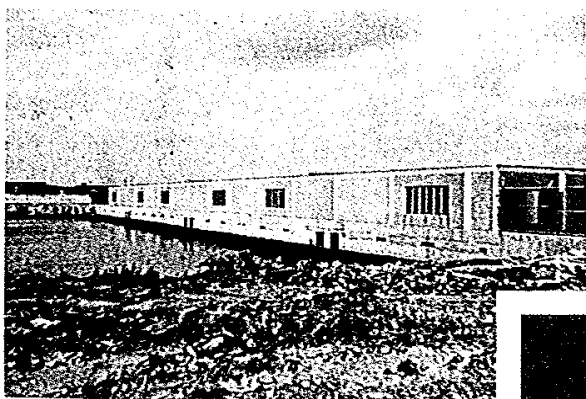


一時貯留による
下水道システムの改良

昭和54年 1 月

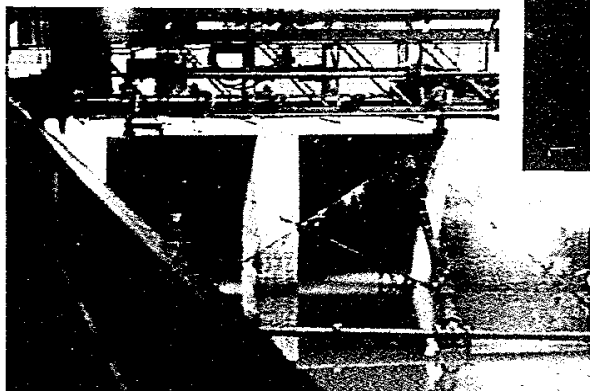
建設省土木研究所
下水道研究室



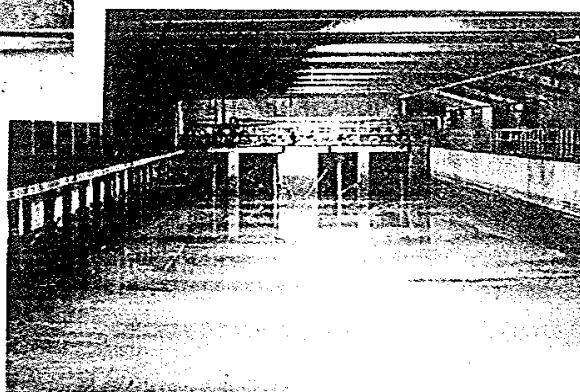
(a)



(b)



(c)



(d)

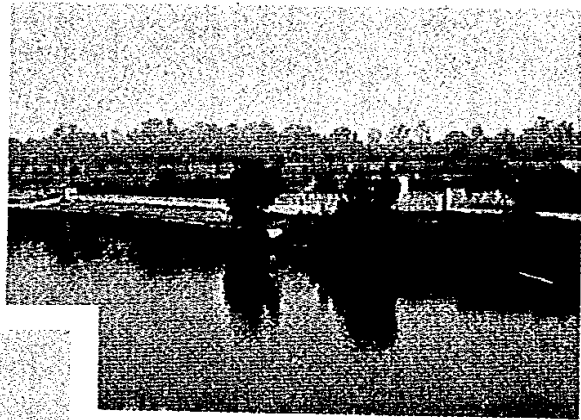
Jamaica Bay, N.Y.における雨水滞水池

a) 放流先と施設の外觀

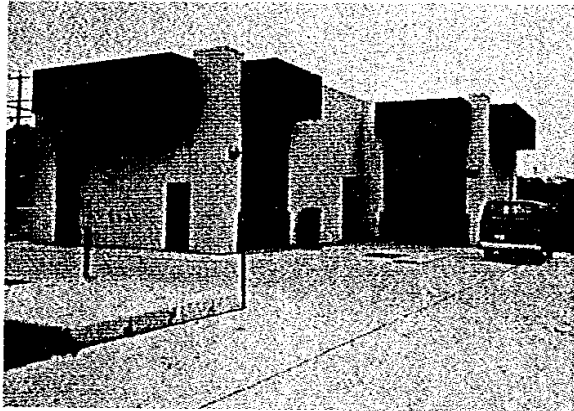
b) 移動式の汚泥かき寄せ機

c) 洗浄装置

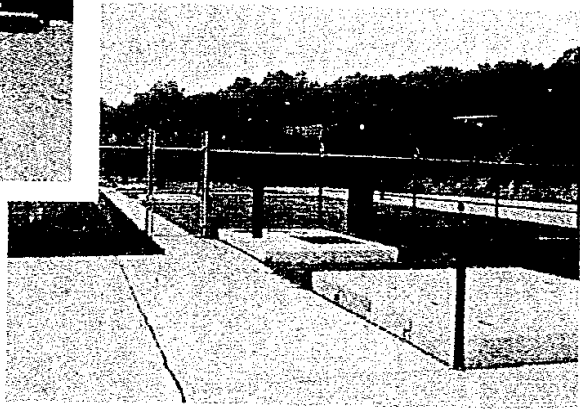
d) 巾50フィート(15m)の池の様子(全部で6池ある)



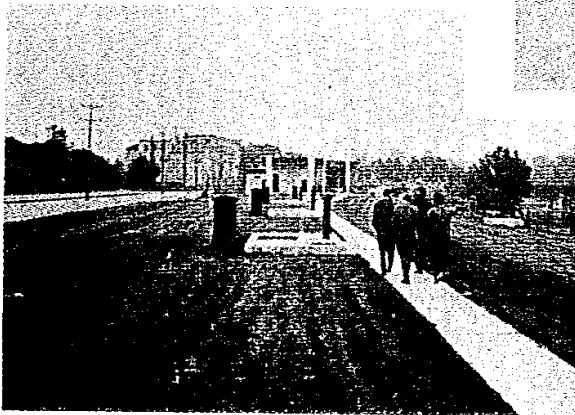
(a)



(b)



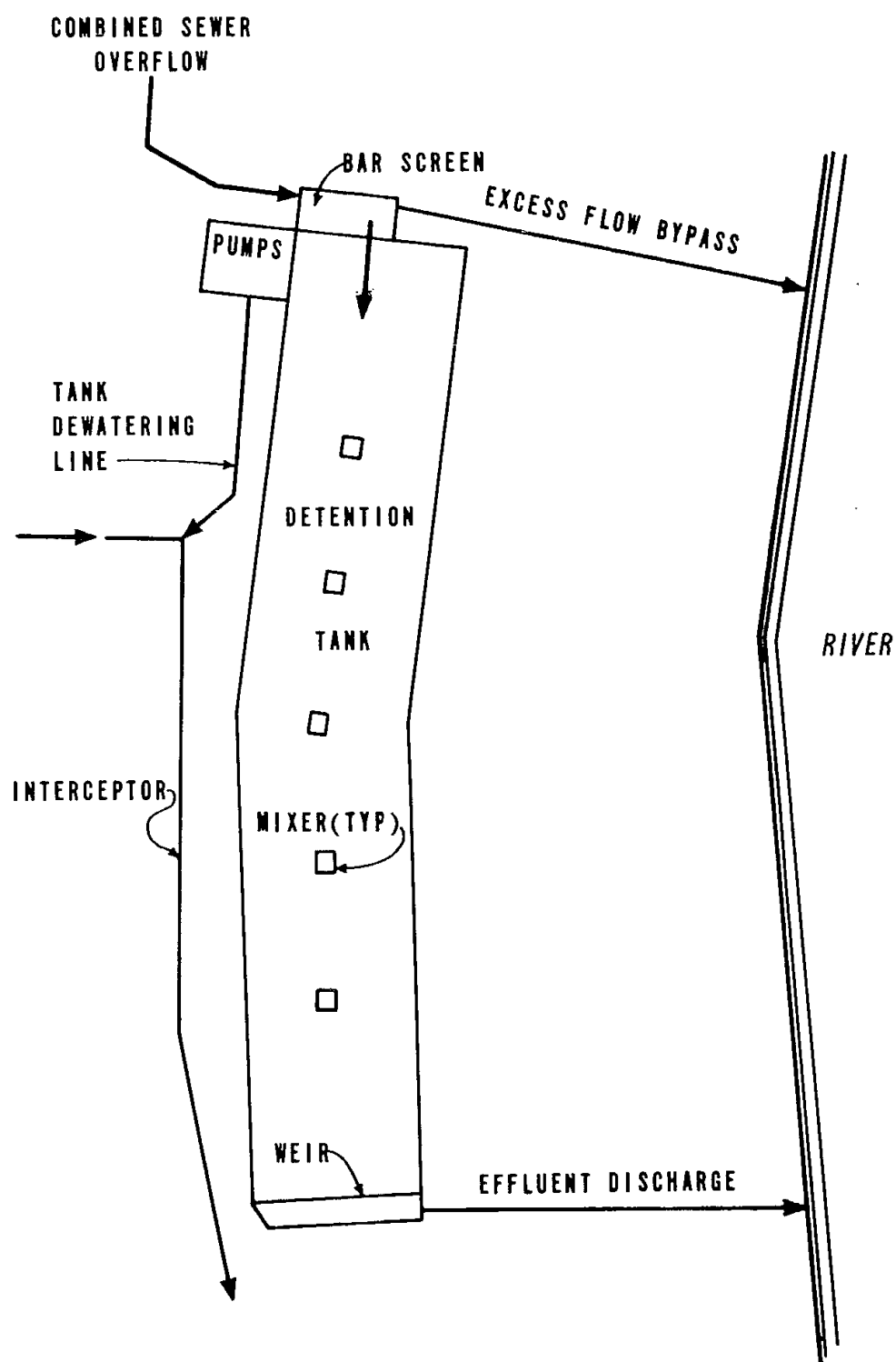
(c)



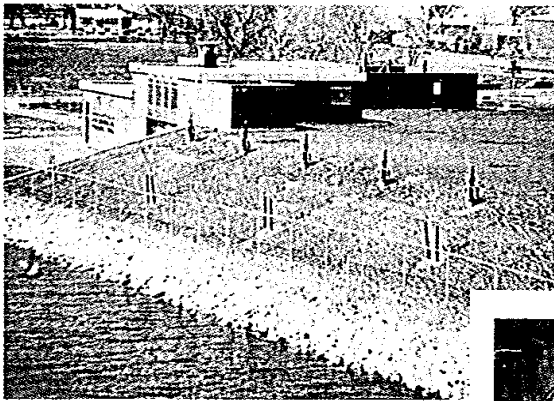
(d)

Milwaukee, Wisconsin における雨水滞水池

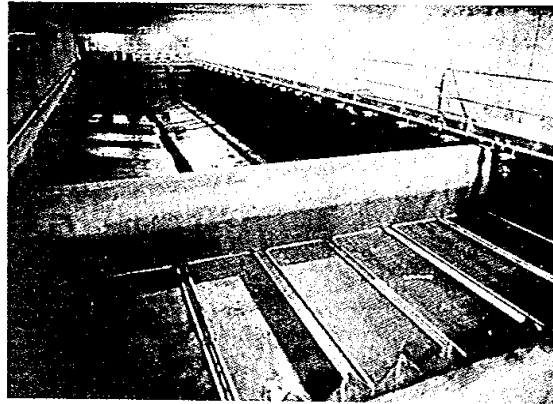
- a) Milwaukee 川から見た施設の外観
- b) 消毒, スクリーニングおよびポンプのための管理棟
- c) 管理棟から見た滞水池の地上
- d) 滞水池の地上



Milwaukee, Wisconsinの雨水滞水池フロー



(a)



(b)

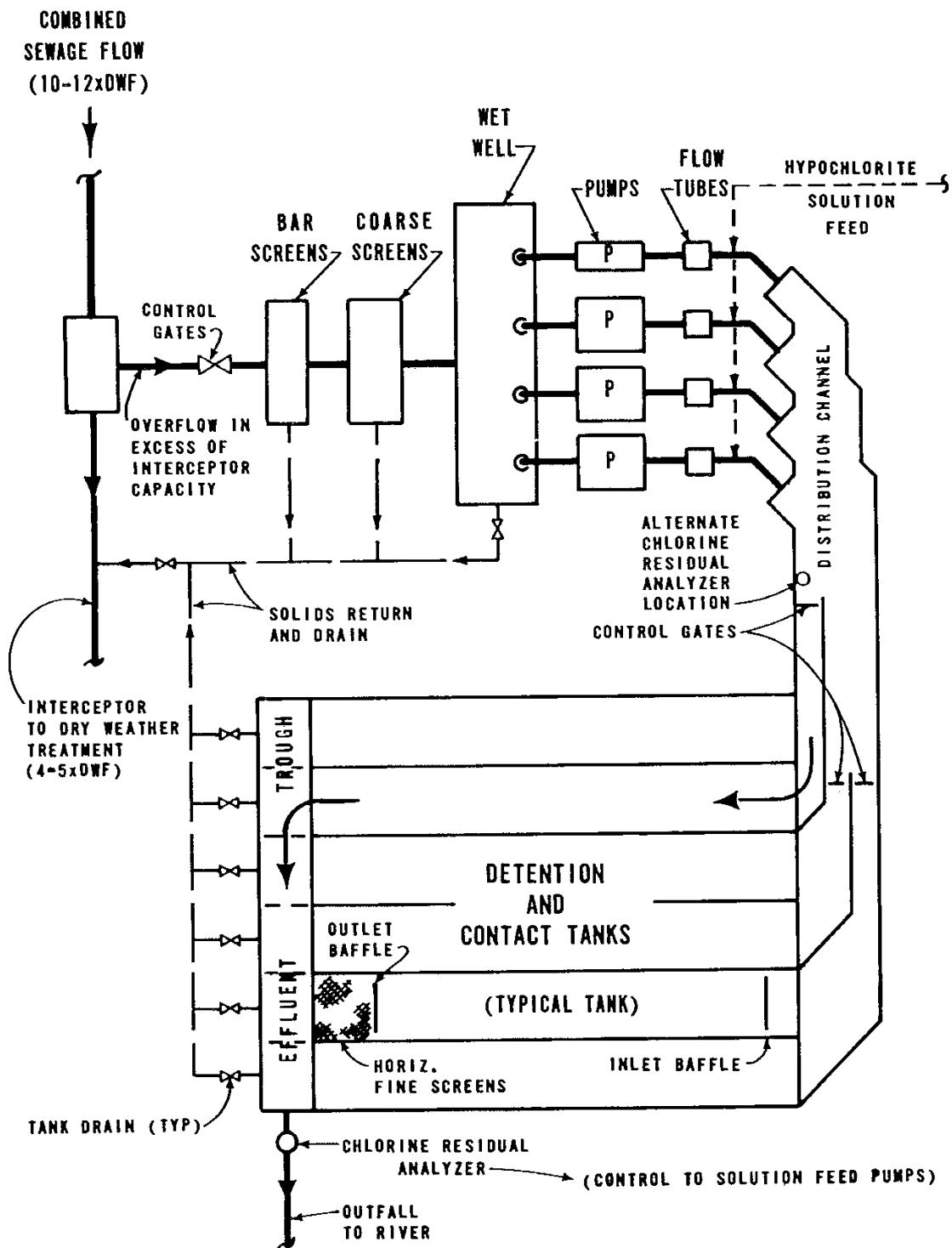
Boston, M. A.における雨水沈殿池

a) Charles 川から見た施設の外觀

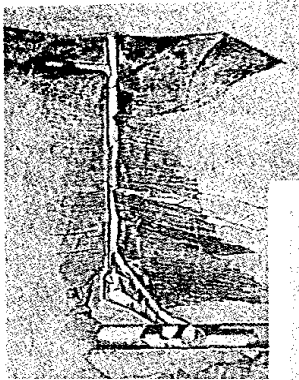
b) 放流側から見た池の様子

手前に水平に置かれた細目スクリーンが見え、その向こうに整流壁がある。

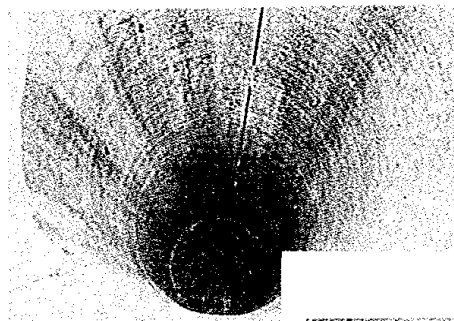
池は塩素混和池も兼ねている。



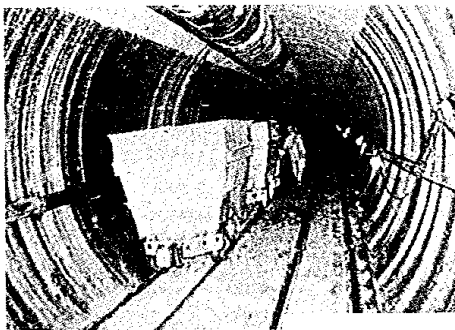
Boston, M.Aの雨水沈殿池（平面の概略図）



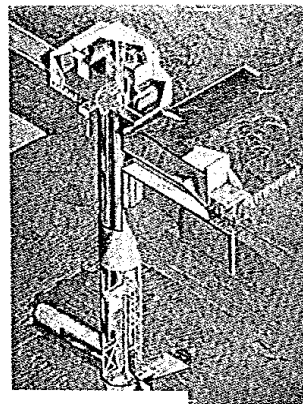
(a)



(b)



(c)



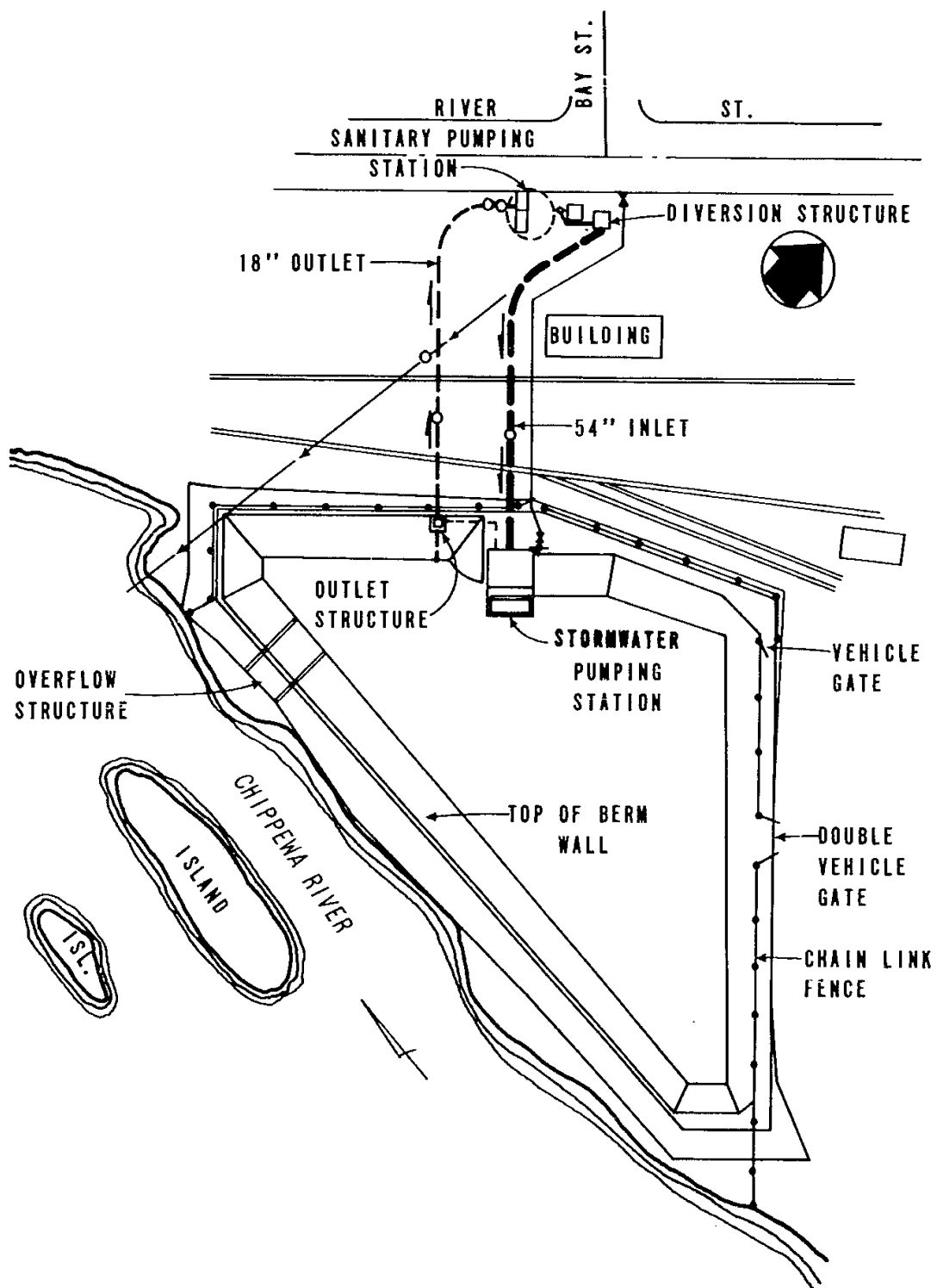
(d)



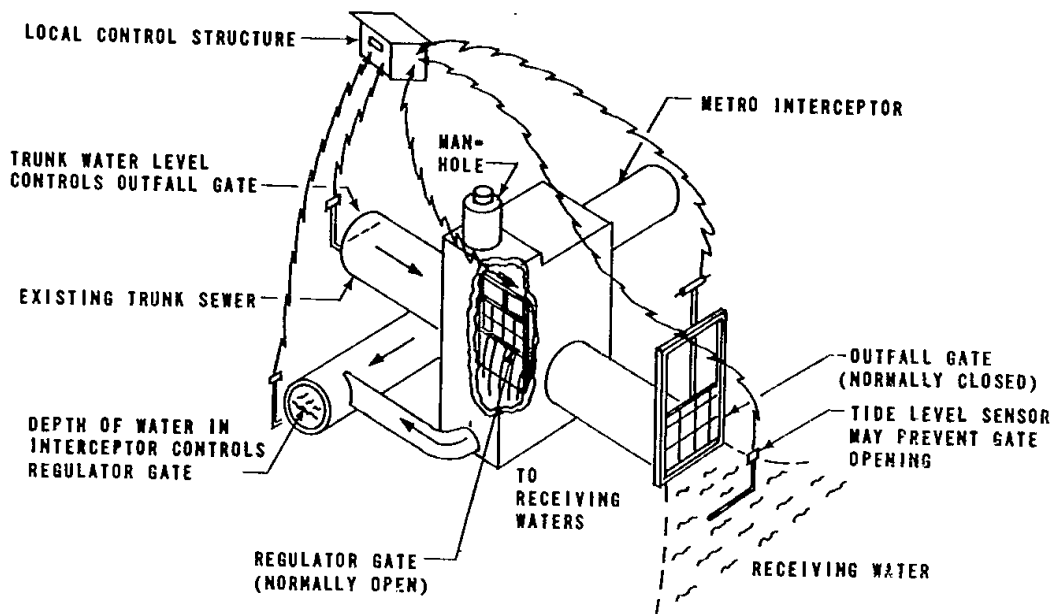
(e)

Chicago, Illinois の深層トンネル

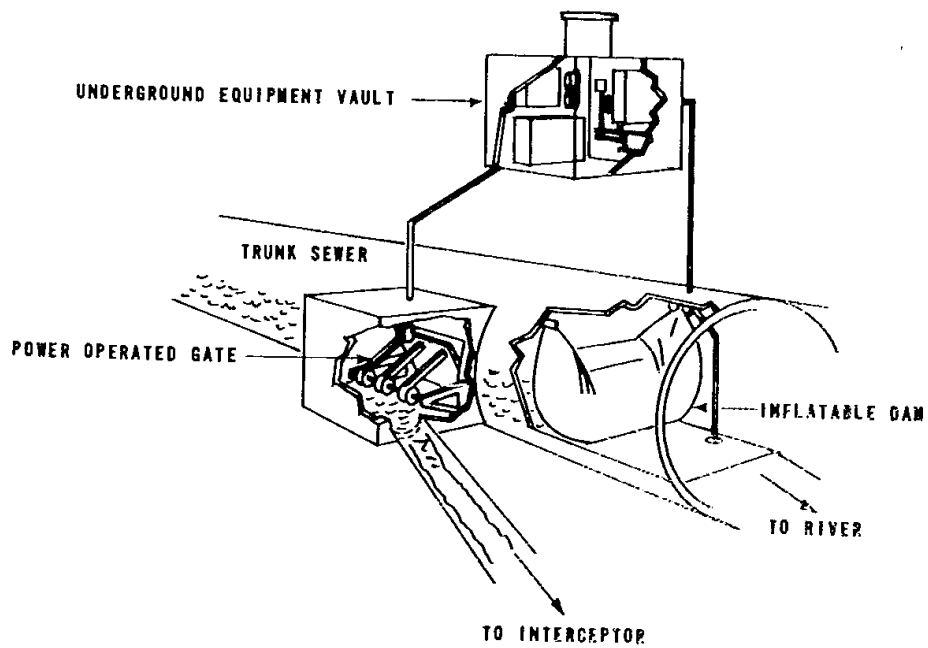
- a) ドロップシャフトの模式図
- b) 建設中のドロップシャフト
- c) 建設中の深層トンネル
- d) 貯留下水を遮集管へ戻すポンプ場の模式図
- e) 建設中の深層トンネル



Chippewa Falls の雨水滞水池



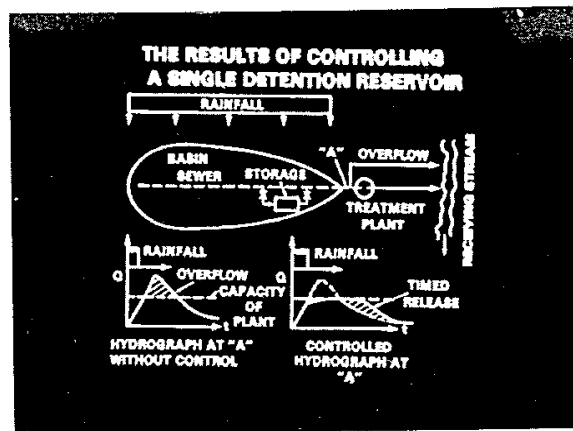
(a) SEATTLE, WASHINGTON [14]



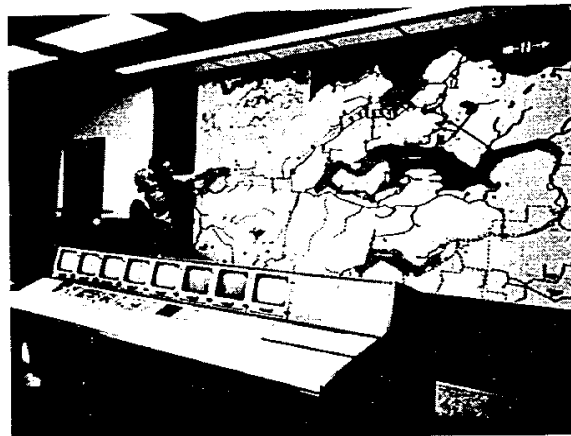
(b) MINNEAPOLIS-ST. PAUL, MINNESOTA [7]

管内貯留の方法

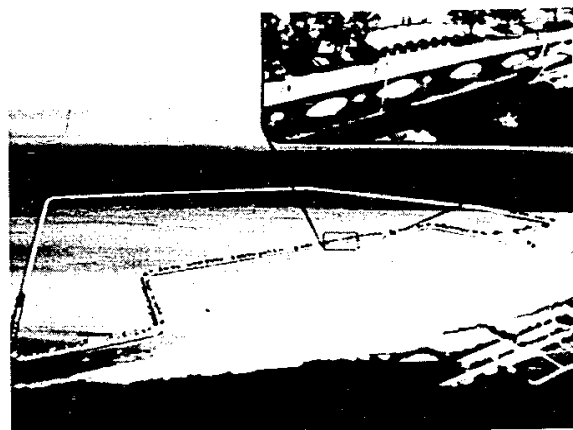
(a)



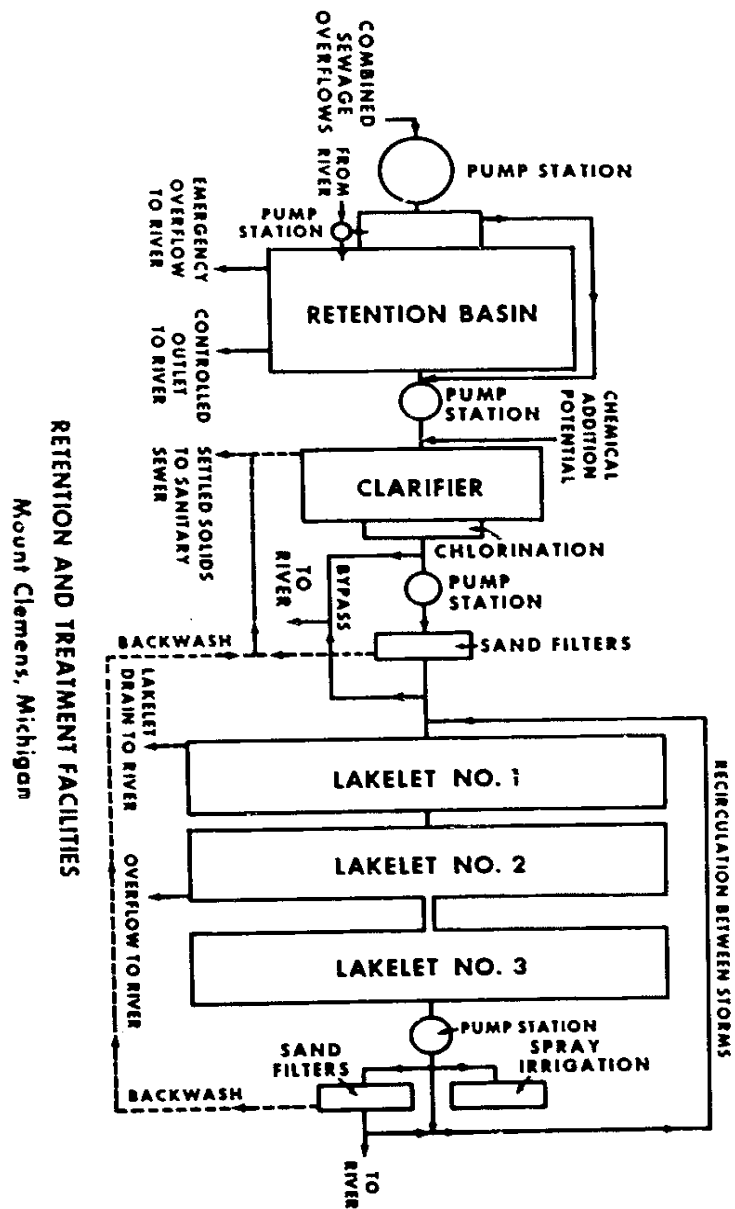
(b)



(c)



- a 貯留の概念
- b シアトルの管内貯留制御盤
- c エリー湖での貯留計画



まえがき

下水道施設は通常15年あるいは20年先の排水区域の状況(市街地面積、人口、水使用量等)を見定めて樹てられた計画に従って建設される。このため、計画時点の見積りと、実際の15年後あるいは20年年後の状況とが甚だしく異なる場合には、その下水道施設は本来意図した機能を発揮することが出来ず、下水道システムの一部あるいは全部を改良する必要が生じる可能性がある。

この端的な例が現在の合流式下水道問題と云えるであろう。わが国では古くから下水道事業に着手した都市は、その多くが合流式下水道によって整備を行ってきたが、このような都市の大半が排水区域の拡大および人口の増加によって晴天時下水量の予想外の増大をみている。処理施設は、処理法の向上等によって何とか限られたスペースを最大限に活用することで容量不足を凌いでいるが、管渠施設のほうは容量不足を来し、浸水および水質保全上の問題が徐々に顕在化し始めている。

このような問題を解決するための対策の一つに、過剰下水を一時的に貯留してハイドロ(流下量)を出来るだけ均すという方法がある。わが国の下水道の歴史は欧米諸国に比較して浅く、既に出来上がった施設にこのような一時貯留施設を付け加えて既存施設の改良を行うという事例も少なく、勿論そのための設計基準も未だ作成されていないのが現状である。

しかしながら、ここ数年来土木研究所が行っている「合流式下水道の改良に関する調査」において各都市の実情を把握したところによると、このような「一時貯留」を真剣に考えている都市が意外と多いのに驚かされる。そして、そのような都市の担当者から一様に耳にする言葉は「一時貯留施設を計画・設計するための基準とか指針とかが欲しい」ということである。

