	4	1	50.0	5	13.5	0.70	3	1	5年確率50mm/hr	1000	7.43

..1
1 供用中
2 未供用

..2
1 宅地開発のため流出量増
2 放流先河川の規制、能力不足
3 浸水常襲地
4 都市化のため流出係数増、管渠の老朽化
5 基盤のため雨水吐設備不能
6 計画のグレードアップ
7 河川汚濁防止

..3
1 貯留池(自然流下)
2 貯留池(ポンプ排水)
3 貯留管
4 貯留池(不明)

..4
1 ポンプ場内、近傍
2 処理場内
3 幹線内、近傍
4 学校、公園等
5 最下流端、河川直前
6 その他

..5
1 合理式
2 経験式
3 修正RRL法
4 その他

表-11.9 設計に関する項目(浸水対策施設)

浸水対策用 貯留施設 様式2

都市型 (N0.31~56)

NO	施設規模		容量配分			対象降雨		対象流量		現況			対策後		
	m ³	mm	有効貯留容量 m ³	埋積土砂量 m ³	余裕 m ³	流入開始 mm/hr	上限 mm/hr	流入開始 m ³ /s	上限 m ³ /s	ピーク m ³ /s	降雨強度 mm/hr	経年 年	ピーク m ³ /s	降雨強度 mm/hr	経年 年
1	90900	99.02					60.40		19.72	19.72			0.88		
2															
3	37900	105.87				0.00		1.17		1.17	49.30	10	1.17	71.36	50
4	1800	30.00						0.90							
5	9300	13.27				127.5/DAY	127.5/DAY								
6	21400	120.22				1.00		2.99		0.27	10.20	3			
7	7519	10.12				48.10		17.68					17.68	48.10	5
8	5225	303.73					47.60	8.00		8.00			13.26	47.60	3
9	64593	83.02				0.00		0.00							
10	33395	42.92				0.00		0.00							
11	20500	18.94									25.00	1		55.50	5
12	50000	51.33				0.00		0.00					7.00	50.00	5
13	18000	86.62					50.00		24.00	23.94			11.94		
14	6600	9.51								0.00			1.00		
15	6211	88.35						0.16							
16	6602	89.22		871			47.50								
17	44000	37.19						8.70							
18	246000	315.38					50.00	3.30	3.30	3.30	50.00	5			
19	15000	65.79													
20	4441	82.54				13.60	13.60	0.34	0.34	0.34	13.60		1.45	60.00	10
21	2452	78.34				27.00		0.18		0.18	27.00		0.79	60.00	10
22	3965	40.83				45.00		1.72		1.72	91.00		2.31	60.00	10
23	1170	74.52					60.00	0.45	0.45	0.29	46.00	3	0.37	60.00	10
24	6700	23.43					60.00	5.04	5.04						
25	6000	1.38					36.50	12.70	12.70	9.20	25.00	2	12.70	36.50	5
26	90000	13.93					43.00		51.40	8.00	7.00		51.00	43.00	10
27	3500	4.06				6mm/min		1.80		1.80			3.60	53.00	5
28	1040	12.18				18.10		0.13		0.13	18.10	0.2	1.48	48.70	7
29	4000	7.50					49.60	2.26	2.26	2.56	49.60	7	0.33	49.60	7
30	25000	55.56				30.00	30.00	30.00		30.00	30.00	1	55.00	43.00	2
31	4400	14.19				35.00		1.20		1.20	35.00	5	18.70	44.00	5
32							50.30	12.23	12.23						
33	5000	1.80					50.00								
34	5000	69.74					57.10						1.10	57.10	10
35	3600	1.79				20.00		1.35		1.35	40.00	6	2.70	33.00	5
36	8600	3.61				30.00	30.00	5.80	5.80	4.80	30.00	1.5	8.80	50.00	
37	1470	1.53				49.50	49.50	0.22	0.22		69.30	5		69.30	5
38	1100	2.69				20.00					20.00	0.5		40.00	2.5
39	2500	14.20									20.00	0.5			2
40	8000	400.00				20.00		0.80		0.30	20.00	1	3.00	50.00	5
41	1070	33.54											0.44	61.90	10
42	14200	22.86				33.60	33.60	1.97		2.21	25.00		5.64	45.10	5
43	13000	43.92				15.00					15.00			43.00	5
44	22500	58.59											4.14	60.00	5
45	17000	22.37					54.50	7.44	7.44						
46	8000	17.78				24.00		1.80		1.80	24.00	1	7.90	50.00	3
47	180000					52.00	52.00				50.00	3		53.00	10
48	112000					52.00	52.00				35.00	1.5		50.00	10
49	39200	6.22					47.00	46.40		46.40	35.00	2	63.00	47.00	5
50	126150	49.34					47.00	34.20	34.20				34.20	47.00	5
51	24000	5.53					58.00	17.11	17.11	35.15	47.00	5	52.26	58.00	10
52	7000	4.58					58.00	7.36	7.36	12.28	47.00	5	19.64	58.00	10
53	56000	39.48					58.00	1.50		19.80	30.00	1.5	30.80	58.00	10
54	26000	12.26				35.00	35.00	10.71	10.71	10.71	35.00	2	17.03	60.00	12
55	17000	9.04				46.40	46.40	14.80	14.80	6.80	60.00		24.10	46.40	5
56	1030	7.43				23.00		1.03		1.98		33	2.00	2.30	50

表-11.10 運転に関する項目(浸水対策施設)

浸水対策用 貯留施設 様式3

都市型 (H0.31~56)

NO	施設規模		運転方式				構造上の工夫点
	面積 m ²	容積 m ³	貯留方式 ..1	放流先 ..2	放流条件 ..3	排水時間 hr	
1	90900	99.02	2	4	1	96.0	
2				4			
3	37900	105.87	2	3	4	9.0	
4	1800	30.00	2	4	1	1.5	
5	9300	13.27	3	2	1		
6	21400	120.22		4		77.0	
7	7519	10.12	2		7	6.3	雨水吐、堤体は200年確率
8	5225	333.78	2	3	7	24.0	
9	64593	83.02	2	4	1		
10	33395	42.92	2	4	1		
11	20500	18.94		3	6	5.0	
12	58000	51.33	2	6 3	7	2.3	
13	18000	86.62	3	2			
14	6603	9.51	2	4	6	2.0	
15	6211	88.35		3	3		
16	6632	89.22	4	6			
17	44000	37.19	2	4	6	25.0	
18	246000	315.36	2	2		19.0	省エネのため大小のポンプを設置
19	15000	65.79		4	7		
20	4441	82.54	2	3	7	5.0	
21	2452	78.34	2	3	7	6.8	
22	3965	40.83	2	3	7	10.5	
23	1170	74.52	2	3	7	1.1	
24	6700	23.43	2	3	7		
25	6000	1.38	2	3	7	3.0	
26	90000	13.93	2	3	7	20.0	
27	3500	4.06		3	7	2.0	
28	1040	12.18	2	5	1	2.1	
29	4800	7.50	2	3	5	4.0	
30	25000	55.56	1		4		
31	4400	14.19		1			主要道路下に設置のため交通対策に苦慮した
32				4		24.0	
33	5000	1.80		2		3.0	
34	5000	69.74	2	4	6	2.5	
35	3600	1.79	1	3	6	3.0	
36	8600	3.61	2	3	6	6.0	
37	1470	1.53	2	3	6	6.0	遠方監視制御可能にし自動運転とした
38	1100	2.69	1	4		4.0	
39	2500	14.20	1	3	6	2.0	
40	8000	400.00	2	4	8	1.0	
41	1070	33.54	2	3	1		
42	14200	22.86	1 2	3 1	2	8.0	
43	13000	43.92	2		6	24.0	
44	22500	58.59	2	4	6	12.0	
45	17000	22.37	2	6 3	1		
46	8000	17.78		3	6	5.0	池内のエア-溜り溜りのためフラットスラブ構
47	180000			4 1	2		
48	112000			4 1	2		
49	39200	6.22	2	4			
50	126150	49.34		5		12.0	
51	24000	5.53	2	3	2	24.0	
52	7000	4.58	2	4	3		
53	56000	39.48	2	4	7	12.0	
54	26000	12.26	2	3	6	7.0	
55	17000	9.04	2	2		2.4	
56	1000	7.43	2	3	5		橋流入場とフラップゲートを併用

..1

- 1 バッチ
- 2 連続
- 3 ピークカット
- 4 浸透

..2

- 1 処理場
- 2 ポンプ場
- 3 管渠
- 4 河川
- 5 海
- 6 浸透

..3

- 1 随時
- 2 夜間
- 3 晴天時
- 4 晴天時夜間
- 5 降雨終了後、小降雨時
- 6 放流先水位低下後
- 7 自然流出

表-11.11 維持管理に関する項目（浸水対策施設）

浸水対策用 貯留施設 様式4

都市型 (NO.31~56)

NO	堆積土砂対策			臭気対策		問題	その他 対策
	除去方式 ・・・1	対策	問題の有無	対策	問題の有無		
1	3						
2							
3	3						
4	3	定期的泥上げ	無し				
5							
6	3	定期的清掃	無し				
7	1					管理区分（下水道、公園）	覚書を作成
8	3					雑草の発生	池底をコンクリートする
9	5	車両進入可能にした	無し		無し		
10	5	車両進入可能にした	無し		無し		
11		貯留池に勾配をつける					
12	3	貯留池の浅深	無し				
13	1						
14	2 4	人孔、サンドポンプの設置	サンドポンプには限界				
15							
16							
17	3						
18	3	貯留池の浅深	無し			藻の発生	草魚を放流し除去できた
19			無し				
20	4	定期的清掃				危険防止対策、雑排水の流入	フェンス、看板の設置
21	4	定期的清掃				危険防止対策、雑排水の流入	フェンス、看板の設置
22	4	定期的清掃				危険防止対策、雑排水の流入	フェンス、看板の設置
23		定期的清掃				危険防止対策、雑排水の流入	フェンス、看板の設置
24		定期的清掃				危険防止対策、雑排水の流入	フェンス、看板の設置
25	3	定期的清掃				危険防止対策、雑排水の流入	フェンス、看板の設置
26	3	貯留池の浅深 年1回	無し		問題あり	雑草の発生	
27	1		乾燥すると洗浄困難			排水時の洗戻	バインダー等で固め問題なし
28	3						
29	1	スクリーンの設置	無し				
30							
31							
32	2						
33						道路地下に設置のため維持管理が困難	
34		貯留池に勾配をつける		排気塔設置		流入雨水の落下音	管理用階段より流入させる
35	1	貯留池に勾配をつける 2/10				連続降雨	8hr以内の返送ポンプ設置
36		貯留池に勾配、沈砂池を設置					
37						虫の発生	10日毎に限界まで排水する
38	4	定期的清掃 年1回	無し	無し	無し		
39	4	定期的清掃 年1回	無し	無し	無し		
40	3	貯留池の浅深 年2回	問題あり		問題あり	虫の発生	年2回の薬剤散布で問題なし
41	1						
42	1 4	貯留池に勾配をつける 3/100		活性炭使用			
43	3	車両進入可能にした				流入雨水の落下音、巨雑物流入	減勢工で消音、バツフル板
44	3						
45	3					浸透施設の不目やり	余裕をもって設計
46	1		洗浄水圧不足				
47	1 3						
48	1 3						
49							
50							
51							
52							
53	3					管理の分担	
54	1	貯留池に勾配をつける 3/100	無し	無し	無し		
55	1						
56	1	貯留池に勾配をつける	無し		無し		

・・・1

- 1 洗浄水でフラッシュ
- 2 固定の機器使用（チェーンフライト等）
- 3 移動式の機器使用（ブルドーザ等）
- 4 人力
- 5 何もしない

表-11.12 計画に関する項目(合流改善、併用利用施設)

合流改善、併用利用貯留施設 様式1

合流改善 (NO. 1~18)
併用利用 (NO. 19~27)

NO	供用 ..1	計画背景 ..2	施設形式 ..3	降雨条件		排水区条件		施設場所 ..4	貯留容量決定			施設規模	
				計画強度 mm/hr	確率年 年	排水面積 ha	流出係数		算定式(量) ..5	算定式(質) ..6	根拠	m ³	日
1	1	2	1	35.0	5	838.0	0.40	2	1		20s分を貯留	198000	23.63
2	1	1	1	60.0	5	129.6	0.55	2	1			4320	3.33
3	1	1	2	50.0	4	289.0	0.50	2	1		初期降雨(5mm/hr)まで貯留	7680	2.66
4	1	1	1	50.3	5	749.6	0.65	2	1		20s分を貯留		
5	1	1	1	50.0	5	125.0	0.50	2	1	流入水質	60s分を貯留	3052	2.44
6	1	5	2	41.3	5	223.0		1		エスベイ法	300年間負荷の95%を削減	18800	8.07
7	2	2	3	40.5	10	801.2	0.70	2	3	1	30s分を貯留	5500	0.69
8	1	1	1	70.0	5	101.3	0.70	2	2	1	20s~30s分を貯留	1135	1.12
9	2	1	2	52.0	5	24.0	0.55	1	1	1	0.5m ³ /s以下の降雨を貯留	4000	16.67
10	2	4	2	34.2	10	550.0	0.40	2	3	L-0曲線法	年間負荷量が分散式と同程度	39200	7.13
11	2	1	2	50.0	3	274.0	0.60	1	3	1	量-流出係数を0.64とした時のポンプ能力不足分	15000	5.47
12	2	5	2	52.0	5	386.0	0.64	1	3	1	遊水量2mm/hrと同程度	21000	5.44
13	1	3	2		5	350.0		1	3	1		21000	6.00
14	2	1	6			469.0		1	3	1	年間負荷量が分散式と同程度(5mm相当)	21200	4.52
15	1	5	6			735.3		2	3	1	5mm相当	37000	5.03
16	1	1	1	60.0	12	49.0	0.80	1	2				0.00
17	2	5	2	52.0	5	1001.0	0.70	3	3	1	年間負荷量が分散式と同程度	35000	3.50
18	2	1	2	52.0	5	152.0	0.60	1	3	1	越流負荷量を晴天時発生量の5%以下にする	2000	1.32
19	2	1	2	49.0	5	277.0	0.60	2	3	1	越流負荷量を晴天時発生量の5%以下にする	15000	5.42
20	2	1	6	45.0	5	286.0	0.60	4	1		許容放流量6.2m ³ /s以上の雨水を貯留	30000	10.49
21	2	1	6	52.0	5	180.0	0.64	1	3	1	量-流出係数を0.64とした時のポンプ能力不足分	18000	10.00
22	2	1	6	52.0	5	240.6		1	3	1	質-遊水量2mm/hrと同程度	24000	9.98
23	1	5	6			488.0	0.60	3	実測値使用	#2	量-流出係数を0.64とした時のポンプ能力不足分	30000	6.15
24	2	5	6	52.0	5	717.0	0.70	3	3	#2	貯留量を最大限に取る	36000	5.02
25	2	1	6	52.0	5	564.0	0.68	3	3	1	年間負荷量が分散式と同程度	17700	3.03
26	1	1	6	60.0	12	1213.0	0.80	3	経験式		貯留量を最大限に取る(主目的は浸水対策)	51700	4.26
27	1	6	2			78.5		4	実測値使用		汚水浸水(実測)+初期雨量(5min)	4500	5.73

