

土 木 研 究 所 資 料

第 1 1 5 6 号

下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書

——合流式下水道の改良に関する調査(2)——

昭 和 50 年 10 月

建設省土木研究所

目 次

第1章	緒 論	1
1.1	まえがき	1
1.2	用語の定義	3
第2章	総 論	4
2.1	わが国における下水排除方式の実情	4
2.2	雨天時下水の処理の必要性	5
2.2.1	雨天時下水の水質	5
2.2.2	雨水流出水の水質	7
2.2.3	雨天時下水の水質上の問題点	12
2.2.4	合流式下水道からの雨天時下水の越流による問題	12
2.2.5	合流式下水道における雨天時下水の排除に伴う負荷量の試算(1)	15
2.2.6	合流式下水道における雨天時下水の排除に伴う負荷量の試算(2)	16
2.2.7	合流式下水道から排除される雨天時下水を処理する必要性	17
	<第2章の参考文献>	19
第3章	合流式下水道からの雨天時越流水への諸対策とその評価	20
3.1	既存施設の改良	20
3.1.1	概 説	20
3.1.2	下水集収機構の改良	24
3.1.2.1	概 説	24
3.1.2.2	分流化の手法	25
3.1.2.3	新しい収集機構の採用	27
3.1.2.4	わが国における合流式下水道の分流化の実施例—T団地の場合—	29
3.1.2.5	合流式下水道の分流化が持つ問題点	29
3.1.3	雨水分流装置の改良	31
3.1.3.1	概 説	31
3.1.3.2	雨水分流装置の改良事例	37
3.1.3.3	稀釈倍率の向上の可能性	37
3.1.3.4	雨水分流装置の遠方操作による管内貯留	43

3.1.3.5	わが国における今後の問題点	45
3.2	雨天時下水の処理	52
3.2.1	概 説	52
3.2.2	物理学的処理	53
3.2.2.1	浮上処理法	53
3.2.2.2	スクリーニング	59
3.2.2.3	急速汚過法	61
3.2.2.4	濃縮分離法	63
3.3.2.3	生物学的処理	66
3.3.2.4	消 毒	71
3.3.2.5	雨天時下水処理水の再利用	73
3.3.2.6	今後に残された問題	76
	＜第3章の参考文献＞	49,77
第4章	雨天時下水貯留池の検討	79
4.1	概 説	79
4.2	雨天時下水貯留の目的効果	79
4.3	貯留方法	81
4.4	雨天時下水貯留池の実施例	85
4.4.1	わが国における実施例	85
4.4.2	米国における実施例	90
4.5	雨天時下水沈澱池としての効果に関する検討	104
	—東京都谷端川幹線での処理実験—	
4.6	今後に残された問題点	106
	＜第4章の参考文献＞	110
第5章	雨天時下水貯留池試案—東京都谷端川流域におけるケーススタディ—	112
5.1	概 説	112
5.2	谷端川流域の概要	112
5.3	谷端川排水区での雨天時下水の水質特性についての検討（補遺）	113
5.4	雨天時下水貯留池の汚濁負荷除去効果の検討	118
5.4.1	貯留池の規模と貯留可能量	118
5.4.2	貯留による流出汚濁負荷除去量	122
5.5	雨天時下水貯留池の設計	122

5.5.1	基本的な考え方	122
5.5.2	位置の選定	125
5.5.3	計画諸元	127
5.5.4	建設費	127
5.6	費用効果分析	127
5.6.1	比較条件	127
5.6.2	結果と考察	130
	<第5章の参考文献>	134
第6章	終 論	135
6.1	あとがき	135
6.2	謝 辞	136
別 表		137
別 図		137

第 1 章 緒 論

1.1 ま え が き

近年の公共用水域における水質公害の進行に対処するための排水規制の強化や、湖沼海域での富栄養化や赤潮現象、水資源の逼迫、さらには市民の水質公害に対する意識の向上等を背景として、下水の高度処理の必要性が広く認識されるに至っている。

下水の高度処理の範疇には生物処理を主体とした二次処理に続く下水の三次処理はもとより、栄養塩類やその他の微量物質の除去法、既存下水処理施設の改善、工場排水や固形廃棄物の問題まで含まれている。そして本報告書の主題である合流式下水道からの越流水の処理も主要な課題の一つにあげられている。

先の報告書に詳細に述べた通り、米国においては雨天時に合流式下水道から排出される下水が無視し得ぬ程度まで汚染されているという事実は、すでに 1960 年代より多くの人達によって指摘されているが、長い間主として経済的な理由からこの現象がやむをえぬことであるとされてきた。

やがて実態が明確化されるに及んで、当時下水道を所管していた米国連邦政府公衆衛生局 (U. S. Public Health Service) はこの問題に二つの対策を講じた。その一つは分流式下水道方式の推進であり、他の一つは合流式下水道の改良策の検討である。以来後者については連邦政府の資金援助のもとに市町村、民間企業、大学、コンサルタント等の手により数多くの調査研究が行なわれた。

その内容は合流式下水道の実態調査や雨天時下水の処理等に関する基礎的な実験から、Chicago の深層地下トンネルに代表されるような大きなプロジェクトまでを含んでおり、またその範囲は合流式下水道からの越流水から、過負荷をまねく一因となっている地下水の浸透や、分流式下水道における雨水の混入とその対応策としての下水処理場でのバイパス放流、さらには都市域での雨水流出水や降雨そのものの汚染にまでおよんでいる。

前述の通り、今や下水処理場においては三次処理まで行なう必然性が認識される時代になりつつある。この時に、たとえ汚濁負荷量としては少ないにせよ、あるいは降雨時のみという突発的な出来事にせよ、同じ下水道から未処理の下水を放流することは許容されぬ時が来るであろう。したがって、わが国においても合流式下水道からの越流水を中心とした雨天時下水の問題に取り組む、その方策を見出すべき時期に来ている。

しかし、わが国では下水道事業そのものが立遅れていたため、この問題は潜在しているにすぎなかった。問題の多くが下水道の未整備によるものであり、必要とされる技術も下水道の普及のための施工技術や従来からの下水処理技術向上の分野に多く存在したため、合流式下水道の持つ宿命的欠陥である雨天時下水の越流には関心が払われず、また限られた事業費を下水道の普及にしなければならぬために黙殺され、後廻しにされてきたのである。合流式下水道の改良の必要性

は単に水質保全の面からのみならず、流下能力の確保のような機能回復の面からも生じており、一般にその改良は局部的なものに限られず地域全体にわたる再検討と大がかりな事業を伴うものが多く、また終局的には下水道計画全体の見通しまで波及する可能性すらあるため、その実態に着手することを躊躇している場合も多い。

したがって、わが国では水質保全のため積極的に合流式下水道の改善をはかった例は勿論、その資料を得るための調査研究の例すら極めて少ない。

このため、建設省は下水道事業調査費により、土木研究所が中心になって昭和48年度からこの問題をとりあげ、全国各都市が独自の検討を行なうに当って必要となる基礎的な資料の集積を主体とした調査研究を開始した。48年度は、まずこれまでわが国において行なわれてきた調査の結果を再検討するとともに、東京都（合流式）、神戸市（分流式）において雨天時下水の特性に関する現地調査を行なったほか、全国下水道実施都市について実態調査を行ない、わが国における下水排除方式とその問題点の状況を把握し、さらに欧米における調査研究結果を文献調査した。49年度は東京都（合流式）、神戸市（分流式）に山形市（分流式）を加えた3都市において雨天時下水の特性調査を継続したほか、東京都谷端川排水区をモデルとし雨天時下水貯留池を具体策の例としてケーススタディを行ない、その検討資料としてこれまでに提案されている種々の対応策に関する文献調査を行なった。50年度には全国11都市の協力を得て雨天時下水の水質特性調査を継続し、調査結果をより普遍的なものとするとともに、雨天時下水の水質をより詳細に検討することになっている。また全国主要都市の代表者から成る合流式下水道問題研究会を主催し、各都市での合流式下水道の改善策について共通の場で検討する機会をつくり、わが国での限られた情報を有効に活用することをはかっている。

これまでの調査結果のうち合流式下水道の実態調査結果および雨天時下水の水質特性に関する検討結果については、すでに土木研究所資料第981号として報告した。本報告書はこれに続くものであり、東京都谷端川排水区をモデルとしたケーススタディの結果を中心に、これに付随して行なった諸検討の結果をまとめたものである。すなわち主として最も実現性があると考えられ、かつ他の処理を行なう際にも必要と考えられる雨天時下水貯留池について具体的に考察を行ない、その他の処理法に関しては文献調査の結果について述べた。雨天時下水の処理や対応策は数多く提案され、これに関する文献も数百にも及ぶと推定されるが、この中からわが国においても実施可能と考えられ、かつすでに実際規模での実施例があるものに重きを置いて記述した。なお土木研究所において入手出来なかった事例に関しては、主として米国での調査研究成果を集約し論評したEPAの報告書である“Urban Stormwater Management and Technology: An Assessment”等を引用した。またわが国での実績や検討資料に関しては可能な限り収録した。

雨天時下水の持つ特異性により各プロセスの室内実験や実際規模での検証は、わが国の場合にはかなり困難であるため、本報告書の内容の多くは机上での論議にならざるを得なかったが、本報告書が雨天時下水の問題に取り組んでいる下水道関係者にとって参考にぬれば幸いである。

1.2 用語の定義

本報告書に使用している専門用語はそれぞれ次のことを表わすものとする。

雨天時下水：合流式下水道において雨天時に流下する汚水と雨水流出水が混合した下水。

雨水流出水：降雨時に地表面を流出し、分流式下水道の雨水系統を流下するか、または雨水ますより合流式下水道へ流入する下水。

越流水：降雨時に合流式下水道の雨水吐または雨水ポンプ場から排出される雨天時下水管渠：下水道の管路施設の通称。必ずしも形状を表わさぬ。

流出率：1降雨当りの総降雨量に対する総雨水流出量の比

雨天時下水貯留池：雨天時下水を一時的に系外に貯留する施設

雨天時下水滞水池：雨天時下水を一時的に系内に滞留させる施設

雨水滞水池：雨水を一時的に系内に滞留させる施設

雨天時下水沈殿池：雨天時下水を貯留または滞留するほか、沈殿により一部処理するための施設

第 2 章 総 論

2.1 わが国における下水排除方式の実情

わが国における下水道の整備は昭和33年の下水道法制定以来本格化したことが、とくに昭和42年度を初年度とする下水道整備5ヵ年計画の策定により国も積極的に財政的な援助を行なうようになった結果、ここ数年は急速な進展をとげている。昭和49年度末では、わが国の429の地方公共団体において公共下水道事業が実施されている。

これらの下水道は雨水、汚水をそれぞれ別の系統で排除する分流式か、または同一系統で排除する合流式のいずれかによって整備されているが、従来からわが国ではもっぱら合流式下水道が採用されてきた。この実情を定量的に把握するために土木研究所は全国の公共下水道事業実施都市のうち枝線管渠まで整備が進み実質的に下水排除機能を有する下水道施設が存在している都市を対象として調査を行ない、表2.1のような結果を得た。¹⁾

この表によれば、下水道既設面積の73%は合流式下水道になっており、そこには約2,600万人、すなわち下水道利用人口の70%に相当する住民が生活していることが明らかであり、わが国では、これまで主に合流式下水道により下水道整備が行なわれてきたことが裏付けられた。

表2.1には参考として米国の実情も示してあるが、米国ではこれとは反対に90%以上の都市が分流式下水道により下水道の整備を行なっており、下水道利用人口の70%以上の人々がこの排除方式の区域に住んでいる。

一方、都市数単位で分類してみると、合流式下水道のみで市街地を整備しているのは104都市(33%)であり、合流式が主体で一部分流式を用いている81都市(26%)を加えると合流式下水道採用都市は60%弱である。

わが国では、これまで既成市街地の道路が狭少なため、合流式下水道の方が施工面、経済面で有利なこと、下水道整備の必要性がもっぱら雨水の排除や滞水の防止にあったこと、市街地の整備に伴ない既設水路を統廃合し、下水道への転用をはかることが望まれたことなどの理由から、排水機能を主とし、汚水処理を従の目的とした合流式下水道が築造されてきた。

そして、分流式下水道は地勢が急峻で雨水の排除が容易である、雨水排除に既設水路の利用が可能である、開水路が発達している等の都市に限られていた。

しかし、最近新たに下水道事業に着手した都市が水質保全の面から分流式下水道を採用するよ

表2.1 日本および米国における合流式下水道の都市数、面積、人口

項 目	日 本		米 国	
都 市 数				
合 流 式	104	33	1,329	10
合流・一部分流式	81	26		
分流・一部合流式	35	11	*	
分 流 式	96	30	12,000	90
合 計	316			
面 積 (km ²)				
合 流 式	1,526	73	2,994,000	
分 流 式	552	27		
合 計	2,078			
人 口 (万人)				
合 流 式	2,631	69	3,623	29
分 流 式	1,166	31	8,953	71
合 計	3,797		12,577	

* 概数

うになったこと、とくに下水道事業推進の主体をなす流域下水道が分流式を前提としているため流域下水道関連都市が必然的に分流式により下水道の整備をはかっているために次第に分流式下水道の都市が増加している。

また、新たに住宅地として開発された市街地や都市周辺部では比較的分流式下水道の採用が容易であるため、既成市街地を合流式で、新市街地を分流式で整備している都市も多い。今後既成市街地の下水道整備が進み市街地周辺部へ下水道を伸す都市が増加するから、この傾向はさらに大きくなるであろう。

もっとも、下水道利用人口で占める割合は、米国の例に見られるように、これまで合流式で下水道の整備が行われてきたのが既成市街地の人口密度の高い地域であるため、分流式下水道区域の占める割合が増加するほどに、分流式下水道利用人口は増加しないと考えられる。

以上の結果から、次節に述べる理由により合流式下水道においては雨天時下水の直接放流に対策を行なう必要があるものとすれば、全国下水道実施都市の半数以上が直接的に関係し、もし仮に分流化をはかることを想定した場合には、大半の下水道利用者の日常生活にまで影響が及ぶ可能性があることは明白であり、今後合流式下水道対策を検討するに当たってもこの点を十分認識しておかなければならない。

2.2 雨天時下水の処理の必要性

2.2.1 雨天時下水の水質

都市域に降った雨は、少量を除いてはすべて下水道を通じて河海へ排除されているが、その機構は下水排除方式により異なっており、それぞれ図2.1のように模式化される。

雨水と汚水を同一系統で収集し排除する合流式下水道は、元来都市内に排水を目的として存在していた小河川、水路、側溝などの機能を下水道の体系に統合したものであり、下水道の持ついくつかの機能のうちでも「排水」の面を重視したものである。

欧米諸都市ではすでに近世以前より、この機能を有する構造物が人工的に築造されてきたが、当時は下水はすべて直接河川へ放流されており、雨水と汚水の分離の問題はなかった。しかし、テムズ川の水質汚濁と、コレラの蔓延を契機としたロンドンの下水道の築造（正確には在来からの下水道の改修と遮集管の新設であるが）に端を発し、近代的な下水道が

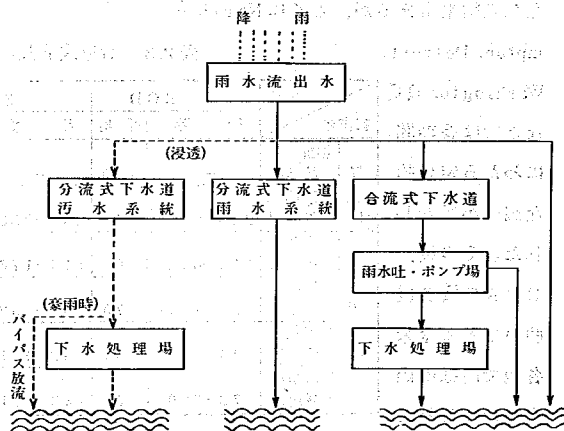


図2.1 都市域における雨水排除機構

次々に布設された。やがて、汚水を処理する必要性が認識されると、雨天時下水全量を遮集することは建設面で不利であると考えられたことから、分離の問題が生じてきた。

結論的にいえば、合流式下水道においては、時には晴天時下水量の数百倍にも達する雨天時下水のうち一定量のみを下水処理場へ送り、残余は各所に設けた雨水吐や雨水ポンプ場から直接放流先へ排除する方法がとられている。

この放流を開始する時期、すなわちどの程度までを汚水とみなし下水処理場へ送り込むかについては、遮集容量と放流頻度、継続時間、放流量等との関係から幾人かの研究者により論じられてきたが、そのいずれも遮集容量を晴天時下水量に対して一定倍率以上にした場合遮集効率が低下し、遮集管の容量増に伴う建設費の増大を考えると経済性が少なくなると結論づけている。

わが国においてはこの限度は「稀釈倍率」と呼ばれ、時間最大汚水量の2～3倍とすることが望ましいとされてきた。

また、この考えは下水処理場の無限の拡大と下水処理施設に対する急激な過負荷を避ける意味からも妥当な方法であると正当化されている。

しかし、合流式下水道では雨天時に未処理の下水が直接放流されているのはまぎれもない事実である。これに対しては従来より、「雨水量の割合が多くなれば汚水は雨水により稀釈され、水質的な問題が少なくなると同時に、降雨時は放流先水域も増水しており、放流された雨天時下水はさらに稀釈され、また放流先水域での自浄作用も期待できる」と説明されてきた。

だが、一方では、多くの人達により 表2.2 わが国における合流式下水道調査対象区域の概要

雨天時に放流される下水は許容し得る水質ではないことが指摘されてきた。

これにはPalmerやRiis-Carstensen、Campなどによる雨天時下水の定性的な調査結果もあるが、とくにNorth-

都市・排水区名	排水面積 (ha)	人口 (人)	土地利用状況
東京都 谷端川	540.6	120,000	住宅、住専、準工業
京都市 中部第1	67.8	17,000	住宅
名古屋市 田光	51.4	9,900	住宅
千歳南部	81.2	12,300	準工業、港湾、商業

mpton, Detroit,

表2.3 合流式下水道における雨天時下水の水質

単位 mg/l

Washington D.C.

などでは長期間にわたる定量的な調査が行なわれた。その後、EPAの資金援助のもとに全米各地で同様の調査が行なわれて

項目	BOD		SS		T-K-N		T-P	
	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均
都市名								
全国 最多値	—	150	—	150	—	25	—	3
晴天時 東京都 谷端川	235—994	244	200—938	165	9.1—46.2	21.5	0.96—7.37	3.6
雨天時 東京都 谷端川	11.6—613	92	11.0—1768	175	1.9—36.1	12	0.18—7.2	2.0
京都市 中部第1	19.2—1176	70	9.0—525	283	—	—	—	—
名古屋市 田光	3.5—297	64	3.2—4310	514	—	—	—	—
千歳南部	7.3—70.0	32	13.3—515	255	—	—	—	—

* 第3章3.3.3参照

きている。*

わが国でも表 2.2 に示した都市において土木研究所が行なった調査結果があり、これに東京都が谷端川排水区で行なった調査結果を加え要約してみると表 2.3 のようになる。各都市における調査結果は別表 2.1～2.3 の通りである。

合流式下水道における雨天時下水中の汚濁物質の発生源は、汚水自体のほか、家庭下水中の汚濁物質が晴天時の低流速時に管内に堆積したものや、雨水流出水がもたらす地表面のごみ、動物の排泄物、浸食された土、自動車の排気ガスに由来するもの、大気汚染物質の降下したものなどまで数多くあげられ、未知のものも多い。

したがって、都市の状況や降雨の状態により雨天時下水の水質は異なるが、その範囲や水量加重平均値で見ると各都市間に大きな差はなく、SS を除いては晴天時の生下水のおよそ 1/2 程度であるとみなしてよいであろう。

表 2.4 合流式下水道の雨天時下水水質

(mg/l, MPN/100 ml)	
項	目
BOD ₅	30-600
TSS	20-1700
TS	150-2300
VTS	15-820
pH	49-87
沈澱性物質	2-1550
有機性窒素	15-331
NH ₃ -N	0.1-125
溶解性 PO ₄	0.1-62
総大腸菌数	20,000-90×10 ⁶
ふん便性大腸菌	20,000-17×10 ⁶
ふん便性連鎖球菌	20,000-2×10 ⁶

表 2.5 下水の一般的水質

種 別	BOD ₅ mg/l	SS mg/l	大腸菌群数 MPN/100ml	T-N mg/l as N	T-P mg/l as P
Field は合流式下水道における雨天時下水の水質特性を表 2.4 のように要約している。 ³⁾ また、Lager らは同様の資料にもとづき表 2.5 のよう	200	200	5×10 ⁷	40	10
生下水					
処理水					
簡易処理水	135	80	2×10 ⁷	35	8
二次処理水	25	15	1×10 ³	30	5
雨天時下水	115	410	5×10 ⁶	11	4
雨水流出水	30	630	4×10 ⁵	3	1

な値を示している。⁴⁾ 米国での値は一般にわが国のものより高い。しかし、生活条件やその他の外部要因が異なるにしても、晴天時下水の水質の場合と同じく、雨天時下水の水質も欧米の都市での値と大きく異なることはないと考えられる。

表 2.6 は、これまでの内外の調査結果を要約したものである。

2.2.2 雨水流出水の水質²⁾

分流式下水道は生活環境の防止や疾病の蔓延を防ぐことに対する下水道の効果が認められた時代に、当時水路や側溝など雨水排除機能がととのっていた都市が、汚水系統の管渠のみを新たに布設していったことに端を発すると考えられる。その主な理由は二重の投資を避けるという経済性の確保の面が多く、今日的な水質保全的な意義は薄かった。しかしながら、市街地が発達し下水道が整備されるにしたがい、合流式下水道からの雨天時下水の直接放流が問題視されるに及び

* これらの詳細については文献 1) に報告した。

表 2.6 合流式下水道における雨天時下水の水質

下水の種類、都市名、調査年	BOD ₅ , mg/l		COD, mg/l		DO, mg/l	SS, mg/l		一般細菌数 MPN/100ml		総窒素 mg/l(N)	総リン mg/l(P)
	平均	範囲	平均	範囲	平均	平均	範囲	平均	範囲	平均	平均
生 下 水 水 質	200	100-300	500	250-750	—	200	100-350	5×10 ³	1×10 ⁴ -1×10 ⁵	40	10
処 理 水 水 質	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
一 次 処 理 水	135	70-200	330	165-500	—	20	40-120	5×10 ³	5×10 ⁴ -5×10 ⁵	35	8.5
二 次 処 理 水	25	15-45	55	25-80	—	15	10-30	1×10 ³	1×10 ⁴ -1×10 ⁵	30	5.0
雨 天 時 下 水											
Atlanta, Ca., 1969	100	48-540	—	—	8.5	—	—	1×10 ⁷	—	—	1.2
Berkeley, Calif. ^a , 1968-69	60	18-500	200	20-600	—	100	40-150	—	—	—	—
Brooklyn, N. Y., 1972	180	86-428	—	—	—	1,051	132-8,750	—	—	—	1.5
Bucyrus, Ohio, 1968-69	120	11-560	400	13-920	—	470	20-2,440	1×10 ⁷	2×10 ⁴ -5×10 ⁷	13.0	6.4
Cincinnati, Ohio, 1970	200	80-380	350	190-410	—	1,100	500-1,800	—	—	—	—
Des Moines, Iowa, 1968-69	115	29-158	—	—	—	295	155-1,166	—	—	12.7	11.6
Detroit, Mich., 1965	153	74-685	115	—	—	274	120-804	—	—	16.3 ^a	4.9
Kenosha, Wis., 1970	120	—	464	—	—	458	—	2×10 ⁴	—	10.4 ^a	5.9
Milwaukee, Wis., 1969	55	26-182	177	118-765	—	244	113-848	—	2×10 ⁴ -3×10 ⁴	7-24	0.8
Northampton, U.K., 1960-62	150	80-350	—	—	—	400	200-800	—	—	10 ^a	—
Racine, Wis., 1971	119	—	—	—	—	439	—	—	—	—	—
Roanoke, Va., 1969	115	—	—	—	—	78	—	7×10 ⁷	—	—	—
Sacramento, Calif., 1968-69	165	70-328	238	59-513	—	125	56-502	5×10 ⁴	7×10 ⁴ -9×10 ⁷	—	—
San Francisco, Calif., 1969-70	49	1.5-202	155	17-626	—	68	4-426	3×10 ⁴	2×10 ⁴ -2×10 ⁷	—	—
Washington, D. C., 1969	71	10-470	382	80-1,760	—	622	35-2,000	3×10 ⁴	4×10 ⁴ -6×10 ⁴	3.5	1.0
京都市, 中部第 1	70	19-1176	—	—	—	238	9-525	—	—	—	—
東京都, 谷端川	92	12-613	—	—	—	175	11-1,768	—	—	12 ^a	2
名古屋市, 田光	64	4-300	—	—	—	514	3-4,310	—	—	—	—
名古屋市, 千歳南部	32	7-70	—	—	—	255	13-515	—	—	—	—
名古屋市, 岩塚 ^h	90	—	119 ⁱ	—	—	229	—	—	—	12 ^a	4.2 ^h

注) a) 米国における値, および生下水・処理水水質は文献4)より引用

f) 腸菌のみ

b) オルトリン酸のみ

g) ケルゲール窒素

c) 浸透による污水管からの越流水

h) PO₄

d) アンモニア性+有機性窒素(ケルゲール性窒素)

i) 1試料のみ, 過マンガン酸カリ法

e) アンモニアのみ

河川や水路が小さくて合流式下水道から雨天時に下水が放流されると実害がもたらされることが考えられる場合（とくにその市街地からそう離れていない地点で水利用がなされている場合）に、分流水下水道が積極的な意味を持って採用されるようになった。

しかし、この方式が水質保全上全く問題がないとはいえぬことが最近の調査で明らかになってきている。その一つは下水処理場における豪雨時のバイパス放流であり、他の指摘は市街地地表面の汚濁物の流出である。

後者は、前述の通り地表面上の様々な汚濁物質が雨水の排除に伴って排出されるものでありとくに雨水排除を在来からの側溝、水路などによっている場合には各家庭からの取付管の汚水系統の切り替えが完全に行なわれていないため、これらの部分が汚濁物の潜在個所になっていることによるものである。

分流水下水道における雨水系統の水質を調査するに至った動機は、合流式下水道の改良と水資源の有効利用に関するものに大別される。とくに前者に関する調査から、地表面の汚染の程度が無視し得ぬものであり、雨水の排除に伴う汚濁の問題を合流式下水道からの雨天時越流水のみに限定して考えるのは片手落ちであるという考えも出てきている。このことは分流水下水道により下水道を整備しようとしているわが国にとっては重要な意味を持つものである。

都市域の地表面を洗滌しながら流下してくる雨水流出水が、かなりの汚濁物質を含んでいることは、Palmer⁵⁾の調査結果にも指摘されているが、本格的な調査が行なわれたのはWeibelらのCincinnatiにおけるものである。⁶⁾その後、合流式下水道の場合と同じように、EPAの資金援助による各種調査が行なわれた。

Fieldは、分流水下水道における雨水の水質は、表2.7に示した値の範囲内にあるとし、Lagerらは表2.8のうち、日本以外の値を要約し表2.5にある値を示している。

表2.7 雨水流出水の水質

(mg/l, MPN/100ml)	
項	目
BOD ₅	1-700
TSS	2-11,300
TS	450-14,600
有機性窒素	0.1-16
NH ₃ -N	0.1-25
全PO ₄	0.1-125
塩化物	2-25,000
油 分	0-110
フェノール	0-02
Pb	0-19
総大腸菌群数	200-146×10 ⁶

わが国でも土木研究所が岐阜市、神戸市、山形市において調査した結果があり、その結果は表2.9に示した通りであった。調査地点の状況を表2.10に、また各都市における各降雨での値を別表2.4～2.6に示す。

これらはいずれも都市域での雨水の流出に伴って下水二次処理水並みか、ないしはそれよりも1.5～2.0倍程度汚濁した水が生じていることを明らかにしている。ただし、初期流出の傾向は合流式の場合より著しく、反面短時間のうちに清浄な水に戻る特性がある。

表 2.8 分流水下水道における雨天時の水質^{a)}

調査の種類・都市名 調査年	BOD ₅ , mg/l		COD, mg/l		DO mg/l	SS, mg/l		一般細菌数 MPN/100ml		総窒素 mg/lasN	総リン mg/lasP
	平均	範囲	平均	範囲	平均	平均	範囲	平均	範囲	平均	平均
生下水水質	200	100-300	500	250-750	—	200	100-350	5×10 ⁷	1×10 ⁷ -1×10 ⁹	40	10
処理水水質											
一次処理水	135	70-200	330	165-500	—	80	40-120	2×10 ⁷	5×10 ⁶ -5×10 ⁸	35	7.5
二次処理水	25	15-45	55	25-80	—	15	10-30	1×10 ³	1×10 ² -1×10 ⁴	30	5.0
雨水											
Ann Arbor, Mich., 1965	28	11-62	—	—	—	2,080	650-11,900	—	—	3.5	1.7
Castro Valley, Calif., 1971-72	14	4-37	—	—	8.4	—	—	2×10 ⁴	4×10 ² -6×10 ⁴	1.9 ^b	—
Des Moines, Iowa, 1969	36	12-100	—	—	—	505	95-1,053	—	—	2.2	0.87
Durham, N. C., 1968	31	2-232	224	40-660	—	—	—	3×10 ⁵	3×10 ² -2×10 ^{6c}	—	0.18
Los Angeles, Calif., 1967-68	9.4	—	—	—	6.9	1,015	—	—	3×10 ² -2×10 ³	—	—
Madison, Wis., 1970-71	—	—	—	—	—	81	10-1,000	—	—	4.8	1.1
New Orleans, La., 1967-69d)	12	—	—	—	4.5	26	—	1×10 ⁵	7×10 ² -7×10 ⁶	—	—
Roanoke, Va., 1969	7	—	—	—	—	30	—	—	—	—	—
Sacramento, Calif., 1968-69	106	24-283	58	21-176	—	71	3-211	8×10 ⁴	2×10 ⁴ -1×10 ^{7c}	—	—
Tulsa, Okla., 1968-69	11	1-39	85	12-405	—	247	84-2,052	1×10 ⁵	1×10 ² -5×10 ⁴	0.3-1.5	0.2-1.2 ^f
Washington, D. C., 1969	19	3-90	335	29-1,514	—	1,697	130-11,280	6×10 ⁵	1×10 ² -3×10 ⁶	2.1	0.4
Cincinnati, Ohio	17	1-173	111	20-610	—	227	5-1,200	—	—	3.1	1.1 ^f
岐阜市、清水川	8.2	3.2-14.3	—	—	—	111.5	9-476	—	—	—	—
神戸市、花隈	54	5.2-980	31	2.9-80.4 ^{g)}	—	331	9.4-2,561	—	—	7 ^e	0.51
山形市、緑町	32	3.1-60.7	3.4	0.4-13.8 ^{g)}	—	114	8.3-279	—	—	1.2 ^e	0.34

注 a) この数値は調査方法、試料数、その他の条件が異なるものをそれぞれ列記したものであり、これを特定の目的に使用する場合に原文を参照されたい。

b) アンモニア+硝酸のみ

c) 腸菌のみ

d) 1 採水地点での中間値

e) 有機(ゲルダール)性窒素のみ

f) 溶解性オルトリンのみ

g) 過マンガン酸カリ法

表 2.9 分流式下水道の雨水系統における雨天時下水の水質

単位：mg/l

項目 都市名	BOD		COD		SS		T-K-N		T-P	
	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均
岐阜市 清水川	3.2-14.3	8			9.0-476	112				
神戸市 花隈	5.2-980	54	2.9-80.4	31	9.4-2,561	331	0.6-71.0	7	0.05-2.96	0.51
山形市 緑町	3.1-60.7	32	0.4-13.8	3.4	8.3-279	114	tr-11.3	1.2	0.07-1.67	0.34

表 2.10 わが国における分流式下水道調査対象区域の概要

都市名	地域名	排水面積 (ha)	人口 (人)	土地利用状況
岐阜市	清水川流域	106.4	24,500	商業
神戸市	花隈	17.2	2,700	住宅、商業、官公庁
山形市	緑町	13.7	1,000	住宅、商業、官公庁

2.2.3 雨天時下水の水質上の問題点

雨天時下水が持つ問題点は、それぞれ水質項目によって異なる。

《BOD》 BODは谷端川排水区の場合瞬間的には $600\text{mg}/\ell$ 、平均的に $92\text{mg}/\ell$ 、中部第1排水区では最大瞬間値 $1200\text{mg}/\ell$ 、平均 $70\text{mg}/\ell$ 、田光排水区ではそれぞれ $300\text{mg}/\ell$ 、 $64\text{mg}/\ell$ 程度であった。米国の値も $30\sim 600\text{mg}/\ell$ 、標準値は $115\text{mg}/\ell$ であるとしており、わが国の値もほぼこの範囲にあるが、やや低い方である。現在、わが国における一律排出基準値は最大 $160\text{mg}/\ell$ 、日間平均 $120\text{mg}/\ell$ となっているから、雨天時下水は瞬間的にこの基準値を越え、平均的には基準値内に納まっている。

《SS》雨天時下水の大きな特徴はSSが多いことであるが、これは汚濁物質の発生源が地表面や管内の堆積物であることから当然といえる。

わが国での値は、谷端川排水区で最大瞬間値 $1800\text{mg}/\ell$ 、平均 $175\text{mg}/\ell$ 、中部第1排水区で瞬間最大値 $500\text{mg}/\ell$ 、平均 $283\text{mg}/\ell$ 、田光排水区ではそれぞれ $4310\text{mg}/\ell$ 、 $515\text{mg}/\ell$ であった。米国での結果ではFieldは $20\sim 1700\text{mg}/\ell$ とし、Lagerらは標準的に $410\text{mg}/\ell$ であるとしている。表2.6に見られるようにBODに比べ各都市間でのばらつきが多いが、これは地表の状況に多分に左右されるためである。

SSの一律排出基準値は最大 $200\text{mg}/\ell$ 、日間平均 $160\text{mg}/\ell$ であるから、BODと同様の評価がなされる。雨天時下水のSS中のVSSの占める割合は晴天時のものと大きな差はないから¹⁾、放流先水域、とくに吐口附近への固形物の沈積により底質の悪化が生じる恐れがある。

また、雨天時下水中には晴天緒に滞留していたごみ等の粗大固形物が排出されやすく、特に美観の面から問題が生じやすい。

《大腸菌》大腸菌群数を調査したのは谷端川排水区のみであるが、降雨初期に 10^5 個/ ml のオーダーのものが検出されている。これは晴天時下水の値に近い。

米国の例では $20,000\sim 90\times 10^6$ 個/ 100ml 、標準的に 5×10^6 個/ 100ml である。いずれの場合も一律排出基準値日間平均 3000 個/ ml をはるかに越えた値である。

ただし、谷端川排水区の場合はいわゆる「初期流出」のような雨天時の方が高い値を示すことはなく、降雨の継続により次第に稀釈されていった。また、小降雨の場合も稀釈現象が顕著であった。したがって、降雨初期の排水がとくに問題になろう。

《栄養塩類》栄養塩類は晴天時下水に比べて少なく、かつ大腸菌群数の場合と同じく、初期流出といった雨天時下水特有の現象は余り見られなかった。栄養塩類には蓄積という問題もあるが、2.2.5に述べるように負荷量的にも二次処理水の方がはるかに多い。

2.2.4 合流式下水道からの雨天時下水の越流による問題

合流式下水道からの越流水によって生じる問題は、種々の因子によってその程度が異なるので画一的な評価は困難である。

まず越流頻度、越流継続時間、越流量は最も重要な因子の一つであり、当然その量が多ければ問題も大きくなる。水質は前項で述べた通り各都市間での大きな相違は認められないが、ポンプ排水区のように晴天時に汚水を滞留させておく時間が長いところでは下水が黒変しているので視覚的に問題になる。

放流先水域が湖沼、内湾のような閉塞水域である場合や、港湾区域、漁場のように生産活動が激しく人が盛んに出入りするところでは問題が顕在化しやすい。また下流側での水利用が盛んな水域程問題が出る。

下水道整備の状況にも関係し、下水道が普及している地域では越流水が唯一の汚濁源になるが未整備地域が多いところでは、この地域からの汚水の影響の方が大きく越流水の問題はその陰にかくれてしまっている。

雨天時下水の越流による最大の問題点は放流先水域の水質汚濁であるが、それは具体的には次の形で現われている。

(1) 不快に対する住民等からの苦情

これは最も発生しやすい問題である。雨天時下水は晴天時下水並みの水質であり、放流先水域の水質汚濁の直接的な原因となっているばかりでなく粗大固形物、とくに屎(糞)分が含有していることが多いため放流先水域に浮遊したり、降雨後河川に滞留することに対する苦情がしばしば聞かれる。もっとも、これらのうちには管渠容量不足による晴天時越流や越流頻度の増加等の問題も含まれており、必ずしも雨天時下水の直接放流によるものではない場合もある。

また、晴天時に堆積したものが黒変し、雨天時一時的に排除されるため放流先水域の水質を悪化させるだけでなく、視覚的にも問題になる。

(2) 船舶、家屋等の損傷

雨天時下水の放流と船舶等の私有財産の損傷に明確な因果関係があるかどうかは明らかでないが、その原因となるとして指摘された例がある。

(3) 実質的な損害

放流口の直く近くに漁場がある場合に生産量の低下等を引起す、底質の悪化により底棲生物の繁殖が妨げられる等のが考えられる。不法に下水道内へ投棄した廃油が雨天時下水とともに排除され、これを取り除き乳化するため多額の費用を要した例がある。

(4) 水利用の制限

下流側に海水浴場がある場合には雨天時下水が流れ込み景観のみならず公衆衛生的にも問題になることがある。淀川では上流の京都地方に強い夕立ちがあった場合には「黒濁り」と称する汚濁水が生じ、ときにはBODで100mg/lにも達するため、¹⁵⁾ 上水道の取水を制限しなければならないと報告されている。^{8)*} 米国の例ではレクリエーション用水としての価値が低下した

* これまでの事例は必ずしも京都市の下水道からの雨天時下水の排除によるものではなく、むしろ下水道未整備地域の小河川の河底堆積物によるものである。しかし同様のことは今後も起り得る。

という事例もあげられている。

(5) 汚泥の堆積

村上の報告によれば、底泥中の有機物による水質汚濁として、まず底泥中の有機物が直接水中の溶存酸素を消費し、やがて嫌気性状態となる。これにより有機物が再溶出しさらに溶存酸素が消費されるとともに、栄養塩類の再溶出も引き起し、また底泥中に硫化物を生成し悪臭の原因となる。また一たん堆積した底泥が何らかの原因で再浮遊しても同じような汚濁現象が起きるとしている⁹⁾。雨天時下水中の有機物質のみでどの程度の水質汚濁が生じるかは明らかでないが底質の悪化をまねく一因となることだけは確かであろう。

昭和48年に建設省が行なったアンケート調査の結果では、上記各項目について該当する問題があったとしている都市数は次の通りであった。^{*}

- | | |
|------------------|-------|
| 1) 不快に対する住民からの苦情 | 29 都市 |
| 2) 船舶・家屋等の損傷 | 4 " |
| 3) 実質的な被害 | 7 " |
| 4) 水利用の制限 | 2 " |
| 5) 汚泥の堆積 | 8 " |

これによれば、わが国では水質の汚濁に対する住民からの苦情という形で問題が具体化している例が多く、時によっては水質保全に対して逆効果であるとして、下水道に対する不信をまねく結果となっている例もあった。

資料は古いが、米国のPHSが1964年に公表した当時の米国での問題点は表2.1.1のようになっていた¹⁰⁾。こゝでは管渠容量の不足により雨天

時に下水が地下室等へ逆流することが最も大きな問題としてとりあげられているが、調査対象となった都市の半分以上が越流水を「不快」なものとみなし、約1/3はレクリエーションに対して損害があると表現している。

2.2.5 合流式下水道における雨天時下水の排除に伴う負荷量の試算(1)

下水道が完備した地域においては、一部の例外を除いて放流先水域への主要負荷源は下水処理場よりの二次処

理水、簡易処理水と雨天時に雨水吐等から排除される越流水である。それぞれの項目が占める割合はその地域の年間降雨量、降雨頻度や地形・勾配などの自然的条件や人口、水使用量、土地利用、不透透域面積率などの社会的条件によって異なり、とくに越流水によるものは管渠の計画や維持管理状況、ポンプ場の場合はその操作条件によっても大きく異なるので一概にはいえない。

表2.1.1 米国における35の都市からの資料にもとづく合流式下水道からの越流水に起因する損害

損 害	報 告 都市数	損害の程度
公衆衛生、地下室の 浸水	33	少-かなり
不 快	19	少-かなり
資産の損害-家屋、 ボート、他	15	少-大
実質的損害	9	少-大
利用制御	4	少-大
処理費用の増加	5	中-かなり
観光地使用の低下	11	少-大

* 2項目以上をあげた都市もあった。

こゝでは水文資料が比較的とゞけている東京都谷端川排水区での数値を、この排水区の属する小台処理区に適用し試算してみることにする。

小台処理区は東京都の北東部に位置し、北区の大部分と新宿、豊島、練馬、足立各区の一部地域から成っており、計画の概要は図2.2の通りである。昭和48年度末の処理面積は3104 ha、処理人口は636,000人であり、それぞれ計画に対して88.2%, 82.6%の整備率である。

昭和47年度および昭和48年度の小台処理区における二次処理、および簡易処理によってもたらされる負荷量は別表2.7~2.10の通りと推定された。これによれば二次処理からの年間当りの負荷量はBOD 2,500~2,800 t, SS 3,700~4,700 t, T-K-N 2,800~3,300 t, となり、また簡易処理水によるものはそれぞれ160~260 t, 220~300 t, 40~50 t, であり、BOD, SSは二次処理水の系統の5~7%, T-K-Nは特に少なく2%程度である*。

一方、雨水流出量は小台処理区内にある土木研究所赤羽支所屋上で記録された結果を用い、次の前提を置いて試算した。越流量はこの流出量から小台処理場への流入雨水量を差引いて求めた。越流水の水質はこれまでの谷端川排水区での調査結果を水量加重平均した値(表2.12)を使用した。

<計算の前提>

- 1) 小台処理区のうち下水処理可能区域を対象とする。
- 2) 不浸透面積率50%, 不浸透域での初期損失2_{mm}, 初期損失0の区域を20%とする¹¹⁾。
- 3) 浸透域のうち直接流出域率を10%とする。凹地損失量6_{mm}, 最終浸透能10_{mm}/hrとする¹¹⁾。

計算結果を表2.13に示す**。また負荷量の内訳を別表2.11, 2.12に示す。

これらの値を用いて下水道が完備した都市域から排出負荷量は表2.14の通りとなる。これによればこの地域での各項目の割合はBODについては越流水20%, 簡易処理5%, 二次処理75%であり、SSについては越流水によるものが若干大きくなっている。T-K-Nは越流水によるものが2~3%にすぎず、95~97%と大部分は二次処理水によるものである。蒸発残留物(T-S)もほぼ同様の傾向を示している。

また、Pは処理場での実測値がないが、土研が行なった全図下水処理場調査の結果¹²⁾から流入下水中の濃度を3_{mg/l}とし最初沈澱池でこのうち30%が除去され、二次処理では除去されぬものとする、ほぼNと同様の値が得られる。

前述の通り越流水による負荷が占める割合は多くの因子によって左右される。榊原らの調査では名古屋市岩塚処理区における排出負荷量は二次処理によるものBOD 17.9%, SS 7.9%, 簡易処理によるものBOD 3.52%, SS 1.54%であり雨水の排除に伴うのはBOD 4.6.9%, SS 7.6.8%である***⁷⁾。これによれば下水処理場からの負荷と雨水ポンプによる排出負荷量はほぼ

* 本処理場は流入下水を可能な限り高級処理し、簡易処理水量を少なくする運転方針をとっている。

** 昭和48年度は降雨が少なく、とくに冬期東京地方は長期間無降雨が続いた。

*** 比率は文献12)の表4を用い筆者が試算したものである。

表 2.1.2 - 1 1 降雨の水量加重
平均水質 (mg/l)

濃度 水質項目	平 均
BOD	82
S-BOD	20
T-S	269
SS	160
VSS	105
T-K-N	8.2
T-P	1.2

等しくなる。小台処理区との相異は主に処理水質が BOD 9.3 mg/l, SS 6.1 mg/l と良好であること、ポンプ排水区であるため雨水として排除する量が多い目になっていることによると思われる。また、小台処理区の場合は年間雨水流出量 1,867 m³ に対し下水処理場流入水量が 1 億 4,820 万 m³/年 とはるかに上廻ったものになっているために雨水分の比率が少な目に出ている。

米国での結果は年間降雨量や降雨の状況が異なるので必ずしも参考にならぬ。Eckhoff が San Francisco の市街地をモデル

にして試算した結果を表 2.1.5 に示す。また仮定した都市での値は表 2.1.6 のようになっている⁴⁾。米国では雨天時下水の排除に伴う負荷量を二次処理水並みと見るのが一般的である¹³⁾。

2.2.6 合流式下水道における雨天時下水の排除に伴う負荷量の試算(2)

雨天時下水の排除に伴う負荷の問題点はその量が大いことのほか、それがショック的に放流先水域にもたらされることにある。

谷端川排水区において観測された 1 1 降雨の総流出負荷量は表 2.1.7 の通りであった。このうち、当該地点における計画雨天時下水量は 1,782 m³/秒であるから、これを便宜上 2.0 m³/秒 とみなし、流量がこの値以上の場合は 2.0 m³/秒 までが下水処理場へ遮集され、それ以上は越流するものとして越流負荷量を求めた。

また、晴天時における観測結果から、同時間に下水処理場から二次処理水として放流される負荷量* を計算した。これらの値も同じく表 2.1.6 に示した。

表 2.1.3 処理場への雨水流入量と越流量
(小台処理場)

	流量 月	総降雨量	総流出量	処理場流入 雨水量	越流量
47 年 度	4	4,069	1,804	1,386	419
	5	3,563	1,609	1,046	563
	6	3,011	1,315	976	339
	7	8,486	4,533	1,041	3,492
	8	2,297	1,040	433	607
	9	7,294	3,537	1,509	2,028
	10	1,127	461	525	—
	11	1,229	500	617	—
	12	4,048	1,866	659	1,207
	1	3,123	1,442	740	702
	2	1,270	560	431	129
	3	53	0	251	—
	計	39,570	18,667	9,614	9,486
48 年 度	4	3,790	1,721	1,380	341
	5	2,837	1,248	1,124	124
	6	4,805	2,469	1,423	1,047
	7	1,949	900	408	492
	8	2,682	1,294	490	804
	9	4,274	1,977	845	1,132
	10	6,326	3,393	1,204	2,188
	11	2,555	1,574	331	1,243
	12	0	0	0	0
	1	490	220	230	—
	2	1,704	745	810	—
	3	2,046	909	1,028	—
	計	33,458	16,451	9,272	7,372

* 処理水水質は小台処理場での値 BOD 18 mg/l, SS 27 mg/l とした。

この表に見られる通り、1降雨当たり
の排出量は平均でBOD 1.8 t, SS 6.4 t
であり、同時間内に二次処理水として放
流される量はそれぞれ0.3 t, 0.4 t であ
ることから平均的に見てBODで6倍、
SSで16倍のショック的な負荷が放流先
水域にもたらされている。各降雨ごとに
見ると昭和48年11月10日の場合が
最も大きくBODで9.4 t, SSで3.47 t
であり、それぞれ3.13倍、8.68倍にも
なっている。

2.2.7 合流式下水道から排除される 雨天時下水を処理する必要性¹⁴⁾

これまでの結果から雨天時下水の性状
と、その放流先水域の水質に与える影響
が明らかになったが、これから合流式
下水道から排出される雨天時下水を処理
する必要性が次のように要約できよう。

1) 雨天時下水の排除に伴
なり年間総負荷量は谷端
川排水区の場合には二次
処理水に比べ小さかった
が、ショック的な負荷を
もたらし放流先水域に与
える影響は無視できない。
また、雨天時下水による
負荷が占める割合は地域
によっては二次処理水に
よるものと等しくなる場
合もありうる。

2) 雨天時下水の水質は一

時的に規制値をはるかに超えたものとなるので、これを少なくとも規制値の範囲内にする必要
がある。仮に初期流出の部分を遮集した下水処理場へ送っても簡易処理のみの場合には放流先
水域に対する総負荷量の観点からすれば効果は少ない。

表2.14 都市域から排除される負荷量の試算

水質項目	二次処理水 (t/年) (%)	簡易処理水 (t/年) (%)	越流水 (t/年) (%)	合計 (t/年)
(47年度)				
BOD	2,845.7 7.31	267.2 6.9	777.9 2.00	3,890.8
T-S	874.278 95.4	1,673.2 1.8	255.17 2.8	91,652.7
SS	3,712.4 67.1	305.9 5.5	1,517.6 27.4	5,535.9
VTs	16,934.2 92.1	465.1 2.5	996.0 5.4	18,395.3
T-K-N	2,801.3 95.4	58.0 2.0	777.9 2.6	2,937.1
T-P	394.2 95.8	5.94 1.4	11.38 2.8	411.52
(48年度)				
BOD	2,588 77.1	163 4.9	605 18.0	3,356
T-S	92,749 96.9	957 1.0	1,983.1 2.1	95,689
SS	4,714 77.1	221 3.6	1,179.4 19.3	6,114
VTs	15,763 93.8	270 1.6	774.1 4.6	16,807
T-K-N	3,367 97.1	40 1.2	60 1.7	3,467
T-P	432.4 97.2	3.44 0.8	8.85 2.0	444.7

表2.15 San Franciscoに類似した都市域からの年間排出
負荷量 (kg/ha/年)

項 目	一次処理水		二次処理水†		合流式下水道か らの越流水‡		分流式下水道の 雨水系統§	
	Selby	Laguna	Selby	Laguna	Selby	Laguna	Selby	Laguna
BOD	1624	4536	196	620	113	152	28	32
COD	2710*	7560*	314	992	501	538	211	244
SS	1585*	4446*	118	372	708	603	638	560
VSS	1109	3114	94	296	164	251	140	164
グリース	374	1081	16	49	40	46	...	...
N	280*	887*	196	620	119	175	7.8	9.2
PO ₄	293*	930*	235	744	27	36	2.2	2.6

推定: BOD: COD=0.60; VSS: SS=0.70; N=35.7 mg/l; PO₄=37.5 mg/l
 † 推定濃度: BOD 25 ppm; SS 15 ppm; グリース 2 ppm; VSS 12 ppm;
 COD 40 ppm; N 25 ppm; PO₄ 30 ppm

‡ 未処理

§ Cincinnatiにおける流出負荷原単位およびSan Franciscoの2個所の調査地
点における年間1人当り流出量より計算した。Selby通り幹線96 gal/日、
Laguna通り107 gal/日。

3) 大腸菌、粗大固形物が多いこと

が雨天時の特徴であり、放流先水域の水利用の状況によってはこの点が重要な要素となり、何らかの対応策が必要となろう。

4) 零排出が望まれる特殊物質、例えば病原菌、ある種の重金属類や有害物質に対しても対策が講じられるようにしておく必要がある。

5) 将来下水道が整備された時点では、雨天時下水の排除が都市内河川の唯一の汚濁源になる。汚濁水では自然の景観は保持できず、その回復と保護のためにも積極的に処理を行なうべきである。

いずれにしても今後水質保全行政は総量規制から、やがては零排出を見ざして進行していくものと思われる。その場合に、たとえ突発的で量的に少ないものであっても未処理の汚水が排除されることは問題とされなければならない。

本章では雨水流出水に関しては深く論じなかったが、問題とすべき点は雨天時下水の場合と全く同じであり、これも近い将来水質保全の立場からその取扱いを検討しなければならないようになってくるであろう。

表2.16 人口100,000人の仮定都市における年間排出負荷量の試算値

単位: t

項 目	流量 m ³	BOD t/年	SS t/年
Case 1-合流式下水道で計画した場合			
都市排水			
晴天時下水	13,626	341	203
雨天時遮集量	1,135	27	18
合流式下水道からの越流量	7,949	908	3,260
計	22,710	1,276	3,482
Case 2-分流式下水道で計画した場合			
都市排水			
晴天時下水	13,626	341	204
雨天時バイパス放流	1,135	132	463
雨水流出水	7,949	241	5,008
計	22,710	713	5,675

表2.17 降雨当りの負荷量

単位: t

降雨 負荷	総流出負荷量		越流負荷量		二次処理水によるもの	
	BOD t	SS t	BOD t	SS t	BOD t	SS t
47. 7.31	5.04	18.22	1.54	7.96	0.10	0.15
47.10.6	7.42	18.24	0.45	1.33	0.34	0.50
48. 7.21	10.27	13.07	0.56	1.25	0.07	0.11
48. 7.29	17.68	17.19	1.00	1.78	0.38	0.58
48. 8.1	13.04	32.56	2.69	10.90	0.34	0.52
48.8.4-5	12.62	20.50	2.89	9.05	0.33	0.49
48. 8.10	7.30	13.51	1.10	2.79	0.15	0.22
48. 8.24	10.92	17.86	0.05	0.13	0.14	0.21
48. 8.25	6.38	7.45	0.36	0.63	0.16	0.24
48.11.10	12.45	44.51	9.37	34.72	0.53	0.79
一降雨当りの 平均値	9.69	18.89	1.82	6.41	0.25	0.38

前 提

人口密度 49人/ha
処理程度 2次処理
年平均降雨量 838.2mm

流出係数 0.5
水 質 表2.5参照
遮 集 量 晴天時下水量×2.0

＜第2章の参考文献＞

- 1) 「下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書 — 合流式下水道の改良に関する調査(Ⅰ) —」 土木研究所資料第981号, 昭和49年10月, 建設省土木研究所
- 2) 斎藤「雨水排除に伴う水質汚濁の諸問題」土木技術資料Vol.17, №9, 昭和50年9月号
- 3) R. Field "Coping with urban runoff in the United States"
Water Research, May/June, 1975.
- 4) J. A. Lager, W. G. Smith "Urban Stormwater Management and Technology, An Assessment" (Draft paper), Dec. 1973, EPA資料
- 5) C. L. Palmer "The Pollutational Effects of Stormwater Overflows from Combined Sewers" S. & I. W., Feb., 1950.
- 6) S. R. Weibel, R. J. Anderson, and R. L. Woodward "Urban Land Runoff as a Factor in Stream Pollution" J. WPCF, July, 1964
- 7) 榑原, 兼子, 八代「合流式下水道の現状」公害研究 Apr., 1974
- 8) 「水質汚濁による飲料水の被害状況(Ⅲ)」厚生省環境衛生局水道課, 水道協会雑誌, 第412号, 昭和44, 1月号
- 9) 村上「底泥中の有機物質と水質汚濁」公害と対策Vol.11, №6
- 10) "Pollutational Effects of Storm Water and Overflows from Combined Sewer Systems, A Preliminary Appraisal" USPHS, Nov., 1964.
- 11) 山口, 松原, 山守「都市における降雨流出調査 第2報 — 修正RRL法による流出推定 —」土木技術資料 昭和47年11月号
- 12) 「下水処理施設設計の合理化に関する調査報告書(4)」土木研究所資料第819号, 昭和47年12月
- 13) 「雨水および合流式下水道並びに市街地における雨水流出(概論)」第3回日米下水処理技術委員会会議録, 昭和49年2月
- 14) 斎藤, 山崎「合流式下水道の改善に関する一試案(Ⅰ) — 雨水滞水池の目的と効果 —」第12回下水道研究発表会講演集, 昭和50年度, 日本下水道協会
- 15) 北本, 野本「黒にぎり流出の挙動」第28回建設省技術研究会講演概要集, 49年11月

第3章 合流式下水道からの雨天時越流水への諸対策とその評価

3.1 既存施設の改良

3.1.1 概 説

合流式下水道から雨天時に放流される雨天時下水の問題は、すでに1900年代の文献にも見られるが、本格的な論議がなされるようになったのは1960年代からといってもよい。

当時の文献は雨天時下水の水質が望ましいものではないことを指摘し、何らかの対応策が必要であると述べているが、その多くは根本的な対策が合流式下水道の分流化であるものの、莫大な費用を要し、かつ社会的にも与える影響が大きいことなどを理由に実現が不可能であるとし、その代替法を提案している。

たとえばPalmerはDetroitにおける調査結果から、雨天時下水の問題は雨水分流装置の適切な操作¹⁾と管内貯留²⁾により多額の費用を要することなく年間越流回数を大巾に減少することができるので水質汚濁防止の効果があると述べ、Riis-Carstensenは1955年に、適切な設計のなされた雨水を一時貯留する施設を多く設けることによりSSの量をかなり減ずることができるであろうと述べ、また晴天時でも一定流速が保てるような管渠にすることも一つの方法であるとしている。³⁾

また、Campは雨天時下水中の大腸菌の除去の重要性を強調し、それまでに各都市で行なわれた実験の結果にもとづき具体的に塩素滅菌を行なう方法について述べている。⁴⁾

DunbarとHenrryは1966年に当時の雨天時下水に関する文献を要約しているが、この問題に対する解決策に関しては、分流式下水道は管内への汚濁物の堆積を少なくするうえからも望ましい方法であるが、古い大きな都市では新しく污水管を築造することは費用の点から困難であることをWashington D.C., Detroit, Toronto等での試算値を用いて指摘し、Torontoでは街路や雨水ますの水のみを新設の雨水系統に収容するという道路下水道(Road Sewer)の計画があると述べている。そして管内貯留や郊外地における雨水の貯留、塩素滅菌の効果を評価し、ColumbusやTorontoにおける雨天時下水貯留池の実施例を紹介している⁵⁾。

Columbusの貯留池は1934年に米国で最初に設置されたもので、今日まで40年近く稼働している。また当時Torontoには二つの雨水貯留施設が存在したが、晴天時下水の流入があったため汚泥の堆積の問題が生じていた⁵⁾。

米国の下水道事業を所掌していたPublic Health Service(PHS)は1964年11月に当時の合流式下水道の問題と、それに関する調査研究の状況を調査している。それによれば都市側からの50以上の報告書には合流式下水道からの越流水および雨水を制御することが記載されていた。表3-1はそれを要約したものであるが、当時すでに23の都市が分流化ないしはそれに近い方法を、また19の都市がそれに代る方法で対応していたことがわかる。

この報告書も合流式下水道問題の根本的な解決策は污水管と雨水管の完全分離であるとし、完

全分離に近い代替法としては雨水貯留槽、塩素接触槽、ラグーンその他の凹地貯留、下水管や附属構造物の貯留能力の増大、処理施設の拡張または新設、管渠内への制御設備の設置、地域制を行なうかまたは土地利用の制限をすること等をあげている。また、これらのすべての評価は不完全なものであると指摘し、遅滞なく実用化し得る現実的な研究成果を示し得る継続的な研究を開始すべきであると勧告した⁶⁾。この報告書とその他の連邦議会にもたらされた情報により1966年からこれらの調査研究を行なうプロジェクトが活動を開始した。

この制度は市町村等が行なうデモンストレーションの施設における調査研究に対して連邦政府が75%までの研究補助金を与えるものであり、現在でも8,200万ドルの費用により130のプロジェクトが動いていると報告されている⁸⁾。

これまでの成果はこの事業を引き継いだEPAの手でとりまとめ報告されており⁹⁾ ¹⁰⁾、わが国へも伝えられているが⁸⁾、雨天時下水への対応策としてあげられているものを分類してみるとおよそ図3.1のよう

になる。このなかの多くは既存の下水処理技術の応用ないしは改良であり、効果が認められれば直ちに実施が可能なものであるが、なかには未だ提案の段階にあり、今後の十分な調査研究に待たなければならないものもある。

英国で一般的に用いられている方法は住宅地方省の要求により行なわれているもので、晴天時下水量の3倍までは下水処理場で完全処理し、3～6倍の下水量は雨水沈殿池で沈殿処理するのである。6倍以上の下水量は強降雨時に生ずるが、処理されずにそのまま直接放流される。ただし、この場合英国ではわが国と比べ降雨の状態が異なること、水道の使用量が少ないことを考慮しておかなければならない。

わが国では下水道事業そのものが低調であつたうえに、下水道の認識が排水機能を重視したものであったため、雨天時下水の問題には一般的に関心が薄く、ほとんど検討されぬまゝに今日に至っている。

雨天時下水の問題は、既存施設を水質保全の観点から増補改良する事業の一環として行なわれ

表3.1 米国の50以上の都市からの報告書に見られる合流式下水道からの越流水および雨水流出水の制御および処理対策

対 策	活 動 状 況		
	考慮中	提案	実施
下水管の分離			
雨水管の分離	45	36	9
汚水管の分離	35	29	7
雨どい排水の分離	26	21	3
敷地内排水の分離			
空調排水の分離	10	7	1
地下室排水の分離	11	6	1
雨水ますからの流入の分離	13	9	1
冷却水の分離	10	7	1
	9	5	0
処 理			
下水処理場の新設	4	4	2
既設処理場の拡張、増補	4	2	1
滞留槽*	9	4	2
ラグーン、湖沼*	9	3	1
貯 留			
管渠容量の増加	27	22	5
処理ないし河川側へ流し出す**	3	3	1
溝をつける。	4	3	1
人口側での滞留	1	1	1
道路、街面への滞留	5	4	2
その他			
地域制および土地利用の改善	4	3	3
浸透の防止	9	7	
調節、分離、観測	2	2	

* 貯留とも分類される。

** 滞留池法のような操作を行なうものと考えられる。

*この詳細は参考文献7)の資料を参照されたい。

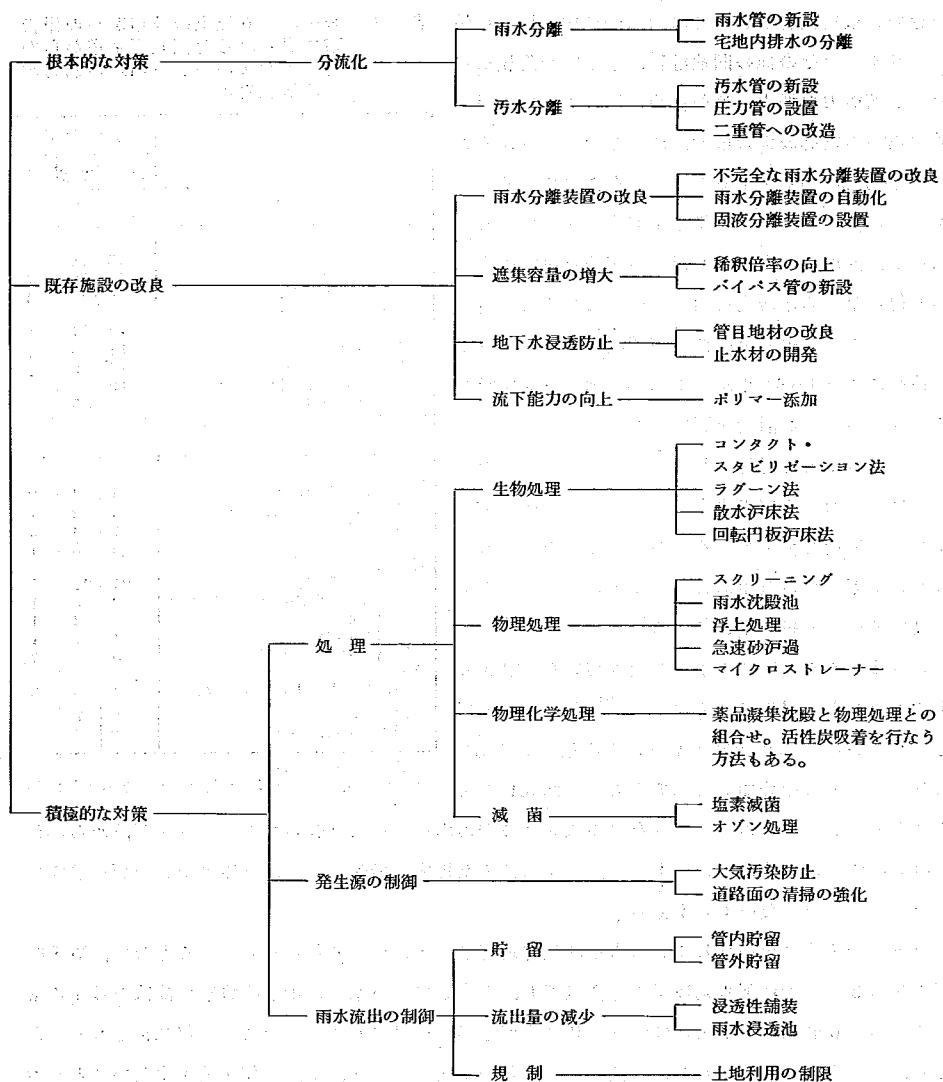


図 3.1 合流式下水道からの越流水への対応策

るべき性格のものであり、その対応策も次の条件を満足するものでなければならない。

- 1) 放流先水域に係る水質環境基準や排出基準を満足する水質が得られる。
- 2) 既存施設を最大限に利用し、必要経費を最小限に留める。
- 3) 当面の水質汚濁問題が早急に解決できる。
- 4) 市民の賛同と協力が得られる。