基準とか指針というものは、一朝一夕にして出来上がるものではないので、この要望に即座に応えることは出来ないが、事態の逼迫していることを考えると、少くとも欧米およびわずかではあるがわが国の一時貯留の事例を紹介して参考に供することは意義あることと思われる。

この意味で、この「一時貯留による下水道システムの改良」が少しでも役立ててもらえれば幸いこれにすぐるものはない。更に、敢えて云わせて頂けるならこれを当面「指針に代わるもの」として利用して頂ければ著者等の意図は完全に達成されたものと云えよう。

土木研究所
下水道研究室長
安藤 茂

目 次

まえがき

I 概 説	1
II 米国における貯留による下水道システム改良の実例	6
1. Ohio 州 Columbus	6
2. Virginia 州 Roanoke	13
3. Wisconsin 州 Chippewa Falls	25
4. Illinois 州 Chicago	29
5. Massachusetts 州 Boston (計画)	39
III わが国における貯留による下水道システム改良の実例	45
1. 神奈川県横浜市	45
2. 愛知県一宮市	53
3. 大阪府大阪市	54
IV 付 録	57
1. 大規模合流式下水道の自動制御	57
2. 水中一時貯留施設のパイロットプラント	71
3. 一時貯留の効果に関する検討 (ケーススタディ)	89
あ と が き	120

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、米国ではすでに1900年代初頭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年代からといってよい。

1960年代の文献は雨天時の放流下水の水質が望ましいものでないことを指摘し、何らかの対応策が必要であると述べている。多くの文献が述べている根本的な対策案は、合流式下水道の合流化であるが、莫大な費用と社会的な影響が大きいことを理由に分流化に替わる代替法を提案している。

たとえばPalmerはDetroitにおける調査から、雨天時下水の問題は雨水分流装置の適切な操作と管内貯留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。¹⁾

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塩素滅菌を行なう方法について述べている。²⁾

DunbarとHenry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。³⁾

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年近く稼動している。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。⁴⁾

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。

これらの報告書の多くは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(分流化)であるとし、完全分離に近い代替法としては雨水貯留池、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々あげている。しかしながら、これらの対策を実用化する技術が確立されていなかったため、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の手ど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ものである。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、雨天時下水の問題は一般的に関心が薄く、一部の識者が問題意識を持っているに過ぎなかった。しかしながら、1970年代にはいつからわが国でもこの問題に対する関心が高まってきており、何らかの対応策を確立する必要が生じてきた。

雨天時下水の問題は、既存施設を排水機能の観点からばかりではなく水質保全の観点からも増補改良する事業の一環として行なわれ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。¹¹⁾

- 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。

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よそ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

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ばかりではなく、汚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。ここでは主として合流式下水道からの越流水対策としての貯留池に焦点を絞って検討を行っているが、この方法は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と思われる。

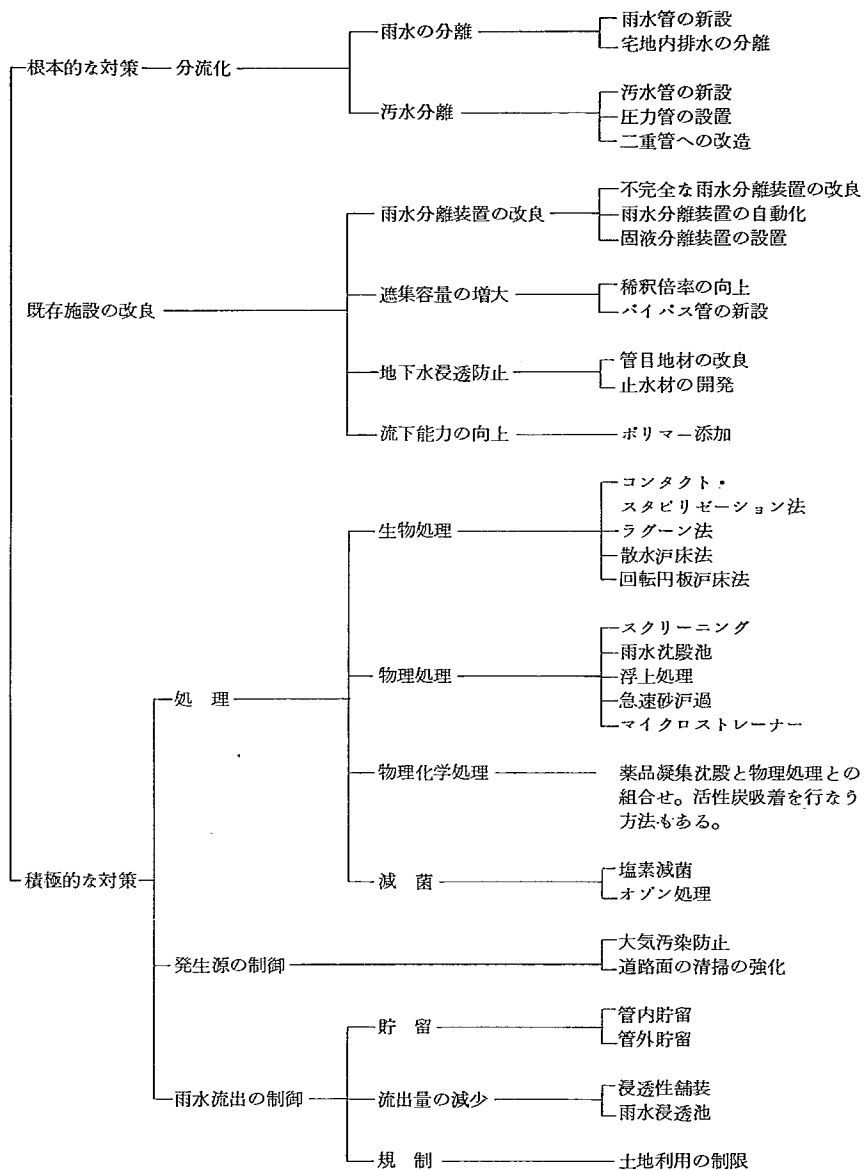
表1 米国の50以上の都市からの報告書に見られる合流式下水道からの越流水および雨水流出水の制御および処理対策

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	4 5	6	9
污水管の分離	3 5	9	7
雨どい排水の分離	2 6	1	3
敷地内排水の分離	1 0	7	1
空調排水の分離	1 1	6	1
地下室排水の分離	1 3	9	1
雨水ますからの流入の分離	1 0	7	1
冷却水の分離	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	2 7	2 2	5

対 策	活 動 状 況		
	考 慮 中	提 案	実 施
処理ないし河川側へ流し出す**	3	3	1
溝をつける。	4	3	1
入口側での滞留	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。



合流式下水道対策の分類（今まで提案されたもの）

Ⅱ 米国における貯留による 下水道システム改良の実例

1. Ohio 州 Columbus

Columbus 市の下水道に関する記録は 1853 年から始まっている。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大のため河川の水質汚濁が著しくなり、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室からの晴天時オーバーフローがあげられた。

1927 年 Ohio 州の保健局から市に対して「Scioto 河および Alum 川の水質改善の為、必要な対策をとる」ようにとの命令が下され、1932 年までに次のような対策を施した。

- 1) Olentangy - Scioto 遮集管（以下 OSIS）によって汚水および雨水の多くを合流式幹線より遮集する。
- 2) South Side 遮集管によって汚水および雨水の多くを合流式幹線より遮集し、OSIS の雨水貯留池に導入する。
- 3) OSIS および South Side 遮集管へ分流する装置の改善
- 4) OSIS 流下水量のうち処理場の処理能力を上回る量の下水を一時貯留する雨水貯留池（Storm Standby Tanks）を建設する。

Columbus には、19 箇所の雨水吐室があるが、遮集量はほとんど遮集管の容量によって決まり、これまで晴天時下水の平均量をかろうじて遮集しているのに過ぎなかった。

上述の対策によって晴天時オーバーフローがなくなったと同時に、年間の越流頻度（雨天時）も 4 ～ 8 回に制限することが可能になった。

雨水貯留池

Whittier 通りに設置された雨天時下水のための貯留池は、図 1 に見られるような長方形のものである。貯留池が満杯になった以降も処理場へ送る下水量を一定以下に抑えるため、過剰越流水は貯留池へ導かれる。そこで貯留池には、単に「貯める」という機能だけでなく、沈殿および粗大固形物を「除去する」という機能も要求された。

貯留池の容量は、日平均下水量の 6 倍量を 30 分の滞留時間で沈殿処理するという考えから決定された。雨天時の遮集量は日平均下水量の 2 倍量を採用している。

当所沈殿物は貯留下水といっしょに貯留池下流の OSIS に戻していたのだが、池の底が平坦であり、沈殿汚泥をポンプ井までかき寄せる装置が無かったので 1967 年に改良を行い、汚泥かき寄せ機を設置した。また当所設置した汚泥フラッシュ装置は、消防用ホースのノズルを側壁の上端に固定したものであったが、汚泥かき寄せ機の設定工事と同時にフラッシュ装置の改良も行った。改良され

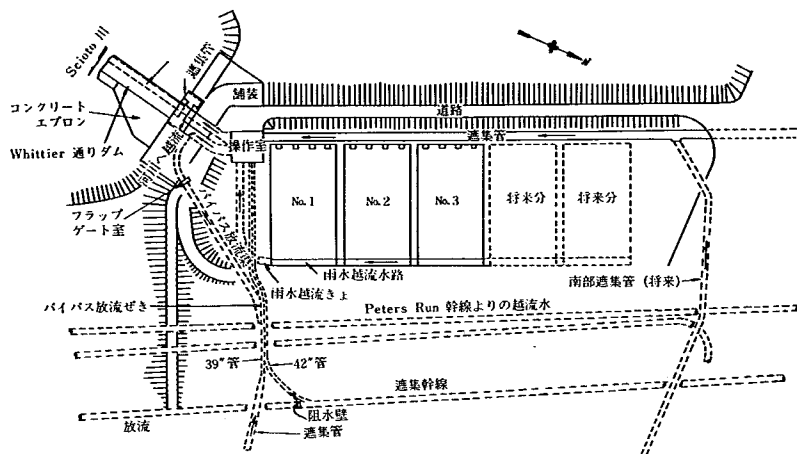


図1 Columbus, Ohio の Whittier通りにある雨天時下水貯留池平面図

たフラッシュ装置は6インチ(約15cm)の長さのノズルを持ち、2つが各々の側壁に取り付けられ、池の流下方向に移動が出来るようになっている。残りの2つは、池の中央に4フィート(約1.2m)の間を置いて取り付けられた。

ちなみに、汚泥の堆積によって起った問題の中で最も深刻なものは、悪臭のため周辺住民から多くの苦情が市当局に出されたことであった。

改良された雨天時下水貯留池および制御ゲート、排水路の平面図を図2、3に示す。

もう一つの雨天時下水貯留池がAlum Creekに設置されたが、この池の容量も日平均下水量の6倍量を30分間滞留出来る大きさに決定された。Alum Creekの池の場合には覆蓋がしてあり、その上が盛土してあるので土地の有効利用が出来る仕組みになっている。また、作業員が入るためブロワー送気による換気設備をそなえている。位置図及び貯留池の平面図を図4、5、6に示す。この貯留池の場合には底にテーパーがついてあるので汚泥かき寄せ機は無く、貯留下水を返送するとき大部分の汚泥も返送され、残留した汚泥は洗浄によって洗われ、遮集管に戻される。

雨天時の操作

2つの貯留池は同じような操作によって稼動されている。降雨によって流出が起り、遮集管内の流量が増大して晴天時平均下水量の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じ出し、ゲート下流の水位があらかじめ設定した水位(晴天時平均下水流量×2倍の水位)になるまで流量を絞り続ける。またゲート下流の水位が設定水位より1インチ下がるとフロートスイッチが再び作動しゲートが開き始める。このようにして、降雨が継続する間は調整ゲートの働きによって処理場へ送水される下水量は出来る限り一定量以下に抑えられる。降雨が終了し、遮集管内流量が晴天時平均下水流量より小さくなるとゲートは再び元の「開位置」に戻る。

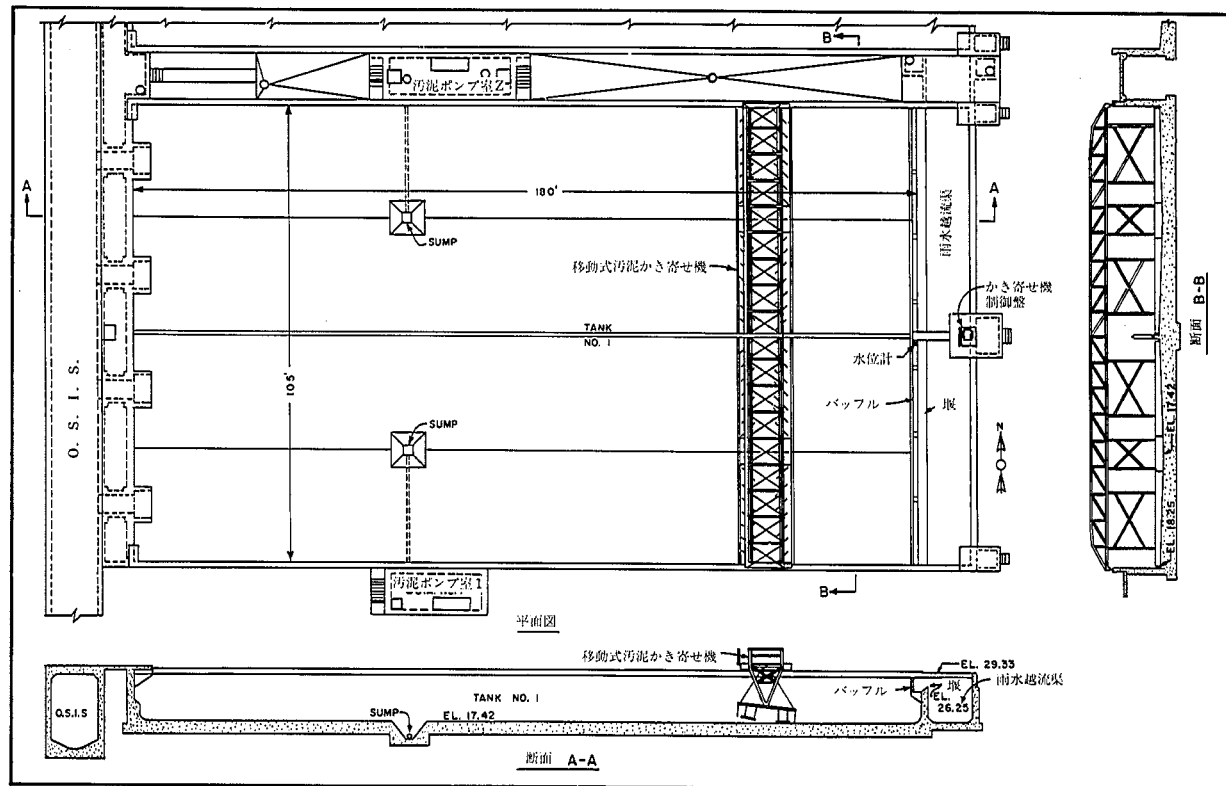


図2 貯留池の平面図(Whittier Street Storm Standby Tanks)

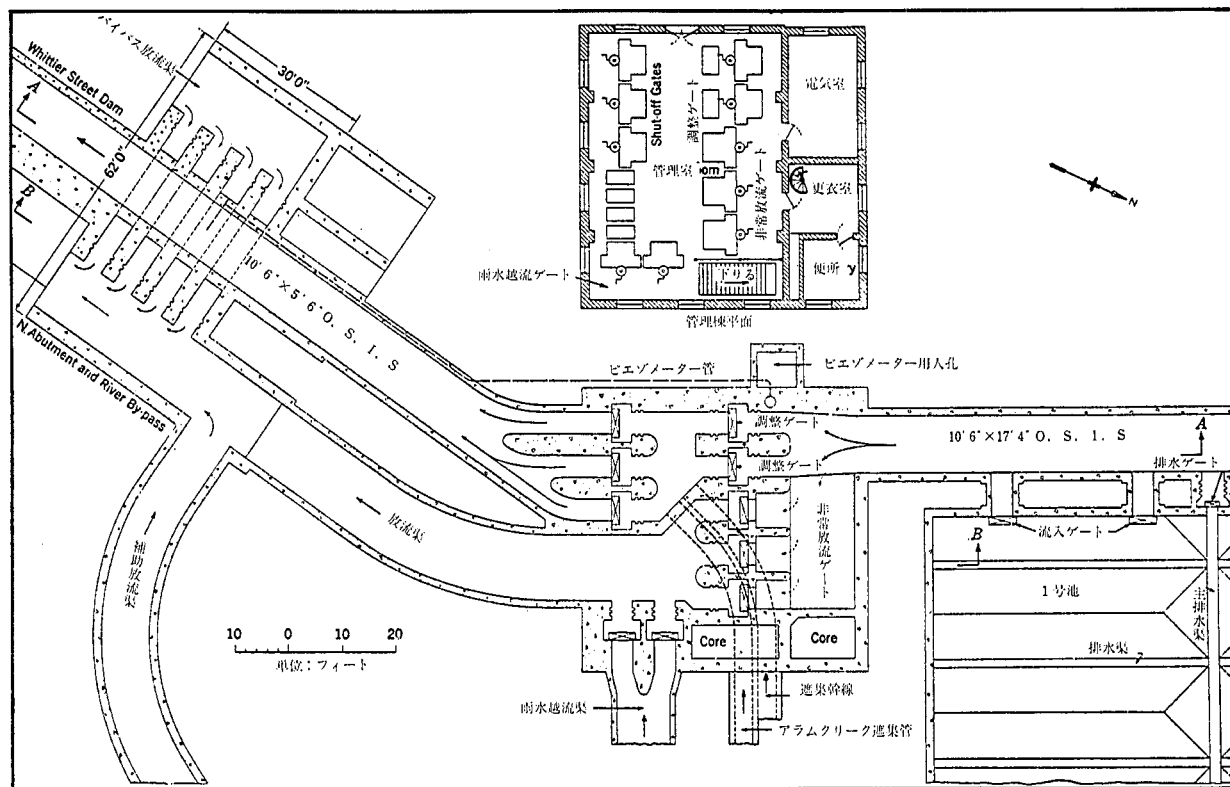


図3 制御用ゲートと排水路の平面図(Whittier Street Storm Standby Tanks)

調整ゲートが作動すると、直ちにゲート上流の水位が上昇し始め、ゲートの開いている厩1の池に雨天時下水が流入する。厩1の池が満杯になり越流水位に達すると厩1池に設置してある圧力スイッチが作動し、厩2の池のゲートが開く。厩2池へのゲートが「開」となるとこの池への流入が始まるが、同時に厩1池に貯留された下水の一部が遮集管に逆流し、2つの池の水位が等しくなるまで流

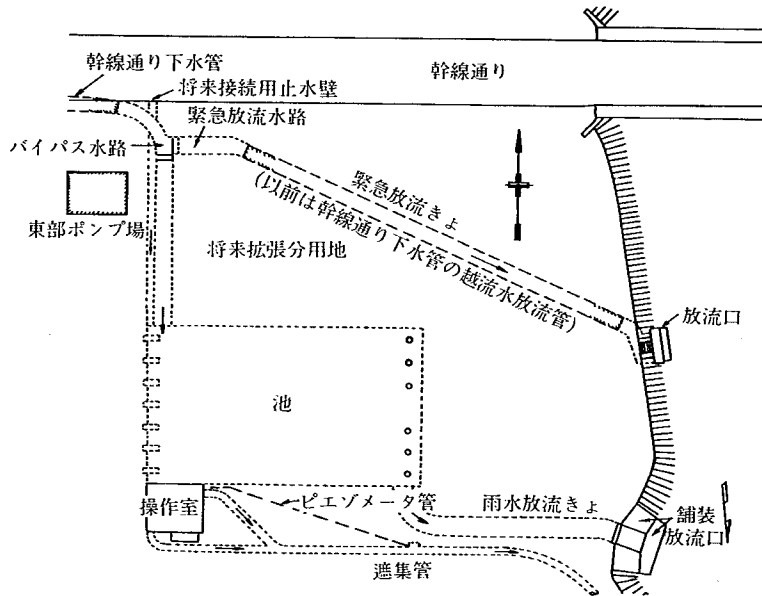


図4 Ohio 州 ColumbusのAlum Creek雨天時下水貯留池平面図

入が継続する。2つの池の水位が越流水位に達すると厩2池に設置された圧力スイッチが作動し、前と同じように厩3池の流入ゲートが開き、この池へ流入が始まる。このときも、厩1、厩2池の貯留下水の一部が遮集管に逆流し、3池の水位が等しくなるまで流入が続く。3池とも越流水位に達すると、余剰雨天時下水は貯留池から越流し雨水放流水路へ排除される。

この方式によれば、すべての池を満杯にするほどではない短期間の降雨の場合には、3池すべてに雨天時下水が貯留されるわけではないので、池の清掃が必要最少限に済ませることが出来る。

また、池の底は遮集管のインバートより高いので、遮集管流量が小さくなり、調整ゲートが開の状態になったときに貯留下水は遮集管に自然流下で返送することが出来る。

(参考文献)

J. H. Gregory, R. H. Simpson, Orris Bonney, R. A. Allton : Intercepting Sewers and Storm Standby Tanks at Columbus, Ohio ; Proceedings of A. S. C. E. Oct, 1933

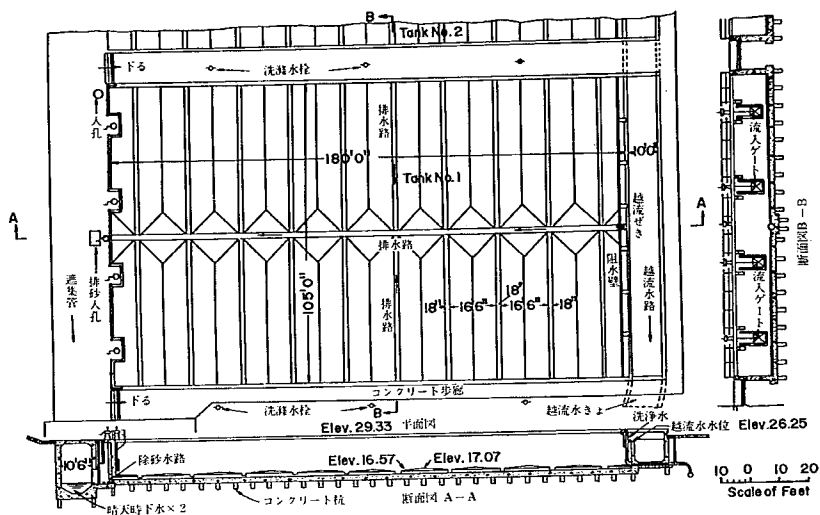


図5 雨天時下水貯留池詳細図

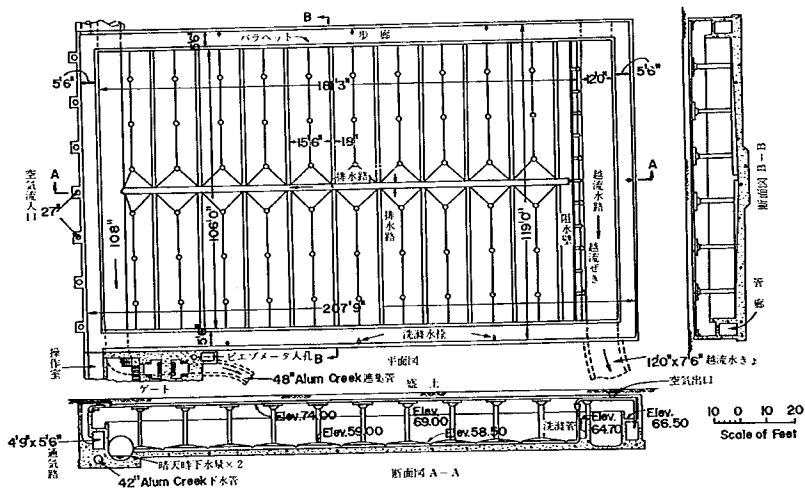
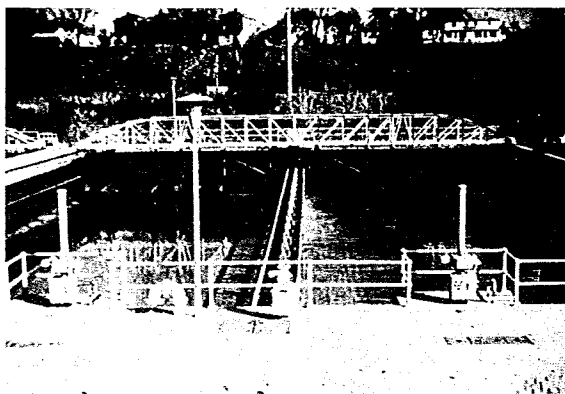


図6 Alum Creek 雨天時下水貯留池の詳細図

Dodson, Kinney, Lindblom : Evaluation of Storm Standby Tanks Columbus
Ohio ; EPA 11020FAL 03/71 , March , 1971



写1 Whittier Streetの貯留池



写2 Alum Creekの貯留池

2. Virginia 州 Roanoke

序 論

合流式下水道からの越流水が、放流先の汚染に対して重大な汚濁源となっていることが認識されて以来、この問題の解決のために多くの調査研究がなされてきた。その結果、解決策の一つとして合流式下水道を分流式下水道に切り替える、いわゆる「分流化」が挙げられている。

しかしながら、都市活動の盛んな地域から流出してくる雨水が第2の汚濁源として無視出来ない程大きなインパクトを放流先にもたらすこと、および分流式下水道に切り替えても污水管に雨水が侵入するため、事実上は合流式下水道になってしまうことなどの理由から、単に「分流化」しても問題は全く解決されていないことが判明した。

雨天時に事実上合流式管渠と化した分流式の污水管渠からは、はんらんを防止するため未処理の下水が合流式システムと全く同様な形で越流している。このような事実は、1965年に出版された Johnson County (Kansas) と Kansas City (Missouri) での調査報告書⁽¹⁾にも記されているが、Virginia 州 Roanoke で行われた調査でも同様の事実が発見され、雨水の污水管への侵入が放流先の汚濁という重大な問題を惹き起こしていることがわかった⁽²⁾。

調査方法および調査結果

以上のような雨天時の問題を解決するため、Roanoke 市では先ず3つの調査試験地(図1)を設定して雨天時の実態調査を行うことにした。

Roanoke 市の下水道が通常の意味で処理開始したのは1951年であり、それ以前は収集した下水はすべて直接河川に放流する仕組になっていた。1951年からは、終末処理場の建設、遮集管渠の建設を行いすべての汚水を処理してRoanoke 川に放流している。遮集管および幹線の総管渠延長は約40マイル(64Km)にもおよびRoanoke 市以外にも隣接した郊外とか、隣のSalem 市も処理区域に入っている。

各試験地の特徴を述べると、Murray Run の場合には1818エーカー(736ha)の流域のうち、ちょうど半分の909エーカー(368ha)が下水道整備区域(分流式)で、残りは未整備である。区域内の管渠延長は約95,000フィート(28.5Km)で管径は6インチから15インチ(150~375mm)、下水道整備区域内人口は約6,000人である。

24th Street は、1034エーカー(419ha)の流域を持っているが、その大半が市街化しており、区域内人口は約10,000人である。区域内の管渠延長は93,000フィート(27.9Km)、管径は6インチから15インチ(150~375mm)である。

Trout Run は997エーカー(404ha)の流域内に約11,000人の人口を有し、合衆国の典型的な古い街並みを保持している。区域内の管渠延長は約160,000フィート(48.0Km)管径は4インチから12インチ(100~300mm)となっている。

3つの試験地の土地利用別および工種別面積は表1の通りである。

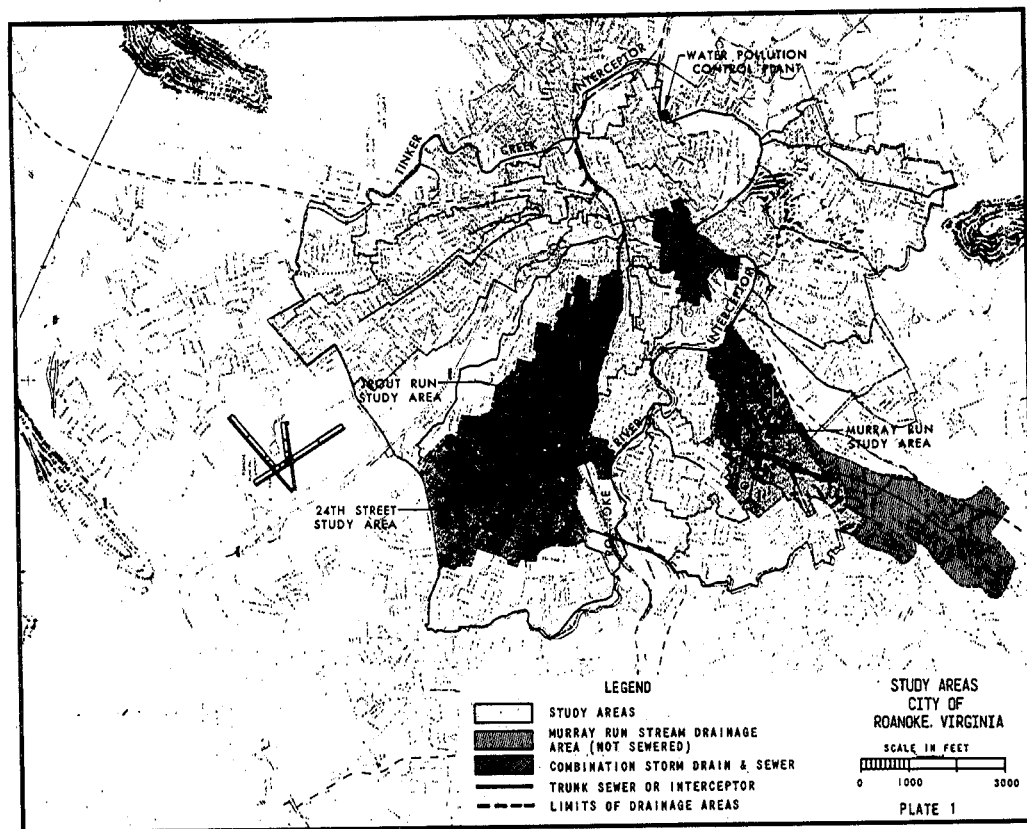


圖1 調查位置圖 (Roanoke Virginia)

表1 土地利用別・表面工種別面積(エーカー)

		Murray Run	24th Street	Trout Run
土 地 利 用 別	住 居	6 3 5	5 3 6	5 8 9
	商 店	3 8	4 7	6 7
	工 業	0	1 8 1	2 6 0
	事 務 所	3 2	1 4	1 8
	空 地	2 0 4	2 5 6	6 3
計		9 0 9	1 0 3 4	9 9 7
表 面 工 種 別	屋 根	5 9	6 5	1 3 5
	道 路	8 7	1 1 2	1 6 0
	森 林	2 4 2	0	0
	間 地	5 2 1	8 5 7	7 0 2
計		9 0 9	1 0 3 4	9 9 7

調査は侵入水の原因を調べるための污水管とマンホールの侵入箇所調査、および雨量計と水位計を設置しての水文調査の2つから成っている。

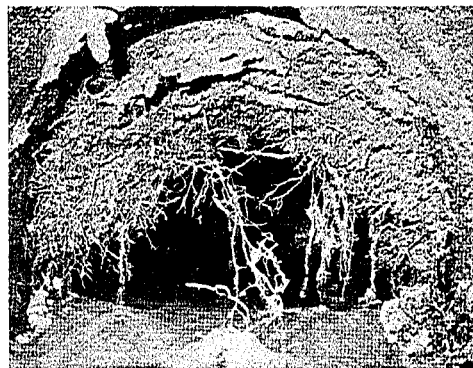
侵入水の原因を探る箇所調査では、全管渠についてスモークテストを導入し、侵入箇所の探索と同時に侵入原因についても調査し、表2に示すような結果を得た。またいくつかの侵入箇所の状態を写真に撮っておいた(写1~4)。とくに写真4はTrout Runの遮集管渠容量が不足しているため晴天時にも污水管から越流が起きていることを示したものである。