..1
1 供用中
2 未供用

..2
1 合流改善
2 処理能力が小さい
3 工業用水対策
4 融雪対策
5 放流先水質が問題となっている
放流先が閉鎖水域
6 都市化、人口増加

..3
1 沈殿池
2 落水池
3 スワール分水槽
4 貯留管

..4
1 ポンプ場内
2 処理場内
3 幹線内、近傍
4 学校、公園等

..5
1 合理式
2 経験式
3 修正RRL
4 その他

..6
1 土研式
2 その他
#2 降雨規模別に水質を設定
#2 幹線は土研式、年間負荷量算定法の併用

表-11.13 設計に関する項目1(合流改善, 併用利用施設)

合流改善、併用利用貯留施設 様式2

合流改善 (NO. 1~18)
併用利用 (NO.19~27)

NO	施設規模 m ³	容量配分		余裕 m ³	対象降雨		対象流量	
		有効貯留量 m ³	堆積土砂量 m ³		流入開始 mm/hr	上限 mm/hr	流入開始 m ³	上限 m ³
1	19800				0.00		2.290	2.290
2	4320							
3	7680				0.00		0.000	
4							2.613	2.613
5	3052				50.00	50.00	0.610	0.610
6	18000				2.00	2.00	1.200	1.200
7	5500					2.14		3.427
8	1135				2.00	2.00	0.269	0.269
9	4000				0.00		0.000	
10	39200				0.00		0.000	
11	15000				0.00		0.000	
12	21000				0.00		0.000	
13	21000				0.00		0.000	
14	21200				0.00			
15	37000				0.00			
16					30s	60s	0.274	0.274
17	35000					実降雨		
18	2000					実降雨		
19	15000							
20	30000					56.50		19.700
21	18000				0.00		0.000	
22	24000				0.00		0.000	
23	30000				2.16	2.16	1.760	1.760
24	36000				0.00		0.000	
25	17700							
26	51700							
27	4500							

表-11.14 設計に関する項目2(合流改善, 併用利用施設)

合流改善、併用利用貯留施設 様式3

合流改善 (NO. 1~18)
併用利用 (NO.19~27)

NO	発生負荷量			処理流入量		越流量		越流回数		越流負荷(BOD)		越流負荷(COD)		越流負荷(SS)	
	BOD t/年	COD t/年	SS t/年	対策前 m ³ /年	対策後 m ³ /年	対策前 m ³ /年	対策後 m ³ /年	対策前 回/年	対策後 回/年	対策前 t/年	対策後 t/年	対策前 t/年	対策後 t/年	対策前 t/年	対策後 t/年
1	3813		3508		3.700E+07	3.0	5.600E+07	283		10000.0				5040.0	
2					6.550E+06		3.570E+05	49		93.0		37.0		120.0	
3	72	43	116	3.900E+05	6.9	1.050E+06	6.9	3.300E+05	49	29.0	22.0	19.0	14.0	55.0	42.0
4															
5	130000		200000												
6															
7	4287		2431		1.1	3.0	4.060E+06	111	49	245.0	65.0			284.0	73.0
8	390	179	346		4.830E+06	0.8	2.360E+06								
9	22		28												
10	4575		5638	3.957E+07	3.0	3.976E+07	3.0	3.900E+05	22	159.0	120.0			422.0	262.0
11							1.104E+06	36							
12	916		607	3.130E+06	2.0	5.670E+06	3.0	2.220E+06	40	91.0	51.0			185.0	80.0
13	269	151	200	3.720E+06		3.720E+06		9.200E+05		125.9	66.3	92.6	68.6	139.3	88.4
14	1730	895	1329	1.120E+07		1.020E+07		2.910E+05		320.0	223.0	339.0	301.0	343.0	263.0
15	3044	1576	2742	3.093E+07		2.923E+07		1.700E+06		469.0	335.0	542.0	507.0	541.0	471.0
16															
17	1314	1143													
18		175-雨天時					3.160E+02	51	28	6.8	3.3	9.4	5.9		
19	1790	1860	1018							134.0		228.0		100.0	
20	2738		2473												
21	161		145		2.0	3.0	3.800E+05	42	16	33.0	10.5			61.0	19.0
22	3032		1507	2.592E+07	2.0	2.684E+07	3.0	2.340E+06		70.0	11.5			28.6	20.8
23	25300			2.103E+07	1.5	2.173E+07	3.0	1.920E+06	58	2000.0	1000.0				
24	1570			3.110E+06		3.210E+06		3.050E+06	54	145.0	33.0				
25		3500		3.710E+06		7.710E+06		1.090E+06	40			30.0	25.0		5.0
26	13113		9340												
27												53.0			5.0

表-11.15 運転に関する項目(合流改善、併用利用施設)

合流改善、併用利用貯留施設 様式4

合流改善 (NO. 1~16)
併用利用 (NO. 19~27)

NO	形式 ..1	貯留方式 ..2	排水時間 hr	貯留後の処理	構造上の工夫
1		2		堰塞減面後河川に放流	
2	1	1	24.0	流入水量低下時にポンプで分水槽へ送水	
3	4	1	26.0	降雨後流入水量を勘察し適時高段処理し放流	
4				沈殿後、堰塞減面し放流	
5		2		雨天時連続残留雨水は夜間系へ返水	
6		1	1.6	夜間に近くの管渠に送水	
7	4	2	12.0	自然流下で連続的に処理場へ送られる	槽の外周より越流水を集める方式としコストダウンを図る
8		2	24.0	常時沈殿した泥を初沈へ送る	
9	4	2	8.0	夜間に近くの処理場に送水	
10	3	1	48.0	晴天時の夜間に処理場に送水	
11				晴天時に連続的に処理場へ送水	
12				夜間に近くの処理場に送水	
13	4	2		夜間に近くの管渠に送水	
14	3 or 4	1	8.0	夜間に近くの処理場、管渠に送水	
15	3	2	8.0	夜間に近くの処理場に送水	
16					
17		2	8.0	夜間に近くの処理場に送水	
18			8.0	夜間に近くの処理場に送水	
19		1		夜間に近くの処理場に送水	
20	1	2	6.0	初期雨水は処理場に送水。他、晴天時に放流	
21		1		上澄水は雨水処理し東京湾へ放流	
22		1		上澄水は雨水処理し東京湾へ放流	
23	4	1	36.0	夜間に近くの管渠に送水	
24	3	2	7.0	自然流下で処理場に送水	
25		1			
26	1	2	8.0	夜間に近くの処理場に送水	
27		1			

..1
合流下水道越流水対策と暫定指針 P142参照

..2
1 バッチ
2 連続
3 その他

表-11.16 維持管理に関する項目（合流改善、併用利用施設）

合流改善、併用利用貯留施設 様式5

合流改善 (NO. 1~18)
併用利用 (NO. 19~27)

NO	堆積土砂対策			臭気対策		その他の問題	
	除去方式 **1	その他の対策	問題の有無	対策	問題の有無	問題点	対策
1	2						
2	2		無人で引き抜きができない（ミーター型）				
3	1		無し			省エネ（省力）	遠隔操作、監視可能
4							
5			沈殿池への水路で汚泥が残留し回収する				
6	2	沈殿池を設置					
7	1	年1回コレクターを清掃	無し	状況により蓋を設置する		沈殿後の液面	液面装置の設置
8	2						
9	2						
10	1 2	融雪時には汚泥処理施設に返泥		蓋、脱臭装置の設置			
11	1			活性炭を用いる			
12	1						
13	5		無し	脱臭装置の設置	無し		
14	5						
15	5						
16	2						
17	1						
18	1						
19	1						
20		リンドポンプの設置		活性炭方式と部分換気方式			
21	1					事前に最対策か賛対策かの判断を行う	降雨予測の充実を図る
22	1					事前に最対策か賛対策かの判断を行う	降雨予測の充実を図る
23	1 3			土壌脱臭法			
24							
25							
26	1 3	浸透を行う	洗浄水だけでは完全でない（次降雨で流下）				
27	4	年1回の除去	無し		無し		

**1

- 1 洗浄水でフラッシュ
- 2 固定式の機器使用（チェーンライト等）
- 3 移動式の機器使用（ブルドーザ等）
- 4 人力
- 5 貯留水でフラッシュ

第12章 計画外力の不確定性に関する検討

一般に雨水排除システムの設計に当っては、T年確率の降雨強度を過去のデータから推定し、合理式を用いて計画降雨量を求めている。しかしこの方法では使用データおよび解析方法に起因する誤差がそのまま計画外力にも伝播してしまう。このような計画外力の持つ誤差構造を一般に不確定性と呼ぶ。施設設計における安全率の決定は施設の重要性と共に不確定性の大小によって判断するのが科学的である。ここでは不確定性に大きな寄与をしていると考えられる降雨強度の確率分布の解析法に焦点をあて、到達時間毎の不確定性の大きさを定量化した。使用データは昭和37～56年の20年間の毎年最大降雨量データである。

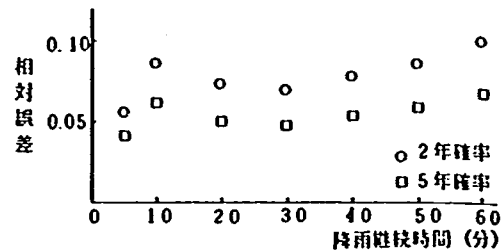


図-12.1 降雨継続時間と相対誤差との関係
(Gumbel法の極値分布対 Thomas
プロット)

まず Gumbel 法及び岩井法により降雨の確率分布が極値分布と対数正規分布と仮定した場合の分布を求めた。他方実データを Thomas 法で解析し plotting position を求めると、同一の降雨継続時間で同一の生起確率を有していると考えられる降雨強度は理論的分布から求めたものと差が生ずる。この差を確率分布の理論曲線のあてはめに伴う誤差と考え、各降雨継続時間毎の相対誤差を求めたものが図-12.1, 12.2 である。Gumbel 法では相対誤差の分布が滑らかであるが、岩井法による対数正規分布のあてはめでは降雨継続時間が大きくなるほど相対誤差も大きくなり、計画降雨強度を推定する際下流側にいけばいく程推定精度が劣っていくことが判明した。

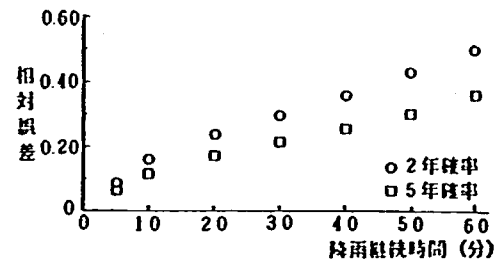


図-12.2 降雨継続時間と相対誤差との関係
(岩井法の対数正規分布対 Thomas
プロット)

第13章 貯留水の水質経時変化実験

13.1 はじめに

雨水滯水池や貯留管などの雨水貯留施設に貯留された雨水は、降雨終了後、その全量が主として流入水量が減少する夜間に下水処理場に送水されているが、今後の滯水池、貯留管の運転方法として、以下の点を検討する必要があると考えられる。

- 1) 処理場への返水に長時間を要する場合、貯留水の腐敗が進行し、処理場における処理性に支障をきたすおそれがある。
- 2) 貯留中の沈殿作用により、貯留中の上澄はかなり清澄化されているので、これを全量処理場へ送水し、処理を行うより、施設のある現場で処理を行ったほうが経済的となり、かつ地域によっては処理水の有効利用が高い便益をもたらす可能性が考えられる。
- 3) 雨水滯水池、貯留管を、浸水対策と越流水対策の併用利用を行うことも考えられる。この場合、貯留水を速やかに処理場に送水するか、現地処理を行う必要がある。

以上の点を解決するための基礎資料を得るため、雨天時下水を貯留し、貯留水の上澄、底泥を採取、分析する水質経時変化実験を行ったので、その結果を以下に報告する。

なお、以下で用いた下水は、茨城県湖北流域下水道霞が浦処理センター沈砂池粗目スクリーン手前で採水したものである。測定、分析は下水試験方法（1984年版）によった。ガス濃度の測定は、理研計器GX-110で行った。