5) 現在の下水処理技術の応用ないしは改良で実施できる。

6) 将来の状況の変化に対応できる。

7) 雨水や雨天時下水の再利用の可能性がある。

8) 周囲の環境へ与える影響を最少限に留める。

9) 他の計画、たとえば下水道拡張計画や都市計画あるいは市街地改造計画などと斉合のとれたものである。

10) 多くの効果が得られる。

本章では米国における成果にわが国における調査結果を加味して雨天時下水の問題の解決策を検討するが、現状ではこれらの対策を評価するに当たって次のような点が問題として存在しており、これらが明確にされぬ限り最終的な結論は得られない。

1) どの程度の対応が最小限必要なのが示めされていないこと

法的には合流式下水道からの越流水にも下水処理場と同等の水質の規制がかかることと解釈されている。しかしながら、雨天時下水の特性上その全量を確実に処理することは技術的にも、経済的にも実際には不可能なことである。とすれば各水質項目ごとに最小限の必要処理程度を明らかにするか、ないしは、年間許容負荷量を明らかにせぬ限り評価はなし得ない。

2) 費用の積算と分析が困難であること

いずれの方法を採用するにしても、最小の費用で最大の効果をあげ得る方法であることが望ましい。しかし、経済的效果は施設の使用頻度や程度により大きく変わってくるので画一的に分析することはむづかしい。

3) 晴天時下水のための技術がどの程度まで雨天時下水に適用が可能かが明確でないこと

晴天時下水と雨天時下水には類似点もあるが、また相異点も多い。これまでの調査結果から主な相異点は表 3.2 のように要約される。わが国ではこれまで実施例が皆無に等しいので晴天時下水のための技術適用の可能性を判断することがむづかしい。

4) 各都市が置かれている状況が異なること

合流式下水道の問題は単に雨天時下水の越流のみではなく、数多くの因子が関係している。わが国で提起されている合流式下水道の改良の必要性はおおよ次のように分類されるが、⁷⁾その重大性は各都市の状況によって異なる。

機能保持の面	{	施設の老朽化、損傷 構造・施工上の不備 晴天時汚水量、雨水量の増大による管渠容量不足 他事業との関連
--------	---	---

水質保全の面	{	水質汚濁等の発生 水質規制、またはその強化
--------	---	--------------------------

表 3.2 晴天時下水と雨天時下水の比較

	晴天時下水	雨天時下水
水 質*	範 囲 平 均	範 囲 平 均
BOD (mg/L)	20~1000 250	10~600 90
SS (#)	20~1000 150	10~1800 175
N (#)	10~50 20	2~40 12
P (#)	1~10 4	0.2~7.0 2
大腸菌(個/mL)	— 10 ⁴	10~10 ⁶ —
特 徴	大腸菌類や栄養塩類が多い。全国的にはほぼ同じ水質とみてよい。	SS, とくに無機質分が比較的多い。殺虫剤、肥料、融雪剤などを含むことがある。ごみなどの粗大固形物が多い。地域的に差がある。
水 量	朝夕2回のピークがあるが日平均量に対し2.5倍以下である ¹⁾ 。夏期に多く冬期に少ないがその差は小さい。工場排水の流入、上水使用状況により地域的に異なる。	降雨の状況により異なるが一時的、突発的にピークが生じることが多い。通常は零で年間70~80回の降雨により急増する。時には晴天時下水量の10倍にも達することがある。
負荷量	朝夕にピークがあるが日平均量に対して4倍以下である ¹⁾ 。年間にはば一定している。	年間量は晴天時に下水処理場から放流される負荷量と等しいかそれ以下であるが、1降雨当りでは数倍ないし数10倍に達する。降雨初期や強降雨時に高い値になる。

したがって、1つの都市が最適と認めた方法が必ずしも他都市へ適用が可能であるとは限らず、多くの都市にとって適当であるとされる方法は数少ない。各都市はその置かれた状況に応じてそれぞれ個別の検討が必要である。

いまや雨天時下水の問題は合流式下水道からの越流水ばかりではなく、污水系統への雨水の流入により事実上合流式下水道と化した分流式下水道や都市域における雨水流出水の汚染の問題にも関係するようになった。ここでは合流式下水道からの越流水対策に焦点を絞って検討を行なっているが、また上記の問題や管渠・処理場の過負荷対策の一つとしても適用が可能な方法であることが望ましい。

3.1.2 下水収集機構の改良策

3.1.2.1 概 説

一般に合流式下水道からの越流水問題の根本的な解決策は、合流式下水道を分流式下水道に改良することにあるとされている。

このことは本来排水機能を重視して設置されてきた合流式下水道が、次第にし尿処理や水質保全全という責務を背わせられ、やがてその責務に耐え切れなくなったものであるという歴史的な背景にも関係する⁷⁾。すなわち、合流式下水道の分流化は合流式下水道の持つ

- 1) 内水排除、浸水・滞水の防止
- 2) 汚水の排除等環境衛生の向上
- 3) 水洗便所の普及によるし尿の処理
- 4) 下水処理による水質汚濁の防止

などの機能を排水機能的な1)、環境衛生的な機能の2),3)、および水質保全的な4)の機能に分化するものであるという意義を持つものである。

しかし、一たん布設された下水道を、その機能を保持しながら分流化していくということは、

云うべくして容易なことではない。わが国では現に密集市街地で下水道工事が行なわれており、分流化は技術的に必ずしも不可能ではないが、多額の費用と長い時間を要し、効果が容易に現れぬばかりではなく、建設費に限度がある今日、その目的が理解されたとしても、下水道を未だ利用できぬままにいる市民にとって、既設区域に再び多額の費用が投じられることに対して寂然とせぬ気持ちをいだかせるであろう。また米国でもこの問題を取扱った報告書の多くは、市民生活や商業活動を阻害する影響を強調している。

このため、都市によっては特定の地域だけを完全分流化し、他の地域は代替法を採用したり、不完全な形で分流化をはかっている。また、これまでの分流式下水道に代る新しい下水収集機構が提案されている。

3.1.2.2 分流化の手法

合流式下水道の分流化には二つの方法が考えられる。

第1は既設の管路を雨水系統として利用し、汚水系統を新たに布設する方法である。この方法では雨水は在来の雨水吐または雨水ポンプ場から直接放流され、汚水は新たに布設した遮集管か、在来の幹線を利用して下水処理場へ送られる。この方法の利点は、

- 1) 汚水系統の大部分は小口径管渠であり雨水系統を新設する場合に比べ建設費が安い。また施工が容易であるため分流化事業の進捗が早い。
- 2) 小口径管であるため歩道への布設が可能であり、強度の大きい資材を用いる必要がない。
- 3) わが国では既存の水路、暗渠を雨水系統として利用し、汚水系統のみを新たに布設するという分流式下水道を実施している都市が多いので、その技術や経験が生かせる。
- 4) 圧力式下水道など新しい方法を採用することができる。
- 5) 管渠勾配を変えることができるので管内堆積を防ぐことができ、デイスポーザー等の使用などの事態にも対応できる。

この方法の最大の問題は各家庭からの取付管を新しい汚水系統に取り替えなければならないことである。取付管の切り替え費用はWashington D.C. での試算例¹²⁾では分流化全体の費用の60%も占めていた。また、切り替え落しや市民へ生活上の不便をもたらすことも問題である。

もう一つの方法は既存の管路を汚水系統として利用し、雨水幹線を新たに設置するものである。この方法の持つ利点は次の通りである。

- 1) 従来からの汚水収集・処理システムが利用できる所以で市民生活に与える影響は少ない。
- 2) 汚水量や雨水流出量の増大に伴う管渠容量不足も救済することができる。とくに下水道の歴史の古い都市ではこの問題が大きく関係してくる。
- 3) 各家庭の汚水ますとの取付け替えの必要がないので、雨水系統への汚水の流入が防げる。
- 4) 大口径管渠の部分が長いので押し込み工法、刃口元押し工法やシールド工法などの特殊工法が採用できる。

この方法の最大の問題は市街地の狭い道路に大口径管を2条布設しなければならないことであ

り、地域によっては事実上不可能なこともある。また、既設管の管内流速が低下するため、管渠内への堆積が多くなり維持管理面で問題が生じやすい。

一般的に見て第1の方法が実現性があるが、場合によっては第2の方法も有利になろう。

合流式下水道の分流化は多額の費用と困難を伴うことが予想されるにもかかわらず、米国では多くの都市において分流化の検討がなされた。米国公共事業協会（APWA）が行なった調査によれば1960年代に米国では122の地方公共団体で1775の分流化計画が進行していた¹³⁾。

例えばWashington D.C.¹²⁾¹⁴⁾では150年も使用した合流式下水道をかゝえ、管渠容量不足から晴天時でも雨水吐から下水が越流する状態にあった。これに対して1954年から1966年にかけて改造計画のための調査が行なわれ、すべての合流式下水道を分流式下水道に切り替えることにより越流問題を解消する方法や大きな補助的な遮集管を新設し、稀釈倍率を10倍まで引き上げる等の方法が提案された。また新設の污水管には家庭下水と屋根からの排水を受け入れ、既設管には街路、自動車道、芝生等からの雨水を受け入れる案も検討された。しかしいずれも多額の費用を要するほか、交通障害が生じる、長年月かゝるなどの理由により採用されなかった。

結果的に採用された計画は公園内を流れるRock Creekへ排除する雨水吐では稀釈倍率を200倍にするほか、Potomac川のRock Creek合流点より上流側を30倍稀釈、下流側を5倍稀釈とし、またAnacostia川へ排除するのは5倍稀釈とするものであった。

そしてPotomac川上流の、たとえば市街地改造地域などではこの事業に合せて分流化をはかるほか、周辺部の分流式下水道区域からの污水は下流側の合流式幹線に結合せず、単独に遮集幹線を新設して下水処理場へ送ることにした。合せて下水処理場を拡張した。

この計画により未処理下水の直接放流は少なくとも75%減少することができると推定されたが、最終的には全地域分流化する必要があることが認められた。このため、計画に平行して1959年には家の建て替えの際に雨水と污水の取付管を分離しておくよう条例を改正した。この制度により古い建物から新しい建物に立て替える際に事実上の分離が行なわれるから、分流化に要する費用の削減がはかれる。このため、市民に対して分流化の効果についての十分な情報提供がなされている。

Seattle市¹⁵⁾ではWashington湖流域の合流、分流区域において2年間流出負荷量を実測した結果、合流式下水道の合流化は湖への雨水流出量を増大させるが、流出負荷量は合流式の場合より37～64%減少させることができることが明らかになった。このため1969年、市に対して7,600万ドルの分流化計画が勧告された。これは市街地のうちWashington湖およびPuget Soundに面した住宅地を原則的に分流化するものである。

以上の例に見られるように合流式下水道の分流化は全市域を対象にしたものではなく、とくに必要な地域を対象とし、その他の代替法との組合せによって最終的な目的を達成しようとしている都市が多い。

合流式下水道の分流化、とくに第1の方法の持つ問題は宅地内の污水、雨水分離のわずらわし

さである。このため Toronto⁵⁾ では長年の調査結果にもとづき、1965年に合流式下水道区域を雨水系統と汚水系統に不完全な形で分離する計画をたて、2000年を目標年次とした。こゝでは街路の雨水のみを雨水系統に收容し、建物や宅地からの雨水までを收容することは考えていない。この便法により宅地内の雨水と汚水を分離するという困難で費用のかゝる作業はまぬがれ、しかもこれにより市街地での合流式下水道へ流入する雨水量を30~60%に減少することができ、合流式下水道の管渠容量不足が救済されると同時に、遮集管の遮集効率を大巾に増大させることができた。また、将来完全に分流化をはかる場合にも雨水系統として利用することが可能となるであろうとしている。

この雨水系統は Road Sewer と呼ばれ、1966年から設置が開始され年間平均18 mile の規模で整備されており、1973年当時では Toronto の下水道の内訳は次のようになった。¹⁶⁾

合流式下水道	572 miles	(920 km)	56%
道路下水道と分流式の雨水渠	257 "	(414 #)	25%
分流式の汚水渠	185 "	(298 #)	18%
計	1,014 "	(1,632 #)	

この方法は前述の分流化の第2の方法の修正ないしは妥協案といえるものであり、わが国でも道路面積率の大きい地域、広い公園、学校、運動等を含む地域での対応策として適用が可能と考えられる。

3.1.2.3. 新しい収集機構の採用

下水の収集機構に関してはいくつかの新しい方法が提案されているが、合流式下水道の分流化に関連するものとして圧力式下水道 (Pressure sewer) があげられよう。

圧力式下水道は元来 Fair が合流式下水道の越流水対策として提案したものといわれている。現在実用化されている方法はファイバーグラス製の、鋼製ないしはコンクリート製容器にグライNDERポンプを取付けたグライNDERポンプ方式と、し尿浄化槽の上澄水を通常ポンプで送水する方式である¹⁷⁾。米国土木学会 (ASCE) は EPA の委託により前者の方式を San Francisco の住宅地、Milwaukee の住宅地および Boston の商業地区をモデルにして通常の自然流下方式との費用比較を行ない1973年にその結果を報告した¹⁸⁾¹⁹⁾。その結果では圧力式下水道の方が建設費について50%増であり、維持管理費も高くつくことが明らかになった。また、自然流下方式では何らの故障もなく100年の実用に耐えているのに対し、圧力式下水道では耐用年数は20年と推定した。

Boston の Summer 通りを例にとった試算結果 (1968年) は次の通りである²⁰⁾。

自然流下方式	\$ 4,700,000
道の両側に入れる圧力式下水道	
ポンプ場なし	\$ 6,400,000
ポンプ場1	\$ 6,600,000

ポンプ場3 \$ 7,000,000

道路の真中に入れる圧力式下水道

(ポンプ場なし) \$ 6,200,000

こゝでは圧力管を既設の合流管に挿入し管吊りで保持したり、エポキシ樹脂で付着する、いわゆる二重管方式も検討したが、費用は圧力式下水道の場合に近く通常の方法の2倍であり、各種器材を開発する必要があるほか、管渠断面の減少、管内作業が困難になるなどの欠点も指摘された。

表 3.3 A S C E 分 流 化 計 画 の 評 価

検 討 事 項	利点および長所	欠 点
計画設計	自然流下方式よりも設計の自由度が高い。	
放流先水域の水質に及ぼす影響	汚水の誤接を少なくすることができる。	
地下水の流入が下水処理場容量に及ぼす影響	流入を無くする。処理場の水量負荷が減ずる。	
合流管を分流式の雨水系統にして、圧力式下水道を管内に吊した場合容量に及ぼす影響		地域や吊り方にもよるが40%位減少する。
取付管や下水管内に挿入した場合、その容量に及ぼす影響		容量を減じ閉塞を引起す。
通常の流れ化と比較した建設費		調査対象区域では1.5倍
施工性	商業活動、交通障害を最少にできる。	
通常の流れ式と比較した年間維持管理費		Milwaukeeでは約1.8倍程度
市民生活を妨げる新方式の採用に対する大衆の反応		水質汚濁防止の意義を一般大衆に知らしめる必要があろう。
家屋所有者の反応		多分、故障による浸水、電力費に対し案じるであろう。
器具の開発状況 家庭用貯留－グライNDER－ポンプ装置	標準品完成	現場でのテストは未だ行っていない。
コミュニティーとポンプ*	市販品あり	
管と導管	同 上	
調整弁	同 上	
システムの操作 日常点検 修理と保守 調整用弁		必要 場合によっては困難、調整が微妙で複雑
信頼性 家庭用貯留－グライNDER－ポンプ装置		未テスト、停電により停止しやすい。
管および導管		時折閉塞すると考えられる。
いたづらをされる。		可能性がある。

*逆流防止弁を含む。

ASECの評価は表3.3の通りであった。

その後New York州Albanyで一般の住宅12戸を対象として現地実験が行われ、グラインダーポンプの欠かんとして空気混入のためサクションが切れること、漏水があること、グリースの付着があること、停電時の心配があることなどの問題が明らかになった²⁰⁾²²⁾。

このように、ASECの行なった調査やWashington D.C., Albanyなどで行なわれた現場実験の結果は、いずれもこの方式に対する評価が低かったが、この方式の利点としてあげられているもののうち、

1) 浸透水がなく、また人孔が少ないのでこの部分からの雨水の浸入がないので、バイパス放流は分流式下水道の持つ欠点を少なくすることができる。

2) 管径が小さく一定勾配をとる必要がないため、狭い道路や地下埋設物の多いところへの布設が可能である。

3) 勾配の厳密性が不要でないため設計施工が早い。

4) 軽いPVCを使用するので施工が容易である。

5) 中継ポンプ場の数を減少するか、またはなくすることができる。

等は合流式下水道の分流化に採用した場合にも有利な条件となろう。最近の報告¹⁷⁾によれば米国では現在この方式は地形条件が自然流下方式には不向きなところ、小規模集落の下水道や、湖沼周辺の別荘地などの浄化槽から直接放流が禁止されているところで実用的であると評価され、設計マニュアルもできている²³⁾。わが国でもこのような地域のほか大都市中心部ですでに汚水溜を持った建物が多い官庁、ビル街等の地域における分流化には有効な手段の一つと考えられる。

3.1.2.4 わが国における合流式下水道の分流化の実施例——T団地の場合——

T団地は東京近郊に昭和33年より35年にかけて造成された住定団地であり、88haの区域は合流式下水道で整備されていた。下水処理場は15,000人を対象とし、処理方式は高速散水汚床法であった。しかし、その後住宅が予想以上に建設され、また水道使用量が計画当時よりはるかに増加したため、下水量が処理施設の能力をこえる状態になった。この結果、処理水質が悪化し、放流先の灌漑用水を汚染し、広範囲の水田に被害を与える結果となった。

しかし、幸いこの団地にはほぼ隣接してK団地が造成され、下水処理場が新設されることになったので昭和40年度にT団地内に污水管を新設することによる分流化と、下水量の一部5000人分をK団地の下水処理場へ分担させる事業を実施し、上記の問題の解決をはかった。要した費用はha当り97万円(当時)で通常の分流式下水道の污水系統建設費と大差はなく、また集合住宅が主であったためか、分離に伴う障害も少なかった。密集市街地と異なり、道路幅員が十分にある地域であったことが分流化を成功させた大きな理由になっていると考えられる。

3.1.2.5 合流式下水道の分流化が持つ問題点

合流式下水道の分流式への移行は、合流式下水道問題の最も基本的な解決法であると考えられ、地域の状況が適当な場合や適した方法があるなどの条件第次では実現性のあるものである。また、

用地買収の必要性を伴わぬこと、完成後の維持管理が容易であることも大きな利点の一つである。しかし、この方法にもいくつかの問題が残されており、検討するに当たっては以下の諸点を定量的に把握して考慮すべきである。

その第1は多額の費用を要し、かつ完全に効果を発揮するにはかなりの年月を要することである。分流化は、いわば既設区域の大部分に再度管渠を布設することであり、現在の普及状況に至るまでの経過を考えると、その費用に対する効果の低さは容易に想像できる。したがってWashington D.C. の例に見られるように、分流式下水道を究極的な目標とし、他の代替案との組合せによる長期的計画に基づいた防止策を講じることにより水質保全をはかるべきであろう。

第2は合流式下水道から分流式下水道への移行に伴って生ずる問題であり、その代表的事例は、取付管の切替もれにより既設管利用の雨水系統へ汚水の流入が残り、水質保全効果が薄れることである。この問題は施工の際の監督、検査等を厳重に行なうか否かによって左右されるものであるから、或る程度までは避けられるが、これまでの経験では完全な切替はかなり困難である。また、しばしば指摘されているように、既設管渠の改良工事であるため、市民生活や市街地での交通や商業活動を一時的に妨げる恐れがある。

第3は分流式下水道それ自体が持つ水質保全上の問題が残るということである。前述のように、降雨時には雨水流出水にも多量の汚濁物が含まれている。これらの汚濁負荷量は場合によっては合流式下水道からの雨天時越流水にも匹敵するものとなる。

また、取付管の誤接や宅地内雨水の汚水ますからの流入、人孔蓋からの雨水の浸入、多量の地下水浸透などにより汚水量が増大し、時には雨天時下水量が晴天時の数倍²⁰⁾にも達することがある。そして、それらが下水処理場や管渠系統の途中でバイパス放流される結果、合流式下水道からの雨天時越流水と全く同じ問題を提起する危険性もある。

雨水の浸透による問題の解決策としては

1) 既設管での損傷の補修と新設管での雨水浸入防止。これには今後浸入箇所の発見のための管内検査法の開発や管目地材の改良、長尺物ないしは溶接可能な管材を開発するなどの努力が必要である。

2) 下水処理場の処理能力を増強し、バイパス放流水を場内で処理する。

3) 下水管渠容量を増加し、浸入した雨水をすべて受け入れる。

4) 滞留池を設置する。これは合流式下水道における滞留池と全く同じ効果を期待するものであり、Kansas City や Dallas で採用されている方法である。

などが提案されているが²⁰⁾、いずれの方法も単一の方法では実効はあげ難いので、個々の特徴を生かした組合せ方法を考えなければならない。いずれにせよ、わが国では分流式下水道に関する技術は未解決の分野が多いので、今後分流式下水道の採用および合流式下水道の分流化を進めるに当たっては分流式下水道に関する調査研究も合せて積極的行なう必要があろう。

3.1.3 雨水分流装置の改良

3.1.3.1 概 要

合流式下水道においては、雨天時下水は一定量のみが下水処理場へ送られ、残りは直接放流河川に排除されている。この方法は雨天時下水のすべてを下水処理場に運んで処理するには莫大な費用がかゝり、経済的に非常に不利になるという理由で採用されたものであり、下水処理場に一時的な過負荷をもたらさぬ点で水理学的に合理的な方法であった。

雨天時下水を下水処理場へ送る部分と直接放流する部分に分離する雨水分流装置には種々の型式のものが用いられているが、その代表的なものは次の通りである²⁷⁾²⁸⁾。

1) 越流ぜき これは比較的構造が簡単で、維持管理も容易であるため、最も一般的に用いられている方法であり、雨天時下水は一定水位以上になるとせきを越えて放流させる。形として横越流ぜき、偏越流ぜき、円形ぜき等がある。横越流ぜきの例を図3.2, 3.3, 3.4に示す。

越流量は水路の型、せき高、せき長、せきの始端・終端の水位、流速などによって決まり、かなり複雑な式で表わされるが、下水道の計画では簡単にして

$$Q = 1.8 H^{3/2} L$$

L : せき長 (m)

H : 越流ぜき長間の平均水位 (m)

Q : 越流量 ($m^3/秒$)

としている²⁹⁾。

2) 跳躍ぜき これは晴天時の遮集管に直結している水路に下水が落下し、流量が一定以上になると下水がこの水路を跳び越え、直接放流管に流れる



図3.2 横越流ぜき(京都市堀川幹線)

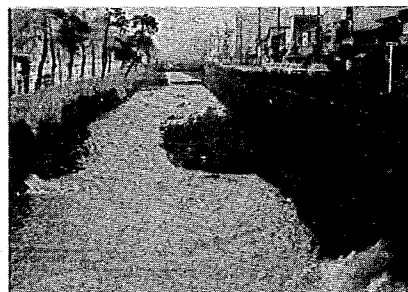


図3.3 雨水吐からの放流状況(京都市堀川)

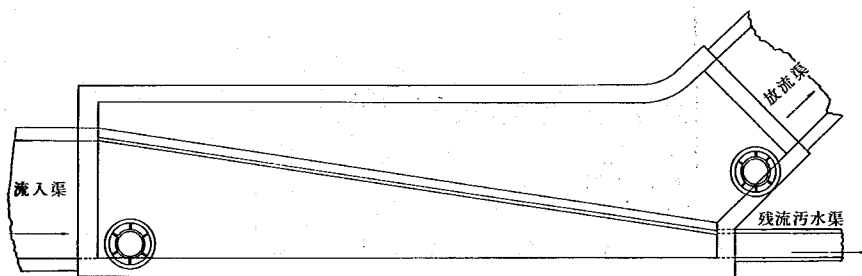


図3.4 横越流ぜき平面図(京都市堀川幹線)

ものである。この方法も簡単で可動部分がなく、維持管理が容易であり、横越流ぜきに比べ雨水吐室が小さくてすむが、かなりの落差を必要とすること、雨天時には流量の大部分が直接放流されること、水の落下に伴って騒音が発生することなどの欠点がある。実施例を 3.5, 3.6, 3.7, に示す。

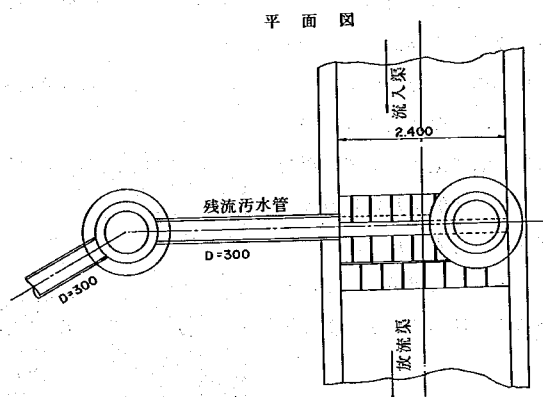


図 3.5 跳躍ぜき平面図（京都市堀川幹線）

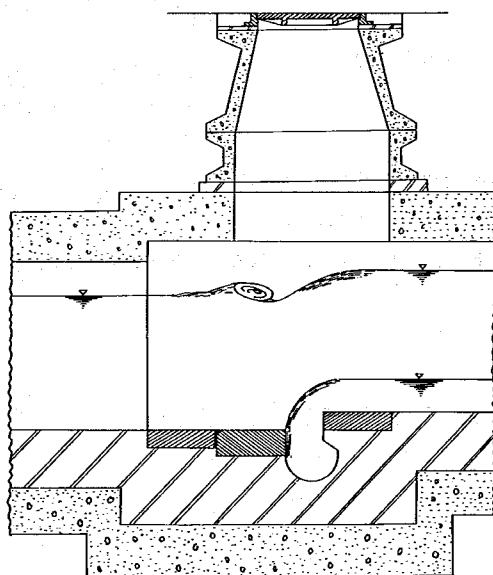


図 3.6 跳躍ぜき縦断面（京都市堀川幹線）

3) サイホン これは下水管渠内が一定水位に達するとサイホンが働いて雨天時下水が分流する装置で、その高さを調節することによって分流量を決める。

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

Q : 流量 ($\text{m}^3/\text{秒}$)

C : 約 0.75, 1 としてもよい

h : 水位差

A : サイホンの断面積

この方法は降雨初期の汚濁物の多い、汚れた水が放流されることがなく、水面に浮いた粗大固形物の放流の心配がない。また雨水吐室が狭くてすむ、雨天時下水貯留池との組合せも容易であるなどの利点もある。ただし、構造が複雑になり、放流量が多い場合には大口径のサイホンが必要となる。

4) オリフィス これは横越流ぜきとかなりよく似たものであるが、下水処理場側への流量を限定する点が異なる。一般には汚水側にせき板を入れる、小口径管を用いその長さを出来るだけ大きくとる、ベンチュリーフリーウムを用いる等の方法により汚水量を限定している。この方法では下水処理場への計画量以上の雨天時下水の流入が避けられるが、閉塞しやすく、また晴天時の越流をまねきやすい。

5) 機械式 この種のものは遮集量を決め、それ以上になると水力、動力、その他の方法でせきが開放し雨天時下水が放流される装置であり、水量は浮子その他の水位計から求めるのが普通である。

6) ゲート操作 合流式下水道の中継ポンプ場などで、常時は汚水系統のゲートのみを開放し、雨天時に水位が上昇した時点で雨水系統のゲートを開放する方法である。汚水ポンプ容量をあらかじめ所定の稀釈倍率に見合ったものとし、残りは雨水ポンプで直接放流する。この方法は厳密には雨水分流装置を用いるものではないが、同様の働きをする。

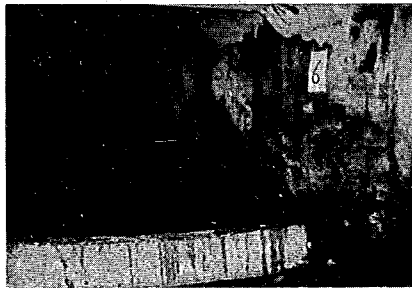


図 3.7 跳躍ぜき(京都市堀川幹線、手前のせきは放流先の水が逆流するのを防ぐものである。)

昭和48年度に建設省が行なった雨水分流装置に関する実態調査の結果は別表3.1の通りであり、わが国では横越流ぜきが圧倒的に多く採用されており、次いで機械式と雨水ポンプ場でのゲート操作によるものであった。これらのすべてが水質環境基準の設定されている水域に排出していた。これを要約すると表3.4のようになる。表3.5は1967年に米国のPHSが行なった調査の結果であり、同じくせきによる方法が最も広く採用されていた⁶⁾。

この雨水分流装置を改良することによって合流式下水道の問題を解決する方法はいくつかの段階に分けられる。

1) 雨水分流機能等を確保し、所期の効果を発揮させる。

後述のように、雨天時には晴天時下水量の一定倍率の下水までを遮集し、それ以上のものは直接放流するという考え方は、費用効果の面から見れば合理的な方法である。しかし、実際にはその所定の効果を示さず、低水量の時でも越流を生じたり、場合によっては晴天時から越流を生じている例もある。その原因としては汚水量の増大、管渠の閉塞、地盤沈下によるせき高不足などの築造後の事態の変化によるもののほか、不適当なせき型式を採用されていたり、工事ミスがあるなど建設以前にさかのぼるものもあげられる。こゝにあげたのは東京都の例であるが同様のことが他都市でも生じていることが当然考えられる。

表 3.4 わが国における雨水吐口（昭和48年）

項 目	個所数	%
調査対象都市	192	
吐口総数	2989	
雨水吐	2425	81.1
ポンプ場	564	18.9
雨水分流装置	2989	
横越流せき	2479	83.0
跳躍せき	26	0.9
サイホン	1	—
ゲート操作	258	8.6
機械式	104	3.5
不 明	121	4.0

表 3.5 1967年にPHSが行なった米国における調査対象都市の合流式下水道に使用されていた雨水分流装置の型式

都 市 名	跳躍 せき	横越流	セ キ	サイ ホン	機 械 式	そ の 他	状態及び注意点
Atlanta, Ga.						連集管への落 下口, 2	良好
Chattanooga, Tenn.	2				9		跳躍せき—不良, 機械式—良好
Chicago, Ill.			x				
Cleveland, Ohio	60	55	19	0	14	垂直せき 14 a) 分類不能 200	一時は4多が補修 する必要があった。
Eugene, Oreg.		2					良好
Hartford, Conn.		80-100					
Huron, S. Dak.	x		x				
Kansas City, Mo.			x				
Manchester, N.H.	1		6	4			
Minneapolis, Minn.	20		x			x フロートによる操作 17, 24オリフィス	常時維持管理が必要 不良 新設
Mishawaka, Ind.			x				
Mission Township, Main Sewer District No. 1, Kans.						電動バルブ	
Nashville, Tenn.				2	19		良好
New York, N.Y.			x				多量に分流装置を 使用している。
Portland, Maine	18		x				良好
Portland, Oreg.						越流せき	
Salem, Oreg.			20				良好
Syracuse, N.Y.	x					ダムとオリフィス	
Tacoma, Wash.			x				
Texas City, Tex.			x				
Washington, D.C.			x			オリフィス	良好 合計 86 のほとんどがオリフィス

a) 100 が横越流, 100 が垂直せきと推定される。
x, 使用している装置, 数は不明。

「不心得者はだれだ、また神田川に大量の油（48.120朝日）」

「東京の都心を流れる神田川に、19日、また大量の油が流し込まれた。昨年暮れ以来、これでもう三度目、不心得者がどこかで、ひそかに油を下水に捨てているらしいが、それがこんなにも簡単に川に出てきてしまうのは、神田川べりの一部の区域で、下水が常時、川にたれ流されているからだ。その量は、1日にドラムかんにしてざっと40万本にも及ぶ。

この日午後3時10分頃、文京区関口1丁目付近の神田川に油らしいものが流れているのを通り

かかった人がみつけ119番した。

東京消防庁、東京都下水道局などの職員がかけつけ調べたところ、油は川幅の3分の1、約10メートルぐらいの幅で、長さ数百メートルにわたって流れていた。量は約千リットル、ドラムかん5本分程度、とみられるが、油の種類はわかっていない。

消防庁は下流の白鳥橋（文京区後楽一丁目）に消防車を出し、オイルフェンスを張って油を食止めた。神田川には昨年11月、都が試験的に3千匹のコイを放流しているが、浮上などの被害は出ていない。

都下水道局が油の流出場所を捜したところ、関口1丁目の大滝橋下流にある雨水バケから、とわかった。ここからは昨年12月5日と7日の2回、やはり油が流出したことがある。その際下水道局や消防庁は、警視庁と協力、新宿、文京区を中心に、ガソリンスタンド、ビルのボイラー、機械工場など380カ所を調べたが、油を下水に流した犯人はわからずじまいだった。下水道局は今回も同じように調査する方針だが、犯人をみつけるのはかなりむずかしいのではないかと悲観的だ。

雨水バケは、本来なら雨などで下水管内の流量が多くなった際、水を川などにあふれさせる役目。ところが問題の雨水バケと、そのすぐ下流の2カ所、あわせて3カ所の雨水バケからは、晴雨に関係なく、終日、計約8万トンの汚水が神田川にたれ流されている。つまり神田川が下水溝（こう）を兼ねているわけだ。油などが流されるとはっきりわかるが、実はいつも汚水が流れ込んでいる。

下水道局の説明だと、これは、神田川のふちを通っている下水、早稲田幹線の管の太さが、この付近は900ミリで、平均流量の半分しかないのが原因という。大正末から昭和の初めにつくられたもので、現在の使用量にまったく見合っておらず、いつもあふれることになる。」

「浜離宮を悪臭から救え、築地川の汚水が回流（49.5.18読売）」

「東京湾を臨む都浜離宮恩賜庭園の入り口の築地川に下水道のたれ流しが続く、庭園の悪臭公害に拍車をかけて問題になっている。明治天皇がしばしばおいでになり、戦後、国から文化財の指定まで受けた由緒ある庭園だけに、園内には環境保全を訴える都の表示板がいくつも立っているが、その都が一方で、庭園に公害を持ち込んでいるわけで、地元の中央区は「もうこれ以上見過ごせない」と、近く区独自で水質などを調査し、都に抜本的な改善を迫る。

下水道のたれ流し口は、庭園に入る南門橋左右の排水口2基。1基は、高速道路1号線側の護岸にぽっかり口を開けていて、縦2メートル、横4メートル。もう1基は、市場沿いの水上バス発着場わきの縦、横とも2メートル。どちらの下水道も、区内の地下を南北にだけ行、埋設は大正11～14年と古い。当時は豪雨などに備え、道路のみぞの雨水を排水する「余水はけ」が目的だったため、築地川などの中小河川に直接流すことにしたという。

ところが、都下水道局の話だと、戦後、銀座、京橋、日本橋などのビル化が目ざましく、急場しのぎに張りめぐらした下水道支線と連結したのが、後遺症となった。しかも、道路整備に伴っ

て、神田川や日本橋川などが無秩序に次々と埋め立てられたことから、唯一のはけ口となった築地川に、雨水のほかにし尿が殺到するハメに陥った。ピークの昨年、一昨年は「黄金艦隊」が庭園内に呼び込まれている水路にも侵入するありさま。さる46年、隅田川に高さ5～5.5メートルの防潮堤が造られ、回流が止まってよどんだ築地川は、たい積していたヘドロと、このし尿が混ざった、まさに死の川。「あまりのひどさにあきれて調査する気さうせていた」と区公害課はいう。

さる3日、日本橋一港区六本木一芝浦下水処理場に通じる都懸案の「銭瓶幹線下水道」が開通し、たれ流しの大幅緩和が期待されたが、区側の話では「生のし尿こそ目立たなくなったものの、排出量はそれほど減っていないし、臭気は相変わらず」。中央区の海沿いに下水道を通す計画も出ているが、完成はかなり先の話のため、区側は「余水はけ」への暫定的な越流防止措置や川のしゅんせつなどを強く望んでいる。

このほか、築地川からはメタンガスが発生するし、対岸の東京中央卸売市場からも汚水臭と、来園者は鼻をつまみっ放し。南北戦争で知られる米国のグラント大統領はじめ、多くの外国国賓の園遊会が開かれた名物庭園の復活はいつのことか。」

これらの不備な雨水分流装置に計画当初の機能を回復させれば、少なくとも「現実」に放流水域に排除されている汚濁負荷やその越流頻度、越流継続時間等を減少させることができるので、抜本的に解決するものとはならぬが、水質保全効果は早く、容易に発揮される。

また、幹線管渠に数多く分散している雨水吐を統廃合し、1個所に集合させることにより、遮集効果の向上をはかったり、自動化が可能なものとする、あるいは新種のせき型式を採用することにより合理的なものとするなどこの範囲に入ろう。

2) 稀釈倍率の向上

この方法は各雨水分流地点での遮集量を増大させることにより雨天時下水の放流量や越流頻度、継続時間の減少をはかり、究極的に直接放流汚濁負荷量の削減を行なうものである。現在一般的に採用されている稀釈倍率は遮集効果と経済性の点から求められたものであるが、その中には雨天時下水の直接放流に伴う水質汚濁という外部不経済は見込まれていないので、この点を何らかの形で考慮できれば稀釈倍率を引き上げる理論的根拠が得られると考えられる。

また、基準となる晴天時下水量が地域の状況によって異なるにもかかわらず別表3.1に見られるように事業主体ごとに画一的な数値が用いられているが、放流先や地域の状況に応じて各吐口ごとに検討してみれば稀釈倍率の引き上げのみで雨天時下水による負荷の削減を、しかも経済性を保ちながら達成できる個所もある。

3) 雨水分流装置を可動化する。

表3.4のように、わが国に設置されている雨水分流装置の80%以上は固定・静置形のせきになっており、晴天時下水量の増大に対応できぬ状態にある。APWAの調査では米国においても基準流量を修正できるものは全体の20%以下であり、40%は単なるせきになっていて調整で

さない設計になっていた³⁰⁾。

これを可動化することにより事態の変化に応じられるようにすれば、1)の場合よりも積極的に直接放流量の削減をはかることができる。また、この可動部分を遠隔操作することにより雨天時下水を管内貯留する方法も提案され、Seattle や St. Paul ではすでに実施されていると報告されている³¹⁾。この方法は雨水分流装置の改良によって雨天時下水に伴う水質汚濁防止をはかる場合の最終的な目標となろう。

3.1.3.2 雨水分流装置の改良事例

雨水分流装置の機能を保つため、装置の改良を行なった事例は多いが、その大部分は通常の維持修繕の一部として行なわれているので、その結果が報告された例は少ない。表 3.6 は K 市が昭和 48 年度までに行なった改良箇所と改良の内容を示したものである³²⁾。

これによれば、T 処理区に現在設置されている約 60 箇所の雨水分流装置のうち 20 箇所が何らかの形で改良を受けている。改良項目のうち最も多いのはせきの嵩上げであり、次いで汚水管（残流管）の管径拡大、汚水管口の拡大、上流側への分流管の布設などである。その他、せきの平面形の変更、汚水管管底やせき上流部底部を下げることにより流下能力を増加させている。ゲートを築造した箇所は放流先河川が増水した場合土砂が雨水吐室内に流入するのを防止するために設置したものである。

表 3.7 は築造から改良されるまでの年数を示したものであり、築造年度不明およびゲート築造箇所を除けば改良された雨水分流装置の 75% が築造後 10 年以内に改良されている。また 2 回改良された装置が 9 箇所もあった。

この結果は雨水分流装置の多くは汚水量の増大のために改良の必要性が生じていることを示しており、しかもその時期は 10 年以内と比較的短い期間内に行なわれていることがわかる。これはわが国で広く採用されている横越流ぜき型の雨水分流装置が固定式であり、汚水量の増加など設置後の状況変化に対応できぬためである。また、2 回改良された箇所が 9 箇所もあったことは、雨水分流装置の改良によって水質保全をはかるには、単なるせきの改修に留まらず雨水吐室の統廃合や可動化などの根本的な対応が必要であることを示している。

3.1.3.3 稀釈倍率の向上の可能性

合流式下水道の雨天時下水を一定量のみ遮集し、残りは直接放流してしまうという考えは、1857 年に始まったロンドンの下水道改良計画にも見られ、その後欧米諸国でも広く採用されるようになった。この遮集量は一般に晴天時下水量に対する倍率で示され、米国やカナダにおいては通常 1.5 ～ 5 倍の値であり⁵⁾³³⁾、英国においては 1909 年に住宅地方省が 6 倍量まで遮集することを勧告し、最近までそのうち 3 倍量までを高級処理、3 ～ 6 倍量は雨水沈殿池による沈殿処理、6 倍以上は直接放流するのが普通になっていた³⁴⁾。1955 年になって住宅地方省は河川法による雨水の吐口を新しく許可するに当って遮集量を 6 倍から 8 ～ 9 倍にするように改めた³⁵⁾。

このような値が何に基づいて決められたかは明らかでないが、大正 11 年に行なわれた東京市下

表 3.6 K市における雨水吐室改良実績

雨水吐 No.	堰のかさ上げ	堰の二段化	放流口側に堰築造	堰の平面形の変更	残流口の拡大	残流管管径の拡大	残流管管底を下げる	堰上流底部を下げる	バイパス管の布設	上流側に分流管布設	沈砂池の築造	ゲートの築造	築造年度	改良年度
1	5 cm				○								38	40
2					○								37	44
3			○										?	47
4					○	600 ^{mm} ↓ 800 ^{mm}							37	40 41
5	45cm 30・20cm 2回								450 ^{mm}				38	40 47
6	18cm・20cm 2回				○								36	40 47
7	15cm												11	40
8								10cm		600 ^{mm}			30	47 47
9		○				500 ^{mm} ↓ 900 ^{mm}							33	40 46
10	5 cm												34	40
11	10cm			○									38	40
12	15cm					380 ^{mm} ↓ 700×500 ^{mm}							36	41 47
13											○		41	43
14	10cm						25cm						39	40 43
15						230 ^{mm} ↓ 300 ^{mm}				250 ^{mm}			27	43 43
16						150 ^{mm} ↓ 250 ^{mm}					○		?	43
17						200 ^{mm} ↓ 300 ^{mm}							29	45
18							○						?	45
19	10cm					250 ^{mm} ↓ 450 ^{mm}							33	47
20					○					500 ^{mm}			37	46 47
計	11	1	1	1	5	7	2	1	1	3	1	1		

水道改良実施調査では、晴天時下水水量に相当する降雨量を求め、各倍率に相当するもの以上の降雨の頻度および継続時間の累計から効率的な遮集量を求める手法を採用しており³⁶⁾、恐らく欧米諸国でも同様の手法により稀釈倍率が決められていたのではないかと考えられる。この時の東京市での検討結果では、3倍量まで遮集することが欧米において標準とされている6倍程度までの場合と大きな差がなく、経済面も考慮すれば衛生上も許容し得ると結論づけている。しかし、その後の「東京市下水道改良設計一部変更」では「合流法により排水する地域にありては雨水量が最大汚水量に達する迄は汚水と同一に之を処分す」となっており³⁶⁾、時間最大汚水量に対しては等量、平均量に対しては1.5倍程度までの雨水を処理場へ送ることになっている。

表 3.7 K市における間
隔年数別の改良
箇所数

間隔年数	改良箇所数
29年	1
17	1
16	2
9	1
7	2
6	2
5	1
4	1
3	1
2	4
1	1
不明	3

3倍稀釈から2倍稀釈に下げたのは既設管渠容量が3倍稀釈案では不足するためであったが、計画汚水量その他の設計因子が変更されても、稀釈倍率のみは現在でも以前からの値が踏襲されている（別表 3.1）。

大阪市では最初沈殿池に計画汚水量の4倍までを収容し、その内2倍量は沈殿後直ちに越流させ塩素消毒をして放流し、残余の2倍量をエアレーションタンクへ導入する計画であった。この値について広瀬は「大阪市では、英国が降雨時のために相当大きな雨水沈殿池を有していること等から判断して、大体4倍が良かろうと決定したようである。」と述べている³⁷⁾。しかし、大阪市の場合もやがて管渠容量不足からこの稀釈倍数は保てなくなり、現在では2.5倍にすることを目標に改良を行なっている。

名古屋市の考えは杉戸の「下水道学」³⁸⁾にくわしく述べられている。

「平水量と等しき雨水流下量を起すべき雨の強さは、排水面積および地表の状態により変化あり、試みにブリュクリー・チーグラー氏公式により流下係数を0.5として各流域に対し平水量と等しき雨水流下量を起すべき降雨量を求めたるに、流域の大小および地表勾配の関係により1時間最小0.259mm、最大1.2mmを得たり。これによつてみるにおよそ1時間2mm以上の際に処理場附近に流下し来る下水量は平水量の3倍以上に達するものゝ如し。よつて本計画においては平水量の3倍と1時間2mmの雨水に平水量を加算せるものとを対比しその多量なるものを分流して遅滞なく流下し得る如くせり。しかるときは各吐出口を通じて下水の河川に溢流するは1時間2mm以上の降雨の際に限らるべし。名古屋測候所の降雨量原簿により調査したる結果によれば明治40年より大正12年に至る1.7ヶ年の平均値において1時間2mm以上の降雨総量1,195.9mm 降雨延時間数240時間なり。

(イ) この時間中に河川に排出せらるべき雨水量は流下係数を0.5とし面積1,000坪当り19.7×3,600尺³、汚水量は平均人口密度1,000坪当り75人として、1.04×3,600尺³にして稀釈度約20位に達すべきをもって敢て支障なかるべし。

(ロ) また取扱水量を2倍とすれば2倍、3倍とすれば3倍の処理費を要するも（この点は濃度

を考えれば厳密な意味ではいえないが) しかもそのために何等の利益ありやと考へれば僅に汚水量の2%~3%の不潔下水を放流するか否かの問題に止まるのみ、寧ろ処理場の設備を完全にし、浄化能力を高めてこれを補足するに如かず。試みに極端の場合を考え処理場においては平水のみを処理し降雨時間中は汚水雨水ともにこれを全部河川に放流するとするも1ヶ年の汚水量よりすれば河川に放流せらるゝ不潔下水量は12~13%に過ぎず、されど降雨の性質をみるに降雨度数および延時間ともその数多きは実際の流下量が何程あるやの判断にも苦しむ如き小雨(1時間0.5mm以下の如き)に限られ比較的多くの経費を要せずして処理し得べき小雨はこれを河川に放流せしめざるを勝れると考えるのみ。例えば稀釈放流をやめて全下水を5%の効率にて浄化する施設と降雨時は全然放流して乾天時汚水のみを70~73%の効率にて浄化する設備とその結果相等し。近時浄化装置の技術進歩し追々高率の浄化能力を発揮し得るに至りしをもつて稀釈放流度はこれをいよいよ低下せしめ得るものと信ず」³⁷⁾となっており、方法および考え方は東京市の場合と同じである。

京都市でははじめ下水道調査委員会が15倍と議決したのであるが、処理場を築造するに當つてその規模が莫大なものになることから4倍量に変更したが、4倍量と決めた根拠は雨水量が晴天時汚水量の3倍以上に達したときに放流を行なえば鴨川の水によつて最小の場合でも6.0倍以上に稀釈されるが、水量と溶存酸素とを基礎とし、水の浄化作用を考慮に入れれば、下水がその20~50倍の水量を有する河川に放流される場合には差支えないと判断したためである³⁷⁾。

このように、わが国の下水道の歴史の古い都市における稀釈倍率は一応の根拠を持つものの、かなり遠見的に決められてきた。そして、その考え方が下水道施設の基準にもとり入れられたため³⁹⁾、現在わが国でも2~3倍という値を採用している場合が多い(別表3.1参照)。

1960年代、米国では既設管渠の容量不足による晴天時下水の越流に悩まされていた。また、McKeeの調査に始まって、雨天時下水の直接放流に伴つてかなりの量の生下水が未処理のままに放流されていることが指摘されるようになった。McKeeのBostonにおける調査、PalmerのDetroitにおける調査¹⁾、ShifrinとHornerのSt.Louis⁴¹⁾における解析の手法は東京や名古屋の場合とはほぼ同じであり、JohnsonはWashington D.C.での実測結果に基づき計算したが¹⁴⁾⁴⁰⁾、彼等の得た結論はほぼ同じであつた。BenjesとDunbarがこれらの研究から引出した考察は晴天時下水の3倍量よりも大きい遮集管渠としても、それによつて得られる全体的な効率の向上は非常に少ないということであつた。図3.8はこの関係を示したものである。そして、越流によつて流失する下水量を、稀釈倍率を2倍とした場合の3%から約2%にするには稀釈倍率を5倍にしなければならず、1%にするには遮集管の容量をおよそ2倍にしなければならないが、このような遮集管および下水処理施設の容量を増大することによつて得られる利益の点から考えれば、この余分な容量増は正当化できないとしている。この結果は解析手法自体が同じであり、また降雨量という自然現象を相手にしている以上、過去に行なわれた解析結果と同じになるのは当然である。

また、これまでの解析は降雨記録のみが実測であり、他は推定値にもとづくものであったが、最近では降雨量、雨水流出力、晴天時汚水量等その他の解析因子も実測結果を用い、ラショナル式やR.R.L法により流出量をより正確に推定する

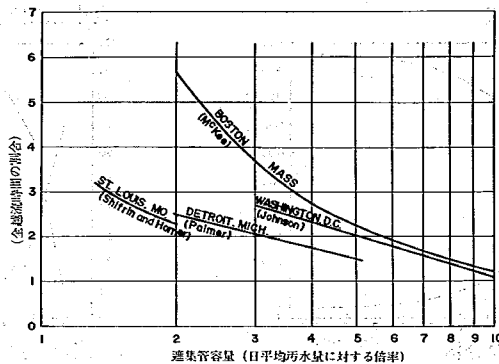


図 3.8 米国の4都市における合流式下水道の遮集効率と遮集管容量の関係 (Dunbar & Henry, 1966)

ための解析が行なわれているが⁴²⁾⁴³⁾⁴⁴⁾、全体的に得られる結論はかつてのものと同じである。

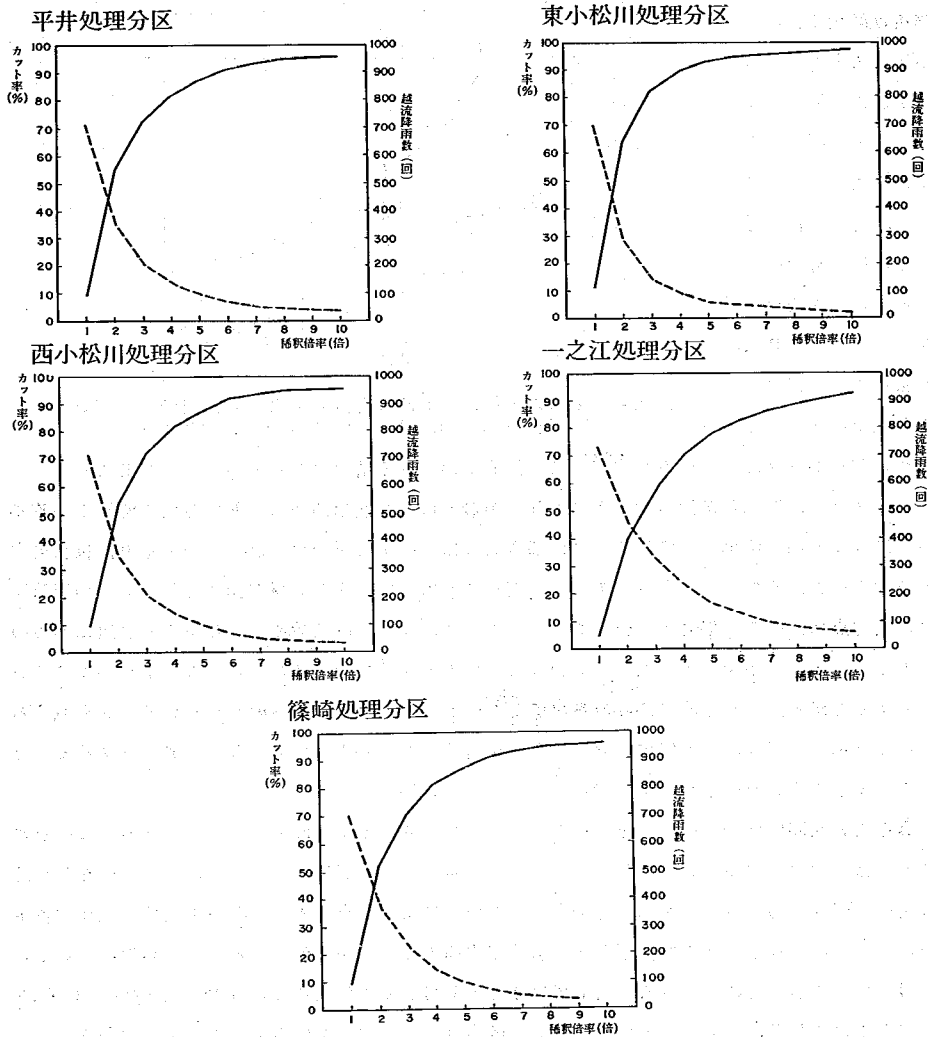
このように、以前わが国の大都市やそれらが参考にした欧米諸都市における雨天時下水の遮集限界、つまり稀釈倍率に対する考え方は基本的には現在でも正当化されるものであり、稀釈倍率をあげるほど、その効果が漸減していく事実には変りはない。また、現在指摘されている雨天時下水の問題点は、その遮集効率が低いことにあるのではなく、直接放流される下水の水質にあるのであって、稀釈倍率を多少向上させる程度では根本的な解決策とはならないことも事実である。

しかしながら、雨水分流装置の改良の場合と同じく、放流先水域への総汚濁負荷量を軽減するという立場にたてば、稀釈倍率の考え方を再検討することによってもかなりの成果をあげることが期待できよう。その場合、次の諸点が問題として指摘できる。

最も大きな問題は稀釈倍率とその都市において画一的に設定されていることである。この点に関しては、放流先水域の水利用状況、晴天時汚水量、地域特性等に応じ実情に沿った値をそれぞれ用いるべきであろう。わが国でも仙台市においては市内を貫流する広瀬川上流部へ放流するものに対しては10倍、市中を流下しかつ農業用水路として利用されている七郷堀へ放流するものに対しては5倍、その他のものに対しては3倍としており⁴⁵⁾、前述の通りWashington D.C.などでも水域の状況に応じた稀釈倍率を用いた改良計画を実施している(3.1.3.2 参照)。

第2の点は晴天時下水量の取扱いであり、人口密度や地域的に水使用量が異なれば、同程度の広さの地域を対象としても遮集効率は自ら異なってくるはずである。

第3の点で、最も大きく影響する因子は地域の広さであろう。排水区域が大きくなるほど、管内貯留効果による遅延現象と流量変動の平均化が顕著になるから、小排水区に比べ越流水位に達する頻度は減少し、遮集効率は同じ稀釈倍率を採用しても向上する。図3.9は東京都の葛西処理区をモデルにR.R.L法で計算した結果であるが、明らかに排水区域の大小による遮集効率の差が認められる。このことは、また既存の雨水吐室を統廃合するだけでもある程度の効果が期待で



葛西処理区

平井	415.0 ha,	85,100人
西小松川	376.3 ha,	88,600人
東小松川	523.1 ha,	127,000人
一之江	261.6 ha,	63,100人
篠崎処理区	2096.6 ha,	439,700人

図 3.9 東京都葛西処理区域に見られる遮集効果の違い

きることを示唆している。

第4の指摘は、現在わが国で広く用いられている時間最大汚水量の3倍までを遮集するという考えが今や全く理論的根拠を持っていないということである。前述の通り、わが国では当初欧米諸都市での考え方を参考に、達観的ではあるが程度の理論的な説明を加えて稀釈倍率を決めてきた。しかし、その後多くの大都市では汚水量の増大に合せ、あるいは経済的な理由からこの稀釈倍率を変えたり、逆に現在1人当りの汚水量が計画当初の値とはかなりかけはなれたものになっているにもかかわらず、同じ稀釈倍率を慣用している。また、この値が下水道施設基準⁴⁶⁾に採用されてからは3倍稀釈量まで遮集することがいかなる意味を持つかについてはほとんど検討されぬまゝに全国的に採用されるようになった。

東京や名古屋での考え方や Benjes らの報告に見られるように稀釈倍率は遮集効率が最も良い値からではなく、つまり効果曲線の変曲点からではなく、それ以上値を大きくすると施設容量があまりにも増大してしまうという費用と便益の関係から求められてきたものである。図3.9を見れば「3倍」という稀釈倍率が遮集効率の面からは必ずしも妥当な値ではないことが明らかであろう。したがって、合流式下水道の改良の必要性が認識され、分流化やその他の代替案が検討されている現在、稀釈倍率の引き上げに伴う費用便益はもう一度このような代替案を含め、これまでの慣用にはとらわれず水質保全に対する費用効果の面から再検討し、理論的にも妥当な値に修正する必要がある。

ただ注意しなければならないのは稀釈倍率の引き上げは直ちに下水道施設、とくに下水処理施設の容量増をまねくことになるということであり、費用の分析に当ってはこの点を十分考慮しなければならない。また、遮集管の容量増は既成市街地では合流式下水道の分流化にも似た施工上の困難が予想される。

3.1.3.4 雨水分流装置の遠方操作による管内貯留

雨水分流装置を可動式に改造し、管渠システム全体の状況を勘案して中央の操作基地より遠方操作する方法は、管内へ雨天時下水を最大限に貯留することを目的としたものであり、雨天時下水の制御を管渠システム内で行なおうとする点で San Francisco で提案されているシステム内への雨天時下水の滞留部の設置やシカゴにおいて提案・試行されている deep tunnel、あるいは次章で述べる雨水貯留池等のシステムコントロールの範中に属し、同じ効果を目指したものであるといえる。

この方法は米国ではすでに実施の段階に入っており、Seattle, Minneapolis-St. Paul, Cleveland, Detroit などがその代表例である。

Seattle⁴⁷⁾⁴⁸⁾⁴⁹⁾では下水道施設は2030年の下水量を基準にして設計されており、管渠系統は5年確率降雨を対象とした合流式になっている。

この都市は水利用、とくにレクリエーション水域として高度に利用されている Washington 湖に面しているが、下町部分の分流化は事実上不可能とされた。このため計画降雨に近い降雨があつ

た場合以外、通常は使用されていない管渠内空間を利用することを目的として図3.10のような流量調整装置を36個所の雨水分流地点に設置し、これを操作することによって管内貯留をはかることを計画した。

この流量調整装置は幹線管渠と遮集管の交点に設置され、幹線から遮集管への接続部分のゲートが通常「開」、放流先水域へのゲートが通常「閉」になっている。雨天時になり流量が増加すると遮集管内の水位に応じて調整ゲートの開度を調節し、設定最高水位になると「閉」になる。また、幹線管渠内水位が設定最高水位になると放流側のゲートが「開」になり、雨天時下水が直接放流される。

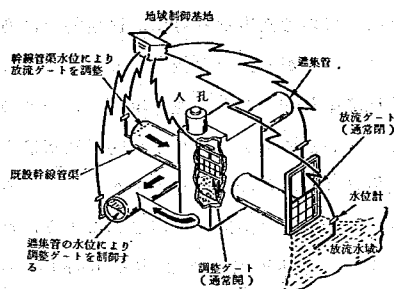


図3.10 Seattleにおける雨水分流装置の操作概念図

この操作は気泡管式水位計により求められる幹線管渠内水位、遮集管内水位、放流先水位、および放流先水質により制御装置の出す指令で自動的に行なわれるほか、手動操作も可能となっている。制御は次の3段階に分れている。

- 1) 単独制御 その地域に設置した計器類からの信号に応じて、ポンプ場または流量調整装置に付属する制御装置により他の施設とは無関係に操作する。
- 2) 遠隔手動制御 中央の操作基地にあるコンピュータの指令に基づいて操作員が遠方から制御する。伝搬は電話回線を利用している。
- 3) 遠隔自動制御 現地からの信号に応じ中央の操作基地のコンピュータに記憶させたプログラムにより自動的に操作する。

これらによって、雨天時下水の流量調整が可能であるほか、越流が避けられぬようになった時点でも、放流先水域の生態系に対する水質的な被害を最少にすることを目的として放流地点の選択ができ、また晴天時の流量変動の均等化も期待できるとしている。

このシステムは1966年EPAの資金援助で実施に移され、1971年4月より手動操作による制御が開始され1974年には10個所が稼動中、3ヶ所が計画中である。また、中央操作基地は1973年当初から作動し、すべての流量調整地点の遠隔操作が中央基地で可能となった。

これまでの費用は中央操作基地関係310万ドル（約9.3億円）、うち140万ドル（約4.2億円）はEPA資金であり、各地点の制御関係にそれぞれ1.5万ドル（約450万円）、モーター駆動ゲート、単独制御機器関係を備えた新しい雨水分流装置は平均25万ドル（約7500万円）であった。維持管理・操作費は年間20万ドル（約6000万円）と報告されている。

Minneapolis-St. Paul⁴⁸⁾⁵⁰⁾⁵¹⁾の場合も基本的な考え方はSeattleと同じであるが、放流ゲートの代りにラバーダム的一种であるfabridamを使用し、幹線管渠内の水位指示により直接放流する場合には袋の中の空気を抜くようになっている。遮集管側へのゲートは従来チェンによる捲上げ装置に依っていたが、これをシリンダー駆動に改造した。

同様のことがCleveland⁵²⁾やDetroit⁵³⁾でも行なわれていると報告されている。米国における実施例を表3.8に示す⁸⁾。

表3.8 米国における管内貯留制御の例

場 所	スケール	制 御 対 象	モ ニ ター	制 御 装 置
Seattle, Wash.	Full	オーバーフロー水量	水位計, 雨量計, 風速計, 自動サンプラー, 遠隔操作装置, 電算機	ゲート調整機, 防潮ゲート, ポンプ場
Boston, Mass.	"	オーバーフロー水質	水位計, 自動サンプラー, Da 11チューブ, 残留塩素測定器	ポンプ場, 次亜塩素酸ソーダ注入機, ゲート調整機
San Francisco, Calif.	"	オーバーフロー水質	電磁流量計, 水位計, 差圧ゲージ	高分子凝集剤注入機, 汚泥ポンプ, バイパスゲート, 溶解空気フロート・エーション装置
Mt. Clemens, Mich.	"	オーバーフロー水質	電磁流量計, 水位計, 自動サンプラー, 差圧ゲージ	ポンプ場, 曝気ラグーン, マイクロストレーナー, フィルタ・プレス, 塩素・二酸化塩素注入機
Milwaukee, Wis.	"	オーバーフロー水量	水位計, 自動サンプラー, 電磁流量計	攪拌機, 塩素注入機, パースクリーン, 貯留池
Minneapolis, Minn.	"	オーバーフロー水量	自動サンプラー, 雨量計, 電算機, 圧力計	堰構造調整機, ゲート調整機

前述のように、この方法は雨水分流装置の改良によって雨天時下水の問題の解決をはかる最も高度な方法であり、かつ比較的既設管渠系統の改造が少なくすむが、わが国に適用するに当っては次の諸点を十分認識しておかなければならない。

1) 雨水分流地点が集約化されていないと効果が少くないので、あらかじめ統廃合しておく必要がある。

2) 幹線管渠の容量が十分にあり、かつ管渠勾配が比較的平坦でないと降雨強度の大きい雨に対して危険である。また、遮集管の容量も十分必要である。

3) 広範囲なモニタリングと制御が可能とならなければならない。

4) 流況の急変を瞬時に検出し、直ちに応答するとともに、止水部分の開放が容易に行なえる装置の開発が必要である。この点はわが国のように一部の地域に集中して豪雨があるような条件を有するところではとくに強調できる。都市域の雨水流出機構の解明が進み、降雨量から雨水流出量の予測が可能となれば、遠方からの制御はより容易になるであろう。

3.1.3.5 わが国における今後の問題点

これまでに述べてきた通り、雨水分流装置の改良による合流式下水道問題への対応は消極的な方法ではあるが実施が容易であり、かつ実質的な効果も期待できるものである。

しかしながら、この方法をより積極的に進めるためには次のような問題点を解決する必要がある。

1) 雨水吐の統廃合と集約化

欧米においては、以前には水域に直接放流されていた下水を、雨水分流装置を設置することにより雨水、汚水を分離し汚水のみを遮集するようになったという歴史的経過があり、またその基