表2 侵入水の原因調査結果

侵 入 原 因	試 験 地 別 箇 所 数		
	Murray Run	24th Street	Trout Run
・表面流出水が污水管渠に流入する 穴がある。	1 1 1	6 3	2 0 1
・河川水が污水管に侵入する穴があ る。	3	6	0
・マンホールが欠損している。	3	0	0
・屋根の排水が污水管に接続されて いる。	5	1	2 7
・穴あきの蓋を持つマンホールに水 たまりが出来る。	7	1 7	4 5
合 計	1 4 9	8 7	1 4 9



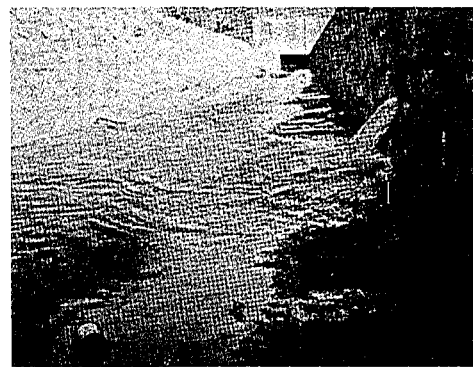
写1 24th Streetの管渠接合部の開口



写2 Murray Run の管渠内に侵入した木の根



写3 Murray Runの管渠内に侵入した木の根



写4 Trout Run の污水管からの晴天時越流

木の根は非常に厄介なものであり、Roanoke 市のように管渠の敷設時期が比較的古い都市では、大なり小なり木の根が管渠に侵入することによって侵入水が生ずるという問題をかかえていると思われる。また、このような木の根は侵入水の問題だけではなく、それによって管渠容量そのものが小さくなるという問題も惹き起こしている。

水文調査は、各々試験地に雨量計と水位計を設置して行ったが、雨天時の污水管流量の一例を図2、3に示す。図中の影をつけた部分が侵入水に相当するものであるが、雨水流出量全体に占める割合は小さいものの、汚水量に比較すると非常に大きな量となる。24th Street のデータから降雨量と侵入水量の関係を管渠長当りに換算して求めると

$$I = 1.984R - 0.087$$

I : 管渠1000フィート(305m)当りの侵入水量(mgd)

(ただし1mgd ≡ 3800 m³/日)

R : 平均降雨強度(インチ/hr)

(ただし1インチ/hr ≡ 25.4 mm/hr)

という関係式が求まる。さらに、各試験地の污水管から雨天時に越流する下水量と平均降雨強度との関係を図示すると図4のようになるが、Murray Run の場合には木の根の侵入が著しく、管渠の容量不足を惹き起こしているのも、もし木の根を取り除くことが出来れば破線の状態(現況)から実線の状態へと改善が図られよう。

以上のような調査結果から、どのような降雨事象に対しても越流地点とそこからの越流量を求める電算プログラムを開発し、5年間の降雨データを使って解析を行った。

対策についての検討

水文調査およびそれと併行して行われた水質調査、侵入水の原因調査から、雨天時に污水管から越流していく下水および終末処理場からバイパス放流される下水が、放流先の汚染に対して非常に大きな汚濁源となっていることがわかった。

この問題の原因は、

- ① ゴミ、木の根による管渠の閉塞→管渠の容量不足
- ② 管渠接合部の開口→侵入水
- ③ 管渠の破損による開口→侵入水
- ④ マンホール蓋の穴→侵入水

などが挙げられるが、これに対する対策案として次の6つの対策が検討された。

1. 雨水侵入水の防止
2. 下水管渠容量の増大
3. 処理能力の増強
4. 越流水用の一時貯留池
5. 上の対策の組み合わせ
6. 処理施設の改善

先ず、雨水侵入水の防止方法は、TVカメラを使って侵入箇所を探し出し、地上から薬注するとい

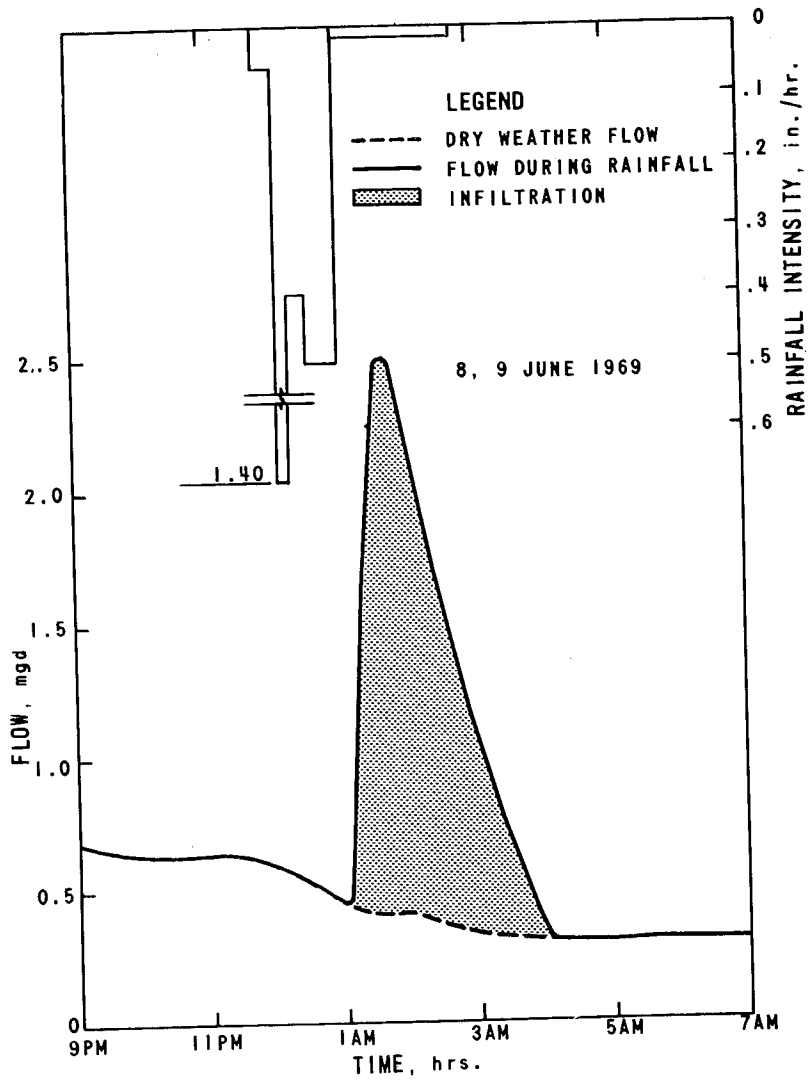


図2 降雨量と侵入水量(24th Streetの污水管)

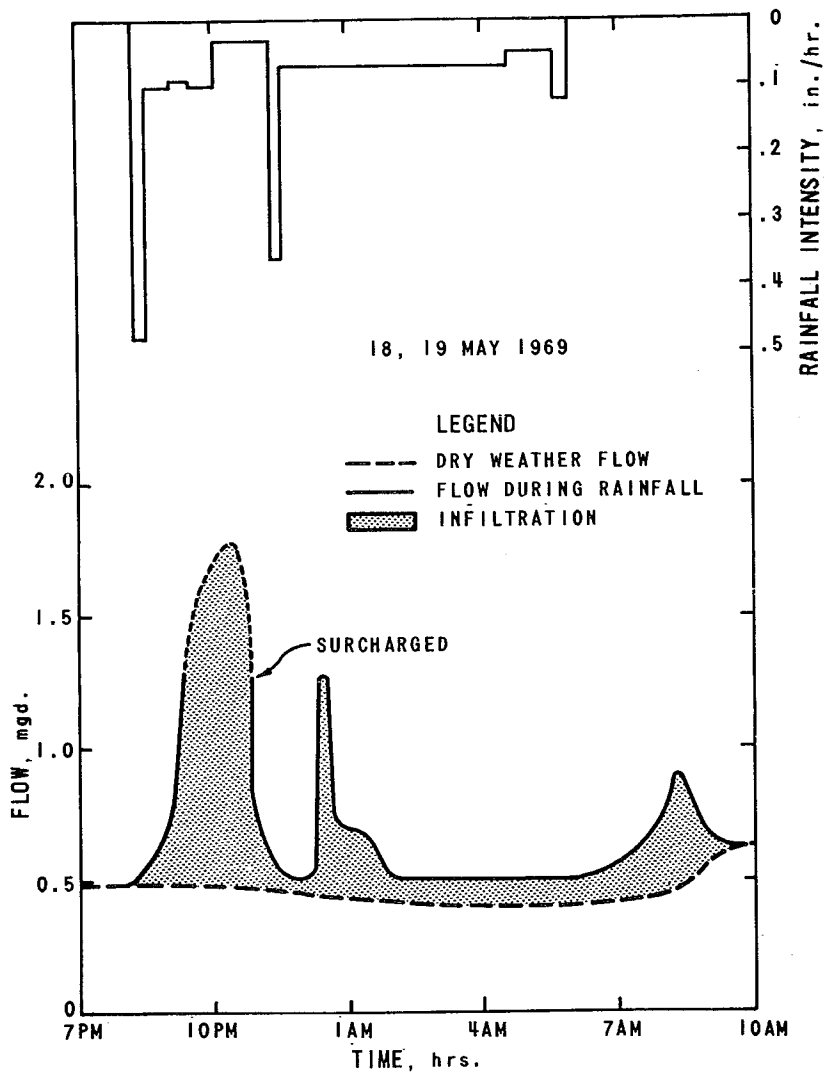


図3 降雨量と侵入水量 (Murray Run の污水管)

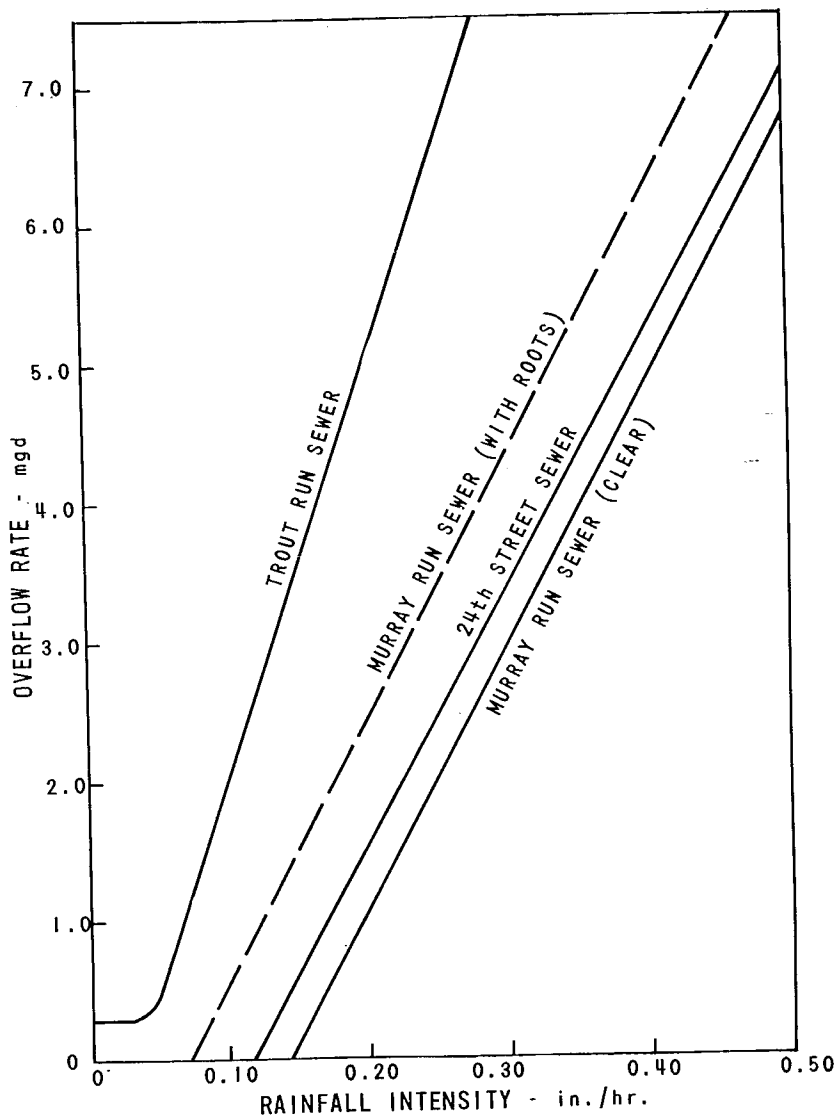


図4 降雨強度と污水管越流量との関係

う方法が効果的であると報告されているが^{(3), (4)}, Roanoke の場合には管渠接合部が数インチも開口している場所もあり、この方法だけでは完全に侵入水を防止することは不可能と思われる。しかしながら現在の侵入水防止技術を駆使すればおよそ80%程度の侵入水を防止出来るものと期待される。

次に下水管渠の容量を増大するという案であるが、現在の管渠容量は晴天時平均下水量の2~3倍程度に設計されており、雨天時の侵入水に対しても十分な容量を確保するためにはこれを8~10倍に引き上げなくてはならない。するとこの管渠は分流式下水道というより合流式下水道そのものであり、問題は一向に解決されていないということになる。

処理場の処理能力を増強するという案については、合流式下水道の改良の場合にも適用される方法であるが、これは処理場からのバイパス放流による汚濁の解決法とはなり得ても管渠容量の増大という事業が伴わなければ污水管自体からの越流問題の解決法とはならない。

貯留池やラグーンなどによる方法は、ピーク流出量をカットし、その下流の流量を平滑化するので、管渠と処理場の負荷を同時に軽減する働きがある。貯留池のもう一つの利用法は、単に貯めるということの他に沈殿化として利用する方法で、沈降性固形物を除去した後に消毒を行い、貯留下水を直接河川に放流するというものである。

生起確率が1年の降雨をデータとして使用してコンピューターで計算してみると、雨天時における污水管からの越流は管渠の上流部でも下流部でも生じていた。これを各試験地に1箇所だけ貯留池を設けて解決しようとする場合には、各試験地とも70%前後の管渠を改造する必要があるという結果となった。この場合、この下水道システムの幹線管渠、遮集管渠は合流式下水道にしたときと規模の点で変りがなくなることになる。

上に述べた方法は、どれも一つだけではこの問題の解決法とはなり得ないことがわかったので、これらを組み合わせた対策を考える必要があろう。

現在の技術を駆使して80%の侵入水の防止が達成された場合の各試験地における貯留池容量、越流頻度および越流量の関係を5年間の降雨データを使用して計算してみると表3のような結果となった。この表から、Murray Run の場合には150,000ガロン(568 m^3 =流域平均 0.16 mm)の貯留池を設ければ、越流量で91%, 越流頻度で90%の削減効果を期待することが出来る。貯留池容量をこれ以上大きくしたところで、もはや削減効果の大巾な上昇は望めないので、Murray Run の場合には150,000ガロン($568\text{ m}^3=0.16\text{ mm}$)の容量が適当とされた。同様に、Trout Run の場合には200,000ガロン(757 m^3 =流域平均 0.19 mm)、24th Street の場合には100,000ガロン(379 m^3 =流域平均 0.09 mm)の貯留池容量が適当とされた。Murray Run の貯留池の概略を図5に示す。

この貯留池の場合には、底部に十分な勾配をつけてあるので、貯留池に沈殿堆積した汚泥は洗浄水によって十分洗い流されるものと考えた。また、臭気上の問題を考え、貯留池には覆蓋をし、その上に盛土を行ったので周辺に与える見苦さは解消されている。

ま と め

Virginia 州 Roanoke では、雨天時に分流式の污水渠から越流が生じ、さらに処理場から

表3 貯留池容量，越流頻度減少率および越流量減少率
との関係（5年間降雨によるシミュレーション）

貯留池容量（ガロン）	越流頻度減少率（％）	越流量減少率（％）
<u>Murray</u>		
5 0,0 0 0	4 7	5 2
1 0 0,0 0 0	7 0	7 9
1 5 0,0 0 0	9 0	9 1
2 0 0,0 0 0	9 6	9 6
2 5 0,0 0 0	9 8	9 8
<u>Trout Run</u>		
5 0,0 0 0	1 5	3 8
1 0 0,0 0 0	5 3	6 3
1 5 0,0 0 0	7 0	7 9
2 0 0,0 0 0	8 7	8 9
2 5 0,0 0 0	9 2	9 3
3 0 0,0 0 0	9 6	9 6
<u>24th Street</u>		
5 0,0 0 0	7 2	6 5
1 0 0,0 0 0	9 1	9 0
1 5 0,0 0 0	9 8	9 9
2 0 0,0 0 0	1 0 0	1 0 0

はバイパス放流がなされていて放流先の河川に大きな汚濁インパクトを与えている。この問題を解消するため，侵入水の原因調査と雨天時の水質・水文調査が導入された。調査の結果から，この問題の対策として「侵入水の防止」（約80％の効果が期待できる）および「貯留池の建設」が最も適切なものとして採用された。

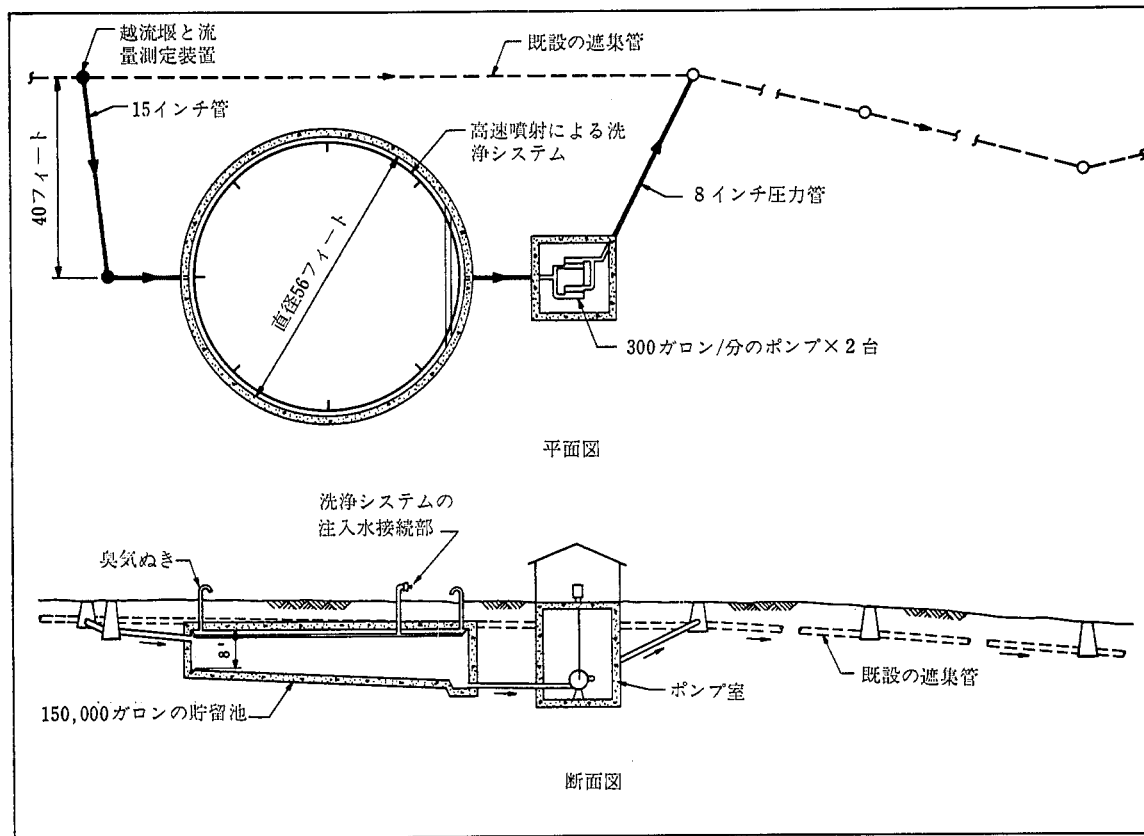


図5 Murray Run の貯留池の概要

参 考 文 献

- (1) Weller, L. W. and Nelson, M. K., "Diversion and Treatment of Extraneous Flows in Sanitary Sewers", Journal Water Pollution Control Federation, 37, 343, 1965.
- (2) Report on Sanitary Sewerage Interceptors and Trunk Mains, City of Roanoke, Virginia, Hayes, Seay, Mattern and Mattern, Roanoke, Virginia, December 1965.
- (3) Weibel, S. R., Anderson, R. J., and Woodward, R. L., "Urban Land Runoff as a Factor in Stream Pollution", Journal Water Pollution Control Federation, 36, 914, July 1964.
- (4) White, R. H., "TV Inspection and In-Place Grouting of Sewers", Water and Wastes Engineering, September 1968.
- (5) Hayes, Seay, Mattern., "Engineering Investigation on Sewer Overflow Problem" FWQA, 11024 DMS 05/70., May, 1970.

3. Wisconsin 州 Chippewa Falls

背 景

Chippewa Falls は約110年の歴史を持つ製材の都市である。1935年以前には、下水道はすべて合流式で整備され収集された下水は直接Chippewa 川に放流していた。1937年に州政府よりの勧告があり、1939年には遮集管の建設工事が開始され、1952年には晴天時の汚水は簡易処理が行われるようになった。第2次大戦後に整備された区域はすべて分流式であるが、1954年に再び州政府から合流式区域の分流化を進めるよう要請があり、市はこれに応じた。しかしながら古くから発展している「下町」の区域を分流化するのは莫大な事業費を必要とし、現在の諸都市活動に与える影響も大きいので分流化には着手出来なかった。

その後いくつかの調査が行われ、完全な分流化よりも、一部の幹線を整備し、合流式区域の雨天時下水を一時貯留する施設を設けたほうが費用の面で得策であることがわかった。市の財政からみると、連邦政府あるいは州政府から多額の補助が無ければ、現在の分流式に対する補助率が75%もあるので、代替案よりは分流化のほうが市にとっては得策であることもわかった。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ラーション資金援助(事業費の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ので、この改良事業に市が出資する資金額は全事業費の20%となった。

改良計画には、合流式幹線の増強、ポンプ場の増強、小口径の雨水専用管の新設、雨天時合流式下水用貯留池と揚水ポンプの築造、下水処理場の増強などが含まれていた。

貯留池の位置と容量

どのくらいの降雨強度になると越流が起こるか実際に調査を行っていないので明確ではないが、今までの観察からどんな小規模な雨の場合でも越流が起きていると思われる。

貯留池の計画を樹てる場合排水区域のどこに(位置)、どのくらいの(容量)ものを建設すればよいかということが重要な課題となってくる。

下町のオフィス街とChippewa 川とはさまれた区域は低地であり、下町の合流式区域からの主な雨水吐はこの低地に隣接している。しかも他の雨水吐室からの越流水を放流する放流管渠がこの低地を横切っている。この低地の一角に鉄道の車庫があり、この場所が貯留池の建設に最適な場所と考えられ、実質1.33エーカー(0.54ha)の用地が確保された。

図1は改良を要する区域と貯留池および処理場位置を示したものである。

貯留池の容量を決定するに当っては、雨水流出総量を求める必要があり、図2に示すマスカーブを使って流出量を求めた。計算を行うに当って用いられた降雨の生起確率は10年、また浸透能として常時0.3インチ/ha(7.6mm/hr)を仮定した。図からもわかるように、累積流出量の最大値は1.6インチであるから、90エーカー(36.4ha)の排水区域からの流出量Vは

$$V = 1.6 / 12 \times 90 = 12 \text{ (エーカー・フィート)}$$

$$\times 1 \text{ フィート} = 12 \text{ インチ}$$

となる。ちなみに、5年確率、2年確率の降雨を用いると、各々10エーカー・フィート、7.5エーカ

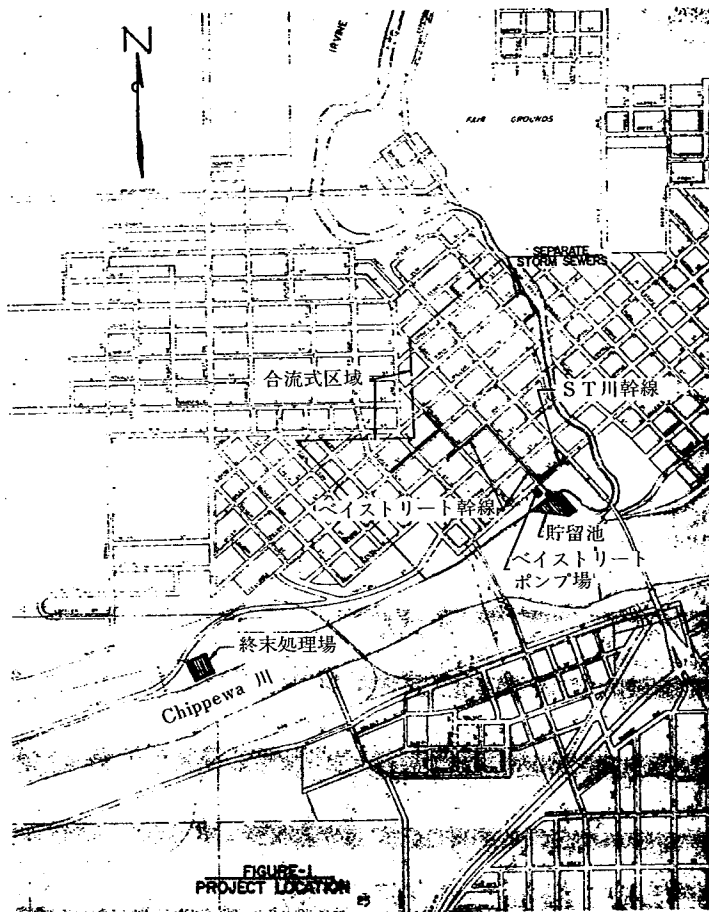


図1 位置図

一・フィートとなった。流出時間の算定は図3に示す方法で行った。先ず合理式を用いてピーク流出量 Q_{max} を算定し、

$$V = Q_{max} \cdot T / 2$$

より、流出継続時間 T を求めた。これによって $T = 106$ 分という流出継続時間を得た。

現在ある Bay Street のポンプ場は 6000 gpm ($228 \text{ m}^3/\text{分}$) の能力に増強されており、このうち 2000 gpm が汚水用、 4000 gpm が雨水用として雨天時下水を処理場へ送水するために確保されている。雨水流出量のうち

$$4000 \text{ gpm} \times 106 \text{ 分} = 424,000 \text{ ガロン} (= 1610 \text{ m}^3)$$

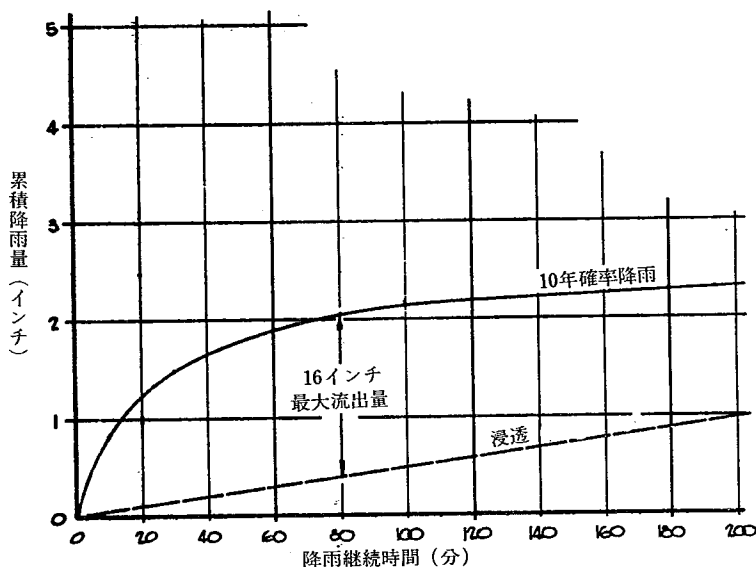


図2 降雨量のマスカーブ

は処理場へ送られることになるので、貯留池の容量は雨水流出量12エーカー・フィートから処理場送水量1.3エーカー・フィートを差し引いた10.7エーカー・フィート(13,190 m^3)と決定された。すると、貯留池に必要な有効水深は8フィート(2.44 m)となる。

幹線のインバート高が通常の河川水面よりわずかに0.4フィートだけしか高くなっていないので、地上貯留池への自然流下による流入方法は無理である。このため新たに揚水用のポンプ施設が建設された。貯留池は土えん堤で築造し、河川に近接した部分は高水時に浸食されるのを防止するため石積を施して保護した。

貯留池が空になった場合には、河川水を汲み上げ消火栓を使用して固形物を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池の内部を車の移動が出来るようにした。貯留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と送水される。

処理場は現在活性汚泥法で高級処理を行っているが、適当な量で雨天時下水を受け入れるかぎり、処理効率には何らの影響がないことがわかった。

これら一連の改良事業によって地下室の浸水問題は解決され、当初懸念されていた貯留池の臭気問題も無いことから、市民はその成果を評価してこの貯留池に管理者Clyde Lehmanの名前をとって「Lehman湖」と名づけた。

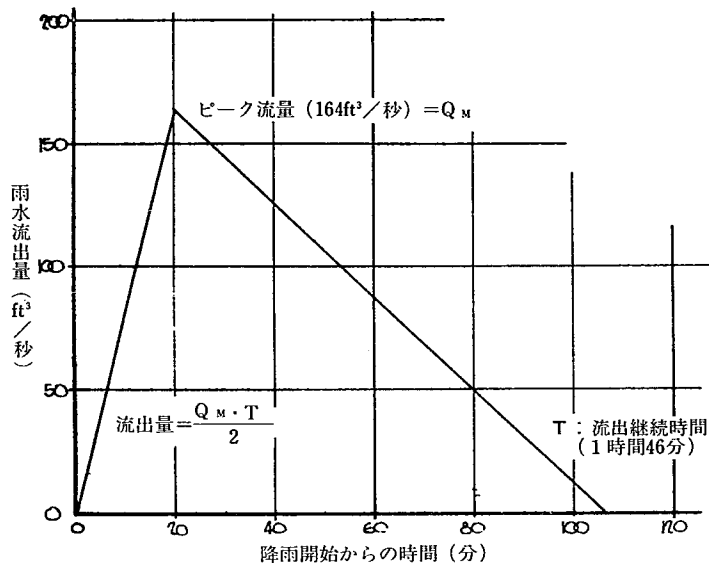
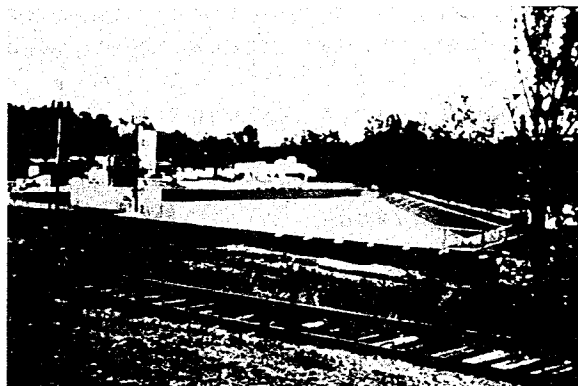


FIGURE -3-
3-POINT HYDROGRAPH

図3 流出ハイドログラフ

(参考文献)

FWPCA: Combined Sewer Overflow Seminar Papers, 11020, 03/70,
November 1969



Lehman湖

4. Illinois 州 Chicago

MSDGCの背景

Chicago 市を中心とした地域の下水道事業は、シカゴ首都下水道公社 (Metropolitan Sanitary District of Greater Chicago) によって行われている。

Michigan 湖はChicago 市の基盤であり、物資の輸送、レクリエーション、飲料水の供給などの役割を果たしてきたが、1860年代において市からの下水の排水によって飲料水の取水口が繰り返し汚染され、1860年から1900年にかけて毎年1万人当り65人という、全国平均の10倍にも及ぶ消化器系伝染病 (腸チフス) による死者を出した。このため下水道施設が何をさしおいても必要となり、1889年にMSDGCが設立された。

この組織の目的は、下水道の建設、洪水の制御、運河の改善および上水道水源の汚染からの防護であった。1894年から1899年にかけて、Chicago 市から湖へ流入していたChicago川の流れを逆流させ、Mississippi 川へ注いでいるデスブレインス川へ合流させるための運河が建設された。この運河の完成によってChicago 市の下水はChicago 川を逆流し、運河を通してデスブレインス川に流入し、Mississippi 川へと流れたのでChicago 市民をおびやかした腸チフスは消滅した。