表-13.1 底泥のpH・ORPの経時変化

13.2 予備実験その1

(1) 方法

貯留実験の予備実験を行った。10ℓバケツに晴天時下水を入れ放置し、底泥のpH、ORPを浸漬型センサーを用いて測定した。又、測定終了時にバケツを撈拌し、撈拌中に揮散するガス濃度を測定した。

(2) 結果と考察

結果を表-13.1、13.2に示す。pHは8日目以降、ORPは3日目以降は変化しないことがわかった。ま

貯留開始 1987年6月5日

	pH	ORP		pH	ORP
6/16 (火) AM 10:00 PM	6.1	-346	6/24 (水) AM 10:00 PM 18:30	6.4 6.5	-480 -480
6/17 (水) AM 9:00 PM 17:20	6.1 5.9	-400 -450	6/25 (木) AM 10:00 PM 16:00	6.4 6.4	-480 -480
6/18 (木) AM 9:30 PM 18:00	6.0 6.0	-470 -470	6/26 (金) AM 9:00 PM 17:00	6.4 6.4	-480 -480
6/19 (金) AM 10:00 PM 18:00	6.1 6.1	-480 -460	6/27 (土) AM 10:00 PM	6.4	-480
6/20 (土) AM 9:30 PM 12:30	6.0 6.0	-470 -470	6/28 (日) AM PM 16:00	6.4	-480
6/22 (月) AM 10:00 PM	6.3	-480	6/29 (月) AM 10:00 PM 17:00	6.4 6.4	-470 -470
6/23 (火) AM 9:00 PM 17:00	6.4 6.4	-480 -480			

表-13.2 底泥の攪拌より生ずるガス濃度

測定 1987年6月22日

	O ₂ (%)	可燃ガス (ppm)	H ₂ O (ppm)	CO (ppm)	MLSS	VS
上部測定	19.8	0	0	0	1.450	896
攪拌測定	20.3	"	0	"		
攪拌測定時間						
30秒	"	"	6	"		
40秒	20.5	"	6.5	"		
50秒	"	"	9.5	"		
1分08秒	"	"	13.0	"		
1分25秒	"	"	17.5	"		
2分30秒	"	"	40.0	"		
3分10秒	"	"	43.0	"		

た、攪拌による硫化水素の揮散濃度は最大で43ppmとかなり高かった。

13.3 予備実験 その2

(1) 方法

建設省土木研究所湖北総合実験施設に設置した沈降塔（直径200mm，長さ1.2m）に，晴天時下水を入れ，上澄，底泥の水温，pH，ORPなどを測定，分析した。また10ℓポリタンクに別途採水した下水を攪拌し，揮散するガス濃度を測定した。さらに，1ℓポリタンクに別途採水した下水の底泥を採取，分析した。

(2) 結果と考察

結果を表-13.3に示す。

- 1) 上澄：pHは原水が8.0と高かったため，3日後に7.3であった。ORPも1日目にマイナスとなり，2日目で-160mvとなり，以降ほぼ安定した。硫酸イオンは，原水が80mg/ℓと高かったが，その後50mg/ℓ程度に安定した。硫化物は，原水では検出されなかったが，3日後には0.6mg/ℓと上昇した。SSは，原水の19%まで除去された。COD_{Cr}は3日後に33%まで除去された。
- 2) 底泥：pHはいったん6.6まで下がったものの，ふたたび7付近まで上昇した。ORPは4時間後に0mvとなり，その後下降を続け2日後に-400付近となり安定した。硫酸イオンの減少，硫化物の増加の程度は意外にも上澄と同程度であった。汚泥濃度はSSで4770～7600mg/ℓ，COD_{Cr}で2347～9369mg/ℓとバラつきがみられた。サンプリングが各ポリビンで均一とならなかったためと考えられる。硫化水素ガス濃度は8ppmとさほど高くなかった。

最後に塔底部の底泥を引抜き，分析を行ったが，底泥のまわりの水を多量に引抜いたため，SS

表-13.3 貯留塔

項目 日・時刻		底 部		上 ず み			10ℓポリタンク	貯留塔上ずみ mg/ℓ				1 ℓビン底部 mg/ℓ				備 考
		pH	ORP	TEMP	ORP	pH	H ₂ Sガス	S ²⁻	SO ₄ ²⁻	SS	COD _{Cr}	S ²⁻	SO ₄ ²⁻	SS	COD _{Cr}	
22日	11:00	11:00 7.6	11:00 120	11:55 13.1℃	12:00 +90	11:55 8.0	O ₂ 21.4 % H ₂ S 0 ppm	0	80	168	541	—	—	—	—	
	13:00	7.4	110	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	15:00	7.4	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	17:00	7.2	-130	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
23日	11:00	6.6	-320	10.4℃	-10	7.2	O ₂ 20.4 % H ₂ S 0 ppm	0	53	30	184	1日経過 0.28	52	7660	9369	
	17:00	7.2	-300	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
24日	11:00	6.8	-400	10.3℃	-160	7.35	O ₂ 19.8 % H ₂ S 1.5 ppm	0.19	54	25	163	2日経過 0.25	54	4770	2347	沈降塔上ずみ 簡易試験 S ²⁻ 0.1~0.5ppmの間
	17:00	7.2	-420	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
25日	11:00	6.9	-410	10.9℃	-140	7.30	O ₂ H ₂ S 8 ppm	0.60	52	31.3	179	3日経過 0.51	51	5700	7838	沈降塔上ずみ 簡易試験 S ²⁻ 0.5~1 ppmの間
	17:00	7.1	-430	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
25日	沈降塔底部引 抜き 11:00	—	—	—	—	—	可燃性 2 ppm H ₂ S 22.5 ppm	3.31	50	126	393	—	—	—	—	

が126 mg/ℓと低く、硫酸イオン濃度が50 mg/ℓと高かった。硫化物濃度も3.3 mg/ℓと格段に高濃度であったともいえないが、引抜き水の攪拌では、硫化水素が22.5 ppm 検出された。

13.4 雨天時下水を用いた実験

13.4.1 方法

雨天時下水を用いた本試験を、4回行った。採水条件を表-13.4に示す。

採水時の希釈倍率（採水時流量／晴天時平均流量）は、全流入量ベースで1.2～1.5であり、一部合流地区からの流量ベースでも、それぞれ1.8, 1.3, 1.5, 1.0と小さかった。また、3回目は少し遅れたものの、1回目、2回目、4回目はいずれもファーストフラッシュを採水した。これらより、かなり高濃度の下水を採水したことが予想される。

表-13.4 採水条件

採 水 年 月 日 採 水 時 刻		88.3. 1 15:30	88.8. 2 9:35	88.9.20 17:10-30	89.1.23 10:30
採水時刻までの雨量 (mm)		5	8	21	7
前回降雨日と日降雨量 (mm)		88.2.27	88.7.28	88.9.15	89.1.20
		3	71	3	13
採水時刻における流量 (m ³ /hr)	全 体	1760	1530	1850	1550
	一部合流	1460	1175	1280	1210
	分 流	300	355	570	335
採水時刻における 晴天時平均流量 (m ³ /hr)	全 体	1141	1260	1235	985
	一部合流	825	877	781	645
	分 流	316	383	454	340
希 釈 倍 率	全 体	1.5	1.2	1.5	1.6
	一部合流	1.8	1.3	1.6	1.9
	分 流	0.9	0.9	1.3	1.0

13.4.2 結果と考察

測定、分析結果を表-13.5に、上澄、底泥の各水質項目の経時変化を図-13.1～13.3に示す。以下、上澄、底泥の順に項目別に特徴を述べる。なお、図中の凡例中の()内の数字は、調査回を示す。

(1) 上澄

1) 水温

放置中の平均水温は、1回目、4回目がそれぞれ11.7℃、11.0℃と低かったが、2回目は27.8℃と高く、3回目は24.4℃と2回目より少し低かった。後述するように、上澄のORP、硫酸イオン、硫化物、底泥のORP、硫化物はこの水温の高低が濃度の大小に反映していた。

2) pH

1回目、2回目は初期値がそれぞれ6.3, 6.7と低く、3回目、4回目は初期値がそれぞれ7.3,

表-13.5 貯留塔を用いた水質変化実験

単位 mg/l S04:硫酸イオン
S2:硫化物
O2:酸素ガス濃度
H2S:硫化水素ガス濃度

第1回調査 1988.3.1-1988.3.6

経過 時間	経過 日数	上澄								底泥								
		水温(℃)	pH	ORP(mv)	BOD	SS	S04	S2	pH	ORP(mv)	CODcr	HLSS	MLVSS	S04	S2	O2(%)	H2S(ppm)	
0	0	12.6	6.3	160	205	594	32	0	6.7	160	473	594	320	32	0			
24	1	10.5	6.1	-330	75	36	35	0	7	-110		2630	1690	32	0.9	20.5	1.5	
48	2	13.8	6.9	-140	75	31	37	0.4	6.1	-400		2360	1560	28	1	19.6	8	
72	3	12.5	7.1	-40	77	24	28	0.3	6.1	-410		2630	2080	24	1.5	19.3	20.5	
96	4	9.8	6.9	-100	74	25	33	0.4	5.7	-400		2690	1740	21	1.4	17.4	30	
144	6	11.9	7.1	-210	73	16	30	1	5.4	-410		2430	1520	20	2.1	13.8	72	
沈降塔底泥(汚泥量850ml)												5050	3190		21.7			

第2回調査 1988.8.2-1988.8.9

経過時間	経過日数	上澄								底泥									
		水温(℃)	pH	ORP(mv)	BOD	SS	S04	S2	pH	ORP(mv)	CODcr	HLSS	HLVSS	S04	S2	O2(%)	H2S(ppm)		
0	0	22.1	6.7	160	98	220	29	0	6.6	170	233	220	129	29	0				
24	1	26.3	6.8	-160	28	19	28	0.7	6.4	-410		1730	898	27	1.7	19.7	57		
48	2	27.6	6.7	-180	31	12	22	2.4	6.4	-405		3600	1930	22	3.1	17.8	117		
72	3	29.2	6.8	-220	37	9	12	3.5	6.2	-410		3160	1580	13	3.6	17.2	65		
96	4	27.6	6.7	-200	35	6	12	3.5	6	-405		2490	1210	19	3	15.8			
144	6	28	6.8	-220	35	9	16	7.1	6.4	-410		4410	1890	25	4.2	9.7			
168	7	28	7	-200	41	10	12	5.9	6.6	-425		3600	1530	3	4.3	20.8			
沈降塔底泥(汚泥量150ml)												8600	4090						

第3回調査 1988.9.20-1988.9.28

経過 時間	経過 日数	上澄								底泥									
		水温(℃)	pH	ORP(mv)	BOD	SS	SO4	S2	pH	ORP(mv)	CODcr	MLSS	MLVSS	SO4	S2	O2(%)	H2S(ppm)		
0	0	23.2	7.3	180	68	349	23	0	7.3	180	179	349		23	0				
24	1	26.7	7.1	60	17	16	20	0	6.3	-320		10290	3170	20	0.8	20			
48	2	25.1	6.8	-105	14	14	18	0.6	6	-405		13680	4040	16	1.4	19.6	2		
72	3	23.9	6.8	-160					5.7	-405						18.4	2		
96	4	23	6.8	-160	19	9	15	1.7	5.7	-405		1290	480	12	1.5	19.3	3.5		
144	6	23.8	7.1	-160	19	8	13	1.3	5.8	-405		7040	1970	15	4.7				
168	7	23.7	6.8	-170		8	13	1.6	5.9	-405		5090	1420	9	1.7	15.9	8.5		
沈降塔底泥(汚泥量960ml)												5700	1520		16.8				

第4回調査 1989.1.23-1989.1.28

経過 時間	経過 日数	上澄								底泥							
		水温(℃)	pH	ORP(mv)	BOD	SS	S04	S2	pH	ORP(mv)	CODcr	MLSS	MLVSS	S04	S2	O2(%)	H2S(ppm)
0	0	11.3	7.4	220	213	324	30	0	6	220		324	237	30	0		
24	1	11.4	7.1	-20	63	35	33	0	6	-320		3840	2410	34	0.6	18.5	0.5
48	2	10.9	7	-40	66	23	29	0.2	6	-375		3170	2330	29	0.8	19.7	9
72	3	10	7	0	72	25	30	0.4	6	-400		2510	2430	30	1	18.4	14
96	4	10.4	7	-40	69	20	30	0.1	6	-370		4200	2370	29	1.3	15.1	45
120	5	11.7	7.1	-70	98	18	30	1	6.1	-370		5380	3900	20	1.5	16.5	45
沈降塔底泥(汚泥量900ml)												7030	5220		20.5		