本的な考え方がその後に新設拡張された下水道システムにも適用されてきたため幹線管渠(trunk sewer)と遮集管(interceptor)の役割が明確に区別されており、接続地点数も比較的小さい。

しかし、わが国では管渠断面の増加を極力少なくすることにより建設費の軽減をはかるとともに、狭少な道路内に設置する際の施工上の困難さを避ける目的から、雨水時下水は可能な限り近傍の放流先に直接排除する方法が広く採用されてきた。また幹線と遮集管の分担が明確でなく、遮集管渠に直接雨水分流装置を設置している例も多い。図 3.11 は某市に見られる典型的な例である。

このような場合は各雨水吐の受持つ区域が小さいため管内貯留や管内での遅滞現象が期待できず、大きな区域の場合に比べ遮集効率が低下する。また、わが国では横越流型の雨水分流装置が多いが、計画下水量が少ない場合には汚水遮集管の口径が小さくなるために閉塞しやすく、晴天時越流の大きな原因の一つとなる。

また、雨水分流地点の数が多くなり適正な維持管理や雨水分流装置の改良による汚水量の増大への対応、可動化等も困難なものにしている。

1つの雨水吐が受持つべき面積は都市の状況や放流先水域の状況によって異なるであろうが、今後下水道計画を行なうにあたっては可能な限り雨水分流地点を減ずるとともに、将来の改造や改良が容易に行なえるよう対処しておくべきであろう。

既設管渠においても、汚水量の増大等に伴う改良事業の場合は、既設雨水吐の統廃合も合せて行なうことが必要である。

2) 水理学的解明と新型装置の開発

雨天時下水の越流現象は流れが不定流であるばかりでなく、その他の因子も変化が著しいため、解明がかなり困難であった。また、数多くの雨水分流地点ごとに模型実験を行なったり、厳密な計算をすることも事実上不可能であったため、設計にはもっぱら簡易式が用いられてきた。

しかし、雨水分流地点を集約化し、数を減すことが出来れば、各地点ごとに水理学的に解明することも容易になろう。

また、雨水分流装置の改良により雨天時越流水による汚濁を軽減するため、最近では渦巻きを利用して固液分離を行なうとともに、雨水の分離を正確に行なう方法⁵⁴⁾⁵⁵⁾(図 3.12)、ジェットサイホンを用いて雨水滞留池を兼ねた雨水吐室内に滞留する固形物を出来るだけ遮集管側へ送り、越流水の水質を改善する方法⁵⁶⁾などが英米において、また管渠内の水位変化に応じて下水中に噴流させる空気量を自動的に変えることにより分水量を変化させる方法⁵⁷⁾などが米国において提案されている。

これらの装置はいずれもかなりの敷地と場合によっては水頭を必要とするものであり、わが国での適用可能箇所も限られるが、いずれにしても、わが国においてもこのような雨水分流装置の改良によって合流式下水道の問題を積極的に解決する方法の開発が必要である。

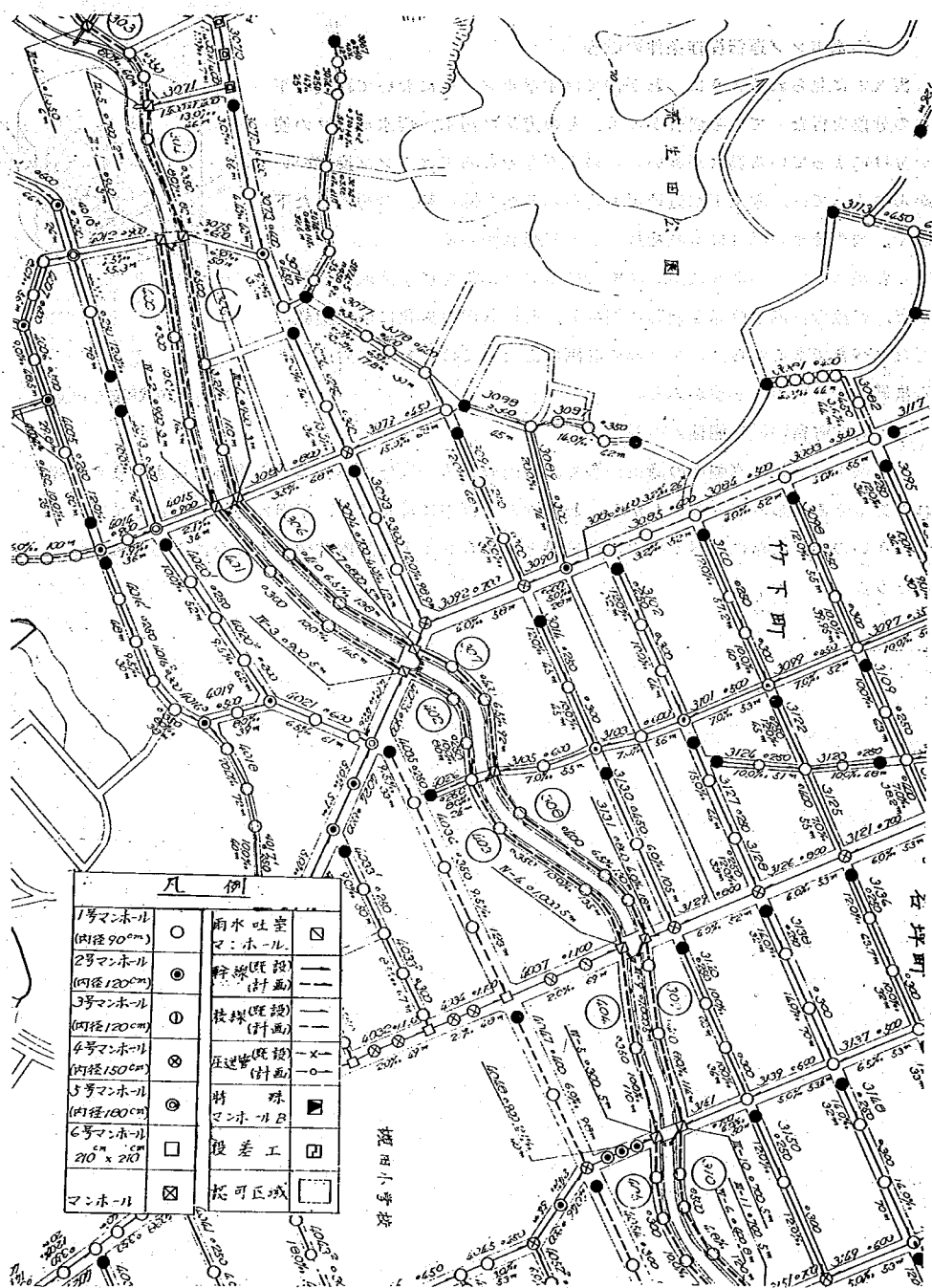


図 3.11 K市における雨水吐室の設置状況

3) 雨水ポンプ運転操作条件の改善

表 3.2 に見られるように、わが国では中継ポンプ場において雨天時下水の分離を行なっている場合が多く、その方法は汚水、雨水ポンプの使い分けによっている場合が多い。このようなところではポンプ操作のいかんによっては、本来下水処理場へ送られるべき降雨初期の汚濁した下水や、弱少降雨の場合にも直接放流される恐れがある。

したがって、このようなポンプ場ではポンプ操作を排水区域内の降雨状況、幹線管渠内水位等を適確に把握し、その状況の変化に応じ柔軟に行なうべきであるから、ポンプ場の計画にあたってはそれらに対応できる措置を講じておく必要がある。

4) 管内貯留法の可能性の検討

わが国では一般に高強度の降雨が多く、管内貯留法は操作の不備等から思わぬ浸水をまねく恐れがあると考えられてきた。しかし、わが国の大都市は沖積層の、平坦な地域に発達している場合が多いので、次章に述べる雨水貯留施設との組合せによる管内貯留法も場合によっては可能であろう。

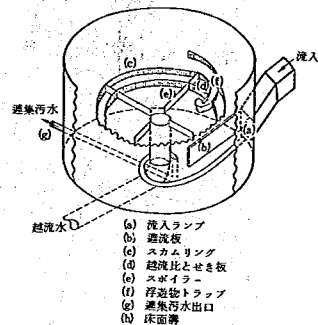


図 3.12 渦流式固液分離装置

＜第3章1節の参考文献＞

- 1) C.L. Palmer "Pollutional Effects of Storm-water Overflows from Combined Sewers" S. & I.W., Feb., 1950
- 2) C.L. Palmer "Feasibility of Combined Sewer System" J.WPCF, Feb., 1963
- 3) E. Riis-Carstensen "Improving the Efficiency of Existing Interceptors" S. & I.W., Oct., 1955
- 4) T.R. Camp "Chrolination of Mixed Sewage and Storm Water" J. ASCE, SA1, Jan., 1961
- 5) D.D. Dunbar, J.G.F. Herry "Pollution Control Measures for Stormwaters and Combined Sewer Overflows" J.WPCF, Jan., 1966
- 6) "Pollutional Effects of Storm Water and Overflows from Combined Sewer Systems, A Preliminary Appraisal" U.S.PHS, Nov., 1964
- 7) 「下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書(1)」土木研究所資料第981号, 49年10月
- 8) 「第3回日米下水処理技術委員会会議録」49年2月, 建設省都市局下水道部
- 9) R. Field, E.J. Struzeski, Jr "Management and Control of Combined Sewer Overflows" J. WPCF, Vol.44, No.7, July, 1972
- 10) R. Field "Coping with Urban Runoff in the United States" Water Research, Vol.9
- 11) 「下水処理施設設計の合理化に関する調査報告書(1)」土木研究所資料第524号, 44年3月
建設省土木研究所下水道研究室
- 12) D.V. Auld "Protecting the Potomac of Washington" J.WPCF, March, 1965
- 13) R.H. Sullivan "Problems of Combined Sewer Facilities and Overflows" J. WPCF, Jan 1969
- 14) C.F. Johnson "Nations Capital enlarges its Sewerage System" Civil Eng., June 1958
- 15) C.V. Gibbs, G.D. Farris "Seattles Storm Water Analysis Refutes a Universal Treatment Requirement" 46th Annual Conference of WPCF, Sept., 1973
- 16) R.M. Brenner "Sewers get a facelift" Water & Waste Eng., Sept., 1973
- 17) "Pressure Sewer Systems Gain New Popularity" W. & S.W., Feb., 1975
- 18) "Combined Sewer Separation Using Pressure Sewers" ASCE, EWPCA 資料 No.11020 EKO, Oct., 1969
- 19) M.B. Mc Pherson "Progress report-ASCE Combined Sewer Separation

- Project" W. & S.W Nov., 1973
- 20) ASCE Project Staff and Camp, Dresser & McKee "Report on Pressure Sewage System, Summer Street Separation Study Area, Boston, Mo" Sept., 1968
 - 21) I.G. Carcich, R.P. Farrell, & L.J. Hetling "Pressure Sewer Demonstration Project" J.WPCF, Vol. 44, No.2, Feb., 1972
 - 22) I.G. Carcich "Pressure Sewers" Combined Sewer Overflow Seminar, EPA 670/2-73-077, Nov., 1973.
 - 23) G.F. Hendricks, R.L. Sanson "Pressure Sewer Design Procedure" W. & S.W., Nov., 1973
 - 24) 星隈, 他「分流式下水道の汚水管に流入する雨水の考察について」第11回下水道研究発表会講演集, 日本下水道協会
 - 25) O.J. Schmidt "Pollution Control in Sewers" J.WPCF, Vol.44, No.7, July, 1972
 - 26) "Engineering Investigation of Sewer Overflow Problem, Roanoke, Virginia" FWQA資料, May, 1970
 - 27) 「雨水分流装置の合理的設計法に関する研究」建設省土木研究所
 - 28) "Richtlinien für Bemessung und die Gestaltung von Regenentlastvorgeräten in Mischwasserkanälen" (Draft Paper)
 - 29) 「下水道施設設計指針と解説」日本下水道協会
 - 30) R.H. Sullivan "Problems of Combined Sewer Facilities and Overflows" J.WPCF, Jan., 1969
 - 31) J.A. Lager "Controls dry up Wet Weather Pollution" Water & Waste Eng., Sept 1974
 - 32) 「公害防止計画に係るK市の下水道計画の再検討について(案)」K市内部資料
 - 33) Camp "Overflows of Sanitary Sewage from Combined Sewerage Systems" J.WPCF, Apr., 1959
 - 34) R.L. Bolter "Sewage Treatment" (P.41) Butterworths. 1971.
 - 35) "Storm Overflows and the Disposal of Storm Sewage Conclusion and Recommendations of the Technical Committee Appointed" 英国住宅地方省, Water Pollution Control, Vol.70, No.3, 1971
 - 36) 「東京市下水道改良実施調査報告書」大正13年3月, 東京市
 - 37) 広瀬孝六郎「下水道学」(P.211) 誠文堂新光社
 - 38) 杉戸清「下水道学」(P.50) 技報堂

- 39) 「下水道施設基準」日本水道協会, 1959
- 40) F. Johnson "Equipment, Methods, and Result from Washington D.C. Combined Sewer Overflow Studies" J.WPCF.
- 41) W.G. Shifrin, W.W. Horner "Effectiveness of the Interception of Sewage - Storm Water Mixtures" J.WPCF, June 1961
- 42) C.K. Chen, W.W. Saxton "Combined Wastewater Overflows" J.WPCF, March, 1973
- 43) 「東京都における雨水流出量調査報告書」昭和47年3月, 日本下水道協会
- 44) 「雨水流出に伴う河川汚濁調査報告書(荒川以東地域における)」1973年1月, 東京都下水道局, KKケー・シー・エス
- 45) 「仙台市公共下水道基本計画書」仙台市
- 46) 「下水道施設基準」日本水道協会 1959
- 47) C.V. Gibbs, S.M. Alexander & C.P. Leiser "System for Regulation of Combined Sewage flow" ASCE, SA.6, Dec. 1972
- 48) J.A. Lager "Controls dry up wet weafher pollution" Water and Waste Eng., Sept. 1974
- 49) 第4回日米下水処理技術委員会米国側資料
- 50) J.J. Anderson, R.L. Callery "Remote Control of Combined Sewer Overflows" J.WPCF, Vol.46, Nov. 1974
- 51) J.J. Anderson, R.L. Callery "How to Control Sewer Overflows" Water and Waste Eng., Sept. 1972
- 52) K.A. Pew, R.L. Callery, A. Brandstetter & J.J. Anderson "Data Acquisition and Combined Sewer Control in Cleaveland" J.WPCF, Vol.45, Nov. 1973.
- 53) G.J. Remus, A. Shannon "Detroit Spends \$239 million" Water and Waste Eng., Sept. 1973
- 54) R. Field "Design of a Combined Sewer Overflow Regrlator/Concentrator" J. WPCF, Vol.46, No.7, July. 1974
- 55) R. Field "The Dual Functioning Swirl Combined Sewer Overflow Regulator/Concentrator" Water Research Vol.9, 1975
- 56) J.Pickford and Y.R. Reddy "Stormwater Overflow Device for Pollution Reduction" J. WPCF, Vol.45, No.4 Apr. 1973
- 57) P.A. Freeman "Combined Sewer Regulation with Fluidic Regulators" J. WPCF, Vol.43, NoS, May 1971

3.2 雨天時下水の処理

3.2.1 概 説

合流式下水道からの越流水や、分流式下水道における雨水流出水は、たとえ一時的なものであるにせよ、晴天時下水に近い汚濁物質を有している以上、最終的には晴天時下水と同程度の処理が必要である。

雨天時下水の直接的な処理は、前章で述べた下水管渠システム内外において一時貯留し、これを晴天時に下水処理場において処理することに対するものであり、文字通り雨天時の下水を直接的に処理し放流するものである。

雨天時下水の直接処理が行なわれるのは次の2通りの場合が考えられる。

- 1) 放流先水域が都市域の小河川や閉鎖水域で、とくに排出水に対する規制が厳しく、かつ貯留や滞留という手段がとれず、しかも既設下水処理場に余裕のない場合。

都市域では下水道網が完備する一方、地下水の枯渇などで小河川の固有流量が少なくなっているか、場合によっては晴天時に全く見られぬ例も多い。このような小河川では雨天時下水が主要な水源となるが、これを無処理のまま放流することは都市の美観上、また水質保全上好ましくない。また、閉鎖水域においては汚濁物質の蓄積現象も考慮しなければならず、したがってあらゆる放流水に対して開放水域よりも厳しい態度でのぞまなければならない。

- 2) 既設処理場に併設して雨天時下水の処理施設が設置できるか、または改造や処理の高度化の際に雨天時下水までも受け入れが可能になる場合。

現在雨天時下水の処理法として提案されているものの多くは下水の三次処理の方法として開発されたものである。したがって、同一の施設で晴天時には下水処理水を、雨天時には雨天時下水の処理を行なうことも可能であろう。雨天時下水の直接処理は施設利用効率の面から見れば不経済なことであるから、このような複数利用は望ましいことである。

雨天時下水の直接処理は、わが国においては沈澱法を除いては全く例がなく、米国においても実際規模で行なわれている例はきわめて少なく、大部分は室内実験やパイロットスケールでの調査例である。したがって、現在のところ効果的な手法は確立していないが、こゝではそのうちでも比較的規模の大きなものを取りあげてみたいと思う。

米国において効果が実証されている雨天時下水の処理方法は大きく分けて

- 1) 物理学的方法 — スクリーニング、マイクロストレーナ、急速浮遊、浮上処理等
- 2) 生物学的方法 — 活性汚泥変法、散水浮床法、ラグーン等
- 3) 化学的方法 — 薬品凝集沈澱法、塩素滅菌法等

になるが、場合によってこれらのいくつかの組合せで処理が行なわれている例もある。

雨天時下水には発生が断続的、突発的であり、変動が大きくかつ一時的に高負荷になるという特徴があるので、雨天時下水の処理方法としては短時間で処理開始ができ、負荷の変動に対応で

ることが必要であり、また常時監視が困難である場合が多いので構造操作が単純で、自動起動や緊急停止が可能であることが望ましいといえる。このような観点からすれば生物学的な方法に比べ物理化学的な方法のほうが有利であるといえる。

3.2.2 物理学的方法

3.2.2.1 浮上処理法

浮上処理法(Dissolved Air Floatation)は水中の微細固形物を水中に分散させた微細空気粒の浮力によって浮上分離させる方法であり、鉱業で広く用いられ、下水道関係でも約20年前から汚泥の濃縮法として一部で採用されている。

雨天時下水の場合はこの方法を基本とし、スクリーニングと組合せ、主として雨天時下水中の固形汚濁物質を除去することによって処理を行なうものでありMilwaukee, Racine, San Franciscoに例がある。

1) Wisconsin州Milwaukeeの例¹⁾²⁾³⁾⁴⁾

Milwaukeeでは1967年春から調査が開始された。当初、調査の対象となったのは市の中西部のHawley通り近くにある吐口である。対象区域は約200haの面積をもち、不透透域面積42%,流出係数0.4,人口密度35人/エーカーで工場などのない地区である。ここで先ず雨天時下水の水質が調査された後、多くの種類のスクリーンを用いたもの、化学的酸化法、浮上処理法、消毒法に関して室内実験が行なわれ、その結果浮上処理法が適当であるとされ、パイロットスケールの実験が開始された。

装置は50 gpm(200 l/分)の処理能力を持ちスクリーン槽と浮上分離槽から成っている。スクリーンは両端開放型のドラムスクリーンで、原水はポンプアップされた $\frac{1}{2}$ "(12.7 mm)のバースクリーンを通してこへ入る。50メッシュのドラムは0.5~50 rpmの速度で回転しており、除去固形物はスプ

レー洗浄装置で取除き

下水本管へ戻される。

ドラムの表面積は144

ft²(13.4 m²)で浸水

部分は水位により変る

が72~90 ft²(6.7

~8.4 m²)である。

浮上分離槽は浮上し

た固形物を除去するス

キミング装置を持った

長方形のタンクで、空

気は処理水へ溶解され

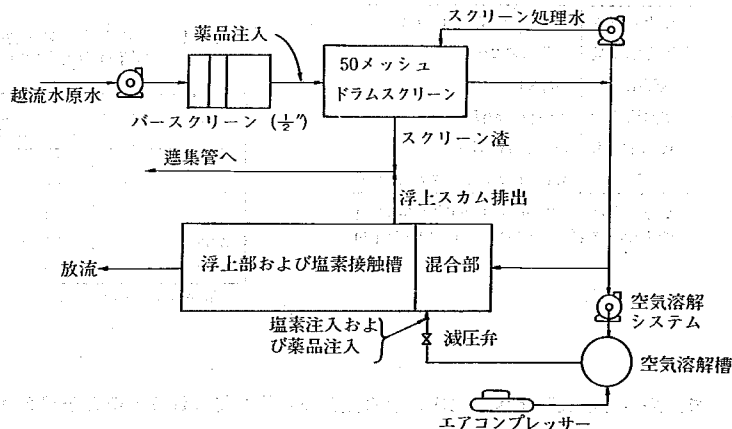


図3.13 Milwaukeeにおけるスクリーン/浮上処理フローダイヤグラム

た形で槽内に加えられ50~100 μ の大きさの気泡を形成する。装置の模式図を図3.1.3に示す。

実験に供した原水の水質は表3.9の通りであり、1969年から1970年にかけての55降雨中約20降雨に初期流出がみられた。この初期流出水を用いて表3.10の条件のもとに運転を行なったところ、次のような結果が得られている。

まず、スクリーンだけの除去率は表3.11のようになり、初期流出時期で33~39%、全体で26~34%の汚濁物質が除去された。また、全体の除去率は表3.12の通りであり、薬品注入をした場合の除去効果がとくに顕著

表3.10 Milwaukee市における浮上処理施設の最適運転条件

項目	運転条件
スクリーニング	
逆洗	生水水の0.7-1.0%
損失水頭	12in 水柱
回転速度	4.7rpm
浸水率	50-63%
浮上	
浮上スカム	生水水の0.75-1.41%
圧力水水量	生水水の20%
運転圧	50psi
水面積負荷	3.3gpm/sqft
薬注率	20mg/l FeCl ₃ 4mg/l カチオン系ポリマー

注) : in $\times$ 2.54=cm; psi $\times$ 0.0703=kg/sq cm; gpm/sqft $\times$ 0.0408=cu m/min/sq m.

表3.9 Milwaukee市Hawley通りでの合流式下水道からの越流水の水質*

項目	初期流出時**	越流時全体***
TS (mg/l)	861 $\pm$ 117	378 $\pm$ 46
TVS(mg/l)	489 $\pm$ 83	185 $\pm$ 23
SS (mg/l)	522 $\pm$ 150	166 $\pm$ 26
VSS(mg/l)	308 $\pm$ 83	90 $\pm$ 14
COD(mg/l)	581 $\pm$ 92	161 $\pm$ 19
BOD(mg/l)	186 $\pm$ 40	44 $\pm$ 10
T-K-N(mg/l)	176 $\pm$ 31	5.5 $\pm$ 0.8
pH	7.0 $\pm$ 0.1	7.2 $\pm$ 0.1
オルトリン酸(mg/l)	27 $\pm$ 10	
一般細菌数(個/ml) (individuals/ml)	142 $\times$ 10 ³ $\pm$ 108	625 $\times$ 10 ³ $\pm$ 27

* 95%非超過確率

** 12降雨

*** 44降雨

表3.11 スクリーニングのみでの汚濁物質の除去率*(%)

項目	初期流出時	越流時全体
SS	36 $\pm$ 16	27 $\pm$ 5
VSS	37 $\pm$ 18	34 $\pm$ 5
COD	39 $\pm$ 15	26 $\pm$ 5
BOD	33 $\pm$ 17	27 $\pm$ 5

* 95%非超過確率値

表3.12 スクリーン/浮上処理による汚濁物質の除去*(%)

項目	越流時全体		
	初期流出時	薬注なし	薬注あり
SS	72 $\pm$ 6	43 $\pm$ 7	71 $\pm$ 9
VSS	75 $\pm$ 6	48 $\pm$ 11	71 $\pm$ 9
COD	64 $\pm$ 6	41 $\pm$ 8	57 $\pm$ 11
BOD	55 $\pm$ 8	35 $\pm$ 8	60 $\pm$ 11
ケルダール窒素	46 $\pm$ 7	29 $\pm$ 8	24 $\pm$ 9

* 95%非超過確率値

で、恐らく晴天時下水の二次処理水並みの水質が得られるものと予想された。薬品としてはFeCl₃ 20 mg/l とカチオン系ポリマー 4 mg/l を併用した場合が最も処理効果があがった。大腸菌群数については100 ml中1000個以上であり、これは州の基準に適合する値である。

以上の結果をふまえて処理水の水质は3.13のような値になるものと推察されている。

2) Racine の例²⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾

Wisconsin州ではMilwaukee市Hawley通りでの実験結果から浮上処理法の実用化がとりあげられ、Milwaukeeの南30マイル(約50km)にあるMichigan湖に面した人口約10万人のRacine市が実施の場所として選定された。そしてEPAの援助のほか州および市の費用負担のもとに実際規模のスクリーン—浮上分離方式の処理施設が設置された。1970年7月のことである。

設置箇所は2ヶ所であるが、それぞれの構造は全く同じであり処理能力が異なるだけである。その概要は図3.14の通りである。

表3.13 Milwaukee市Hawley通りにおける平均処理水水质の予測値

項目	値 (mg/l)
SS	48
VSS	26
COD	69
BOD	20
ケルダール性窒素	4.2

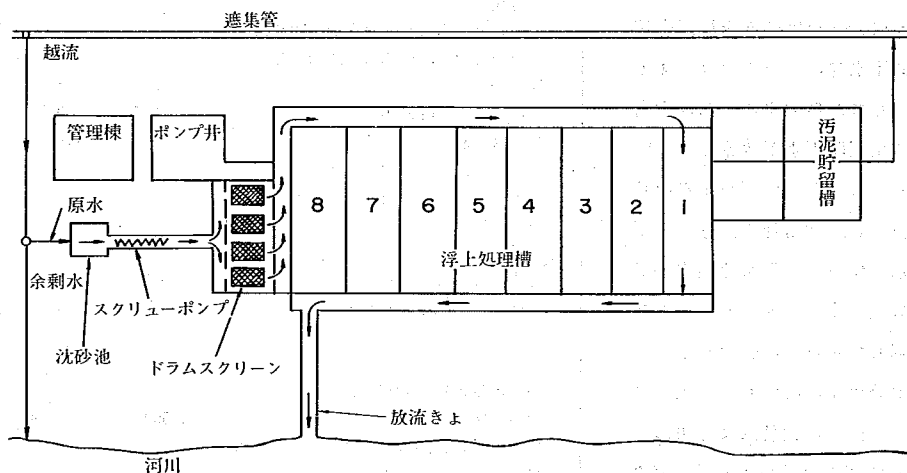


図3.14 Racineの第2地点の処理施設配置図

すなわち、水位が上昇し越流が生じると処理施設が運転を開始し、沈砂地に入った下水はスクリーンプンプで揚水され、パージアルフリュームを通りドラムスクリーンに送られる。ドラムスクリーンからの流出水は浮上分離槽に入り、ここで浮上した固形物は槽末端までかき寄せられ、汚泥溜に貯留された後下水管へ排出される。施設はすべて自動化されており、また降雨による影響を避けるため水面上数フィートのところに軽量の屋根を支持柱で保ちながらかけてある。第1地点、第2地点の設計条件はそれぞれ表3.14の通りで、推定除去率はBOD60～70%、SS70～80%である。

この施設は1973年4月から運転に入り、得られた資料にもとづき評価がなされているが、

これまで問題点として自動起動、揚水量、薬品注入装置と

降雨後の清掃が指摘されており、処理前に一貯留する設備がないことも問題であるとされている。

3) San Francisco の例⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾

Wisconsin 州の動きとは別に、San Francisco でも以前より浮上分離による雨天時下水の直接処理法が調査研究されている。San Francisco 市はほぼ全域が合流式下水道になっており、41の吐口から太平洋または湾内に雨天時下水が放流されている。しかし、雨天時下水の負荷量と二次処理水、分流式下水道における雨水流出水等が放流先水域に与える影響を計算してみると、合流式下水道の分流化は必ずしも得策ではなく、その代替的な方法によってより効果的な汚濁負荷の削減をなし得ることが明らかとなった。

その一つの方法として浮上処理法がとり上げられ、まず室内実験が、次いで生下水を稀釈したもののパイロットプラント実験が行なわれたが、その結果は表3.15および表3.16の通りであり、グリースの除去率が80%となったほか高い浮遊物除去率が得られた。このことは、これらの物質が放流先水域に最も不快な美観上の問題を与えていることから考えて、とくに雨天時下水の処理に適していることを示唆している。この実験で得られた結論を要約すると次の通りである。

① アラムによる前処理を併用した浮上処理法は生下水と合流式下水道の雨天時下水の処理が

表3.14 Wis. 州 Racine におけるスクリーン/浮上
処理施設の設計条件

項 目	第1地点	第2地点
対象区域 (エーカー)	82.5	364.2
設計降雨強度 (in./hr)	0.5	0.5
管内貯留 (gal)	—	600,000
計画処理水量 (MGD)	14.13	44.4
バースクリーン		
自動掻上式 (ポンプ井上流)	有	有
ドラムスクリーン		
並列運転、スクリーン閉塞時は浮上処理槽へ自動的にバイパス		
スクリーン数	2	4
長さ (ft)	7	10
直径 (ft)	8	8
材質 SUS, 50メッシュ0.09"ワイヤ		
スクリーン、逆洗流量(運転時)gpm	210	675
浮上処理		
運転=最大流量が各池容量の70%に達した時に次の池が運転を開始する。		
池数	3	8
表面積負荷 (gpm/ft ²)	3.5	3.5
加圧水 (gpm/池)	650	770
スカム除去—タイマー付スキマ		
スカムトラフへの運搬—スクリュウコンベア。		
薬 品		
塩素—最大濃度 mg/ℓ	20	20
FeCl ₃ —最大濃度 mg/ℓ	25	25
ポリマー		
汚泥貯留		
設計流量の1.5%を3時間貯留		
容量 (ft ³)	3,500	11,030
降雨終了後自然流下により污水管へ戻す		

表 3.1 5 最適条件で連続運転した場合の浮上処理水の平均的な水質性状、(San Francisco)

性 状	単 位	アラム注入		ポリマー注入*		実験回数 (アラム/ポリマー)
		処理水濃度	除去率 (%)	処理水濃度	除去率 (%)	
SS	mg/l	14.8	87.6	22.1	81.7	4/2
沈澱性物質	mg/l/h	0.5	95.9	0.1	100.6	4/2
浮上性物質	mg/l	0.3	55.1	2.6	39.0	4/2
油およびグリース	mg/l	8.4	58.6	15.1	27.8	4/2
COD	mg/l	120.1	72.3	100.3	51.7	4/1
BOD	mg/l	47.2	76.3	45.0	75.0	4/1
T-N	mg/l	6.0	34.4	6.2	15.3	4/1
オルトリン酸	mg/l	0.8	98.8	10.0	9.9	4/1
色相	色度	11.0	61.0	17.0	32.0	4/1
毒性	96時間生存(%)	100	—	75	—	2/1

* プリフロック C-31

表 3.1 6 連続運転した場合の浮上物質および汚泥の平均的性状、(San Francisco)

薬 品 注 入	平均性状 (mg/L)							
	浮 上 物 質				汚 泥			
	油および グリース	TSS	VSS	% 有機分	油および グリース	TSS	VSS	実験回数
無薬注	1330	3300	2950	89.5	23.7	38.0	22.5	1
アラム mg/mg TSS > 1	832	14720	9590	65.1	15.3	93.9	58.2	11
アラム mg/mg TSS < 1	205	3840	2920	75.2	38.7	214.0	147.0	4
ポリマーのみ	136	2790	2310	82.5	12.1	30.0	21.0	4

技術的に可能である。

- ② 浮上処理法は流入水の SS を 90 % 以上除去する効果を持つ。
- ③ 浮上処理法は各種因子が広範囲に変動しても安定した処理が可能である。
- ④ 流入負荷と流入 SS 濃度が広い範囲にわたって変動しても安定した除去効率を有すること、最大の除去率を保ち、除去率を維持して流入負荷の増大に対応していく運転管理の容易さの点で凝集沈澱法より有利である。

その後この浮上処理法のデモンストレーションを行なうため、雨天時下水の処理がとくに要求されている Outer Marina Beach 近くの Baker 通りにある雨水吐室附近に施設を設置し、評価を行なうことにした。設置の状況および設計条件はそれぞれ図 3.1 5、表 3.1 7 の通りである。施設内容は他都市の例とはほぼ類似しており、スクリーン、短時間の沈澱、浮上分離、塩素滅菌の組合せである。分離した汚泥は幹線管きよへ戻され下水処理場へ送られる。雨天時下水量が設計流量以上になった場合にはバイパス管が開き、直接放流されるようになっている。また、この施設はマリーナの近くに設置されたので景観の面にもとくに配慮した。

この施設と先に述べたパイロットプラントでの調査結果から浮上処理の効率に最も影響するのは水面積負荷と凝集剤注入率であることが明らかとなった。凝集剤としてはアラム単独よりもアラムとポリマーとの併用の方がより効果的であった。水面積負荷率は（当然のことながら）浮遊物負荷が低下すると効率は向上した。空気-固形物比は約 $0.02 \text{ kg 空気/kg TSS}$ 以上であればほとんど効率の向上は

表 3.17 処理施設設計条件

水理条件	
流入・バイパス・放流（5年確率）	140mgd
浮上処理施設	24mgd
汚泥ポンプ	550gpm
浮上処理施設設計条件	
表面積負荷	6,000 gpd/sp.ft.
滞留時間	25min.
循環率	100 to 20% @ 65psi
供給空気量	68 scfm @ 65psi
薬品注入量	
ソーダ灰注入容量	
50%溶液	15 to 150mg/l @ 12mgd
アラム注入容量	30 to 300mg/l @ 12mgd
ポリマー注入容量	
1%溶液	0.1 to 10mg/l @ 24mgd
次亜塩素酸ソーダ, 15%溶液	15mg/l @ 24mgd

見られず、反面この値以下になると除去率はわずかになるか零になった。

調査は1970年から71年の雨期に行なわれた後中断され、自動制御および自動採水装置の改造が行なわれた後、1972年から再び再開された。表3.18の調査結果はその一部の資料にもとづくもので、パイロットプラントおよびBaker 通りでの実験のうち表面積負荷を変数とした場合のものである。

San Francisco は市街地の勾配が急であり、管内貯留は困難である。このため、上流域での貯留池や深層トンネルと雨天時下水の処理施設を組合せた対応策を考えている。図3.16はその概念を示したものである。

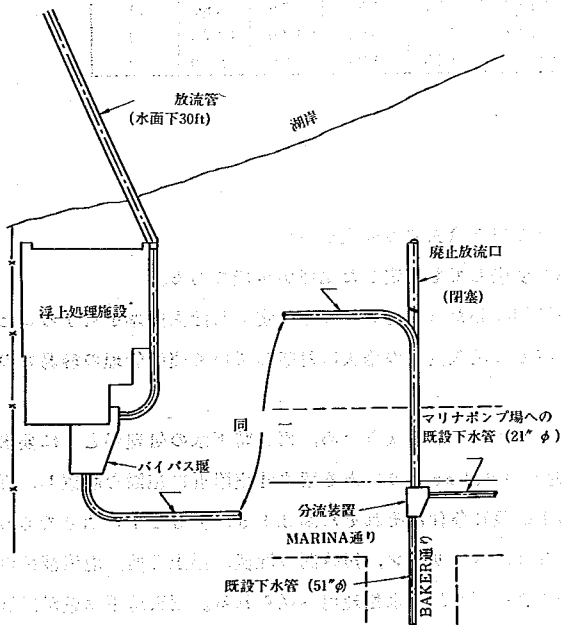


図3.15 San Francisco Baker 通りに設置した浮上分離施設および放流管配置図

これまでの調査結果から、この処理施設では浮上処理法が使用されることになる。

3.2.2.2 スクリーニング

雨天時下水の特徴の一つに粗大固形物や浮遊物質が多いことがあげられる。これらを取除けば水質汚濁を軽減できるばかりでなく、美観上も望ましく、また汚泥の堆積も避けられる。したがって、雨天時下水貯留池や浮上処理をはじめ、多くの雨天時下水対策ではスクリーンによる固形物の除去が前処理の一つとして常に組合されているが、場合によっては、このみで効果をあげようとすることもある。スクリーン、マイクロストレーナ、微細目スクリーン等を用いる方法がその例である。

前述の通り Milwaukee での浮上処理実験装置では、前段にロータリードラム式のスクリーンがもうけてあった。この装置によって初期流出時の SS, VSS, BOD, COD 等は 31～39%までが除去でき、越流時全体ではこれよりやや劣るという結果が得られた。(3.2.2.1 参照)

Oregon 州 Portland の Sullivan Gulch ポンプ場では微細なスクリーンで雨天時下水の処理を行なう実験がなされた¹⁰⁾。このスクリーンは図 3.17 のような構造を持つもので、原水は粗目スクリーンを通過した後 2,100 gpm (132 l/秒) の揚水ポンプをへてこの装置に入ってくる。流入水の約 70～90% は 1.52～4.56 m/秒 の速度で回転環状形のスクリーンを通過し、固形物を含む残りの 10～30% は水平振動スクリーンを経て固形物排出管から下水本管に戻される。環状および水平スクリーンには 2～4 個所のノズルがついており、ここから洗剤を含む 1.8 gpm/1 ノズル (5 psi) の温水 (76.5℃) で絶えず洗浄されている。なお、この実験では処理水は下水本管に戻したが、実際には滅菌後直接放流することになる。

その後実験結果から水平振動スクリーンを省略したほか、逆洗方法の改良、効率の良い洗剤の

表 3.18 San Francisco, Baker 通りの施設における汚濁物質除去効果

項 目	各水量負荷時の除去率(%)	
	1,000 gpd/sf	5,000 gpd/sf
TSS	90	15
浮遊物質	80	95
BOD	80	30
COD	80	35
オルトリン酸	100	80
T-N	30	20

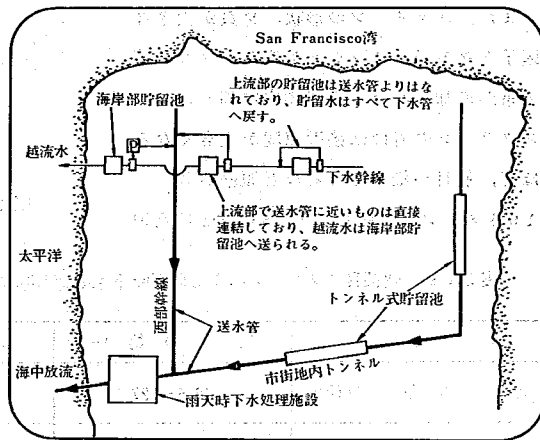


図 3.16 San Francisco で考えられている上流部の貯留池とトンネル貯留池の組合せ

使用、スクリーン材質の変更、流入速度を高める等の改良を行なった。

実験は表 3.1.9 の条件で行なわれ、最適条件が求められた。その結果は表 3.2.0 の通りであり、メッシュの大きさ、流入水量、流入速度の増減が処理効率や安定性に著しく影響し、固形物の濃度が高くなると逆洗をひん繁に行なわなければならないが、流入水量を増すと逆洗の回数を減少させることができる等のことが明らかとなった。

また、スクリーンの形状、材質が大きな因子となるが、メッシュが細くなり、流入量が増加するほど処理効率は高くなり、スクリーンの寿命は接近速度が大きくなるほど、筋目が細くなるほど短縮され、165 メッシュの篩目、1750 gpm の処理

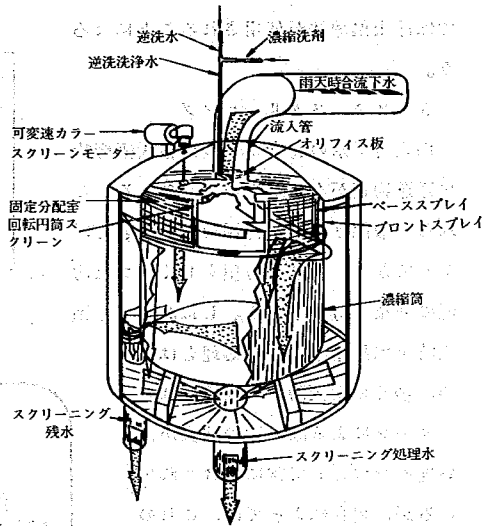


図 3.1.7 微細目スクリーンの構造

表 3.1.9 微細目スクリーンによる雨天時下水処理実験の設定条件

	実験の範囲	最適条件
流入水量 (l/秒)	46.5~127	108
水平スクリーンのメッシュ	110~175メッシュ (150~90 μ)	—
環状スクリーンのメッシュ	105~230メッシュ (160~74 μ)	165メッシュ (105 μ)
環状スクリーンの材質	ダクロンクロス、ステンレス、テンシルボルティンクロス	テンシルボルティンクロス
環状スクリーンの回転速度 (rpm)	30~60	60
環状スクリーンの面積負荷 (l/分・m ²)	204~5,850	5,000
環状スクリーンへの流入速度 (m/秒)	0.92~3.65	3.33
運転方法	断続運転	4.5分間運転、0.5分間停止 (逆洗浄)

水量のもとで500時間の寿命が得ら

れた。スクリーンの目詰りは短期的には油分、グリース等により生じ、効率を5.0%も減ずることがあるが、長期的な効率は損なわれなかった。

結論的に従来からの沈澱処理法と比べると 1) 塩素接触槽を別に必要とする、2) 負荷の変動への対応が

遅いなどの欠点があるが、面積的には1/10~1/20の広さでよいという長所があると推察された。

一方、Philadelphia ではマイクロストレーナを用いて処理する方法が実験された¹¹⁾¹²⁾。

また、Mt. Clemens で

はマイクロストレーナー
とその他の処理法を組合
せた方法が採用された⁵⁾
(3.5参照)。マイクロ
ストレーナは1945年以
来上水道や工業用水道の
汚過に広く用いられてお

表3.20 調査結果の要約

条 件	除 去 率
流入量 1700 gpm (6.4 m ³ /分)	浮遊性固形物 100%
環状スクリーン速度, 60 rpm	沈降性固形物 98%
	TSS 34%
環状スクリーン, 165メッシュ	COD 27%

り、ごく最近では下水処理水の三次処理にも採用されている。Philadelphia の場合は直径 5" (12.7 cm) 長さ 3' (1.0 m) のドラムに SUS の金網を張り付けたもので実験に用いたのは篩目 35 μ と 25 μ の金網である。運転中ドラムは直径の 1/2 まで浸っており、生下水はドラムの終りから上向流で入り細金網を通して直角方向へ流れ、金網の内側に固形物を残す。金網にスライムが発生せぬよう紫外線照射を行なった。マイクロストレーナを通った水はオゾンまたは塩素により滅菌される。

この実験装置を Delaware 川へ流下する Cobbs 運河への放流口附近に設置した。原水は越流水をポンプで揚水したものである。

実験の結果によれば SS 除去率は 38% で、比較的高圧のもとで 23 μ の金網を用いた場合には 78~98%、平均 91% の高い除去率が得られ、低圧の場合でも 82~96%、平均で 80% であった。また、VSS の除去率は SS にはば比例し平均 71% であった。35 μ の金網を用いた実験では VSS の除去率は平均で 47% であった。

しかし、BOD、COD の除去効率にはバラツキが見られ、マイクロストレーナ通過後にかえって有機物が増加する場合もあった。

大腸菌群の除去効率は全体的には塩素の方が高かった。そして短い滞留時間で高濃度の塩素に接触させると、高い殺菌効果が得られることがわかった。

3.2.2.3 急速汚過法

急速汚過法は下水の高度処理のうちで実際に採用可能な経済的手法として注目されている。もし、十分な貯留施設があれば、晴天時のみならず雨天時下水の処理にも利用できるものと考えられる。しかし、雨天時下水の処理法としての調査は、目下のところベンチスケールでの実験が行なわれているにすぎない。これまでの調査結果として Washington D.C.¹³⁾ と Cleveland¹⁴⁾ の結果などがある。

Washington D.C. の実験は生下水に乾燥した粘土を加え、人工的に雨天時下水の性状に近いものを作ったもので行なっている。この人工的な雨天時下水は SS 400 mg/l、BOD 40 mg/l のものであり、Washington D.C. で実測された結果にもとづくものである。

実験装置は図 3.18 のような内径 4' (10.2 cm) 高さ 9' (2.7 m) のガラス筒で、汚材としては

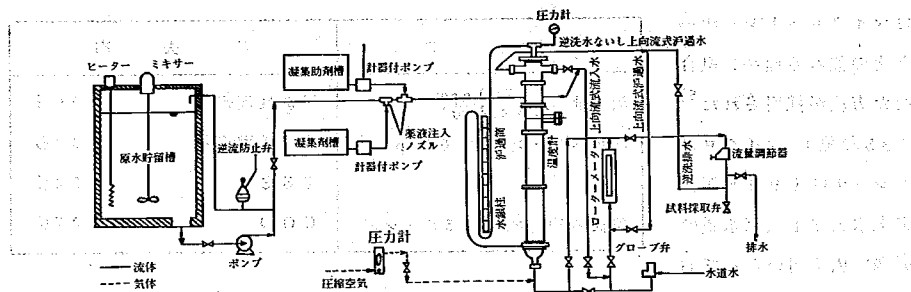


図 3.18 Washington, D.C.における急速汙過実験装置系統図

ファイバークラスによるもの、またはアンスラサイト、珪砂およびガーネットの3層汙材で、底部支持材としては砂利、粗ガーネットのものおよびガーネット床であり、最後のものは上向流式汙過池になっている。凝集剤としてはアラム150 mg/l、カチオン系高分子凝集剤4 mg/lを添加した。

実験の結果ではファイバークラスの汙材が最も効率がよく、879.1~1758 m³/日/m²の汙過速度でSS90%、BOD70%の除去率が得られ、1~3時間の汙過時間を保ち得た。三層汙過はやゝ効率が劣り汙過速度586 m³/日/m²でも同程度の除去率は得られなかった。上向流式汙過池でガーネット汙材の場合は処理水質はさらに低下していた。

三者ともSSおよび非溶解性BODの除去は顕著であったが、溶解性BODはほとんど除去できなかった。また、無機系SSより非溶解性BOD物質の方が水頭損失に大きく影響するようである。

一方、Cleavelandでの実験はパイロット規模で行なわれた。汙過筒は内径6" (15.2 cm) 高さ17 ft (6 m) のフレキシブルガラスで、汙材は予備試験の結果有効径4.0 mmのアンスラサイト5 ft (1.5 m) 有効径3.0 mmの砂(0.9 m)のものが他に比べ優れていることがわかったのをこれを使用した。実験装置はSoutherly下水処理場のスクリーン室内に設置し、雨天時下水を揚水し貯留槽にため、攪拌しながら原水として使用した。

この装置を用いて1970~1971年にかけてポリマーを用いた実験21回、無機系凝集剤とポリマーの併用に関する実験29回、無薬注汙過19回、合計69回の実験が行なわれた。実験の結果を全体的に見ると雨天時下水の水質が大巾に変動するため、除去効率が一定しないが、処理水水質は比較的一定していた。

標準的な運転条件である8 gpm/ft² (469 m³/日/m²)で30 mg/lのアラムと1.0 mg/lポリマーを併用した場合に表

表 3.21 急速汙過実験におけるアラム3.0 mg/l、ポリマー1.0 mg/l添加の場合の効果

試料数	平均流入水SS濃度 (mg/l)	平均流出水SS濃度 (mg/l)	除去率 (%)
3	442	36	92.0
2	362	48	86.7
2	100	54	46.0

3.2.1のような結果が得られた。ポ

リマー添加の効果は大きく表3.2.2

の通りであった。BOD, CODの除

去率は汙過速度と相関関係はなかつ

たが、BODとCODの減少状況はほ

ぼ等しかった。

リンの除去率はアラムの添加によ

り向上し、またポリマーを使用す

ることによって30～50%の除去率

が得られるであろうと推定された。

表3.2.3は2種類のポリマーを

用いた場合の実験結果である。

グリース(油脂類)の除去率

は流入濃度28.4～25.5 mg/l

の範囲では31.6～45.5%であ

った*。

大腸菌群の除去率は大中に変

動し、0～93.4%であり、汙過

速度やポリマー添加の影響は余

りなかった。細菌類の除去とい

う面からすれば汙過法のみでは

十分ではないと推察された。

また、処理水水質の悪化を示標とし、損失水頭を5 ft～30 ftに保った場合、汙過の継続時間は4～16時間であった。

凝集剤として石灰を使用した場合は微細フロックが処理水中に含まれ、また汙床の閉塞が生じた。塩化第二鉄を用いた場合は処理水がオレンジイエローに着色したと報告されている。

3.2.2.4 濃縮分離法²⁴⁾²⁵⁾²⁶⁾

雨天時下水中の浮遊物質を慣性力の差を利用して分離し、また粗大固形物を浮上分離させる方法として渦流式濃縮装置**が提案されている。この装置は本来越流ぜぎの改良型の一つとして、狭い空間内に越流に必要なせき長を確保し、かつ構造物の大きさを制限することにより建設費の削減をはかることを目的として開発されたものである(3.1.3参照)。

表3.2.2 ポリマーを添加した場合のSS除去効果

汙過速度 (gpm/sq ft)	平均流入水質 (mg/l)	平均流出水質 (mg/l)	除去率 (%)
ポリマーなし			
10	165	30	82
16	175	37	79
24	180	53	70
ポリマー添加			
8	400	8	98
16	200	10	95
24	250	18	93

表3.2.3 急速汙過によるリンの除去効果

汙過速度 (gpm/sq ft)	試料数	平均流入水質 (mg/l)	平均流出水質 (mg/l)	除去率 (%)
Purifloc A23(10mg/l) (1971)				
8	6	0.71	0.43	39.4
16	6	0.71	0.39	45.1
24	6	0.71	0.40	43.7
Magnifloc 560C(10mg/l) (1971)				
8	6	0.76	0.40	47.2
16	6	0.76	0.36	52.6
24	6	0.76	0.55	26.3

* グリースの分析方法に問題があると指摘している。

** この装置は渦流式濃縮装置(Swirl Concentrator)のほか、渦流式調整・濃縮装置(Swirl regulator/concentrator)や調整・分離装置(regulator/solids-separator)等と呼ばれているが、ここではその目的からこの名称を使用する。

その後、この装置が雨天時下水中の沈澱性物質の70%までを濃縮分離することができることがわかった。そして英国ではBristolで、米国ではPennsylvania州Lancasterにおいて水理模型実験と数値解析が行なわれ、さらにNew York州のSyracuseに直径3.66m(12ft)、せき高0.91m(3ft)のデモンストレーション設備が造られ調査が行なわれている。

装置は図3.12のように円形の構造物で可動部分は全くない。雨天時下水は円形の室の底部附近で半径に対して直角方向に流入し、垂直の偏流板により渦巻状の流れに変えられる。これとは別に慣性力の違いから水の表面部分が外側へ、底部の方が中央部へ向う動きが生じてくる。これは河川の湾曲部において外側の堤防が侵食され、内側に土砂が堆積するのと同じ原理である。そして、摩擦抵抗力の大小から表面流の方は流速が早くなり、底部に近い方は遅くなる。

このような動きの結果、沈澱性固形物や砂の大部分は重力によって沈澱し、慣性力によって周辺部へ向い、さらに第2の作用によって中央部に集まってくる。これは中央部附近に設けられたオリフィスを通り、遮集管をへて下水処理場へ送られる。一方、固形物が取除かれた大部分は、浮遊性粗大固形物をトラップで取除かれ、環状のせきを越えて雨天時下水の貯留池やより高度な処理を行なうための施設へ向うか、または直接放流される。

この装置の特徴は滞留時間が短いため構造物が他の場合に比べて小さくなり、したがって建設費が安く、かつ可動部分がないため維持管理が容易なこと、流量の大巾な変動に対応できることなどである。ただ、室の底面をすりばち状にし、晴天時や小降雨の場合でも自然に洗浄がなされるようにしてあるが、Syracuseでの経験では降雨後に人力で洗滌する必要があった。

Syracuseでの調査は現在でも続けられているが、中間的な報告によれば流量が0.54m³/分から13.2m³/分まで変動したにもかかわらずSSの除去効率良好であり、表3.2.4のように負

表 3.2.4 渦巻型濃縮装置におけるSS除去率

降 雨 日	渦 巻 型 濃 縮 装 置						通常の雨水吐		
	汚濁負荷量 (Kg)			降雨当り平均SS(mg/l)			汚濁負荷量 (Kg)		
	流入水	流出水	除去率% ^b	流入水	流出水	除去率% ^b	流入水	遮集管へ	除去率% ^a
02-1974	374	179	52	535	345	36	374	101	27
03-1974	69	34	51	182	141	23	69	33	48
07-1974	93	61	34	110	90	18	93	20	22
10-1974	256	134	48	230	164	29	256	49	19
14-1974	99	57	42	159	123	23	99	26	26
01-1975	103	24	77	374	167	55	103	66	64
02-1975	463	167	64	342	202	41	463	170	34
06-1975	112	62	45	342	259	24	112	31	27
12-1975	250	168	33	291	232	20	250	48	19
14-1975	83	48	42	121	81	33	83	14	17
15-1975	117	21	82	115	55	52	117	72	61

注 a) 通常の雨水吐の除去率計算に当っては、遮集管へ向う下水のSS濃度は流入水のSS濃度に等しいものとした。

b) 降雨後期になり、負の除去率を示したものは除外した。

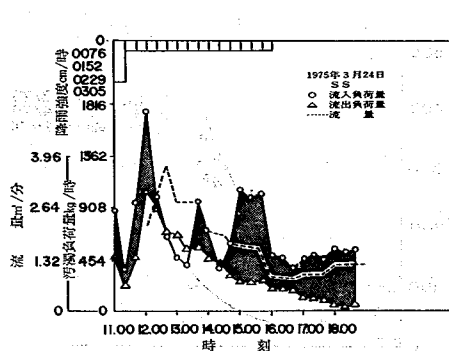


図 3.1.9 Syracuse, West Newell 通りにおける渦巻型濃縮施設の SS 除去量(1)

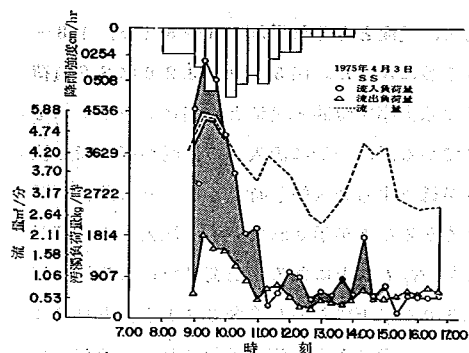


図 3.2.0 SS 除去量(2)

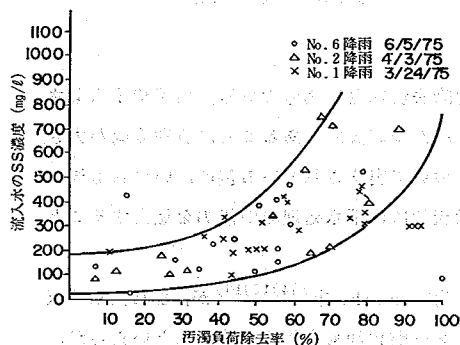


図 3.2.1 流入水の SS 濃度と汚濁負荷除去率(%)の関係

表 3.2.5 渦巻型濃縮装置における BOD 除去率

降雨日	汚濁負荷量 kg			1 降雨日平均 BOD mg/l		
	流入水	流出水	除去率 %	流入水	流出水	除去率 %
7-1974	266	48	82	314	65	79
1-1975	97	30	69	165	112	32
2-1975	175	86	51	99	70	29

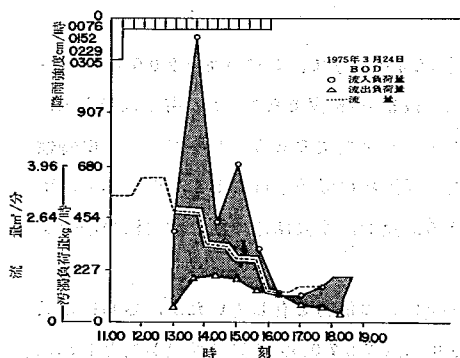


図 3.2.2 Syracuse, West Newell 通りにおける渦巻型濃縮施設の BOD 除去量(1)

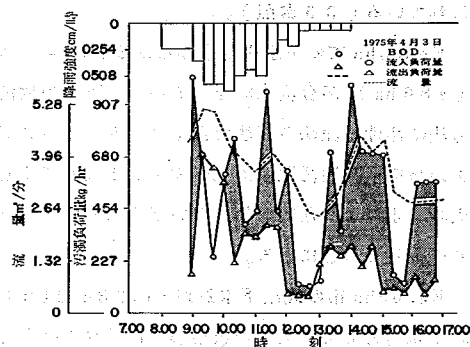


図 3.2.3 BOD 除去量(2)

荷量、濃度ともそれぞれ33~82%, 18~55%になった。図3.19, 3.20はSS負荷量の除去率を時間と流量との関係から示したものであるが、一般に流入水の濃度が高い時と流量が低下する降雨終了時近くになって除去率が高くなることが示されている。流入水の濃度が250mg/l以上になると負荷計算による除去率は50%以上になった(図3.21)。BODについても同じような傾向が示されたと報告している(表3.2, 図3.22, 図3.23, 図3.24)。

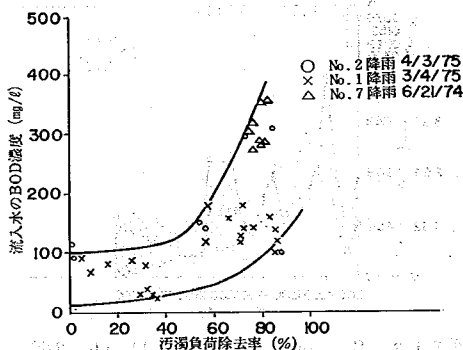


図3.24 流入水のBOD濃度と汚濁負荷除去率(%)との関係

3.2.3 生物学的処理

現在の下水道技術においては、最も効果的な有機物除去法は生物処理である。雨天時下水も水質的には生物処理が可能な性状であるが、発生が突発的かつ間欠的であること、負荷変動が大きいことなどの点で不利な面が多い。このため、米国において実施されている例は、いずれも既設の晴天時下水のための処理場を拡張した形をとり、雨天時には下水処理場の能力を拡大することによって対応しようとするものである。

これまでに活性汚泥法を用いた例としてWisconsin州Kenosha市³⁾⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾が、また散水汚泥法の例としてNew Providence市⁵⁾がある。ラグーンや酸化池も生物処理の一種といえるが、この方法は負荷の変動に耐える有利さを持っており、その性格上間欠的な負荷の発生にも対応できる。この方法についてはCleveland¹⁷⁾やBucyrus¹⁸⁾¹⁹⁾において概念設計が行なわれたが、Mt. Clemensではこの方法を中心に、他の方法との組合せによる雨天時下水の処理が行なわれている(3.5参照)。

Kenosha市の下水道排水面積は8000エーカー(3240ha)で、このうち1200エーカー(486ha)が合流式になっている。下水の放流先はMichigan湖である。この市で採用された方法は活性汚泥法の変法であるコンタクトスタビリゼーション変法である。このプロセスの特性上から標準活性汚泥法に比べ容量が少なくすむうえ、浮遊物の吸着を重視したものであり、雨天時下水のような固形物の多い下水に対して有利である。反面、水質は標準活性汚泥法の場合よりやや劣ることになる。

Kenosha市の既設下水処理場は23mgd(9445m³/日)の能力を有していたが、さらに雨天時下水用として連集管の余裕容量に見合う分として20mgd(7570m³/日)の拡張が行なわれた。処理能力がほぼ倍増したことになる。下水処理場全体の配置は図3.25の通りであり、拡張分のフローシートは図3.26のようになっている。

下水は先ず沈砂池へ入る。沈砂池は最初沈澱池を改造したもので、晴天時には砂粒を除去できるようになっている。雨天時下水用の施設は雨天時のみの間欠運転で、通常は雨天時に備えて標準活性汚泥処理施設で発生する余剰汚泥を、濃縮槽に送る前に安定化池で2～3日ずつ貯留してエアレーションを続けている。接触槽に入った下水は、この貯留してある活性汚泥と接触するが、20 mgd でも接触時間は15分保てるようにした。次いで下水は最終沈澱池へ入る。分離された活性汚泥は安定化池へ戻され、ここで接触槽へ入る前に機械ばっ気方式により1～4時間再ばっ気される。最終沈澱池は表面積負荷を1300 gpdとして設計されており、晴天時にも雨天時にも使用できるようにになっている。処理水は塩素減菌された後放流される。

この雨天時下水のための施設は1972年4月より運転を開始した。23降雨についての運転条件は表3.2.6の通りであり、その結果は表3.2.7のようになった。すなわち、加重平均除去率でみるとSS

91.5%, BOD 82.5%, TOC 79.8%でほぼ晴天時下水の二次処理水並みである。また、生下水中の溶解性BODは全体の24%程度であるが、これも68%までが除去可能であった。ただケルダール窒素や PO_4 は50%を除去することが困難であった。そして、雨天時下水全量を処理したり、さらに除去率を上げるためには一時貯留が必要であろうと推察された。

1973年からは、さらに詳細に検討するため、次のような調査が行なわれている。1) MLSSを500 mg/lや5000 mg/l ないしそれ以上とした場合、2) 接触時間を10分以下ないし30分以上とした場合、3) 再ばっ気時間を3時間以上とした場合、4) 最終沈澱池の表面積負荷を低くした場合、5) SSやリン除去のため廃酸洗いを加えた場合等。

New Jersey州New Providence市では分流式を採用しているが、浸透水のため雨天時には晴天時の10倍以上もの下水量になるという、合流式下水道の場合と全く同じ状態にあった。

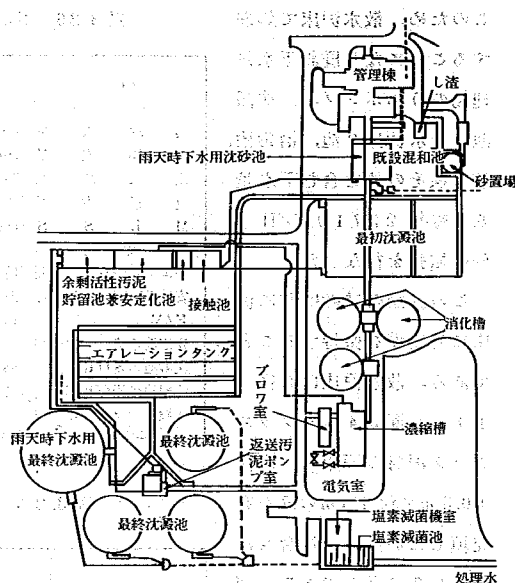


図3.2.5 Kenoshaの既設下水処理場と雨天時下水処理施設

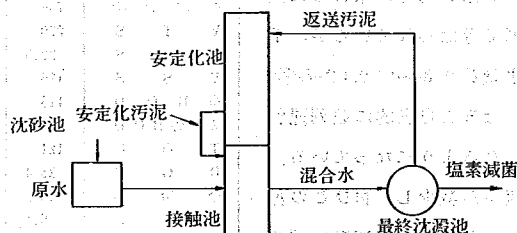


図3.2.6 Kenoshaにおけるコンタクトスタビライゼーション法のフローシート

このため、散水汙床で処理することになり既設下水処理場のうちポンプ場、沈澱池、散水汙床2池、消毒槽、管理棟その他を含む下水流量 6.0 mgd ($22,710 \text{ m}^3/\text{日}$) の拡張を行なった。

この計画の特徴は常に汙床に生物膜を保持することである。散水汙床は直径 $11 \text{ m} \times$ 深 4.4 m のプラスチック汙材の汙床と、直径 $10.8 \text{ m} \times$ 深 1.8 m の碎石を充填した汙床で、組合せは図 3.27 の通りである。運転は通常プラスチック汙材の汙床を先行汙床とした直列で行なわれているが、下水量が 2.8 mgd ($0.12 \text{ m}^3/\text{秒}$) になると自動的に並列運転になるようになっている。流量が減少し、再びこの流量になると直列運転に戻る。