浸水と水質汚濁問題

Chicago 市は第2次大戦後降、急速な市街地の発展を続け、雨天時の雨水流用量が増大した。この流出量のすべてをシカゴ川を逆流させてデスブレイン川まで輸送するのは、湖からデスブレイン川までの勾配がわずか0.012%しかないことを考えると非常に困難なことであった。しかも、デスブレイン川の水位が上がってくると、デスブレイン川からシカゴ川へ水が再び逆流してしまうので、2つの川の合流点には閘門が設置してあった。湖側にも勿論閘門が設置してあるが、デスブレイン川の水位が上昇した場合には、湖側の閘門を開け、市内の排水は湖へ流入する仕組みになっていた。

Chicago 市の発展とともに、湖側の閘門を開ける頻度は増加していったが、それでも局所的な浸水とか地下室の浸水は徐々に増加していった。

Chicago 市を中心とした約1000 Km²の区域は、合流式下水道で下水道整備が行われていたが、雨天時における湖側の閘門の開放は、合流式下水道越流水による湖の汚染という新たな問題を惹き起こすようになった。勿論、Chicago 川の汚染も河川自身の勾配が非常に小さいこともあって最も深刻な問題の一つであった。

対 策

このような、河川・湖の汚染、市街地の浸水という問題を解決するため1966年から本格的な調査が開始され、5つの委員会が組織された。調査・検討の結果各種の対策案が提案されたが、利害得失、費用、実施可能性、目的の達成度を勘案して17の代替案が選出された。この代替案の中には、分流出案は入っていなかったがこの理由は分流出が浸水防止の役には立たないということの他に、Chicago のような大都市から流出してくる雨水は、それ自体すでに高度に汚染されたものであり、

汚濁防止効果も小さいと判断されたためであった。

17の代替案についてさらに詳細な検討を行った結果、Chicago Underflow Plan と称される深層トンネル構想が選出された。

深層トンネルは、合流式下水道区域の地下、水面下約45m～100mの位置に直径4.5～12.5mのトンネルを掘ったもので、5年確率の降雨時の雨水流出量をすべて輸送できるほど大規模なものである。トンネル中央に地下貯留池があり、この貯留池から四方にトンネルが延びている。この貯留池は118,000エーカー・フィート（1億4,500万 m^3 ）の容量を持ち、通常の降雨はすべて貯留することができる。貯留池およびトンネルが満水状態になった場合には、水路に溢流する仕組みになっており、降雨が止んで処理場での受け入れが可能になった時点で貯留された下水はポンプで遮集管へ吸み出される。トンネル内の沈殿物は強雨時にポンプ井に流し出されるが、晴天時下水および水道水でも洗浄できるようになっている。貯留された下水の腐敗を防ぐためばっ気が行われ、2日以内に完全に排水される。

深層トンネルと貯留システム

既設の合流式下水道による雨天時の汚濁防止と浸水問題の解決のためにChicago市がとった対策は、上述のような深層トンネルと貯留池の組み合わせである。

全体計画は、図1に見られるようにChicago市の合流式下水道区域のすべてをカバーするような形で深層トンネル（Conveyance Tunnel）が走り、2つの貯留池（Storage）がトンネルの中央部に設けられる。現在の計画では、トンネルの総延長は11マイル（17.7Km）であるが最終的には約50マイル（80Km）前後になると予想されている。

費用の面からこのようなトンネル・貯留システムの効果を検討するため、貯留池の位置を上流に設けた場合と下流に設けた場合の比較を行った。

図2は、これらの比較のためにシステムフローであり、点線で描いた部分が上流での貯留の場合である。

先ず下流でのトンネル貯留の場合、MSDGCの調査によると貯留容量当りの費用は5ドル/ yd^3 （6.54ドル/ m^3 ）となる。この費用には固形物の処理費用、エアレーションの費用は含まれていない。5ドル/ $yd^3 \approx 0.2$ ドル/ ft^3 であり、この値に固形物処理のための施設建設費を加えると、トンネル貯留の建設費は1～1.5ドル/ ft^3 （約35～50ドル/ m^3 ）となる。一方、上流に地上貯留池を設ける場合には、固形物除去とエアレーションの施設も含めて約5ドル/ ft^3 の費用がかかる。それ故上流よりも下流の方が条件としては良い。

処理場での処理能力と貯留池の容量および降雨時の溢流の頻度とは非常に密接な関係がある。図3は1949年から1964年までの15年間の降雨をデータを使用して、トンネル貯留システムの貯留量と溢流の頻度を比較したものである。処理能力が大きくなれば、同じ貯留容量でも越流量、越流頻度は小さくすることが出来る。逆に言えば、貯留容量さえ十分とてみれば、処理場を拡張して処理能力を高めるということをしなくとも雨天時下水の処理量を増やすことが出来るわけである。

深層トンネル・貯留システムの概念図は図4に見られるようなものであるが、1970年時点で3箇所の工事が進んでいる。

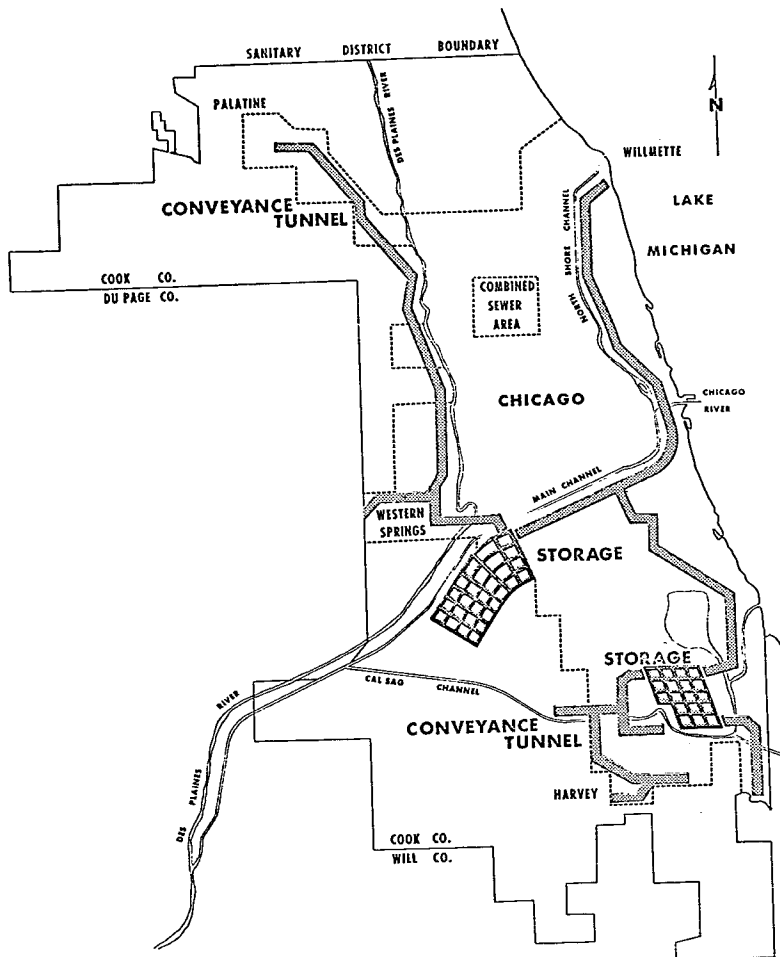
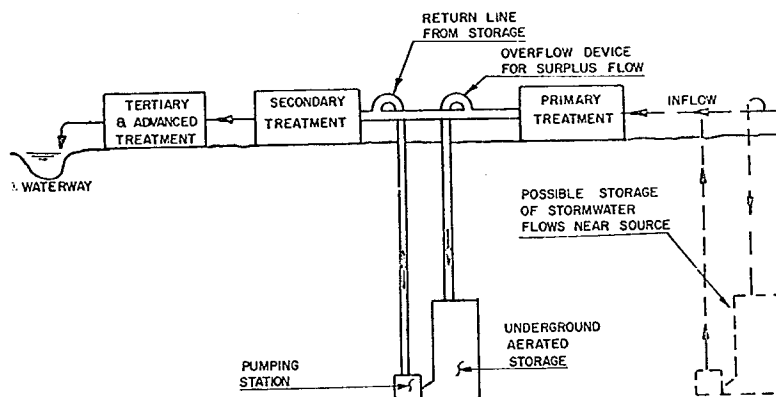


図1 深層トンネルシステムの全体図



SIMPLIFIED SYSTEM FLOW DIAGRAM

図2 システムフロー（上流と下流の比較）

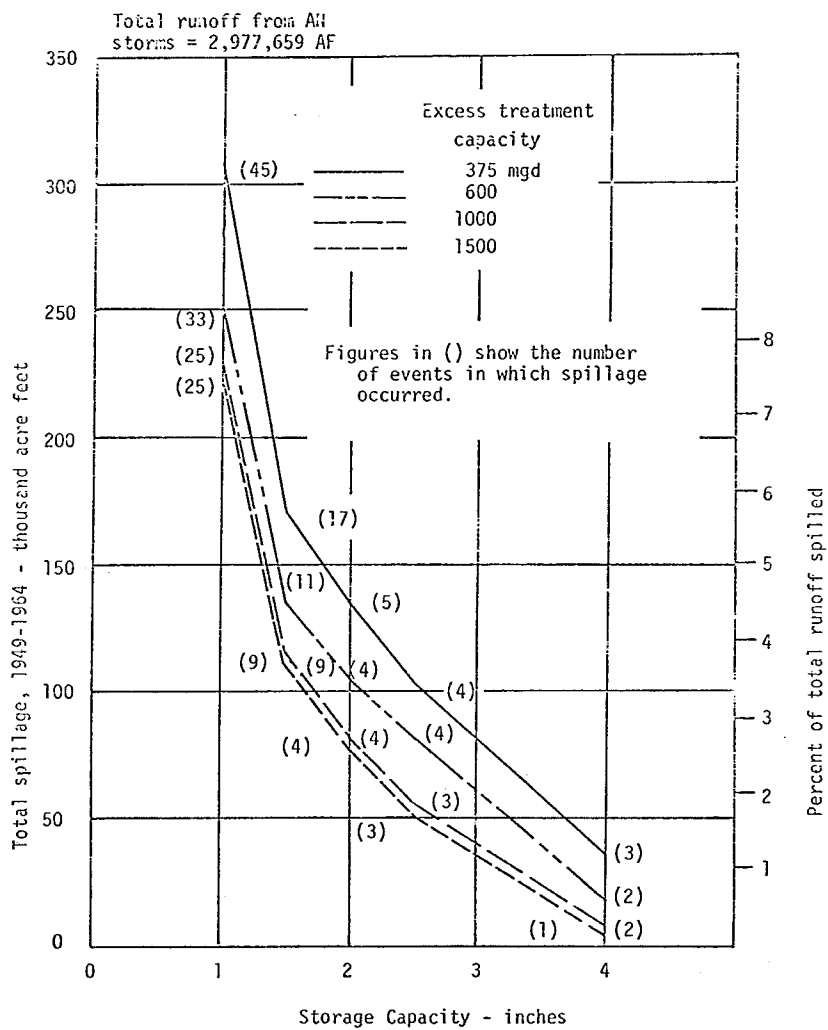


図3 越流頻度と貯留容量との関係

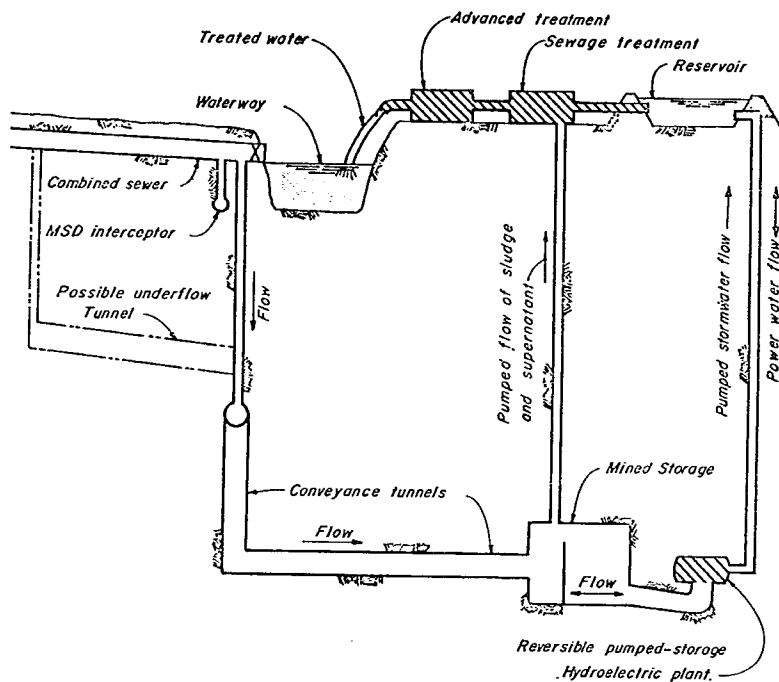


図4 深層トンネル・貯留システム

Lawrence Avenue Tunnel

この地域の深層トンネルは、主に3本のトンネルから成っており、220～245フィート(66～74m)の深さに位置している。3本のトンネル長と径は次の通りである。

Lawrence Ave. 1. 4.74m×5.92m×2783m

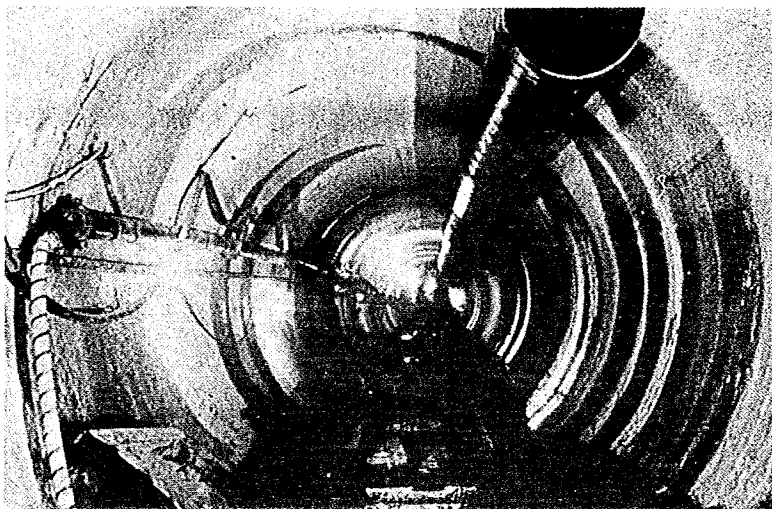
" " 2. ◎ 3.66m×3864m

Harding " ◎ 3.66m×1210m

トンネルの平均勾配は、2.50/00、トンネルへ雨天時下水を導くためのドロップシャフトは、直径8.2m、深さが78mである。トンネルの掘削と漏水防止のライニングおよびドロップシャフトの掘削の費用は10,792,094ドルであった。

Calumet 遮集管

Calumet トンネルは、長さ18,500フィート(5,640m)、直径16フィート10インチ(5.31m)の大きさに1969年4月に着工し、翌年の9月に完成した。工事費は5,764,200



ドルで1立方ヤード当りの費用は33.5ドル(43.2ドル/ m^3)であった。ドロップシャフトとポンプ場の建設費は3,540,000ドルで結局総事業費は9,286,200ドルであった。

トンネルの位置は原則として公道の下を選んだが、私有地を通る場合には地益権(easement)の買収を行った。

Southwest 遮集管

Spouthwest トンネルは、長さ3.4マイル(5.44Km)、直径13フィート10インチ(4.22m)の大きさで、工事費は6,210,736ドルであった。1立方ヤード当りの費用は50.1ドル(65.4ドル/ m^3)でCalumt の場合より高くなっている。

ま と め

MSDGCはChicago 市およびその周辺地域の浸水問題の解消のため、およびその地域からの雨天時越流下水によるChicago 川、mishigan 湖の水質汚濁を防止するため、地下約50～100mのところの岩盤にトンネルと貯留池を建設する計画を作成し、事業の実施を行なっている。

この事業の完成によって、現在合流式下水道から水路に流入している負荷量の99%以上が削減されることになる。これはシカゴ大都市圏から放流される負荷量の45%前後に相当する負荷量である。

参考文献

EPA: Deep Tunnels in Hard Rock

11020 - 02/71, Nov . 1970

建設省：第3回日米下水処理技術委員会議事録

5. Massachusetts 州 Boston

Boston は約350年の歴史を持ち米国の中でも最も古い都市の一つである。1823年までの下水管は、各個人が各々独立に排水を行うものであったが、1823年以降統合した下水道施設の必要が唱えられ1877年から1884年の間にボストン排水システム(Boston Main Drainage System)と呼ばれる排水システムが完成した。

このシステムは25マイル(39.5km)の管渠と、ポンプ場、放流渠から成っており、汚水は一次処理を受けた後に消毒放流される仕組みになっていた。

問題点

現在市内には約1,360マイル(2,150km)の下水管渠が走っているが、このほとんどは100年以上前に敷設されたものである。排除方式は多くの地域が合流式であり、容量不足や破損を生じている箇所が少なくない。市内には約90箇所の吐口があるが、雨天時の越流のみならず場所によっては晴天時オーバーフローも生じている。

現在の下水道整備区域は30,500エーカー(12,400ha)があるが、このうち7,000エーカー(2,340ha)は合流式、10,100エーカー(4,100ha)は分流式である。しかし、この分流式区域の雨水は合流式の吐口から放流されている。

1967年に制定された州法に対して、晴天時および雨天時の未処理下水の放流は明らかに違反していることが指摘されているが、合流式下水道におけるこのような問題は合衆国の古い都市すべてに共通する問題である。Boston 市では州および連邦政府の改善要請に応えるべく、既存の下水道システムを改良するための広範囲な調査を行い、合流式下水道からの越流水対策を検討した。

合流式下水道からの越流水対策

分流化……この方法によれば、汚水と雨水の混合物を未処理で放流することは完全に無くなるが、現在合流式管渠が敷設されている路面下にもう一本別の新しい污水管を敷設しなければならない。さらに、個々の家やビルなどの排水管も新しい污水管へ接続するように改造する必要がある。また、屋根や庭からの雨水流出水が新しい污水管に流入しないような工夫が必要となる。工事期間中の交通渋滞、各建造物所有者の抵抗などを考えると、現在の合流式区域を分流化するという案は、実現性に乏しく、実用的ではないという結論が出された。

塩素混和池……吐口の付近に塩素混和池を設置し、越流水を塩素で消毒する方法が代替案の2番目として提案された。現在Boston 市内だけで90箇所前後の吐口があるが、必要な混和池は約30池とされた。必要面積は約100エーカー(40ha)であるが、近隣の合流式区域17,000エーカー(6,900ha)の分についてはさらに約160エーカー(65ha)の用地が必要と推定された。このような広大な用地を取得するのは、地主が同意したとしても費用的に不可能であろう。

さらに、ポンプ操作、消毒操作、池の洗浄などのことを考えると、塩素混和池という案は実用的な解決方法ではないという結論が下された。

一時貯留池……越流水を一時貯留して降雨後に連集管に返送する方法は良く聞かれるわけであるが、

この場合には塩素混和池よりも広い用地を必要とし、やはり費用の点からみて不可能であろう。
 深層トンネル……この調査に着手して間もないころ、Chicago の深層トンネルプロジェクトが発
 表され、Boston での適用性についても検討を行った。その結果、深層トンネル内に越流水を一時
 貯留する案が最も可能性の高い案という結論に達した。

4つの対策案についての費用を比較すると表1のようになり、費用の面からみても深層トンネル方
 式が実現性の高い方法であるという結論になった。

表1 各種代替案の費用比較

単位：100万ドル

対 策 案	建 設 費	維持管理費*	合 計
分 流 化	5 5 0.0	3 4.0	5 8 4.0
塩 素 混 和 池	4 0 0.0	1 3 3.0	5 3 3.0
一 時 貯 留 池	7 1 5.0	9 9.0	8 1 4.0
深 層 ト ン ネ ル	4 3 0.0	6 6.0	4 9 6.0

* 年利4%

降雨の解析と貯留量の決定

トンネル貯留システムを設計する場合、降雨量、降雨強度の解析は非常に重要である。Boston
 計画では次の2つの降雨を対象にして設計が行われた(図1)。

- (1) 24時間降雨量が5インチ(130mm)……15年確率
- (2) 24時間降雨量が8.4インチ(210mm)……既往最大

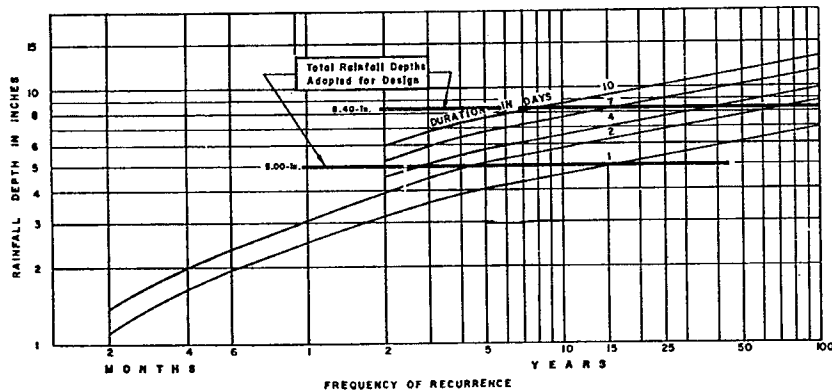


図1 降雨量、降雨継続時間、生起確率

トンネルの設計では、(1)の降雨の場合には満水にならないが(2)の降雨の場合には満水になるという条件が設定された。

貯留池の容量とポンプ排水能力とは非常に密接な関係があり、ポンプ能力を増大すれば貯留池容量を減少させることが出来るという具合に、2つの組み合わせは無限に近い。そこで、ポンプ排水能力 $1,370 \text{ cfs}$ ($2,340 \text{ m}^3/\text{分}$) プラス 33 フィート (10 m) 径の深層トンネル 35 マイル (55 Km) の組み合わせとポンプ排水能力 $2,400 \text{ cfs}$ ($4,100 \text{ m}^3/\text{分}$) プラス 33 フィート (10 m) 径の深層トンネル 15 マイル (24 Km) の組み合わせの間に 8 つの段階を設定して、各組み合わせについて検討を行った。その結果、全体の費用はポンプ排水費用よりもむしろ貯留池の費用に左右されることがわかった。そこで貯留池としてはトンネル長が 17.2 マイル (27 Km) のものが適当であろうという提案が行われた。

トンネルが満水状態にならないという条件であれば、17.2 マイル (27 Km) のトンネルと最低 $2,400 \text{ cfs}$ ($4,100 \text{ m}^3/\text{分}$) の能力のポンプによって 5 インチ (130 mm) の降雨に対処できることがわかった。また、8.4 インチ (210 mm) の降雨の場合でも、 $5,200 \text{ cfs}$ ($8,850 \text{ m}^3/\text{分}$) のポンプ排水能力があれば満水状態になることは防げる。図2は、5 インチと 8.4 インチの降雨累積曲線に対してポンプ排水量の累積値をあてはめたものである。

トンネル径、トンネル長などの他にトンネルの深さ、ポンプ場の位置等など決定すべき条件は色々あるが、Boston の計画では図3に示すような 91 m の深さに放射状のトンネルを考え、トンネルがすべての合流式区域の路面下を走るようにした。

Boston 深層トンネル計画

1. 既設のあるいはこの計画で設置する流量制御室 (雨水吐室) の下流に新たに遮集施設を設置し、晴天時汚水は全量終末処理場で処理を行う。越流水は、ドロップシャフトを通じてトンネルに導く。
 2. 輸送トンネル (transmission tunnels) あるいは直接深層岩盤トンネル (deep rock tunnels) に越流水を導くドロップシャフトを設置する。
 3. ドロップシャフトを通った下水を貯留トンネル (storage tunnels) に送るための輸送トンネルを建設する。
 4. 中央貯留トンネル (10 m 径) から放射状に 5 本のトンネル (10 m 径) が伸びるような配置を行い、中央トンネルの長さは 4.5 マイル (7.1 Km)、放射トンネルの総延長は 12.7 マイル (20.0 Km) とする。それ故トンネルの総延長は 17.2 マイル (27 Km) となる。
 5. 岩盤中に中央貯留トンネルを建設し、スルースゲート、換気扇および制御装置を設置する。
 6. 建設期間中および運転中の見廻りが出来るようアクセストンネルを設ける。
 7. Leer Island に主ポンプ場を建設するがこれは地上構造物とする。
 8. 20 フィート (6 m) 径の放流管を海中に設置し、その先端に直径 14 フィート (4.2 m) の拡散用パイプ (diffuser pipe) を 2 本 (各々 58 フィート $\div$ 1,770 m) 取り付けける。
- この計画の費用は表2のように推定されている。

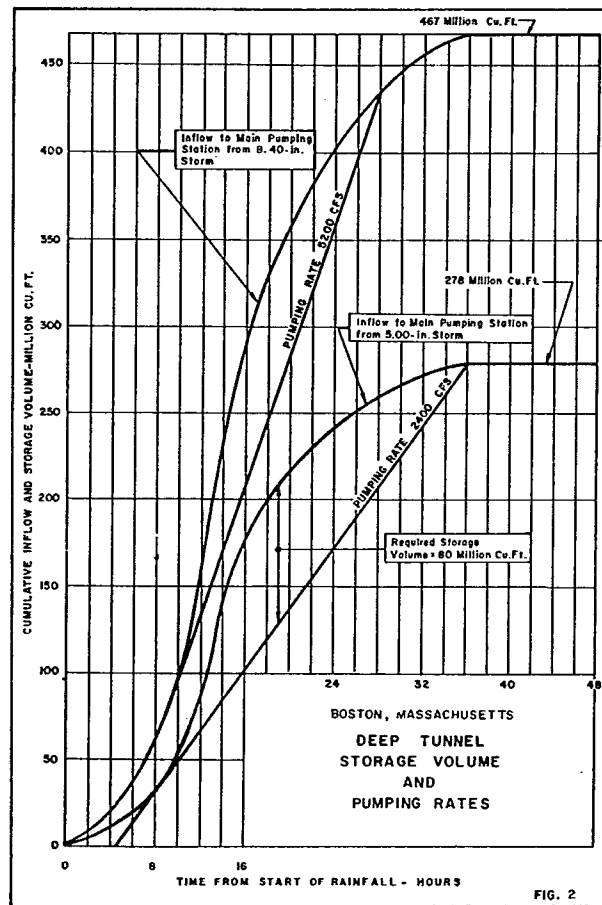


図2 貯留容量とポンプ排水量との関係

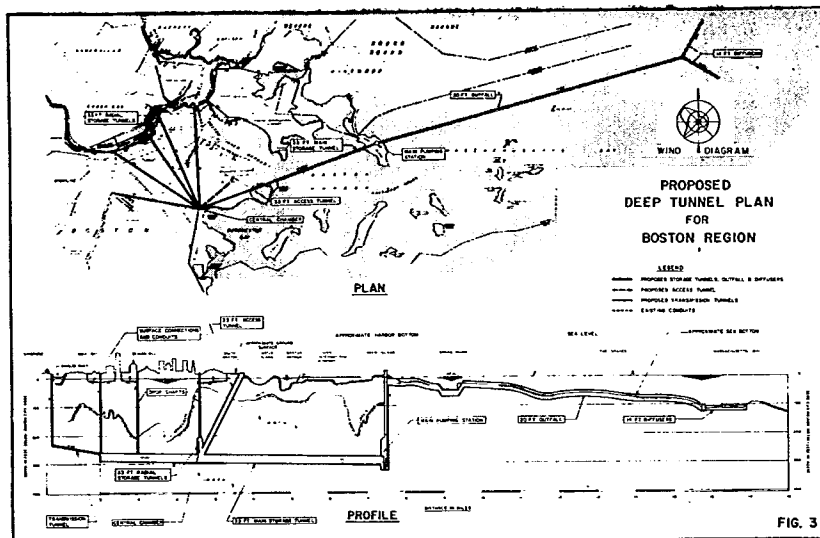


図3 Boston深層トンネル計画

表2

項 目	費 用 (1 0 0 万ドル)
深 層 ト ン ネ ル	2 1 3. 0
主 ボ ン プ 場	3 9. 0
海 中 放 流 管	5 4. 0
遮 集 施 設	2 6. 0
輸 送 ト ン ネ ル	8 8. 0
(部 分 的 な) 分 流 化	1 0. 0
建 設 費 計	4 3 0. 0
	6 6. 0
総 事 業 費	4 9 6. 0

ま と め

Boston 周辺には多くの都市があり、放流先の水質汚濁問題を解決するためには単に Boston 市だけではなく、これらの都市も同時に何らかの雨天時対策をとらなければ効果が期待出来ない。

確かに深層トンネル計画は分流化に比較すれば効果的であり、費用のかからない対策と云えるが、それでも市の財政を考えると大きな出資となることには疑いの余地がない。現在、この種の改善事業に対する連邦政府および州の補助金制度は適切ではないと思われる。

Boston のような大都市が互いに協力して、連邦政府および州政府に働きかけて現在の補助金制度を改めていくことがこのような合流式下水道の問題をかかえている多くの都市にとって、そしてまた合衆国の合流式下水道問題の解決のために最も効果的な手段と考えられる。

参考文献

F. W. P. C. A : Comlined Sewer Overflow Seminar Papers, 11020.....
03/70; Nov. 1969

Ⅲ わが国における貯留による 下水道システム改良の実例

1. 神奈川県横浜市

横浜市では、1975年より合流式下水道の雨水流出の特性の調査を始めた。この調査は、建設省の全国的な市街地雨水流出調査計画の一部であり、南部処理区内の雨水吐を持っている典型的な合流式の排水区（22ha，4,300人）の一つである堀の内排水区で行われている。

調査では、排水区の中央で降雨量が測定され、雨水吐の上流で流量と水質が測定されている。現在、2年を経過して、かなりの実測データが得られており、今後、更にデータは追加される見込みである。これらのデータは本市の雨水流出による汚濁防止計画の作成に有益なものとなるであろう。

これまで数多くの雨水流出による汚濁防止法が研究、提案されていますが、日本では、まだフルスケールで実証、評価されたものはない。実施にあたっては、どの方法もそれぞれ特徴を持っているので、排水区の状況に合ったものでなければならないと考えられる。

横浜市では、建設省土木研究所との合同研究の結果、貯留システムが最も適した方法の一つとして考えられ、フルスケールで実証することとした。しかし、このシステムは広大な用地と大きな施設を要する欠点があり、本市の合流式下水道の区域は、市街地に位置しているため、貯留用の用地の確保は困難であり、また高価となる。

一方、既設合流管のなかには急激な市街化に対応した流下能力をもたないものもあり、このような地域では、新しい補助幹線下水道が必要となってきた。そこで我々は貯留用地が得られない場合は、新しい幹線下水道を補助幹線下水道と貯留システムの二重使用することを考えている。

幸いに、保土ヶ谷ポンプ場の隣接地に貯留用地を確保できたので、フルスケールで実証するための貯留施設を建設することとした。

保土ヶ谷ポンプ場は雨水を帷子川へ放流し、汚水を神原川下水処理場へ流送する排水および中継ポンプ場であり、計画排水面積は2,076haで、下水排除方式は大部分が分流式によって計画されているが、355haは河川沿線の低地であり、技術的、経済的見地から合流式によっている。この滞水池は上述の合流区域355haを対象とするものである。

合流式下水道の改善方法としては、いろいろな方法が考えられているが、雨天時には多くの管理要員を必要とすることから維持管理が容易であることが重要となる。滞水池は比較的、設計、維持管理が容易で、ランダムな降雨現象に対応しやすいと考えられるので、横浜市では滞水池に着目している。

現状では、雨天時下水に関する十分な調査資料は得られておらず、また二次処理普及率も低い段階にあるため建設は時期尚早かも知れないが、隣接する用地には日本住宅公団が大規模な住宅団地の建設を行っており（現在すでに完成している）、入居前に、少くとも騒音、振動等、公害問題の心配の大きい基礎工事は終了しておく必要があった。そこで、デモンストレーションプラントとして、現在入手可能な資料をもとに設計し、1976年1月に着工し、現在なお建設中である。この滞水池を今後の滞水池の

設計やその他の合流式下水道の改善に必要な資料を得るために活用してゆく考えている。

この滞水池は、初期降雨による帷子川へのショックロードを防止するとともに、総量としての汚濁負荷のカットを目的としている。カットすべき汚濁負荷量は分流式の雨水によりもたらされる負荷量より少くなるように決定した。設計の概要及び考え方は次のとおりである。

まず、最初に計画排水量は次のとおりである。

分流区域：汚水、 $2.44 \text{ m}^3/\text{s}$

(時間最大汚水量)