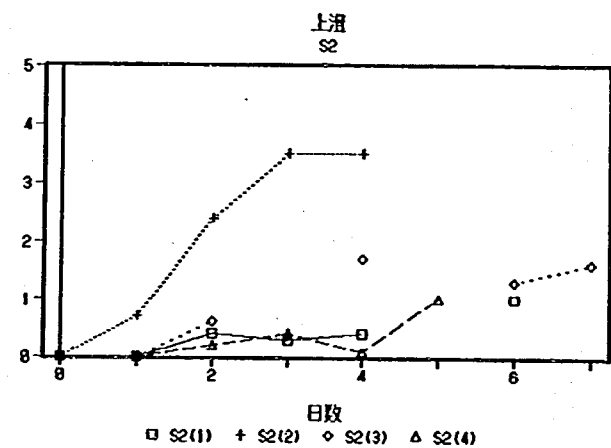
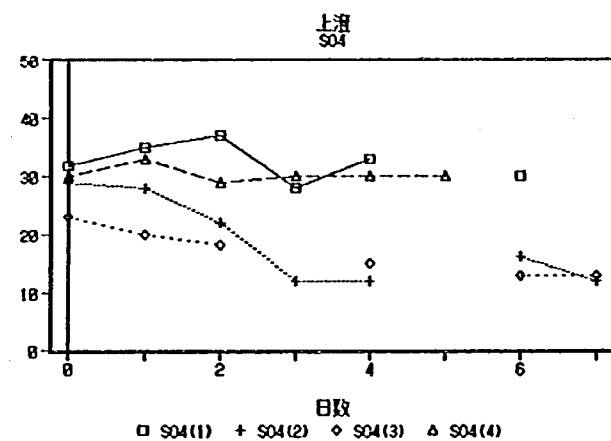
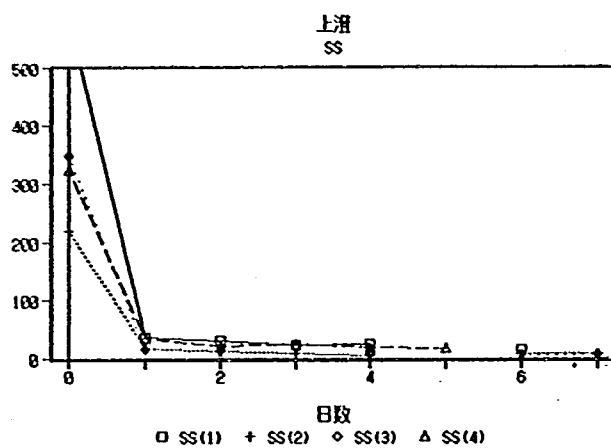
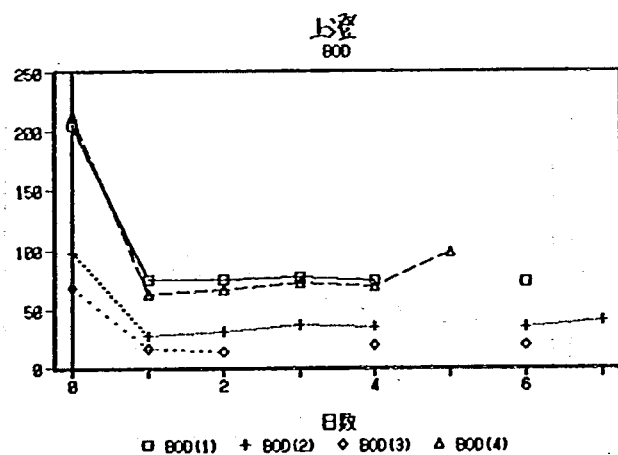
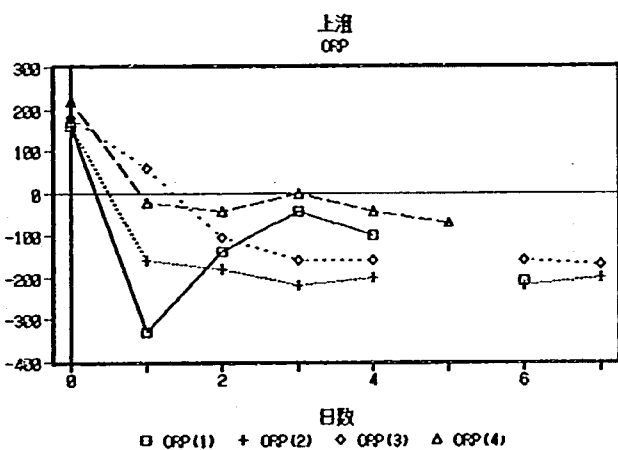
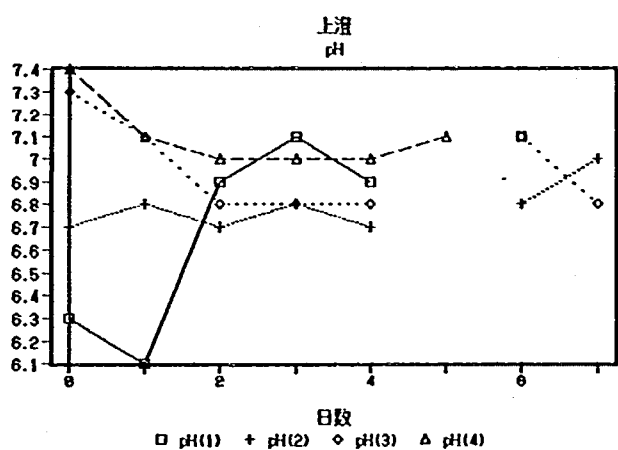
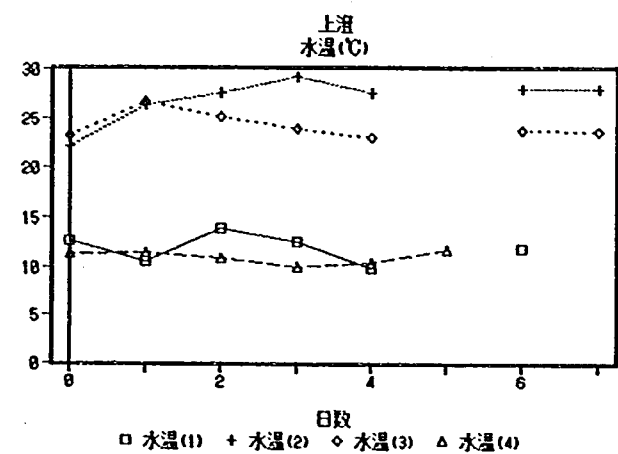
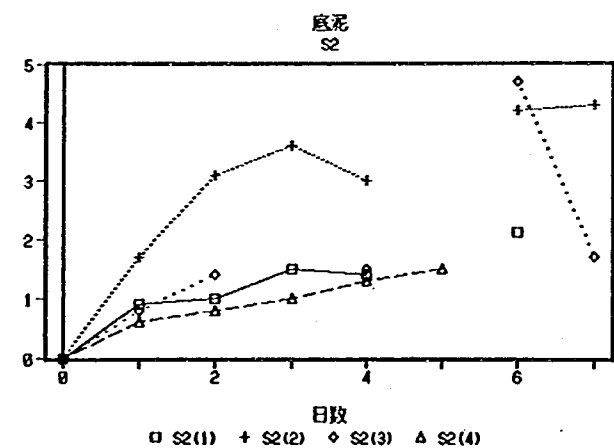
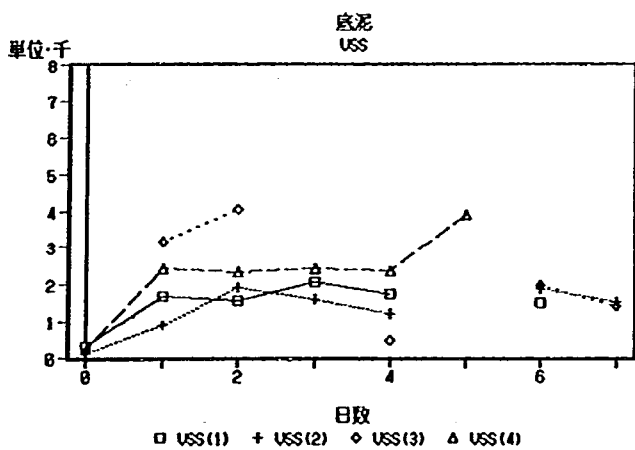
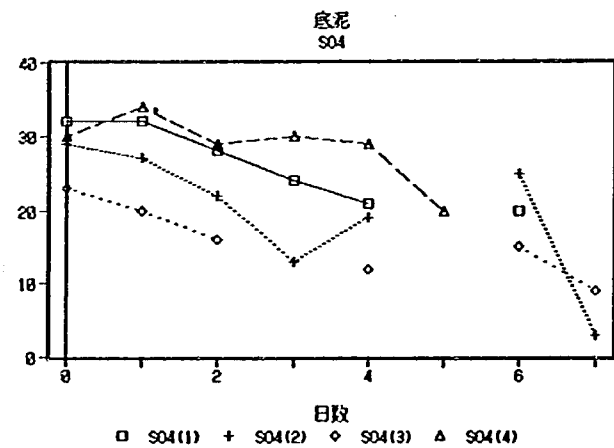
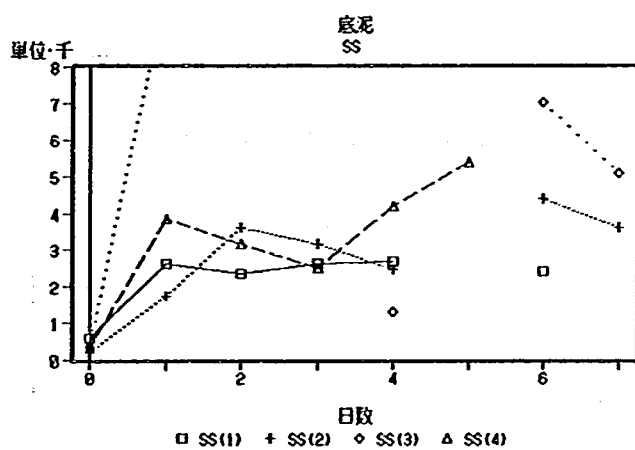
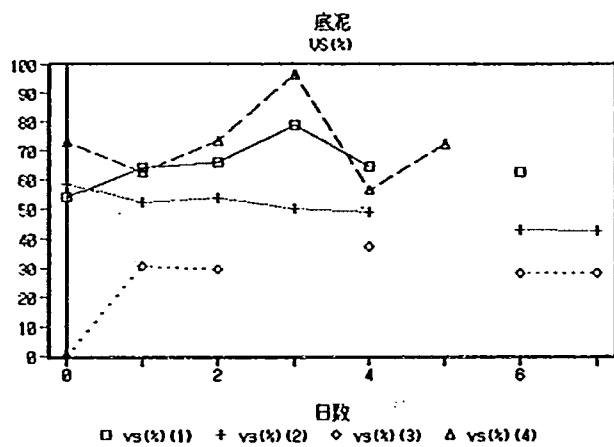
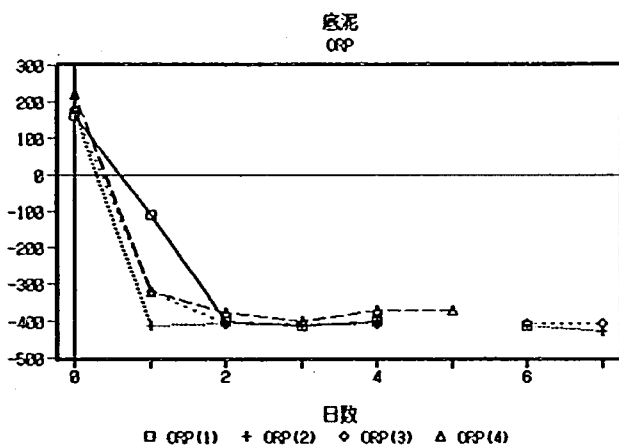
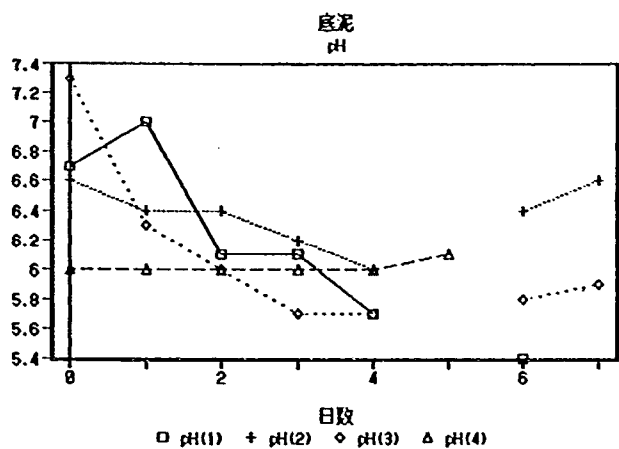


図-13.1 上澄の経時変化

図-13.2 底泥の経時変化(1)



7.4と高かったが、2日目以降はほぼ7.0付近の値を示したが、2回目、3回目は若干低めであった。

3) ORP

1回目はバラつきが大きかったが、2回目、3回目、4回目は3日後にはほぼ一定値となりその後安定した。

4) BOD, SS

各回とも1日目で一定値となり、その後殆ど変化しなかった。4日目のBOD, SS濃度は原水濃度のそれぞれ28～36%, 3～6%に減少した。原水濃度が高いほど一定後の水質は大きくなる傾向がみられた。

5) 硫酸イオン, 硫化物

1回目、4回目の硫酸イオンの濃度減少は殆どなく、硫化物の初期増加率もわずかであったが、2回目、3回目の硫酸イオンは大きく減少し、硫化物の初期増加率も大きかった。2日目の硫化物濃度を比較すると、1回目0.4 mg/l, 2回目2.4 mg/l, 3回目0.6 mg/l, 4回目0.2 mg/lと水温が高いほど濃度が高い傾向がみられた。

(2) 底泥

1) ORP

初期値から1日目値までの減少量は、1回目270 mv, 2回目580 mv, 3回目500 mv, 4回目540 mvと水温が高いほど減少量も大きくなった。しかし、2日目以降は-400 mv付近で各回とも殆ど変化がなかった。

2) 硫酸イオン, 硫化物

上澄同様、硫酸イオン濃度減少は1回目、4回目が小さく、2回目、3回目が大きい。一方硫化物濃度増加率は、1回目、4回目が大きく、2回目、3回目が小さい。なお、データにバラつきがあるものの、硫酸イオン、硫化物はほぼ一定の割合で減少、増加し続ける傾向がみられた。