1 年間にわたる 20 降雨についての運転結果によれば、流量が多くなり水量負荷がプラスチック汙材の場

表 3.26 Kenosha における生物処理の運転条件

項 目	範 囲	平 均
処 理 水 量 (mil gal)	1,789~7,558	4,007
平 均 流 量 (mgd)	13.3~19.4	16.6
流 入 時 間 (時)	2.7~11.0	5.8
返 送 汚 泥 (生下水に対する%)	10~55	37
M L S S (mg/l)	975~5,370	3,060
接 触 時 間 (分)	12.1~19.6	15.5
前エアレーション時間 (時)	1.0~7.3	2.7
安 定 化 時 間 (日)	0.5~15	4.4
F/M (lb BOD/lb MLSS)	0.64~5.3	2.7
安定池のターンオーバー	0.53~6.8	2.9
沈澱池の SOR (gal/日・ft ²)	864~1,257	1,078
沈澱池の滞留時間 (時)	1.3~1.85	1.46
沈澱池のターンオーバー	1.7~8.2	3.9

表 3.27 1972 年の処理における除去率

	算 術 平 均 値			加 重 平 均 値		
	生下水 ¹	処理水 ²	除去率 (%)	生下水 ¹	処理水 ²	除去率 (%)
全 固 形 物	706	471	33.2	704	455	35.4
V T S	270	143	47.0	27.0	140	48.0
S S	32.5	24.7	92.4	31.4	26.4	91.5
V S S	126	13.9	88.9	12.1	15.2	87.4
全 B O D	115	18.6	38.8	10.2	17.8	82.5
溶解性 B O D	27.6	8.5	69.2	24.1	7.6	68.4
T O C	121	24.0	80.1	113	22.8	79.8
D O C	25.4	16.9	33.4	21.8	15.3	29.8
全 窒 素	12.9	6.7	78.0	11.0	5.5	50.0
全 リ ン	5.1	2.7	47.0	4.8	2.4	50.0
			生 下 水	処 理 水		
総 細 菌 数 (個/ml)			34,786	2,883		
腸 内 細 菌 数 (個/ml)			2,308	374		

1. 生下水のサンプルは沈砂池の出口で採水
2. 処理水は塩素滅菌前に採水

合 40 mgd ($151,500 \text{ m}^3/\text{日}$) 以上、碎石汙材の場合 12.2 mgd ($46,000 \text{ m}^3/\text{日}$) 以上になると除去効率が低下することがわかった。しかし、この効率低下が生じても降雨後まもなく通常の処理効率に復した。

酸化池の検討が行なわれた Bucyrus 市は Erie 湖の支川である Sandusky 川上流端に位置しており。約 2340 エーカーの地域で人口 13,000 人である。

当市の調査結果では $0.05''$ 以上の降雨になれば越流が生じるが、この程度の降雨は年間約 7.3 回生じている。これにより年間 $35,000 \text{ lb}$ の BOD と $140,000 \text{ lb}$ の SS を含む雨

天時下水の水質は平均して $BOD 120 \text{ mg/l}$, $SS 470 \text{ mg/l}$,
大腸菌群数 $11,000,000/100 \text{ ml}$, ふん便性大腸菌は
 $1,600,000/100 \text{ ml}$ であった。

このため, Bucyrus が面している Sandusky 川の
BOD 濃度は晴天時が平均 6 mg/l であるものが, 越流水
排出時には平均 49 mg/l までになり, SS は晴天時 49 mg/l
であるものが越流時には 960 mg/l にまで悪化した。
Sandusky 川は下流諸都市の主要上水道源になっている
ため, このような河川への汚濁物質の排出を減少させる
ことは非常に重要な課題であった。

Busyrus で検討されたのは遮集管とラグーンを組合
せた方法であり, その構想は図 3.28 の通りである。汚
濁物質はこのラグーン内で沈澱と, 機械式散気装置によ
り好気性状態に保つことによる生物学的酸化を受ける。設
計では, 沈澱により除去される BOD は全体の 50% と
見込み, 生物学的酸化を受けた後残留する BOD は
 $100 - (1 - 100^{-kt}) 100$ となるものと推定している。
ただし, K 値はこれまでの調査結果等も勘案して一次処
理, つまり最初の 5 日間では 0.10 とし, 以降は 0.05
になるものとした。これによれば 20 日間の滞留により BOD の 95% までが除去されること
になる。

また, この方法を採用すれば晴天時には下水処理水の三次処理用として利用することもできる
としている。

Ohio 州 Cleveland では Erie 湖の一部を区切り安定化池と貯留を兼ねた構造物を築造す
ることを想定した。対象となったのは Cleveland の東側 38,800 エーカー (15,700 ha) の地
域であり, こゝには 11 の排水区があつて 6 個所の雨水吐, 5 個所の雨水路から雨水および雨天
時下水が排出されているほか Easterly 下水処理場の処理水も放流されている。

計画ではこれらの下水, ならびに処理水を湖岸に平行した遮集管で収集し, 集合地点でスクリ
ーニング, 除砂, 浮遊物質の除去と消毒を行なった後, 池へ送り込むようになっている。

池の機能の主なものはまず沈澱であり, とくに下水処理水に含まれる有機物に富んだ SS の除
去が行なわれる。次いで生物学的酸化が行なわれる。室内実験の結果では下水処理水中の最終
BOD の 70% は 15~18 日でなくなるが, BOD の 90% を除去するには約 30 日間にわたる生
物学的酸化が必要であるとされている。同じ K 値に関する実験で雨水および雨天時下水の酸化速
度はやゝ大きく, 30 日の滞留で 70~85% の除去が可能であると推定された。ただし, この

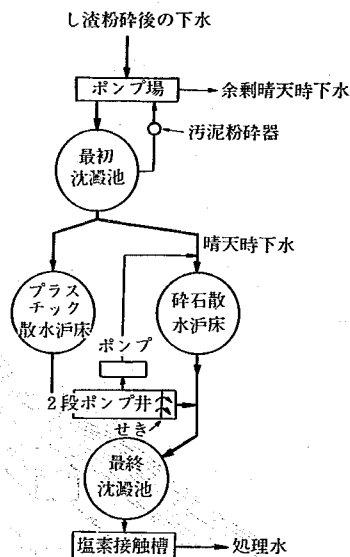


図 3.27 New Jersey 州 New Providence における散水戸床の二重利用・系統図

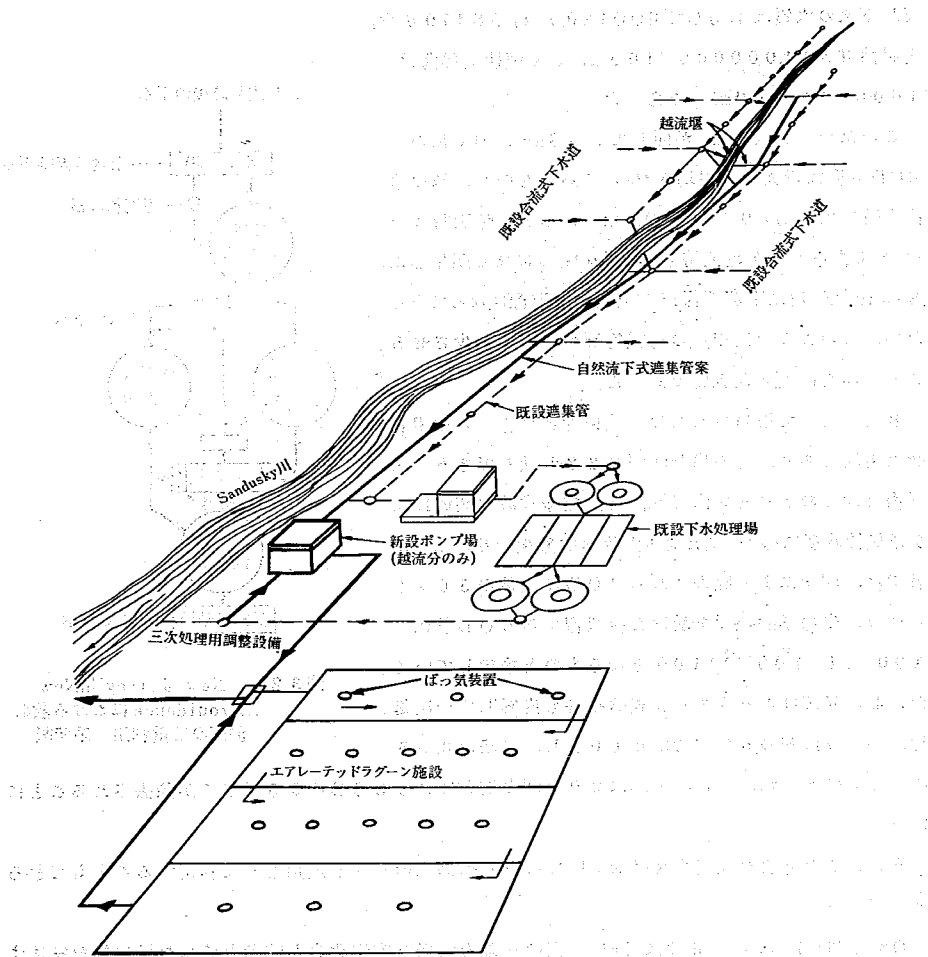


図 3.2 8 Bucyvus における酸化池構想

効果を保つためには溶存酸素を保ち、微生物と十分接触があるような処置を講じておかなければならない。

池の第3の効果は大腸菌の減少であり、滅菌前の二次処理水を30日間貯留することにより9.5%以上の細菌類を死滅できるものと推定された。

ただし、この池は水深を大きく(10.3m)とっているため酸化池としての効果は薄く、上層部分では多少の藻類の生成が期待できるが、その結果は無視し、リンは生物吸着と凝集剤添加により除去するものとした。各水質項目の推定除去率は表3.28の通りである。

池は3区画に分かれる。第1段階は混合が行われ、かつ、好気性状態に保たれており生物学

的酸化が行なわれる。第2段階は沈澱、第3段階では処理水が再び気され塩素滅菌される。第1段階の滞留日数は最終BODのかかなりの部分が除去され、栄養塩類が藻類に吸着されるに十分な長さである15～20日と考えた。第2段階の池の滞留日数は風や波が沈澱に与える影響を考慮して10～15日とした。第3段階の滞留日数は短かくてよく、せいぜい最大流量時で1～2時とした。

この前提にもとづき3年確率の降雨と下水処理水量をもとに、所要容積を求めると排水面積15,700 haに対し37,000,000 m^3 となり、表面積は平均水深を10.3 mとして364 haとなる。

3.2.4 消 毒

一時的に多量の細菌類が含まれていることも、雨天時下水の大きな特徴の一つであることは以前よりCampをはじめ多くの人達によって指摘されている²⁰⁾。また、この点に着目して、雨天時下水の塩素滅菌処理に関する室内実験がCamp, Lacava, Healy と Eckloff, McCarthy等によってなされ、いずれも晴天時下水の場合に必要な塩素要求量より少ない量で処理することができるであろうという結論を得ている。

これまで述べてきた種々の雨天時下水処理法の場合も、最終的に塩素またはオゾンにより滅菌を行なっている例が多い。

また、New Orleans²¹⁾やBoston⁵⁾²²⁾のように放流先水域での水利用が盛んなところでは、雨水や雨天時下水の滅菌を特に重視して処理を行なっている例もある。

BostonのCottage Farmに造られた雨天時下水処理施設は貯留と塩素滅菌処理を行なうものであり、その概要は図3.2.3のようになっている。すなわち3.1 m×8.2 m×3.2.0 mの池が6池並設しており、全体で4900 m^3 の貯留能力を有している。このほか1.0.7 mの揚程を持つディーゼル＝電動ポンプ、塩素滅菌施設、放流きよなどが備わっている。

この施設は233 mgd (881,900 m^3 /日)まで受け入れ可能であり、最大流量時でも10分の接触時間が保てるようになっている。この水量は年当り22回処理を行なう程度のものであり、うち80%は接触時間が30分を越え、また、全降雨のうち15%は全量を貯留できるものと推定されている。

各池は降雨終了後個々に排水される。下流側の遮集管容量が十分にあるので、この施設はおよそ0.22" (5.6 mm)以上の降雨にならないと作動しない。次亜塩素酸ソーダ溶液の注入はポンプ吐出量と残留塩素濃度と運動して自動的に行なわれる。

また、粗目スクリーンは目巾89 mm、細目は13 mmになっているが、これにより下水量1000 m^3 当り0.001 m^3 および0.02 m^3 のし渣が取除かれた。このスクリーンはポンプ井水位によって作動し、

表 3.2.8 ミラグーンと酸化池による
推定汚濁物質除去率

項 目	推定平均除去率(%)
BOD ₅	70
SS	72
TS	62
COD	62
T-P	50
T-N	50

し塩は直接遮集きょに戻されている。
る。

運転開始後の成績では大腸菌は常に減少しており、通常は100%除去されていた。沈澱性固形物は平均85%、浮遊物質は平均40%の除去率であった。流入水に対する塩素要求量は1.3 ppm~4.5 ppmの範囲であった。BODについては、多分水量変動を考慮しなかったためと考えているが、余り効果がなかったと報告している。

Louisiana州New Orleans市の雨天時下水はPontchartrain湖やMaurepas湖に放流されているが、これはいずれもMexico湾に接続しており、レクレ

ーションとくに釣り、養魚、水泳、水上スキー等に年間を通じて利用されている。ところが、強い降雨の後は湖岸附近が著しく大腸菌が増加し、そのためしばしば使用が禁止されるようになった。たとえば1967年には使用可能日の64.7%が、また1968年には17.3%が閉鎖されている。ただ晴天が続くと大腸菌は急速に減少し、基準に適合する状態に戻った。

New Orleans市は平坦な地域で14のポンプ場で排水をしている。ポンプ場の下流側は開きょになっている。このため、市は排水面積では全体の4%であるが、人口的には40%を占めているPoutchavtrain湖側の518km²の部分について重点的に改善を行なうこととし、この排水区の7個所のポンプ場のうち4個所について放流きょを改造して滅菌池を造り、塩素(1個所)または次亜塩素酸ソーダ(3個所)による滅菌を行なっている。

水量水質が著しく変動するという困難さがある点は他の処理法も同じであるが、滅菌については対象物の温度によって効果が異なるため*、比較的水温が一定である晴天時下水を対象とした既存の塩素滅菌処理技術を適用するには十分な検討が必要である。

また塩素の使用は保安上の問題が残るので、これに代るオゾン等による滅菌法を開発しなければならないであろう。

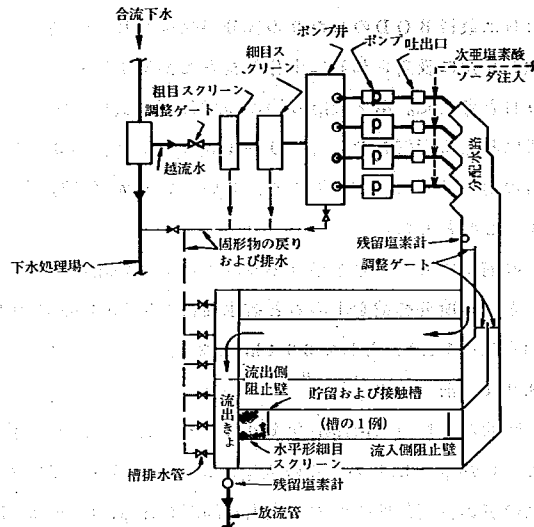


図3.29 BostonのCottage Farmにある雨天時下水処理施設の系統図

* Benarde他はPH、大腸菌群数、次亜塩素酸ソーダ注入量が同じとした場合、5℃の下水では99%滅菌するには30℃の場合の5倍の接触時間が必要であるとしている²³⁾。

3.2.5 雨天時下水処理水の再利用

雨水を貯留し、かんがい用水等に利用することは古くから行なわれてきた。合流式下水道からの越流水は水質的に悪く、断続的に発生するものであり、直接の再利用は困難であるが、処理をし、貯留を行なっておけばレクリエーション用水や地下水の涵養のための水源として利用することができよう。これに関してはMt. Clemens⁵⁾やWashington D. C.²³⁾での計画例がある。いずれの場合もこれまでに述べてきた雨天時下水の処理法の幾つかを組合せ、かなり高度に処理したうえで再利用をはかっている。

Michigan州Mt. Clemensでは86 ha からの合流式下水道越流水を3池のラグーンを直列に組合せて処理してきた。最初の池は貯留とエアレーテッドラグーン、真中の池は酸化池、第3の池もエアレーテッドラグーンの機能を有している。ラグーンの深さは平均2.4～3.1 mで2.8 m³/秒までの量がこの池へ入ってくる。次いで1定量(0.044 m³/秒)ポンプ揚水され、マイクロストレーナを通して第2池へ入り、しかる後自然流下で第3のラグーンへ入る。

ラグーンの滞留日数はそれぞれ4日、8日、7日間で、処理水は加圧式急速濾過、塩素滅菌をへてClinton湖へ放流されている。また晴天の期間は後の2池の池の水は濾過を通して戻され、レクリエーション用水として利用されている。

このラグーンは形状にとらわれず、遊歩道、ベンチ、ピクニック地域などを持つ9.7 ha の公園と一体になった形で造られている。第1の池は水位が変動するので一般大衆の目から隠されているが、第2、第3の池はボート、カヌー、釣りのために開放されている。

1972年の8月から12月までの28降雨の運転実績では、BOD、SSの平均除去率は90%以上で、処理水濃度は平均してそれぞれ5.2 mg/l、14.5 mg/lであった。また、処理水に含まれている藻類その他の微細有機物が水質に最も影響していた。このため、2段加圧砂濾過とマイクロストレーナを設置したが、砂濾過が効果的であった。

運転上の問題としては冬期に飛沫がモーターに付着して氷結すること、ラグーン内に汚泥が堆積することがあげられている。

以上のような経験とレクリエーション用水を確保するため、市域に発生する

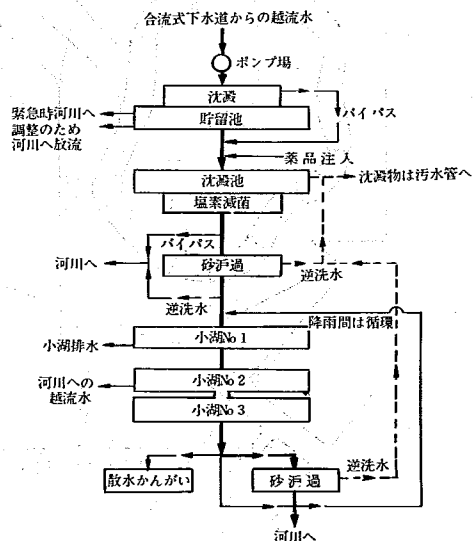


図3.30 Michigan州Mt. Clemensの雨天時下水処理施設のフローチャート

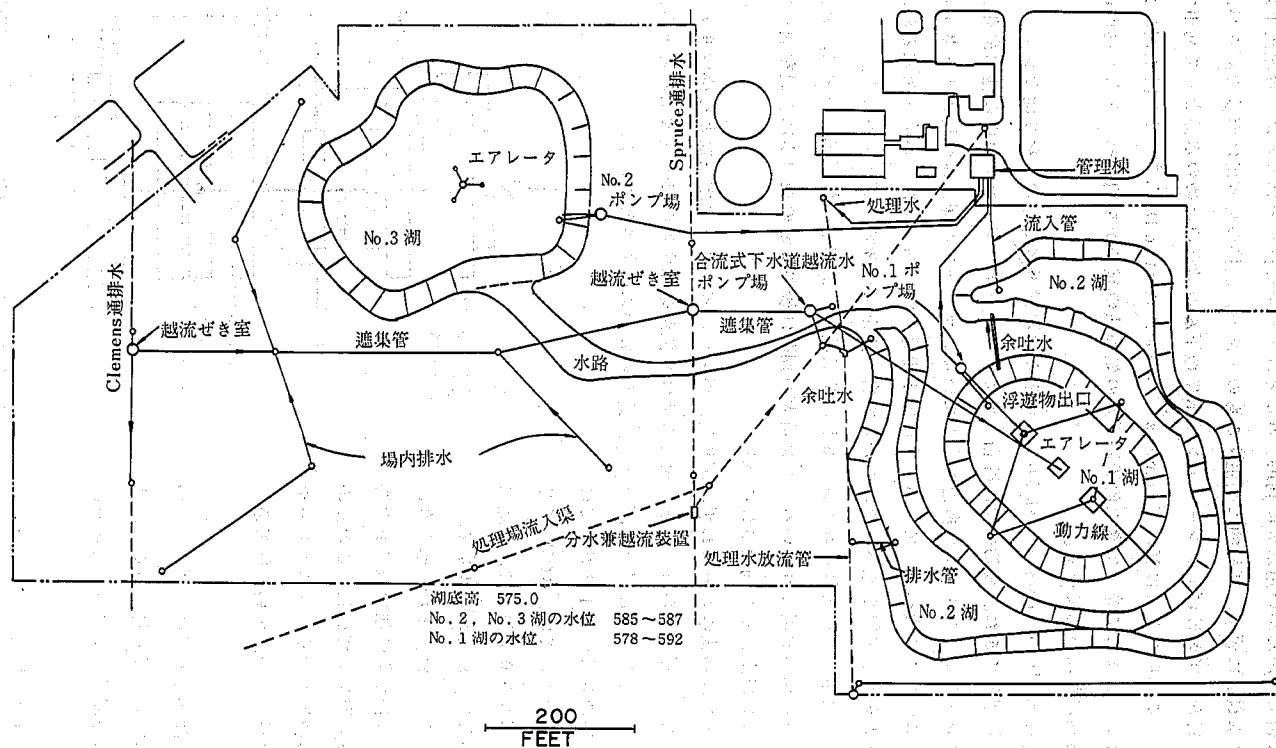


図 3.3 1 Mt. Clemens の現有雨天時下水処理施設平面図

雨天時下水の $\frac{1}{5}$ までを採取し施設に拡張すべく図 3.3.0, 3.3.1 のような計画がたてられた。これによれば、越流した雨天時下水は先ず貯留池へ揚水される。この池は貯留のほか流量調整と一部処理の機能も有している。次いで下水は新しい沈澱池へ揚水され、二層汜過を通して既設のラグーンに入る。このラグーンは第 1 池が機械式ばっ気、第 3 池は散気管式ばっ気法を採用することになっている。湖は石積で区画され、小市の斜面をつけて美観を保つようになっている。また、湖の周辺には高層住宅を配している。

一方、Washington D.C. では合流式下水道の雨天時下水水質をはじめとして数多くの調査が行なわれてきたが、これらを基にして Potomac 川沿いに雨天時下水の処理水を利用したレクリエーション施設を造る計画をたてた。

この地域は Washington D.C. の東部で下町にあたるが、人口急増に対処するうえからも再開発の必要性があるとされていた。計画はこの地点に放流されている合流式下水道からの越流水や雨水流出水を遮集し、水再生施設で処理した後、Kingman 湖へ放流し水浴、水泳、ボート、釣り等の用に供しようとするものである。

計画の概要は図 3.3.2 の通りであり雨天時下水は沈砂池、貯留池、薬品凝集沈澱池、急速砂汜過装置、活性炭吸着装置を通った後、塩素とよう素により細菌とウイルスの除去が行なわれる。

処理水の大部分（約 15～17 万 m^3 /日）は水浴用湖へ揚水され、湖の水浴部分へ可能な限り

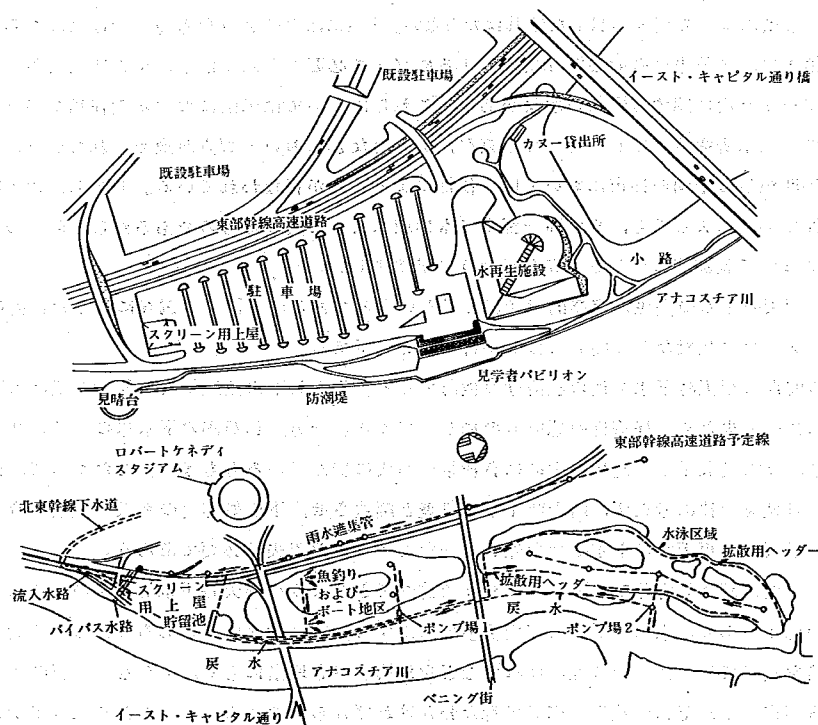


図 3.3.2 キングマン湖開発計画（水再生および貯留施設）

分散するように放流される。少量(0~1.9万 g /日)は塩素接触槽から脱塩素塔に入り、ここで粒状活性炭により残留塩素を取除いた後魚釣りおよびボート用湖に放流されるという計画である。

処理水の水質はこれまでの基準値や

表 3.2.9 レクリエーション用湖流入水に対する勧告水質基準

California 州 San-
tee 湖における下水
処理水のレクリエ-
ションへの再利用の経
験などから、表 3.2.9
のように定めている。
3.2.6 今後に残
された問題

項 目	水 泳 用 湖			魚 釣 り 用 湖		
	最 小	平 均	最 大	最 小	平 均	最 大
pH	7.5	—	8.0	6.0	—	9.0
BOD (mg/ℓ)	—	5	10	—	5	10
浮遊物質(mg/ℓ)	—	15	50	—	25	50
総リン酸(mg/ℓ)	—	0.05	1	—	0.05	1
遊離塩素(mg/ℓ)	0.5	1.0	5.0	(脚注参照)		
遊離亜素(mg/ℓ)	0.5	1.0	5.0			
大腸菌 (1/100mℓ)	—	—	200			

本章では雨天時下
水の直接的な処理方

注) 水生生物の増殖を図るためには魚釣り用湖への流入水は事実上、化合物、遊離体にかかわらず、塩素や亜素は含まれねばべきであるが、公衆衛生を守るためには流入水は消毒すべきである。

法として提案されているいくつかの方法とその実施例、構想例を述べた。しかし、雨天時下水を直接処理している例はごく限られており、またわが国では実施例が皆無に近い状態であるから今後さらに多くの事項について調査検討しなければならない。それには次の諸点を考慮しなければならない。

先ず第1は、各種方法の効果を評価検討するに当って必要とされる因子、例えば雨天時下水の水量、水質や降雨に関する資料の収集がある。これらについては米国における調査結果があり、わが国でも土木研究所をはじめとして東京都、大阪府などにおいて調査が進められており、さらに51年度からは全国の都市において同一仕様による調査が行なわれている。しかし、雨天時下水の特性は都市によっても、また同一都市でも地域によって異なるものであるから、個々の計画の場所において長期間にわたる調査を行なうのが望ましい。

また、雨天時下水の発生は突発的で予測しがたいものであるから、この調査に適した自動採水器やモニタリング装置などの開発も合せて行なう必要がある。

第2の問題は雨天時下水処理の経済性の検討である。雨天時下水処理施設の使用頻度は晴天時の場合に比べて少なく、経済性の悪いものになってくる。一方、わが国の下水道の普及は20%にすぎず、また既設下水処理場の中には負荷量の増大に悩んでいるものも多い。したがって、雨天時下水の処理を単独に考えず、晴天時下水の処理と関連させ、下水処理場の新設や拡張に合せて対処し、晴天時・雨天時の下水処理を兼ねる施設とする等の工夫が必要であろう。

第3の問題は調査研究体制である。これまで述べてきたように雨天時下水処理法の多くは既存の技術の応用であり、原理が明確で室内実験で追求する分野は少ない。むしろ今後は実物大での調査実験を通じて適用性、耐久性、経済性などを解明すべき段階にある。しかも、雨天時下水の特性上各都市がそれぞれの状況に応じて行なわなければならないであろう。このためには米国における場合のように国の積極的な援助と各都市での調査研究体制の確立をはかる必要がある。

＜第3章2節の参考文献＞

- 1) D.G. Mason "The Use of Screen/Dissolved-Air Flootation for Treating Combined Sewer Overflows" Seminar on the Storm and Combined Sewer Pollution Problems Nov., 1969, FWPCA 資料
- 2) D.G. Mason "Treatment of Combined Sewer Overflows" J.WPCF Vol.44, No. 12, Dec., 1972
- 3) Rex Chainbelt, Inc., "Three Solutions to Problem of Combined Sewer Overflow" W.&S.W, March, 1972
- 4) M.K. Gupta, R.W. Agnew "Two Wisconsin Cities Treat Combined Sewer Overflows" W.&S.W., Aug., 1973
- 5) J.A. Lager "Storm Water Treatment : four case histories" Civil Eng - ASCE, Dec., 1974
- 6) J.A. Lager "Controls Dry up Wet Weather Pollution" Water & Waste Eng., Sept., 1974
- 7) D.W. Eckhoff, A.O. Friedland & H.F. Ludwig "Characterization and Control of Combined Sewer Overflows, San Francisco" Water Research, Vol. 3, 1969
- 8) R.L. Levy, R.L. White, & T.G. Shea "Treatment of Combined and Raw Sewages with the Dissolved Air Flootation Process" Water Research, Vol. 6, 1972
- 9) R.L. Whiter, T.G. Cole "Dissolved Air Flootation for Combined Sewer Overflows" Public Works, Feb., 1973
- 10) D.M. Marske "High-Rate, Fine-Mesh Screening of Combined Wastewater Overflows" J.WPCF Aug, 1970
- 11) E.W.J. Diaper, G.E. Glover "Microstraining of Combined Sewer Overflows" J.WPCF, Oct., 1971
- 12) G.E. Glover, et al "Microstraining and Disinfection of Combined Sewer Overflows" June, 1970, FWQA 資料
- 13) J.A. Lee, C.S. Shih, & J.A. Defilippi "Filtering Combined Sewer Overflows" J.WPCF, July, 1972
- 14) The Dow Chemical Co "Chemical Treatment of Combined Sewer Overflows" EPA資料, No. 11023, FDB
- 15) O.F. Nelson, R. Agnew "Quick Treatment of Combined Sewer Overflow

Shows Promise" Water & Waste Eng., Aug., 1973

- 16) R.W. Agnew et al "A Biological Adsorption System for the Treatment of Combined Sewer Overflows" The 46th Annual Conference of the WPCF, Sept., 1973
- 17) G.D. Simpson, L.W. Cortis "Treatment of Combined Sewer Overflows and Surface Waters at Cleveland, Ohio" JWPCF, Feb., 1969
- 18) R.F. Noland, D.A. Decarlo "Stream Pollution and Abatement from Combined Sewers Bucyrus, Ohio" FWQA資料
- 19) R.F. Noland, A.R. Posthuma "Stream Pollution and Abatement from Combined Sewer Overflows" The 46th Annual Conference of the WPCF, Sept., 1973
- 20) T.R. Camp "Chlorination of Mixed Sewage and Storm Water" ASCE, SAI, Jan., 1961
- 21) E.H. Pavia, C.J. Powell "Stormwater Disinfection at New Orleans" J.WPCF, Apr., 1969
- 22) K.P. Denenis "Detention and Chlorination Station Solves Combined Sewer Overflow Problem Economically" Public Works, Vol. 102, Nov., 1971
- 23) 斎藤沢「雨天時下水処理水の積極的利用——キングマン湖計画の概念的技術報告書——」下水道協会誌 Vol. 11, No. 117, 1974年2月
- 24) R. Field "Design of a Combined Sewer Overflow Regulator/Concentrator" J. FWQA, July 1974
- 25) R. Field "A Swirl Device for Regulating and Concentrating Combined Sewer Overflows" News of Environmental Research in Cincinnati, Oct. 25, 1974
- 26) R. Field, P.E. Moffa, D.A. MacArthur "Treatability Determinations for a Prototype Swirl Combined Sewer Overflow Regulator/Solid-Separator" Unpublished Paper.

第4章 雨天時下水貯留池の検討

4.1 概説

下水管渠の途中に滞水池を設けて、この地点以下の流出量を軽減することは、ドイツでは20世紀の始めから研究され、諸都市で実施して工費を節約しており¹⁾、連邦政府もこのための指針を定めている²⁾。英国では雨天時下水は晴天時の3倍量までを高級処理し、3倍から6倍量までのものを沈澱処理し、6倍量以上のものについては直接放流することが一般的で、このため下水処理場内に雨水沈澱池が設けてある場合が多い。

欧州では降雨量が比較的少なく、しかも降雨頻度が高いために1回当りの降雨量は少ない。このため基本的には雨天時下水による水質汚濁問題はそれほど重視されていないが、米国では管渠の容量不足もあって大きな問題としてあげられている。米国ではすでに1910年にOhio州Columbusに雨水貯留池が設置されており³⁾、ゲートの自動操作化など若干の改良は行なわれたが現在でも正常に稼動している。その後、1965年からの合流式下水道改良計画に対するEPAのデモンストレーション資金援助計画のもとに、全米各地に種々の型式の貯留池が設置された⁴⁾⁵⁾⁶⁾。カナダでもToronto市には2つの雨水貯留システムが存在している⁷⁾。

わが国では戦前名古屋市が築造した熱田、堀留両処理場には、雨天時下水を一時貯留した後処理系統へ戻す施設があるが、現在は使用していない。また、わが国では大都市郊外に建設された新市街地に、下流側へ多量の雨水を排除することを避けるため、雨水滞水池を設けることが一般的に行なわれており、このための指針も定められている⁹⁾。

このように工費の軽減をはかるため、雨水を下水管渠システム内に一時滞留させたり、システム外に一時貯留する方法は目新しいものではないが、雨天時下水対策としても現時点で最も実施可能な方法の一つと考えられ、かつ雨天時下水を直接処理する場合でもその前段階に不可欠な操作があるので、ここではこれまで提案、ないし実施されてきた種々の方法を整理し、水質汚濁防止効果の観点から評価を行なってみたい。

4.2 雨天時下水貯留の目的と効果¹⁰⁾

第2章において述べた通り、雨天時の下水は晴天時の場合に比べいくつかの異なる特性を有しているから、これを処理するためにはあらかじめ何らかの対応をしておく必要がある。この場合、雨天時下水を一時的に貯留することは次のような効果が期待できる。

1) 流量の平均化と調整

雨天時下水は瞬間的に流量が変動するとともに、その量が晴天時の数10倍にも及ぶことがある。この特性は定常的な流れを前提とする下水処理プロセスにはなじみぬため、流量変化を平均化するとともに、一時貯留しピーク流量を低減することは雨天時下水の処理を行なうための必須の要件である。また、流量を平均化することにより雨水吐からの越流現象を皆無にすることは不

可能としても、越流頻度や越流量の大幅な減少をはかることにより局部的な改築のみで稀釈倍率の引き上げと同じ効果が期待されるほか、下水処理場への過負荷が防がれ、浸水等の危険性がなくなると同時に、活性汚泥の流失など下水処理プロセスへの障害もある程度まで防がれる。

雨天時下水の貯留は下流側の必要管渠容量を減少させるためにも用いられるが、とくに汚水量の増大や上流区域の開発により管渠容量の不足に悩んでいる都市では効果がある。最近ではドイツの例に見られるようなシステム内への貯留のみならず、下水管渠へ流入する前での雨水の貯留についても種々提案されている。これは雨水流出量を減ずることにより下水管渠容量を小さくしたり、下流側での浸水や滞水を防ぐためのものであるが、合流式下水道においては雨水吐からの越流頻度や越流量の低減にも効果がある¹¹⁾。

2) 水質の均等化、過負荷防止

雨天時下水はまた水質も大きく変化する。その範囲は晴天時の場合とはほぼ同じであるが変化が瞬間的であることが特徴であり、下水処理場側へ一時的な過負荷をもたらし、処理水質の悪化をまねくほか、処理施設の機能を低下させる恐れがある。

雨天時下水を貯留することにより水質は均等化され、これらの障害が取り除かれ処理がさらに容易になる。

3) 沈・澱・効果

雨天時下水中の汚濁物質は、主として管渠内に堆積している物質と地表面を雨水が流出する際に洗掘、洗滌された物質であり、比較的沈・澱性の良いものが多い。したがって、雨天時下水を貯留している間にある程度の沈・澱除去効果が期待できる。また、このような施設は晴天時には使用されぬので、晴天時下水の沈・澱池として用いることにより既存の処理施設の改善や処理程度の向上にも利用することができる。英国 Rotherham の Aldwarke 処理場では雨水沈・澱池を晴天時には1池のみを空にし、残り2池は三次処理施設として併用し効果をあげている¹²⁾。

ただし、単に滞留のみを目的とした施設では沈・澱物の堆積が逆の効果をまねくことになるので注意が必要である。

4) 滅菌などの予備処理の可能性

雨天時下水には粗大固形物や汚物が多く、また大腸菌なども一時的に多量に含まれるため直接放流することには問題がある。しかし、これを一時貯留し流量変動を少なくするとともに、十分な接触時間を保つことによりスクリーン処理や塩素とその他による滅菌操作が可能となり、雨天時下水による水質汚濁問題を軽減することができる。

また、この方法は図 3.1 にあげた他の種々の方法に比べ

- ① 構造が簡単で、かつ操作が容易である。
- ② 既存の下水処理技術が応用でき、自動制御も可能である。
- ③ 貯留池の場合は下水管渠システムの局部的な改良のみで効果が得られる。
- ④ 段階的施工が可能であるため管渠の普及に合せた容量にすることができ経済性が得られる。

⑥ 既存の下水処理施設と組合せることにより経済的に雨天時下水を処理することができる。

4.3 貯留方法¹⁰⁾

4.3 貯留方法¹⁰⁾

1) 遮集方法による区分

① 下水管渠システム内貯留方法

雨水滯水池は主に欧州において雨天時下水を一時的に滞留させ、下流側の管渠容量を減ずることにより経済性をはかる目的で古くから採用されてきたものである。1例を図4.1に示す。これは下水管内に同一管底高を有し、下水管渠の一部を大きくした形の滯水池をもうけたもので、下流側にせきを設け晴天時下水はせきの下側にある開口部から流下している。雨天時には許容流量だけがこの開口部から流れ、残りは池内に停滞する。雨天時下水

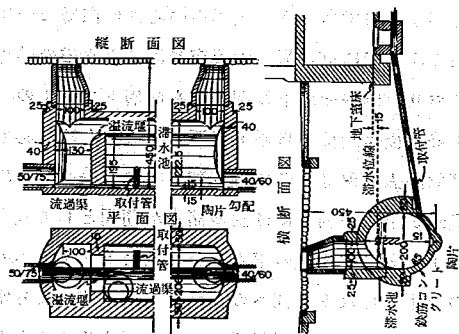


図 4.1 雨水滞水池の例(西独, Bonn 市)¹⁵⁾

が増大し、池の容量以上になるとせきを越えて下流側へ流下するようになっている。

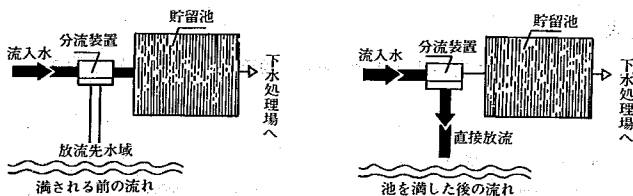


図 4.2 管渠システム内貯留池概念図

図 4.2 はこれをやゝ改良し

たものの概念図であり、滞水池が満水した後は上流側に設けたせきから直接放流される。

第3章で述べた Seattle や
Mineapolis St. Paul に

おける管内貯留方式はこの滞

水部分の機能を管渠システム全体に分担させたものであるが、せきを貯留部分の下流側に設置し、危険な状態になった場合はせきを開放して直接放流してしまう点が異なる。

この方法の利点は構造が簡単で平面形状にとらわれず、自然流下による排水が可能であるため動力を要しない、また操作に人手を要しないので費用が安くつくことである。晴天時の流量調節

や下水処理場の過負荷防止のためにも容易に兼用できる。

しかし、貯留効果が他の方法に比べて劣ること、流出口やせきの部分に水頭の損失が生じ、流量が大きい場合には上流側で浸水を生じる危険性がある。また、下水の滞留のため汚泥の堆積が生じるので維持管理の面で難点がある。わが国のように道路下に埋設物が多いところでは設置箇所は限られよう。

深層トンネル方式はChicagoの例が有名であるが、これは合流式下水道からの越流水によるミンガン湖の水質汚濁と管渠容量不足により生ずる浸水を解消するため、地下約100mの岩盤層にバイパスと貯留を兼ねた深層トンネルを掘るとともに、この岩盤を建設資材として切り出した跡の空洞を貯留池に利用し、この組合せきによって雨天時下水の貯留を行なうものである。

Chicagoではデモンストレーションの意味をあって一部事業が実施されている。Bostonでも同じような計画が立てられたが¹³⁾実施するまでには至っていない。

この方式は、貯留方式の最大の問題となっている用地の取得の必要性がないため、わが国でも有利な方法であろう。大都市中心部の深層での工事が伴なうため、技術上の問題もあるが、わが国ではすでに東京都、大阪市や流域下水道の幹線部分で深層トンネルに近い形ものが施工されており、国鉄や地下鉄関係でも深層トンネルの例は多いので実施は可能と考えられる。反面、降雨終了後深層部から雨天時下水を汲み上げる必要があるため動力費が高くなり、深い位置での堆積物除去、保守等の維持管理作業は地表面での場合に比べはるかに困難となろう。このほか、Chicagoの場合には次の諸点が問題として残されていると報告されている¹⁴⁾。

- 1) 既設下水道の雨水吐から深層トンネルへの接続部分となるドロップシャフトにおける下水の落下に伴う底部への衝撃および乱流による空気の混入に伴う見掛上の容積増。
- 2) 晴天時の地下浸透による地下水位の低下と、雨天時下水の漏出による地下水汚染。
- 3) 貯留期間の下水の腐敗と有害ガスの発生

このほか、この方式で効果をあげるためには多額の費用と時間を要するので計画時点での慎重な検討が必要である。

② 管渠システム内貯留—沈澱方式

欧州型の雨水滞留池の場合を除き、①での式では池が満水した後は、雨天時下水は直接放流先水域に排出されるのに対し、

この方式は貯留部分での沈澱効果を期待し、ある程度の処理を行なったうえで放流しようとするものである。

この方式は①の場合のほか、に、直接放流される雨天時下水の水質がさらに改善さ

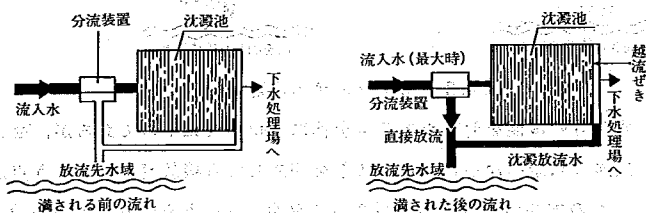


図 4.3 管渠システム内貯留—沈澱池概念図

れるが、反面、2ヶ所の越流個所があるため水頭損失が大きくなり、整流部分など余分の構造物が必要となる。また、沈澱効果をあげるため平面形状が長方形や正方形に限られる等の欠点がある。図4.3はこの方式の概念図でありOhio州Columbusの雨水貯留池がこの形式をとっている。

③ 管渠システム外貯留方式

この方法は下水管渠系統とは別に貯留池をもうけ、雨天時には一定量までを下水処理場へ送り、残りは自然流下ないしはポンプによりこまへ送り込み、降雨終了後ふたたび自然流下またはポンプでこの水を系側へ戻すものである。池が満水した後は分流装置を開放し直接放流する。この概念図を図4.4に示す。

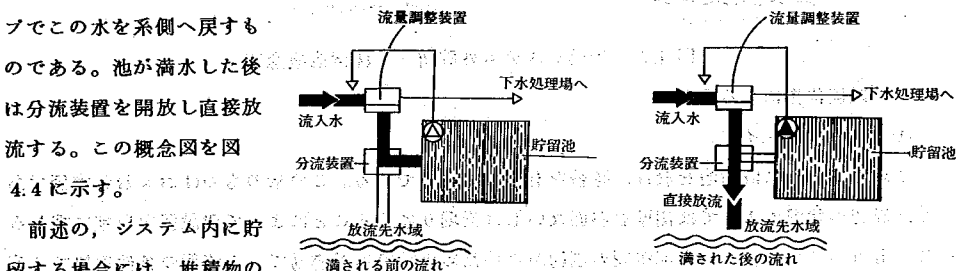


図4.4 管渠システム外貯留池概念図

前述の、システム内に貯留する場合とは、堆積物の排除のために水路底面を同一にしているが、この方法では堆積物は別の方法で除去するものとしているため水深を大きくとることができ、したがって貯留容量を大きくすることができる。また貯留効果が確実であり、集水部分での勾配損失がないことや使用頻度が少ないため維持管理が容易であるなどの利点を有している。

ポンプで送水する場合は貯留池を管路系統から多少はなれた場所に設置することも可能であり、米国においては湖沼、河川等に特殊な材料で出来た袋を沈めたり、貯留槽をもうけ、こまへ雨天時下水を貯留する方法も提案されている¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾。

また、ポンプで系側に戻水する場合は、下流側の流量変動を少なくする操作が可能となるため、戻水による下水処理場での過負荷や活性汚泥の流出などの障害が防げる。

この方法の欠点としては

- 。システム内貯留に比べ配管が多くなり、操作が複雑となる。
- 。多くの場合ポンプ排水が必要となり、設備費、動力費が高くなるほか、ポンプの操作のため作業員の配置が必要となる。
- 。池内に堆積した固形物を処分しなければならない。大きな池では池内洗滌用水の貯留が必要である。

ことがあげられる。池の使用頻度が少ないことは、費用効果の面から見れば不経済である。

④ 管渠システム外貯留 — 沈澱方式

②の場合と同じく、貯留池での沈澱効果を期待し、池が満水した後は下流側のせきを通じて放流水域へ排除するものである。したがって、③にあげたことのほか、さらに良質の放流水が期待できる利点がある。概念図を図4.5に示す。

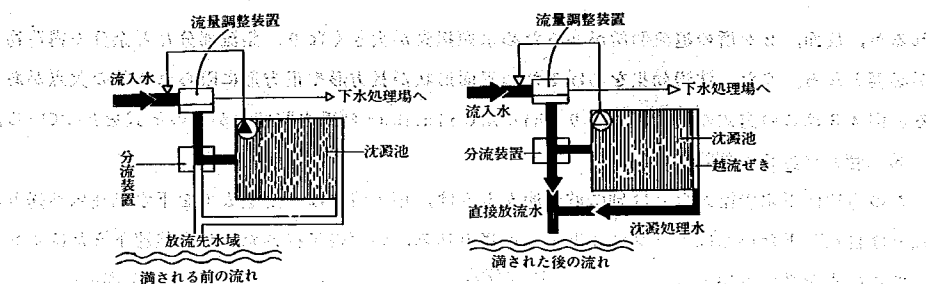


図 4.5 管渠システム外貯留 — 沈澱池概念図

2) 設置位置による分類

① オープンタイプ

これは地表面に貯留池を設け、覆蓋を有しないものである。この形のものはおむね安価であり、周辺の状況によっては側壁を斜面ないしは素掘りにすることによって建設費を極端に押えることも可能である。また上部空間の制約がないため維持管理が容易で、下流側の条件次第では流入流出とも自然流下で行なえる。

ただし、景観を保持することが困難なのが欠点であり、臭気の発散などの問題も生じやすい。また、晴天時下水の処理施設と兼用する場合以外は、常時空にしておく必要があるため地下水位が高い場所では浮力に対応できる施設にしておかなければならない。

② クローズドタイプ

地中に設置した滞水池、貯留池や管内貯留方式、あるいは覆蓋した貯留池などがこれである。特殊な例として水中に貯留槽を設ける場合もある。オープンタイプの場合とは逆に臭気対策が容易であり美観の点からも望ましい。地上面の空間は駐車場、運動場、広場などの公共空地として利用できるが、地上と同一面上にあることが望ましい公園、庭園などへの使用は限られる。都市内では必然的にこの形式になるが費用はオープンタイプの場合に比べかなり高価になる。

3) 貯留対象からの区分

ここで取扱っている貯留池は合流式下水道問題の解決のための代替案として設置するものであり、当然貯留する対象も合流式下水道の晴天時下水である。

しかし、一方では解決の一つの手段として、合流式下水道へ流入する前に雨水流出水を貯留、滞留ないしは地下へ浸透させ、雨天時下水の流量を減ずることにより、実質的に雨水吐からの越流量や越流頻度を減少させようという考えもあり、現に米国などでは一部の地域で具体化している。

この方法は、本来局地的なはんらん防止や雨水流出水の再利用、地下水かん養、雨水流出水の汚染の防止など多くの目的を持ったものであるが、不浸透面を多く有する密集した市街地や新たに開発される市街地などでは、合流式下水道問題の効果的な解決策ともなろう。

雨水は湖沼、池、水路などの公共施設か、あるいは屋上、広場、駐車場、運動場・レクリエーシ

ン用地など不透面を持った平面を利用して一時的に貯留するか、または浸透池や浸透性舗装などを通じて地下へ浸透させる。

この方法の詳細や具体例については別に報告書¹¹⁾が出されているので概略するにとどめる。

5) 設置個所による区分

① 集中方式

排水区域内の1個所ないしは数個所に設置するものであり、具体的には下水処理場や中継ポンプ場に併設する形をとることになる。

この方式であれば貯留池関係の運転操作や維持管理を下水処理場やポンプ場の作業員で兼ねることができ、保守点検も容易である。下水処理場内に併備した場合には晴天時下水の一時貯留や三次処理のための施設としても兼用することができ、またポンプ場と併備の場合も含め揚水、排水のためのポンプが既設、ないしは晴天時用のものが利用できるなど維持管理の面ではかなり有利である。

ただし、この方法では既設雨水吐の廃止や幹線管渠の容量増など管渠系統の改良が必要であり、また下水処理場、ポンプ場あるいはそれらの周辺という限られた場所に新たな用地の確保が必要となってくるなど建設面ではかなり高価となり、また事業効果を発揮するまでには時間がかかるという難点がある。

② 分散方式

これは排水区域内に貯留池を分散して設置するものであり、米国ではこのような施設を衛星 (Satellite) と称しているところもある。具体的には中継ポンプ場や雨水吐附近に設置することになるが、わが国のように吐口が多数存在する場合には若干の雨水吐の統廃合が必要であろう。

この方式は①とは逆に、用地取得が可能な任意の個所に設置することができ、管渠系統の改良も局部的にすむ。また、とくに問題の多い個所などから段階的に整備することができるので早期に効果をあげることができる利点がある。反面、貯留池が多数にわたれば維持管理費、とくに人件費が多くなり経済的ではない。

4.4 雨天時下水貯留池の実施例

4.4.1 わが国における実施例

1) 堀留下水処理場の貯留槽

名古屋市堀留処理場は中区、東区、千種区、昭和区など市街地中心部1,428haの汚水を処理している。この処理場は1,298haの処理区を対象として昭和5年に建設され、昭和45年から48年にかけて改造および拡張されている。

本処理場はエアレーションタンクの周辺地下部分に、日平均処理水量の約1時間分の貯留池を有し、晴天時には昼間の高濃度下水が多量に流入する時刻にその一部を貯留しておき、夜間の流

入下水量が減少し、濃度も低下したときに汲み揚げて処理する方法を採用した。

そして、降雨時には汚染度の高い初期雨水流出水を収容し、適当な時期に汲み揚げエアレーションタンクに入れ処理することにした。その後の経験では越流開始後およそ30～40分間で貯留池が満水した。処理場断面を図4.6に示す。

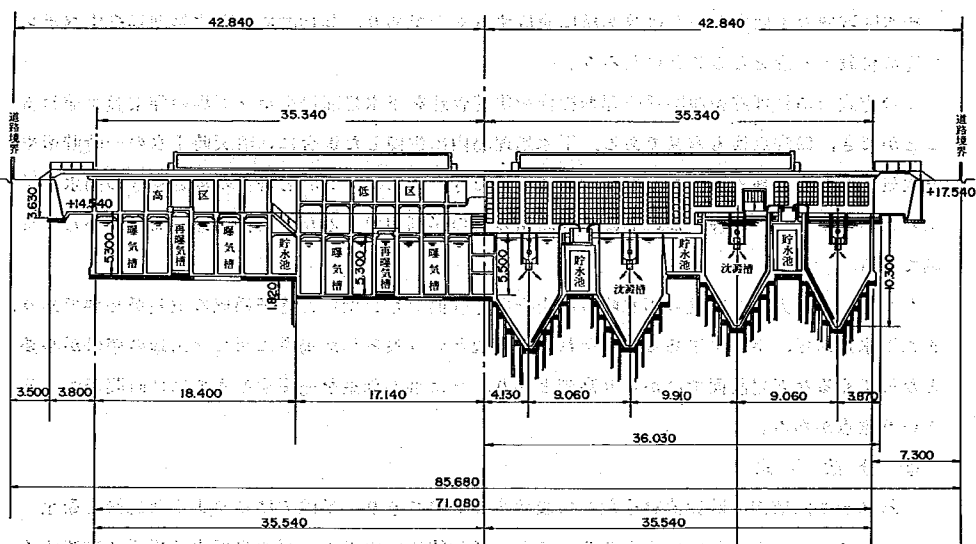


図4.6 名古屋堀留処理場断面図

貯留池を設置した理由は

- ① 降雨初期の流出下水は相当汚染されているので、その初期の分を貯留してこれを別に後から処理した方が良いと考えたこと。
- ② 堀留処理場には、敷地の関係上最初沈澱池を設置する余裕がなかったのでこれで間に合せようとしたこと。

であった。しかし、この施設では長く貯留しておくとも夏季は腐敗し、また余分な動力を要すること、貯留池が地下にあり、かつ複雑な構造をしているため掃除が非常に面倒であることなどの欠点が指摘された。

同様な機能を持った施設は熱田処理場にも設けられたが、これらはわが国最初で、かつ戦前の数少ない実例であり、維持管理の面などから今日では全く使用されていない。しかし、わが国の下水道創設期に雨天時下水に対してどのような考え方を持っていたかを知るうえで貴重なものである。

- ② 中之島抽水場雨水沈澱池

大阪市は、市中心部の中之島地区45.5haを受け持つ中之島抽水場改造工事に合せて雨水沈

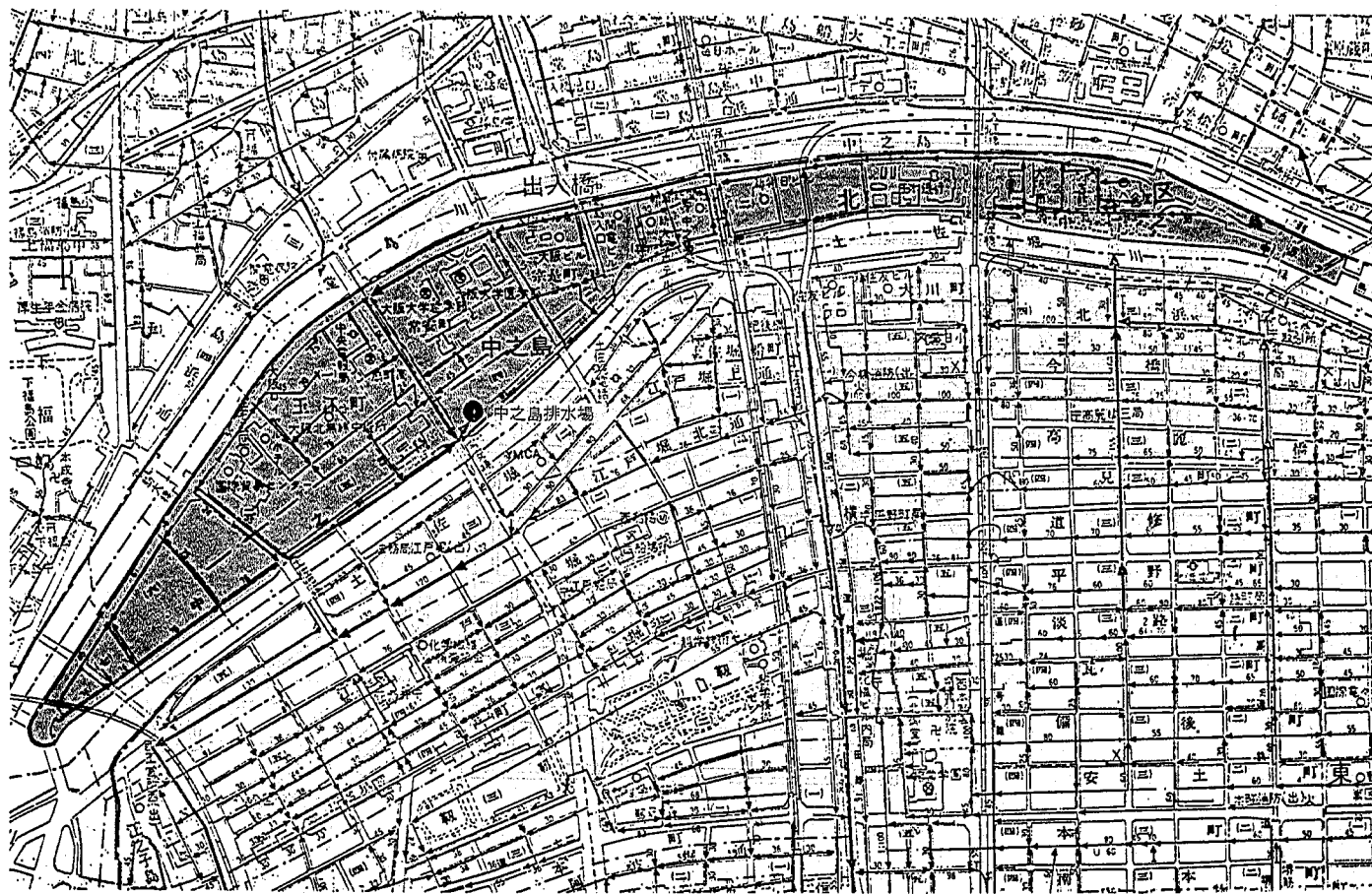


图 4.7 大阪市中之島排水区图

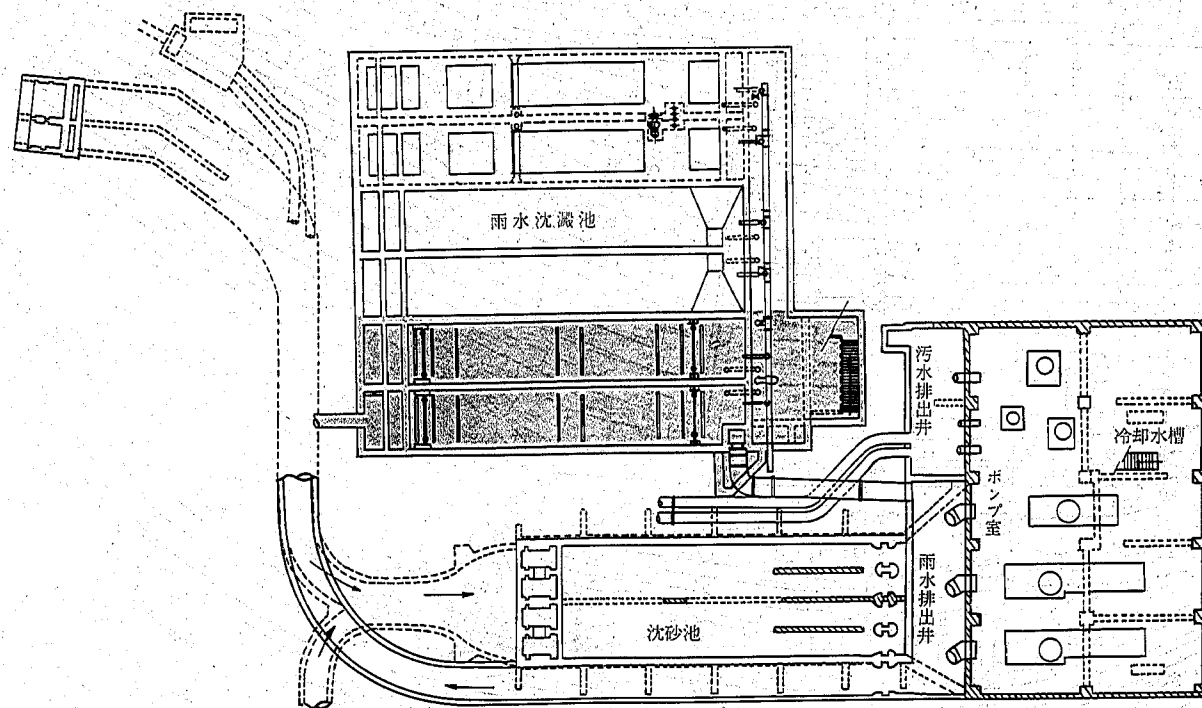


図 4.8 中之島抽水所雨水沈澱池平面図（黒印は既成部分）

沈澱池を設置し、降雨初期の雨天時下水を貯留・沈澱処理することとし、昭和49年度にその1/2の施設を完成した。

この地域は明治27年より開始された市中央部下水道改良事業により下水道の整備がなされ、昭和16年より処理も行なわれるようになった。現在、雨水は土佐堀川へ、汚水は津守処理場へ送水されている。地域内は市を代表する業務街になっており不透水域面積が全体の86%にも達している。地域を図4.7に示す。

雨水沈澱池は中之島抽水場に併設され、鉄筋コンクリート造りである。1池当たり巾3.5m、長さ20.15m、有効水深4.50～5.00mで矩形であり、6池設置することになっている。沈澱池の有効水面積は423m²、有効容量は2000m³であり、最低必要滞留時間を30分とすると20mm/hrの降雨まで処理が可能である。また10mm/hrの降雨を1時間分貯留することができる。池の概要を図4.8に示す。

池の操作は図4.9に示す通りであり、通常は晴天時日平均量に相当する能力を持つ汚水送水ポンプで揚水し、降雨時のこれで揚水しきれぬ分は雨水ポンプで雨水沈澱池へ送る。また、豪雨時は雨水沈澱池へ送らず直接放流するものとしている。沈澱した污泥は分離貯留した後車で搬出することになっている。

この施設の容量は抽水場の敷地の大きさから決められたものであり、理論的な検討結果にもとづくものではない。このため大阪市は施設の処理効果を51年度より現地調査する予定である。

3) 大阪市天王寺 — 弁天幹線

大阪市東部の上町台地東側より平野川に至る地域は明治44年より下水道事業が行なわれ、戦時に一時中断されたが戦後は継続して事業が続けられてきた。これにより昭和38年には全

域の下水道が整備されるに至った。しかし、この地域の幹線は旧猫間川に布設されていたため管底が浅く、かつこの地域の都市化が進行したことに伴ない雨水流出量が増大したため、降雨時はたびたび浸水をおこした。市はこれを解決するため、平野川へ放流する雨水を収容し、かつ猫間川幹線の能力不足を補う天王寺 — 弁天幹線を布設し、この地域の雨水を直接大川(淀川)に放流することにした。工事概要は図4.10に示した内容が次の通りである。

幹線	φ6000mm	3080m
	φ5500mm	1390m

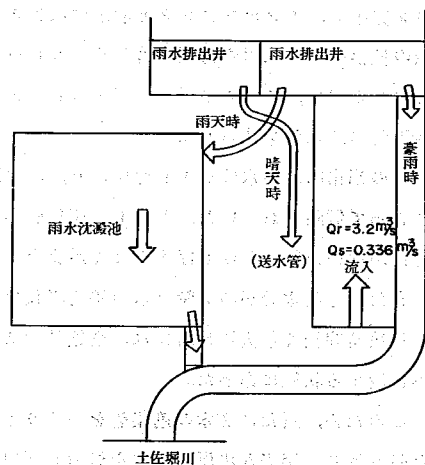


図4.9 大阪市中之島抽水場
雨水沈澱池フローシート

幹線 $\phi 5000$ 延長 890 m

$\phi 3000$ 延長 1220 m

計 延長 6580 m

準幹線 $\phi 2600$ 延長 7100 m

延長 1200 m

合 計 13680 m

弁天抽水所 $\phi 2100$ 5台 (雨水用)

$\phi 600$ 2台 (貯留水送水用)