合流区域：汚水、 $0.87 \text{ m}^3/\text{s}$

(時間最大汚水量)

雨水 $19.92 \text{ m}^3/\text{s}$

次に、設計手段としては、合流式下水や分流式雨水の水質を理解するために東京都谷端川流域外敷都市で行った雨天時下水の調査を利用した。また、横浜地方気象台における1969～73年までの5カ年間のすべての降雨データを用いて流出量や滞水池への貯留量、直接放流量等を、流域換算で3, 6, 5, 10mmの3つの仮定滞水池容量の各々について計算した。

また、設計上の合流下水の扱い方は次のとおりである。

- (1) 時間最大汚水量 (Q_s) 以下の合流下水は神原川下水処理場へ流送され二次処理をうける。 Q_s を超え $5Q_s$ までの合流下水 (または滞水池が満水となるまで) は貯留される。 $5Q_s$ を超える下水は河川へ放流される。
- (2) 滞水池からの排水は、管き $\pm$ 内の流量が日平均汚水量 (q_s) 以下になったら開始する。排水量は Q_s と q_s の差とする。

更に、汚濁物除去効果と滞水池容量の決定は次のとおりである。

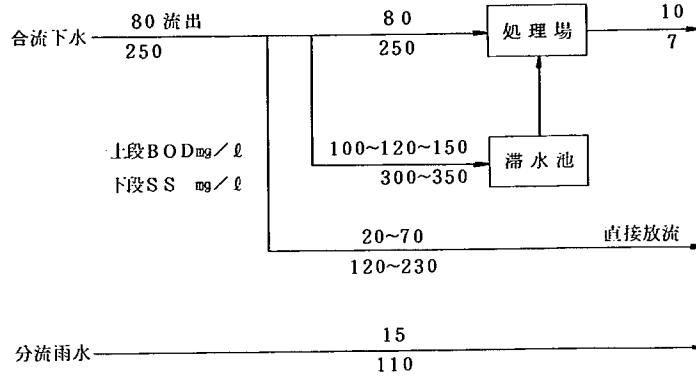
流出量、貯留量等の計算結果は表1に、また水質の想定値は表2に示すとおりであり、貯留され

表-1 流出量、貯留量等

降雨回数	年間降雨量	総流出量	処理場流入量	越流量*	滞水池貯留量			
					直接放流量			
					V=0	V=3	V=6.5	V=10
110回/年	1,482mm/年	728	252	476	0	127	215	273
					0	449	762	968
	5,258.4m ³ /年	2,583	894	1,689	476	350	261	203
					1,689	1,240	927	721

* この場合の越流量は流出量のうち Q_s を超えるもの

表-2 水質値の想定



る部分の水質値には範囲を与えて考えた。また、放流水質は逆算値である。表1、2から各々の滞水池におけるBODおよびSS負荷除去率は図-1のようになり、分流式による効果は合流式と同量の負荷量が発生したとみなして分流式による汚濁負荷の削減量を求めたものである。BODを指標とすれば、貯留される部分のBODが 150 mg/l であれば、 6.5 mm の滞水池による除去効果は、ほぼ分流式と等しくなる。SSを指標とすれば、 3 mm の滞水池が分流式に相当するよう考えられ

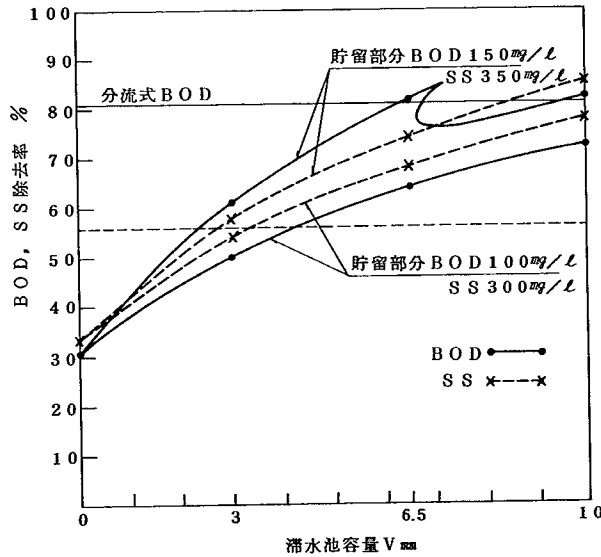


図-1 汚濁負荷除去効果

る。ここでは、敷地面積と管理上の配慮から“普通”の有効水深を考え、滞水池容量を 6.5 mm （ $\approx 23,000 \text{ m}^3$ ）とした。

以上により考えた雨水滞水池の概要は、有効容量 $23,000 \text{ m}^3$ 、18水路かなり各々の水路は巾 6 m 、平均有効水深 6 m 、有効長約 35 m である。これが各々6水路ずつ3ブロックに分けられており、1ブロックずつ使用することとした。実運転における滞水池への流入量は、汚濁物質を出来るだけ多くとらえるため散乱式によるSS測定によって制御することとした。滞水池への揚水ポンプは2台（ $1,350 \text{ mm} \times 2 - 4.27 \text{ m}^3/\text{s} \times 2 = 854 \text{ m}^3/\text{s}$ ）設置することとした。（1台のポンプで5Qs相当量を揚水できる。）

滞水池からの排水量は、排水用バルブと処理場への汚水移送パイプにとりつけた電磁流量計とを連動することによって調整することにした。

沈殿物は通常乾期に人力によって除去することとし、必要に応じてベルトコンベアや小型ブルドーザ等の使用も可能である。腐敗しやすいものを出来る限り少くするために降雨時にフラッシュ用タンクに貯留した雨水の一部で滞水池排水後、各水路をフラッシュし、ホッパーにとりつけた排泥ポンプによってポンプ場沈砂池へ排除する計画である。

なお、沈殿物の排除は滞水池の管理上非常に重要であり、あらゆる状態について考慮しておく必要があり、ここでは、人力によるフラッシュホースの使用、ホッパーへのサンドポンプの投入、またリングベルトの取付けも可能となっている。

疑問点に関するO&A

Q：汚濁負荷除去量はどのように求めましたか。

A：表1の水質値と表2の流出量等から求めました。流出水の平均水質は、いくつかの都市の調査結果からBODがおよそ $80 \text{ mg}/\ell$ 、SSをおよそ $250 \text{ mg}/\ell$ と推定しました。滞水池貯留部分の水質は滞水池容量や地域によって異なるもので、BOD $100 \sim 150 \text{ mg}/\ell$ というように範囲を与えました。

Q：この滞水池では沈殿放流をしませんか。

A：この滞水池は上部をスポーツ公園にして開放するため、河川のH・W・Lより低くなっており、通常は沈殿放流はしません。また沈殿放流による効果は疑問ですが、これに関する資料は、今のところ得られていません。

Q：滞水池上流の管内貯留は考えていませんか。米国の例では、滞水池に 10 mg d 、接続する幹線下水道に 10 mg d 貯留するものがあります。

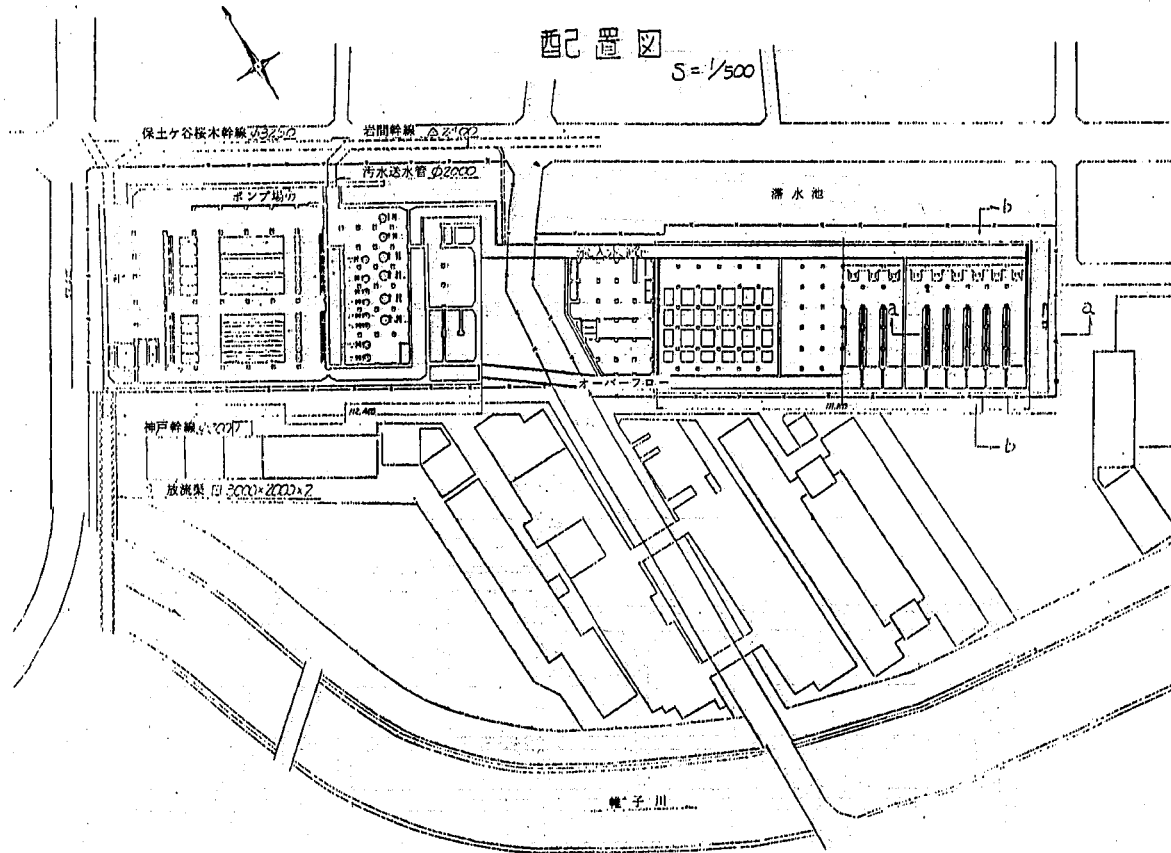
A：滞水池へはポンプ場から揚水することになっており、管内貯留は考えておりません。

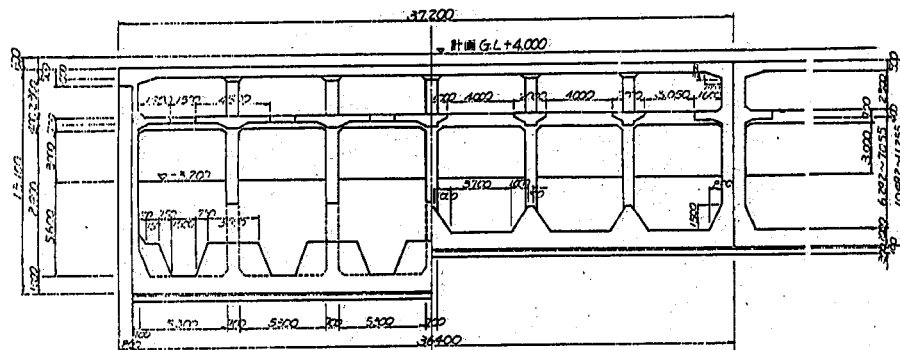
Q：排水はどのように行いますか。

A：自然流下でポンプ場への流入幹線下水道に流れ、再び汚水ポンプによって神奈川下水処理場へ送られます。なお、この排水方法については、検討の余地が残されており、今後更に考えてゆくことにしております。

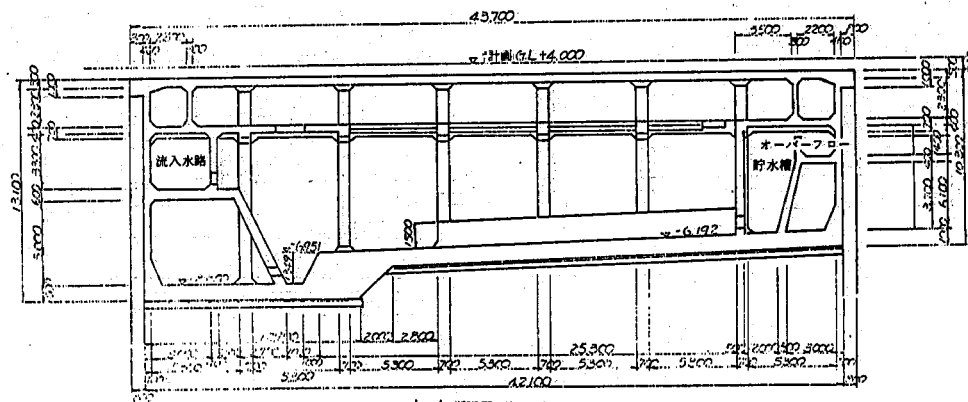
配置図

S = 1/500

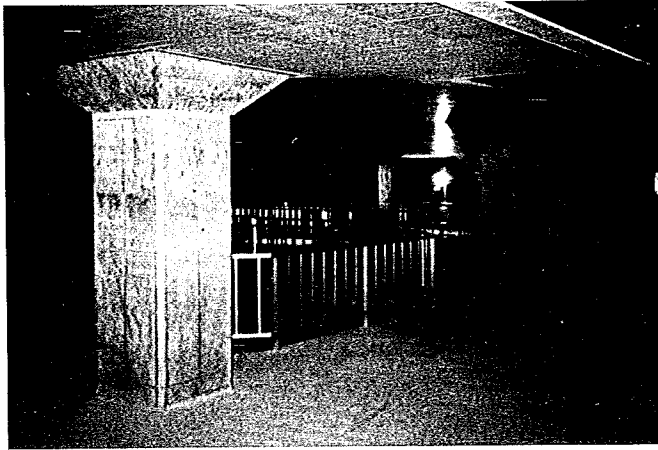




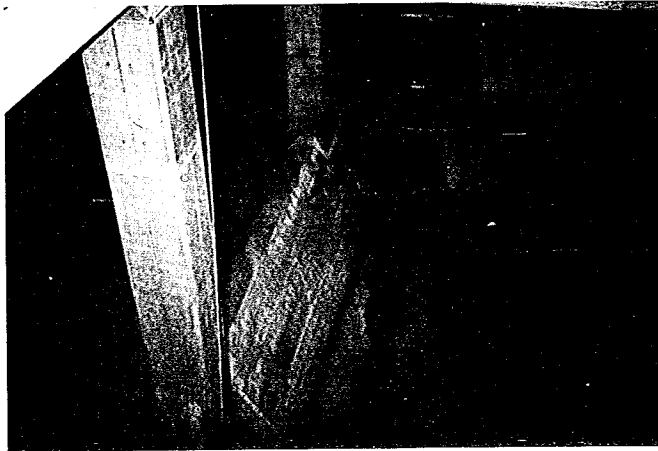
a-a 断面図



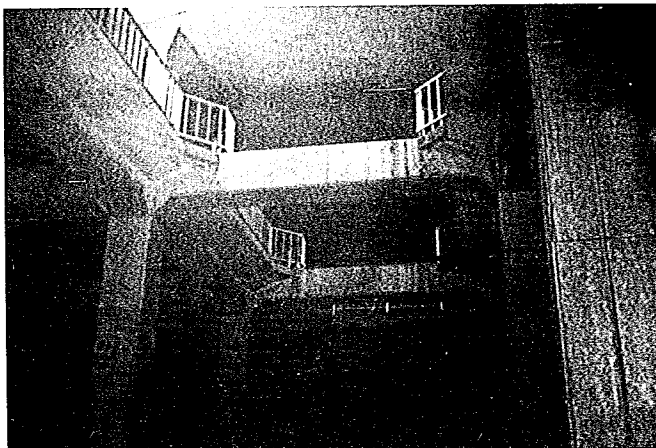
b-b 断面図



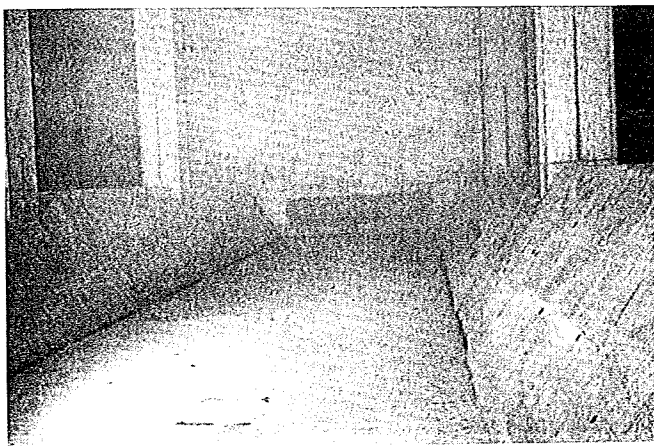
写1 滞水池上部スラブ（監視廊）



写2 上部スラブから池内を見たところ



写3 滞水池底から上を見たところ



写4 滞水池底の様子

2. 愛知県一宮市

一宮市は大正15年に下水道の認可（合流式下水道）を受け、昭和3年から下水道工事に着手して来たが、現在の人工、市街地面積は当時の計画値をはかるに上回るものとなっている。

この為下水管渠の容量不足は甚だしく、雨水吐室からの晴天時オーバーフロー、雨天時の市街地の浸水などが下水道関係者のみならず住民にとっても大きな問題として認識されていた。

この問題を解決すべく市は2つの貯留池を建設した、即ち1つは浸水常習地域の地下に設けた約2,500 m^3 のオンサイトの貯水槽で、もう1つは雨水吐室の放流管下流に設けた約5,000 m^3 の滞水池である。

浸水対策の為のオンサイトの貯水槽は、市街地のうち最も浸水の多い4haの地域を対象としているが、この地域は毎年4回程度浸水していた。この原因は既設の下水管渠の容量不足であり、雨水を直接下水管に排水するのではなく一時的に貯水槽に導入して貯め、晴天時にポンプで下水管に排水することによってこの問題は解決できた。

工事費は約1億1000万円で内訳は次の通りである。

貯水槽	65,000千円
ポンプ	20,000千円
導水渠	24,000千円

なお用地は市営体育館の脇、約500 m^2 を使用しているので用地費は無となっている。

また貯水槽容量の計算は次のように行っている。

- 排水面積12.5ha
 $C=0.8, 7.5ha$
 $C=0.2, 5.0ha$

- 30分間降雨量35mmを貯めこむとする

$$35mm \times (0.8 \times 7.5 + 0.2 \times 5.0) \times 10^4 m^2 = 2,450 m^3$$

次に雨水吐室からの放流管下流に設けられた滞水池であるが、この滞水池は市営公園の下に半地下方式で設置されており、今まで日光川に直接放流していた晴天時越流水を一時的に滞水池内に滞水させ下水管内流量が小さくなる夜間時に下水管にポンプで戻してやるというものである。

工事費は全体で約2億4,000万円でこのうちポンプ（3台）、電気関係の設備費が5,500万円、残りの1億8,500万円が滞水池関係の築造費となっており、用地費は市有地であるため無となっている。

合流式下水道の改善策には分流化などの案もあるが、既成市街地に埋まっている下水管とは別にもう一つの新しい下水管を埋設するのはコスト的に不利であるばかりでなく、長い工期を要するのでその間の影響を考えると、このような一時的な貯留池のほうがはるかに効果的であろう。

3. 大阪府大阪市

概 要

大阪市では、明治27年から下水道の建設を始めているが、上町台地東側より平野川に至る地域では、明治44年から始められ、戦後も都市の復興とともに、浸水の防止・水洗便所の普及・河川汚濁の防止などを目的として、猫間川幹線・中浜下水処理場・各抽水所（ポンプ場）の建設が進められ、昭和35年に中浜東、昭和38年に中浜西の下水処理場が通水し、当地区はすべて下水処理区域となった。

その後、これらの地域の雨水は、猫間川幹線に集めて平野川へ流したり、抽水所でポンプ排水していたが、平野川の流域では、都市の発展による農地や溜池の開発と、道路の整備などにより、雨水の滞留場所が少なくなったため、雨が降ると平野川は急激に水量が増え、水位が上昇するなどで、流域の低地でたびたび浸水がおこるようになった。

このため、この地域の雨水を平野川や寝屋川に関係なく排水する“天王寺～弁天幹線”と“弁天抽水所”を建設することにし、昭和48年から各地で工事が進められている。

これが完成すると、雨水は全部この幹線に集められ、弁天抽水所のポンプで大川（旧淀川）へ排水されるので、この地域の浸水が無くなるほか、平野川などの流量が1秒間に最大で50m³カットされるので、本市東南部などの関係河川の流域の排水も改善される。

天王寺～弁天幹線

天王寺～弁天幹線は、阿倍野区松崎町から東区弁天町までを、最大内径（円形）6mのトンネルを建設するもので、平野川及び平野川分水路と並び“第3の平野川”とも言うべき大幹線となり、準幹線と合せて総延長は約14Kmにもなる。

また大部分が既成市街地に建設されるため、地下鉄・国鉄・私鉄や平野川を横断する大工事で、そのほとんどが地上の交通などに影響の少ないシールド工法で行われている。特に地下鉄中央線と第2寝屋川との交差は、地下約30mの深さで無事に掘り進められた。

この幹線の役割は、浸水防止の他に、幹線の断面が大きいので、少しぐらゐの雨水は一時管内に貯留し、夜間などに中浜下水処理場へ送り、処理して流す計画なので、海や川の汚濁防止にも役立つと考えられる。



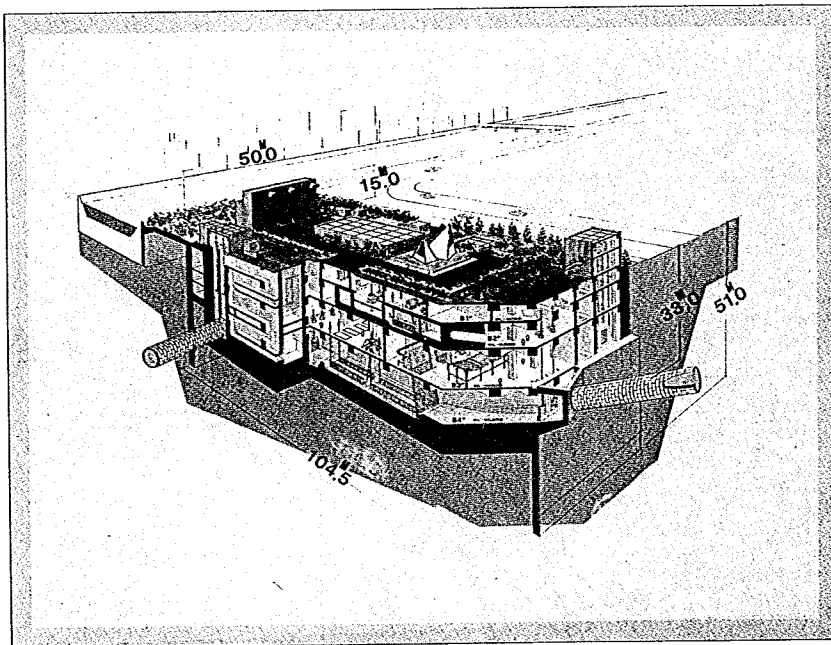
工事中の天王寺ー弁天幹線

弁天抽水所

弁天抽水所は、同幹線が最深部で地下約30mにもなっているため、大部分が地下構造となり、長さ105m・幅50m・深さ33mの10階建以上の大きなビルが、第1寝屋川と第2寝屋川に囲まれた東区弁天町の西端の地下に建設される。

地下には、口径2,000mmの雨水用ポンプ5台が備えられ、排水能力は合せて1秒間にドラム缶250本分の50m³となる。また下水処理場へ送る口径800mmの送水ポンプ2台も備えられている。地上は同地区の開発計画や西側の大坂城公園と合せ、緑に囲まれた公園にする計画も進めている。

弁天抽水所からの排流渠は、第1寝屋川及び京阪電鉄線の下をくぐり、都島区綱島町の大川(旧淀川)放流口まで、内径5.5mの管をシールド工法で建設する予定である。



付 録 I

大規模合流式下水道の自動制御

*“Automatic Control of Large-
Scale Combined Sewer Systems”*

序 論 (Introduction)

雨水排水あるいは合流式下水道からの越流水による放流先の汚濁は、国全体に渡る非常に重大な問題である。同様な問題として雨水渠からの放流水による汚濁問題があるが、雨水渠は多くの場合非常に汚染された道路排水を未処理で放流している。必ずしも合衆国のすべての都市の下水道が合流式というのではないが、古くからの大きな都市の場合にはほとんどが合流式である。1967年時点で、本質的に越流問題を抱えている1,300以上の合流式下水道敷設都市に住んでいる人は約5,400万人もいた(18)。その他の人は大抵が分流式下水道区域に住んでいる。以前は量的に小さな、比較的変動の少ない晴天時下水の問題が強調され、その結果自治体や工場は一定の排水を収集し処理する施設を建設したわけであるが、都市化の進展と技術の向上によって、合流式下水道および雨水流出水の問題に焦点を合わす必要が出てきたものと思われる。

1960年代初頭に、合流式下水道の問題を分流化によって解決する案に対して多くの討論が行われたわけであるが、2つの大きな理由によって分流化が解決策とはなり得ないという結論に達している。その理由というのは、(1)分流化は多くの場合非常に莫大な投資となる；(2)分流化しても雨水流出水は都市域内の大量の汚濁物質を流送することになるので、これによる汚濁はもはや無視出来ないものである；という2つである。

データが少ないこともあって、雨水および合流式下水道による汚濁負荷の正確な特性はまだよく理解出来ていないのであるが、それらの放流水は多くの場合大量の汚濁負荷量をもたらすことはよく知られている。汚濁負荷量の大きさという点に関する最近の調査報告は参考文献の6などを見ればわかるのであるが、非常に地域特性が強く、観測結果に大きなばらつきが見られる。EPAは汚濁負荷量を予測するモデルを作成したが(20)、現在のところBOD、SS、大腸菌についてシミュレーションが出来るようになってきている。

発生汚濁負荷量を予測するための定数はいくつかの文献によって決められるが(6, 20)、これとて限られたデータによるものだとすることを心に留めておく必要がある。また英国のNorthamptonにおいても発生負荷量に関する同様な調査が行われた。これによると、雨天時の合流式下水道越流水によって放流される年間のBOD負荷量は、二次処理施設から放流される年間のBOD負荷量とほぼ等しいという結果となっている。

雨水流出水のみに関しては、EPAの一人が次のような疑問をなげかけている(4)。つまり、計算の結果によると、通常の降雨が2時間都市域に降ったとするとそれによるBOD発生量は同時刻の生下水中のBODの約1.5倍もあり、二次処理施設から放流されるBODの約8倍にもなるというのである。

雨水および合流式下水道の対策案は、部分的なものから完全なものまで幅広くあるわけで、後者の場合にはすべての流出水を処理するというものである。もし処理するとすれば、それは予想される最大のピーク流量を処理することが出来る、非常に大きな処理場を建設するか、あるいは管渠系内とか系外とかにピークを貯留するような貯留施設を建設して、降雨後に貯留下水を返送して処理するといった方法で達成されるであろう。現段階では、貯留というのが最も良いと思われるが、その場合に必要となるのは越流下水量あるいは放流負荷量を最小にし、なおかつ処理施設の利用率を最大にするような貯留の制御理論の開発である。

この論文は、例としてSan Franciscoの下水道管理計画に焦点をあて、大規模システムの制御問題に対する一般的で、段階構造的な戦略について述べてある。ここで開発された概念は、下水道管理に自動制御手法を導入しようとしている他の都市にも無理なく利用出来るものである。合流式下水道が敷設されている多くの都市は、越流問題に対して何らかの関心を払って来たわけであるが、他方分流式下水道の都市は雨水流出水の制御に関してほとんど何もしていないということを声を大にして言っておかねばなるまい。ここで述べる大規模システムに対するアプローチは、一般的に雨水流出システムにも合流式下水道システムにもどちらにも適用出来るものである。

都市域の水情報システム(Metropolitan Water Intelligence Systems)

合流式下水道越流水を分離するための対策案として貯留による制御が必要になってきたため、自動制御システムの概念が導入されたわけであるが、いくつかの都市が似たようなシステムを建設したり、あるいは建設する計画を持っている。San Francisco (19), Minneapolis - St. Paul (21), Seattle (7), Detroit (3), Cleveland (16), Hamburg (西独)などの都市がそうである。都市の水供給システムをコンピューターで制御するという基本的な考え方を述べた「都市域の水情報システムMetropolitan Water Intelligence System (MWIS)」という言葉を作ったのはMcpherson (14)であるが、合流式下水道の制御システムはMWISの中の一つと考えればよいであろう。事実、MWISは工場あるいは政府などが手段として用いている「管理情報制御システム(Management Information and Control System) [MICS]」と同じなのである(17)。

合流式下水道システムのリアルタイム^{*}制御に利用されるMWISの概念を図に表わしたのが図1である。センサーとしては、雨量計、流量計、水質計および貯留量計などがあり、制御対象はゲート、ポンプ、およびその他の水理構造物である。

* real-time control: 実際に現象が起きている時刻に、その現象に関する入力があり、同時にその現象を制御するための出力が行われるような制御方法

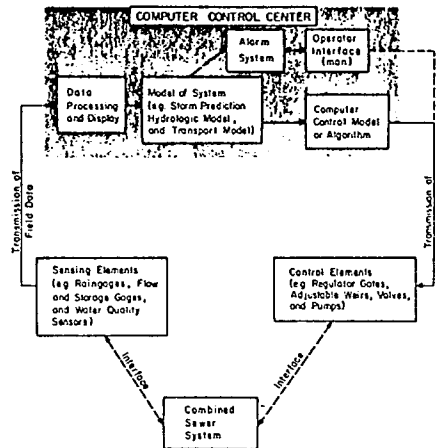


FIG. 1.—Components of Combined Sewer Control System in Automatic Mode

コンピュータ制御は基本的に4つの段階があり、(1)必要なデータの印刷とか映像化、(2)監視員による遠隔制御、(3)(管理職員による)コンピュータを使った制御、(4)閉じた回路になっている自動制御、に分けられる。

最後の場合には、適切なコンピュータによる意思決定プロセスの論理が必要となってくる。雨水制御問題に関してMc Pherson は次のように述べている。「……雨水制御システムというのは自動制御の問題の中でも最大のものであり、他の部門にこれほどダイナミックな管理が行え、これほど多くのフィードバックシステムを持つものはないであろう。雨水制御システムの中で、ただ一つ絶対的に独立を保ち、複雑なフィードバックシステムに関与することのない変数は『降雨』だけである」。参考文献の1, 2, 8, 11, 12, 23はリアルタイムの最適制御問題について述べたものであるが、ここではとくに、大規模システムの場合の制御問題について述べてみる。

最適自動制御 (Optimal Automated Control)

効果的な自動制御戦略の開発は非常に複雑な問題であり、図2にSan Francisco の下水道管理計画案の一つになっている一時貯留池による方法を示したが(5)、ここでは越流水を制御するために貯留容量を最大限に活用することを目的としている。一時貯留池は、急勾配な地形の地域を包むように位置決定された。この場合の制御にとって何が複雑な問題であるかは、各々の貯留池が自動遠隔制御によって動かされるバルブやポンプを持ち、それによって雨水流出水を適切に貯留池に貯留しなければならないということを考えれば明白であろう。目的は、いかなる降雨現象に対しても、図2に示された放流地点からの越流量を最小にし、なおかつ制限因子である幹線管渠、遮集管渠、処理場などの能力

も同時に満足するということである。線型計画法などの最適化手法によって、すべての制御因子を最適に作動させ、結びつけるシステムチェックな決定をすることが出来る。

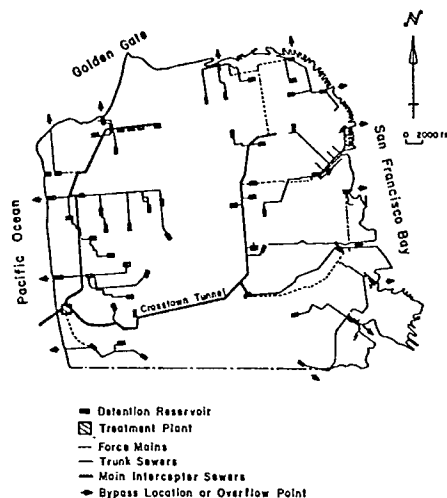


FIG. 2.—Proposed San Francisco Master Plan [5]