なお、貯留塔の底泥を実験終了時に引抜き、硫化物濃度を測定した。いずれもポリビンの値の10～20倍の値を示した。

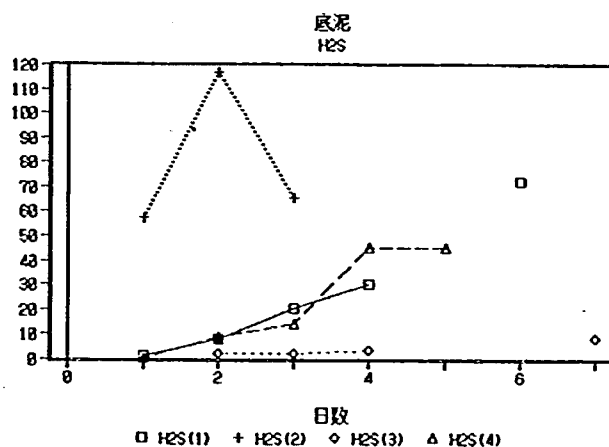
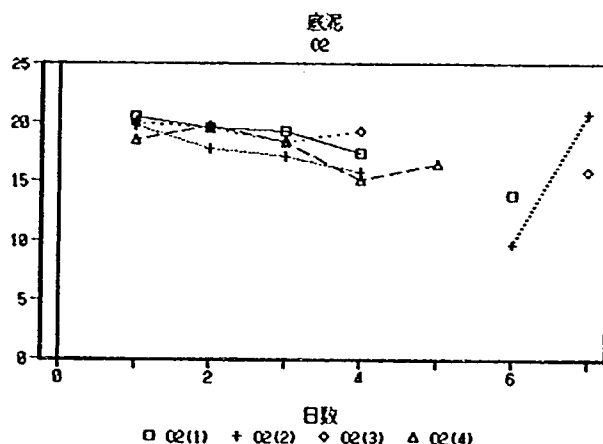


図-13.3 底泥の経時変化(2)

3) MLSS, MLVSS

MLSSは微増の傾向がみられたが、MLVSSは一定の傾向がみられなかった。

4) ガス濃度

酸素濃度は各回ともかなりの減少を示した。2回目は最低9.7%まで減少した。硫化水素濃度は増加の傾向を示した。32回目は検出限界値の125ppmを超過した。酸素濃度、硫化水素濃度とも、水温との相関はみられなかった。

13.4.3 結論と今後の課題

以上の結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 上澄のBOD, SS濃度は原水濃度のそれぞれ28～36%, 3～6%に減少し、原水濃度に比例して高くなった。
- 2) 上澄のBOD, SS濃度は1日までに大きく減少した後はほとんど変化しなかった。
- 3) 高水温(20～25℃)では低水温(10～15℃)に比べて、上澄のpH, ORP, 硫酸イオン濃度が低く、上澄、底泥の硫化物濃度および底泥のORP減少速度が大きかった。

今後の課題としては、硫化物濃度と処理性の関係の検討、貯留水の返水中における下水処理場の処理機能調査、実施設における上澄、底泥の水質経時変化調査、上澄の現地処理実験などを行い、データの蓄積に努めたい。

<参考>

1988年9月20日に実施した雨天時下水を用いた実験において、20ℓポリタンクに別途雨水を採水し、窒素、リン濃度の経時変化を調べた。結果を表-13.6に示す。硝酸、亜硝酸の濃度が減少し、アンモニア性窒素の濃度が増加した。リンについては明確な変動傾向は認められなかった。

表-13.6 雨天時下水の長時間放置による窒素、リン濃度の変化

経過 日数	日 付	項 目								
		NO ₂	NO ₂₊₃	NH ₄	PO ₄	S-KN	T-KN	S-TP	T-TP	NO ₃
0	9/20	0.06	1.35	4.46	0.92					1.29
1	9/21	0.06	0.97	3.96	0.17					0.91
2	9/22	0.05	0.66	3.55	0.13	3.19	7.33	0.18	1.38	0.61
3	9/23									
4	9/24	0.01	0.05	5.2	0.2					0.04
5	9/25									
6	9/26	0	0	5.28	0.28	4.67	10.6	0.38	2.22	0
7	9/27	0	0	4.77	0.28	5.06	8.39	0.35	1.65	0

第14章 貯留管と貯留池の費用

貯留管渠の計画においては、建設に要する費用とその効果を比較し、十分な投資効果のある施設を建設する必要がある。浸水対策を目的とする貯留施設は、通常の場合、非常に大規模となるが、地下に設置される管渠施設は、地上に設置される池形式の貯留施設と比較して、用地費は不必要となるが、大断面シールド法などの特殊工事が必要となり、その建設費は高くなる。また、地下深く建設されるため、排水を行うためのポンプ施設についてもその工事費は高価となる。地下に設置する浸水対策施設の費用は大きくポンプ費用と管渠費用に分けられる。流下型施設では、下流端に大規模なポンプ施設を必要とすることから、ポンプ施設費用の比率が高くなり、逆に、貯留型の施設では、排水ポンプの能力は小さくて良いが、大きな容量を必要とすることから、管渠施設の費用のウェイトが高くなる。

ここでは、こうした貯留管建設に必要となる工事費（管渠費用、ポンプ施設費用）について、既往の費用関数と実際の施設を対象として算出された工事費を比較し、浸水対策用の管渠施設の費用関数作成のための基礎的検討を行う。また、比較のため、地上に設置される池形式の浸水対策施設の事業費についても事例を収集し、その費用関数についても検討を加える。

14.1 管渠施設に関する費用関数

浸水対策用の管渠は大規模であり、通常の開削工法あるいは推進工法は適用できず、シールド工法を採用することが一般的となる。シールド工法の費用関数については、「流域別下水道整備総合計画調査 指針と解説」（昭和58年、

日本下水道協会、以下流総指針と略す）において図-14.1のような関数が示されている。一既に、シールド工法と言っても地質の状況により、様々な工法があり、費用も異なることが予想されるが、計画・調査において用いる場合は、操作性の面から同図のように管径のみを説明変数とした関数が望ましい。また、この関数では、直径5mまでしか対象とされていないが、最近では、これより大きな断面の管渠の計画・実施がなされている。以下では、実際に施工された大

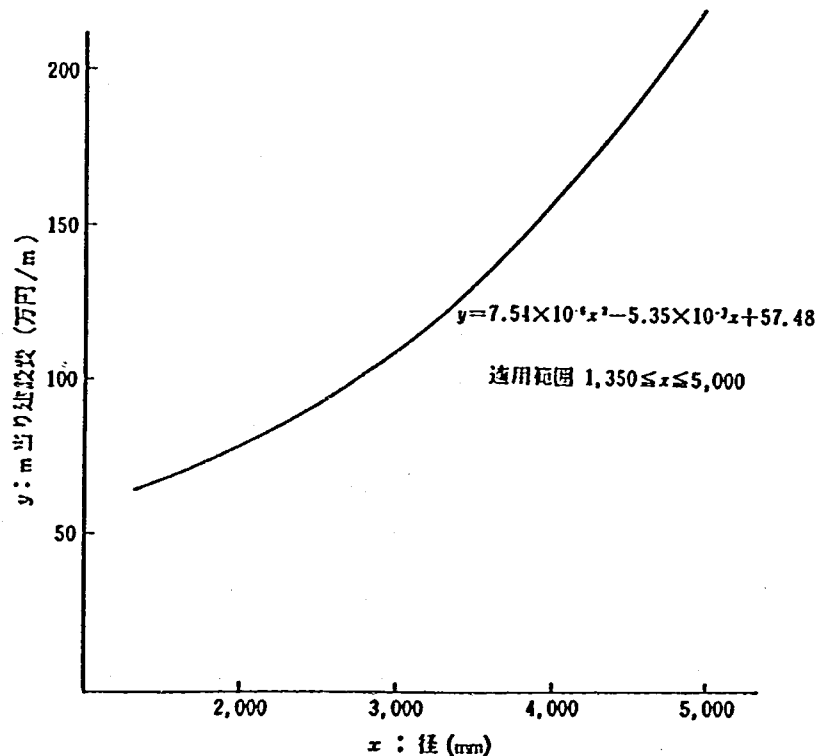


図-14.1 シールド工法費用関数（流総指針による）

断面の管渠の費用ならびに、計画段階において算出された概算費用と流総指針に示されている費用関数を比較し、その適用性を考察する。

本調査では、大断面シールド工事を採用した事例について、3都市に対するヒアリングを実施し、その事業費について収集した。表-14.1に、今回収集した実施設の諸元並びにその費用を示す。図-

表-14.1 シールド工法費用の実例

都市名	管径 (mm)	延長 (m)	費用 (百万円)	単価 (万円/m)	備 考
O 市	6,000	6,800	23,748	349	施工済み
K 市	8,500	1,490	13,900	933	貯留型(計画中) 同上
	11,000	2,380	28,300	1,189	
Y 市	5,250	-	-	261	費用比較のため 単価を設定
	5,750	-	-	304	
	7,000	-	-	428	

14.2は、先に示した流総指針の費用関数と、今回収集した事例の単価を図示したものである。図中の破線は、流総指針の費用関数を5,000mm以上の場合に外推したものである。これによると、貯留型施設であり、非常に大きな断面となっているK市の事例を除いて流総指針の費用関数を外推したものと良好に一致している。すなわち、直径7,000mm程度までは、流総指針の費用関数を用いても良いといえよう。それ以上の大断面については、地質ならびにそれに適した施工方法を勘案し、ここに概算費用を算出することが望ましい。なお、施工箇所が非常に深い場合は、立坑についても地下連続壁工法などの特

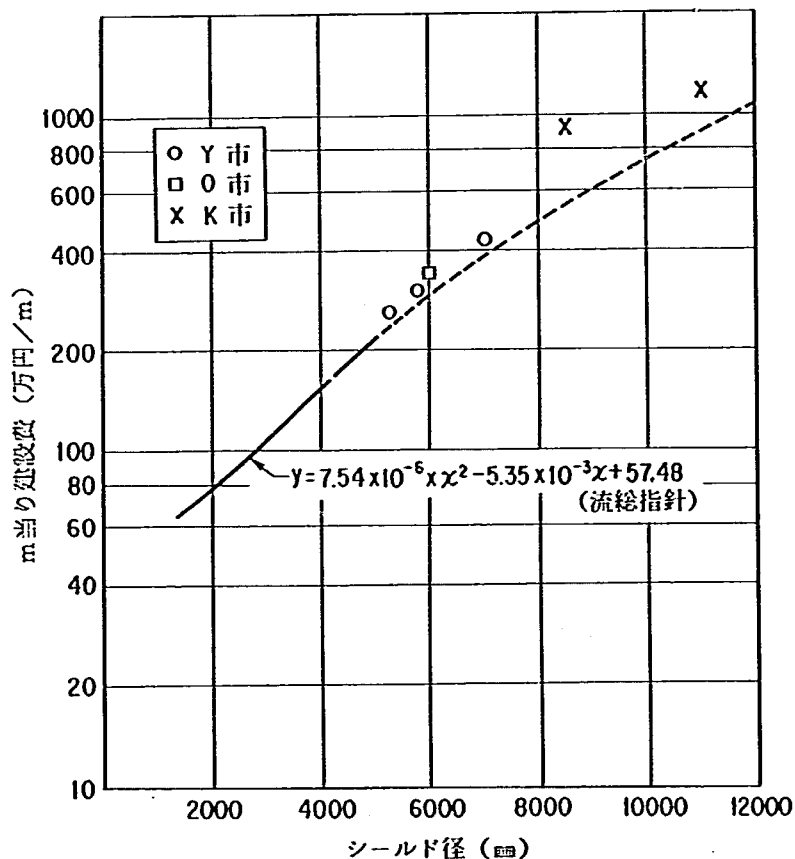


図-14.2 シールド工法における単位長さ当りの建設費

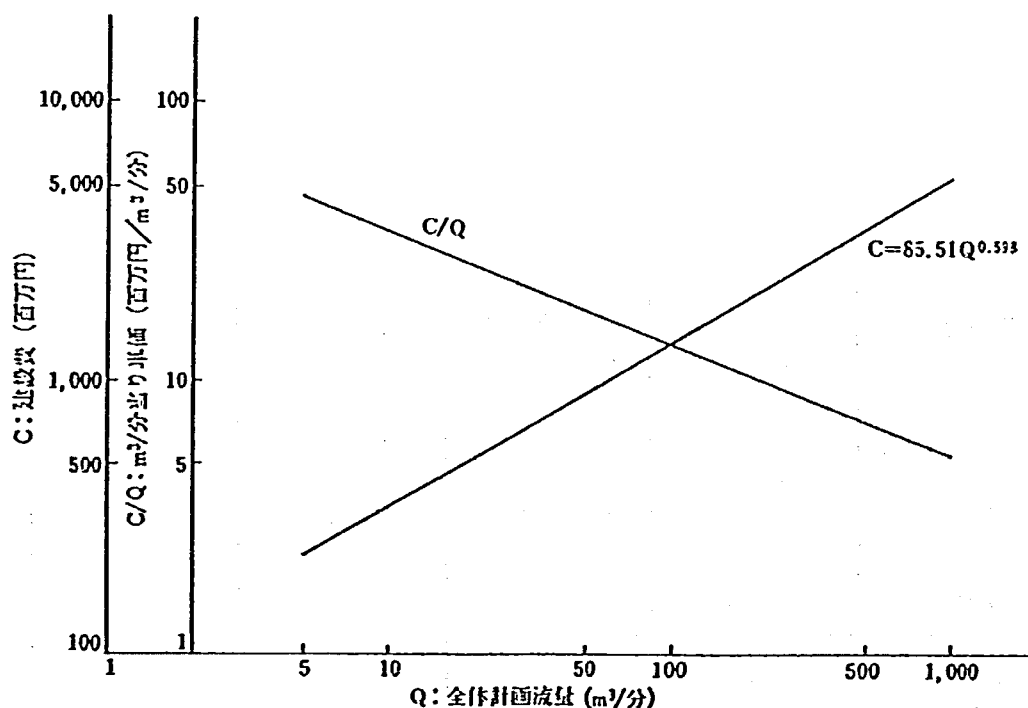
殊工法が必要となり、その費用の計上も必要となる。K市の貯留管の場合の立坑費用の実例を表－14.2に示す。