この幹線は管渠容量が大きく貯留効果もあるため、市は雨天時下水の貯留にも使用可能であると考えている。これは深層トンネルによる貯留の一例となるものである。

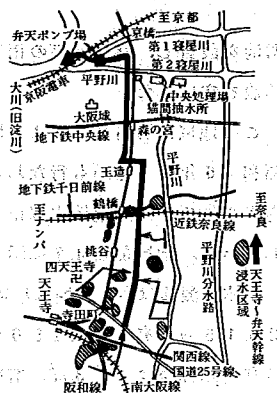


図 4.10 大阪市天王寺

弁天幹線平面図

4.4.2 米国における実施例

(1) Ohio 州 Columbus³⁾

この都市の最も古い下水道に関する記録は1853年である。1908年には下水道の改良工事を完了し、インホフタンクと散水汙床方式で処理が開始された。しかし、その後の人口増と市域の拡張のため河川の汚濁が著しくなりDO不足、固形物の堆積、油分の蓄積、底泥の分解によるガスの発生、スカムの浮上などが目立つようになったが、その原因の一つとして雨水吐からの晴天時越流水があげられた。

この都市には雨水吐が19箇所あり、降雨時は遮集管への流量は遮集管の容量と接続管の口径によって制限されていた。しかし、遮集管への接続管が容易に詰まる型式のものであったため、降雨が続いた後はしばしばその多くが完全に閉塞し、清掃が行なわれるまでの間越流が続いた。

また、遮集本管が晴天時下水の平均流量をかなり上回る容量しか持っていなかったため、1日数時間続く最大流量時には、全延長のある部分では下水のすべてを遮集し切れず、残りが川へ越流する状態にあった。

このため、新たに2本の遮集管をつくり下水の晴天時越流を防ぐとともに、雨水吐の数を可能な限り減じ、適当な場所に雨水を処理し河川へ放流する施設を設けた。また、新しい遮集管に取付かぬ位置にある排水分区は一部分流式に改造し、既設管は雨水管に転用した。遮集管の容量は年間越流回数を4回ないし8回におさえることから決められた。このとき、雨天時下水の処理施設として設けられたものが図4.11～図4.14に示すような雨天時下水貯留・沈澱施設であり主な機能は次の通りである。

- (1) 比重の大きい固形物を取除くため余剰雨天時下水を沈澱処理する。
- (2) 見苦しい状態を生ずるような粗大固形物を取除く。
- (3) 降雨が終了し遮集管の流量が平均晴天時下水量の2倍以下になった時点で貯留した下水を遮集管へ戻す。

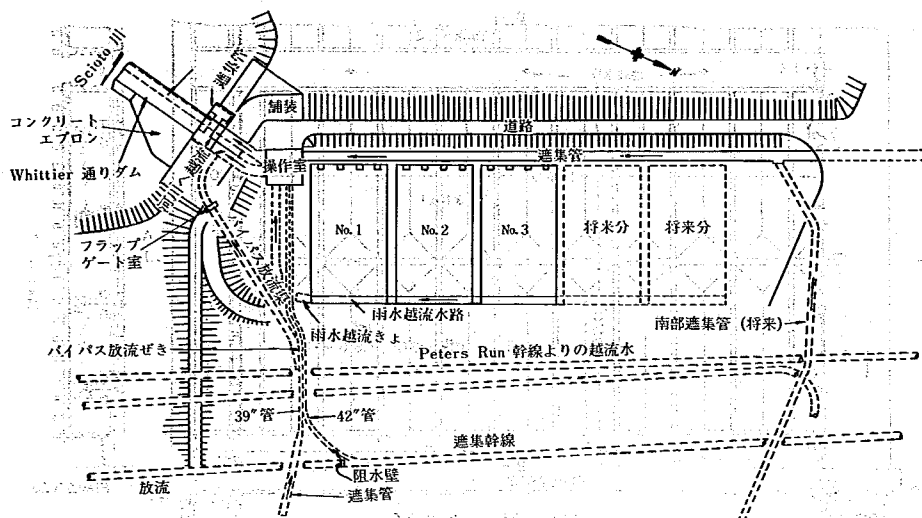


図 4.1.1 Columbus, Ohio の Whittier 通りにある雨天時下水貯留池平面図

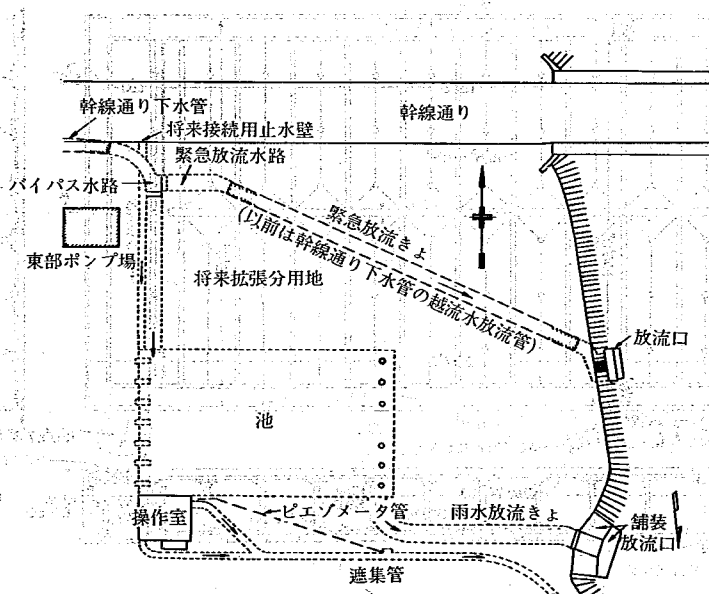


図 4.1.2 Ohio 州 Columbus の Scioto 川 雨天時下水貯留池平面図

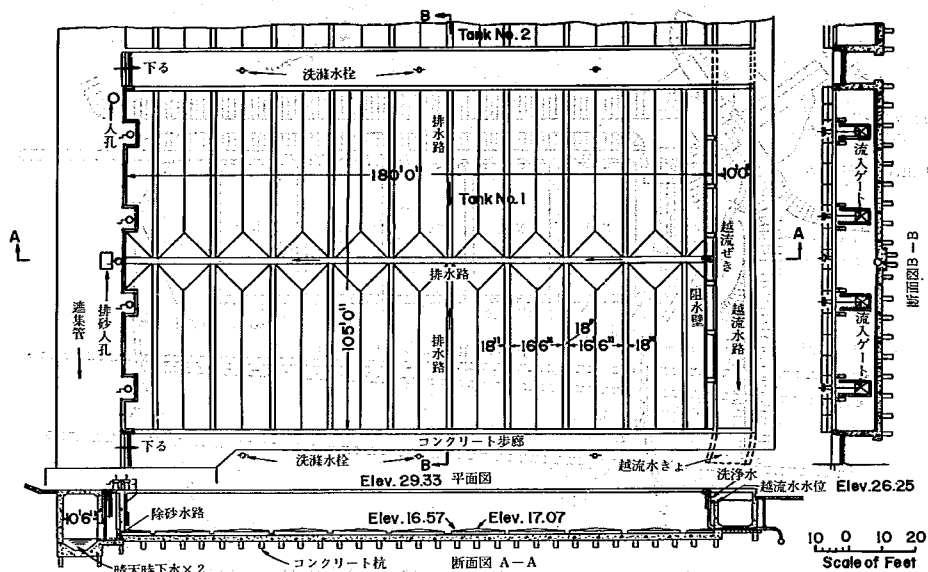


図 4.1.3 雨天時下水貯留池詳細図

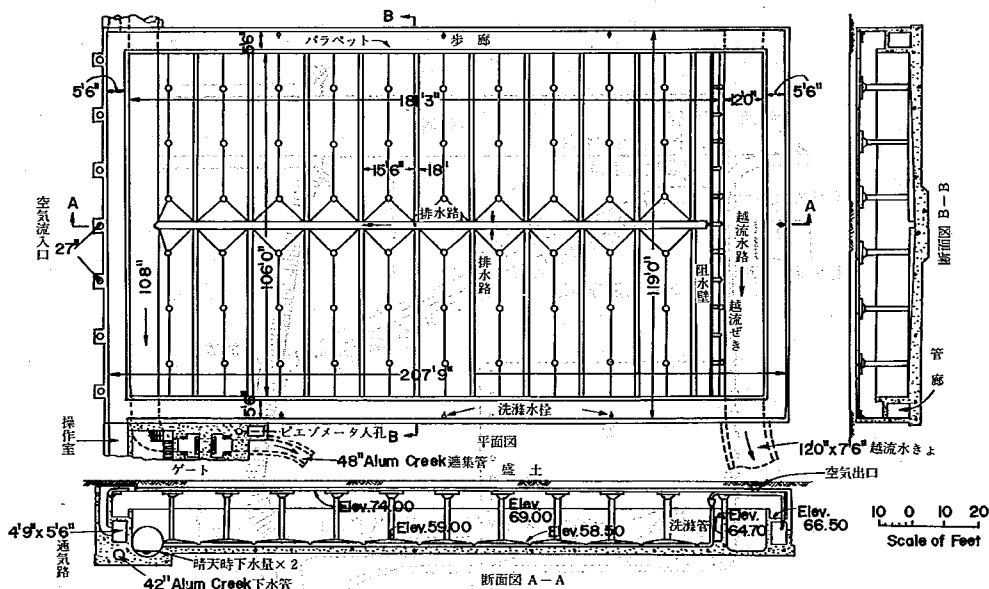


図 4.1.4 Alum Creek 雨天時下水貯留池の詳細図

(4) 迅速かつ容易に清掃し、槽内の堆積固形物を遮集管にフラッシュして下水処理場へ送る。
(5) 下水処理場が不測の事故で処理不能の場合、遮集管の雨水をすべて処理できるようにする。
設計は晴天時下水量の6倍量を基本流量とし、槽が満水した場合でも30分の滞留時間がとれるものとした。池はWhittier通りとAlum水路の2個所に設けられ、前者の場合1337,000 gal (5000 m³) のもの3池、計4011,000 gal (15,000 m³) で48' (1.2 m) の入口扉4門、直径24' (0.6 m) の排水ゲートを持ち、このほか河川の洪水時に逆流を防止するための自動閉塞装置をもっている。ゲート類はすべて電動である。槽内には可動式洗滌装置が壁面にとり付いており、消火ホースで水を出すようになっている。

後者は857,000 gal (3,250 m³) の容量で覆蓋しており、作業員が入るためブロウ送気による換気設備をそなえている。

両者の降雨時の操作は次の通りである。降雨が発生し遮集管内流量が増大して平均晴天時下水量の2倍量に達すると調整ゲート下のフロートスイッチがこれを感知する。次いで調整ゲートが閉まり、ゲート下の下水水位が低下するまで流量を絞り続ける。仮にゲート下の水位が既定水位より1' 下るとフロートスイッチが再び動き、ゲートが開きはじめゲートを通過する下水流量が増加し水位が一定量だけ上昇する。このようにして降雨が継続する間、ゲートはこの状態を保ちゲート下流側の水位を可能な限り望ましい水位に維持する。降雨が終了し遮集管の流量が処理場へ送る量より少なくなると、ゲートは閉位置にもどる。

調整ゲートが作動すると、直ちにゲートより上流の遮集管内の下水は逆流し、ゲートの開いている $\#1$ 槽に流れる。この槽が満水し越流水位に達すると $\#1$ 槽の圧力スイッチが作動し、 $\#2$ 槽のゲートが開く。 $\#2$ 槽の「開」と同時に、この槽に水が入り $\#1$ 槽の下水の一部が遮集管に逆流し、二槽の水位が等しくなるまで続く。その後両槽に下水が入り続ける。両槽が越流水位に達すると $\#2$ 槽の圧力スイッチが作動し、前と同じように $\#3$ 槽のゲートが開き、この槽に下水が入る。 $\#1$ 、 $\#2$ 槽の下水の一部が遮集管に逆流し、三槽が同じ水位になるまで $\#3$ 槽に入る。三槽とも越流水位に達すると、余剰雨天時下水は雨水放流水路へ排除される。

この方法は、すべての槽を満すほどではない短時間、低強度の降雨により三槽とも汚染するものを防ぎ、槽の清掃を最少に留めるために採用されたものである。

槽の床が遮集管のインバートより十分高いので、槽より上流の下水水位が調整ゲートを通過する水位より少なくなると、槽内の下水は遮集管にゆっくり排出され槽が空になる。その後槽は清掃される。

この施設は米国でも初期の頃のものであるが、最近EPAの援助のもとにゲート開閉装置の自動化がなされ、現在でも使用されている。

2) Wisconsin州Chippewa Falls市の例²²⁾

Chippewa Fallsは150年の歴史をもつ都市で製材業が盛んである。市の下水は市街地の中央を流れるChippewa川か、北端にあるDuncan運河に排出されていたが、1939年より

Duncan 運河の南岸と Chippewa 川の堤防沿いに遮集管が布設され、戦時の中断を除き、工事が続けられた結果 1952 年に完成し、簡易処理が行なわれるようになった。戦後拡張された区域はすべて分流式になっている。その後、州衛生局や水質汚濁防止委員会の勧告により合流式下水道の分流化計画とその実施計画をたてたが、下水道区域の拡大と市街地内の分流化が困難なことから見送られてきた。やがて、下水処理場の高級処理化も必要とされた。

その後種々の調査の結果、幹線を整備し雨天時下水を貯留する施設をもうけ、局部的に合流式を分流式に改造する方法が、完全な分流化よりやゝ費用が安いことがわかった。また、市の財政から見ると、市に対して多額の財政援助がある場合のみ代替案が分流化より優位にたち、そうでなければ通常の分流化計画を採用すべきであることが明らかとなった。

このため、市は内務省の連邦水質汚濁防止庁 (FWPCA, EPA の前身) の合流式下水道の改良に関するデモンストレーション資金援助 (55%) を受けることになり、また州は 25% の資金援助をしていくことになった。

計画には合流管幹線の増強、ポンプ場の容量増加、小口径雨水管の新設、雨天時下水用貯留池と揚水用ポンプの築造、下水処理場のポンプ容量増、最終沈澱池の拡張が含まれている。最終沈澱池、エアレーションタンク、ブロー容量、塩素混和池の増強は行なわなかった。

貯留池は下町の業務街と Chippewa 川との間の低地に設けられた。敷地面積はおよそ 3 エーカー ($12,000 m^2$) で、池そのものは 1.33 エーカー ($5,300 m^2$) である。池の設計では推定地下浸透量を $0.3"/hr$ ($7 mm/hr$) とし 10 年確率降雨を対象とした。設計降雨は三点ハイドログラフから求めた。

管底高を検討した結果、地表面の貯留池へ自然流下させることができないことが明らかになったため、揚水用ポンプ場が新設された。池は土えん堤で築造し、Chippewa 川に近接した部分は高水時に浸食されるのを防ぐため積石で保護した。また、池を空にした時固形物の残留を最少にするため、固形物を河川水または消火栓からの水で洗浄することにした。池の内部はアスファルトマットで被覆し、施設の清掃、構造物の維持と砂礫の除去のために車の移動を容易に行なえるようにした。池に貯留された雨天時下水はすべて自然流下で調整弁を通して既存の中継ポンプ場へ送られ、そこから下水処理場へ向う。

池内に堆積した汚泥の除去には道路清掃車を用いることが最も早く、経済的であることがわかった。しかし、労力と機械の利用率が問題となろうと指摘している。

下水処理場の水質分析結果では適当な量で雨天時下水を受け入れる限り処理効率ないし放流水質にとって問題はないことが示された。

これら一連の改良により、臭気の発生と地下室の浸水が防げるようになり、市民はその成果を評価し、この池の管理者 (Lehman) の名をどうして Lemman 湖と名付けた。

3) シカゴ地下下水道特別自治体における深層トンネル計画¹⁴⁾²³⁾²⁵⁾²⁶⁾

シカゴにおける深層トンネル計画についてはすでに多くの文献が紹介されている。

シカゴ市を中心とした地域の下水道事業はシカゴ広域下水道特別自治体 (Metropolitan Sanitary District of Greater Chicago, MSD または MSDGC、略称) が行なっている。この組織はシカゴの上水道源になっているミシガン湖が、シカゴ市の排出する下水によって汚染し、1860年から1900年にかけて毎年1万人当たり65人という、全米平均の実に10倍もの消化器系伝染病による死者を出したことに端を発して設立されたものである。

この組織の目的は、開閉の闸、及び、河川の洪水の制御、舟行の便、上水の汚染の防護である。

- (1) 下水対策 — 家庭下水および工場排水の収集と処分
- (2) 雨水対策 — 河川等の洪水制御
- (3) 舟行問題 — 運河の建設
- (4) 上水問題 — 上水源の汚染からの防護

であった。シカゴ地域の下水はそれまではミシガン湖、シカゴ川、カルメット川、デブレース川に直接放流されていたものを、ミシガン湖とミシシッピー川流域とを直接結ぶ運河を建設して収容することになった。この運河は1894年から1899年にかけて築造された。その後人口が増加し、工業が盛んになるにつれて下水量が増大し、しかも悪質になったため1922年に3つの下水処理場で処理を行なうようになった。

しかし、シカゴ市は第三次大戦以降急速な市街地の発展を続け、不透透域面積の増大に伴う雨天時下水量の増加という問題が生じてきた。そして、湖からの運河が5.0 km先のデスブレイン川と結ぶまでの間の水位差が60 cmという全くの平坦な地域であることもあって、市街地の浸水がしばしば起るようになった。運河はMSDが管理しているが、4つの開門の操作により晴天時には水がミシガン湖に流入しないようになっている。だが、デスブレイン川との接合点にあるロックポート開門の最大流量が613 m³/秒であるため、これ以上の雨水流出水の生じる降雨の場合にはミシガン湖側の水門を開けて洪水を湖に逆流させなければ市街地が浸水することになる。この関係を図4.15に示す。

このため、1954年11月9日から11日までの激しい降雨時に、1938年に開門が設置されてから初めてシカゴ川の入口にある開門が開かれた。この時以来1968年8月、1961年9月の降雨時にも同じく開門が解放され、やがて浸水を防ぐため湖に対し開門を開放する頻度が増大し、年間平均2～3回、多い年には20回にも及ぶようになった。

開門の開放は新たな問題を引起した。MSDは1948年以来合流式下水道の建設を禁止している。しかしシカゴ市を中心とした約1000 km²の区域はそれ以前に合流式で整備され、雨天時には644個所の雨水吐から下水がデスブレイン川や運河に排出されている。これは河川の汚

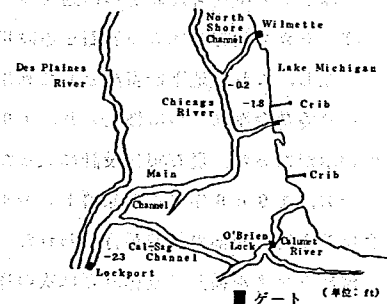


図 4.15 シカゴにおける
運河網の水位関係図

濁源の4/5を占めると推定されている。また、運河の勾配が十分でないため、雨天時下水とともに流出した汚濁物質が河床に堆積し、その厚さは約3 mにも及んだ。

このため、合流式下水道区域の中央部を流れている運河では著しくメタンガスが発生し、BOD 50 mg/l以上、DO 1 mg/l以下の部分すら生じてきた。また、降雨時は河床に堆積した汚泥や雨天時下水がミシガン湖に流入し上水道取水域が汚染された。

この問題を解決するため、1966年から調査が開始され、5つの専門委員会が組織され検討が行なわれた。調査は先ず各委員の自由な構想のもとに各々の対策案が出され、その利害得失、費用、実施の可能性、目的の達成度などについて討議検討された後、17の代替案が選び出された。この時分流化案は浸水防止の目的に適合しないことを理由に採用されなかった。

さらに、この17の代替案について

- (1) 1949年から1969年までの21年間の降雨記録のうち、最大降雨(1954年)を対象として対策を考えた場合
- (2) 21年間の降雨記録のうち、特に大きい1954年、1957年および1961年の3大降雨についてはミシガン湖へ逆流を許す場合
- (3) 各年最低1回発生する大きさの降雨については処理するが、それ以上の頻度の降雨については河川および運河の拡幅、改修によってミシガン湖への逆流を防ぐ場合

をとりあげ詳細な検討を行なった。その結果(2)の場合を前提としたChicago Underflow Planと称する深層トンネル構想が選び出された。

シカゴ地方において深層トンネル構想が有利となつたのは次の理由によるところが大きい。

- (1) シカゴ地方の地質は大体地表面下24 mから約60 mまでは白雲岩層であり、この層内に深層トンネルを建設すれば通常のトンネル掘削機による方法が容易に適用できる。
- (2) シカゴ地方ではこの岩石を建設用資材として利用していたので、昔からの掘削跡が多数存在し、これを地下貯留池として利用すれば新たに築造する必要がない。

この委員会案はさらに修正され、1974年10月にBoard of Trusteeから本格的な着手の指示がなされ、現在実施設計に入った段階にある。

一方、1966年にこの深層トンネルの本質をデモンストレーションするため、FWQAの資金援助を得て一部の築造が行なわれた。

深層トンネル構想の全体計画は次の通りである。水面下45~100 mの位置に125マイルの深層トンネルと中央地下貯留池があり、貯留池から四方に支線が延びている。このほか補助的な貯留池を2つ有する。トンネル直径は4.5~12.5 mである。中央貯留池は118,000エーカーフィート(1億4,500万 m^3)の容量を持ち、過去3回の大降雨を除くすべての降雨による流出を収容できる。貯留された雨天時下水は下水処理場の受け入れが可能となった時点でポンプにより遮集管に汲み上げられ下水処理場で処理された後水域に放流される。トンネル内の沈殿物は強降雨時にポンプ井に流し出されるが、加えて、晴天時下水および上水でも洗滌できるようになって

いる。貯留中の腐敗を防ぐためばつ気が行なわれ、2日以下に完全に排水されるようになっている。

この計画により現在越流しているもののうち水量で96.8%, BODで99.7%, SSで99.9%までが削減できると推定されている。これはシカゴ地方の河川に入ってくる汚濁物質の45%に相当している。

4) New York市の計画²⁷⁾²⁸⁾²⁹⁾

New York市では1898年頃より下水道事業が始まった。古い都市に共通した問題として、現在5000マイルの合流式下水道をかまえている。この問題を解決するため、市は補助的な処理場群を設置し、合流式下水道からの越流水を貯留、沈澱、除砂、減菌する計画をたてた。そして1972年に市はJamaica湾地区のSpring Creekに37,850m³/日の容量を持つ貯留池を築造し、このほか幹線管渠に5万m³、計87,000m³/日の雨天時下水を貯留することにした。

Jamaica湾地区は30平方マイル(78km²)の中に2百万人もの人が住んでおり、現在湾内は汚染のため泳が禁止されている。市は市内の古い水泳場を復活するとともに新しい水泳場を作る計画をたてた。Jamaica湾はその最初であり、計画全体では3千万ドルの費用を要し、うち雨天時下水対策分は700万ドルである。

この貯留容量は7.8mmの降雨量に相当し、夏期の降雨の60%*以上を貯留することになっている。残りの分はJamaica湾に直接放流されるが、その前に塩素処理される。池の滞留時間は15mmの降雨に対し20分である。降雨終了後雨天時下水は遮集管を通して下水処理場へ送られる。池は覆蓋されている。

New York市の全体計画は図4.16のようになっている。

5) Ohio州Sanduskyにおける小形貯留槽の例³⁰⁾

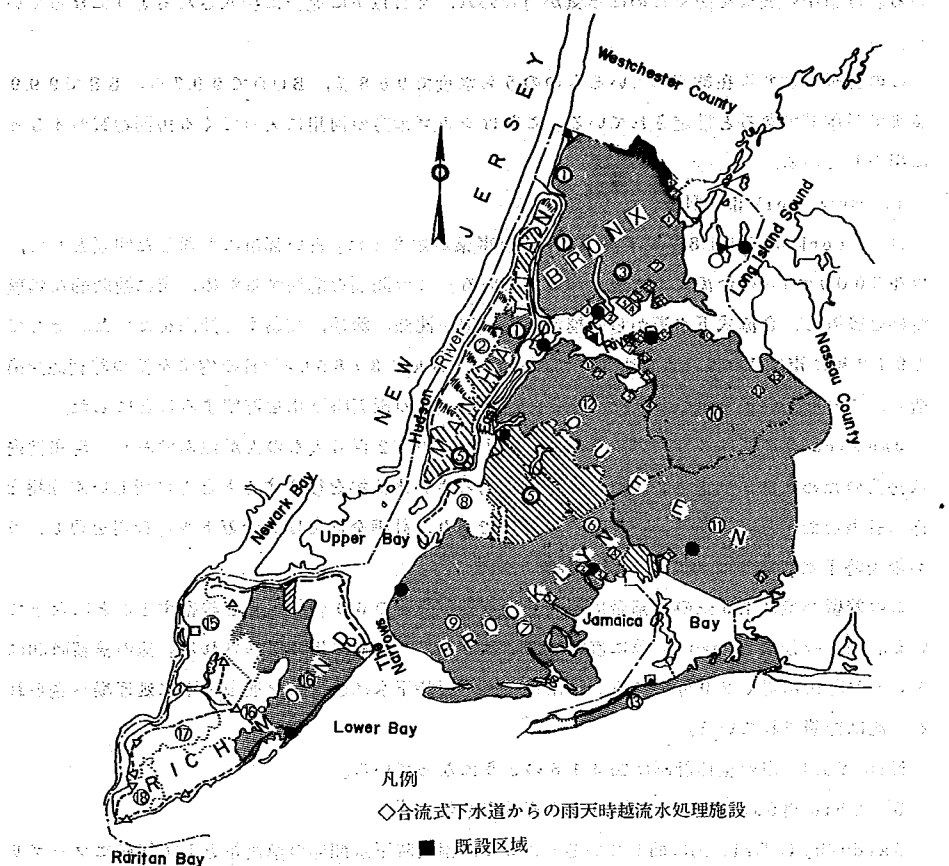
SanduskyはErie湖に面している。ここでは雨天時下水問題の解決策として湖底にファブリダムと称するネオブレンを被覆したナイロン製のコンテナを用いた一時貯留槽を設置した。容量は378m³で湖岸の15エーカー(6ha)の下水が流れる30"(760mm)の下水管に結んである。この容量は1年確率の降雨を収容するものに相当する。

槽は2つで、それぞれ57.2ft²(5.3m²)で、空のときはつぶれているが、降雨時に重力により下水が流れ込むと7ft(2.1m)の高さになる。貯留した下水は降雨終了後ポンプで引抜かれ、下水管に戻して処理場へ送るようになっている。平面図を図4.17に示す。

6) 浸透性舗装³¹⁾³²⁾³³⁾

浸透性舗装や幹線道路の両側、公園、駐車場の周囲に保水性の材料や碎石などを入れて雨水の一時貯留と地下浸透をはかる方法は、本来雨水流出量の減少とピーク流量の低下をはかることを目的としたものであるが、合流式下水道問題にも十分対応できるものである。

* 文献29)では50%



- 雨天時越流水処理施設
- | | | | |
|----------------------|-------|-----------------------|------------------|
| Eastchester 湾 | | East 川上流部 | |
| 1. Bushnell 街 | 概略設計中 | Bronx | |
| 2. Conner 通 | " | 1. Vile 街 | |
| 3. Boston 街道 | " | 2. Farragut 通 | |
| 4. Throgs-neck 大通り | | 3. Soundview 公園 | |
| Jamaica 湾 | | 4. White Plains 街道 | |
| 1. Paerdegat 池 | 概略設計中 | 5. Pugsley 水路 | |
| 2. Fresh 水路 | " | 6. Westchester 水路西側 | |
| 3. Hendrix 通 | " | 7. " 東側 | |
| 4. Spring 水路 | 完成 | Queens | |
| 5. Bergen 池 | | 1. Bowery 湾 | 7. Flushing 湾北 |
| 6. Thurston 池 | | 2. Bowery 湾東 | 8. College Point |
| | | 3. Grand Central 高速道路 | 9. Powells Cove |
| | | 4. Flushing 川 | 10. Little 湾 |
| | | 5. Flushing 湾南 | 11. Alley 水路 |
| | | 6. 20 番街, Flushing | 12. Proposed 湾 |

図 4.16 ニューヨーク市の合流式下水道の雨天時越流水処理施設位置図

浸透性舗装は EPA の援助で開発されたものであり、骨材中から微細な粒子を除いて打設するアスファルト舗装の一種である。

この舗装は浸透性が良く、室内実験の結果では 7.5 cm の厚さの試料を 210 mm/hr の水が通過するが、強度と耐久性は十分であった。現場実

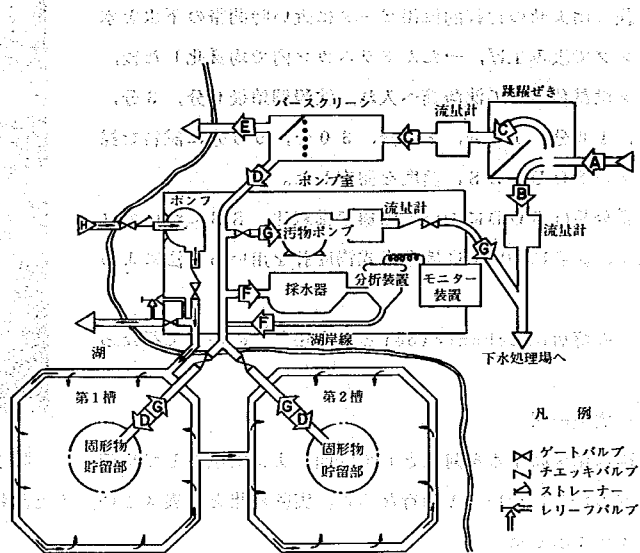


図 4.17 Sundusky の水中貯留槽平面図

験の結果開粒度アスファルトコンクリートが物性もよく、安くかつ通常の舗装方法で打設できるので最もよいとされた。

浸透性舗装には

- (1) 浸水防除
 - (2) 路面上に水が停滞することによって生ずるハイドロブレイキング現象や凍結の防止をはかることにより道路交通の安全性が向上する。
 - (3) 合流式下水道の越流問題を部分的に解決する。
 - (4) 地下水のかん養をはかる。
 - (5) 植物への水分を供給することにより都市緑化に役立つ。
- などの利点があるが、数箇所を実験的に打設してみた結果から

- (1) 地下水汚染
 - (2) 目詰りによる効率低下
 - (3) 下層路盤材
- 等に未だ検討の余地が残されていることが指摘されている。また、目詰り防止のため真空式路面掃除機等の開発も必要であろう。

米国で最初に実際規模で浸透性舗装が行なわれた Delaware 大学の駐車場の場合は下層が碎石になっており、40% の空隙に雨水を貯留するものである。基盤が砂質土のような浸透性の大きな場合が効果があると考えられる。

実験は雨天時の比較的流出ピークに近い時間帯の下水を水中ポンプで汲み上げ、一たんドラム缶内で均質化した後、これを供試体として沈澱筒へ入れ、沈澱開始後0分、3分、5分、10分、15分、20分、30分、90分に試料を採取しそのBOD、SS、濃度を測定した。

水質分析はBODについては標準稀釈法、SSについては戸紙法、濁度については散乱光式濁度計を用いる方法によった。

資料の解析はEckenfelderらの方法³⁵⁾に従って行なった。

2) 実験結果

実験は雨天時下水を対象として5回、また対照として晴天時下水の場合について1回行なった。実験結果を別表4.1に、また試料採取時附近の下水水質を別表4.2に示した。

また、この実験結果を用いてBOD、SSについてそれぞれ求めた沈澱時間および越流負荷と除去率の関係については図4.19～4.24に示した。

3) 考察

BOD、SSとも除去率は原水濃度により大きく異なり、当然原水濃度が高い場合には除去率も高い。また、原水濃度が低い場合には除去率はやゝ低く、かつ沈澱時間が短かかったり越流負荷が大きくなると効率が劣ってくる。このことは、雨天時下水の濃度が高いのは流量が大きく、比較的比重の大きな有機性固形物粒子まで含まれているためであるとすべらうなづける。

表4.2はこの実験結果を水質で示したものである。これによれば原水濃度の高低にかかわらず30分沈澱で全体除去率の80%程度の除去効果が得られており、処理水質はBOD100～150mg/l平均的に見て50mg/l、SSは120～70mg/l、平均的に見て100mg/l程度になることが推察される。この値は合流式下水道の雨天時下水水質のほぼ60%に相当するから、平均的には40%の除去効果があるとみなせる。

なお、晴天時下水を用いた実験ではBOD30%、SS55%の除去率が得られており、これまでの晴天時下水に関する処理経験から見て今回の実験結果が妥当であることが考えられた。

これらのことから、雨天時下水貯留池に沈澱池としての機能を持たせることにより水質の改善が期待できることが明らかとなったが、とくに次の2点が特記できる。

- 1) 降雨初期の高濃度の雨天時下水に対する処理効率が高くしかも沈澱時間に余り左右されないため、放流先水域への急激な負荷が避けられる。
- 2) 原水濃度が低いのは一般に低水量時であり、この場合は滞留時間が十分とれるので除去率は低いが良好な処理水質が得られる。

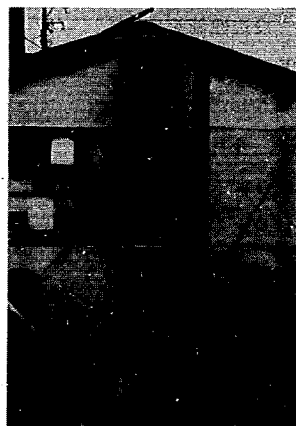


図4.18 沈澱筒実験装置

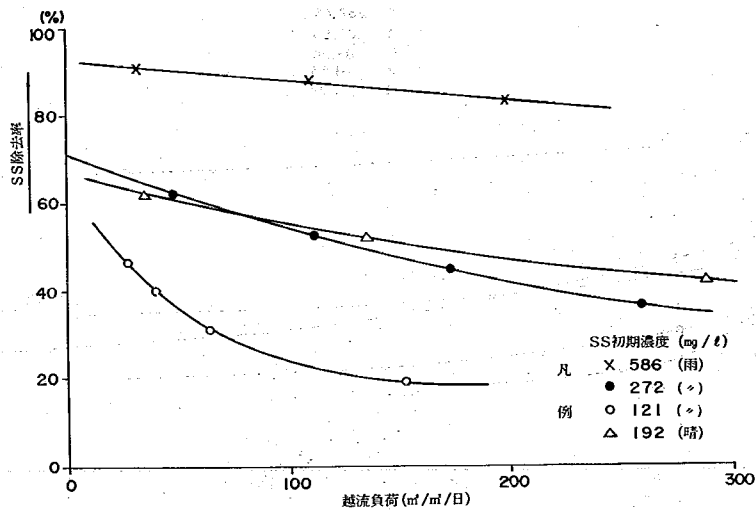


図 4.19 沈澱池の有効水深を 1.8 m とした場合の越流負荷と SS 除去率との関係

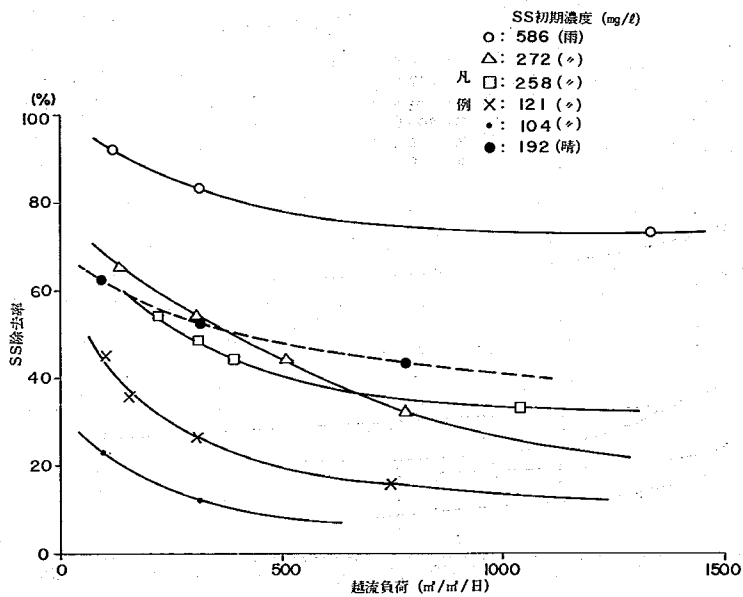


図 4.20 沈澱池の有効水深を 6.6 m とした場合の越流負荷と SS 除去率との関係

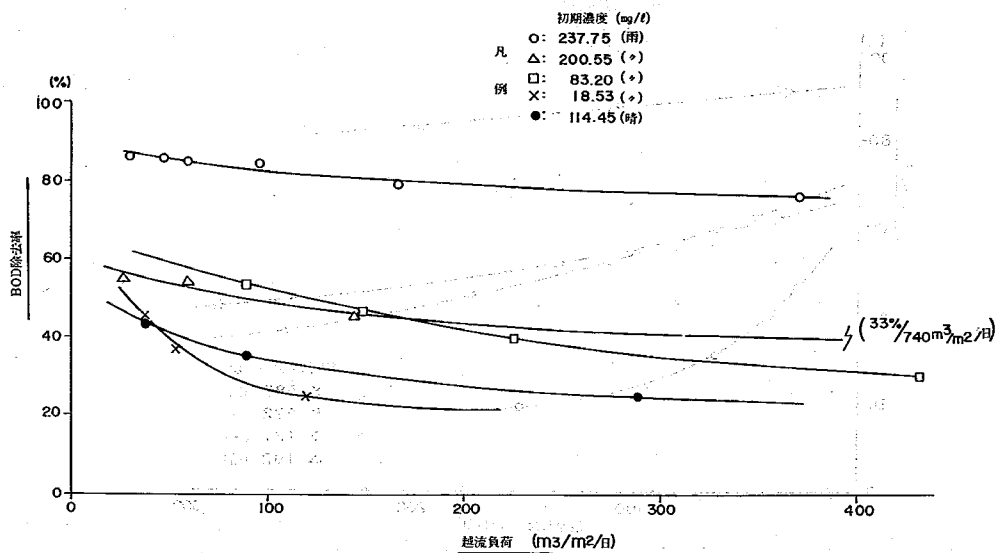


図 4.2.1 沈澱池の有効水深を 1.8 m とした場合の越流負荷と BOD 除去率との関係

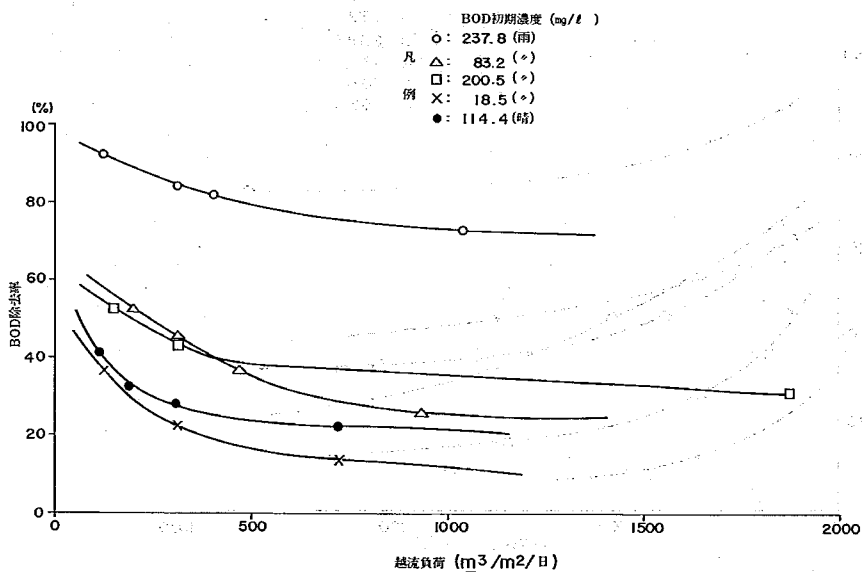


図 4.2.2 沈澱池の有効水深を 6.5 m とした場合の越流負荷と BOD 除去率との関係

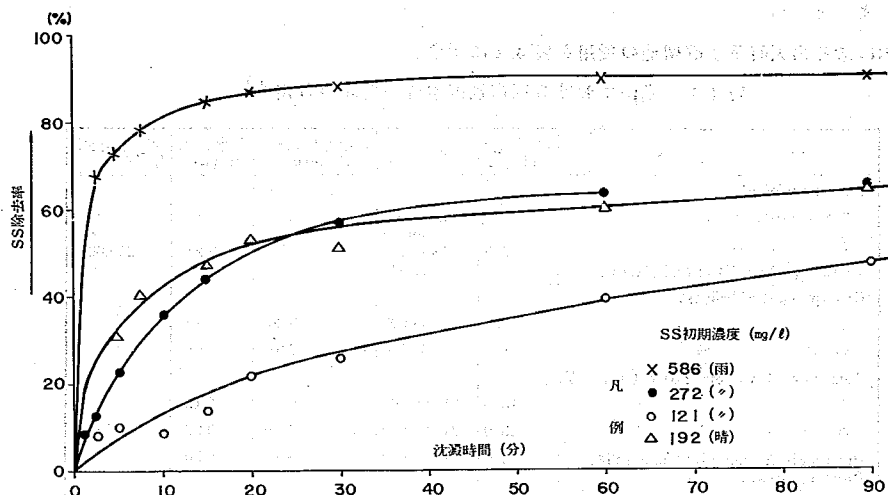


図 4.2.3 沈澱時間とSS除去率との関係

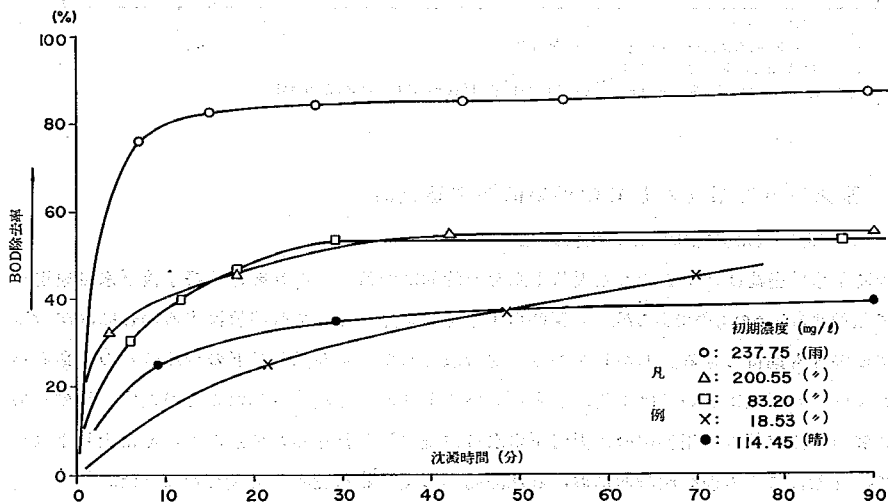


図 4.2.4 沈澱時間とBOD除去率との関係

7) ま と め

米国にある雨天時下水貯留池の費用を表 4.1 に示す。

表 4.1 米国における都市別雨水貯留施設の費用^{a)}

地 区	貯水量 mil gal	資本費用\$	面積あたり費用 \$/acre	貯水費用 \$/gal	運転維持の 年費用\$
Seattle, Wash					
制御と観測システム	—	3,500,000	—	—	—
自動制御	32.0	3,900,000	—	—	—
Minneapolis-St. Paul, Minn.	—	7,400,000	—	0.23	250,000
Chippewa Falls, Wis.	—	3,000,000	—	—	—
貯 水	2.8	744,000	8,260	0.26	—
処 理	—	186,000	2,070	—	—
Jamaica Bay, New York City, N.Y.					
池	10.0	21,200,000	6,530	2.12	—
池と下水管	23.0	21,200,000	6,530	0.92	—
Humboldt Avenue, Milwaukee, Wis.	4.0	2,010,000	3,560	0.50	—
Boston, Mass.					
コテッジファーム雨水処理場	1.3	6,200,000	—	4.74 ^b	65,000
Chicago, Ill					
貯水とトンネル	5,570.0	1,323,000,000	5,500	0.24	—
処 理	—	1,550,000,000	6,460	—	—
貯 水 池	2,736.0	568,000,000	2,370	0.28	—
集水・トンネル・ポンプ ^c	2,834.0	755,000,000	3,150	0.27	—

a. ENR=2000

b. ポンプ場、塩素注入施設、流出口を含む

c. 193.1kmのトンネルを含む

注: \$/acre × 2.47 = \$/hectare, \$/gal × 0.264 = \$/liter, mil gal × 3.785 = Ml

4.5 雨天下水沈殿池としての効果に関する検討

— 東京都谷端川幹線での処理実験結果 —

雨天時下水貯留池はあくまでも雨天時下水を一時的に貯留し、これを降雨終了後下水処理場において処理するためのものであるが、豪雨時の下水を池を通過させて直接放流する場合には沈殿池としての働きも期待できる。しかしながら、沈殿池としての処理効率がどの程度のものであるかについては、わが国においては勿論、欧米においてもほとんど調査されたことがない。そのため土木研究所は東京都谷端川幹線の雨天時下水水質調査³⁴⁾を行なった地点における雨天時下水を用いて、沈殿筒による理想沈殿池における沈殿効率に関する基礎的な実験を行なった。

1) 実験方法

実験に用いた沈殿筒は図 4.18 に示すような内径 30 cm、高さ 235 cm のもので硬質塩化ビニール製のものである。筒の周囲は試料の温度変化を避けるため保温材で包んである。筒には水面から 49, 90, 135, 180 cm の高さに試料採取口が設けてあり、所定時間ごとにこよりピンチコックを開いて試料を採取した。

表 4.2 沈澱筒実験による SS, BOD 除去率

濃度単位: mg/l

	実験 No.	S S				B O D			
		初期濃度	90分除去 濃 度	30分除去 濃 度	90分に対する 30分除去率 (%)	初期濃度	90分除去 濃 度	30分除去 濃 度	90分に対する 30分除去率 (%)
雨天時	1	272	90 (67%)	126 (54%)	81	83.2	36.1 (57%)	45.4 (45%)	80
	2	121	54 (55%)	75 (26%)	69	18.5	11.8 (36%)	14.4 (38%)	61
	3	586	47 (92%)	100 (83%)	90	237.8	27.2 (88%)	38.0 (84%)	95
	4	258	88 (66%)	132 (49%)	74	200.6	84.6 (58%)	113.7 (43%)	75
晴天時	5	192	63 (67%)	92 (52%)	78	114.4	68.0 (41%)	82.4 (28%)	69
雨天時	平均	309	70 (70%)	108 (45%)	78	135.0	39.9 (60%)	52.9 (52%)	78
	最大	586	90 (92%)	132 (83%)	90	237.8	84.9 (88%)	113.7 (84%)	95
	最小	121	47 (55%)	75 (26%)	69	18.5	11.8 (36%)	14.4 (38%)	61

備考 1) 滞流時間: 30分, 有効水深6.5m, 越流負荷312 m³/m²/日
 2) () 内は除去率

なお, Steeleら²¹⁾によれば英国の Conventry にある直径3.45 mの円形雨水沈澱池における雨天時の処理効率は表 4.3 の通りであった。この表でも高濃度の場合には滞留時間に関係なく高い除去率が得られているが、一定値以上の除去効果を上げるのはかなり困難であることが示されている。

また、前述の Ohio 州 Columbus にある雨水貯留池を用いた雨天時下水処理効率に関する現地調査の結果は次の通りであった²⁴⁾。

1) DO 濃度は気温と流量に左右され、気温が低下し流量が増大した時に増加した。

2) SS, BOD に関する処理効率は一定ではなかったがある程度までは明確にすることができた。

3) 降雨開始後 8 時間までの下水が沈澱池を通過している時の処理水の SS は 70 ~ 30 mg/l であり、割合で示せば 36, 11 % の除去になるが、それ以降の下水の場合には 40 ~ 12

表 4.3 英国 Conventry の円形雨水沈澱池での実績

流量	晴天時流量に対する倍率 (稀釈倍率)	沈澱時間	平均沈澱性固形物 p.p.m.		除去率 %
			流入水	処理水	
4.1	1	4.4	221	53	76.0
5.1	1 $\frac{1}{2}$	3.5	296	66	77.7
6.2	1 $\frac{1}{2}$	2.9	370	69	81.4
6.2	1 $\frac{1}{2}$	2.9	223	46	79.4
8.2	2	2.2	375	80	78.8
8.2	2	2.2	348	88	74.7
10.5	2 $\frac{1}{2}$	1.8	328	74	77.4
10.5	2 $\frac{1}{2}$	1.8	550	125	77.3
12.3	3	1.5	245	74	69.8
12.3	3	1.5	398	104	74.0

mg/l でそれぞれ33%, 1.9%の除去率であった。

- 4) BODについては降雨開始後8時間までの下水はSSと同じく流量の変化に応じて33~13%で処理水質は112~45mg/l であった。しかしその後の下水では除去率の範囲が27~1.6%と狭くなり水質は77~40mg/l になった。

調査結果を図4.25~4.28に示す。これらの結果はいずれも先に述べた考察とはほぼ一致していると見てよいであろう。

4.6 今後に残された問題点

これまで述べてきたように、雨天時下水貯留池の効果は明らかであり、すでにいくつかの実施例もあるなど、今後の雨天時下水対策のための代替案としては十分可能性のある方法と考えられる。しかし、この方法には次のような欠点もあるので、貯留池方式が広く採用されるためにはこれらの点に関する対応策を見出しおかなければならない。

- 1) 必要面積が大いごと、大量の雨天時下水を一時的に貯留するためには広い面積が必要である。これを水深を大きくすることによって解決しようとするれば、地下構造物の場合工事が困難となり、また浮力に抵抗する構造とし、揚水ポンプが必要になると建設費の増大はまぬがれない。

地上式貯留池の代替案として管内貯留方式、地下深層トンネル方式、水中タンク方式等が考えられ、米国においては実施されている例があるが、わが国では短時間のうちに強い雨が生ずることがしばしばあるのでこれらの方式を採用する場合には防災の面からの検討も十分行なっておく必要があろう。

また、地上空間を有効に利用することによって都市内への設置が可能となる場合もあろう。下水道施設に覆蓋し、その上部を公園などの公共施設として利用している例は多いが、雨天時下水貯留池の場合も公園、駐車場、運動場等と地上空間を共用することによって用地問題の解決をはかることができる場合もあろう。

- 2) 費用がかかること、広い用地を必要とする点を含め貯留池の設置には多額の費用を要し、特に流入側に揚水ポンプを設置する場合には費用が倍増する。したがって、合流式下水道の分流化とは異なり効果を発揮するのは早い、一時的に多額の工事費が必要となる。
- 3) 都市内河川の水量の涸渇、合流式下水道からの雨天時の越流水は都市河川の唯一の汚濁源であると同時に唯一の水源になっている場合が多い。したがって、あまり広範囲にわたって雨水までも遮集してしまうと都市内河川が空堀になってしまう恐れがある。このためには都市の景観保持と水質保全の兼ね合いを考え、河川近傍地域は分流化をはかる、分散型(Sate-llite)の貯留池を設け雨天時下水を処理して放流するなどの案も考慮しなければならないであろう。

降雨開始後8時間以上経過した場合

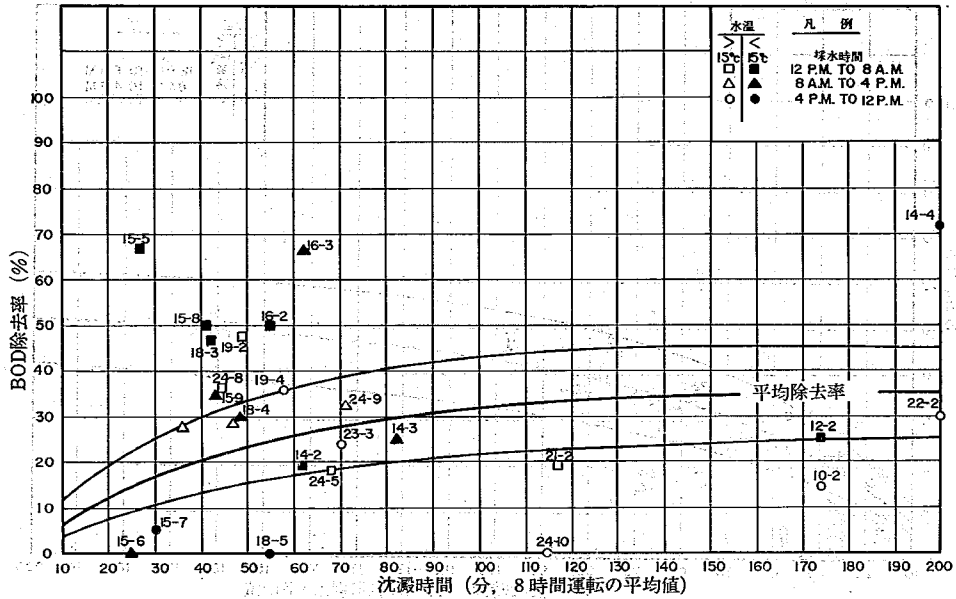


図 4.2.5 米国Columbusの雨天時下水貯留池におけるSS除去率と沈澱時間の関係

降雨開始より8時間まで

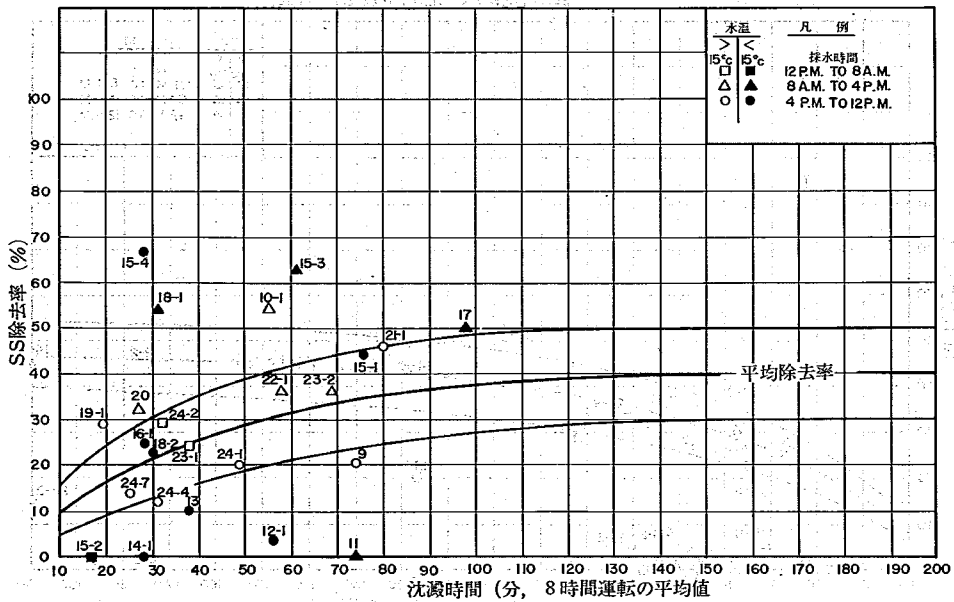


図 4.2.6 米国Columbusの雨天時下水貯留池におけるSS除去率と沈澱時間の関係

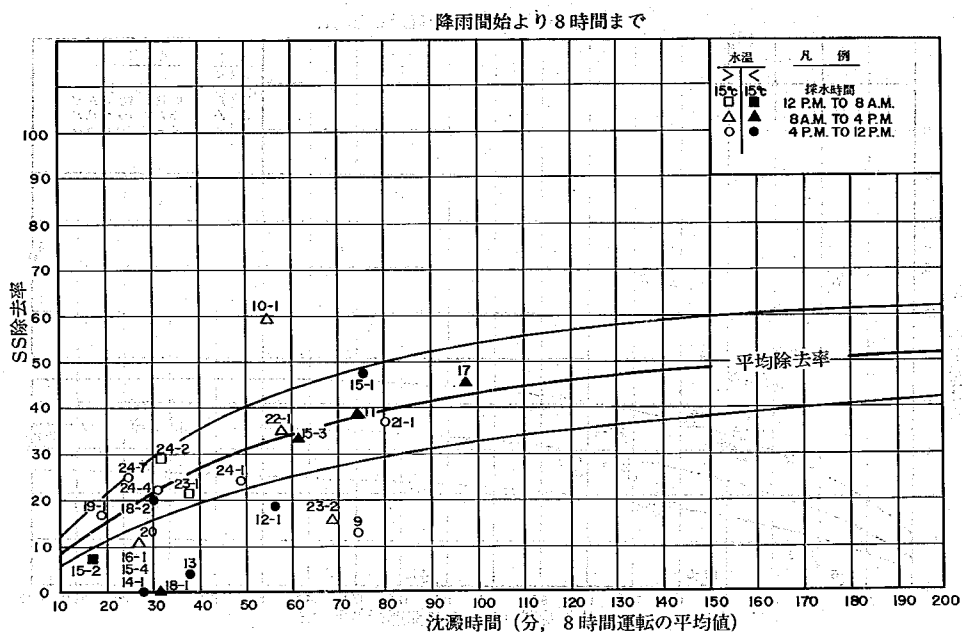


図 4.2 7 米国 Columbus の雨天時下水貯留池における BOD 除去率と沈澱時間の関係

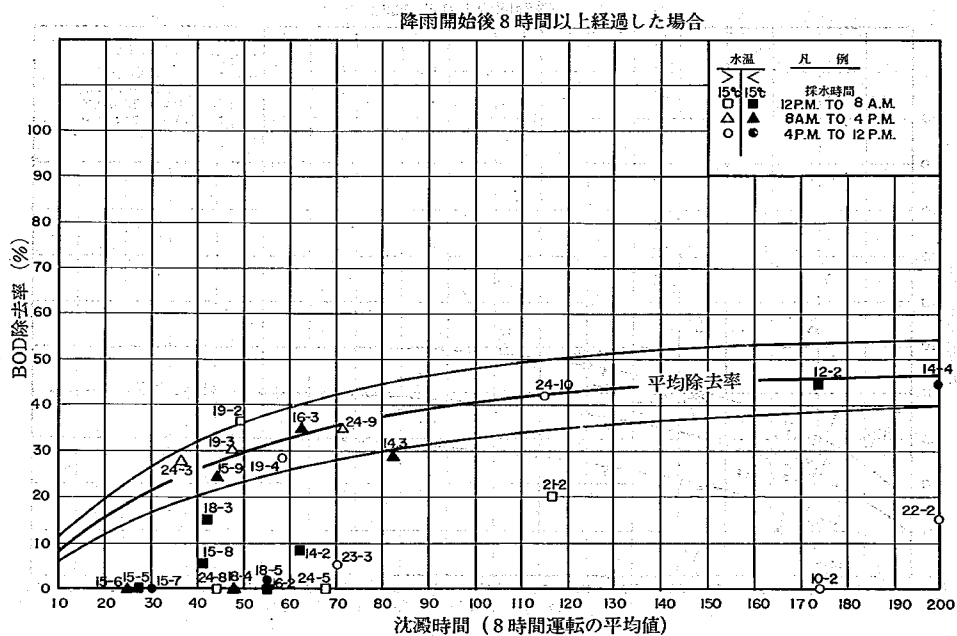


図 4.2 8 米国 Columbus の雨天時下水貯留池における BOD 除去率と沈澱時間の関係

4) 晴天時下水の滞留による臭気の発生

維持管理上問題になるのはとくにこの点であり、古くから実績を持っている Columbus, Tronto や名古屋市がいずれもこの点を指摘している。これを防ぐためには開放型の場合は池の洗浄、覆蓋型の場合は洗浄と換気・脱臭の設備が必要である。洗浄水は一般に水道水が望ましいが、附近に流量の豊富な河川がある場合にはこれを利用することができる。また浄化装置をもうけ、雨天時下水の一部を処理して使用することも考えられる。

排気、脱臭方法は未だ十分技術的に確立していないが、下水処理全般に共通する問題であるから今後早急な開発ははかられよう。

5) 下水処理場への影響

一旦貯留した雨天時下水は下水処理場側へ悪影響を生じぬ範囲で戻されるが、長時間高い負荷が続けば何らかの障害が生じることは避けられぬであろう。管内貯留方式を採用した Detroit では降雨終了後長時間続く高い水量負荷のために引起される最終沈澱池からの活性汚泥の越流とそれによって生じる MLSS の低下に悩んでいると伝えられる。もし雨天時下水の処理も考慮し、下水処理場の増補改良を行なえば必要経費はさらに増大するので、この点も勘案して検討を行なう必要があろう。

＜第4章の参考文献＞

- 1) 広報「下水道学」誠文堂新光社版
- 2) "Richtlinien für Bemessung und die Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen" (「水質汚濁防止からみた雨水流出係数, 雨水処理施設および収集システムの評価に関する調査 東京都委託報告書 付録・付表集(その1)」昭和50年3月, 日本下水道協会に訳文あり)
- 3) J.H.Gregory, R.H.Simpson, Orris Bonney & R.A. Allton "Intercepting Sewers and Storm Stand-By Tanks at Columbus, Ohio" Proceedings of ASCE, Oct., 1933
- 4) R.Field, E.J.Struzeski, Jr. "Management and Control of Combined Sewer Overflow" J.WPCF, Vol. 44, No. 7, July 1972
- 5) R.Field "Coping with Urban Runoff in United States" Water Research Vol. 9, May/June 1975
- 6) 斎藤「雨天時下水の水質特性と処理対策」土木技術資料, 47年9月号
- 7) D.D.Dunbar, J.G.F.Henry "Pollution Control Measures for Stormwaters and Combined Sewer Overflows" J.WPCF Jan, 1966
- 8) 佐々木「下水処分法」昭17, 土木工業社
- 9) 「防災調節池技術基準(案)」49年3月, 日本住宅公団, 日本河川協会
- 10) 斎藤・山崎「合流式下水道の改善に関する一試案(1)——雨水滞水池の目的と効果——」第12回下水道研究発表会講演集, 昭和50年度, 日本下水道協会
- 11) 「アメリカにおける都市域での雨水貯留の実状 屋根上貯留・駐車場貯留・防災調整池・浸透池など」土木研究所資料 第1068号 昭和50年11月, 建設省土木研究所
- 12) J.O'Neill "The Use of Storm Tanks for Tertiary Treatment of Sewage" Wat. Pollut. Control, 1973
- 13) C.A.Parthum "Building for the Future — the Boston Deep Tunnel Plan" J.WPCF, Apr. 1970
- 14) 「シカゴ地下下水道特別自治体における下水道事業の概要」研修参考資料第8, 昭和50年3月, 下水道研修運営協会
- 15) 北沢「下水道築造の経済性 — 滞水池問題」土木工学, 5巻1号, 昭11年1月
- 16) "Combined Sewer Temporary Underwater Storage Facility" US, FWQA資料 11022 DPP 10/70
- 17) "Underwater Storage of Combined Sewer Overflows" US.EPA資料 11022 ECV 09/71

- 18) "Control of Pollution by Underwater Storage" US. FWQA 資料 11020 DWF,
12/69
- 19) 佐々木徳太「下水処分法」P. 214, 昭和17年, 土木工業社
- 20) 杉戸「降雨時の下水処分」水道協会誌, 昭和22年1月号
- 21) B.D. Steele, M.I. Mun "The Treatment of Storm Water" Symposium of
Storm Sewage Overflows, 1967, ICE
- 22) A.W. Banister "Storage and Treatment of Combined Sewage as a Alternate to
Separation" Combined Sewer Overflow Seminar Papers, Nov. 1969, FWQA 資料
- 23) "Underflow Plan for Pollution and Flood Control in the Chicago Metropolitan
Area" 1970, May, City of Chicago.
- 24) "Evaluation of Storm Standby Tanks Columbus, Ohio" EPA 資料, 11020 FAL,
March, 1971
- 25) V.A. Koelzer, W.J. Bauer, & F.E. Dalton "The Chicago Area Deep Tunnel
Project—— A Use of the Underground Storage Resource" J.WPCF, April, 1969
- 26) B.T. Lynam, A. Viteri, Jr. "Tunnel and Reservoir Plan for Chicagoland Flood
and Pollution Control" MSDGC, 1974(第4 回日米下水処理技術委員会資料)
- 27) M.L. Charles, C. Samowitz & M. Jethwai "Control of Water Pollution in New
York City" Water Research, Vol. 9, 1975
- 28) V.W. Bacon, R. Leland, & B. Sosewitz "Separation of Sewage from Storm
Water" Symposium on Sewage Overflows, ICE. 1967
- 29) J.A. Lager "Controls dry up Wet Weather Pollution"
- 30) "Combined Sewer Solution Sought in Sundusky Field Demonstration" W. &
S. W., Oct., 1969
- 31) H. Masters "Using Porous Pavement to Control Runoff" News of Environm-
ental Research in Cincinnati, EPA, Aug., 1973
- 32) B. Haro "Storm Drainage 'Filtered' Before Discharge" Public Works, Sept.,
1973
- 33) E.R. Buchtler "Ecological Parking lot has Porous Povement" Public Works,
Feb., 1974
- 34) 「下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書——合流式下水道の改良に関する調査(1)
——」土木研究所資料第981号, 昭和44年10月
- 35) W.W. Eckenfelder, Jr. & D.J. O'Conner「廃水の生物学的処理」(岩井重久訳) コロナ
社

第5章 雨天時下水貯留池試験

— 東京都谷端川流域におけるケーススタディ —

5.1 概 説

前章で提案した雨天時下水貯留池の規模、費用、効果などは地域の状況によって異なる。したがって、これをさらに詳細に検討するためには具体的に地域を特定しなければならない。