制御問題に対して最適化手法を取り入れる場合には、システム全体の動きをシミュレートするため数学モデルが使われている。モデルの基本的な構成は次のようになっている。

- (1) 降雨—流出モデル
- (2) 管内の流量追跡および貯留池—モデル
- (3) 合流式下水道システム全体に渡る時間的・空間的な水質を予測するモデル

この研究では、主として(1)、(2)のモデルに力点がおかれており、越流総量を最小化することを目的として汚濁の影響は無視してある。しかしながら(3)のモデルの機構もすでに確立されており、利用出来るようになっている。その方法というのは、加重係数を利用する方法で高濃度の汚濁負荷を排出する越流地点には、低濃度で排出する地点よりも高いペナルティーを課すというものである。水質は時間の関数として求められる。初期流出の影響によって降雨初期の越流水は高いペナルティーをもっており、目的は、越流総量ではなく加重された越流総量を最小化することである。

さらに制御問題を複雑にしていることは、リアルタイムの制御を行うためには降雨の継続時間全体に渡って時間的・空間的に降雨強度を追跡し、予測しなければならないということである。制御の効果は、制御に関与する不確定要素をいかに予測し、いかに適切に結びつけるかということに関わってくるが、短期の降雨予測に関してはほとんど何もしていないことを強調せねばなるまい。参考文献9の第Ⅶ章には、正確な予測がいかに重要かを考察した上で、降雨モデルについての現在の技術水準に対する検討が行われている。

次のような、時間を離散量として扱った最適制御問題について考えてみよう。降雨データ（実測値あるいは予測値あるいは合成されたもの）、確率分布、貯留池の初期水位がわかっているとき

$$\sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^M W^i(k) \cdot E[O^i(k)] \dots\dots\dots(1)$$

$O^i(k)$: 時間ステップ K における i 地点からの越流量

$W^i(k)$: 加重係数

N : 越流地点の数

M : 総時間ステップ数

を最小化するのであるが、総時間ステップ数 M は、合流式下水道システム内の下水の流送、貯留に関する運動および連続方程式・制限因子としての貯留池、幹線管渠、遮集管渠、処理場の能力などによって決まってくる。(1)式の最小化は、各時間ステップにおける下水管渠システム内のバルブおよびポンプ操作を適切に行うことによって達成される。

最適制御問題は図3に示すようなものであるが、勿論考えている以外の評価基準も使われる場合がある。システムへのインプットはリアルタイムの降雨予測値の場合もあるし、今までに起こった実際の降雨データあるいは合成した降雨データの場合もある。リアルタイムの予測降雨の場合には、オンラインによって最適化が図られるが、今までの実際の降雨データとか合成データによる場合にはオフラインで処理され、その結果が実際の制御の場合の判断資料として使われる。オンラインの場合は、オフラインに比較して今起きている降雨をデータとして使用できるので有利であるが、オフラインの場合にも現実的なモデルと正確な推計学的な最適化技術を使える点で有利となっている。雨水流出量は降雨を直接流出に交換するモデルによって求められる。

参考文献の9には、降雨—流出のモデルと管渠内部の流量追跡モデルが載っているので参照すればよい。貯留モデルは、連続方程式に基づいているが、このモデルでは流入ハイドロを最適制御した流出ハイドロに変換する作業が行われる。貯留池への流入量や貯留池からの越流量は遠隔操作で作動するバルブやポンプによって制御される。

San Francisco の計画の場合には、50以上の貯留池を設けることになっているので、時間ステップ数 M は降雨継続時間およびその他の要因によっては非常に大きくなり得るし、また最適制御問題に含まれる状態変数と制御変数の合計は数千という数にもなるであろう。例えば、この問題を線型計画法によって解く場合には、108M個の変数と78M個の制約条件があるので、どんな降雨の場合にも幾通りにも渡って解を求める必要が生じ、もはや実際のリアルタイムの制御で直接解を求めるのは不可能ということになる。

そこでこの種の大規模システムの最適制御問題の場合には、何段階かの制御レベルを設けた段階構造的な制御問題に分解して考える手法が利用される。

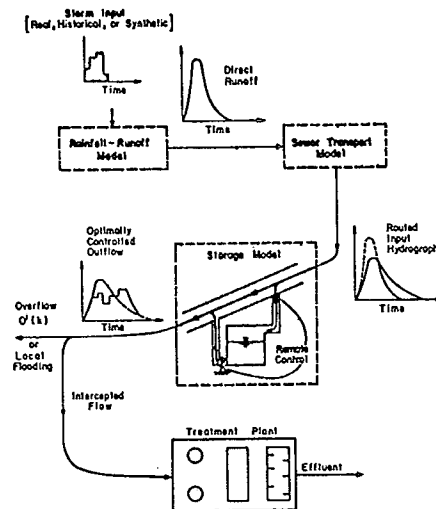


FIG. 3.—Components of Optimal Control Problem

段階構造的制御の構造(Hierarchical Framework For Control)

「大規模システムにおける最適制御問題の分解」

今までの大規模システムの最適制御問題の解法は、リアルタイム制御の場合には実用的ではないので、この問題をいくつかの小規模システムの制御問題に分解し、段階的な構造にする方法が試みられよう。San Francisco の計画の場合には、下水道システムを排水分区分 (Subbasin) と呼ばれるいくつかの支流域に分けることによって段階的構造とすることができる。図4は市の西部にあるRichmond-Sunset 地区の一部をいくつかの排水分区分に分割した場合を示したものである。境界は、その内部の地域に降った降雨のすべてその排水分区分内の幹線に集まるように定義されている。

目的は、各排水分区分毎に独立に最適制御戦略を開発し、さらに個々の場合を組み合わせることで全体の最適戦略を見出すことである。このようにして、計算不可能な大規模システムの最適制御問題も、解き易い小規模システムの最適制御問題に置き換えることが出来る。

このような分解による利点は、(1)複雑な問題であってもその個々の要素とそれらの関係を結びつけることにより、問題を大まかにとらえることが出来る点、(2)制御戦略は個々の排水分区分に対して独立に開発されるわけだから排水区個有の問題も検討されることになる点、(3)大規模システムの最適制御問題をいくつかの小規模システムの最適制御問題に置き換えるということは一般的に効果的な方法であり、この種の制御問題の最適化プロセスはより容易に行われることになるといった点である。前にも述べたように、このような大規模システムの最適制御問題を数学モデルによって直接解くということとは不可能である。

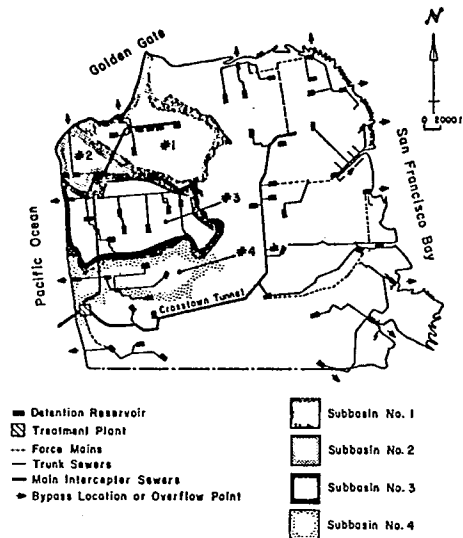


FIG. 4.—Subbasins in Richmond-Sunset Area of San Francisco

【分解による多段階制御】

図5は排水区分間の関係を示したものであるが、遮集管へのインプットを除いた他の要素は独立である。 $R^i(K)$ はステップKにおける、排水区分*i*への降雨量であり、降雨流出モデル、管内の追跡モデル、貯留モデルの最初のインプットとなる。排水区分への降雨は地域的に一様と仮定している。 $Q^i(K)$ は遮集量、 $Q^i(K)$ は放流先への直接放流量であり、遮集管渠での漏水とか貯留はないと仮定しているので、ステップKにおける処理場流入量は $\sum_{i=1}^N Q^i(K)$ となる。

制約条件として、任意のステップKにおける処理場流入量は QT_{max} を上回らないという条件があり、例えばある降雨がRichmond - Sunset 地区に集中し、市の他の地区には降っていないという場合には、排水区分からの処理場流入量に関する制約条件は

$$\sum_{i=1}^4 Q^i(K) \leq QT_{max} (K=1, 2, \dots, M) \dots\dots\dots(2)$$

となる。

この他にも遮集管渠容量に関する制約条件も考えられるが、San Francisco の計画では(2)の制約条件が主たるものである。

(1)、(2)の最適条件、制約条件を考えない場合には、各排水区分は完全に独立なものとなり、制御戦略も個々独立に開発することができる。個々の排水区分における目的は、加重された越流量を最小化することであるが、その結果が(1)、(2)の制約条件を満足するという保証はどこにもない。

しかしながら、制約条件が各排水分区に平等に働き、満足されるというような方法で各制御戦略を制限するような機構があれば、最適状態で作業が進められるわけで、制約条件が満たされるまで何回も作業を繰り返して行えば全体としての最適状態が得られるであろう。

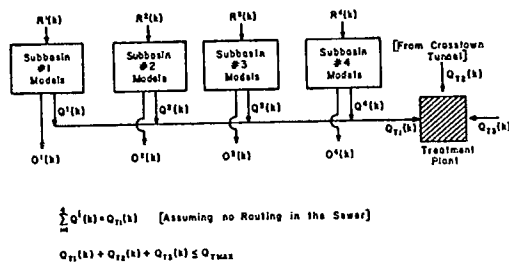


FIG. 5.—Subbasin Interaction

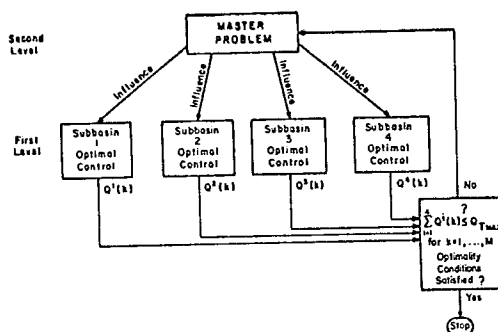


FIG. 6.—Hierarchical Control from Decomposition

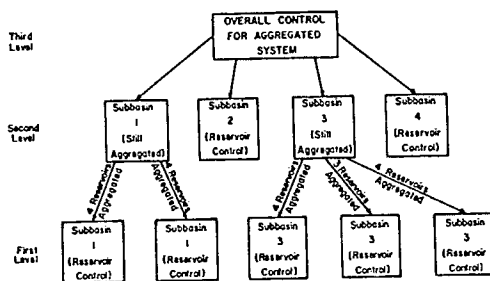


FIG. 7.—Hierarchical Control from Aggregation

二段階の制御戦略の場合が図6に示されているが、最初の段階の制御は個々の排水分区での最適化であり、二番目の段階の制御は、制約条件と最適化条件が満足されているか否かを判定し、一番目の制御段階にフィードバックするものである。市全体の制御には多段階の制御が必要となるのであるが、参考文献の9には二段階の制御の場合が詳細に検討されている。また、13, 15, 22なども参照されるとよい。このような段階構造的な制御に対して、線型計画法、非線型計画法、ダイナミックプログラミングなどを適用する方法が示されている。

【集合化による多段階制御】

段階構造的な制御問題に対するもう一つのアプローチは集合化(aggregation)である(22)。最も高位の段階の制御によって各々の排水分区を結びつけたシステム全体の制御政策が決定されるわけであり、個々の排水分区が持っている貯留池を全部合計して一個の大きな貯留池として集合化している。この段階では、越流量、遮集量、貯留量の総量が決定されるだけであり、全体政策が決まると下位の段階の制御によって各排水分区の制御作業が進められる。下位の段階の制御では、さらに排水分区の切り離しを行って、高位の段階の制御で決められた総遮集量、総越流量、総貯留量などの制約条件下でその排水分区に適した一定の制御政策を見出す。各貯留池すべてに対してこのような制御政策が決定されるまで、一連の段階の作業が進められる。

この方法は(1)式で示された、大規模システムにおける制御問題の決定論的考え方をみればよくわかる。再度付け加えて言うと、(1)遮集管内での漏水、貯留は無いものとする、(2)遮集管渠能力に関する制約は無いものとする、(3)処理場への他地域からの流入は無いものとする、といった仮定が前提として設けられている。

前にも述べたように、最も高い制御段階では、システム全体の最適化が図られるわけで

$$\sum_{i=1}^4 \sum_{K=1}^M W_i(K) \cdot O_i(K) \dots\dots\dots (3)$$

を最小化する作業が行われる。この場合、(1)各排水分区の貯留量の合計に関する連続式、(2)遮集管渠へ流入する管渠の能力に関する制約、(3)各排水分区が持っている個々の貯留池容量に関する制約、(4)処理場能力に関する制約などを満足せねばならない。

最初の問題に比較すれば随分と簡略化されており、各貯留池の連続式は、一つの排水分区だけの連続式系に置き換えられ、遮集管渠への流入管渠容量と総貯留容量に関する制約条件のみが考慮されている。

簡単な流量追跡モデルを使えば、式(3)は12M個の初期変数(遮集管流入量、貯留量、越流量に対して各々4M個の変数が必要)と13M個の制約条件(処理場能力に関する条件がM個加わる)とから成る線型計画問題に置き換えられる。実際には、この他の変数も付け加わるので22M個の変数と13M個の制約条件となる。

高位の制御段階に続く下位の制御段階では、各貯留池の貯留量が決定されるまで排水分区の分解化の作業が進められるが、一つの排水分区内の貯留池の数が少ない場合には、下位の段階で決定された制御政策で十分であろう。しかしながら、排水分区内の貯留池の数が多き場合には2つ以上の段階の

制御が必要となろう。例えば、底3の排水区分は11個の貯留池を持っているが、この場合には図7に示されているように第2段階の制御は、システムの大きさを十分小さくするためにさらに3つの貯留池群に分解を行っている。3つの第1段階の制御で各貯留池に関する制御政策が決定される。

前にも述べたように、最初の大規模システムの線型計画問題では、108M個の変数と78M個の制約条件があったが、この問題は10個の問題に置き換えられ、しかも個々の問題に要するコンピューターの容量は最初の場合の1/30に過ぎない。San Francisco システムの解決には集合化手法が用いられたが、このシステムは58個の貯留池がある。時間ステップは全部で9 ($M=9$)、コンピューターの必要容量は64K (8進法)、一回のラン (run) に要する時間は約90秒である。

前述した分解化手法に比較して集合化手法は、流量追跡モデルの線型仮定に良く適したものであり、またSan Francisco が急勾配の地形であるということも線型仮定を支持するものであるが、他の都市に適用する場合には正確さを欠くものとなろう。また高位段階の制御から下位段階の制御への移行に際し、集合化手法ではある程度の恣意がはいるが、分解手法による場合には恣意のはいる余地は少なくまた流量追跡に非線型モデルを使うのが容易となる。しかしながら、分解化手法による最適化プロセスが常に収束するものか否かは前もって確かめることができない。

完成に向かって (Toward Implementation)

ここで述べた段階構造的制御手法、とくに分解手法は一つの大きなコンピューターではなく、ミニコンを何段階にも分けて使うことが出来る特徴を有している。集合化手法は、ソフトウェアの開発、オペレーションの効果そして手法に対する信頼度という点で明らかな長所を有している。

San Francisco の計画を完成させるために次に述べるような作業が必要となろう。

1. 従来の制御戦略はどちらかという決定論的な方向で開発されてきたが、制御政策における不確定要素をうまく取り入れた柔軟な戦略についてさらに検討する必要がある。

とくに、オフラインの推計学的最適化プロセスおよび危険度分析手法によって、降雨予測という不確定要素を内包する制御戦略を妥当に色分けすることが必要である。

2. 制御用アルゴリズムおよびデータ管理にどの程度のものが必要なかを考えて、ハードウェアをさらに深く検討する必要がある。モデルや制御アルゴリズムが複雑にそして詳細になればなるほど正確な制御政策が得られるかも知れないが、同時に費用も高くなり複雑なコンピューターシステムが必要となる。このようなことを考えると、単純なモデルとかアルゴリズムのほうが好きいかも知れないが、この辺のトレードオフの関係は綿密に検討せねばならない。

3. その後で、ハードウェアが選定され、ソフトウェアの開発が行われなければならない。

4. そして、フルスケールの施設に対するプログラミングと試験運転を行い、全市域にオンラインの管理が出来るようにしていく。

まとめ (Summary and Conclusions)

合流式下水道からの越流水および雨水流出水によって惹き起こされる汚染に対して関心が高まってきた結果、これらの問題の解決を図る新しい手法が提案された。一時貯留によって合流式下水道システムを制御するという方法はとくに確実な方法と云える。いくつかの都市が現実にもこのようなことを計画したり、建設したりしている。

下水道システムのリアルタイム制御に当って最も大きな問題は、適切な最適制御理論の開発と応用である。このような最適制御問題は非常に複雑な大規模なものである。ここで用いた手法は、大規模システムの最適化問題を、いくつかの排水分区の問題とそれらを結びつけた主問題とにいわば段階構造的に分解するというものであり、この方法によって大規模システムの問題は数個の小規模システムの問題へと置き換えられるわけである。

この手法を、San Francisco の下水管理計画に適用したのであるが主な利点は次のようになる。

- (1) いくつかの排水分区の問題が、最も適切な方法で、個々独立に解いていくことが出来るので効果的である
- (2) オンラインの場合もオフラインの場合も必要とするコンピューター容量をかなり小さくすることが出来る
- (3) オンライン制御はもオフライン制御にもどちらにも適用出来るという柔軟さがある
- (4) いくつかの簡単な作業に分解することによりソフトウェアの設計が非常に容易になる。
- (5) 段階的にコンピューターを使用することが出来る

集合化手法も同様に適用され、システム内の貯留池をいくつかの段階の集合化状態をつくることで段階的制御が効果的に行える。利点については前に述べた通りである。

大規模システムの制御手法によって複雑な最適制御問題を扱う場合の骨組がわかるのであるが、実施に移す前にはまだ多くの障害が残っている。最も重要なことは、制御に利用出来る正確な降雨流出モデルと流量追跡モデルを開発することと、降雨の予測、ハードウェアの設計、および降雨予測に含まれる不確定要素を適切に組み入れることである。

これから何年かの間は、合流式下水道からの越流水問題に対して、多くの投資がなされるであろう。最適制御手法によるこの問題の解決方法はかなり魅力のある経済的な方法と思われる。出来得る限り早い時期に、簡単でもよいから制御戦略が実施に移され、より現実的な手法に関する研究が進められ有益な経験が得られるようにすべきだと思われる。

謝 辞 (Acknowledgment)

この論文が基礎としている研究は、一部合衆国内務省の水資源研究部 (Office of Water Resources Research) および国立科学基金 (National Science Foundation)

の国家政策のための応用研究 (Research Applied to National Needs [RANN])
計画からの補助金を受けて行われたものである。

参 考 文 献

1. Anderson, J. J., "Real-Time Computer Control of Urban Runoff," Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY1, Proc. Paper 7028, Jan., 1970, pp. 153-164.
2. Bell, W., Johoson, G., and Wynn, C. B., "Simulation and Control of Flow in Combined Sewers," Sixth Annual Simulation Symposium, Tampa, Fla., Mar., 1973.
3. "Combined Sewer Overflow Regulator Facilities," American Public Works Association, June, 1970.
4. Condon, F. J., "Treatment of Urban Runoff," American Public Works Association Reporter, Mar., 1973.
5. "Evaluation-San Francisco Wastewater Master Plan," J. B. Gilbert and Associates, and Metcalf and Eddy, Inc., Mar., 1973.
6. Field, R., "Management and Control of Combined Sewer Overflows," presented at the January, 1972, 44th Annual Meeting of the New York Water Pollution Control Association, held at New York, N.Y.
7. Gibbs, C. V., Alexander, S. M., and Leiser, C. B., "System for Regulation of Combined Sewage Flows," Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE, Vol. 98, No. SA6, Proc. Paper 9402, Dec., 1972, pp. 951-972.
8. Grigg, N. S., et al., "Completion Report, -Phase II," Metropolitan Water Intelligence System Project, Colorado State University, Fort Collins, Colo., 1973.
9. Grigg, N. S., et al., "Completion Report Phase III," Metropolitan Water Intelligence System Project, Colorado State University, Fort Collins, Colo., 1974.
10. Haimes, Y. Y., "Decomposition and Multilevel Approach in the Modeling and Management of Water Resources Systems," Decomposition of Large-Scale Problems, D. L. Himmelblau, ed., North Holland Publishing Co., Amsterdam, the Netherlands, 1973, pp. 347-68.
11. Labadie, J. W., "Optimization Techniques for Minimization of Combined Sewer Overflow," Technical Report No. 11, Metropolitan Water Intelligence System Project, Colorado State University, Fort Collins, Colo., 1973.
12. Labadie, J. W., Grigg, N. S., and Trotta, P. D., "Minimization of Combined Sewer Overflows by Large-Scale Mathematical Programming," presented at the August 20-21, 1973, International Symposium on Applications of Computers and Operations Research to Problems of World Concern, held at Washington, D.C.
13. Lasdon, L. S., Optimization Theory for Large Systems, The MacMillan Co., New York, N.Y., 1970.
14. McPherson, M. B., "Feasibility of the Metropolitan Water Intelligence System Concept," Technical Memorandum No. 15, ASCE Urban Water Resources Research Program, Dec., 1971.
15. Mesarovic, M. D., Macko, D., and Takahara, Y., Theory of Hierarchical Multilevel Systems, Academic Press, New York, N.Y., 1970.
16. Pew, D., et al., "The Design and Operation of a Real-Time Data Acquisition System in Combined Sewer Controls in the City of Cleveland, Ohio," presented at the October, 1972, 45th Annual Conference of the Water Pollution Control Federation, held at Atlanta, Ga.
17. "Public Works Computer Applications," Special Report No. 38, American Public Works Association, Aug., 1970.
18. "Problems of Combined Sewer Facilities and Overflows-1967," American Public Works Association, Report for the Environmental Protection Agency, Dec., 1967.
19. "San Francisco Master Plan for Wastewater Management-3 Volumes plus Appendices," San Francisco Department of Public Works, San Francisco, Calif., 1971.
20. "Storm Water Management Model," Metcalf and Eddy, Inc., University of Florida and Water Resources Engineers, Inc., report for the Environmental Protection Agency, Vol. I, July, 1967.
21. Tucker, L. S., "Control of Combined Sewer Overflows in Minneapolis-St. Paul," Technical Report No. 3, Metropolitan Water Intelligence System Project, Colorado State University, Fort Collins, Colo., 1972.
22. Wismer, D. A., Optimization Methods for Large-Scale Systems, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1971.
23. Wynn, C. B., and Moore, J. B., "The Application of Optimal Linear Regulator Theory to a Problem in Water Pollution," Institute of Electrical and Electronics Engineers Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Sept., 1973.

付 録 II

水中一時貯留施設の
パイロットプラント

*Combined Sewer Temporary Under-
water Storage Facility, FWQA, Oct.
1970, 11022DPP 10/70*

1. 序 論

合流式下水道は、晴天時期は汚水等を処理場まで運ぶが、雨天時期中は汚水と雨水の双方をいしよに処理場まで運ぶ、あるいは直接河川等に放流する。衛生工学者および公衆衛生に従事する者は、合流式下水道からの越流水は雨水によって十分稀釈されているので、放流先の水質を悪化することはなかろうと考えていたのであるが、今日では逆にこのような越流水による細菌汚染に対して警告を発している。越流水は放流先水域の水利用に悪影響を与えており、越流水中に潜む病原体は、腸チフス、赤痢、伝染性肝炎などの病気を惹き起こすし、また停滞水域に放流された場合には、窒素、リンなどの栄養塩類のためにそう類が成長し、富栄養化をまねくことになる。

古くからの都市は、大きい都市も小さい都市も合流式下水道が敷設され、近くの河川に越流水を直接放流しているが、これらの都市は法の規制によって汚濁対策の必要にせまられている。さらにこれらの都市の合流式下水道が敷設されている地域は、市の中でもとくに密に、建物が建てこんでいる地域で、新たに使用出来る土地はほとんどないのが実状であり、仮に分流化が認められたとしても、それは非常に多額の費用を要し町を混乱に落とし入れるものであろう。このような都市の汚濁対策を援助するには、提案された多くの対策案の実現性に関して、国による評価が必要である。現在研究されている対策案のいくつかには、下水管渠の分離、沈殿池、貯留タンクなどがある。

この事業の目的は、合流式下水道のサージタンクとして作用する、一時貯留施設のパイロットプラントを水中に設計、建設して、運転、評価（そして必要な場合には撤去）を行うことである。貯留施設は下水管渠能力を上回る下水を一時貯留して、処理場および管渠に余裕が出来たときに貯留下水を返送してやるものである。この方法は、土地の値段が高い密集地ではなく近くの水路に貯留槽を設置する点で独特なものである。貯留槽および付随するシステムの設計は、経済性、簡便性、信頼性、容量の可変性および将来の利用可能性を勘案して最適バランスになるよう配慮されている。

この事業はメリーランド州ケンブリッジのチョップタンク通り排水区は20エーカー（8.1 ha）の広さで、チョップタンク通りを北へ向かってチョップタンク川まで一本の合流式下水道が敷設されている。排水区は全域住居地域となっている。

事業は4つの段階、即ち設計、建設、運転および評価、撤去から成るが、詳細については各章で述べる。この事業で評価されている遮集および貯留システムは、観測入孔、分流、入孔、ポンプ井、ポンプ場、送水管、貯留槽であり、貯留槽を除いてはすべて規格通りの製品を用いている。貯留槽は鋼鉄製のタンクにラバーの被いを天井に張りつけたものである。

このパイロットプラント事業の主たる目的は、個々の装置を組み合わせた一つのシステムで、雨水越流水を一時貯留し、その後再び処理場に返送してやる事が出来ることを立証するものであるが、合流式下水道からの越流水の特性（量と質）と貯留槽内での変化を評価するために適当な装置および分析技術も導入された。

2. 試験地の特性

バージニア (Virginia) 州, メリーランド (Maryland) 州, ワシントン D.C. (Washington D.C.) ペンシルバニア (Pennsylvania) 州, デラウェア (Delaware) 州で試験地を探したが, メリーランド州ケンブリッジのチョップタンク通り排水区をこの事業の試験地として選定し, 関係当局の了解を得た。排水面積は 2 0.0 エーカーでチョップタンク通りを北へ向かって一本の合流式下水道がチョップタンク川までのびている。排水区は図-1に見られるよう全域が住宅地としている。全排水区の不浸透面積は約 6 0 % と推定される。

このあたりではチョップタンク川は約 2 マイルの川幅で流心に狭い水路があり、市の港まで船が往来するのに十分な深さがある。川岸から水深 1 2 フィートの水路端まではゆるやかな勾配になっている。

1 9 3 0 年代中頃までは, ケンブリッジ市の下水はすべて直接チョップタンク川に放流されていたが, 3 0 年代中頃, 晴天時下水を遮集して処理場まで運ぶ遮集管の設計, 建設が行われた。同時に 1 8 ヶ所の余水吐も築造され, 越流堰と防潮ゲートが付随している。チョップタンク通り排水区のハンプブルクス (Hambrooks) 通りは余水吐があり, その地点の遮集管容量は, 管の末端で制約を受けなければ 8 5 0 gpm であるが降雨時にはハンプブルクス通りの下水管 (遮集管) に上流からの下水が加わって約 3 5 0 gpm の遮集能力しか残っていない。

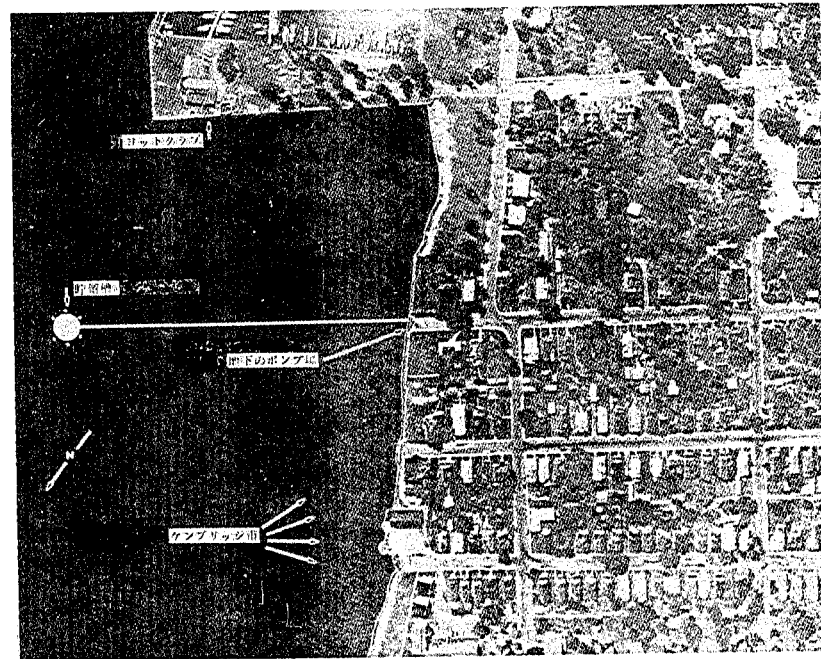
3 5 0 gpm というのは晴天時最大流量に 0.0 5 インチ hr の降雨を加えたものに相当する。日平均下水量を 3 0 gpm , 日最大量をこの 2.5 倍, 降雨流出量を 0.0 1 インチ / hr の降雨に対し 5 4 gpm とするとこうなる。チョップタンク通り排水区は市の合流式下水道区域の 6 % に当る。

この付近の気象庁の観測所のデータを使って評価を行なったが, この結果が貯留施設の容量決定にある程度役立っている。

降雨データは気象庁の水文部のものを使ったが, 下記の資料がある。

観 測 所	日雨量	時間雨量
Cambridge, Maryland 州	6 5 年分	
Washington National	6 0 年分	2 5 年分
Baltimore, Maryland 州	6 0 年分	2 5 年分
Georgetown, Delaware 州	1 3 年分	7 年分
Leonardtown, Maryland 州	2 5 年分	1 2 年分

解析に使用する時間雨量としてどの観測所のものを使うか決定する際は, ケンブリッジの降雨パターンに最も似かよった観測所のデータを使うことにした。そのためケンブリッジの月雨量と各観測所の月雨量との相関係数を求めて判断したが, 下記のような計算結果から, レオナルドタウン (Leonardtown) のデータが最も相関係数が高いのでケンブリッジの時間雨量として 1 0 年間のレオナルドタウンのデータを使用することにした。



図一 排水区下流部の空中写真

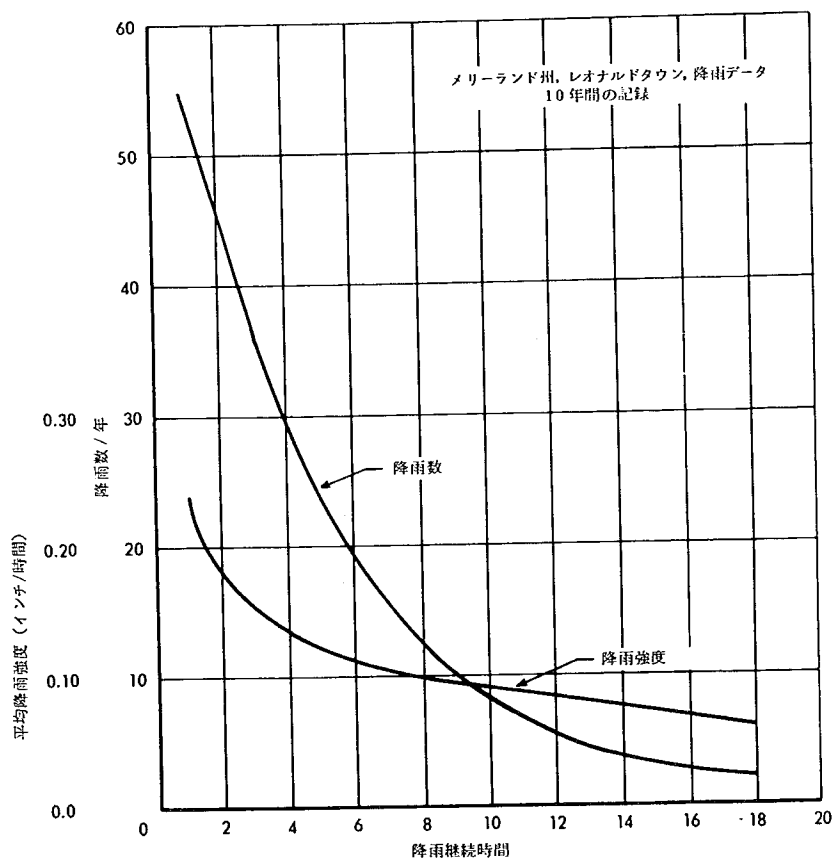
観 測 所	1 月	4 月	7 月	1 0 月
Washington National	0.88	0.92	0.22	0.66
Baltimore	0.81	0.86	0.54	0.33
Georgetown	0.78	0.86	0.59	0.44
Leonardtown	0.90	0.81	0.68	0.78