表－14.2 立坑費用の実例（K市貯留管の場合）

No.	掘削面積 (㎡)	掘削深さ (m)	立坑費用 (百万円)	㎡当り単価 (万円/㎡)
1	220	27	1,100	18.5
2	300	26	1,400	17.9
3	460	35	1,600	9.9
4	200	33	500	7.6

14.2 ポンプ場施設費用に関する検討

地下深く設置される管渠施設の場合、貯留雨水を排出するためのポンプ施設が必要となる。ポンプ場についても、流総指針において図－14.3のような費用関数が作成されている。ポンプ場の場合、その建設費の内訳は、土木建築工事費と機械電気などの設備工事費に大別される。流総指針に示されて



図－14.3 流総指針におけるポンプ場建設費費用関数

表-14.3 ポンプ場建設費の内訳(流総指針)

(単位 百万円)

施設規模 内 訳	10	20	50	100	m ³ /分 500
全 体 工 事 費	339	513	887	1,343	3,516
土木建築工事費	144 (42.5)	212 (41.3)	355 (40.6)	524 (39.0)	1,290 (36.7)
設 備 工 事 費	195 (57.5)	301 (58.7)	532 (60.0)	819 (61.0)	2,226 (63.3)

()は割合%

いる各工事費は、下式となる。

$$\text{土木建築工事費} \quad C1 = 39.57 Q^{0.561}$$

$$\text{設備工事費} \quad C2 = 46.45 Q^{0.623}$$

$$\text{全体工事費} \quad CT = 85.51 Q^{0.598}$$

(ただし、Q:設計流量(m³/分))

この費用関数は、流域下水道の汚水中継ポンプ場を想定して作成してあるため、1000 m³/分(16.7 m³/秒)までが対象範囲である。浸水対策のための流下型管渠施設の場合は、下流端に大規模なポンプ場を設けることが絶対条件となり、この対象範囲を超えることが多分に考えられる。したがって、そうした大規模ポンプ場を対象とした場合のこの費用関数の妥当性を検討しておく必要がある。本調査では、表-14.4に示す2つのポンプ場についてその費用を収集した。また、同表には、先に示したK市の貯留型管渠施設に対して設置されたポンプ設備費用も示している。

図-14.4に、流総指針による費用関数と今回収集したポンプ場の費用を比較して示す。これによると、今回収集したポンプ場における費用は、かなり異なっている。特に土木建築工事費の差が大きい。

表-14.4 本調査で収集したポンプ場費用

施設名	設計流量 (m ³ /秒)	土木建築費 (百万円)	設備工事費 (百万円)	全体工事費 (百万円)
A ポンプ場	22.6	1,200 ¹⁾	1,700	2,900
B ポンプ場	57.5	12,733	7,499	20,232
K 市貯留管	1.0	—	600	—
K 市貯留管	1.4	—	600	—

注1) 沈砂池なし

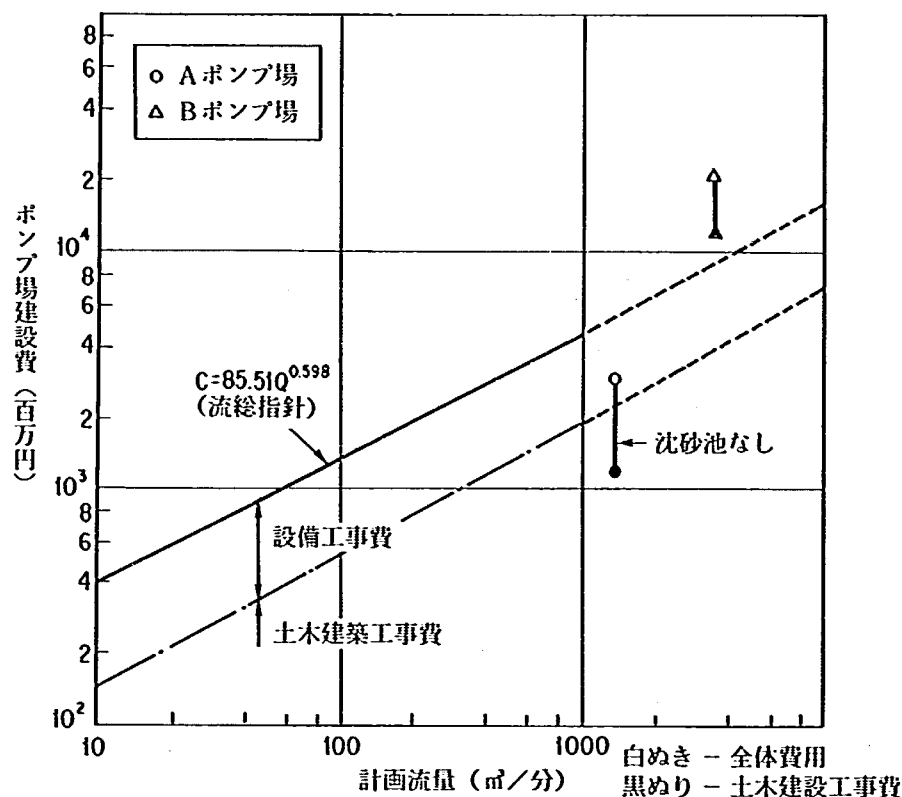


図-14.4 流総指針によるポンプ場費用と
実施設のポンプ場費用の比較

これは、A ポンプ場では、表-14.4 に示したように、沈砂池を省略して施設をコンパクトにしていることから、土木建築工事費は非常に小さくなっている。一方、B ポンプ場は、流入管渠が地下鉄を下越してくるため、非常に深い（地下33m）ことと市街地の中心に位置することから、周辺環境との調和を図る必要性により、主要施設を地下式としたため、掘削面積ならびに掘削土量が多量となり工事費が大きくなったものである。このように、大規模ポンプ場の場合は、周辺の状況並びに設計の考え方により、特に土木工事費が大きく異なることが予想され、費用関数の作成は困難であり、個々に概算費用を算定することが望ましい。

一方、機械電気設備などの設備工事費については、表-14.5 および図-14.5 に示すように、A ポンプ場を除いて流総指針による費用関数で推定した値とほとんど同じ値となっている。A ポンプ場は、先述したように沈砂池を省略して土木工事費を小さくしており、また、エンジン掛けのポンプを利用することによって機械電気設備費用もかなり小さくなっていると思われる。

以上のように、流下型の管渠施設に対するポンプ場の費用は、周辺環境並びに設計時の考え方によって大きく異なることが予想される。したがって、一般的な費用関数の作成は、より多くの実施設のデータを収集し、先に述べた周辺環境あるいは設計の考え方による分類を行った後、各種ケースに応じた費用関数を作成する必要があると思われる。なお、貯留型施設の場合のポンプ設備費用は、当然のごとく流下型施設に比較して非常に小さく、また、立坑を有効に活用してポンプ場とすることができ、ポンプ関係の工事費は非常に小さくすることができる。しかしながら、容量確保のための

表-14.5 ポンプ場設備費用の比較

	設計流量 (m^3/S)	実施設における 設備工事費 (百万円)	費用関数による 設備工事費 (百万円)
Aポンプ場	22.6	1,700	4,153
Bポンプ場	57.5	7,499	7,431
K市貯留管	1.0	600	595
K市貯留管	1.4	600	734

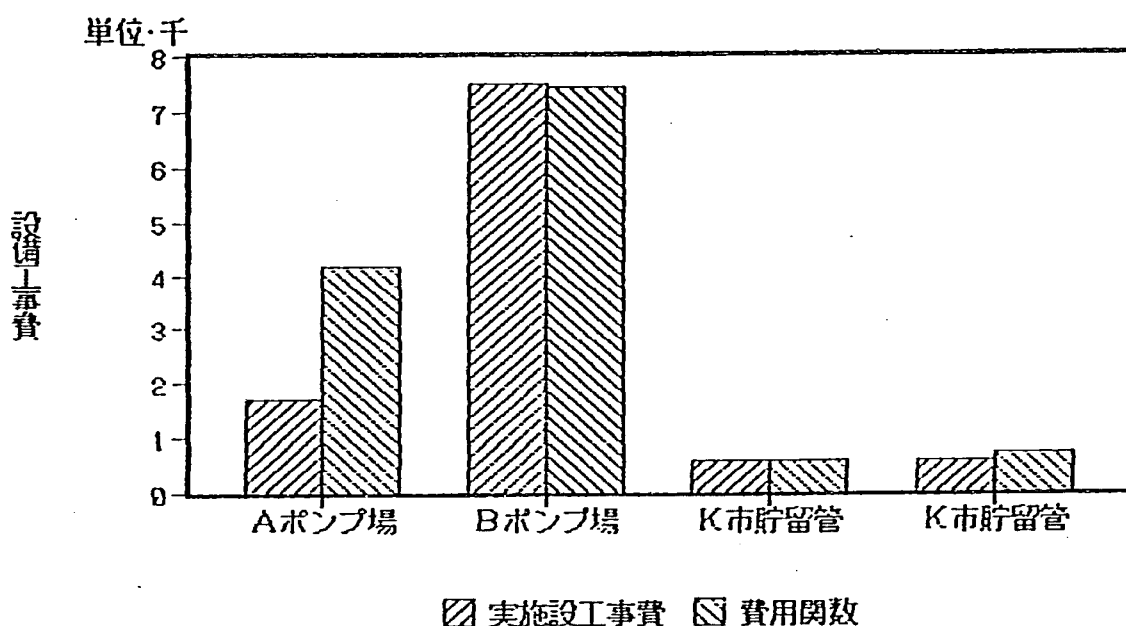


図-14.5 ポンプ場設備費用の比較

管渠施設費用は、ポンプ施設費用に比較して莫大（表-14.1 および表-14.3 参照）であり、後に述べる治水上の安全性に関する検討などを踏まえた総合的な判断が必要である。

14.3 池形式貯留施設の費用関数に関する検討

以上では、地下に管渠を設置し、浸水対策を実施するための施設の費用について検討してきたが、ここでは、いわゆる流出抑制対策として実施される地上における池形式の貯留施設（遊水池、雨水調整池）の費用関数に関する検討を行う。また、地上式の池貯留施設の場合は自然調節方式を前提とし、機械電気設備については考慮しない。なお、地上における池形式の貯留施設の場合は、用地を確保する必要があるが、今回は、用地費については考慮しない。

表-14.6 は、K県における遊水池の諸元ならびにその事業費を示したものである。また、図-14.6 は、遊水池容量と容量当りの事業費（用地費を除く）をプロットしたものである。これによるとばらつきは大きいものの容量が大きくなるほど容量当りの建設費は、小さくなる傾向にある（図中の実線

表-14.6 遊水池の諸元と事業費に関する
データ (K県資料)

No.	面積 (m^2)	容量 (m^3)	事業費 (千円)	容量当り 事業費 (千円/ m^3)
1	1,190	2,500	35,951	14.38
2	5,050	4,700	31,637	6.73
3	20,000	25,000	209,035	8.36
4	800	800	10,088	12.61
5	1,990	4,440	48,735	10.98
6	10,000	20,500	61,838	3.02
7	1,111	2,452	31,928	13.02
8	5,500	11,100	195,783	17.64
9	15,000	36,200	172,390	4.76
10	1,963	5,300	19,478	3.68
11	2,593	17,000	150,602	8.86
12	2,383	3,864	64,733	16.75
13	18,000	27,000	311,480	11.54
14	2,198	5,500	18,200	3.31
15	2,000	8,400	99,000	11.79

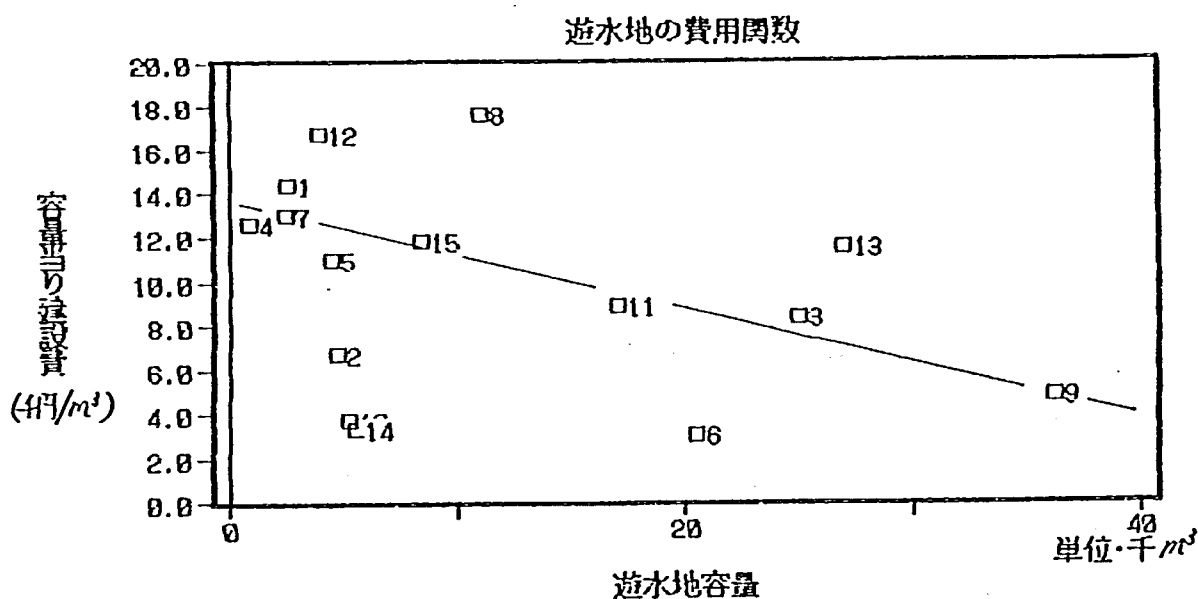


図-14.6 遊水池容量と容量当り建設費の関係

参照) ことがわかる。今回は収集した事例が少なく統計的な観点から、費用関数を設定することはできない。しかしながら、容量当り (1 m^3) の平均的な建設費は、約1万円であり、地下施設に比較して非常に安価 (前出表-14.1のK市貯留管の場合、16万円/ m^3) であることがわかる。すなわち、対地下式施設に対しては、 1 m^3 当り1万円と考えて差し支えないといえる。これによると、地上式の貯留施設の方が非常に安価な印象を受けるが、実際には、容量確保のための用地費が必要となる。図-14.7は、今回収集した遊水池の事例の遊水池面積の分布を示したものであり、これによると10,000

m²(1ha)以上の遊水池は少なく、非常に小規模の遊水池が多いことがわかる。近年の大都市における地価高騰(表-14.7 参照)ならびに土地利用の高度化を考えると、用地確保はよりいっそう困難を極め、また、そのための事業費の増加は非常に莫大であると考ええる。