ここではこれまで土木研究所が降雨、雨水流出量、雨天時下水水質等に関して長年にわたって調査を行ってきた、比較的資料のととのっている東京都谷端川流域をモデルとして雨天時下水貯留池の容量決定法、費用効果分析、設計上の問題点等について検討し、実際に設計を行なった結果¹⁾²⁾について述べる。

ここで得られた結論は必ずしも他の地域にもそのまま適用できるとは限らないが、一つの試案として提示するものである。

5.2 谷端川流域の概要

東京都谷端川流域は図5.1に示すように東京都区部の北西部に位置し、小台処理区に属する。この地域は武蔵野台地上にあり、かつては石神井川の支川である谷端川が流れていた。近年源頭水源が涸渇したため谷端川は下水道幹線に転用され、石神井川

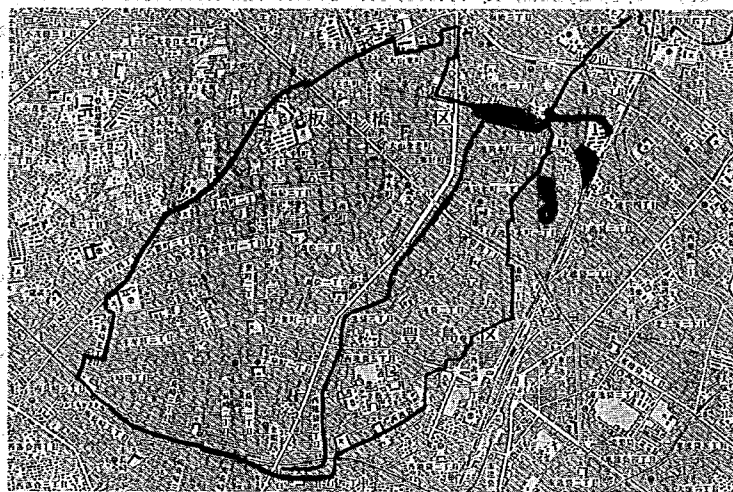


図5.1 谷端川排水区の概要

との上流点附近に雨水分流装置を設置し、雨水はここで分離して石神井川へ、汚水は小台処理場へ送るようになった。排水面積は540.6 haで区域内には池袋を中心とした商業地区もあるが70%以上は住宅地区になっている。この区域は完全に下水道が整備されている*。

* 以下この流域を谷端川排水区と称することにする。

5.3 谷端川排水区での雨天時下水の水質特性についての検討（補遺）

谷端川排水区における雨天時下水の特性については前の報告書³⁾に述べたので、こゝではその後検討した事項のみとする。

これまで谷端川排水区で観測された雨天時下水の水量、水質をもとに負荷量の流出状況を示したものが図 5.2～図 5.12 である。これは横軸に流量の流出割合を、降雨開始から流出終了までの汚水量を含む全流出量を 100 として % で表わし、縦軸は BOD、SS 負荷量の流出割合を同じく % で表わしたものである。この図で 45° の直線は流量の流出割合に相当し、BOD、SS の流出割合を示す曲線の勾配が 45° の線より大きい部分は濃度が上昇していることを示している。

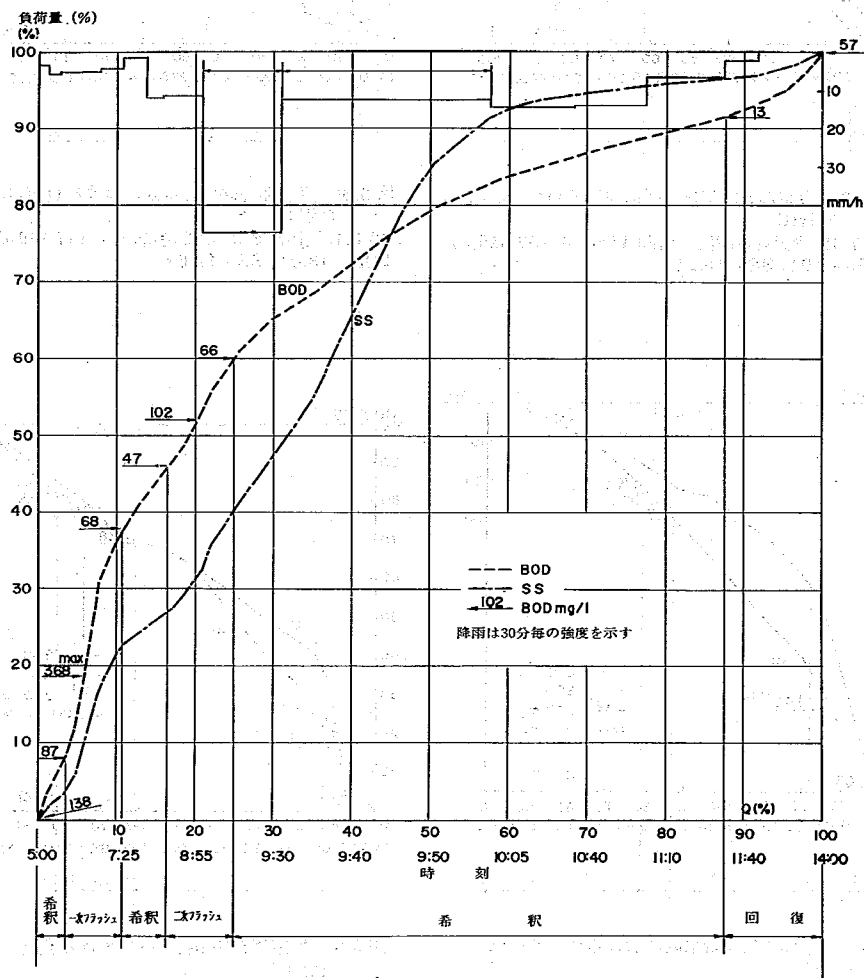


図 5.2 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(1)
(48.11.10, 流出継続時間9時間, $Q=273.264m^3$,
BOD=12.4 t, SS=4.45 t)

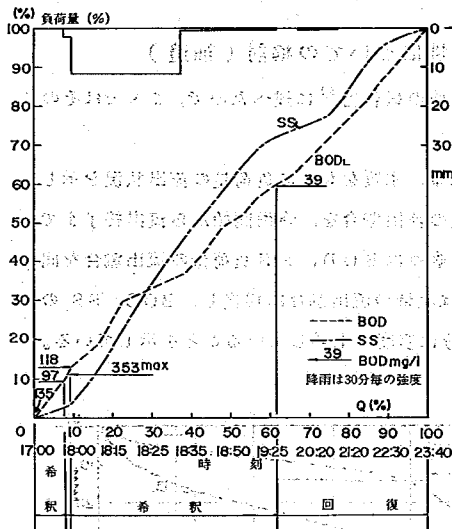


図 5.3 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(1)
(47.7.31, 流出継続時間6時間42分, $Q=53,515m^3$, BOD=5.0t, SS=18.2t)

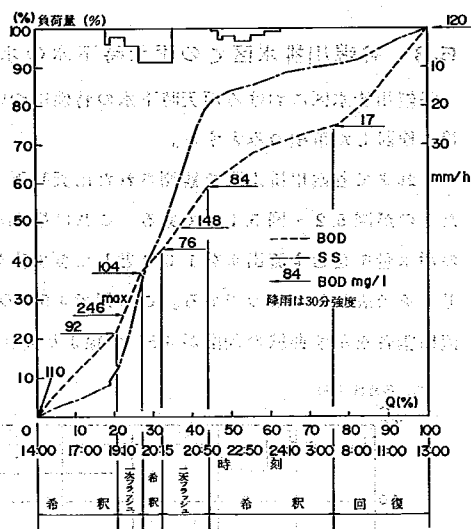


図 5.4 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(3)
(48.8.1, 流出継続時間23時間, $Q=147,169m^3$, BOD=13.0t, SS=32.6t)

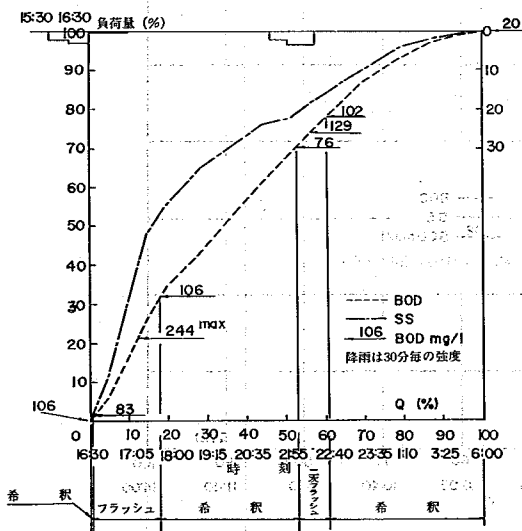


図 5.5 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(4)
(48.8.10, 流出継続時間13時間30分, $Q=74,058m^3$, BOD=7.4t, SS=13.5t)

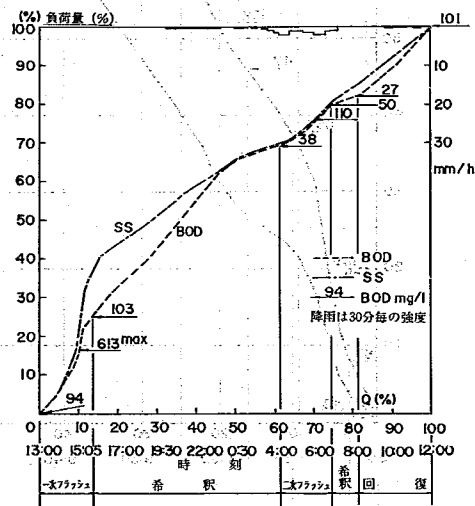


図 5.6 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(5)
(48.8.24, 流出継続時間23時間, $Q=117,392m^3$, BOD=10.9t, SS=17.8t)

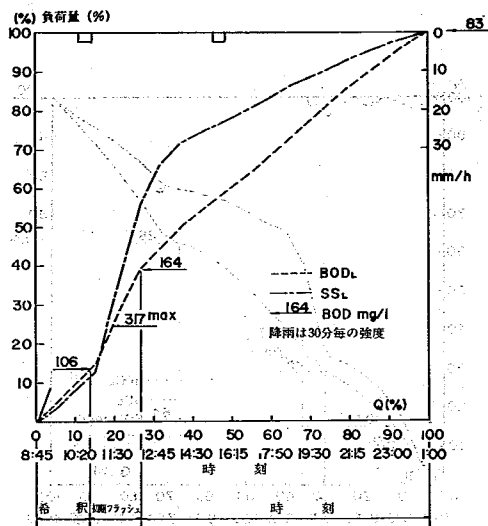


図 5.7 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(6)
(48.7.21, 流出継続時間16時間15分, $Q=84,410 m^3$,
 $BOD=10.3 t$, $SS=13.1 t$)

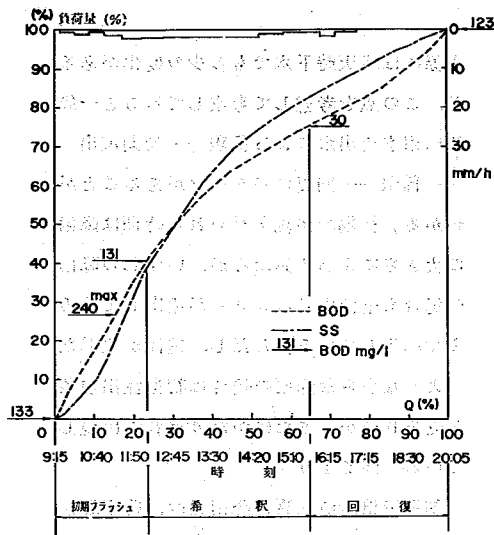


図 5.8 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(7)
(47.10.6, 流出継続時間10時間50分,
 $Q=72,582 m^3$, $BOD=7.4 t$, $SS=18.2 t$)

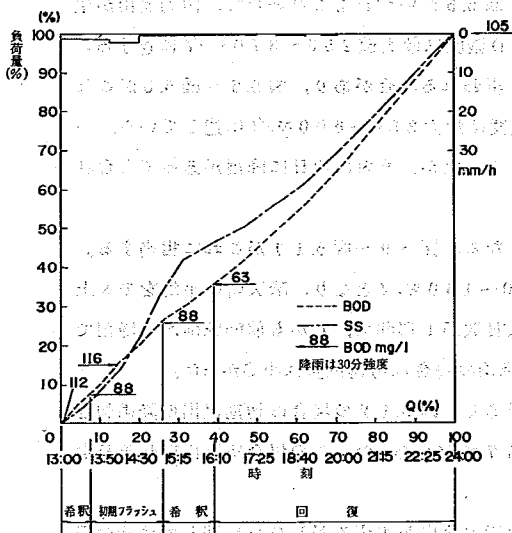


図 5.9 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(8)
(48.8.25, 流出継続時間11時間, $Q=63,106 m^3$,
 $BOD=6.4 t$, $SS=7.4 t$)

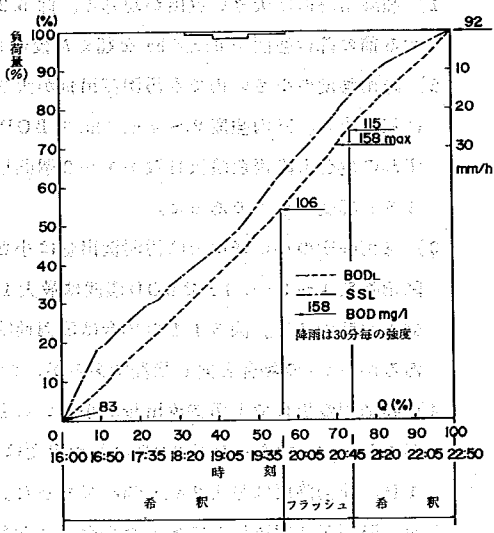


図 5.10 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(9)
(47.9.9, 流出継続時間6時間50分,
 $Q=32,929 m^3$, $BOD=3.4 t$, $SS=4.6 t$)

実際には晴天時下水でも多少の変化があるが、この点を考慮して考察してみると一般的に雨水流出水による稀釈 — 初期流出 — 稀釈 — 回復のパターンがあることがわかる。初期流出現象が現れる時期は降雨の大きさによって異なるが、いずれの降雨の場合も全流出量の30%が流出してくるまでに生じている。ただし、越流が生じないような小さな降雨の場合は初期流出現象が見られぬが、またはかなり遅れて出現している(図5.10)。

初期流出時の水質は降雨強度、降雨継続時間、前回降雨などの影響を受けて変化するがBOD 250 mg/l 以上を汚濁流出の大きい場合、降雨強度が10 mm/hr 程度以上の場合を強降雨とすれば、次の4つの場合に区分できる。

- 1) 強降雨時には大きい流出が現れる。図5.2～図5.5がいずれもこの場合で、汚濁流出が生ずる前の降雨強度が8 mm/hr を超えた後のBOD濃度は最大値250～370 mg/l に達する。
- 2) 降雨強度の小さい雨でも汚濁流出量が大きく現われる場合があり、図5.6～図5.8がこれに相当する。降雨強度2～4 mm/hr でBOD濃度は最大250～600 mg/l に達している。いずれの場合も降雨前晴天日数が1～2週間以上あったか、または前日に降雨があっても合計3.5 mm 程度の小雨であった。
- 3) 降雨強度の小さい降雨では汚濁流出量は小さくなる。図5.9～図5.11がこれに相当する。降雨強度4～5 mm/hr でBOD濃度は最大120～160 mg/l となり、晴天時の平均をやゝ上回る程度である。図5.11の場合は降雨前晴天日数が1週間で、しかも前回降雨が小降雨であるから2)の場合と同じ状況であるが、この降雨の場合は汚濁流量は小さかった。
- 4) 強降雨の場合でも汚濁流出量が小さいことがある。図5.12の場合は初期流出の降雨強度が18 mm/hr であったがBODの最大濃度は177 mg/l であった。この場合は降雨前晴天日数1日、前回降雨は最大24 mm/hr であった。

なお、降雨が2回連続してあった場合、2回目の雨水流出が生ずるがBODに関してはその濃度が低い(図5.2, 5.4, 5.5, 5.6)か、または濃度のピークはほとんど生じなかった(図5.12)。2回目の雨水流出時のBOD濃度は最大100～150 mg/l であり、晴天時の平均濃度をやゝ上回るかまたはそれ以下であった。

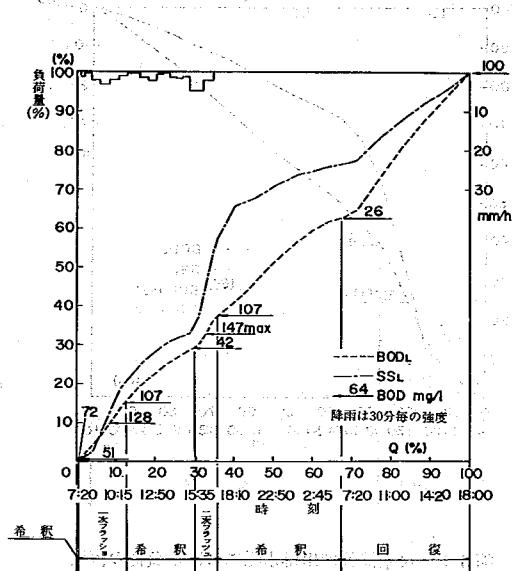


図5.1.1 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況00
(48.7.29, 流出継続時間34時間40分, $Q=198$, 547 m^3 , $\text{BOD}=17.7 \text{ t}$, $\text{SS}=17.2 \text{ t}$)

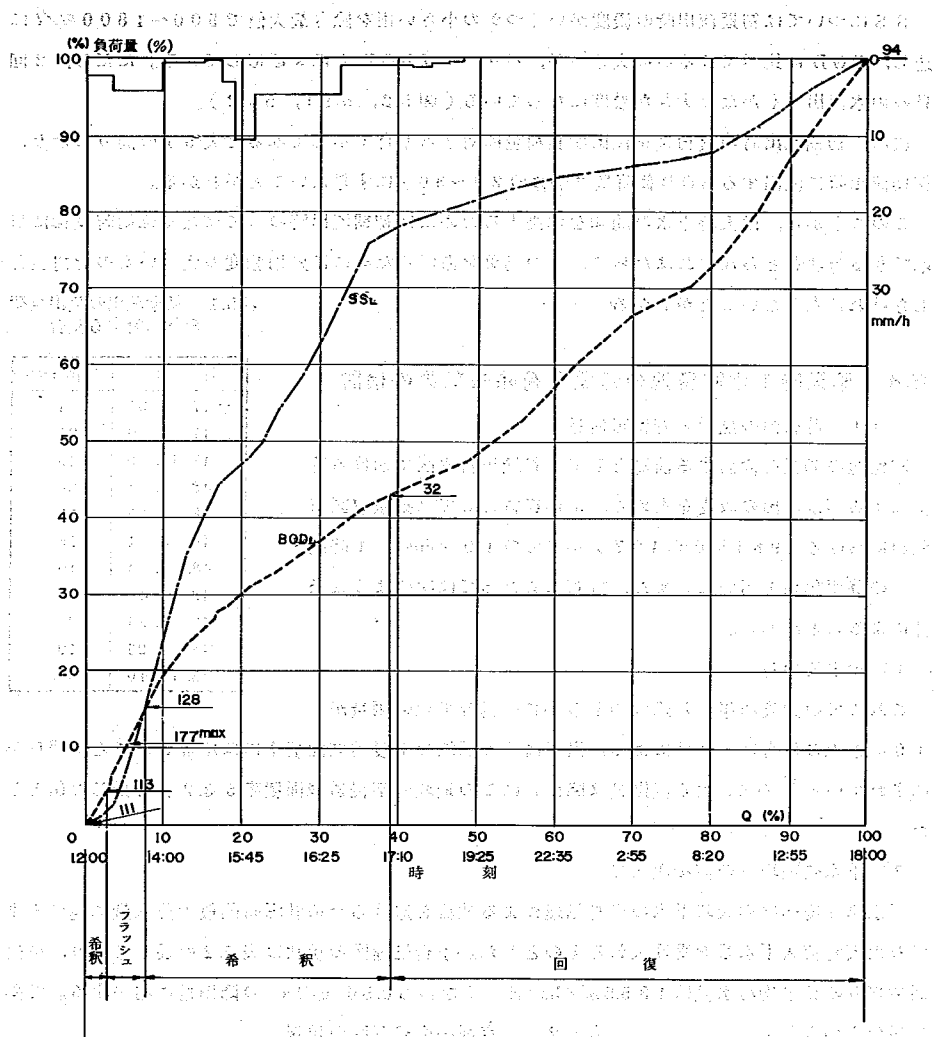


図 5.1 2 東京都谷端川排水区における負荷の流出状況(1)
 (48.8.4, 流出継続時間 29 時間 30 分, $Q=180.085 \text{ m}^3$,
 $\text{BOD}=12.6 \text{ t}$, $\text{SS}=20.5 \text{ t}$)

SSについては初期流出時の濃度がいくつかの小さい雨を除き最大値で500~1800 mg/l に達し、BODに比べてはるかに大きい、パターンはBODとほぼ類似している。ただし、2回目の雨水流出でもかなり大きな濃度になっている(図5.2, 5.11, 5.12)。

次に、初期流出時の負荷量を流出総負荷量に対する割合で示してみると表5.1の通りになり、初期流出時に流出するBOD負荷量は全体の20~30%にすぎないことがわかる。

このことから、雨天時下水の問題を解決するためには初期流出時のみではなく降雨時全体に対応できる方法をとらなければならず、かつ効果をあげるためには降雨強度の大きいものを対象としなければならないことがわかる。

表5.1 初期流出の流出負荷全体に対する割合

降 雨	流出割合(%)
昭 47. 7. 31	4
47. 9. 9	21
47. 10. 6	40
48. 7. 21	26
48. 7. 29	15
48. 8. 1	16
48. 8. 4	10
48. 8. 10	30
48. 8. 24	25
48. 8. 25	19
48. 11. 10	30

5.4 雨天時下水貯留池の汚濁負荷除去効果の検討

5.4.1 貯留池の規模と貯留可能量

貯留池の効果を検討する前提として、谷端川排水区における降雨による雨水流出の収支を求めた。降雨資料としては東京管区気象台における1964年から1973年までの10年間の、1時間ごとの降雨記録を用いた。また、計算にあたっては次のような条件によることにした。

1) 雨水流出量

これまでの調査結果から降雨強度の小さい場合で総降雨量が10 mm 以上の場合は、降雨による流出率はその区域の不浸透域面積率にほぼ等しいことが明らかにされている⁴⁾ので、雨水流出量は降雨量にこの地域の不浸透域面積率5.32%を乗じた値とした。

2) 下水処理場への直接流入量

下水処理場へは雨天時下水の簡易処理による放流を避けるため計画時間最大汚水量に達するまでの雨天時流入下水量を受け入れるものとした。小台処理区の現状は表5.2の通りであり、単位面積当りの日平均汚水量は135.5 $\text{m}^3/\text{ha}/\text{日}$ 、すなわち0.56 mm/ha の降雨量に相当する。計画時間最大汚水量をこ

表5.2 東京都小台処理区の現況

(昭和48年度)

の1.82倍とすれば

1.02 mm/hr となり、

その差は0.48 mm/ha

となる。

また、谷端川排水区末端における日平均汚水量は実測では1.1 $\text{m}^3/\text{秒}$ であり、これは0.73 mm/hr となりその差は0.6 mm/hr である。

この2つの事例から下水処理場への直接遮集量を0.5 mm/hr とした。

	日平均汚水量	処理人口	1人当り 日平均汚水量	処理区域面積	面積当り 日平均汚水量
	$\text{m}^3/\text{日}$	人	$\text{l}/\text{人}/\text{日}$	ha	$\text{m}^3/\text{ha}/\text{日}$
小台処理区	420,460	636,000	660	3,104	135.5

3) 貯留池への流入量

雨水流出量から下水処理場への直接流入量を差引いたものが貯留池への流入量である。

以上のような計算方法には次のような問題が残されていることに留意しなければならない。

- 1) 雨水流出量の算定では降雨量に不透透面積率を単純に乗じており、不透透域における初期損失、浸透域からの流出等は加味されていないので、降雨強度の大なる降雨やごく弱い降雨の場合は実際の値とやや異なってくると考えられる。
- 2) 降雨資料が1時間降雨量であるため、貯留池への流入量を求める際の下水処理場への直接流入量を過大に差引く可能性がある。
- 3) 晴天時汚水量の変動を無視し、下水処理場側への流量を一定としている。

次に、この雨水流出量をもとにして5mm、10mm、15mmの降雨まで貯留する能力を持つ27,000 m^3 、54,000 m^3 、81,000 m^3 の雨天時下水貯留池を設置した場合の貯留量と、この池から越流して直接放流される量を求めた。計算に当っては次の条件を設定した。

- 1) これまでの観測結果から、1降雨による流出は降雨終了後3時間まで継続するものとした。
- 2) 降雨流出終了後の時間最大汚水量と日平均汚水量分(0.5mm/hr)を下水処理場へ送るものとした。

以上のような計算の過程を別表5.1に例示し、計算結果を表5.3～5.6に示した。これによれば、10年間平均による年間降雨数は11.6降雨、降雨量1360mm、総流出量は720mmである。11.6降雨のうち越流を生じる降雨回数は7.8降雨、越流量は440mm、直接下水処理場へ送られる量は280mmである。

ここに5mmの降雨までを貯留する貯留池を設置すれば越流量440mmのうちで180mmが貯留され、260mmは貯留池を通過して直接放流される。直接放流回数は年間25回である。

10mmの貯留池では貯留量270mm、直接放流量170mmで貯留率は60%になる。直接放流回数は16回まで減少する。さらに、15mmの貯留池の場合は320mm、直接放流量120mmで貯留率は70%になり直接放流回数は11回になる。

表 5.3 雨水流出量と雨水吐からの越流量

	①	②	③	④	⑤	⑥
年	総降雨数 (降 雨)	総降雨量 mm/y m ³ /y	②×0.532 mm/y m ³ /y	雨水吐 越流降雨数 (降 雨)	雨水吐越流量 mm/y m ³ /y	処理場直接流入量 mm/y m ³ /y
1964	133	1,140.2	606.6	63	310.4	296.2
		6,179,884	3,287,772		1,682,368	1,605,404
1965	114	1,596.0	849.1	84	557.2	291.9
		8,650,320	4,602,122		3,020,024	1,582,098
1966	117	1,643.5	874.3	73	607.1	267.2
		8,907,770	4,738,706		3,290,482	1,448,224
1967	131	1,023.3	544.4	82	282.7	261.7
		5,546,286	2,950,648		1,532,234	1,418,414
1968	119	1,491.0	793.2	91	475.7	317.5
		8,081,220	4,299,144		2,578,294	1,720,850
1969	117	1,343.0	714.5	88	421.9	292.6
		7,279,060	3,872,590		2,286,698	1,585,892
1970	111	1,122.0	596.9	69	338.0	258.9
		6,081,240	3,235,198		1,831,960	1,403,238
1971	118	1,438.5	765.3	79	482.6	282.7
		7,796,670	4,147,926		2,615,692	1,532,234
1972	106	1,627.5	865.8	81	570.7	295.1
		8,821,050	4,692,636		3,093,194	1,599,442
1973	95	1,149.5	611.5	70	379.0	232.5
		6,230,290	3,314,330		2,054,180	1,260,150
平均	116	1,357.5	722.2	78	442.5	279.7
		7,357,379	3,914,107		2,398,513	1,515,594

表 5.4 貯留池への貯留量と貯留池からの越流量 $V=5 \text{ 畝 (27,000 m}^2\text{)}$

年	貯留量 mm/y m ³ /y	貯留池流入量に対する貯留量の割合 (%)	貯留池からの越流量 mm/y m ³ /y	越流回数	越流する回数の割合 (%)	年	貯留量 mm/y m ³ /y	貯留池流入量に対する貯留量の割合 (%)	貯留池からの越流量 mm/y m ³ /y	越流回数	越流する回数の割合 (%)
1964	175.4	56.5	135.0	22	34.9	1970	156.1	46.2	181.9	21	30.4
	950,505		731,863				846,008		985,952		
1965	192.4	34.5	364.8	30	35.7	1971	182.2	37.8	300.4	23	29.1
	1,042,645		1,977,379				987,361		1,628,331		
1966	206.9	34.1	400.2	31	42.5	1972	201.6	35.3	369.1	27	33.3
	1,121,669		2,168,813				1,092,889		2,000,305		
1967	177.3	62.7	105.4	17	20.7	1973	161.1	42.5	217.9	24	34.3
	961,183		571,051				873,108		1,181,072		
1968	200.9	42.2	274.8	29	31.9	平均	185.2	41.9	257.3	25	32.1
	1,088,770		1,489,524				1,004,213		1,394,300		
1969	198.9	47.1	223.0	28	31.8						
	1,077,984		1,208,714								

表 5.5 貯留池への貯留量と貯留池からの越流量 $V=10 \text{ 畝 (54,000 m}^2\text{)}$

年	貯留量 mm/y m ³ /y	貯留池流入量に対する貯留量の割合 (%)	貯留池からの越流量 mm/y m ³ /y	越流回数	越流する回数の割合 (%)	年	貯留量 mm/y m ³ /y	貯留池流入量に対する貯留量の割合 (%)	貯留池からの越流量 mm/y m ³ /y	越流回数	越流する回数の割合 (%)
1964	238.2	76.7	72.2	13	20.6	1970	220.9	65.4	117.1	10	14.5
	1,291,152		391,216				1,197,441		634,519		
1965	284.9	51.1	272.3	23	27.4	1971	258.9	53.6	223.7	16	20.3
	1,544,266		1,475,758				1,403,021		1,212,671		
1966	326.5	53.8	280.6	19	26.0	1972	306.0	53.6	264.7	15	18.5
	1,769,793		1,520,689				1,658,357		1,434,837		
1967	228.8	80.9	53.9	8	9.8	1973	231.0	60.9	148.0	13	18.6
	1,240,204		292,030				1,252,183		801,997		
1968	309.1	65.0	166.6	24	26.4	平均	271.4	61.3	171.1	16	20.5
	1,675,159		903,135				1,471,422		927,091		
1969	310.4	73.6	111.5	15	17.6						
	1,682,639		604,059								

表 5.6 貯留池への貯留量と貯留池からの越流量 $V=15 \text{ 畝 (81,000 m}^2\text{)}$

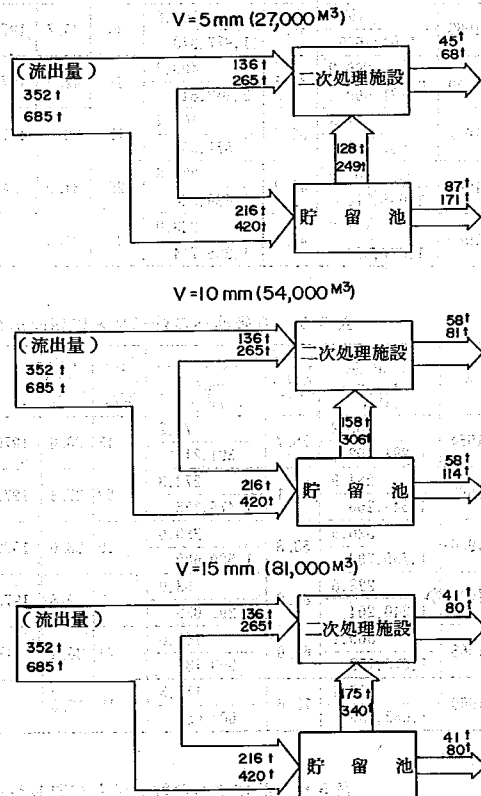
年	貯留量 mm/y m ³ /y	貯留池流入量に対する貯留量の割合 (%)	貯留池からの越流量 mm/y m ³ /y	越流回数	越流する回数の割合 (%)	年	貯留量 mm/y m ³ /y	貯留池流入量に対する貯留量の割合 (%)	貯留池からの越流量 mm/y m ³ /y	越流回数	越流する回数の割合 (%)
1964	278.7	89.8	31.7	7	11.1	1970	259.6	76.8	78.4	7	10.1
	1,510,391		171,977				1,406,924		425,036		
1965	353.5	63.0	203.7	16	19.0	1971	297.3	61.6	185.3	14	17.7
	1,915,970		1,104,054				1,611,258		1,004,434		
1966	396.8	65.4	210.3	11	15.1	1972	363.2	63.6	207.5	10	12.3
	2,150,602		1,139,880				1,968,761		1,124,433		
1967	255.7	90.4	27.0	3	3.7	1973	275.8	72.8	103.2	10	14.3
	1,385,786		146,448				1,495,053		559,127		
1968	378.5	79.6	97.3	17	18.7	平均	322.7	72.9	119.8	11	14.1
	2,050,820		527,474				1,749,056		649,457		
1969	368.1	87.2	53.8	9	10.2						
	1,994,994		291,704								

5.4.2 貯留による流出汚濁負荷除去量

表 5.3～表 5.6 の結果を用い各貯留池の汚濁負荷除去量を BOD, SS を指標として計算した。雨天時下水の水質はこれまでの調査結果を考慮し BOD 90 ㎎/ℓ, SS 175 ㎎/ℓ とし, また下水処理場からの放流水は小台処理場の実績から BOD 18 ㎎/ℓ, SS 27 ㎎/ℓ とした。貯留池を通過して直接放流される場合は 4.6 の実験結果から沈澱により BOD, SS とともに 30% の除去効果が得られるものとした。計算結果を図 5.13 に示す。BOD 総流出量は 352 t/年 でそのうち下水処理場へ直接流入する負荷量は 136 t/年, 貯留池へ流入する通過量は 216 t/年である。

降雨量 5 mm に相当する貯留池の場合には BOD 総流出量のうち 219 t/年 が除去され, 6.22% の BOD 除去率を得る。同様にして 10 mm の場合 6.82%, 15 mm の場合 7.17% の BOD 除去率になる。

SS の総流出量は 685 t/年 であり, そのうち 265 t/年 が下水処理場へ, 420 t/年 が貯留池へ流入する。そして降雨量 5 mm に相当する貯留池をもうけると 6.51%, 同様にして降雨量 10 mm では 7.16%, 降雨量 15 mm では 7.55% の SS が除去されることになる。



(注) 貯留池での BOD, SS 除去率を 30% とする

5.5 雨天時下水貯留池の設計

図 5.13 雨天時下水貯留池による汚濁負荷除去量 (上段 BOD, 下段 SS)

5.5.1 基本的な考え方

ここでは 5.4 で考察した結果にもとづき, 谷端川排水区をモデルにした場合の雨天時下水貯留池について, 具体的に設計したものについて述べる。設計に際し, あらかじめ検討した項目とその結論は次の通りである。

<設計位置>

貯留池は谷端川幹線の末端附近とし, 放流河川を石神井川とする。また, 前述のように本排水区は武蔵野台地上にあり, 一方, 放流河川の石神井川はその台地に溪谷を形成しながら流下している。このため, 貯留池から直接放流する場合も自然流下が可能であるが, ここでは費用比較等

の資料を得るため、ポンプ排水の場合も想定し、次の二つの形式を検討した。

- ① 地下式 谷端川幹線より貯留池へ自然流下で流入する。直接放流分は自然流下で排除し、貯留した部分の排水および排泥はポンプにて行なう。
 - ② 地上式 谷端川幹線よりポンプで揚水し、貯留する。直接放流および幹線への戻水、排泥等は自然流下で行なう。これは平坦地域などで排水ポンプ場と併設した場合に相当する。
- ただし、いずれの場合にも緊急時には貯留池を通さず、直接放流できる構造としておく必要があろう。

<設計容量>

いずれの場合も $27,000 m^3$ (5 月まで貯留)、 $54,000 m^3$ (10 月まで貯留)、 $81,000$ (15 月まで貯留) の 3 者について検討した。

<貯留池の制御方式>

- ① 地下式 流入側は谷端川幹線の越流を越えた部分の雨天時下水が自然流下で入るものとする。排出側は谷端川幹線の水位を測定し、日平均下水流量付近で ON、日最大下水流量付近で OFF となるように設定した排水ポンプで貯留した雨天時下水を排出する。操作は親ポンプ場よりの遠隔操作が可能な無人操作とする。
- ② 地上式 雨天時、時間最大下水流量までは下水処理場へ直送し、それ以上のものはポンプ井水位によるポンプ回転数制御にて揚水し、貯留する。降雨終了後は地下式と同じく谷端川幹線水位を測定し、幹線水位が常に日最大下水流量に相当するよう放流側弁開度を調節し、自然流下で排出する。操作は常勤職員 2 名が行なう一人中央操作とする。

<ゲート設備>

両方式とも油圧式開閉機構とし、手元・遠方操作が可能とする。ゲートは常時「開」とし、緊急時のみ閉とする。

<スクリーン設備>

雨天時下水にはかなりの量の粗大固形物が含まれているので、自動掻き上げ式スクリーン設備を設けて、これを取除くものとする。地下式の場合は沈澱池入口、バイパス放流水路前にそれぞれ設け、し渣はホッパーに貯留後晴天時に搬出する。地上式の場合は沈砂池前に設け、し渣は同様にポッパーに貯留後晴天時に搬出する。

<除砂設備>

雨天時下水にはかなりの砂分が含まれており、貯留期間中貯留池に沈澱すると考えられるので、汚泥を下水幹線に戻す前に汚泥中から砂分を除去するものとする。地下式の場合は排泥中に含まれるので、汚泥を引抜く際にサイクロンで洗滌分離した後、ホッパーに貯留し、晴天時に搬出する。地上式の場合はポンプ場の沈砂池でお互に除去できるが、排泥中にも砂が含まれている可能性があるため地下式の場合と同じ取扱いをする。なお、沈澱池の除砂はグラブパケットで行ない、洗滌後同じくホッパーに貯留する。

＜ポンプ設備＞

地上式の場合はポンプが必要となる。口径400mm以上の下水用ポンプとしては立軸斜流ポンプ、横軸斜流ポンプ、立軸渦巻斜流ポンプの3種が考えられる。この3種類のポンプと雨天時下水貯留池用ポンプとしての特性との関係は次の通りである。

	立軸斜流 ポンプ	横軸斜流 ポンプ	立軸渦巻 斜流ポンプ
自動運転が容易である	○		○
閉塞が無い	○	○	○
摩耗及び軸受が損傷しにくい	○		○
敷地面積がいらない	○		
敷地高さがいらない		○	

以上のことより立軸斜流ポンプを採用する。

＜汚泥かき寄せ設備＞

汚泥かき寄せ機として考えられる機種はチェーン式、回転式、ミード式である。雨天時下水貯留池に使用する機種の場合、次の制約条件を考慮する必要がある。

- 1) 池が空になる時間が多いので、水没したり、空になっても機械的な損傷がないもの
- 2) 覆蓋をする場合が多いので、池に柱が建てやすいこと
- 3) 覆蓋の高さを抑えるために、池天端より上部に機械部分になるべく無いこと
- 4) 瞬間的な豪雨のために、土砂が一時的に多量に流れ込む可能性が大きいので、埋没の恐れがなく、また、砂が多いのでかき寄せ部分の耐摩耗性が必要である。
- 5) 一般に市街地内に造られるため敷地面積の制約を受けるので、なるべく面積をとらないものが有利である。

3者にはいずれも一長一短あるが、この場合は機能面を重視し、1)、4)、5)項に優れるミード式を採用する。

なお、汚泥かき寄せ機は池内水位が設定値以上になった場合に駆動を開始し、排泥完了後停止するものとする。

＜消毒設備＞

雨天時下水には一時的に多量の大腸菌が含まれていることがあるので、直接放流するものについては塩素滅菌をするものとする。

ただし、実測の結果から豪雨時は稀釈が十分であると考えられるので日平均汚水量の5倍までを処理対象とする。

考えられる方式としてはポンプによる塩素注入設備か、タンクローリにより運搬される次亜塩素酸ソーダ注入設備のどちらかである。両者を比較すると次の通りとなる。

この特性のうち保安上の有利な点を重視し、次亜塩素酸ソーダを用いる方法を採用する。

<洗 浄 水>

降雨が終了し、排水、排泥した後に池内を洗浄する水やサイクロン等に使用する水は、降雨時下水を急速砂戸過した水を用いるものとし、不足分は水道水で補給する。

<付 帯 設 備>

いずれの方式も覆蓋するので、貯留池や沈砂池には給排気設備をもうけ、排気については水洗浄による脱臭を行なうものとする。このほか、適当な位置に洗滌水貯留槽、重油タンク、作業員控室、予備品倉庫等を設ける。

<軀 体 構 造>

この地域の地質は詳細にはわからないが、近くにある東京都落合下水処理場での施工例等を参考にして、関東ローム層であると想定し池はベタ基礎とし、ポンプ室のみφ350_{mm}、 $l=5m$ 程度の杭基礎とする。軀体は数筋コンクリート造りとして、覆蓋したうえその上部を公園等に転用できる構造とする。

<運 転 保 守>

地下式の場合は無人化し、降雨終了後適当な時期に親ポンプ場、ないしは下水処理場から作業員が来てし渣の搬出や点検整備を行なうものとする。地上式の場合はポンプ場に併設された形をとるので、ポンプ場の運転保守に準じて2人常駐とし、4班編成で作業に当るものとする。

5.5.2 位置の選定

谷端川幹線下流附近はすでに高度に市街化しており、雨天時下水貯留池を設置する空間を見出すことは困難であるが、強いて求めれば、図5.1に示した通り次の4地点が適当であろう。

- 1) 谷端川幹線の既設雨水分流地点よりやま東側で、現在某社倉庫とその付帯建物がある附近。

こゝは私鉄と国鉄線にはさまれた三角地帯で、土地の利用価値も周囲に比べて低いので、公共用地に転用することも可能であろう。場合によっては立体化し、地下、または下層階までを下水道施設に、上部を倉庫として利用することも考えられる。状況を写真5.1に示す。

- 2) I小学校およびI中学校校庭。両者の校庭の地下を利用する考えである。公共用地であり、上部空間を校庭に再利用できる構造にすれば、用地取得の問題はまぬがれる。ただし、工事期間が学校の長期休暇中に限られること、工事騒音や安全管理上の問題があることなど実施に伴う問題は多い。状況を写真5.2に示す。

- 3) 某私鉄車輛基地。こゝはこの附近で最大の地上空間を有するところであり、土地の利用状

表 5.7 次亜塩素酸ソーダと塩素ガスの比較

項 目	次亜塩素酸ソーダ	塩 素 ガ ス
購入 荷 姿	液体 (約12%w/w)	気体 (高圧下で液体)
消防法による規制	な し	あり, 中和装置が必要
P H	中 性	強 酸 性
価 格	有効塩素量ベースで 塩素ガスの約2倍	
付 帯 設 備	殆んどいらない	気化, 液化装置要
現 場 製 造	可 能	現段階では不可能

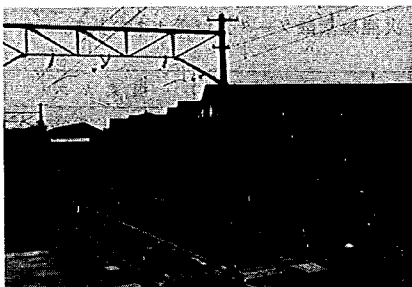


写真 5.1 某社会庫

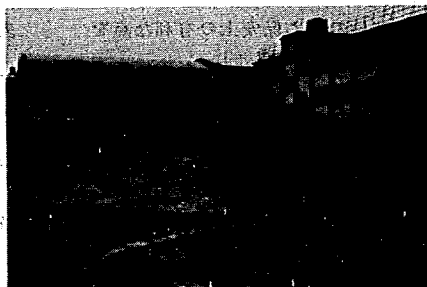


写真 5.2 I 中学校校庭

況から見ても地下構造物を造り易い。しかし、電車の往來の激しい場所での工事は費用が嵩むばかりでなく、安全管理面からも不利である。また、私有地の下に公共物を築造する点にも難点がある。(写真 5.3)

4) 谷端川旧河道。谷端川の大部分はすでに下水道幹線に転用されているが、雨水分流地点以降は雨天時下水放流水路として空堀のまゝ残されている*。この旧河道およびその側道を利用すれば貯留池の設置が可能であろう。公共用地である点も用地取得上有利である。ただし、ポンプ施設やその他の付帯施設のための用地は別に確保しなければならないこと、旧河道に



写真 5.3 私鉄電車車輛基地



写真 5.4 谷端川廃川敷

従った形状になるため汚泥かき寄せや洗滌等の点で不利である。状況を写真 5.4 に示す。

以上の 4 地点のうち、こゝでは地形的に最も貯留池に適している 1) の場合を想定し、概念設計を行なうことにする。

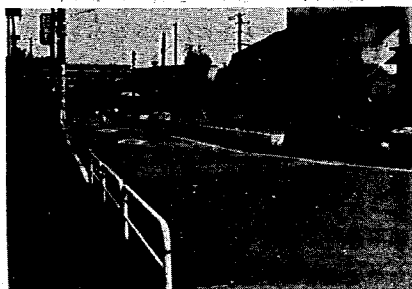


写真 5.5 谷端川廃川敷(右手)

* ただし、保安上の点から覆蓋されている。

5.5.3 計画諸元

各施設の計画諸元は次の通りである。

1) 沈砂池(地上式のみ)

池 巾	6.000 m
池 長	18.000 m
有効水深	3.143 m
池 数	18 池

2) スクリーン

有効間隔	25 mm
傾 斜 角	70°
スクリーン水路巾	2.5 m
機 数	3.6 基

3) 揚水ポンプ

型 式	堅軸斜流ポンプ
口 径	1,500 mm
揚 水 量	280 m ³ /分
揚 程	8 m
台 数	18 台

4) 貯留池

池 巾	12.000 m
池 長	61.600 m
有効水深	6.500 m
池 数	27,000 m ³ (10mmまで)の場合 6 池 54,000 m ³ (15mmまで)の場合 12 池 81,000 m ³ (20mmまで)の場合 18 池

5) 塩素混和池

池 巾	6.0 m
水 長	165.0 m
水 深	5.0 m
池 数	1 池

6) 汚泥引抜ポンプ

型 式	横型ブレードレスポンプ
口 径	125 mm
揚 水 量	2.0 m ³ /分
揚 程	8 m
台 数	貯留池各池に1台設置

以上の仕様により設計した結果を付図 5.1～5.9および付図 5.10～5.20に示した。

5.5.4 建設費

各ケースの建設費を昭和51年度単価により積算した結果を表 5.8に示した。

5.6 費用効果分析⁵⁾

5.6.1 比較条件

現在のところ、わが国においては雨天時下水をどの程度まで取扱うべきかという目安はない。したがって前項で概念的に設計した雨天時下水貯留池が目的を達するものであるか否かの判定は難しい。そのため、ここでは谷端川排水区をモデルに貯留方式以外の方法で雨天時下水ないしは雨水流出水に伴う汚濁を削減する方法との比較で、雨天時下水貯留池の効果を見極めることにする。

比較の対象として取り上げたものは、合流式下水道の場合は合流式の分流化と雨天時下水の貯留であり、分流式の場合は現在のような主として汚水系統のみを整備し、雨水系統は在来からの

表 5.8 雨天時下水貯留池建設費内訳

単位: 千円

	地 上 式			地 下 式		
	27,000m³	54,000m³	81,000m³	27,000m³	54,000m³	81,000m³
土木工事費計 (内訳)	2,863,000	3,711,000	4,442,000	1,945,000	2,829,000	3,573,000
沈砂池または導水きょ	1,770,000	1,770,000	1,770,000	846,000	846,000	846,000
貯留池	787,000	1,507,000	2,238,000	803,000	1,542,000	2,286,000
塩素混和池及び放流きょ	306,000	434,000	434,000	296,000	441,000	441,000
建築工事費計 (内訳)	2,432,000	3,107,000	3,755,000	1,261,000	1,937,000	2,578,000
沈砂池または導水きょ	1,620,000	1,620,000	1,620,000	421,000	421,000	421,000
貯留池	631,000	1,262,000	1,893,000	631,000	1,262,000	1,893,000
管の埋設	181,000	225,000	242,000	165,000	210,000	220,000
放流ポンプ室				44,000	44,000	44,000
機械工事費計 (内訳)	4,709,200	5,297,500	5,884,500	1,611,000	2,199,300	2,786,300
沈砂池または導水きょ設備	952,500	952,500	952,500	625,100	625,100	625,100
ポンプ設備	2,756,900	2,756,900	2,756,900			
貯留池設備	645,000	1,149,000	1,652,100	645,900	1,149,000	1,652,100
塩素注入設備	12,100	12,100	12,100	12,100	12,100	12,100
砂ろ過設備	25,700	44,900	64,100	25,700	44,900	64,100
脱臭設備	278,300	344,300	409,000	200,200	266,200	330,900
返送ポンプ設備				102,000	102,000	102,000
流量調節弁設備	37,800	37,800	37,800			
電気工事費計 (内訳)	568,500	621,800	728,100	388,500	469,700	589,600
電気室設備	67,200	68,300	76,400	63,100	68,900	79,100
動力設備	392,500	426,900	496,100	223,200	271,100	345,200
自家発電設備	22,000	26,400	30,800	17,600	26,400	30,800
中央監視設備	38,500	41,300	49,500	24,800	27,500	37,400
照明設備	27,600	33,900	40,800	17,400	23,400	33,000
計装設備	20,700	25,000	34,500	14,900	24,300	30,300
遠方監視盤設備				27,500	28,100	33,800
総工事費計	10,572,700	12,737,300	14,809,600	5,205,500	7,435,000	9,526,900
(造園工事費)	(51,200)	(45,760)	(40,320)	(56,720)	(52,160)	(47,040)

側溝に頼るものを「分流式のまゝ」とし、側溝を廃止し、すべて暗渠化してしまう場合を「完全分流化」とした。

また、雨天時下水の処理はせずに、下水処理場からの放流水の水質をさらに良好に維持することによって放流先水域への総汚濁負荷の削減をはかる例として、分流式下水道における二次処理水の急速砂汙過法をとり上げ、これを三次処理とした。

各場合の水質は、晴天時の下水処理場での流入流出水の水質、合流式下水道の雨天時簡易処理水の水質は谷端川排水区の属する小台処理場の実測結果からそれぞれ次の通りとした。

	BOD	SS
流入水質	120 mg/l	160 mg/l
簡易処理水質	125 "	156 "
二次処理水質	18 "	27 "

雨天時の水質は、合流式の場合についてはこれまで土木研究所が行なってきた谷端川排水区における現地調査の結果を勘案し、BOD 90 mg/l, SS 175 mg/l とした。分流式の場合は同じく土木研究所が行なった神戸、山形、岐阜での実測結果から、側溝が整備されぬまゝの場合を BOD 50 mg/l, SS 300 mg/l とし、完全に分流化した場合は BOD 30 mg/l, SS 100 mg/l になるものとした。

三次処理水の水質についても、同じく土木研究所における調査結果⁶⁾にもとづき BOD, SSとも 8 mg/l になるものとした。

また、建設費の積算についてはそれぞれ全国平均的な単価を用い、合流式下水道については ha 当り 1,611 万円、污水管を布設する場合 ha 当り 880 万円、雨水系統*の整備に要する費用を 884 万円、側溝を雨水管にする場合 545 万円かゝるものとした。

下水処理場の費用は流域別下水道整備総合計画の指針⁷⁾の費用函数を用い

$$GT = 352.45 Q^{0.7145}$$

ただし GT : 建設費(百万円)

Q : 日最大下水量(1000 m³/日)

が成り立つものとした。ただし、この場合処理方式は標準活性汚泥法 — 消化・脱水・焼却方式とし、覆蓋や脱臭などの二次公害防止設備等の附帯設備は含まれない。

ポンプ場については、これまでの例からこの程度(約 500 ha)の排水区では分流式の場合 2ヶ所必要であるものとし、1 個所当り 3 億円の建設費がかゝるものとした。

三次処理のための急速砂汙過設備については東京都における実績等を考慮し

$$C = 430.4 Q^{0.678}$$

ただし C : 建設費(百万円)

Q : 日最大下水量(1000 m³/日)

* 最上流部は側溝とし工事費には含まず。

が成り立つものとした。

5.6.2 成果と考察

計算の結果を表 5.9、表 5.10 に示した。また、両者の関係を図示してみると図 5.14 のよう

表 5.9 各種方法による汚濁負荷削減率

(単位kg/日, %)

排除方式 対 策 項 目		合 流 式					分 流 式			備 考
		合流式の ま ま	分 流 化	雨天時下水貯留池			分流式の ま ま	完全分流化 (側溝整備)	三次処理 (砂濾過)	
				5mmまで	10mmまで	15mmまで				
発 生 負 荷 量 (t/年)	処理場流入水 BOD									
	汚水分	3,046	3,046	3,046	3,046	3,046	3,046	3,046	3,046	120mg/l
	雨水分	136	136	136	136	136	0	0	0	90 "
	SS									
	汚水分	4,061	4,061	4,061	4,061	4,061	4,061	4,061	4,061	160mg/l
	雨水分	265	265	265	265	265	0	0	0	175 "
t/年	雨水流出水 BOD	216	216	216	216	216	196	196	196	90,50mg/l
	SS	420	420	420	420	420	1,174	1,174	1,174	175,300 "
小 計 (A)										
BOD		3,398	3,398	3,398	3,398	3,398	3,242	3,242	3,242	
SS		4,746	4,746	4,746	4,746	4,746	5,235	5,235	5,235	
放 流 負 荷 量 (t/年)	下水処理場 簡易処理 BOD	36								125mg/l
	SS	45								156 "
	二次処理 BOD	479	457	502	511	516	457	457		18mg/l
	SS	718	685	753	766	773	685	685		27 "
	三次処理 BOD								203	8mg/l
	SS								203	8 "
	雨水 越流水 BOD	216								
	SS	420								
	流出水 BOD		117				196	117	117	50,30mg/l
	SS		391				1,174	391	391	300,100 "
	貯留池より 越流 BOD			88	58	41				除去率30%
	SS			171	114	81				"
小 計 (B)										
BOD		731	574	590	569	557	653	574	320	
SS		1,183	1,076	924	880	854	1,859	1,076	594	
削減率										
$\frac{A-B}{A} \times 100$ BOD		78.5	83.1	82.6	83.3	83.6	80.0	82.3	90.1	
SS		74.6	77.3	80.5	81.5	82.0	64.5	79.4	88.7	

図5.1.0の表5.1.0の各種方法に要する建設費の概算と、その削減率の概算
(単位 百万円)

項目	排除方式 対策	合 流 式					分 流 式			備 考
		合流式の まま	分流化 (汚水管新設)	雨天時下水貯留池			分流式の まま	完全分流化 (側溝整備)	三次処理 (砂濾過)	
既 計 画	下水処理場	9,248	9,248	9,248	9,248	9,248	9,248	9,248	9,248	
	管渠 合流管	8,732	8,732	8,732	8,732	8,732	4,770	4,770	4,770	1,611 万/ha
	汚水管						4,791	4,791	4,791	880 "
	雨水管									884 "
	中継ポンプ場						600	600	600	
小 計		17,980	17,980	17,980	17,980	17,980	19,409	19,409	19,409	
改 造 費	管渠系統 汚水管新設		4,770							
	中継ポンプ場		600					2,954	2,954	545 万/ha
	雨水管整備									
	雨天時下水貯留池 地上式			10,573	12,737	14,810				
	地下式			5,256	7,435	9,527				
小計*		0	5,370	10,573	12,737	14,810	0	2,954	3,897	
合計*		17,980	23,350	28,553	30,717	32,790	19,409	22,363	23,306	
				23,236	25,415	27,507				

* 上段は雨天時下水貯留池を地上式にした場合、下段は地下式にした場合。

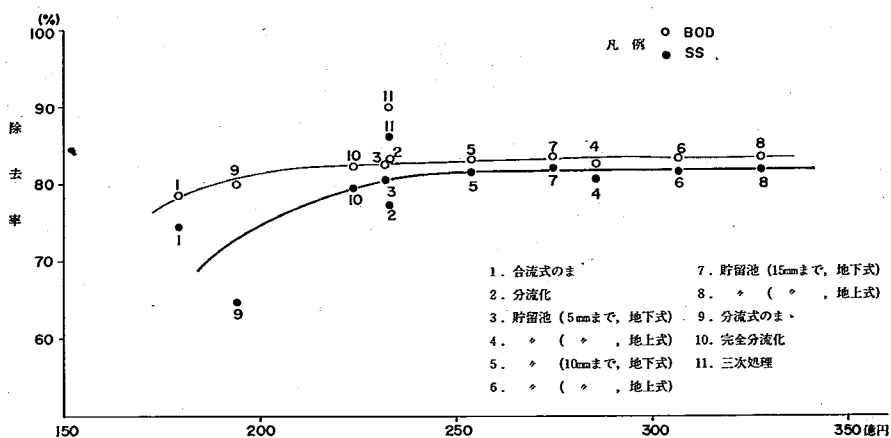


図 5.1.4 各種代替法の費用と効果

になる。これらの結果をみると費用の点からすれば合流式下水道が最も安価であり、地上式の雨天時下水貯留池を設ける場合が高価になっている。また、地下式の貯留池で5mmまでを対象としたものと、三次処理、合流式の分流化の3者に要する費用はほぼ等しくなっている。

雨天時下水貯留池についてみれば、ポンプ場の有無によって建設費に大きな差が生じ、したがって在来からのポンプ場と併設する場合を除けば地上式は大きな費用を要することがわかる。

汚濁物質の除去の点から見ると、三次処理を行なう場合が最も効率的である。貯留池を設置する場合はBOD除去率の点で合流式の分流化と、SS除去率の点で完全分流化とはほぼ等しく、貯留池の大きさによる差は余り大きくない。また、不完全な形の分流式はSS除去の点で合流式より劣っている。

ただし、これらの比較で注意しなければならないのは、発生汚濁負荷量の大部分は晴天時下水の二次処理によって取除かれており、それ以外の処理で除去される量はこれに比べれば僅少であるということである。公共用水域の水質汚濁を防ぐには、先ず下水道の整備を行ない、下水を完全に二次処理することが重要であることが示されている。

結論的に云えば5mm程度の降雨まで貯留できる雨天時下水貯留池を設けることにより、合流式下水道を分流化したり、在来からの不完全な形の分流式下水道を整備するのとはほぼ等しい費用で、同程度の効果が得られることが明らかである。また、晴天時下水の三次処理に要する費用もこれらと同じであるが、放流先水域に与える汚濁負荷の軽減の点では有利である。

たとえば表の5日、6日の部分を拡大すると次のようである。

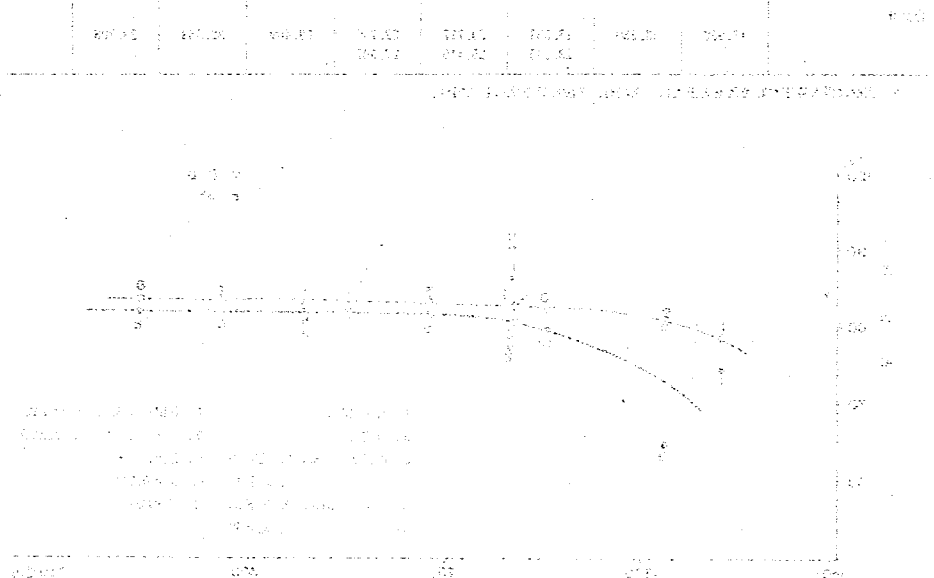
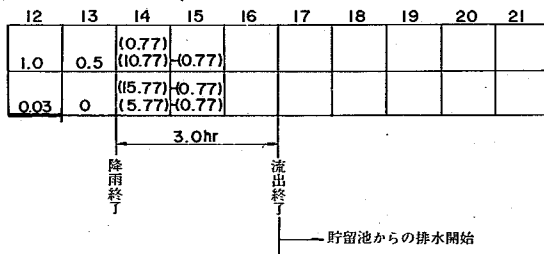
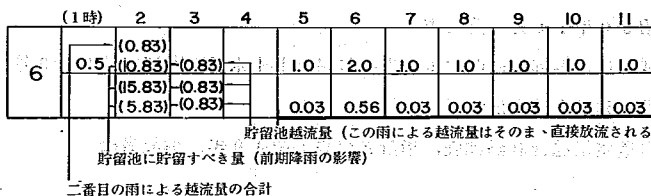
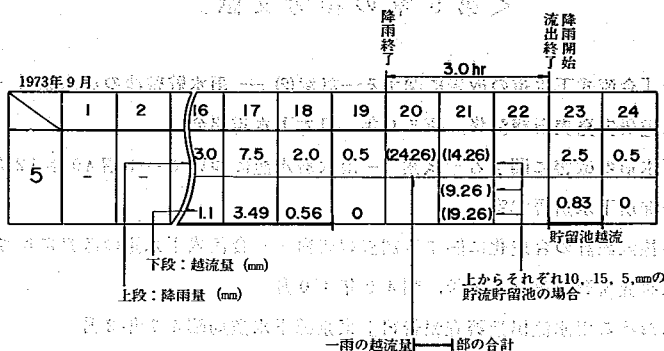


図10 雨天時下水貯留池の貯留容量と降雨強度の関係



上段は1時間降雨量、下段は越流量即ち(降雨量 $\times$ 0.532-0.5)mmである。越流する部分は降雨毎に——を施してある。一降雨毎の末に越流量の合計を示す。(例えば5日の最初の降雨による越流量合計は24.26mmである)その右側に貯留池から直接放流される量を示す。10mmの貯留池からの越流日は14.26mm、15mmの貯留池では9.26mm、5mmで19.26mmである。いずれの貯留池も満杯になるが、終了する23時には新たな降雨が生じているので排水は行なわれない。したがって新たな降雨による越流量0.83mmはいずれの貯留池の場合もそのまま池を通して直接放流されることとなる。6日5時には排水されないまま更に別の降雨が生じるので、貯留池からの排水はこの降雨による流出が終了する6日17時から始まる。5mmの貯留池が空になるのは7日2時、10mmの貯留池では途中0.5mmの降雨があるので7日16時、15mmでは8日2時となる。空になった各々の貯留池は貯留池に留った砂を除去して13日の降雨を待つことになる。

＜第 5 章の参考文献＞

- 1) 斎藤, 山崎「合流式下水道の改善に関する一試案(2) — 雨水貯留池の概念設計 —」
第 12 回下水道研究発表会講演集, 昭 50 年, 日本下水道協会
- 2) 「合流式下水道の改善に関する一試案 — 雨水滞水池について —」昭 49 年 12 月,
建設省土木研究所下水道研究室
- 3) 「下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書 — 合流式下水道の改良に関する調査
(1) —」土木研究所資料第 981 号, 昭 49 年 10 月
- 4) 「東京都における雨水流出量調査報告書」東京都下水道局昭 47 年 3 月
- 5) 斎藤「下水排除方式の水質保全面からの 2.3 の検討」第 29 回建設省技術研究会講演概要
(河川部門) 昭 50 年 11 月 建設省
- 6) 「下水の高度処理と再利用に関する調査報告書(2)」土木研究所資料第 893 号,
昭 48 年 10 月, 建設省土木研究所
- 7) 「流域別下水道整備総合計画調査, 指針と解説」昭 49 年, 建設省論

第6章 終 論

6.1 あとがき

これまで土木研究所が3年間にわたって行なった調査結果に、主として米国において行なわれている調査研究の成果等を含め雨天時下水に係る問題とそれへの対応策をさぐってきた。

しかし、この問題は雨天時下水の取扱いにあるのではなく、要は放流先水域の水質をいかにして効果的に保全していくかである。その水域においてどの程度の汚濁負荷が削減されなければならないか、また場合によっては多額の費用をかけて削減をはかる必要があるのかを先ず議論しなければならないのである。このため雨天時下水の問題も全体的な水質保全計画や流域別下水道整備総合計画の中の一項目として加え、その重要度の位置付けを行なうべきものである。