一雨の定義は、総降雨量が0.10インチ以上、最低1時間の降雨期間中の降雨強度が0.05インチ/hr 以上、降雨の開始は降雨強度が0.01インチ/hr 以上になったとき、降雨の終了は雨が止んだときとした。

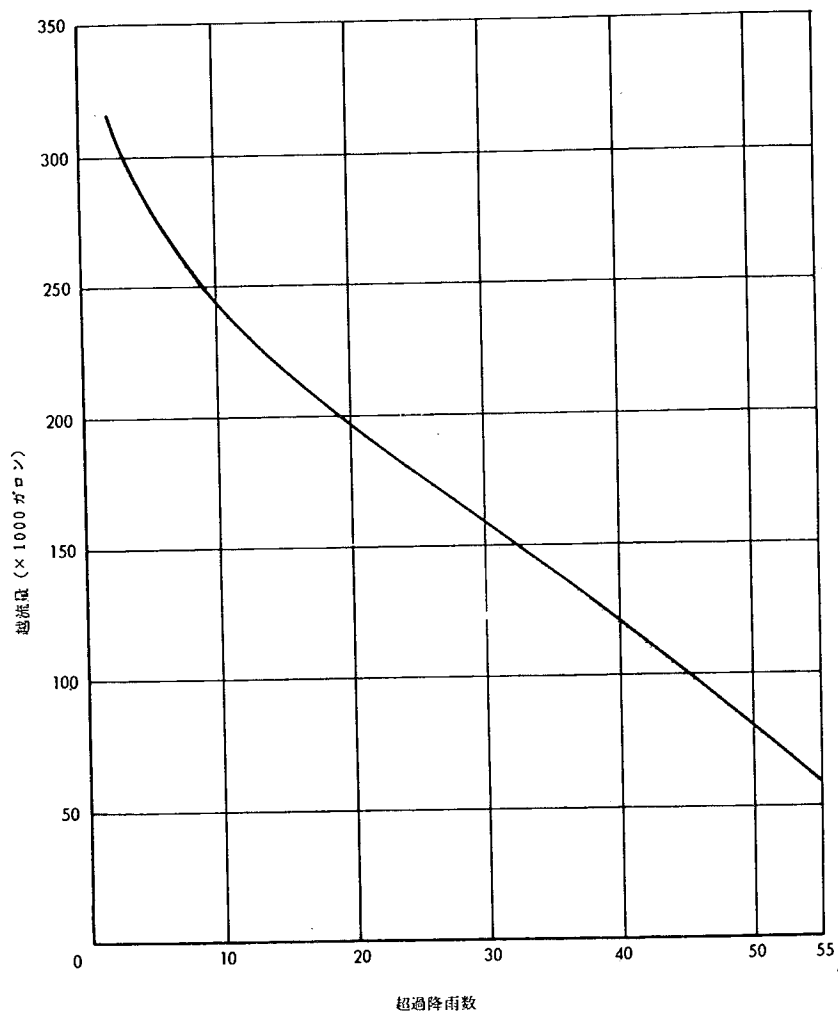
この定義から平均降雨数は実際に観測された数よりも少なくなる。メリーランド州ケンブリッジの18年間の実測降雨は年間88日であるが、上述の定義からすると年間55回となってしまう。図-4に示してあるハンプブルークスの遮集管は0.05インチ/hr 以下の降雨による流出しか遮集出来ないので、上述の定義は越流が起きる降雨を対象としている。それ故、年平均の越流回数は55回ということになる。

レオナルドタウンの10年間の時間雨量データを解析して降雨強度式を求めたのが図-2である。この結果と0.01インチ/hr の降雨当りの流出量は54 gpm および遮集能力0.05インチ/hr (降雨として)ということから、推定越流量および継続時間別降雨回数を図-2、表-1、図-3にまとめた。表より越流量が200000ガロンを越える降雨は年間19回あるが、200000ガロン以上の下水はパイロットプラントをバイパスさせればよい。0.01インチ/hr (降雨) = 54 gpm (流出)という関係は合理式 ($Q = C i A$) を使用して求めたが、先にも述べたように排水区の不浸透面積率として0.6を使用している。

年平均で36回の降雨が完全に200000ガロンの貯留槽に一時貯留される。チョップタンク通り排水区にこのような貯留システムを設置すると年平均55回稼動するが、このうち19回は貯留容量を上回って越流する。しかし、水質汚濁に対する影響は以前に比較して弱まるであろう。



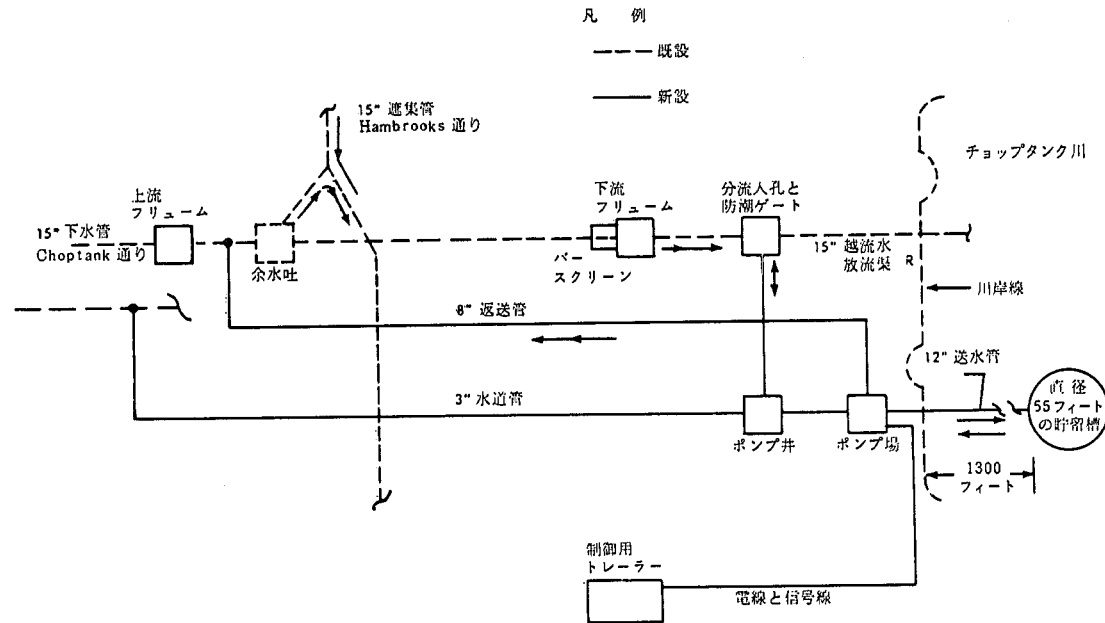
図一 2 降雨強度時間曲線



図一3 チョップタンク通りの推定越流量

表一 1 チョップタンク通り排水区の推定越流量

降雨時間 (hr)	降雨強度 (in/hr)	降雨数/年	推定量 (ガロン)	累積越流量 (ガロン)
1	0.23	55	58,300	58,300
2	0.18	45	42,100	100,400
3	0.15	37	32,400	132,800
4	0.13	30	25,900	158,700
5	0.12	24	22,700	181,400
6	0.11	19	19,400	200,800
7	0.10	15	16,200	217,000
8	0.10	12	16,200	233,200
9	0.09	10	13,000	246,200
10	0.09	8	13,000	259,200
11	0.085	7	11,300	270,500
12	0.08	5	11,300	281,800
13	0.08	4	9,700	291,500
14	0.075	4	8,100	299,600
15	0.07	3	6,500	306,100
16	0.065	3	4,800	310,900
17	0.06	2	3,200	314,100
18	0.06	2	3,200	317,300



図一 4 合流式下水道の水中貯留プラントフロー図

3. 設 計

合流式下水道からの越流水を、感潮域とか他の多くの条件に適合した上で水中に一時貯留するパイロットプラントを設計した。このパイロットの目的は、チョップタンク通り排水区の15インチ合流式下水道からの越流水を一時的に貯留し、処理場に余裕が出来たときに再び貯下水ハンプブルックスの連集管に戻してやることで、鍵となるのはチョップタンク川の1300フィート沖合、水深約8フィートの所に設けられた貯留施設である。稼動していない時の貯留施設は河床から1フィートも浮き上がっていない。貯留施設の運転および越流下水の送水、返送には下記のものが必要であり、図-4にプラントのフローを示す。

米上流の流量計

米バー・スクリーン、越流流量計、分流入孔

米ポンプ井とポンプ場

米送水管

米貯留施設

米返送管

米制御用トレーラー

これらの装置は大別して水上の施設と陸上の施設に分けられるが、陸上施設は送水管と貯留施設を除く残りの施設であり、送水管は陸上の双方にまたがっている。とくにポンプ井とポンプ場、および貯留施設は主要な施設となるので説明を加えておく。

ポンプ井とポンプ場 (The Wet Well and Pumping Station)

分流入孔からパイロットプラントに流入した下水は、ポンプ施設の直前にあるポンプ井に導かれた。ポンプ場は貯留槽への送水量および貯留槽からの返送量を制御するとともにプラントの他の部分も制御すべく設計された。これらの施設はバージニア (Virginia) 州リッチモンド (Richmond) の Schmieg 社によって建造されたが、照会先は Melpar 社の No. R452995 と No. R453034 である。

ポンプ場には、2台の2段変速ポンプ (600~1000 gpm) と、ポンプ調節器および付属バルブがあり、最大揚水量は2000 gpmである。

ポンプの運転は人手によっても出来るが、ここでは自動車で行った。ポンプ井に取り付けた5台の水面測定器 (ENP-10型, Flygt社, Stamford, Connecticut州) を使い、ポンプ井に流入する下水量和ポンプ水位が適合するよう運転した。ポンプ井の水位が上下するに従ってポンプの運転も早くなったり遅くなったりし、ポンプ井への流入が止が止まると運転も止まった。

ポンプ場のバルブ取付および配管では、ポンプの吸入口を送水管に接続したので、貯留槽からの返送もこのシステムで行うことが出来た。返送期間中は、ポンプ場と連集管を結ぶ8インチの鋳鉄管を使用した。返送量は600 gpmであった。

ポンプ井の上端に3インチの水道管を設置したが、これは貯留槽の洗浄と同時に晴天時におけるパイロットプラントのシミュレーション運転のためにも使われた。

貯留施設 (The Storage Module)

貯留施設は、公称200,000ガロンのタンク、流入・流出の配管、洗浄システム、アンカーシステム、圧力測定器から成っている。貯留槽は、図-5に予備試験中のものを示してあるが、下半部がエポキシ樹脂で被われた鋼鉄、上半部がネオプレンで被われたナイロンのゴムで出来ており、水がはいっていない場合は、上半部の被いは鋼鉄製の貯留槽底に落ち込んでいる。貯留槽の外見は直径が55フィートの円筒形である。鋼鉄部はAmerican Welding社製(Baltimore, Maryland州)、ゴムの被いの部分はUniroyal plastic products社製(Mishawaka, Indiana州)であり、双方を接合した後に空気を注入して漏れをテストした(図-9)。

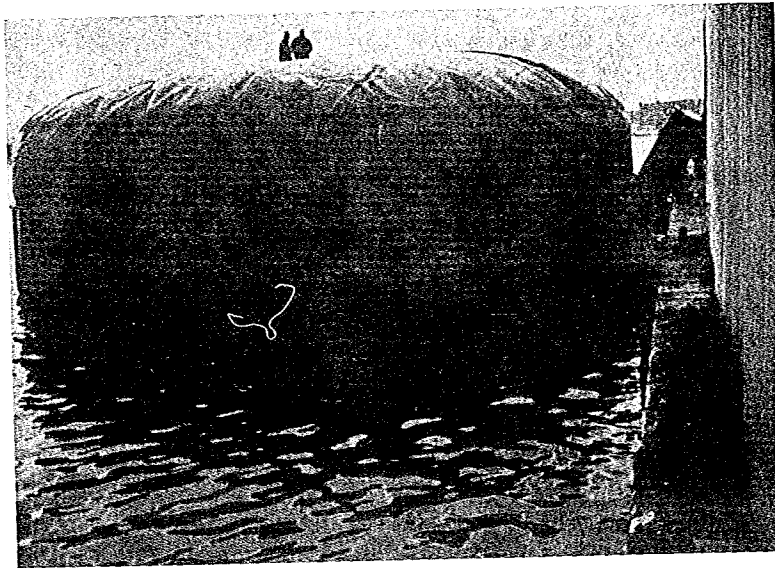


図-5 水中の貯留槽

漏れのテストが済んだ後ボルチモア(Baltimore)港からチェサピーク(Chesapeake)湾を径由してケンブリッジまで貯留槽を船でいていき、チョップタンク川の約1300フィート沖合、水深約8フィートのところに設置した。貯留槽は、河床面から7フィートの深さの穴を掘り、その中に設置したので鋼鉄部とラバーの接合部はちょうど河床面と同じ位置になり、満杯になったときはそこからさらに7フィート上までラバーの上端がくる。

攪拌システムは、鋼鉄の底に取り付けられた攪拌ポンプ(Crane-Deming, 7360型, Bunet Engineering社, Richmond, Virginia州)と吸込、吐出の配管から成る。吸込管は貯留槽の排水管に接続している。吐出部は貯留槽の鋼鉄の底に、貯留壁にそってパイプが円形にめぐっており、そのパイプに等間隔に設置されている。5個の排出管(Penberthy社, Prophestown,

Illinois州)から成っている。攪拌は貯留槽に流入した固形物を浮浮させる目的で行った。

鋼鉄のタンクの側面、河床面の高さの所にハッチが取り付けであり、そこの人孔から槽内に出入りすることが出来るのでラバーに邪魔されずに貯留槽の底近くに入れる。

貯留槽上部のラバーの被いにある空気バルブで槽内に溜まったガスを排出することが出来るので、貯留容量が減ったり、過剰な内圧が生ずることはなかった。

貯留槽には差分圧力計が取り付けられており、満杯近くなったときのラバーの上端位置を測定した。ラバーの被いの2つの位置の差分圧は上端がタンクの底からどのくらいの高さにあるかを示すものであり、潮汐や降雨による水位変動に対して補正する必要があった。

4. プラントの運転と討議

パイロットプラントの運転 (Operation of Pilot Plant)

パイロットプラントの運転は、(1)実降雨による越流条件での通常運転と(2)人工的に造り出された越流条件でのシミュレーション運転の2つの種類があるが、工期内で十分な実験をするためには(2)の実験が必要である。

通常運転 (Normal Mode of Operation)

通常運転の場合は、新設の分流入孔のスルース井を開放し降雨の到来を待った。前期の運転によって貯留槽に残留している水はその都度計算で求めた。ポンプ場のバルブは貯留槽への送水、あるいは貯留槽からの返送の各段階に応じて図-6に示されるように開閉された。

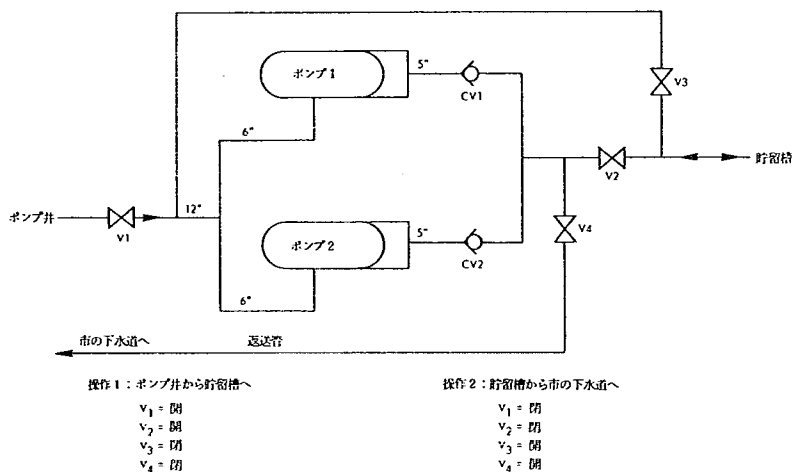


図-6 ポンプ場のバルブ操作

降雨によって下水管容量を越えた下水は、余水吐の堰を越流してチョップタンク川に排水する放流渠へ導かれ、パー・スクリーン、Lagco社のフリュームを通して新設の分流入る。越流下水はそこからパイロットプラントに導かれるが、ポンプ井までは自然流下で流下した。

ポンプ井には、底から等間隔で水銀製のスイッチが5台取り付けられており、各スイッチは耐水製の容器に入れられている。この容器は水位が上昇するとそれに押し上げられるように上昇して、スイッチが作動した。一定の水位に達すると信号が発せられた。スイッチが作動するとそれに応じてポンプ場とトレーラーの制御装置上の指示ランプが号燈し、自動制御のときはポンプ制御も同時に行われた。

ポンプが自動制御の場合には、ポンプの運転は次のように行われた。

※No1スイッチ(最下段)閉鎖 ポンプ作動せず(準備/停止)

＊No 2 スイッチ閉鎖 ポンプNo 1 低速運転(600 gpm) 記録計作動

＊No 3 スイッチ閉鎖 ポンプNo 1 高速運転(1000 gpm)

＊No 4 スイッチ閉鎖 ポンプNo 2 低速運転(1600 gpm)

＊No 5 スイッチ閉鎖 ポンプNo 2 高速運転(2000 gpm)

降雨流出が止まり、ポンプ水井が低下した場合には、逆の順序でポンプ運転が行われた。

ポンプ井が満杯になった場合には、施設の最大能力(2000 gpm)でもって流入水をさばいた。ポンプによる貯留槽への送水量は1800 シリーズ電磁流量計

(The Foxboro 社, Foxboro, Massachusetts 州) で測定し、トレーラーの制御装置にある Foxboro 社の受信器および記録計(9650 シリーズ) に遠隔操作で送借された。記録計には流量積算計と合わせて時刻も記すようになっており、これで総容量を算出した。総容量は総量計(6 段階のデジタルカウンター) に明示されるが、このカウンターにはあらかじめ設定された総容量になると開放するように仕組まれたスイッチが接続されてあった。通常運転では、公称 200,000 ガロンの貯留能力に合わせてスイッチはセットされた。2000 gpm を越える量あるいは、貯留槽が満杯になった場合の流下下水は、防潮ゲートを開けても潮が逆流してこないような十分な水頭になったときに川に放流された。フルスケールの運転では実際には、計画降雨を上回る降雨流出がなければこのようなことは起らないだろうが、管理が悪いステーションでは起り得ることである。

オペレータには、降雨の開始からパイロットプラントの運転のモニターをすることが義務づけられたが、さらに貯留槽が満杯になった場合のゲート操作の確認、あるいは放流渠とパイロットプラントとの切り離し操作も行うようにしてあった。越流時間中は、採水器を採水場所に設定して、周期的に採水が行えるようにすることもオペレーターの仕事であり、この他に水質分析、自記紙交換、「準備段階」への機械操作など管理全般についての作業も課せられた。

降雨が終了するとオペレーターは総流量を記録し、返送のためのポンプ作動準備を行った。貯留槽内の攪拌システムは固形物を浮遊状態にしておくために作動し、貯留下水は遮集管にポンプで返送された。そしてパイロットプラントは再び準備段階に設定された。

シミュレーション運転(Simulated Mode of Operation)

シミュレーションによる運転は開始(start-up)を除けば同じ運転プロセスである。

シミュレーションを行うには、ハンブルクス通りの余水吐から出る放流渠を膨張性のプラグでふさぐ必要があった。これによって上流よりの流下下水はすべて、放流渠からパイロットプラントに流れた。テスト期間中は、容量を越える下水を川へ放流することは許されなかった。採水および観測は実降雨による越流の場合と同様に行かれた。

シミュレーションのシステムは1969年6月19日に準備が完了し、市の水道部の協力によって午前9時から午後1時までに2回のテストが、夜中の12時から午前1:30までに1回のテストが行われた。

日中の水の出が悪い、夜間の騒音がうるさいなど多くの住民から苦情が出たのでテストは7月14日に終了した。

この後貯留槽の運転は降雨期間中だけであったが、最後に貯留槽のラバーの被い全体を検査するた

め水道水を使用した。貯留槽の試験が終わった後、貯留水はポンプで返送され、管渠部分と貯留槽とは分離された。

合流式下水道越流水の採水 (Sampling of the Combined Sewer Overflow)

すべての水質項目を分析するためには一検体当たり 1020 ml の水が必要であるが、使用した自動採水器 SERCO, NW-3 型 (Sanitary Engineering Research 社 Minneapolis, Minnesota 州) は外気圧 30 インチ Hg, 内圧 26 インチ Hg で 5 フィートの高さに水を採水する場合、一びんにつき約 330 ml しか採水出来ないで 4 本のびんに同時に採水する必要があった。SERCO の採水器に新たに設計したトリッパーを取り付け、4 つの採水スイッチを同時に作動するようにした。

SERCO の採水器は、採水間隔を 5 分、10 分、1 時間のどれにでも合わせられるが、分析に負担がかからないよう、この実験では 15 分の採水間隔を取り入れた。

貯留槽の洗浄 (Flushing of the Storage Tank)

3 インチの水道管をポンプ井に接続し、ポンプ井の外側に取り付けたゲートバルブで制御した。パイロットプラントはポンプで貯留槽まで送水するように設定されたが、ポンプ井が水道で満たされた貯留槽に送水されたのは 4 回であった。水道水の量は貯留槽の底を被うのに十分な量であり、攪拌ポンプによって貯留槽の側壁と底が洗浄された。攪拌ポンプは数分間作動するが、その間に洗浄水はポンプで排水された。返送水は 8 インチの返送管を通して市の下水道の余水吐の上流に戻された。

降雨の観測 (Monitoring of the Rainfall)

チョップタンク通り排水区の降雨は、Universal の雨量計 (No5-780, Belfort Instrument 社, Baltimore, Maryland 州) で測定し、記録した。自記紙の送りは 8 日巻で、自記紙は長さ 12 インチの 2 ペン方式であった。降雨と流出のデータの時刻を自動的に合わせる装置は設置しなかった。

合流式下水の特性 (Characterization of Combined Sewer Effluent)

合流式下水道越流水と貯留槽からの返送水は、pH, SS, VSS, 沈降性固形物, BOD₅, COD の分析が行われたが、分析方法は「水道水および下水の標準分析方法」に従った。しかしながら pH については、「標準分析法Ⅲ, 下水道編」が 20℃ で測定するのに対し、「標準分析法Ⅰ, 下水道編」は 25℃ に保持するのが容易であるため、「Ⅰ, 下水道編」によった。さらには 3 番目の援液、PH=6.86 の使用によって非常に正確な測定値が得られた。SS と VSS の測定法は加熱時間を 15~20 分ではなく、揮発性成分が完全にとぶように 30 分にした以上はすべて「標準法」によった。

全体の試験 (General Testing)

パイロットプラントを設置した後、施設全体の信頼性を試験するためデバッグテストを行なったが、その結果電磁流量計システムと水上施設の漏れに問題点が発見された。

電気系統はほぼ正確に作動したが貯留槽に対する送水量、返水量、返送水量を測定するFoxoro社の流量測定には問題があった。受信器と記録計はトレーラーの制御装置に設置され遠隔操作していたのだが、数多くの試験の結果、遠隔操作では十分に信頼出来る働をしないので受信器と記録計をポンプ場に移した。その結果は満足いくものであった。

水上施設の漏水試験は、ウラニン染料を含んだ水をポンプ井から送水して行ったが、貯留槽周辺に漏れが発見された。潜水夫によって水中から探査を行った結果ラバーの被いに3箇所の裂け目が発見された。潜水夫によって水中探査を行った結果ラバーの被いに3箇所の裂け目が見つかった。この裂け目を修理するため2人の潜水夫が水中に潜り、金属板をラバーの両面からガム接着剤で取り付けた。また銅鉄棒で出来た防護装置を各排水管のまわりに取り付けた結果、ラバーの被いの損傷事故は起らなかった。

1969年6月19日のフルスケールのシミュレーションテストによって実験は始まり、その後1ヶ月半の期間に4回の実降雨観測と3回のシミュレーションテストを行った。さらに実降雨でもシミュレーションでもない時にも放流渠に水が流入し、施設は機械的に作動した。こういう場合は採水は行わなかった。シミュレーションテストの前は貯留槽内はかなりきれいにポンプ排水しておいた。

シミュレーションテストの場合のデータは、消火栓からとった水道水を使用しているので、合流式下水道越流水の特性を示しているとは考えられない。水道水は路面を横切って下水管に流入するのだが、路面の一箇所に集中して流下するのでその場所はたちまちきれいな状態になっていた。シミュレーションのpHが高いのも、水の出所が下水や降雨流出水とは異なる、水道水によるものであることを示している。

シミュレーションの中で特筆すべきことは、最初に採水された検体は降雨流出に似ているということであるが、ひと度下水管がフラッシュされると汚濁物質濃度は急激に最低レベルにまで低下していく。

4回の実降雨試験はNo 4, 5, 7, 8であるが、最初のNo 4は、非常に降雨時間が短く、さしたる量の越流しか生じていない。この場合でもすべての水質項目の低下は明らかであり、管渠中の下水がフラッシュされ、降雨流出のために濃度が低下することを示している。返送水は流入水の平均水質に似かよっており、このことから貯留槽に貯留され、均一に攪拌された下水はほとんどその状態を変えていないと言える。

2回目の実降雨は長いこと降ったので1.5時間も採水が出来た。1回目の降雨と対照的に、すべての水質項目は降雨期間中はほぼ一定であり、ファーストフラッシュもそれほど高濃度ではなかったが、これは前期降雨と2日前のシミュレーションによって管渠が洗われていたためである。一般的に、管渠に堆積した晴天時下水中の汚泥は、降雨期間中あるいはシミュレーションの際の大きな流速と乱流によって洗い流される。

排水区からの降雨流出による越流水を、フリュームで測定するのは効率的ではなく、とくに感潮河川の場合はそうである。

運転期間中の降雨時にも、潮汐によって下水管が満管になり、測定器が浸水してしまったので自記紙の記録は正確ではない、そのため流出ハイドログラフは得られなかった。

BOD, COD, 沈降性固形物に関しては、返送水と流入水で変化が見られないが、TSと揮発性

成分に大きな増加が見られる。これは多分前回に貯留槽に溜まった物質が、大きく攪拌されて流出したと思われる。この物質は量的にはたいしたことはなく、BODには影響はなかった。

次の降雨はNo 7ではあるが、これは最初の降雨による流出水質のパターンと似ており、時間とともに濃度が減少していった。CODとTSSに関してはNo 5と同程度であるが、BODに関してはNo 5の半分ぐらいであった。返送水は採水しなかった。

4回目の降雨、すなわちNo 8はBODのファーストフラッシュは見られるが、TSSには見られなかった。TSSは前回の降雨の場合の高い方の濃度と常に同じであったが、BODは前回の平均濃度当たりから始まり明らかに低下していった。

全般に見てBODとCODは典型的な下水と同様な平均水質であった。

それに対し、T, S, Sはかなり低濃度であったが、これが分析の誤りのためか排水区の特徴かは、数少ないデータからは判断出来なかった。

どのような形態かは別として、降雨流出水にはかなりの量の酸素消費物質が含まれている。いつものようにそのまま放流されている場合には、越流水は放流先の水質に明確な悪影響を及ぼしているであろう。

この小さな試験地からの流出水量を考えると、合流式下水道越流水の総量を一つの貯留槽に溜めることは不可能に近いが、槽をいくつも並べれば十分な容量が確保出来る。短い運転期間中に、この地域の典型的と考えられる降雨に何回もあったが、この場合越流水はパイロットプラントのポンプ能力が2000 gpm および18インチの放流渠の能力を上回っていた。ケンブリッジ市全域で汚濁物の主要部分を対象としてフルスケールの運転をしようとする場合には約350万ガロンの貯留システムが必要である。

5. 結論と提案

結 論 (Conclusions)

メリーランド州ケンブリッジに建設した水中の一時貯留施設は、雨天時合流式下水道からの越流水による水質汚濁を軽減する手段としてこのようなものが実現可能であることを示している。不幸にも住民の反対にあって、このシステムの機械的側面と越流水の水質的側面を完全に評価することは出来なかった。

ケンブリッジは、わが国の水資源地域に隣接した多くの古い町の中でも典型的な位置にあり、この事業に対する住民の反対は避けて通れないものであった。現実には下水処理は簡易処理だけであり、人口増に追いついていけないので、越流水は必流的に近くの水路に直接放流されることになる。分流化が可能だとしても、一般にはそのような投資は認められていない。

上述のような住民の反感にあっては、満足な評価が出来なくとも施設の運転期間を短縮し、施設を完全に撤去することが必要であった。もしケンブリッジのこの施設が永久的に使用することが出来たならば、長期に渡って公共の利益になることは確実であったろう。

施設の運転期間中、排水区からの流出量測定は放流先が感潮河川であったため出来なかった。潮汐により下水管が満管になり、測定装置が氷に浸かるので正しい読みが出来なかったからである。

機械的には、水中の一時貯留施設は設計の通り作動し、(ケンブリッジ終末処理場の日処理能力の約4.5割に当たる)20,000ガロンの雨天時越流水を貯留し、さらに貯留下水を処理場の能力に見合わせて最大48,000ガロン/時米の流量で下水管にポンプ反送した。

提 案 (Recommendations)

将来このような事業を行う場合には、技術的見地のみならず、実験現場が住居地域に隣接せず、住民の同意が得られるような位置の選択をすべきである。施設の費用が少々高くなり、越流下水の送水、返送に手間がかかったとしても、住民の反対のため事業成功を危うくするよりはましであろう。

さらに、将来このようなシステムを採用する場合のいくつかの設計変更点を述べておくと、次のようになる。

1. 貯留槽のカバーが破損しないよう下水の攪拌システムの排水口に防護装置を設けるべきである。
2. 貯留槽のカバーに取り付けてある通風ホースを増やす必要がある。この報告書で述べてあるシステムでは7つが良いであろう。ホースのねじれを防ぐためセンターホースとカバーの接合部はL形管にすべきである。
3. 下水管の流量測定装置の改善が必要である。
4. 降雨と流出記録の時間を整合するため、同時記録装置が使用されるべきである。
5. この実験で使用した採水器は合流式下水には薦めることはできない。将来の計画のため、もっとすすんだ、効果的な採水方法を開発せねばならない。

付 録Ⅲ

一時貯留の効果に関する検討
(ケース・スタディ)

*Study on the Efficiency of
Combined Sewer Temporary Storage
——results of case study——*

1. 序 論

合流式下水道からの雨天時過剰越流水による放流先の水質汚濁問題あるいは既設合流式下水道幹線の容量不足による地域の浸水問題を解決する為、一時的に雨天時下水を貯留する施設を管渠システム付加する方法が一つの効果的な方法と考えられている。

しかしながら、どこに（場所）どのくらいの（容量）貯留施設を設ければ最も効果的であるか、真剣に議論されたことは少なく、今までの事例調査では明確になっていない。

この論文は、水質汚濁対策と浸水対策との2つのケースを対象にして適切な貯留池容量の決定法を試みた結果を述べたものであるが、場所の選定（site-selection）については残念ながら述べていない。

一般に都市排水システムにおける貯留方法としては

現地貯留（on-site detention）

現地外貯留（off-site detention）

の2つの方法がある。都市域を一つの流出場として考えた場合、この流出場における雨水の挙動を概念的に示すと図1のようになり、場は流出系と排除系の2つの系から成り立っていることがわかる。2つの貯留方法のうち、現地貯留というのは実は流出系において雨水を貯留することであり、とくに表面流出量を制御し中間流出量、基底流出量を増大する働きを持っている。他方、現地外貯留というのは排除