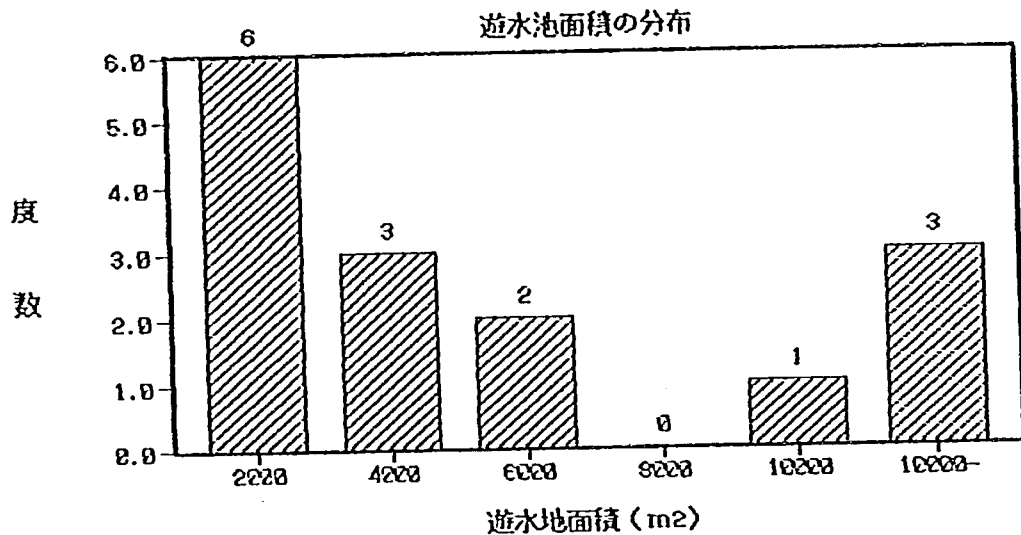


図-14.7 遊水池面積の頻度分布

表-14.7 県庁所在地都市住宅地平均価格(土木学会誌, 1988年4月号)

区 分	1m ² 当り価格 (千円)	62年 指数 東京=100	61年 指数 東京=100	区 分	1m ² 当り価格 (千円)	62年 指数 東京=100	61年 指数 東京=100
京 京	1055.9	100.0	100.0	徳 島	105.9	10.0	20.9
札 枝	64.7	6.1	12.5	高 松	114.4	10.8	22.0
青 森	65.2	6.2	12.8	松 山	92.3	8.7	18.0
盛 岡	78.3	7.4	15.1	高 知	116.9	11.1	23.6
山 形	82.6	7.8	15.8	富 岡	103.0	9.8	20.0
秋 田	57.7	5.5	11.3	佐 賀	60.1	5.7	11.7
山 形	68.4	6.5	13.7	長 崎	87.1	8.2	17.0
福 島	63.4	6.0	12.4	福 本	73.7	7.0	14.3
水 戸	68.8	6.5	13.1	大 分	55.2	5.2	10.8
宇 都 宮	69.5	6.6	13.1	宮 崎	59.1	5.6	11.7
群 馬	78.4	7.4	15.2	鹿児島	99.0	9.4	19.6
神 和	216.8	20.5	39.9	那 覇	145.5	13.8	27.5
千 葉	144.7	13.7	26.5				
横 浜	232.8	22.0	38.3				
新 潟	83.6	7.9	16.4				
富 山	77.7	7.4	15.0				
金 沢	100.8	9.5	19.7				
福 井	99.4	9.4	19.2				
福 井	86.5	8.2	16.6				
石 川	85.3	8.1	16.5				
福 井	112.4	10.6	20.4				
静 岡	142.7	13.5	27.5				
名 古 屋	154.8	14.7	29.7				
津	59.7	5.7	11.5				
大 津	113.5	10.7	21.7				
京 都	245.0	23.2	45.5				
大 阪	279.2	26.4	51.0				
神 戸	187.3	17.7	36.3				
新 潟	131.3	12.4	25.4				
和 歌 山	115.2	10.9	22.5				
鳥 取	79.1	7.5	16.5				
松 江	69.0	6.5	13.5				
岡 山	68.1	6.4	13.0				
広 島	138.4	13.1	26.3				
山 口	49.1	4.7	9.3				

注 ① 国土庁「地価公示」より作成。

② 62年 1月1日現在。

③ 東京は 23 区部。

14.4 費用関数に関するまとめ

本章では、大規模貯留管渠施設に関する建設費用について、既往の費用関数と実施設における建設費の比較検討を行った。その得られた項目について下記に列挙する。

- ① 管渠施設については、大規模管渠になることからシールド工法に関する費用関数に関して検討を行った。その結果、流総指針に示されている費用関数は、約直径7m程度までは適用可能であるが、それ以上の大規模管渠については、個別検討が必要なことを示した。
- ② 流下型施設の場合に不可欠となる大規模ポンプ場施設に関しては、周辺環境並びに施設のコンパクト化を意識した設計によって、特に、土木建築工事費が異なり、既往の費用関数（流総指針）による値とは、かなり異なることが示された。また、設備工事費も、土木工事の考え方と連動して動く可能性があることも示した。これより、今後一般的な費用関数の作成に当たっては、より多くの実施設の資料を収集し、形式に関する分類を行った後、形式別の費用関数を作成する必要があることを指摘した。
- ③ 地上に設置される池形式（遊水池、調整池）の貯留施設に関する費用関数の検討では、明確な費用関数は得られなかったが、傾向的には、容量が大きくなるにしたがって、容量当りの建設単価は下がる傾向にある。また、平均的な建設費は、容量当り約1万円であり、地下貯留方式に対して非常に安価であることがわかったが、地上に貯留施設を設ける場合は、用地費が必要となり、近年の地価高騰ならびに土地利用の高度化の進展から、今後ますます地上式の貯留施設の建設に当たっては困難性が伴うことを指摘した。

第 15 章 雨天時下水の沈降特性

15.1 目 的

雨天時下水の沈殿処理において、時間経過に伴う上澄の清澄化、汚泥界面の移動を調べることを目的とする。

15.2 方 法

土浦市亀城ポンプ場に、高さ 4 m、管径 65 cm の沈降塔を設置し、雨天時下水を水中ポンプで採水、沈降塔に投入した。投入終了後、30 分空気攪拌を下部より行い、攪拌停止から 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15, 20, 30, 40 分後、塔底からの水位 10, 90, 190, 290 cm の各地点より採水、分析を行った。調査は 1986 年 12 月 18 日、1987 年 2 月 12 日の 2 回実施した。

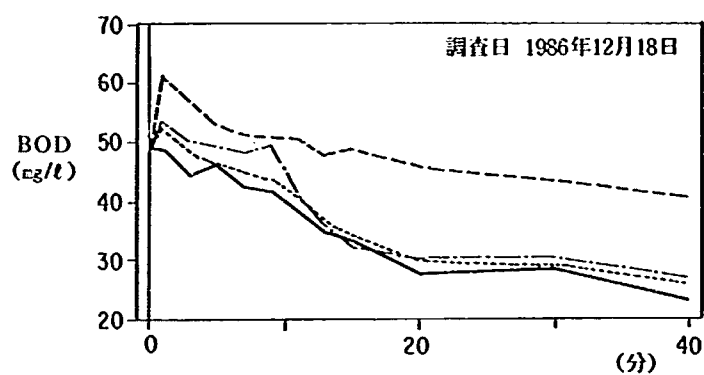
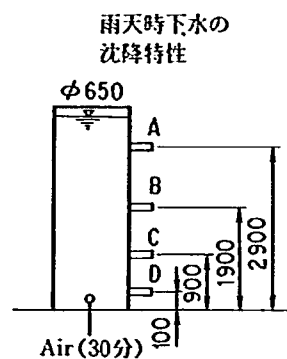
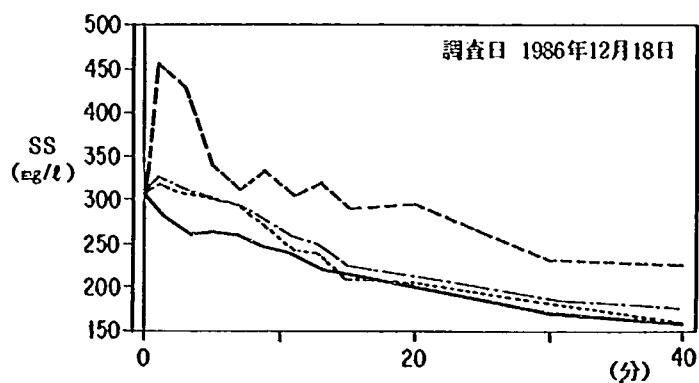
15.3 結果と考察

分析結果を表-15.1、図-15.1 に示す。1 回目、2 回目とも水位 10 cm 地点の BOD、SS 濃度が高かった。この地点は、図-15.2 において急激に濃度が上昇する地点に相当したと考えられる。

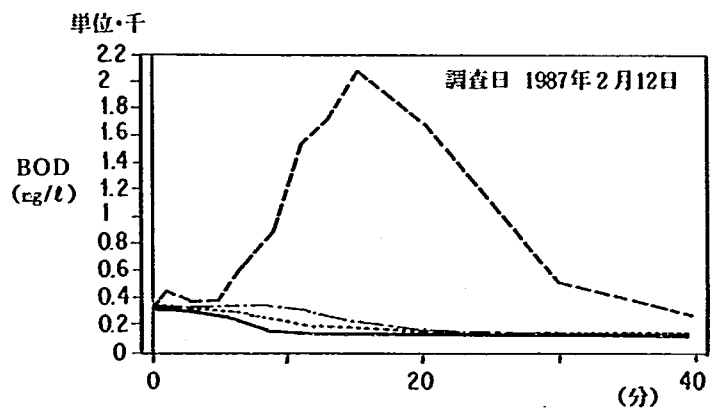
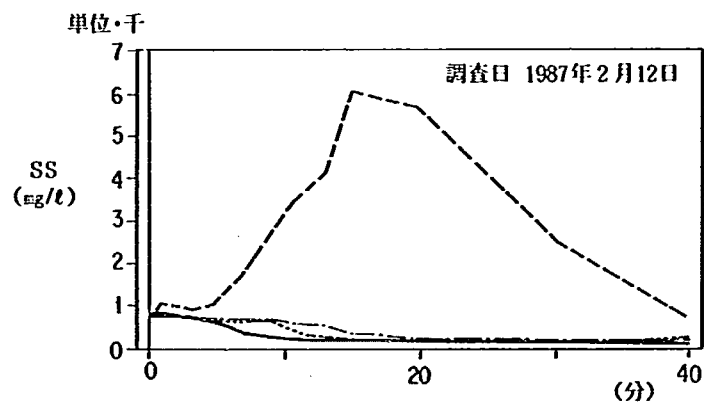
水位 90, 190, 290 cm の各地点間の水質差は殆どなかった。水位 90 cm 地点における水質より求めた除去率（ $1 - \text{各時間水質} / \text{原水水質}$ ）を表-15.2 に示す。除去率は、BOD、SS とともに原水濃度が高いほど大きかった。また、2 回目の SS は 1 回目の 2 倍近い値であったが、20 分後には 1 回目を下回った値となった。

表-15.1 雨天時下水の沈降特性

時間(分)		0	1	3	5	7	9	11	13	15	20	30	40
86/12/18													
A	BOD	49.3	49.1	44.5	46.3	42.5	42	38.2	35	33.1	27.6	28.5	23.1
	SS	308	285	263	263	258	245	238	222	216	199	169	158
B	BOD	49.3	52.6	48.5	46.3	45.1	43.8	40.6	36.8	34.3	29.8	28.8	25.9
	SS	308	318	306	302	291	269	243	238	208	205	181	159
C	BOD	49.3	53.4	50.2	49.6	48.4	49.5	41	36.2	32.3	30.3	30.3	26.9
	SS	308	326	311	303	295	276	257	249	225	213	185	173
D	BOD	49.3	61.1	56.8	53.3	51.4	51	50.8	47.9	48.9	46.1	43.5	40.7
	SS	308	456	426	338	311	334	305	318	291	295	231	225
87/02/12													
A	BOD	326.5	307.9	306.1	285.4	200.4	153.1	146.4	140.7	139.6	138.7	133.8	132.7
	SS	760	780	755	610	365	255	220	203	203	185	160	136
B	BOD	326.5	345	309	303	276	246	191	179	175	149	139	140
	SS	760	820	720	700	645	633	343	223	208	185	160	164
C	BOD	326.5	324	334	335	345	321	308	254	219	152	140	129
	SS	760	810	760	690	680	675	570	505	340	197	198	180
D	BOD	326.5	446	371	383	666	877	1533	1733	2077	1677	525	277
	SS	760	1050	905	1095	1755	2740	3600	4070	6070	5640	2520	660