また、わが国では今だに下水道未整備地域の解消が急務であり、下水処理場の拡張、高度化や三次処理、雨天時下水の処理等と同列には扱えぬ状態にある。このためには実施順位の議論も行なわなければならないであろう。

一方において、雨天時下水の取扱いは雨水流出水のすみやかな排除という合流式下水道本来の目的の関点からすれば、下水管路施設の機能回復の点からも論じられなければならない、したがって、地域の総合的な排水計画の一環としてもとらえるべき問題と考えられる。

合流式下水道は排水機能を重視した下水道システムとして長い年月をかけて形成されてきたものであり、これを水質保全という新しい思想になじませるにはまた長い年月と絶えざる努力が必要なのである。

謝

辞

本調査を行なうに当り、下記の関係各位より種々の御協力をいただいた。

全国の実態調査については、全国の公共下水道事業実施都市より多くの資料をいただいた。また、東京都下水道局計画部計画第一課、名古屋市下水道局建設部企画課、京都市下水道局技術部計画課、大阪市下水道局建設部計画課、船橋市下水道課、日本住宅公団宅地開発本部事業第二部土木施設課からはそれぞれ当市の資料をいただいた。

神戸市、山形市には雨天時下水の水質調査を中心とした現地調査をお願いした。

雨天時下水貯留池の検討結果に関しては当所研修生山崎武志君（横浜市下水道局建設部施設課）の労に負うところが大きい。

さらに、本報告書に引用した米国における調査結果のうち、米国環境保護庁が公表したものについては、本研究所下水道部水質研究室村上建室長、同じく下水道研究室安中徳二主任研究員（現三次処理研究室長）が長期在外研究員として滞米中に収集したものである。

とれらの方々に深く感謝の意を表する次第である。

別表 2.1 雨天時下水の水質（東京都 谷端川）

調査日 項目	47・7・31				47・9・09				47・10・06				48・7・21			
	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値
BOD	61	3530	942	38.5	56	1580	1046	694	44	2400	1023	300	35	3174	1217	623
S-BOD	30	630	290	15.1	28	558	371	25.6	22	661	336	185	11	943	653	498
T-S	30	8860	5690	3050	28	5350	4629	3240	22	10760	5310	3530	11	10250	5481	2940
SS	61	6860	3405	940	56	2140	1409	550	44	7160	2513	920	35	7880	1549	320
VT-S	30	2740	1427	510	28	1010	662	420	22	2620	1367	420	11	4630	2333	1240
T-N	16	17.3	11.3	7.3	15	14.7	14.2	132	11	338	14.6	10.0	6	36.1	24.7	14.4
T-P	16	288	179	107	15	278	251	215	11	592	278	174	6	720	456	250

*ケルダール法

48・7・29				48・8・01				48・8・4				48・8・10			
試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値
70	1470	890	313	60	2463	886	166	83	1777	701	198	35	2445	995	196
34	448	183	102	24	738	194	108	28	634	88	102	11	882	367	235
19	4750	1969	1850	24	11330	3414	1310	30	6800	1427	1340	11	10920	3235	1970
70	3750	866	110	60	10200	2212	160	83	4750	1138	140	35	8570	1824	210
19	3180	1133	560	24	6040	1713	580	30	3180	644	590	11	6410	1743	930
10	294	98	101	12	117	43	37	—	—	—	—	—	—	—	—
10	310	117	080	12	190	054	050	—	—	—	—	—	—	—	—

48・8・24				48・8・25				48・11・10				総括			
試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	平均	範囲	間	
44	6134	930	254	26	1268	1011	632	121	3675	455	116	918	116 ~ 6134		
13	2384	210	86	9	525	105	137	121	379	93	39	353	39 ~ 2384		
13	19350	1921	1390	9	3880	1058	1850	121	8190	2494	930	2570	930 ~ 19350		
44	17680	1522	390	26	2430	1180	640	121	6800	1629	140	1750	110 ~ 17680		
7	9840	4195	1040	9	2340	1839	880	121	3780	897	310	1632	310 ~ 9840		
—	—	—	—	—	—	—	—	61	267	68	24	122	19 ~ 361		
—	—	—	—	—	—	—	—	61	314	054	018	197	018 ~ 720		

別表 2.2 雨天時下水の水質（京都市中部第1排水区，河原町系統）

単位 mg/l

調査日 項目	4・2・8・3				4・2・8・2・2				4・2・8・3・1			
	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値
BOD	29	1,176.0	88.1	55.3	23	108.8	49.35	22.0	27	219.5	71.37	19.2
SS	29	393.0	214.0	9.0	23	523.0	298.0	96.0	27	525.0	337.0	92.0
VSS	—	—	—	—	23	106.0	63.0	12.0	27	185.0	77.8	20.0

総 括	
平 均	範 囲
69.6	19.2~1,176.0
283.0	9.0~525.0
70.4	12.0~185.0

別表 2.3 雨天時下水の水質（名古屋市田光・千歳南部）

単位 mg/l

調査日 項目		4 2 ・ 7 ・ 1 9				4 2 ・ 8 ・ 2 2 -(1)				4 2 ・ 8 ・ 2 2 -(2)			
		試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	試料料	最大値	平均値	最小値
名古屋市田光	BOD	40	296.6	72.6	4.2	8	59.7	84.7	5.0	14	80.6	63.9	3.5
	SS	40	4,310.3	1,228.8	5.8	8	372.5	333.6	3.2	14	1,289.1	455.5	4.7
千歳南部	BOD	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	SS	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

4・2・9・13-(1)				4・2・9・13-(2)				総 括	
試料数	最大値	平均値	最小値	試料数	最大値	平均値	最小値	範 囲	平 均
19	51.3	44.0	5.7	12	16.8	55.9	7.1	3.5~ 296.6	64.2
19	879.2	411.9	13.8	12	38.5	141.2	16.8	3.2~ 4310.3	514.2
21	70.0	32.3	7.3	—	—	—	—	7.3~ 70.0	32.3
21	514.5	254.5	13.3	—	—	—	—	13.3~ 514.5	254.5

別表 2.4 雨天時下水の水質(1) (岐阜市清水川)

[illegible]

別表 2.5 雨水流出水の水質 (2) (神戸市 花隈)

	48. 9. 3				48. 10. 27				49. 1. 21				49. 9. 1			
	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min
BOD	24	980.0	99.4	13.0	51	136.0	31.0	9.5	52	743.0	104.6	15.0	39	136	17.7	5.2
S-BOD	14	57.6	13.2	8.5	27	43.0	11.0	2.7	27	70.0	11.9	5.0	20	6.4	3.5	2.2
SS	24	2,561.0	756.8	24.0	51	196.0	76.4	6.3	52	2,130.0	475.0	13.4	39	417	97.8	27.2
VSS	14	1,360.0	196.0	13.0	27	83.0	35.6	10.0	27	959.0	179.0	1.0	20	86	22.0	5.6
T-N	14	65.8	15.8	2.3	27	10.7	3.8	1.4	27	71.0	12.3	1.5	20	11.1	1.96	0.9
T-P	14	1.15	0.73	0.36	27	2.06	0.67	0.38	27	2.96	0.68	0.32	20	1.08	0.22	0.12
n-ヘキサン抽出量	14	538.3	31.7	1.0	27	28.7	6.3	0.1	27	138.0	22.7	1.0	20	12.4	3.8	1.6
MPN	14	250,000	—	3,100	27	77,000	—	80	27	500,000	—	2	20	61,000	—	400

	49. 10. 1				50. 2. 4				50. 4. 6				総 括	
	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min	Mean	Range
BOD	70	85.6	7.4	1.83	20	99.7	65.9	10.3	27	142	57.0	11.3	54.7	980~9.5
S-BOD	35	13.1	2.5	1.46	10	6.26	6.1	4.28	14	17.9	10.9	5.9	8.4	70~2.2
SS	70	381	78.6	9.4	20	630	504.0	24.5	27	863	423.3	10.4	344.6	2,561~6.3
VSS	35	111	17.7	2.8	10	190	156.3	12.0	14	226	92.5	4.0	99.9	1,360~1.0
T-N	35	7.4	1.27	0.62	10	9.12	9.33	3.28	14	18.8	7.27	3.75	7.4	71~0.6
T-P	35	0.49	0.14	0.05	10	0.65	0.64	0.19	14	0.55	0.29	0.05	0.48	2.96~0.05
n-ヘキサン抽出量	35	9.7	2.40	0.2	10	41.8	35.6	4.0	14	57.9	16.0	2.1	16.9	538~0.1
MPN	35	35,000	—	1,300	10	17,000	—	250	14	40,000	—	370	—	500,000~2

別表 2.6 雨水流出水の水質 (3) (山形市緑町)

	49. 9. 19				49. 10. 15				49. 11. 22				49. 12. 14			
	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min	試料数	Max	Mean	Min
BOD	48	20.3	6.90	3.1	30	55.4	45.7	24.2	48	70.4	35.3	18.3	18	60.7	39.8	25.0
S-BOD	24	8.7	3.61	1.8	15	35.6	11.4	12.2	24	50.3	10.0	8.9	9	52.4	15.3	21.0
SS	48	103.0	37.6	8.3	30	131.0	79.6	59.5	48	175.7	93.9	27.7	18	279	246.7	222
VSS	24	47.5	19.0	3.6	15	76.5	23.4	39.0	24	116.7	33.3	28.2	9	20.7	8.72	11.9
T-N*	24	3.9	0.87	N.D	15	11.2	3.42	1.8	24	0.3	0.08	N.D	9	0.3	0.12	N.D
T-P	24	0.6	0.18	0.09	15	1.67	0.77	0.42	24	0.57	0.19	0.06	9	0.29	0.18	0.12
n-ヘキサン抽出量	24	13.0	8.50	4.3	15	11.8	7.75	5.4	24	15.9	8.95	4.1	9	23.7	19.2	15.2
MPN	24	64,000	—	1,100	15	120,000	—	600	24	9,200	—	220	9	610	—	210

	総 括	
	Mean	Range
BOD	32.0	70.4 ~ 3.1
S-BOD	10.1	52.4 ~ 1.8
SS	114.5	279 ~ 8.3
VSS	21.1	117 ~ 11.9
T-N*	1.12	11.2 ~ N.D
T-P	0.33	1.67 ~ 0.06
n-ヘキサン抽出量	11.1	23.7 ~ 4.1
MPN	—	120,000 ~ 210

別表 2.7 二次処理からの負荷量(昭和47年度, 小台処理区)

月	処理水量 (m ³ /月)	BOD (mg/ℓ) (t/月)	COD (KMnO ₄) (mg/ℓ) (t/月)	T.S (mg/ℓ) (t/月)	S.S (mg/ℓ) (t/月)	D.S (mg/ℓ) (t/月)	V.T.S (mg/ℓ) (t/月)	T-K-N (mg/ℓ) (t/月)	NH ₄ -N (mg/ℓ) (t/月)	有-N (mg/ℓ) (t/月)	E-coli (個/mℓ)
4	×10 ⁴ 12.50	30 375.0	62 775.00	593 7,412.5	34 425.0	559 6,987.5	250 3,125.0	19.0 237.5	11.8 147.5	7.2 90.0	2.4×10 ⁵
5	12.39	51 631.89	56 693.84	626 7,756.1	64 793.0	562 6,963.2	110 1,362.9	22.5 278.8	12.5 154.7	10.0 123.9	10.0
6	12.49	29 362.21	48 599.52	638 7,968.6	38 474.6	600 7,494.0	150 1,873.5	18.5 231.1	11.5 143.6	7.0 87.4	100×10 ⁵
7	12.66	10 126.60	24 303.84	574 7,266.8	15 189.9	559 7,076.7	93 1,177.4	14.5 183.6	9.5 120.3	5.0 63.3	18
8	11.56	8 92.48	25 289.00	547 6,323.3	10 115.6	537 6,207.7	84 971.0	15.5 179.2	12.8 148.0	2.7 31.2	13
9	12.45	8 99.60	27 336.15	574 7,146.3	15 186.8	559 6,959.6	103 1,282.4	12.8 159.4	12.0 149.4	0.8 10.0	2.2
10	12.41	13 161.33	23 285.43	588 7,297.1	13 161.3	575 7,135.8	79 980.4	17.5 217.2	13.3 165.1	4.2 52.1	16
11	12.10	7 84.70	25 302.50	622 7,526.2	18 217.8	604 7,308.4	75 907.5	17.5 211.8	13.5 163.4	4.0 48.4	45
12	12.70	19 241.30	41 520.70	677 8,597.9	24 304.8	653 8,293.1	125 1,587.5	20.5 260.4	12.0 152.4	8.5 108.0	23
1	12.12	15 181.80	29 351.48	594 7,199.3	22 266.64	572 6,932.6	101 1,224.1	21.5 260.6	15.0 181.8	6.5 78.8	2.8
2	10.88	21 228.48	47 511.36	654 7,115.5	25 272.0	629 6,843.5	121 1,316.5	26.0 282.9	19.0 206.7	7.0 76.2	54
3	11.73	22 258.06	38 445.74	496 5,818.1	26 305.0	470 5,513.1	96 1,126.1	25.5 299.1	19.5 228.7	6.0 70.4	25
計	×10 ⁴ 145.99	19.5 2,845.65	37.1 5,414.56	598.9 7,427.8	25.4 3,712.4	573.4 6,971.5	116.0 1,434.2	19.2 2,401.3	13.4 1,661.7	5.8 73.9	

別表 2.8 二次処理からの負荷量(昭和48年度, 小台処理区)

月	処理水量 ($\text{m}^3/\text{月}$)	BOD (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	COD (KMnO_4) (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	T.S (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	SS (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	DS (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	V.T.S (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	T-K-N (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	$\text{NH}_4\text{-N}$ (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	有-N (mg/ℓ) ($\text{t}/\text{月}$)	E-coli (個/ m^3)	注) 1. 小台処理場は、 落合処理場の汚泥 を高級処理施設に 受けているが0.01 ~0.03%程度であ るので無視する。 2. 各月の水質は、24 hr測定値の加重平 均(測定回数1回 /月)E-coliは15時 採水資料。 3. 処理水量はベンチ ュリメーターによ る積算値。
4	$\times 10^4$ 13.43	17 228.3	30 402.9	474 6,365.8	25 335.7	449 6,030.1	83 1,114.7	19.5 261.9	13.5 181.3	6.0 80.6	12×10^4	
5	14.01	14 196.1	27 378.3	446 6,248.5	14 196.1	432 6,052.3	58 812.6	24.5 343.3	18.5 259.2	6.0 84.1	30	
6	14.12	18 254.2	29 409.5	574 8,104.9	20 282.4	554 7,822.5	108 1,525.0	19 268.3	14.3 201.9	4.7 66.4	2	
7	14.42	12 173.0	21 302.8	565 8,147.3	45 648.9	520 7,498.4	85 1,225.7	16 230.7	12 173.0	4 57.7	3	
8	14.07	11 154.8	27 379.9	567 7,977.7	12 168.8	555 7,808.9	90 1,266.3	17.5 246.2	15.0 211.1	2.5 35.2	23	
9	13.58	11 149.4	24 325.9	579 7,862.8	29 393.8	550 7,469.0	54 733.3	15.5 210.5	12.3 167.0	3.2 43.5	18	
10	14.31	12 171.7	25 357.8	607 8,686.2	32 457.9	575 8,228.3	70 1,001.7	18.3 261.9	15.5 221.8	2.8 40.1	7	
11	13.16	16 210.6	36 473.8	532 7,001.1	43 565.9	489 6,435.2	76 1,000.2	21.5 282.9	16 210.6	5.5 72.4	7	
12	12.58	18 226.4	37 465.5	657 8,265.1	33 415.1	624 7,849.9	157 1,975.1	21.5 270.5	18.0 226.4	3.5 44.0	11	
1	11.96	17 203.3	33 394.7	702 8,395.9	28 334.9	674 8,061.0	108 1,291.7	25.0 299.0	19.5 233.2	5.5 65.8	14	
2	11.55	19 219.5	37 427.4	551 6,364.1	22 254.1	529 6,110.0	140 1,617.0	28.5 329.2	21.8 251.8	6.7 77.4	9	
3	12.94	31 401.1	50 647.0	721 9,329.7	51 659.9	670 8,669.8	170 2,199.8	28.0 362.3	17.5 226.5	10.5 135.9	22	
T 計	$\times 10^4$ 160.13	t/年 2,588.4	t/年 4,965.3	t/年 92,749.0	t/年 4,713.7	t/年 88,035.3	t/年 15,763.0	t/年 3,366.6	t/年 2,563.8	t/年 802.8	13×10^4	

別表 2.9 簡易処理からの負荷量(昭和47年度, 小台処理区)

月	処理水量 (m ³ /月)	BOD (mg/ℓ) (t/月)	COD (KMnO ₄) (mg/ℓ) (t/月)	T.S (mg/ℓ) (t/月)	S.S (mg/ℓ) (t/月)	D.S (mg/ℓ) (t/月)	V.S (mg/ℓ) (t/月)	T-K-N (mg/ℓ) (t/月)	NH ₄ -N (mg/ℓ) (t/月)	負-N (mg/ℓ) (t/月)	E-coli (個/mℓ)
4	×10 ³ 24	115 2.76	105 2.52	712 17.09	118 2.83	594 14.26	344 8.26	28.0 0.67	14.0 0.34	14.0 0.34	
5	561.1	142 79.68	115 64.53	770 432.05	170 95.39	600 336.66	198 111.10	30.0 16.83	16.0 8.98	14.0 7.86	18.0×10 ³
5	267.2	107 28.59	108 28.86	759 202.80	115 30.73	644 172.08	243 64.93	22.0 5.88	13.5 3.61	8.5 2.27	80
7	372.2	109 40.57	75 27.92	736 273.94	111 41.31	625 232.63	203 75.56	23.0 8.56	13.0 4.84	10.0 3.72	77
8	127.8	104 13.29	98 12.52	739 94.44	127 16.23	612 78.21	212 27.09	24.0 3.07	12.5 1.60	11.5 1.47	44
9	453.9	113 51.29	103 46.35	743 337.25	132 59.91	611 277.33	206 93.50	23.5 10.67	13.0 5.90	10.5 4.77	32
10	144.8	120 17.38	90 13.03	750 108.60	125 18.10	625 90.50	165 23.89	25.5 3.69	14.3 2.07	11.2 1.62	—
11	86.4	93 8.04	100 8.64	814 70.33	114 9.85	700 60.48	215 18.58	26.5 2.29	14.0 1.21	12.5 1.08	—
12	102.4	145 14.85	123 12.60	874 89.50	182 18.64	692 70.86	245 25.09	34.0 3.48	15.0 1.54	19.0 1.95	—
1	—	130 —	105 —	759 —	128 —	631 —	255 —	36.0 —	18.8 —	17.2 —	—
2	—	208 —	135 —	935 —	226 —	709 —	266 —	41.5 —	22.0 —	19.5 —	—
3	65.4	165 10.79	125 8.18	722 47.22	198 12.95	524 34.27	262 17.13	43.5 2.84	22.0 1.44	21.5 1.41	—
T	×10 ³ 2,205.2	267.23	225.54	1,673.22	305.94	1,367.27	465.13	57.99	31.51	26.47	

別表 2.1-0 簡易処理からの負荷量（昭和48年度、小台処理区）

月	処理水量 (m³/月)	BOD (mg/ℓ) (t/月)	COD (KMnO₄) (mg/ℓ) (t/月)	T.S (mg/ℓ) (t/月)	S.S (mg/ℓ) (t/月)	D.S (mg/ℓ) (t/月)	V.T.S (mg/ℓ) (t/月)	T-K-N (mg/ℓ) (t/月)	NH₄-N (mg/ℓ) (t/月)	有-N (mg/ℓ) (t/月)	E-coli (個/mℓ) (個/月)	注) 1.12月は降雨が なく3月はすべて 高級処理を行った。 尚簡易処理は手動 ゲート操作により 行う。
4	×10³ 134.4	102 13.71	98 13.17	658 88.44	145 19.49	513 68.95	230 30.91	33.5 4.50	18.0 2.42	15.5 2.08	—	
5	49.8	112 5.58	95 4.73	645 32.12	146 7.27	499 24.85	183 9.11	36.3 1.81	20.0 1.00	16.3 0.81	—	
6	215.6	135 29.11	95 20.48	775 167.09	181 39.02	594 128.07	228 49.16	34.0 7.33	18.0 3.88	16.0 3.45	—	
7	142.2	133 18.91	93 13.22	728 103.52	205 29.15	523 74.37	212 30.15	29.0 4.12	14.0 1.99	15.0 2.13	—	
8	77.0	98 7.55	95 7.32	674 51.90	127 9.78	547 42.12	185 14.25	23.0 1.77	14.5 1.12	8.5 0.65	—	
9	55.5	135 7.49	90 5.00	792 43.96	199 11.04	593 32.91	226 12.54	25.6 1.42	16.0 0.89	9.6 0.53	—	
10	354.8	119 42.22	93 33.00	796 282.42	168 59.61	628 222.81	186 65.99	29.5 10.47	14.5 5.14	15.0 5.32	—	
11	113.7	130 14.78	133 15.12	724 82.32	202 22.97	522 59.35	196 22.29	30.0 3.41	14.5 1.65	15.5 1.76	—	
12	0	220 0	170 0	1,042 0	388 0	654 0	446 0	50.5 0	19.5 0	31.0 0	—	
1	36.4	190 6.92	110 4.00	885 32.21	185 6.73	700 25.48	247 8.99	39.0 1.42	19.5 0.71	19.5 0.71	—	
2	94.2	176 16.58	105 9.89	778 73.29	173 16.30	605 56.99	278 26.19	38.5 3.63	21.5 2.03	17.0 1.60	—	
3	0	190 0	120 0	914 0	211 0	703 0	332 0	44.0 0	20.5 0	23.5 0	—	
計	1,273.6	t/年 162.84	t/年 125.93	t/年 957.26	t/年 221.36	t/年 735.90	t/年 269.57	t/年 39.88	t/年 20.82	t/年 19.06	— —	

別表 2.1.1 雨天時下水の越流による負荷量（昭和47年度、小台処理区）

月	越流量 (10 ³ m ³ /月)	BOD $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	S-BOD $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	T-S $\frac{(\text{mg}/\text{月})}{(\text{t}/\text{月})}$	S.S $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	V.T.S $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	T-K-N $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	T-P $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$
4	419	82 34.4	20 8.38	269 112.7	160 67.0	105 44.4	8.2 3.44	1.2 0.50
5	563	46.2	11.26	151.4	90.1	59.1	4.62	0.68
6	339	27.8	6.78	91.2	54.2	35.6	2.78	0.41
7	3,492	286.3	69.89	939.3	558.7	366.7	28.63	4.19
8	607	49.8	12.14	163.3	97.1	63.7	4.98	0.73
9	2,028	166.3	40.56	545.5	324.5	212.9	16.63	2.43
10	—	—	—	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—
12	1,207	99.0	24.14	324.7	193.1	126.7	9.90	1.45
1	702	57.6	14.04	188.8	112.3	73.7	5.76	0.84
2	129	10.6	2.58	34.7	20.6	13.5	1.06	0.15
3	—	—	—	—	—	—	—	—
計	9,486	777.9	189.72	2,551.7	1,517.6	996.0	77.79	11.38

別表 2.1 2 雨天時下水の越流による負荷量（昭和48年度、小台処理区）

月	越流量 (10 ³ m ³ /月)	BOD $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	S-BOD $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	T-S $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	SS $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	VTS $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	T-K-N $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$	T-P $\frac{(\text{mg}/\ell)}{(\text{t}/\text{月})}$
4	340.7	$\frac{82}{27.9}$	$\frac{20}{6.8}$	$\frac{269}{91.7}$	$\frac{160}{54.5}$	$\frac{105}{35.8}$	$\frac{8.2}{2.79}$	$\frac{1.2}{0.41}$
5	123.7	$\frac{10.1}{-}$	$\frac{2.5}{-}$	$\frac{33.4}{-}$	$\frac{19.8}{-}$	$\frac{13.0}{-}$	$\frac{1.01}{-}$	$\frac{0.15}{-}$
6	1,046.7	$\frac{85.8}{-}$	$\frac{20.9}{-}$	$\frac{281.6}{-}$	$\frac{167.5}{-}$	$\frac{109.9}{-}$	$\frac{8.58}{-}$	$\frac{1.26}{-}$
7	492.4	$\frac{40.4}{-}$	$\frac{9.8}{-}$	$\frac{132.3}{-}$	$\frac{78.7}{-}$	$\frac{51.7}{-}$	$\frac{4.04}{-}$	$\frac{0.59}{-}$
8	804.8	$\frac{66.0}{-}$	$\frac{16.1}{-}$	$\frac{216.5}{-}$	$\frac{128.8}{-}$	$\frac{84.5}{-}$	$\frac{6.60}{-}$	$\frac{0.97}{-}$
9	1,132.2	$\frac{92.8}{-}$	$\frac{22.6}{-}$	$\frac{304.5}{-}$	$\frac{181.1}{-}$	$\frac{118.9}{-}$	$\frac{9.28}{-}$	$\frac{1.36}{-}$
10	2,188.4	$\frac{179.4}{-}$	$\frac{43.8}{-}$	$\frac{588.6}{-}$	$\frac{350.1}{-}$	$\frac{229.7}{-}$	$\frac{17.94}{-}$	$\frac{2.63}{-}$
11	1,243.0	$\frac{101.9}{-}$	$\frac{24.9}{-}$	$\frac{334.4}{-}$	$\frac{198.9}{-}$	$\frac{130.5}{-}$	$\frac{10.19}{-}$	$\frac{1.49}{-}$
12	0	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$
1	0	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$
2	0	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$
3	0	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$	$\frac{-}{-}$
計	7,372.0	$\frac{\text{t/年}}{604.50}$	$\frac{\text{t/年}}{147.4}$	$\frac{\text{t/年}}{1,983.1}$	$\frac{\text{t/年}}{1,179.4}$	$\frac{\text{t/年}}{774.1}$	$\frac{\text{t/年}}{60.5}$	$\frac{\text{t/年}}{8.85}$

別表3.1 わが国における雨水吐口の実態

都 市 名	処理区分	吐 口 数			分 流 形 式				基 準 水 量				種別比率	備 考	
		雨水吐	ポンプ場	計	機械式	ゲート	機械式	跳き	跳き	時最大	日最大	日平均			
札幌市	豊平川 創成川 伏古川 新手指 南	7	2	9	9					○			一部	3	
		6	3	9	9					○			一部	3	
		7	1	8	8					○			一部	3	
		9	1	10	10					○			一部	3	
		4	2	6	6					○				3	
函館市	栄川 川 南	3	3	3	3					○				3	
		2	2	2	2					○				3	
		1	1	1		1						○		3	
		1	1	1							*			*	型式不明
		7	1	8	7	1				○				3	
旭川市	東路 白 帯 小	1	1	1	1					○				3	
		14	14	14	14					○				3	
		5	5	5	5							○		3	
		3	3	3	3							○		3	
		20	20	20	20					○				3	
北見市	見 別 紋 千 江 土 海 根 恵 白 青	1	1	2	1	1				○				3	
		12	12	12	12					○				3	
		9	9	7	7	2				○				3	
			1	1	1						*			3	
		2	2	2	2					○	○			3	
滝川市	室 根 恵 老 森 重	5	5	5	5					○				3	
		2	2	2	2						*			3	
		7	7	7	7					○				3	
		6	2	8	2	6					○			3	
		1	1	1	1							○		3	
弘前市	北 東 都 川 大 南 蒲 沓 枕	1	1	2	1	1				○				3	
		3	3	3	3					○				3	
		3	1	4	4					○				3	
		7	2	9	9					○				3	
		17	1	18	18						*			3	
釜石市	南 仙 秋 能 酒 中 井 別 川 山 町 市	11	6	17	17					○				3~10	
			1	1						○				*	型式不明
		22	3	25	22						*			3	
		7	7	7							*			*	型式不明
			1	1	1					○		○		3	
いわき市	央 別 川 山 町 市	3	3	3	3					○				3	
		2	2	2	2					○		○		2~3	
		6	6	6	6					○				3	
		3	1	4	4					○				3~5	
		1	1	1	1						*	○		3	
福島市	原 上 土 中 第														

都 市 名	処理区名	吐 口 数			分 流 形 式				基 準 水 量			備考
		雨水吐	ポンプ場	計	橋越せ	ゲート	機械式	防 壁	時 間	日最大	日平均	
佐 原 市	佐 原	2	2	4	2		2		○		○	6
茂 市	中 島	2	2	4	4							4
銚 子 市	芦 戸		1	1			1		*			5
野 田 市			1	1	1				○			3
東京都部	芝 浦	245	6	251	245	6			○			2
	三 河 島	41	8	49	41	3	5		○			2
	砂 町	14	13	27	14	2	11		○			2
	小 台	83	4	87	83	2	2		○			2
	落 合	224		224	224				○			2
	森 崎	86	8	94	86	1	7		○			2
	小 菅		10	10			10		○			2~3
	葛 西		11	11			11		○			2
	新 河 岸	135	3	138	135		3		○			2
	東 部	55	1	56	56				○			3
三 鷹 市	井 の 頭	3		3	3				○			2
	西 部	16		16	9				○			3
武 蔵 野 市	武蔵野才1	5		5	5				○			2
八王子 市	北 野	6		6	5	1					○	3
府 中 市	北多摩才1	11		11				11	○			3
	野 川	1		1				1	○			3
立 川 市	野 川	10		10	10				○			3
調 布 市	野 川	40	1	41	40				○			3
小金井 市		9		9	9					○		3
狛 江 町	江東部才1才2	1	1	2	1				○			3
昭 島 市	多摩川上流		1	1					○			3
所 沢 市	所 沢	28	1	29	28				○			1
川 越 市	滝 ノ 下	15	1	16	15				*			1
川 口 市	領 家	7		7	7				○			3
浦 和 市	荒川左岸	21	4	25	21		4		○			3
大 宮 市		2		2	1	1			*			3
	南 部	2		2	2				○			25
	荒川左岸	8		8	8				○			3
熊 谷 市	元 荒 川		1	1	1				*			*
上 尾 市	荒川左岸	5		5	5				○			3
秩 父 市	中 央	6		6	6						○	3
与 野 市	荒川左岸	7		7	7				○			3
行 田 市	行 田	6		6	6				○			3
	元 荒 川		2	2		2			○			3
飯 能 市	飯 能	4		4	4				○			3
蕨 市	荒川左岸		2	2	2				○			3
戸 田 市	荒川左岸		1	1		1			○			3
			1	1		1			○			3
東 松 山 市	中部才1	2		2	2				○			6
鳩 ヶ 谷 市	荒川左岸		1	1	1				○			3
久 喜 市	久 喜		1	1	1				○			3
桶 川 市	元 荒 川		1	1					*			*
横 浜 市	北 部	12	7	19	12	7			○			22
	港 北	7	4	11	7	4			○			22
	神 奈 川	50	3	53	50	3			○			22
	中 部	16	1	17	16	1			○			22
	南 部	71	2	73	71	2			○			22
	金 沢		2	2		2			○			5
	戸 塚		3	3		3			○			22
川 崎 市	入 江 崎		9	9		9			○			2
	加 瀬	5	5	10	5	5			○			2.6
横 須 賀 市	下 町	23	4	27	27				○			1~3
	上 町	7	1	8	8				○			1~3
藤 沢 市	南 部	32	6	38	32	6			○			3
平 塚 市	相模川右岸	3	1	4	4					*		3
相 模 原 市	左 岸	1		1	1				*			3
大 和 市	中 部	1		1	1				○			32
逗 子 市	桜 山	1		1	1				○			39

都 市 名	処理区名	吐 口 数			分 流 形 式				基 準 水 量			稀釈倍率	備 考
		雨水吐	ポンプ場	計	機械式	ダート	機械式	時 間	日最大	日平均			
厚 木 市	厚 木 市	1		1	1					○	3		
			3	3		3			○		2		
岡 崎 市	岡 崎 市	1	7	8	1	7			○		2		
			3	3		3			○		2		
長 見 市	長 見 市	11		11	11				○		3		
		1	1	2		2				*	8.5~10.8		
三 高 市	三 高 市		1	1		1				○	13.2		
			1	1						*	*	型式不明	
富 山 市	富 山 市	4		4	4				○				
		19	1	20	19				○	3	2	型式不明	
津 市	津 市	2		2	2				○		2		
		2		2	2				○		3		
魚 小 市	魚 小 市	1	2	3	1		2		○		3		
			1	1	1				○		3		
小 福 武 市	小 福 武 市		14	14		14			○		3		
		3	1	4	3	1			○		4		
鯖 江 市	鯖 江 市		1	1		1			○		*		
		2	2	4		1				○	2	型式不明 3	
甲 府 市	甲 府 市	4		4	4					○	3		
			1	1						*	2		
多 摩 市	多 摩 市	5		5	5					*	3		
		2		2	2				○		2		
静 岡 市	静 岡 市	3	4	7	7				○		2		
			3	3		1			○		3	型式不明 2	
沼 伊 名 市	沼 伊 名 市		1	1					○		3	型式不明	
		2	1	3	2	1				*	3		
伊 豆 市	伊 豆 市		1	1						*	*	型式不明	
		29		29	29					*	*	*	
熱 海 市	熱 海 市	19	3	22	22					*	3		
		9		9	9					*	*	*	
山 崎 市	山 崎 市	11	3	14	13	1				*	3		
		8	5	13	13					○	3		
千 原 市	千 原 市		4	4	2	2				○	3		
		6	3	9	8	1				○	3		
名 城 市	名 城 市	4	1	5	5					○	3		
		11	2	13	13					○	3		
伊 豆 市	伊 豆 市		3	3	3					○	3		
		1		1						○	3	型式不明	
打 宝 市	打 宝 市		2	2	1	1				○	3		
			4	4	4	1				○	3		
皇 橋 市	皇 橋 市	18	4	22	22					○	3		
		20		20	19				○		3	型式不明 1	
岡 崎 市	岡 崎 市	9		9					○		3	型式不明	
			2	2							○	3	型式不明
一 宮 市	一 宮 市	5		5	5						○	3	
		3	7	10	3						○	20	型式不明 7
半 田 市	半 田 市		1	1	1				○		3		
		15		15	15				○		4		
津 刈 市	津 刈 市		4	4	4				○		3		
			2	2	1	1					○	3	
津 桑 市	津 桑 市		3	3	2						○	3	型式不明 1
		11		11	11				○		2	型式不明 1	
大 京 市	大 京 市	31	1	32	28	2		1	○		3		
			1	2	2				○		3		
福 知 山 市	福 知 山 市	7	2	9	7	2			○		2.5~3		
			1	1			1		○		3		
舞 阪 市	舞 阪 市		1	1			1		○		3		
			6	6		6			○		2.5~6		
大 阪 市	大 阪 市		4	4		4			○		2.5~6		
			3	3		3			○		2.5		
今 中 市	今 中 市		3	3		3			○		2.5		
		7	3	10	7	3			○		2.5		
放 出 市	放 出 市		4	4		4			○		2.5		

都 市 名	処理区名	吐 口 数			分 流 形 式				基 準 水 量		種 類 倍 率	備 考
		雨水吐	ポンプ場	計	機械式	ゲート	機械式	時 間	日最大	日平均		
	平 野	2	2	4	2	2		○			2.5	
	住 吉	9	6	15	9	6		○			2.5~6	
	千 島		6	6		6		○			2.5	
	市 同		6	6		6		○			2.5	
	此 花		4	4		4		○			2.5	
	海 老 江	16	5	21	16	5		○			2.5~6	
	津 守	3	5	8	3	5		○			2.5	
堺 市	三 宝	13	4	17	17			○			3	
	津 野	4	2	6	6			○			3	
	久 出	1	1	1	1			○			3	
東 大 阪 市	放 野		1	1	1			○			3	
豊 中 市	平 原	4	1	5	5			○			3	
守 口 市	庄 内		4	4	4			○			3	
吹 田 市	守 口		3	3	3			○			3	
	川 面		2	2		2			*	*	3	
	南 吹	3	1	4	1	1	1		*	*	3	サイホン1
岸 和 田 市	磯 上	17	4	21	11	6	4	○			2~3	
高 槻 市	高 槻	2	1	3	3			○			3	
茨 木 市	安 成		1	1	1			○			3	
池 田 市	池 田	6		6	6					○	3	
	原 田	4		4	4					○	3	
泉 大 津 市	沙 見	2	2	4	4					○	3	
貝 塚 市	大 阪 市		2	2					*		32	型式不明
北 摂 市	高 槻		2	2	2					○	3	
神 戸 市	東 部		2	2		2		○			2	
尼 崎 市	北 部		4	4		4		○			2	
	武 庫		5	5		5		○			3	
西 宮 市	川 上		9	9	6			○			2	型式不明3
明 石 市	西 船	16	2	18				○			*	型式不明
姫 路 市	二 大	4		4	4			○			*	
	東 部		1	1		1		○			3	
	中 部	2	2	4	3			○			3	
	西 部	36	3	39	37	2		○			3	
	上 部		2	2		2		○			3	
加 古 川 市	尾 上	1	2	3	3				*		*	
高 砂 市	高 砂		2	2	2				*		3	
	加 古 川		1	1	1				*		3	
芦 屋 市	城 屋	2	1	3					*		3	型式不明
氷 上 市	西 中		2	2					*		*	型式不明
奈 良 市	奈 良	15		15	15			○			4	
大 和 市	山 央	1		1	1			○			3	
和 歌 山 市	中 央		8	8					*		20	型式不明
島 取 市	秋 内	4	1	5	5			○			2	
米 子 市	南 西	1	1	2	1	1		○		*	3	
岡 山 市	旭 西		1	1		4		○			*	
倉 敷 市	旭 西	2	1	3	3			○			5~6	
	水 児		1	1	1			○		○	6	
廣 島 市	島 田	8	3	11	11			○		○	3	
	千 波		4	4		4		○			3	
	江 洲		4	4		4		○		○	3	
	旭 洲		1	1		1		○			3	
	新 宮		1	1		1		○			4	
呉 市	廣 島		3	3		3		○			3	
	天 文		1	1		1		○			3	
福 山 市	新 大		1	1		1		○			3	
大 岩 市	文 部		1	1		1		○			5	
宇 部 市	西 部	1	1	1	1			○		*	3	
	宇 部	2	4	6	2			○			3	

都市名	処理区名	吐口数			分流形式				基準水量		稀釈倍率	備考
		雨水吐	ポンプ場	計	機械式	ゲート	機械式	ゲート	日最大	日平均		
宇都宮市	東山松	3	4	7	3	2		1	*		*	型式不明1
徳山松	徳山松	28	1	29	29				○		3	型式不明2
下松市	下松市	5	2	7	2	2	1		○		*	
防府市	防府市	1		1	1				*		3	
長門市	仙崎	1		1	1				*		3	
小野市	若谷	1		1	1				*		3	
小郡町	長谷	1		1	1				○		3	
和木町	和木町	1		1	1				○		3	
徳島市	北中	1		1					○		3	型式不明
高松市	坂出	3	4	7	2	1	2		○		3	型式不明2
丸亀市	丸亀市		2	2					○		*	型式不明
観音寺市	観音寺市		4	4	3				○		3	型式不明1
津田町	津田町		1	1	1				○		5	
引田町	引田町		1	1					○		*	型式不明
宇多町	宇多町		1	1					○		*	
松山市	松山市	2	1	3	3				○		*	
今治市	今治市		2	2	2				○		3	
新居浜市	新居浜市		1	1		1			○		3	
高知市	高知市		8	8		8			○		3	
北九州市	北九州市		2	2		2			*		3	
	新日		1	1	1				○		2	
	皇崎	51	7	58	58				○		2	
	北志	40	5	45	40	5			○		2~6	
福岡市	福岡市		2	2		2			○		2	
	東中		2	2			2		○		3	
	西中	7	3	10	7	3			○		3	
	東中	23	8	31		21	8	2	○		3	
大牟田市	大牟田市		3	3			3		○		4	
飯塚市	飯塚市		1	1	1	1			*		*	
古賀市	古賀市	4	1	5	5				*		*	
新宮市	新宮市	1	1	2					*		*	型式不明
佐賀市	佐賀市		2	2					*		*	
熊本市	熊本市	40	2	42	42				○		2~3	
	蓮台	31		31	30		1		○		2	
山鹿市	山鹿市	1	1	2					○		*	型式不明
本庄市	本庄市		1	1	1				*		3	
玉名市	玉名市		1	1		1			*		*	
宮崎市	宮崎市	3	2	5	5				*		3	
延岡市	延岡市		3	3	3				*		3	
都城市	都城市	8		8	8					○	4	
日南市	日南市		1	1				1	*		3	

別表 4.1 沈澱筒を用いた試験の分析結果

経過時間	採水口 No.	採水試験 16:30~16:40				採水試験 12:30~12:35				採水試験 15:35~15:40				採水試験 5:35~5:40				採水試験 8:00~9:00				採水試験 11:50~11:55			
		BOD (mg/L)	S (mg/L)	V-SS (mg/L)	濁度 (度)	BOD (mg/L)	S (mg/L)	V-SS (mg/L)	濁度 (度)	BOD (mg/L)	S (mg/L)	V-SS (mg/L)	濁度 (度)	BOD (mg/L)	S (mg/L)	V-SS (mg/L)	濁度 (度)	BOD (mg/L)	S (mg/L)	V-SS (mg/L)	濁度 (度)	BOD (mg/L)	S (mg/L)	V-SS (mg/L)	濁度 (度)
0		20.50 83.20	272	108	310	5.76 18.53	121	34	146	23.15 67.20	104	61	262	15.15 237.75	586	367	809	32.04 114.45	192	150	284	38.88 200.55	258	159	367
1	1				300				148				152				268				245				169
	2				354				128				254				258				250				297
	3				387				144				255				305				257				315
	4				407				149				243				318				276				350
3	1				300				125				251				240				234				289
	2				334				125				260				291				254				296
	3				390				144				244				277				264				306
	4				354				133				250				318				269				313
5	1	51.89	198	110	305	17.70	83	34	112	63.80	105	64	217	65.55	144	66	242	100.28	142	121	241	122.10	169	124	296
	2	57.40	198	101	325	16.73	117	31	124	59.80	96	55	218	72.00	195	100	304	94.85	124	98	226	115.50	176	124	303
	3	84.00	226	90	329	15.00	114	29	125	56.80	103	47	213	80.40	232	120	332	108.33	140	114	262	129.00	180	111	308
	4	67.40	219	108	312	15.53	130	37	133	62.20	104	57	207	81.75	214	128	312	104.63	127	104	291	129.30	168	117	313
7	1				264				128				218				154				219				287
	2				307				116				198				216				240				306
	3				284				139				194				249				226				313
	4				297				128				189				233				243				313
10	1				257				139				202				156				192				250
	2				276				124				195				154				214				276
	3				267				133				193				189				224				299
	4				282				136				206				200				226				303
15	1	46.50	141	87	244	14.55	97	30	103	63.00	88	49	198	42.30	82	34	149	89.55	100	79	215	109.80	112	63	231
	2	51.20	160	95	254	15.45	110	33	121	58.80	97	55	207	39.60	79	43	165	90.45	97	72	219	105.60	121	85	238
	3	51.00	159	83	257	14.63	98	25	120	60.20	104	56	191	42.60	90	46	170	69.90	101	79	231	109.60	133	87	245
	4	53.80	156	91	254	14.48	114	42	133	64.20	101	52	191	47.85	116	62	198	91.50	108	84	226	113.30	140	93	264
20	1				214				93				183				147				192				224
	2				221				123				188				149				196				259
	3				227				121				192				147				198				281
	4				211				123				190				154				219				261
30	1	38.40	113	70	204	14.48	74	25	96	58.65	84	45	189	35.20	59	44	133	76.95	86	70	199	92.20	105	65	215
	2	30.56	113	73	221	17.10	100	28	96	64.35	92	49	178	38.40	68	49	153	75.90	100	80	203	96.20	98	49	218
	3	49.44	107	69	224	16.50	73	29	100	69.00	100	50	189	41.70	85	49	151	86.70	104	83	191	95.80	120	83	222
	4	47.68	124	81	226	15.08	113	31	108	67.05	99	48	181	45.10	77	53	153	78.85	86	71	215	96.80	103	68	225
45	1				163				93				168				123				175				201
	2				174				106				173				135				184				217
	3				176				106				172				118				182				243
	4				176				108				168				114				199				222
60	1	35.28	93	59	174	12.08	59	31	88	59.85	90	47	169	33.45	56	26	123	73.50	65	52	180	87.00	97	65	197
	2	36.40	98	61	183	13.88	75	18	90	63.45	86	45	173	33.45	65	49	139	74.90	84	72	192	94.20	100	55	197
	3	42.64	108	66	179	13.43	72	29	108	61.65	83	42	167	38.78	72	50	137	71.75	80	64	196	97.20	118	77	201
	4	42.40	101	70	183	13.20	87	36	138	61.05	93	55	168	33.52	67	50	137	68.78	87	75	198	94.00	89	53	210
90	1	40.13	89	56	159	12.45	58	18	91	61.05	91	42	156	31.43	48	33	96	69.48	64	53	162	87.20	88	68	185
	2	36.40	101	61	173	9.22	55	25	91	54.90	82	41	160	34.43	62	41	111	60.55	73	44	173	94.60	91	66	190
	3	38.13	88	58	176	9.52	72	31	108	59.10	77	38	158	35.40	65	52	135	73.68	67		180		113	92	204
	4	42.00	104	67	159	11.41	71	28	108	58.95	87	43	156	33.53	62	30	119	75.43	70		189	87.00	87	68	194

別表 4.2 雨天時下水採水分析結果(谷端川)

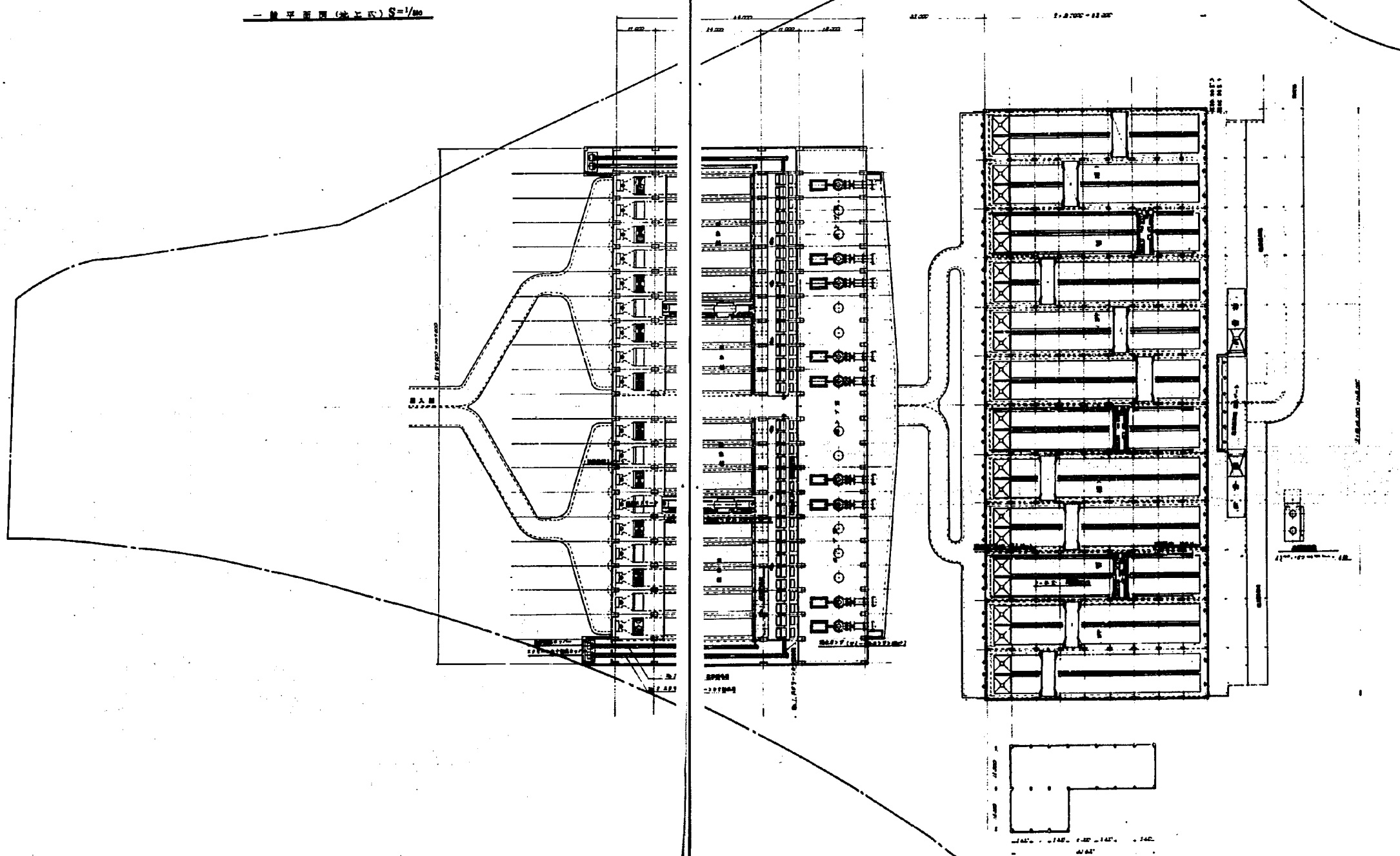
9 / 9				9 / 27				10 / 27				11 / 5				11 / 5			
採水時刻	水位	BOD	SS	採水時刻	水位	BOD	SS	採水時刻	水位	BOD	SS	採水時刻	水位	BOD	SS	採水時刻	水位	BOD	SS
	(m)	(mg/ℓ)	(mg/ℓ)		(m)	(mg/ℓ)	(mg/ℓ)		(m)	(mg/ℓ)	(mg/ℓ)		(m)	(mg/ℓ)	(mg/ℓ)		(m)	(mg/ℓ)	(mg/ℓ)
12 : 30	0.58	20.80	118	15 : 30	0.18	85.80	107	5 : 35	0.34	99.30	274	8 : 00	0.04	124.20	88	11 : 40	0.17	120.00	166
35	0.50	20.70	105	35	0.28	73.00	101	40	0.36	112.20	282	05	0.06	111.90	146	45	0.20	147.00	156
40	0.44	36.00	123	40	0.22	74.00	95	45	0.36	103.80	283	10	0.10	101.10	117	50	0.22	121.80	177
45	0.38	25.70	111	45	0.24	74.80	88	50	0.38	137.40	284	15	0.13	105.00	156	55	0.24	119.35	234
50	0.34	30.20	99	50	0.26	66.60	102	55	0.45	100.00	298	20	0.14	103.00	155	12 : 00	0.26	157.15	227
55	0.30	22.80	93	55	0.26	64.20	94	6 : 00	0.58	105.00	336	25	0.16	104.80	151	05	0.27	285.60	281
13 : 00	0.27	28.60	75	16 : 00	0.27	61.60	116	05	0.70	165.60	321	30	0.17	110.78	135	10	0.28	136.85	257
05	0.25	29.10	76	05	0.28	65.60	108	10	0.74	111.30	379	35	0.18	120.75	177	15	0.28	149.10	293
10	0.24	28.70	81	10	0.28	68.00	125	15	0.78	125.40	478	40	0.18	205.45	228	20	0.27	189.70	296
15	0.22	23.90	62	15	0.27	74.00	104	20	0.84	111.75	369	45	0.19	140.70	203	25	0.26	155.75	235
20	0.21	37.50	64	20	0.26	55.00	100	25	0.88	107.40	300	50	0.19	149.45	200	30	0.25	142.45	242
25	0.20	37.80	56	25	0.26	53.60	104	30	0.92	130.50	403	55	0.18	160.30	230	35	0.23	139.30	197
30	0.20	41.50	44	30	0.24	58.40	98	35	0.92	110.10	334	9 : 00	0.18	192.85	255	40	0.21	187.95	355

別表 5.1 1 時間降雨および越流量と貯留池越流量

上段は降雨量 (mm)
下段——部は越流量 (mm)
() 内は一雨による越流量の合計および貯留池越流量 (mm)
例 5 日 (24. 26) 越流量の合計 mm
(14. 26) $V=10\text{mm}$ の貯留池からの越流量 (mm)
(9. 26) $V=15\text{mm}$ “
(19. 26) $V=5\text{mm}$ “
(集計 1973.9)
降雨数 7 越流降雨数の5割越流量 47.46 mm

欽 下 內 外 氣 血 經 絡 五 臟 六 腑 七 情 八 欲 九 氣 十 傷 十一 諸 症 十二 雜 考 十三 附 錄 十四 總 論 十五 卷 末

付図 5.2

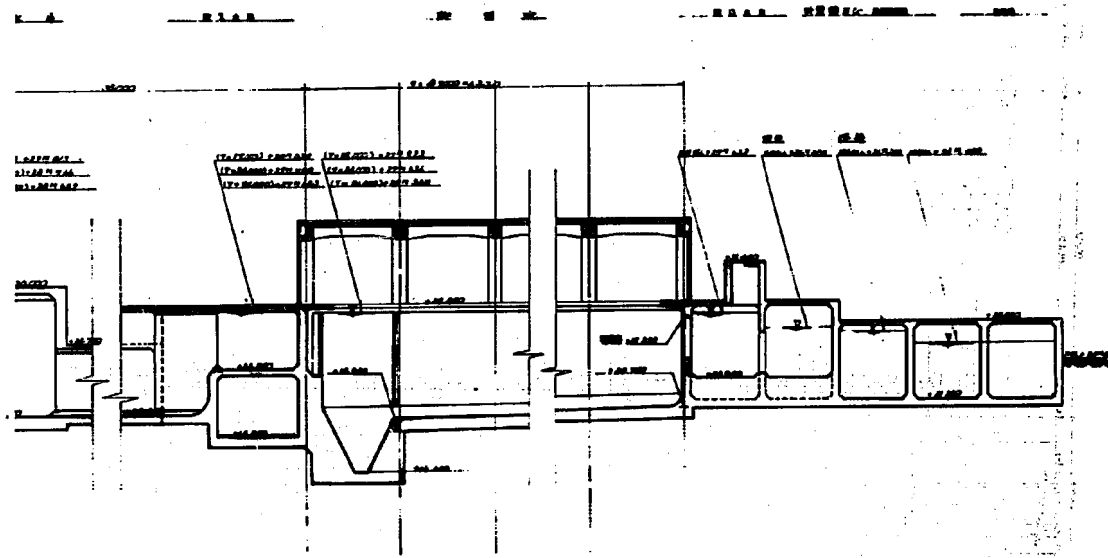
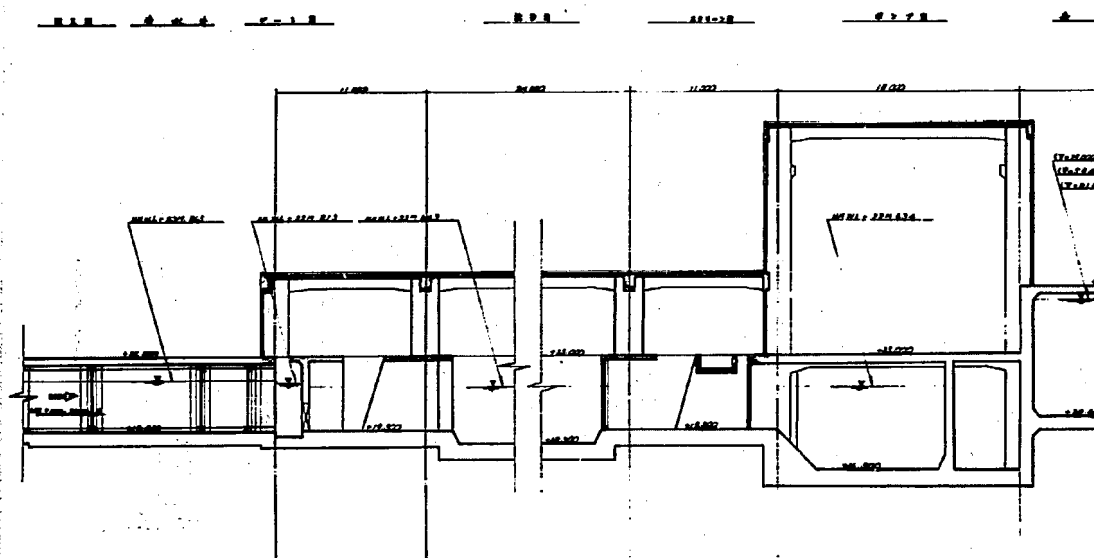