—— A
 B
 - - - C
 --- D



図= 15.1 雨天時下水の沈降特性

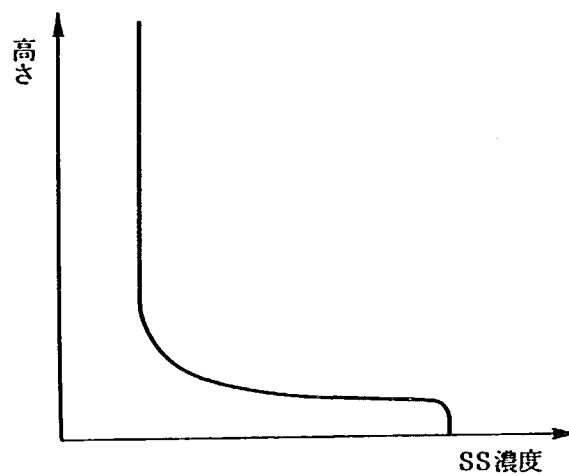


図-15.2 沈降塔高さとSS濃度

表-15.2 上澄の除去率

回数	経過時間	除去率	
		BOD	SS
1回目	20分	44	35
	30分	42	45
	40分	53	49
2回目	20分	57	76
	30分	59	79
	40分	59	82

第16章 下水管の最小流速に関する考察

16.1 従来の規定

下水道施設設計指針によると、流速は、一般に下流に行くに従い漸増させ、こう配は下流に行くに従い次第に緩くなるようにし、次の各項を考慮して定めるものとしている。

- (1) 汚水管渠：計画下水量に対し、原則として、流速は最小0.6 m/秒、最大3.0 m/秒とする。
- (2) 雨水管渠及び合流管渠：計画下水量に対し、原則として、流速は最小0.8 m/秒、最大3.0 m/秒とする（下水道施設設計指針と解説 p.121）。

東京都、横浜市でも同様の規定があるが、数値は変わらない。

最小流速は、沈殿物が堆積しないような流速であるとされているが、上記の0.6 m/秒の根拠については述べられていない。

16.2 Campの最小限界流速式を用いた計算結果

「『堆積ヘドロの性状と掃流に関する研究』中間報告書」によると、Shieldsの限界流掃式から求めたエネルギー勾配をManning式に代入して求めたものがCampの最小限界流速式である。

$$\text{Shieldsの限界流掃式} \quad \tau_* = RI/sd (= u_{c*}^2/sgd)$$

$$\text{Manning式} \quad v = R^{2/3} I^{1/2}/n$$

以上2式より、Campの最小限界流速式

$$v_c = R^{1/6} (sd\tau_*)^{1/2}/n$$

これらの式を用いた計算手順は以下の通りである。

- ① 砂の粒径 d 、比重 $s+1$ を知り、 $\tau_* = 0.05$ などを用いて $sd\tau_*$ を求める
- ② 対象とする管渠の口径 D 、勾配 i を決定する。
- ③ $I = i$ と仮定し、 $R = sd\tau_*/I$ を求める
- ④ Campの最小限界流速式に各値を代入し、限界流速 v_c を算出する。

表-16.1に、砂の粒径 $d = 2\text{mm}$ 、比重 $s+1 = 2.65$ 、マンニングの粗度係数 $n = 0.013$ としたときの各口径、勾配における限界流速、限界流量、限界水深、限界径深の計算結果を示す。

16.3 考 察

小口径管では、 i が小さいと、上記③の計算においてその管径でとりうる径深を上回る場合がでてくる。表-16.1中の区画線の左側がそのようなケースである。すなわち小口径管ほど必要とする最低勾配は大きくなる。

Campの最小限界流速式の構造より、勾配が同一であれば、管径にかかわらず限界径深、限界流速は同一である。限界流速の値は、勾配が1%から6%の間において、0.54 m/sから0.73 m/sの間であった。当然ながら、勾配が小さいほど、限界流速は大きくなる。

土木研究所都市河川研究室が昭和61年度に実施した管渠流下実験によると、管径250 mm、勾配2.5%のヒューム管において、流量が5 l/sでも、すなわち表-16.1における限界流量15 l/s以下においても堆積はみられなかった。その原因は、管勾配が2.5%でもエネルギー勾配はそれより大きかったためと考えられる。

表-16.1 口径・勾配別の限界流速

口径 D (mm) 100								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.059
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.038	0.024	0.017	0.013	0.011	0.008	0.006	0.003
口径 D (mm) 150								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.088	0.062	0.049
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.057	0.035	0.025	0.020	0.016	0.006	0.004	0.003
口径 D (mm) 200								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.200	0.200	0.200	0.200	0.118	0.076	0.058	0.047
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.076	0.047	0.034	0.026	0.012	0.006	0.004	0.003
口径 D (mm) 250								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.250	0.250	0.250	0.137	0.104	0.073	0.056	0.045
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.095	0.059	0.042	0.017	0.012	0.007	0.005	0.003
口径 D (mm) 300								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.300	0.300	0.177	0.125	0.098	0.070	0.054	0.044
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.114	0.071	0.028	0.017	0.012	0.007	0.005	0.004
口径 D (mm) 350								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.350	0.350	0.161	0.120	0.096	0.069	0.054	0.045
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.133	0.083	0.028	0.018	0.013	0.008	0.005	0.004
口径 D (mm) 400								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.400	0.236	0.152	0.116	0.094	0.068	0.054	0.044
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.152	0.053	0.029	0.019	0.014	0.008	0.006	0.004
口径 D (mm) 450								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.450	0.218	0.148	0.113	0.092	0.067	0.053	0.045
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.171	0.052	0.030	0.020	0.014	0.009	0.006	0.004
口径 D (mm) 500								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.500	0.208	0.146	0.113	0.091	0.067	0.053	0.044
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.190	0.053	0.031	0.021	0.015	0.009	0.006	0.004
口径 D (mm) 550								
勾配 I	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060
径深 R(m)	0.165	0.110	0.083	0.066	0.055	0.041	0.033	0.028
水深 H(m)	0.404	0.201	0.143	0.111	0.091	0.066	0.053	0.043
流速 V(m/s)	0.73	0.68	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.54
流量 Q(cum/s)	0.137	0.054	0.032	0.021	0.015	0.009	0.006	0.005

第 17 章 降雨継続時間と降雨強度公式

17.1 目 的

一般に、降雨継続時間が比較的短い下水道計画では、 $I = a/(t + b)$ の Talbot type の降雨強度式を用い、降雨継続時間が比較的長い河川計画では $I = a/(t^n + b)$ ($n = 2/3$ など) の Cleveland type の降雨強度式を用いることが多い。これは、降雨継続時間が長い場合に Talbot type を用いると、計算値と実測値の誤差が大きくなるといわれているためである。この点を検証してみることにする。

17.2 方 法

「防災調節池等技術基準 (案) 解説と設計実例 (増補改訂)」に掲載されている「T 気象台の記録による確率雨量 x (大正 10 年～昭和 42 年)」をもとに、Talbot type と Cleveland type の 2 つに対し、降雨継続時間別に偏差を求めた。

17.3 結 果

表-17.1 に計算した偏差の値の結果を示す。これより、確率年別に、降雨継続時間が短い場合 ($T = 60$ 分) と長い場合 ($T = 1440$ 分) に対して、偏差の最も少ない n 値を求めると表-17.2 のようになる。

表-17.2 偏差の少ない n 値

確 率 年	降 雨 継 続 時 間	
	60 分	1440 分
RT = 100 年	$n = 0.70$	$n = 0.60$
50 年	0.75	0.60
30 年	0.75	0.60
10 年	0.75	0.60
5 年	0.70	0.67
3 年	0.75	0.75

これより、 n 値としては、0.60～0.75 が最適であること、短い降雨継続時間に対しても $n = 1.0$ が適さないことがわかった。

表-17.1 降雨強度式 $I = a/t^n + b$ を用いた計算と実測値との偏差

return period= 100

	60	120	240	360	480	720	1440
jousuu= 1.00	8.11	14.20	20.62	22.07	22.30	22.30	21.27
jousuu= 0.75	5.20	8.05	12.13	12.88	12.89	12.64	11.06
jousuu= 0.70	5.10	7.02	10.37	10.86	10.75	10.37	8.53
jousuu= 0.67	5.17	6.43	9.19	9.48	9.26	8.78	6.79
jousuu= 0.60	5.63	5.72	7.09	6.91	6.46	5.81	4.33
jousuu= 0.50	6.98	6.15	5.44	4.96	4.76	5.12	9.48

return period= 50

	60	120	240	360	480	720	1440
jousuu= 1.00	4.87	10.54	16.52	18.47	19.06	19.32	18.92
jousuu= 0.75	1.24	4.51	8.48	9.84	10.25	10.30	9.47
jousuu= 0.70	1.56	3.47	6.77	7.89	8.20	8.14	7.06
jousuu= 0.67	2.05	2.95	5.63	6.55	6.76	6.60	5.32
jousuu= 0.60	3.23	2.78	3.68	4.04	3.99	3.62	2.40
jousuu= 0.50	5.26	4.69	3.83	3.58	3.62	4.18	7.80

return period= 30

	60	120	240	360	480	720	1440
jousuu= 1.00	3.76	8.85	14.34	16.38	17.06	17.30	17.15
jousuu= 0.75	1.64	3.54	6.97	8.44	8.97	9.00	8.47
jousuu= 0.70	2.22	2.81	5.43	6.68	7.10	7.02	6.26
jousuu= 0.67	2.73	2.58	4.44	5.47	5.80	5.62	4.67
jousuu= 0.60	3.85	3.03	3.02	3.36	3.39	3.03	2.14
jousuu= 0.50	5.71	5.16	4.34	3.95	3.90	4.50	7.43

return period= 10

	60	120	240	360	480	720	1440
jousuu= 1.00	4.78	4.53	9.50	11.23	11.95	12.47	12.97
jousuu= 0.75	4.57	5.36	4.73	5.30	5.62	5.86	5.99
jousuu= 0.70	4.83	6.21	4.40	4.41	4.48	4.54	4.39
jousuu= 0.67	5.06	6.87	4.48	4.10	3.95	3.84	3.46
jousuu= 0.60	5.62	8.30	5.40	4.59	4.13	3.82	3.40
jousuu= 0.50	6.69	10.80	8.25	7.77	7.59	7.69	8.93

return period= 5

	60	120	240	360	480	720	1440
jousuu= 1.00	4.09	4.21	5.28	6.53	7.29	7.90	9.26
jousuu= 0.75	2.92	3.03	2.78	2.30	2.19	2.26	3.14
jousuu= 0.70	2.89	3.40	3.60	2.95	2.47	2.17	2.01
jousuu= 0.67	2.93	3.76	4.37	3.80	3.29	2.92	2.00
jousuu= 0.60	3.13	4.65	6.20	6.00	5.65	5.45	4.34
jousuu= 0.50	3.71	6.32	9.60	10.38	10.65	11.08	11.06

return period= 3

	60	120	240	360	480	720	1440
jousuu= 1.00	2.80	2.87	3.11	3.96	4.66	5.30	6.57
jousuu= 0.75	2.33	2.63	3.44	2.94	2.39	1.98	1.62
jousuu= 0.70	2.45	3.10	4.55	4.24	3.71	3.24	2.16
jousuu= 0.67	2.57	3.49	5.40	5.29	4.83	4.41	3.27
jousuu= 0.60	2.90	4.36	7.25	7.65	7.45	7.24	6.40
jousuu= 0.50	3.56	5.88	10.57	12.17	12.75	13.29	14.13

参考文献

- 1) 市川他：「都市域の雨水流出とその抑制」，鹿島出版会，1988
- 2) 建設省都市局下水道部監修「合流式下水道越流水対策と暫定指針」，日本下水道協会，1982
- 3) 土木学会：「水理公式集」，1985
- 4) 建設省土木研究所下水道部：「昭和60年度下水道関係調査研究年次報告書集」，土木研究所資料第2402号，1986
- 5) 建設省土木研究所下水道部：「昭和61年度下水道関係調査研究年次報告書集」，土木研究所資料第2509号，1987
- 6) 建設省土木研究所下水道部：「昭和62年度下水道関係調査研究年次報告書集」，土木研究所資料第2654号，1988
- 7) 建設省土木研究所下水道部：「昭和63年度下水道関係調査研究年次報告書集」，土木研究所資料第2787号，1989

謝

辞

研究を進めるにあたって、茨城県霞ヶ浦浄化センター、大阪市下水道局、東京水処理管理株式会社、土木研究所水質水文実験棟の酒井弘子さんには実験装置の管理および下水の分析等に関して、竹石和夫前室長をはじめとする下水道研究室のメンバーには研究全般についてそれぞれ多くの協力と助言を得た。ここに記して感謝いたします。

管内貯留に関する調査

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3060号

平成4年3月(1992)

宮原 茂, 榎原 隆, 竹石和夫

要 旨

下水道における浸水対策, 合流式下水道越流水対策の1つである管内貯留方式について, その形式と分類, 貯留/排水方式の比較, 貯留堰方式の検討, 併用利用方式の検討, 管内堆積物の洗浄実験等について述べられている。また, 全国雨水貯留施設実態調査結果や計画外力の不確定性に関する検討, 貯留による水質経時変化実験, 貯留管方式と貯留池方式の比較等も合わせて述べられている。

キーワード: 下水道, 管内貯留, 雨水貯留, 浸水対策, 合流式下水道越流水

郵便はがき

41円切手
をはいて
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
下水道研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 3060 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印