付図 5.3

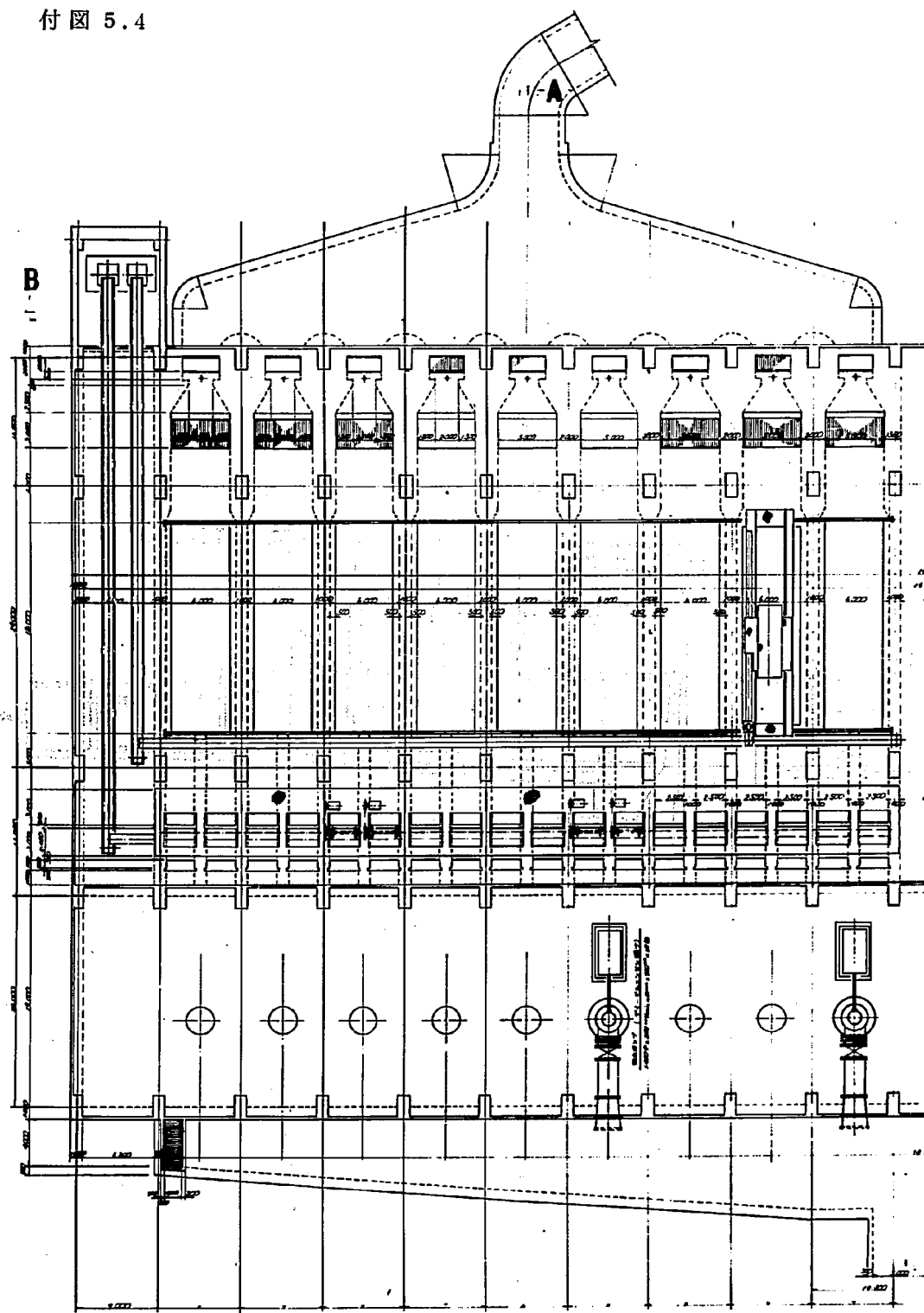
地上式雨水貯留

比水位高約四

$S = 1/200$

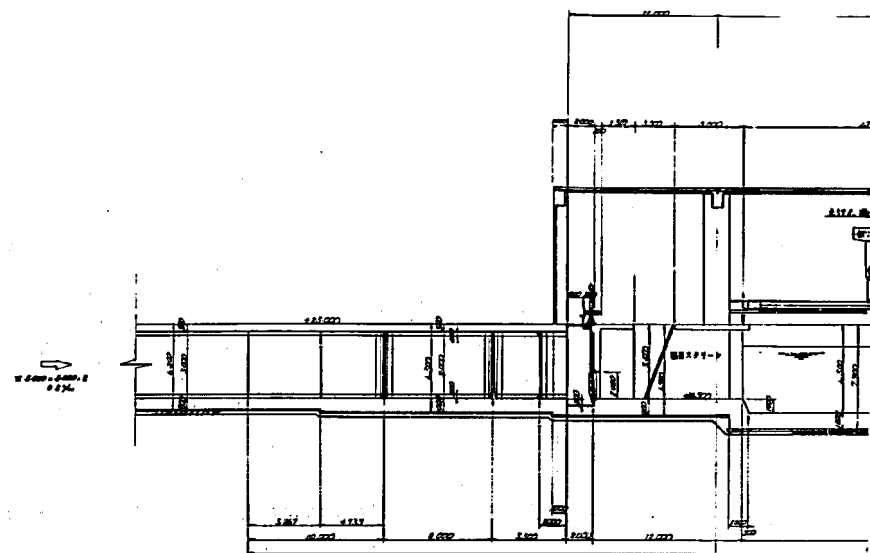


付図 5.4

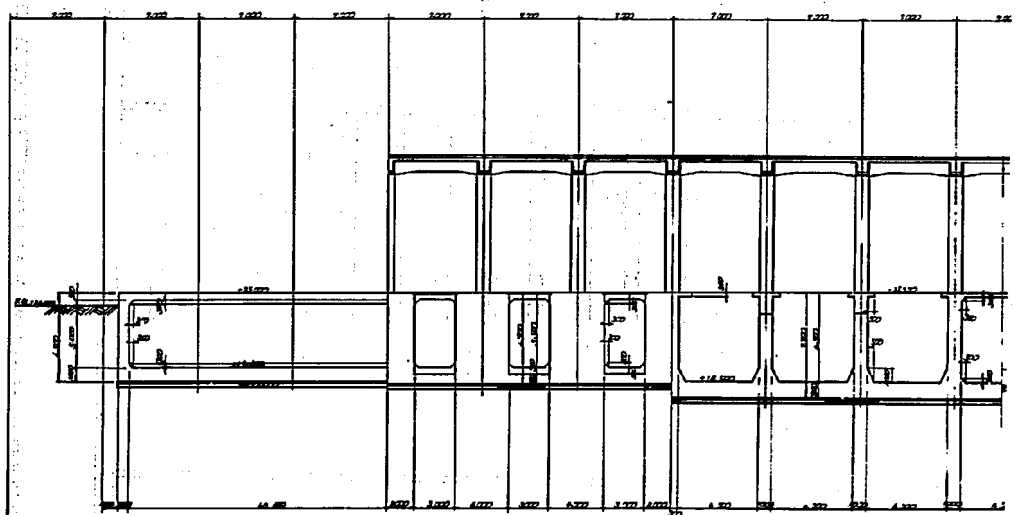


付図 5.5

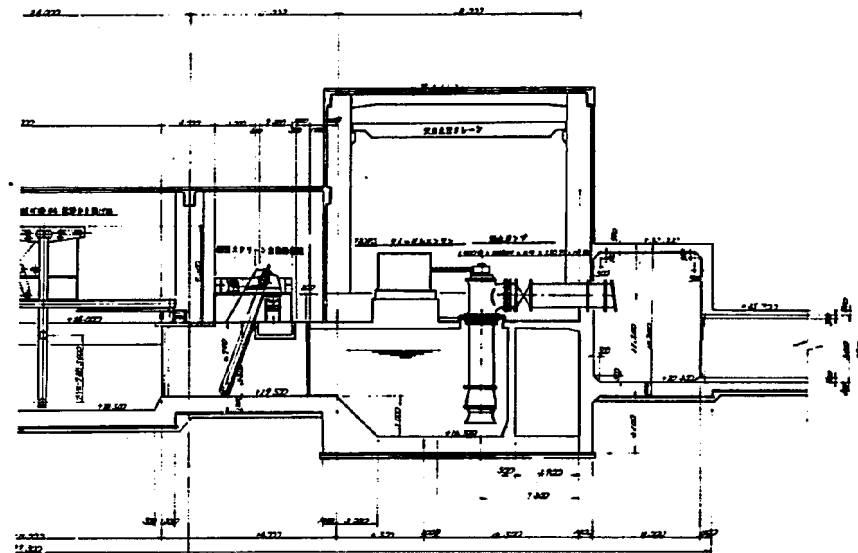
A-A



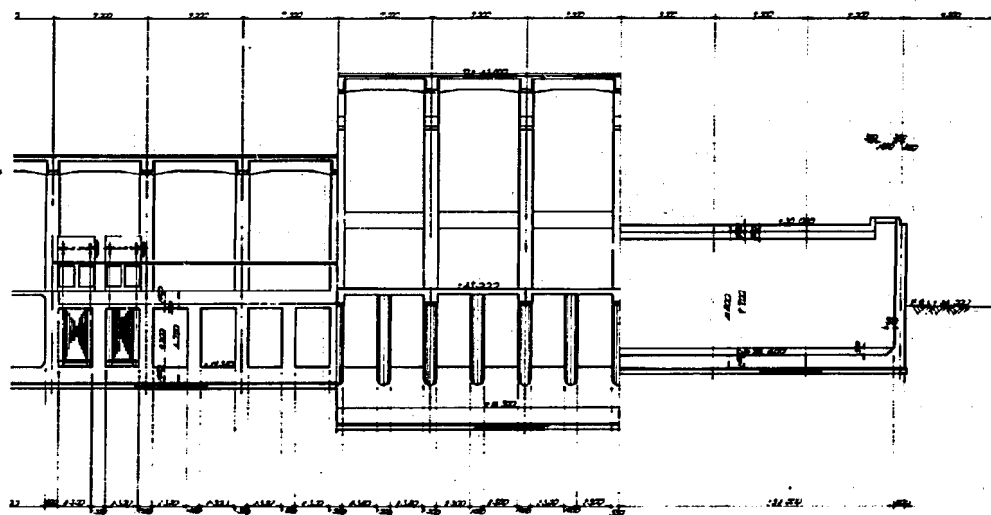
B-B



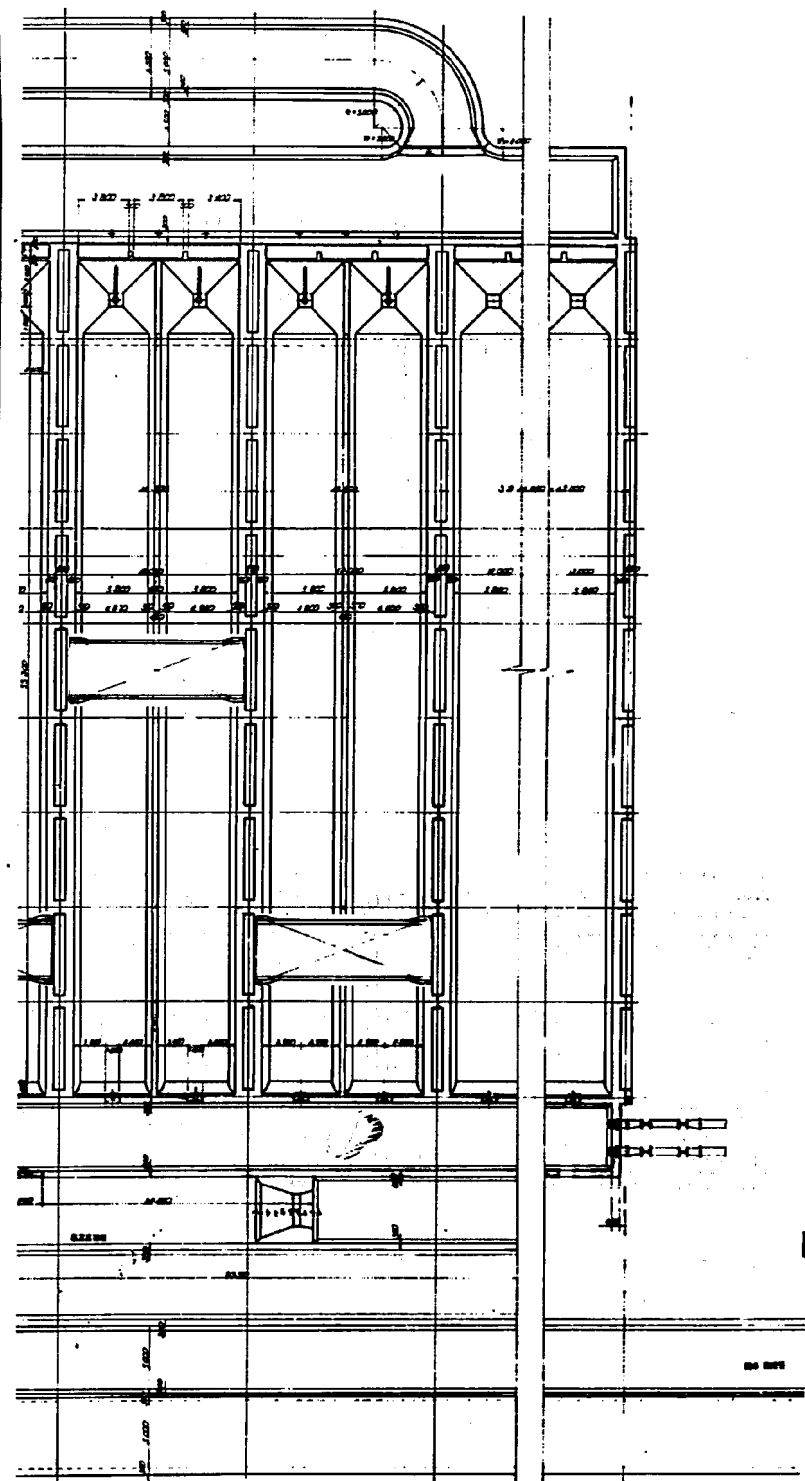
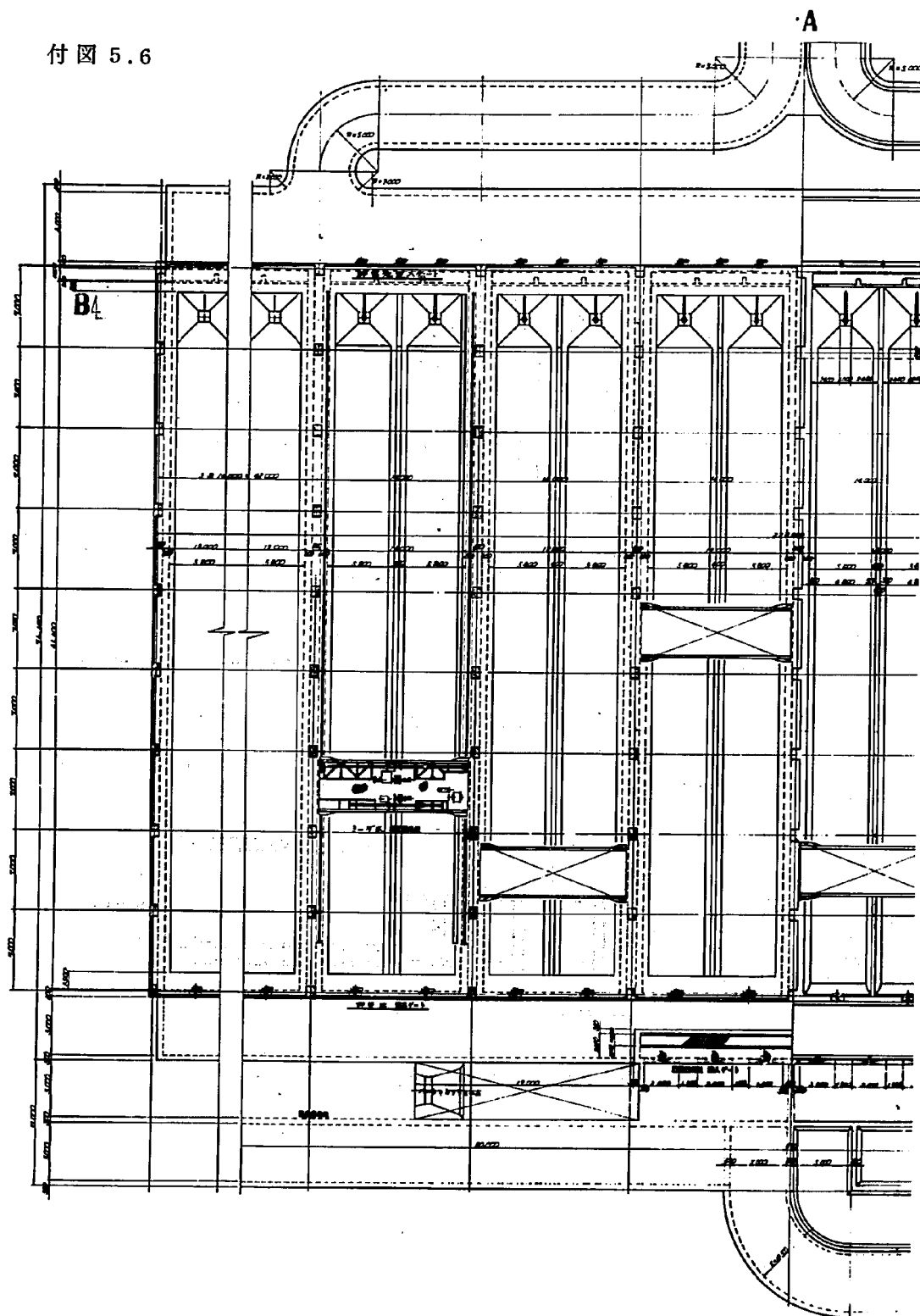
断面図



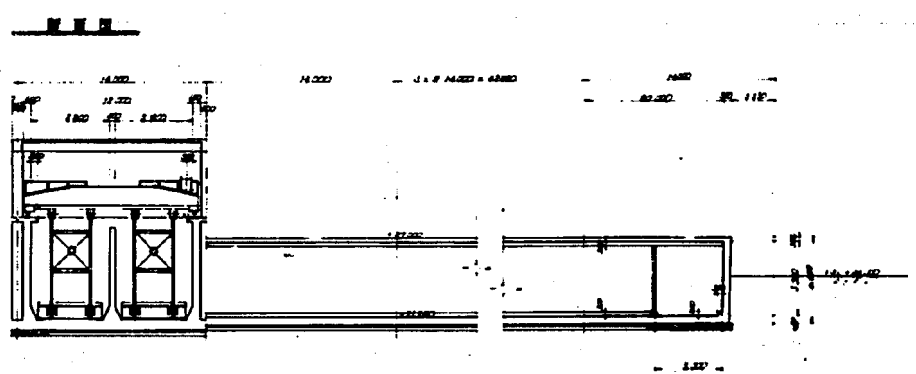
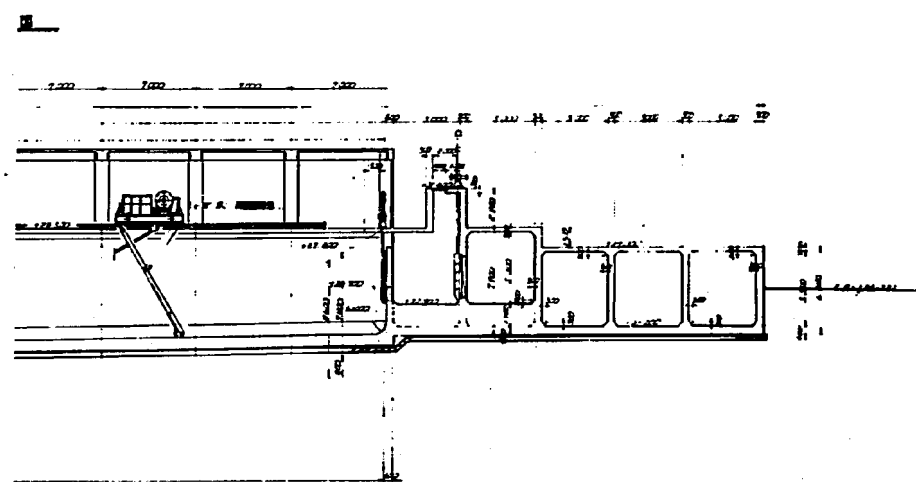
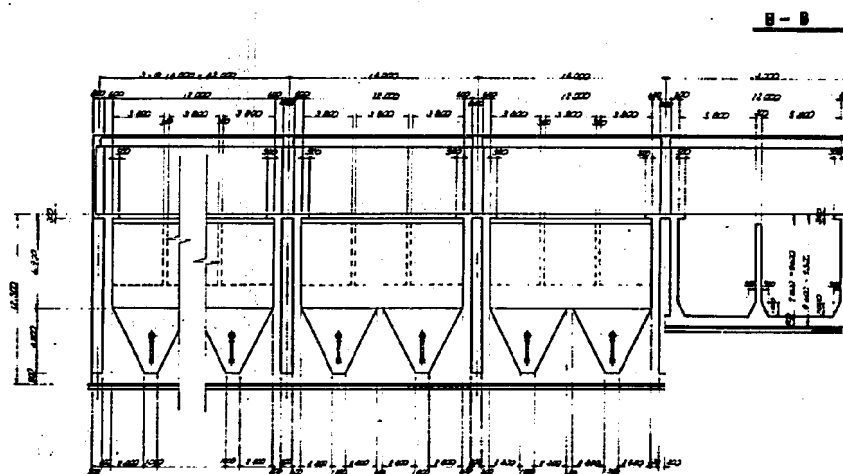
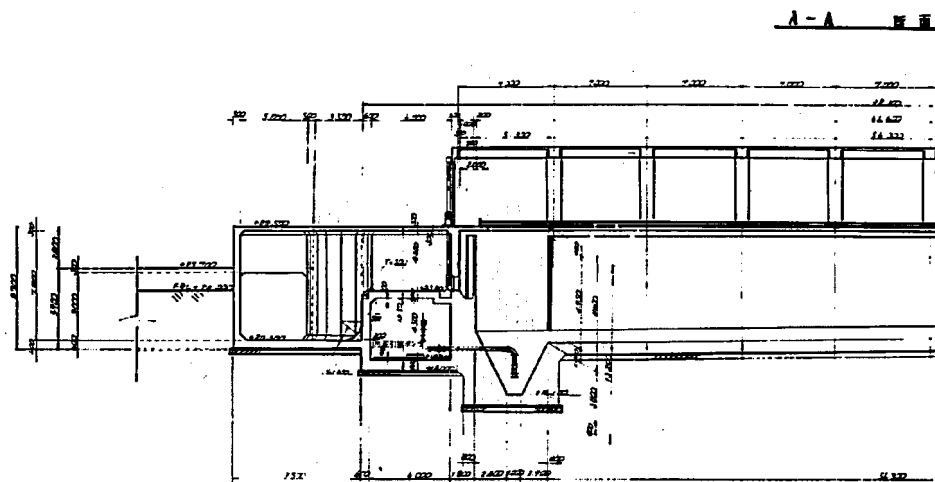
断面図



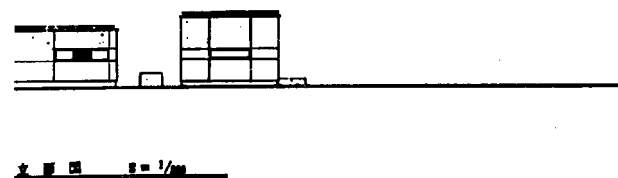
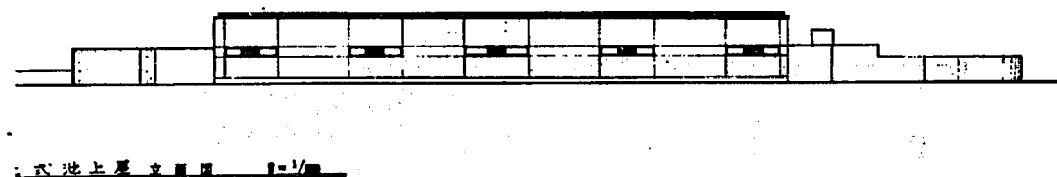
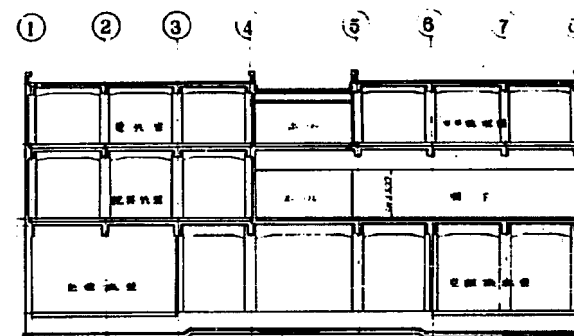
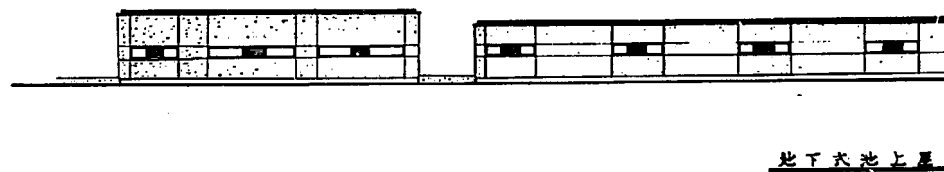
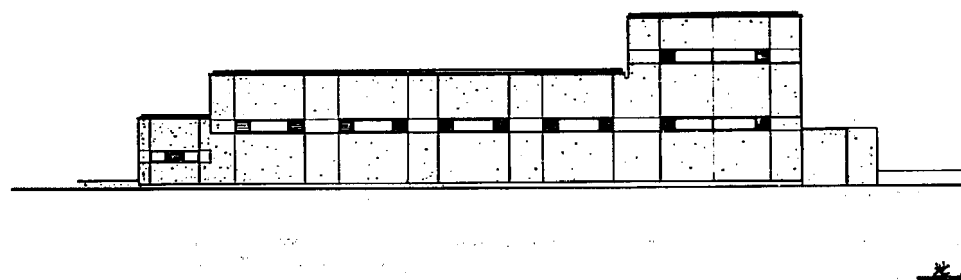
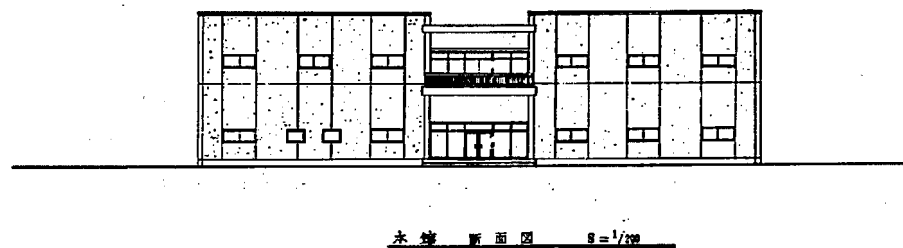
付図 5.6



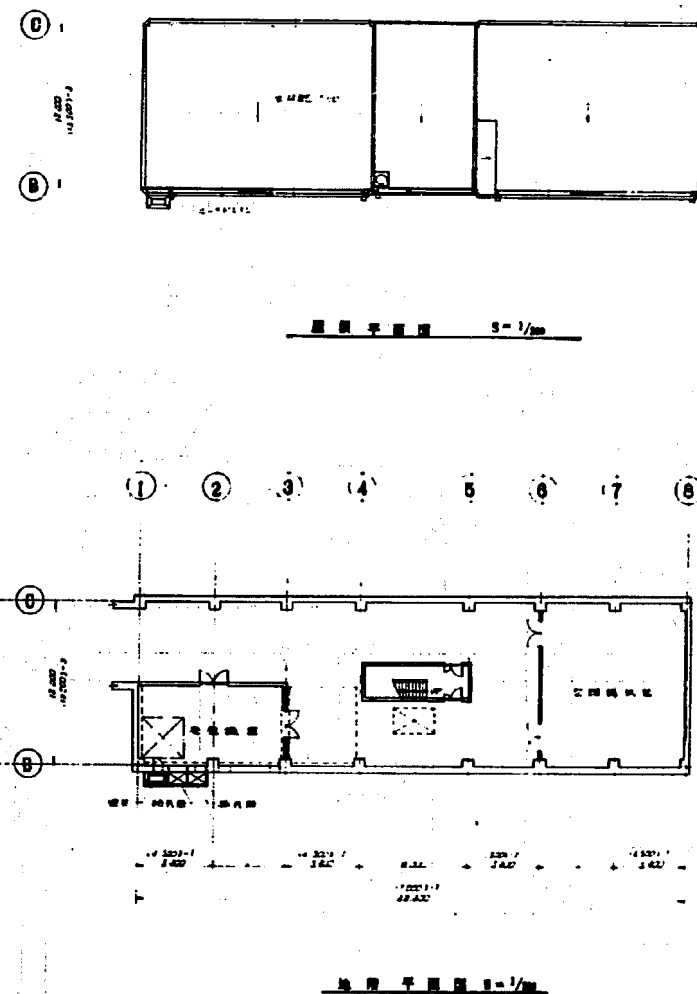
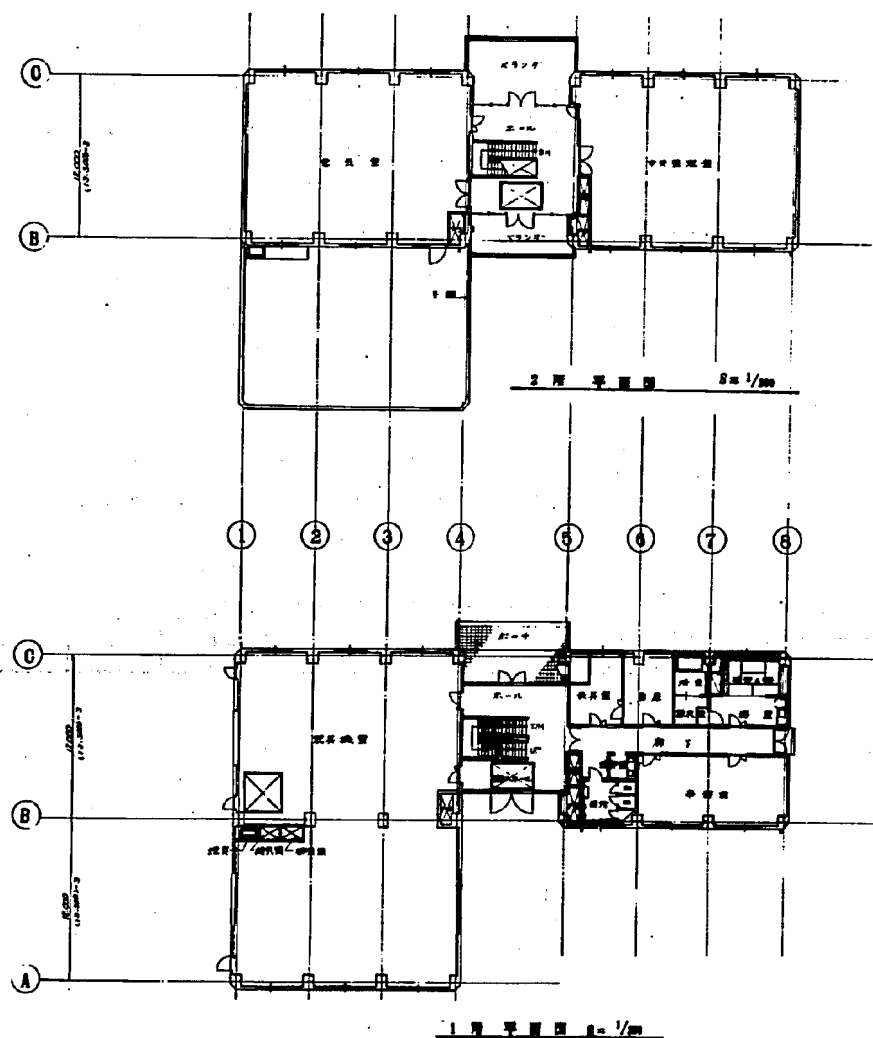
付図 5.7



付図 5.8

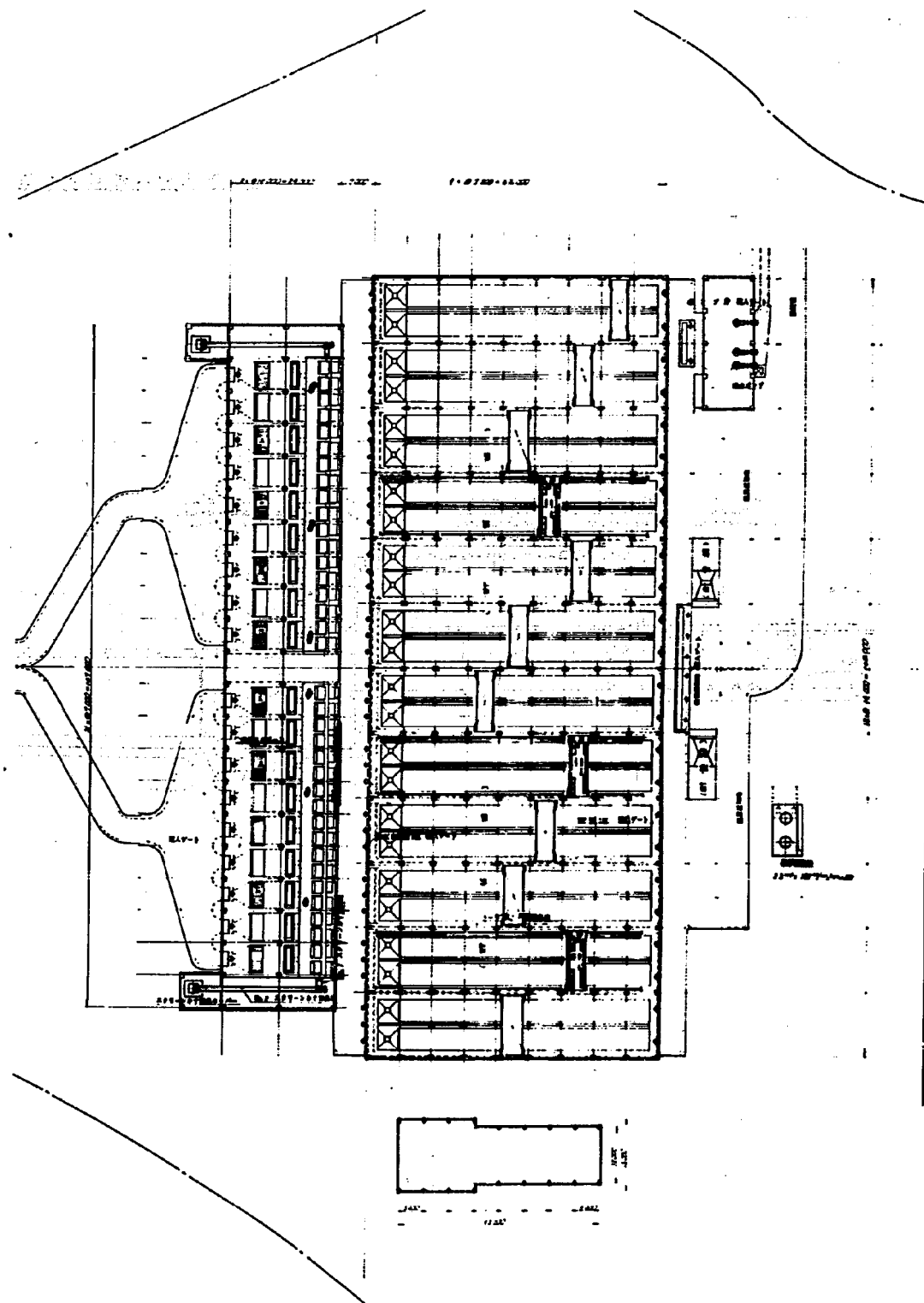
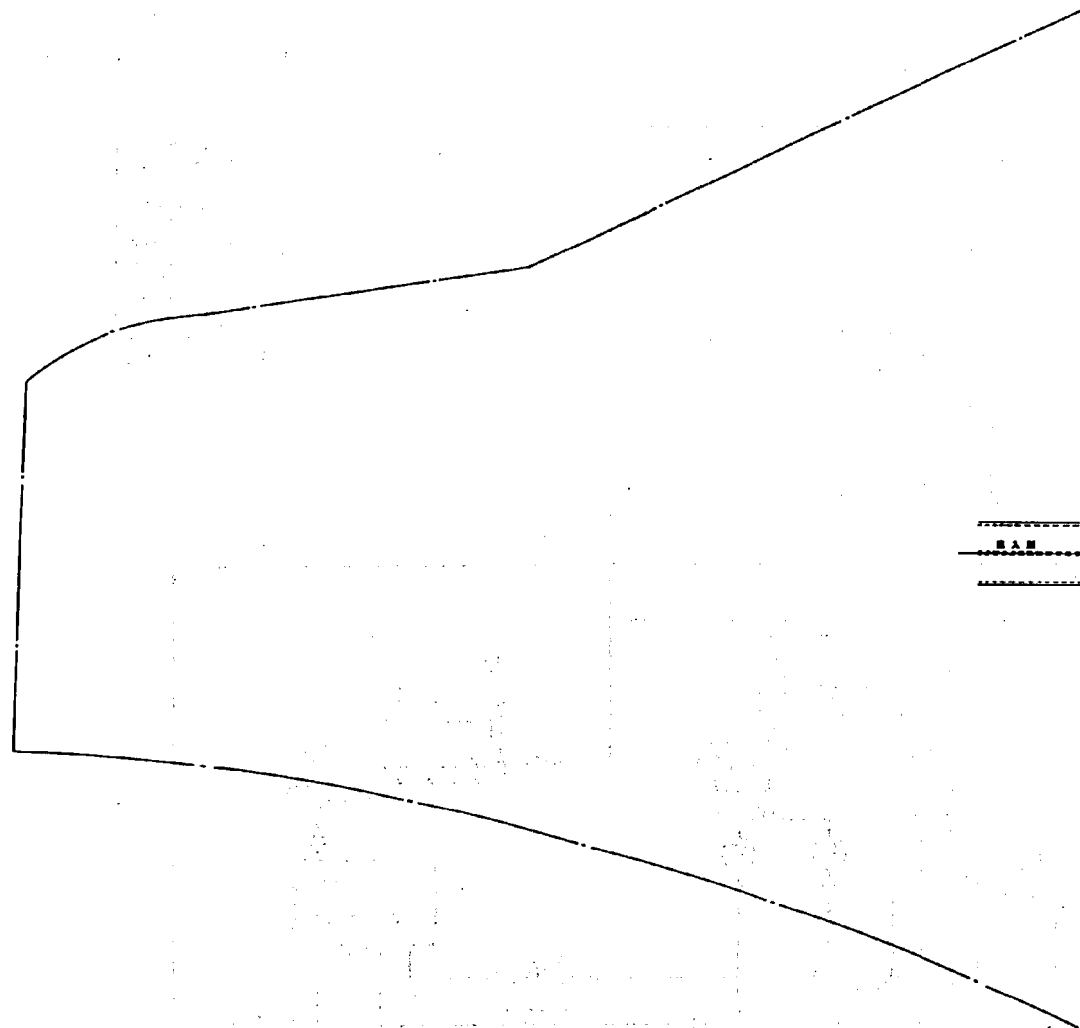


付図 5.9



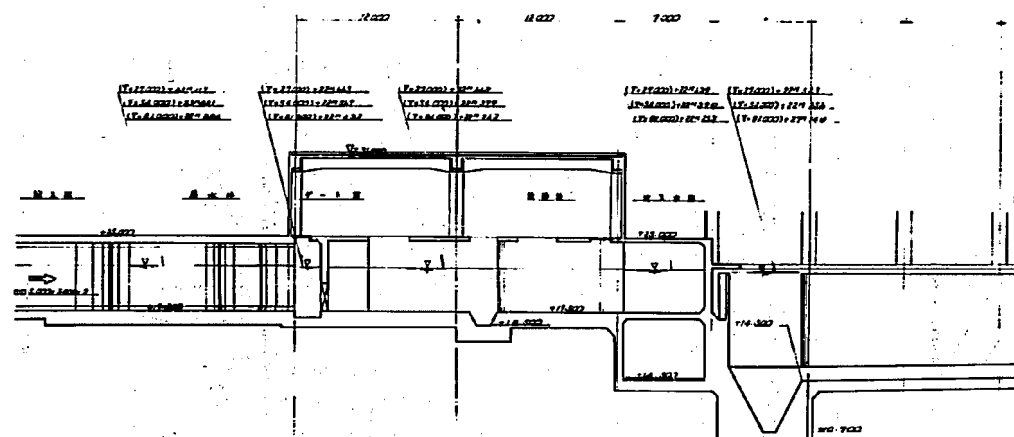
付図 5.11

一般平面図(地下式)S=1/50

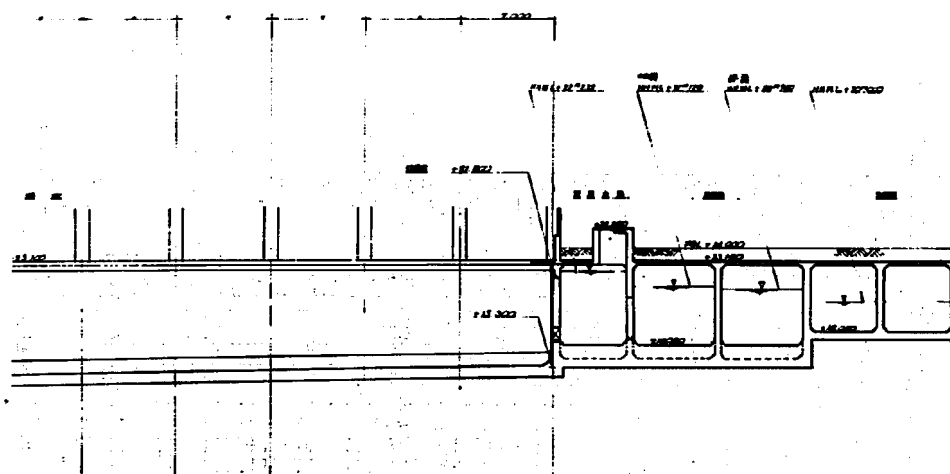


付図 5.12

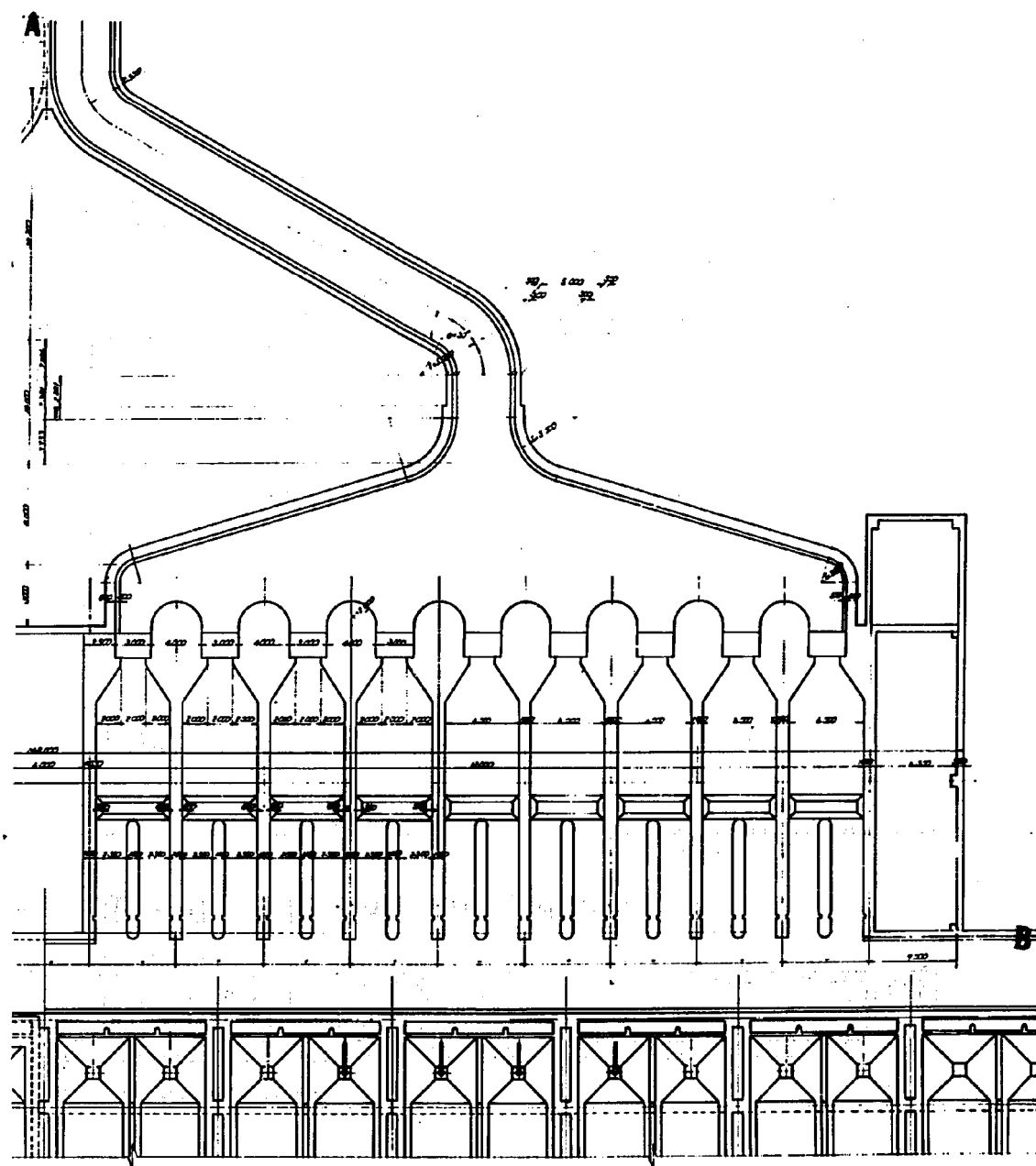
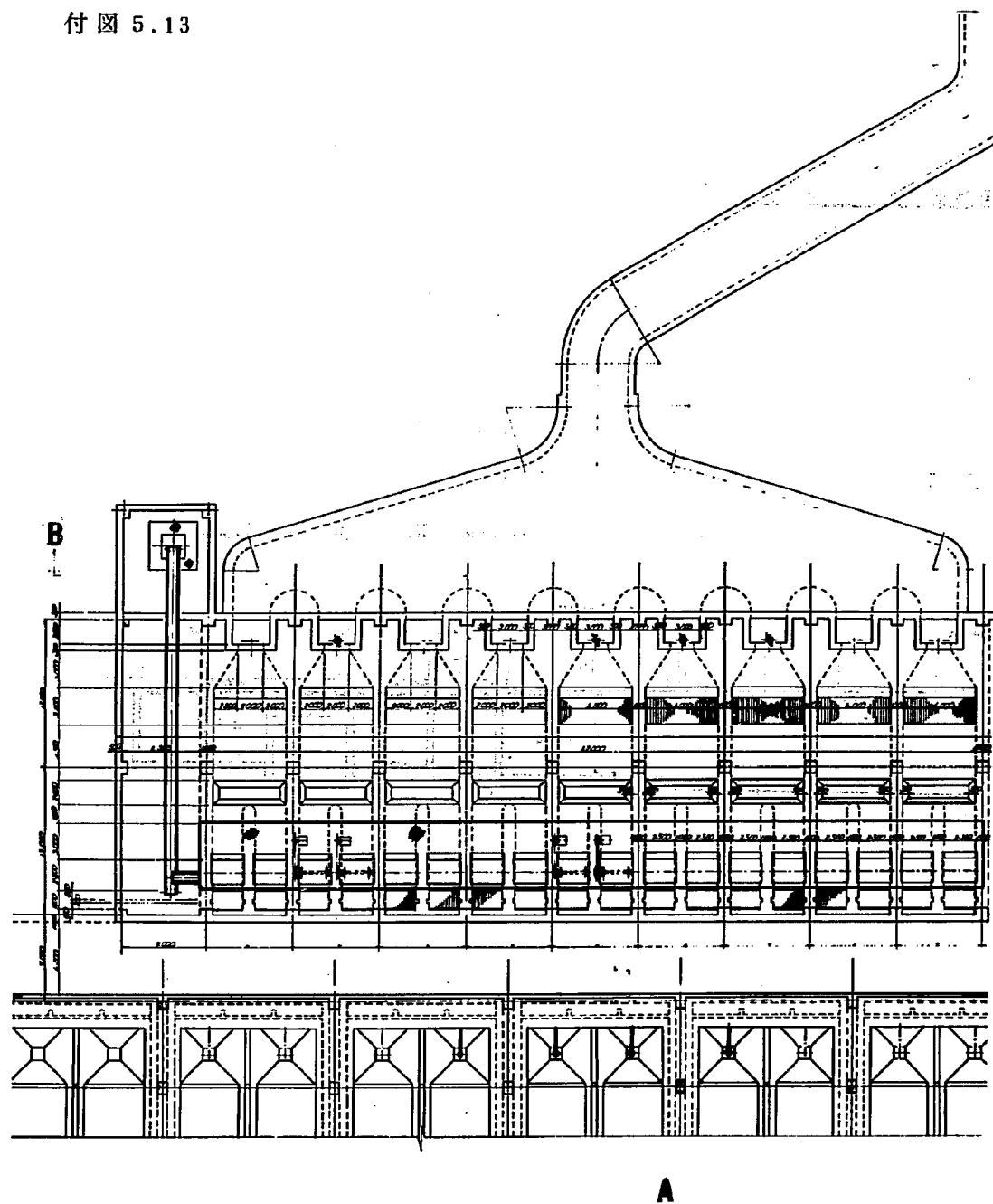
地下式雨水貯留池水位



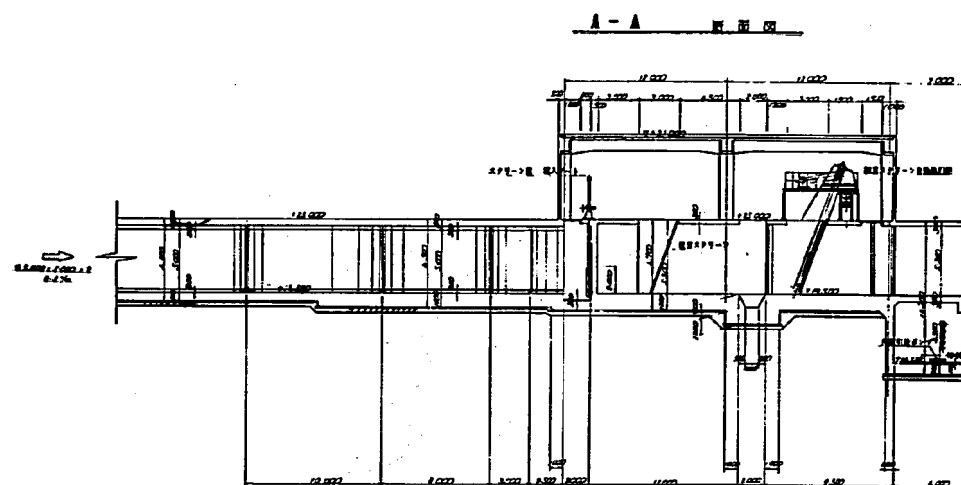
高低図 $S=1/200$



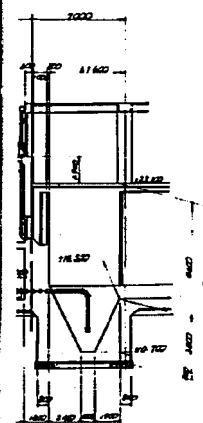
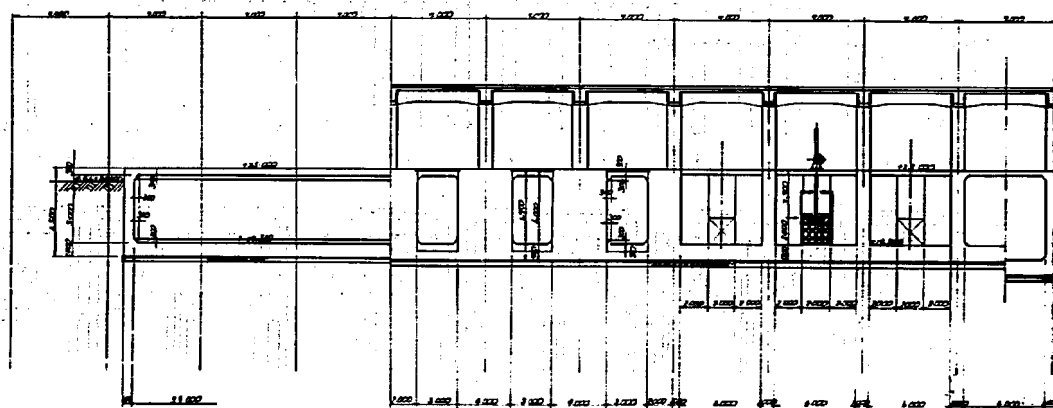
付図 5.13



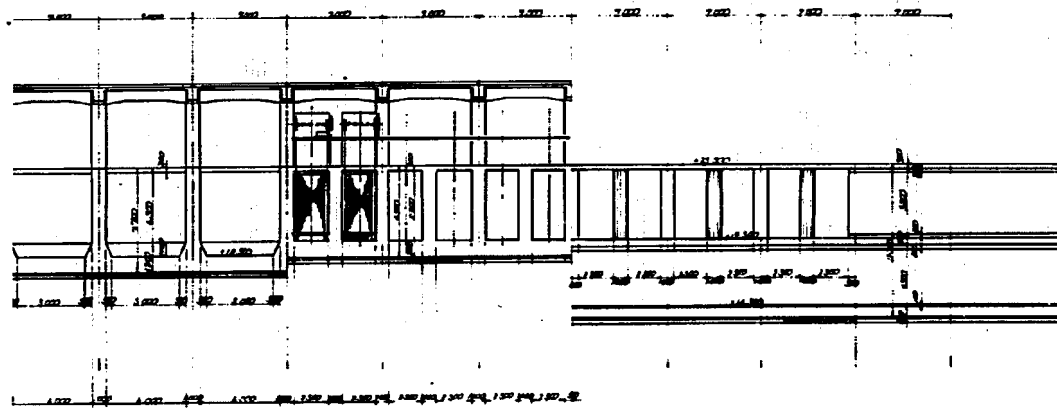
付図 5.14



B-B 断面図



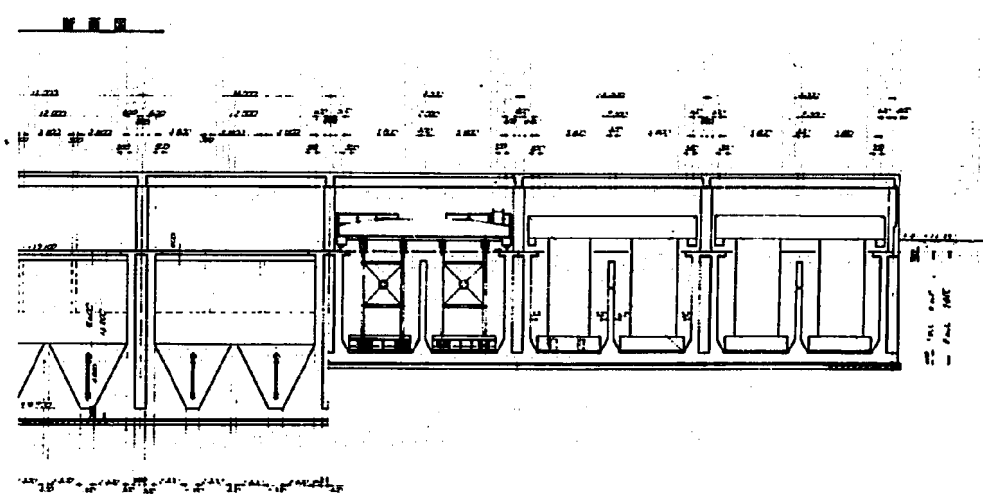
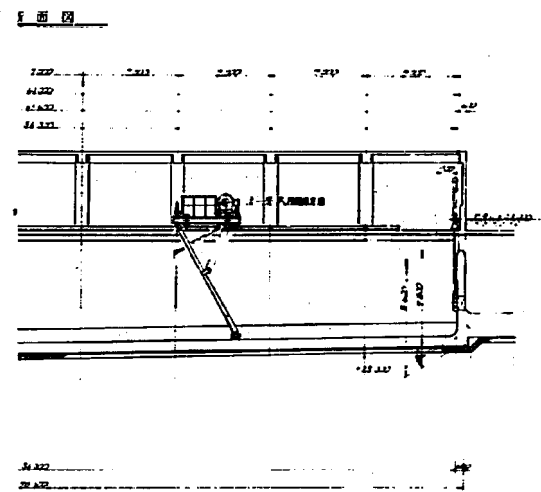
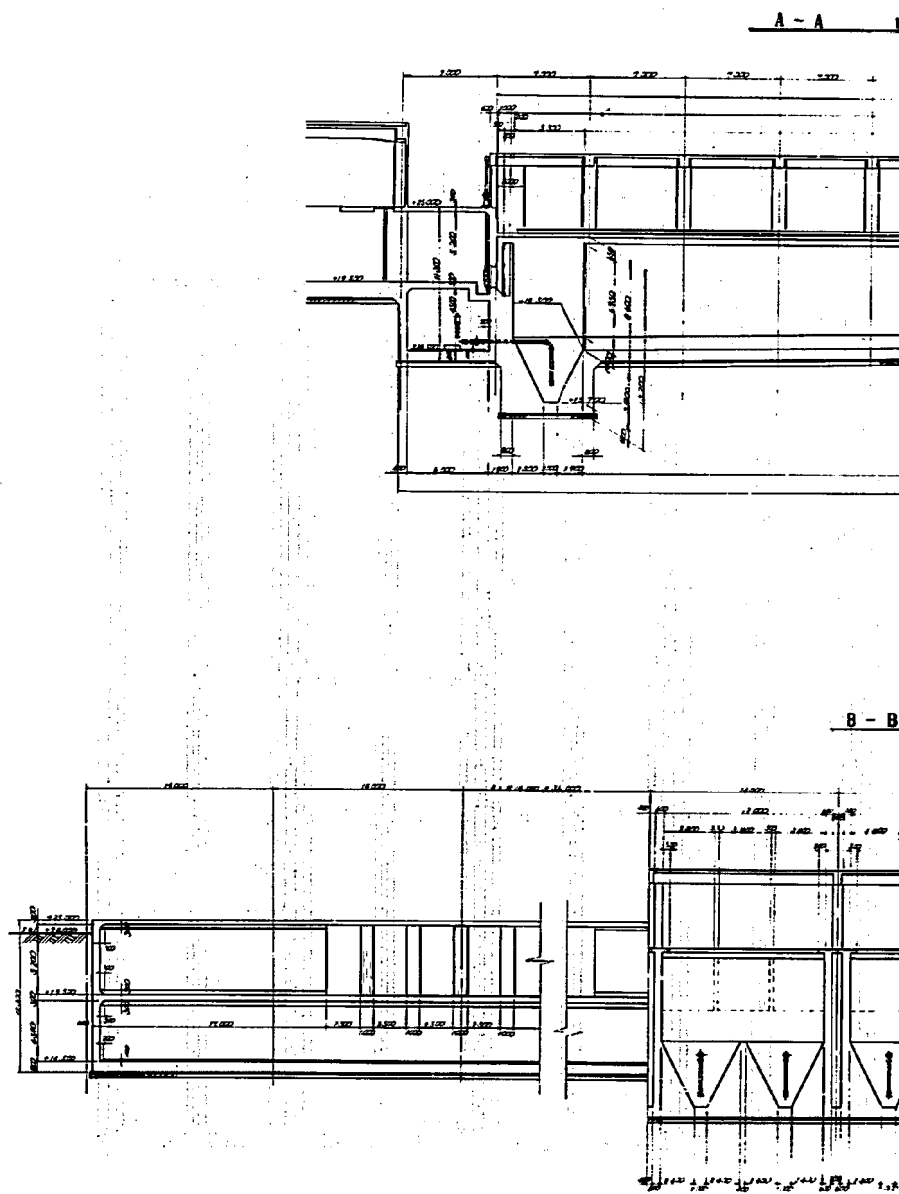
C-C 断面図

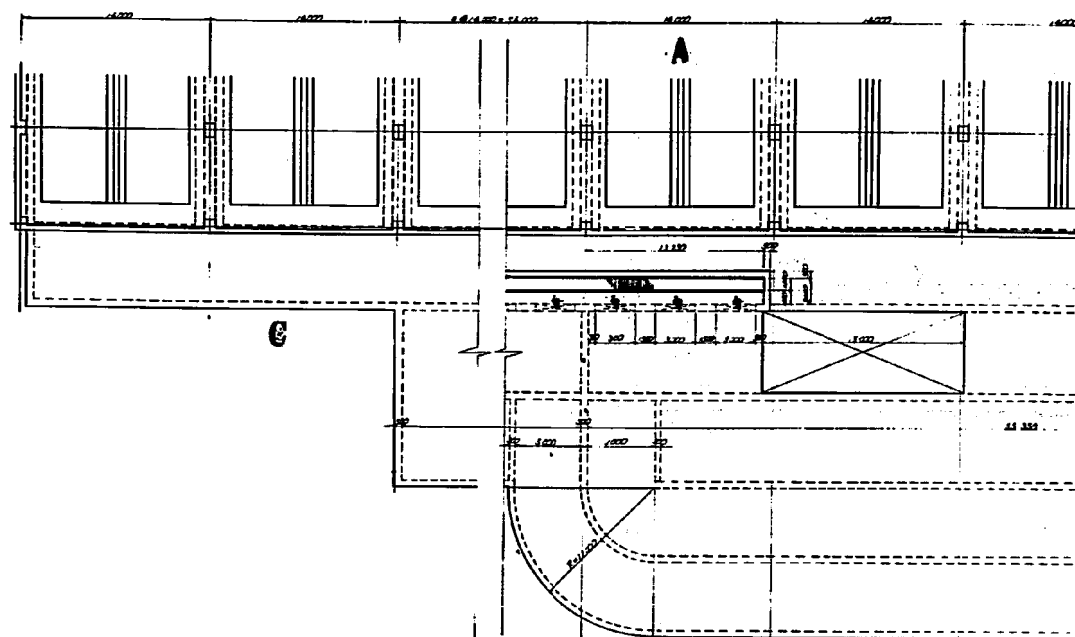


付図 5.15

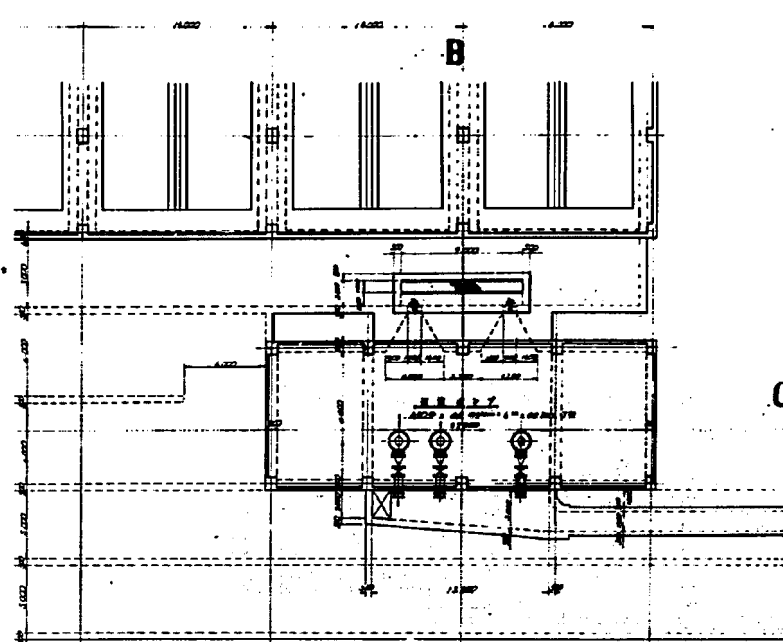
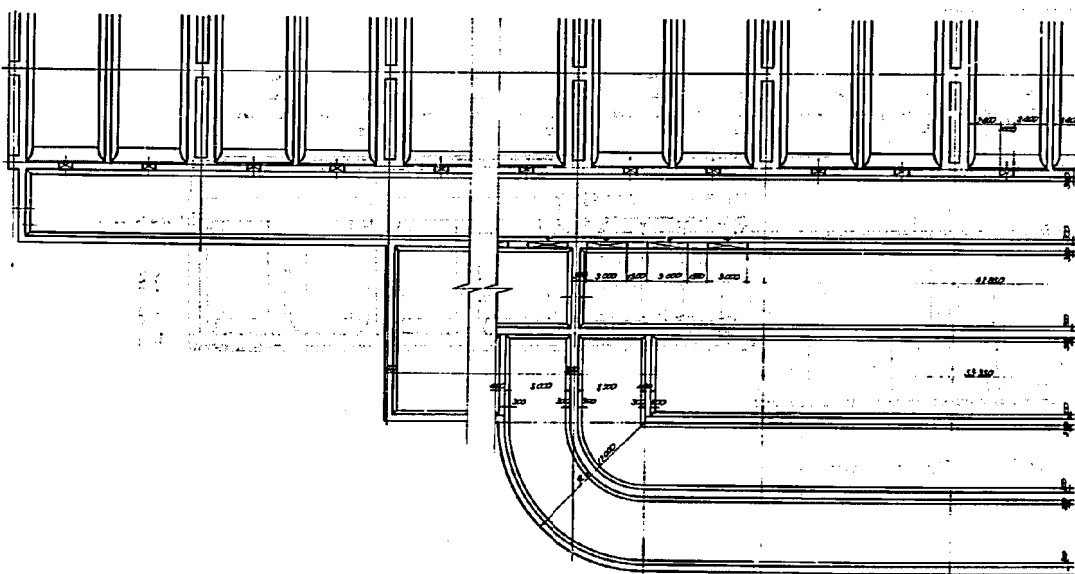


付図 5.16

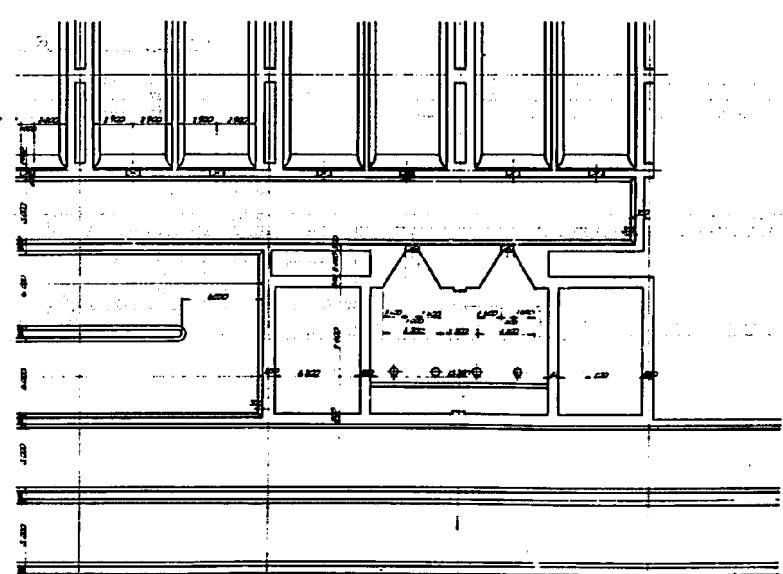




A

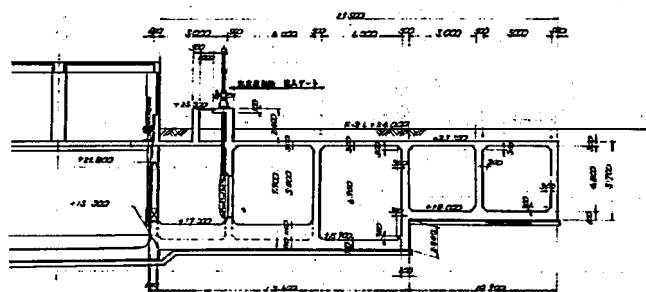


B

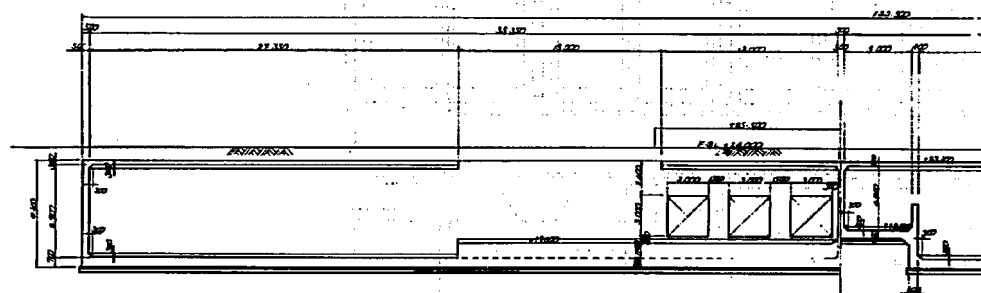


付図 5.18

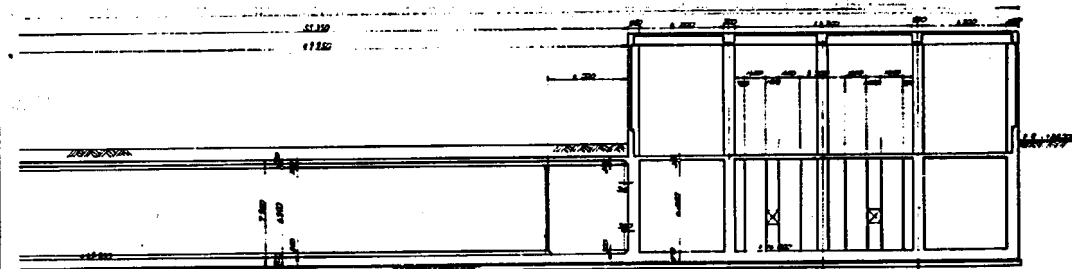
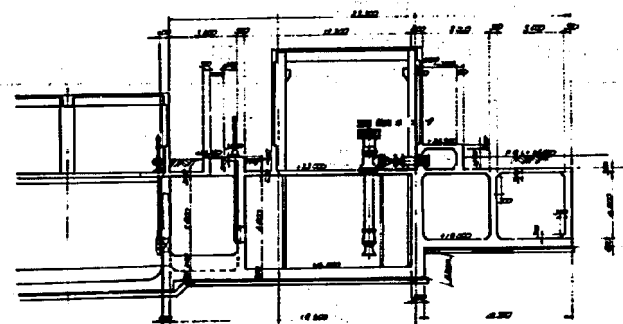
A-A 断面図



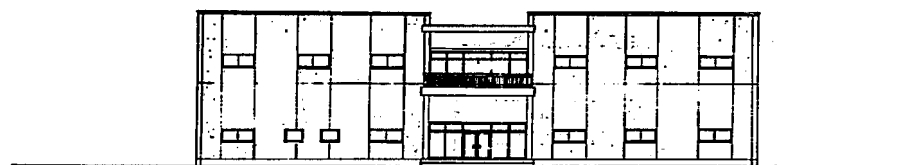
C-C 断面図



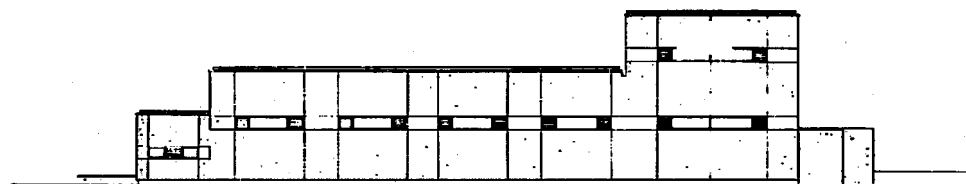
B-B 断面図



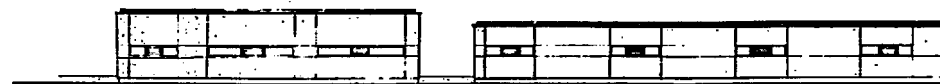
付図 5.19



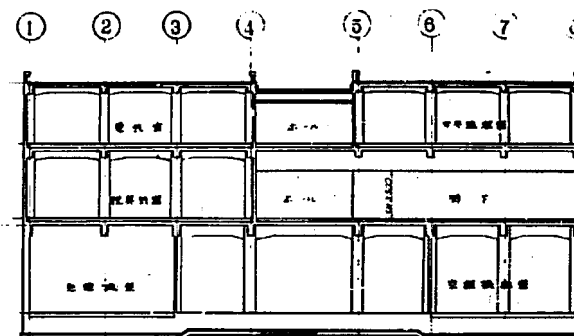
水鏡 正面図 S=1/200



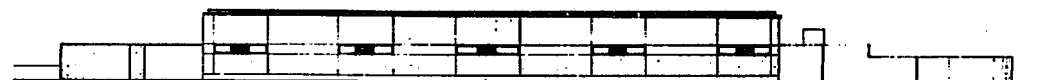
地上



地下式池上屋



水鏡 正面図 S=1/200



式池上屋 正面図 S=1/200



正面図 S=1/200

付図 5.20