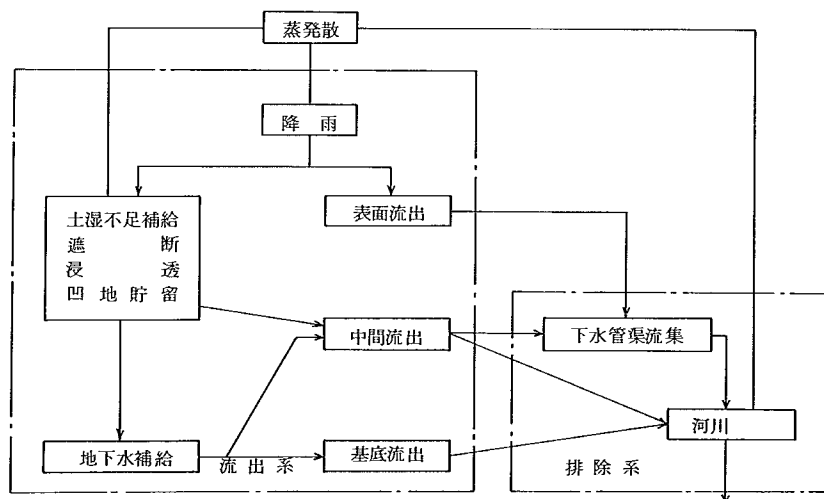


図1 流出場における雨水の挙動

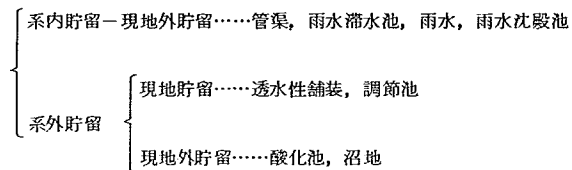
系を通した貯留であり、通常下水道管渠システムの貯留を指す場合が多い。下水道管渠システムとの関連で貯留方法を分類すると、

系内貯留（管内貯留）（in-system storage, in-line storage）

系外貯留（管渠外貯留）（off-system storage, off-line storage）

の2つに分けられる。系内貯留あるいは管内貯留というのは文字通り下水管渠システムの内部に下水を貯留することであり、他方系外貯留というのは下水管渠システムの外部に雨水あるいは下水を貯留することである。この意味では、現地貯留はすべて系外留の範疇にはいることになる。

以上の貯留方法を具体的な例を挙げてまとめると次のようになる。



今回のケーススタディの対象として取り上げたのは、系内貯留のうちの雨水滯水池であり、厳密な意味で云えば系内貯留（in-system）ではあるが管渠外（off-line）の貯留となる。

2. 水質汚濁防止の為に雨水滞水池

2.1. 排水区の概要と問題点

A排水区は排水面積542haで、区域の72%が住居地、14%が工場地、残り13%が商業地となっており、土地利用が混交した典型的な日本の都市の一つと云える。昭和50年1月現在の人口は、夜間が約155千人、昼間が約165千人で昼間の人口変動は極めて小さい。下水の排除方式は合流式であり、排水方式は自然排水である。

雨水吐室は542haの排水区の下流端に一箇所だけあり、この地点を基準に年間の放流量、放

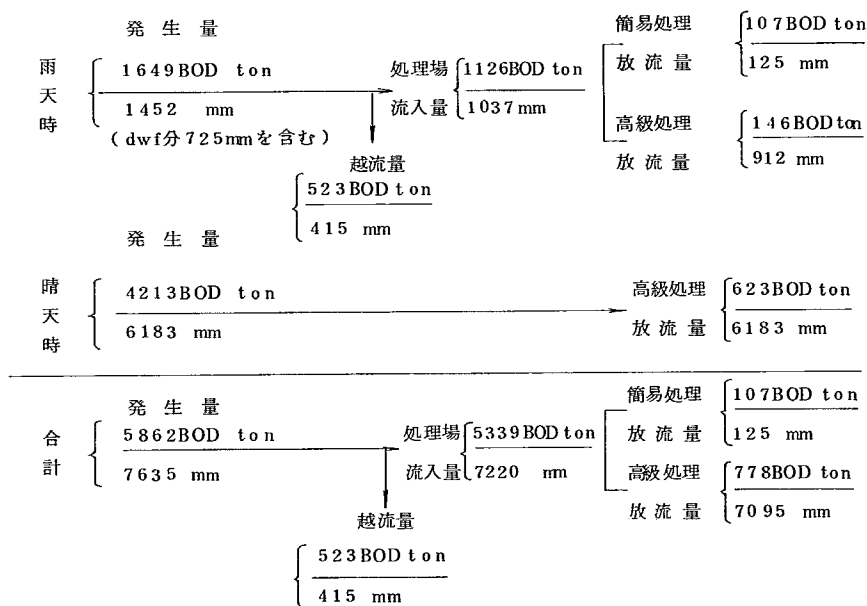
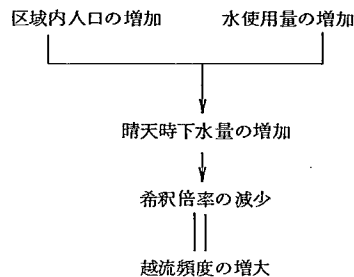


図2 A排水区の現況の放流量・負荷量

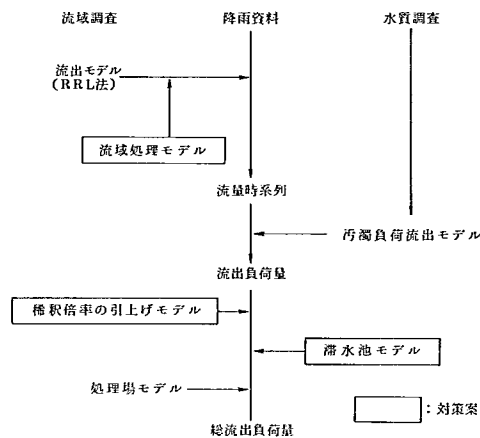
流負荷量を試算すると図2のようになる。総発生負荷量5862BODtonのうち放流される負荷量は1408BODtonで、2のシステムの汚濁負荷削減率は約76%となっている。しよしながら、放流負荷量に占める越流負荷量および簡易処理放流負荷量の割合は高く、約45%となっている。とくに、直接越流負荷量の比率が高いことに気が付く。この原因は、遮集管容量が2.05m³/S(1.36mm/hr)しかないのに現在の晴天時時間最大下水量が1.60m³/S(1.06mm/hr)もあり、計画晴天時大水量0.7m³/Sから実に2.3倍にもなっていることである。このため、所謂希釈倍率は1.28倍ではほんの小さな雨でも時刻によっては越流を生じてしまうことになる。

2.2 対策の検討

以上のような



というパターンで合流式下水道からの雨天時越流水が放流先の水質汚濁に大きな影響を持つようになる例は少なくない。この問題を解決するための対策モデルとして図3にみられるプロセスを考え、シミュレーションを行った。



図一三 汚濁対策モデルのプロセス

流量は、雨水流出モデルとして修正RRL法を用い、1962年から1971年まで10年間、5分間隔の降雨データより求めた。晴天時流量・負荷量は過去16回の晴天時調査より、安定したパターンを持った実測値を探し出して、それを使用した。

また雨天時の汚濁負荷量については、

運動方程式として

$$L = K \cdot S^2 \cdot (Q - Q_c)$$

連続式として

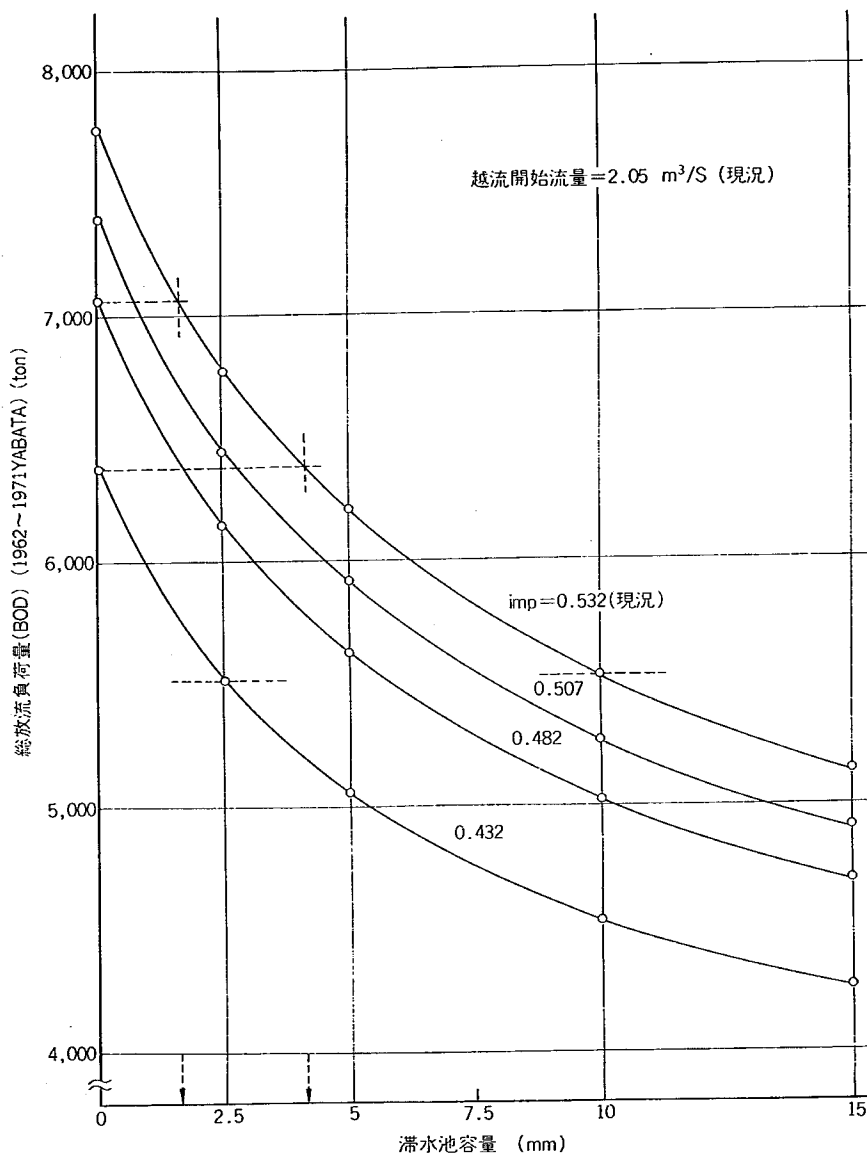
$$S = S_0 + \int (DWF)_1 - \int L$$

ただし、L：流出BOD負荷量（g/S）、K：定数、S：残存BOD負荷量（g）、Q：流量

(m^3/S), Q_c : 限界流量 (m^3/S), S_o : 初期残存負荷量 (g), (DWF) ℓ : 晴天負荷
(g/S)

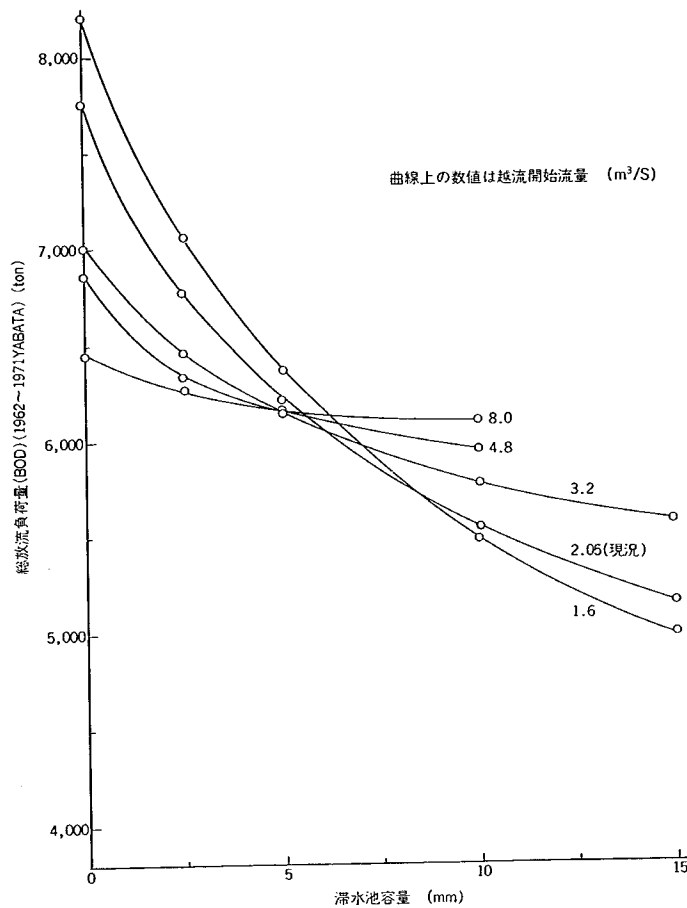
を用いて求めた。このシミュレーションで用いた対策案は、雨水滞水池を主要なものとしているが、現地貯留としての透水性舗装および直接的な方法として遮集管渠の増設により希釈倍率の引上げも検討した。

先ず透水性舗装の効果であるが、図4に現況のままの遮集管で、透水性舗装と滞水池とを組み合わせた場合に10年間の雨天時総放流負荷量(越流負荷量、簡易処理放流負荷量および高級処理放流負荷量を加えたもの)がどのように減少していくかを示してある。現況の雨天時総放流負荷量が平均776 BOD $\text{ton}/\text{年}$ であるのに対し、排水区域内の不浸透域を10%だけ透水性舗装にすると平均放流負荷量は平均638 BOD $\text{ton}/\text{年}$ となり、雨天時については現況のシステムより18%程度汚濁負荷削減効率を高めることができる。



図一 4 透水性舗装と滞水池によるBOD負荷削減曲線

次に遮集管容量（越流開始流量）を上げた場合に、雨天時総放流負荷量がどのくらい減少するか
滞水池との組み合わせでシミュレーションを行った結果が図5である。

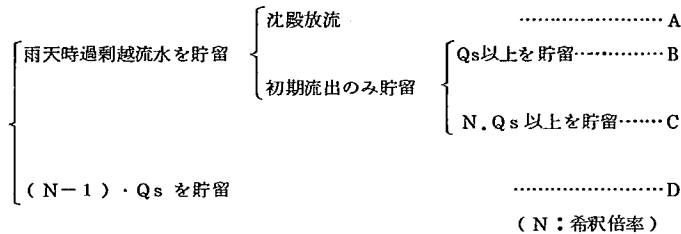


図一5 滞水池および希釈倍率上げのBOD負荷削減量曲線

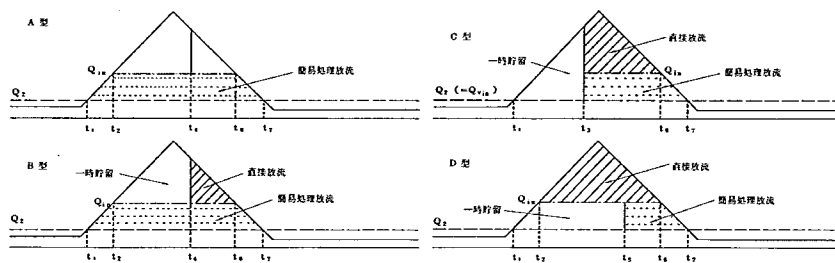
現在の1.28倍という希釈倍率を3.0倍に引き上げた場合には、平均放流負荷量は686 BOD ton / 年で、約12%の削減効率の上昇が見込め、更に希釈倍率を5.0倍に引上げると約17%の効率上昇となる。

2.3 滞水池システムの検討

滞水池システムとして現在考えられる方法は4通りに分けることができる。すなわち



という型に分類出来る。雨天時ハイドロからA～Dの4つの型の貯留法を概念的に示すと図6のようになる。



図一6 各種の滞水池システムの貯留法

A～Cの3つのタイプは雨天時過剰越流水を一時的に貯留あるいは沈殿放流するもので、滞水池の設置位置としては、雨水吐室あるいはポンプ場の近傍ということになる。これに対してDの型は逕集された下水のうち高級処理のまわされる分の下水を除いた、 $(N-1) \cdot Q_s$ の分の下水を貯留あるいは沈殿放流するもので、設置位置は終末処理場の内部になる。

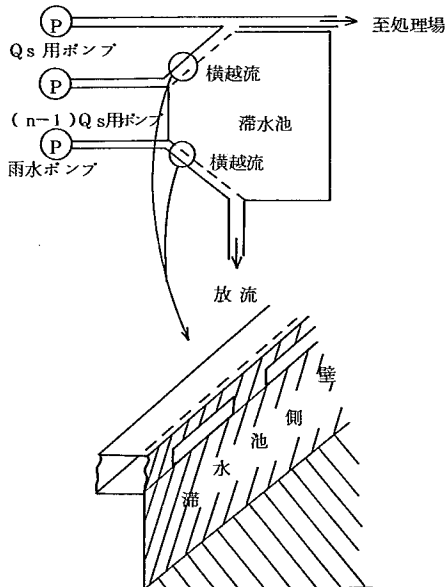
A～Cの中でAのタイプは沈殿放流型であるから、滞水池が満杯になった場合には沈殿池として働く。ただし、この場合には沈殿池内部に初期流出水が満ちているので、沈殿池内部の流れが押し出し流れ (plug flow) になると、流入水質よりも放流水質のほうがよくなるに悪いことになってしまう。また、流れが短絡流 (short-cut flow) であれば、BあるいはCの型と全く同様な働きをすることになり、見かけ上は沈殿池であっても滞水池と機能は変わらない。従来の研究から、沈殿池に出来るだけ一定の流量を受け入れ、滞留時間、内部流速を定常に保つほうが効果的であることが知られているが、雨天時下水のように非常に量的、質的変動が激しい下水をそのままの形で沈殿池に導くという方法には疑問が残る。

B, Cの型は初期流出分を貯められる限り貯留し、滞水池が満杯になった場合には、それ以降の流下下水のうち逕集管に取り込めない分の過剰下水は過剰越流水として放流するものである。ただし、Bと

Cとでは滞水池へ雨天時下水を流入させる場合の設定流量に相異があり、Bの型としては通常、遮集管の容量($N \cdot Q_s$)を上回る流下水量(Q)があったときに($Q - N \cdot Q_s$)分の過剰量を滞水池へ流入させる。Bの型の欠点としては、雨天時下水流量(Q)が $Q_s < Q < N \cdot Q_s$ の範囲にある場合、滞水池が空であっても終末処理場においては、($Q - Q_s$)の量を簡易処理せざるを得ないということが挙げられる。これに対し、Cの型は滞水池流入量を Q_s 以上と設定しているので滞水池が満杯にならない限りは雨天時下水の全量を高級処理することが可能である。さらに滞水池が満杯になった場合には、遮集管で受け容れ可能な量までは終末処理場へ送水するので、滞水池が満杯になった時点の流下水量が $N \cdot Q_s$ 以下に落ち込んでいればこの場合には過剰越流水の直接放流という事態は避けられる。ただし、Bの型に比較するとCの型は満杯になる時刻が早くなるので、容量が小さい場合には初期流出全量を捕捉することは困難となり、初期流出の一部が過剰越流水となって直接放流される危険性も持っている。

Dの型は、終末処理場における処理方式を出来得る限り簡易処理しないで、処理場に送水された下水を全量高級処理しようという発想から生まれたものであり、現在雨水吐室あるいはポンプ場から放流されている雨天時過剰越流水に対する対策とはなり得ない。ただし、遮集管容量を在来の2倍あるいは3倍という希釈倍率より大幅に引き上げた場合にはそれ相応の効果が見込めるであろう。

Aの型は沈殿効果に疑問が残っていること、Dの型は大幅な遮集管渠の改良が必要となることなどの理由から、今回のシミュレーションに用いる滞水池システムはBあるいはCの型と決定した。Bの型は現在の雨水吐室をそのまま分流施設として使用することが出来るが、Cの型は現在の雨水吐室とは別の分流施設が必要となる。



図一七 ゲート操作によらない分流方法

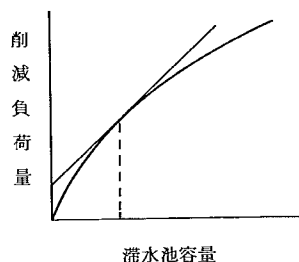
勿論、ポンプ場にCの型を採用する場合には、図7のような方法で何らの機械的な操作を必要としないで制御可能である。

Bの型とCの型とでどちらが効果的かを検討するため、実測値を用いて計算を行った結果を図8～11に示す。図にはAおよびDの型の場合の結果も合わせて載せてあるので参考になると思う。

先ず雨水吐室から直接放流される負荷量が滞水池の容量を増加していった場合にどのくらい減少するのかという点であるが、図8、9にこの結果を示す。

ケース1、ケース2の双方ともBOD、SSの直接放流負荷量はBの型のほうがCの型に比較して小さくなる。とくにケース1の場合には、遮集管を現況のままとするとBでは約5.0mmの滞水池で過剰越流水の直接放流は避けられるが、Cでは約6.5mmの滞水池を必要とする。しかもこの場合は希釈倍率が1.28と極端に小さいが、これを引き上げれば引き上げるほど両者の必要容量の差は大きくなり、2.0倍の希釈倍率としただけでも2.5mm対6.5mmとなる。

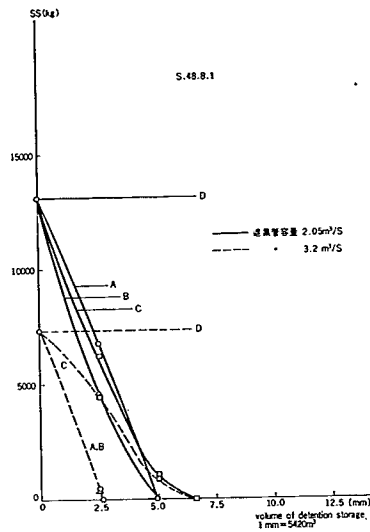
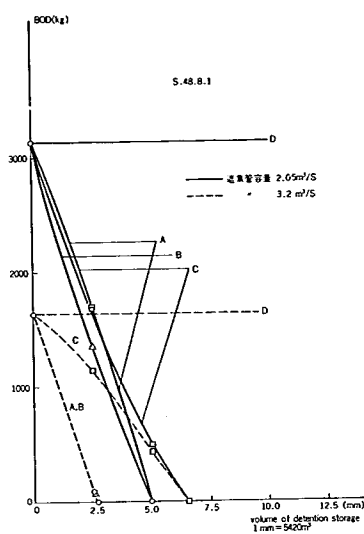
しかしながら、処理系も含めた下水道システム全体からみた総放流負荷量で比較するとBとCの型の総放流負荷量削減効率率は、滞水池容量が大きくなるに従って逆転を生じある容量以上であればCのほうが効率がよいという結果になる。例えばケース1の場合、5mmの滞水池を設けるとBでは直接越流負荷量が無になるにも拘らず、総放流負荷量はBODについてはほぼ同量、SSについてはBよりもCのほうが小さいという結果を生な。この原因は約30%の除去率を仮定した簡易処理にあり、Bの型よりもCの型のほうがはるかに簡易処理放流量が少ないためである。雨天時の簡易処理の実態調査によれば、BODおよびSSの除去率は各々20%、40%という平均値が得られており、結果に大巾な相異が生じてくることはなかろう。



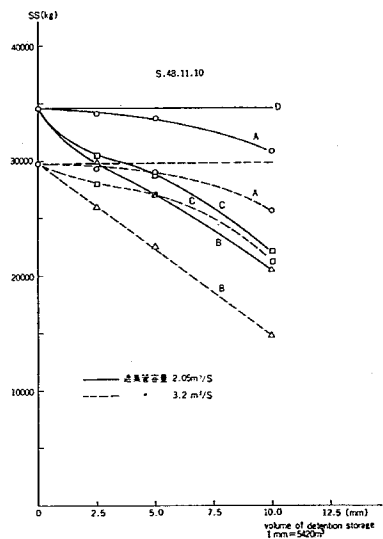
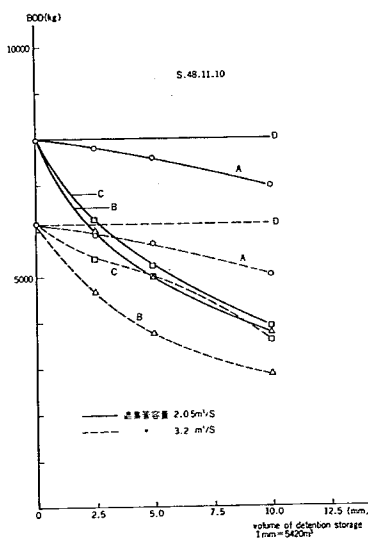
図一12

以上の結果からでは、B型、C型それぞれに一長一短があり、どちらが良いという判断はつきかねる。そこで取り敢えずBの型を使用して10年間降雨のシミュレーションを行ったわけで、その結果が図4、5に表されている。

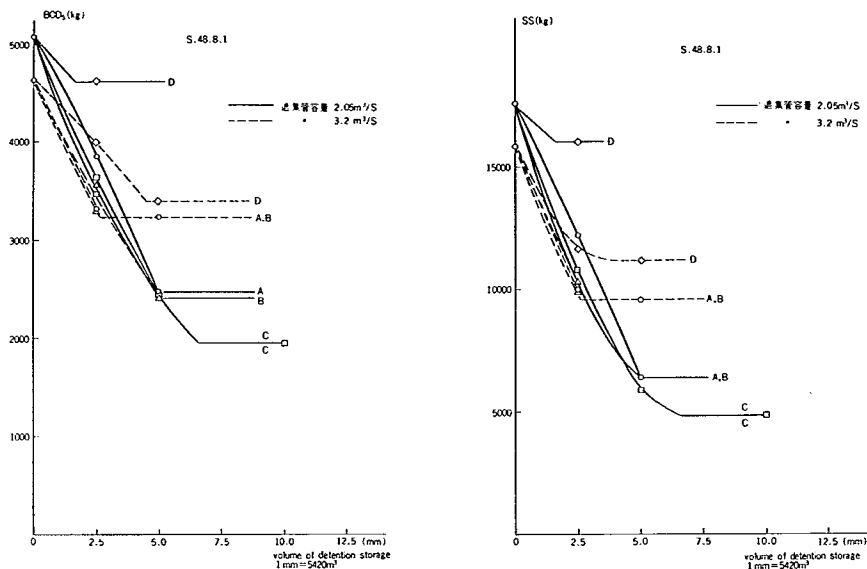
滞水池容量と削減負荷量との関係は一般に図12に示すような曲線となり、収穫逓減の法則が合てはまる。滞水池の容量と滞水池の建設費・管理費が比例関係にあるとすれば、45°の傾きを持った接線の接点に対応する容量が経済的な容量と考えられる。このような方法で最適容量Vを求めるとV=4.8mmとなる。ただし、この方法はあくまで上記の仮定が成立する場合に、経済性を優先して判断する際に適用できるわけであって、仮定が成立しない場合とか、他の条件が入って来た場合には別の手法が必要となる。



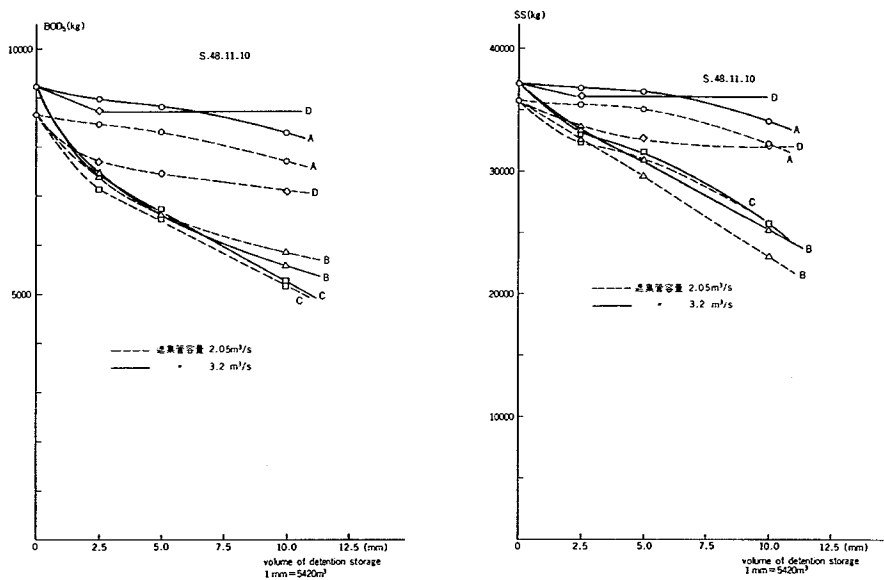
図一8 直流放流負荷量と滞水池容量 (ケース 1)



図一9 直流放流負荷量と滞水池容量 (ケース 2)



図一 10 総放流負荷量と滞水池容量 (ケース 1)



図一 11 総放流負荷量と滞水池容量 (ケース 2)

3. 浸水防止の為に雨水滞水池

3.1 浸水防止の為に雨水滞水池

B排水区は排水面積220ha，区域内人口約50千人の曲型的な密集市街地であり，放流先河川の外水位と地盤高がほぼ等しい為，下流にポンプ場を設けて雨天時下水の排水を行っている。

しかしながら，人口増による晴天時下水量の増大，計画を上回る不透水面積の拡大による雨水流出量の増大および地盤沈下に伴う管渠の不等沈下などにより，場合によっては年に数回の浸水が生ずるようになった。表1は降雨量，降雨強度と浸水被害の実態を調査した一例であるが，現在の下水道計画では考えられない程小さな降雨でも浸水が生じていることがわかる。

表一 1 浸水被害の実態

降雨 No	降雨強度				最高内水位	浸水被害	
	総降雨量	10分間	30分間	60分間		浸水戸数	浸水深さ
	mm	mm	mm	mm	mm	戸	cm
500704	114	7.5	16	29	- 0.50	床上 2 床下 38	10 ~ 15
500726	165	8	15	16	+ 0.70	床上 160 床上 1	10 ~ 30
500807	46	14	22	32.5	- 0.30	床上 3 床下 257	10 ~ 30
500822	69	9	20	32.5	- 0.90	床上 1 床下 69	10 ~ 15
520717	31.5	13	28	31	+ 0.80	床上 1 床下 125	10 ~ 20
520728	37	18	34	34	+ 1.25	床上 1 床下 110	10 ~ 20

とくに，河川の洪水氾濫が起こるような台風性の雨ではなく，夕立のような量的には小さくとも強度的に大きな降雨のときに浸水が起きているのが特徴となっている。

3.2 対策の検討

合流式下水道問題は，水質汚濁面と浸水面との2通りに大別されることは既に述べて来た通りであるが，この地域における浸水問題の解決策が，水質汚濁問題の解決にも役立てば一石二鳥となるわけである。

この地域における浸水問題の解決方法としては

- イ 幹線管渠容量の増強
- ロ 幹線管渠容量の増強およびポンプ施設の増強
- ハ 一時貯留 (on - site or off - site)
- ニ 一時貯留および一部幹線管渠の増強



浸水の様子

などが考えられる。この他にも、浸水常習家屋の土盛によるかさ上げ、再開発による地域全体のかさ上げさらに消極的な策と云えるかも知れないが浸水家屋に対する保険制度への加入補助などが考えられるが、実現可能性は乏しいであろう。

イ～ニに挙げた対策案のうち、イおよびロの方法は浸水問題の解決法は成り得るかも知れないが、合流式下水道による水質汚濁対策とは成り得ないことおよび管渠工事が上流端から下流端まで完成しなければ効果が出現しないこと、さらに工事期間中に与える交通への影響等を勘案すると不利な方法となり、今回の検討の対象からは外すことにした。

ハ、ニの方法はいつも、既存の施設に一時貯留システムを付加して現在の合流式下水道問題を解決しようとするもので貯留位置、貯留池容量、増強管渠の位置、容量などの決定を行って比較検討する必要がある。

3.3 シミュレーションモデルの概要

降雨から流出量を算定する方法は、単位図法、貯留関数法、特性曲線などが知られているが、今回の

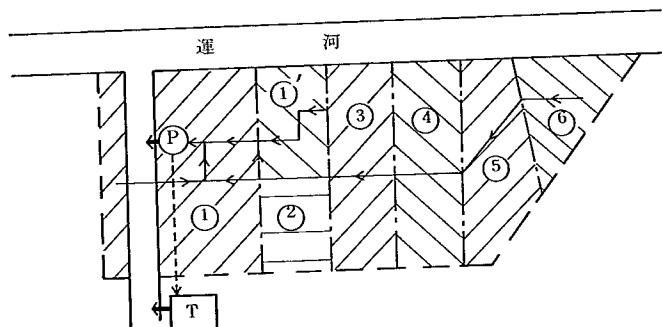
のケースのように降雨流出によって下水管が満管になり、浸水が起るといった現象を再現するためのモデルは今まで例がない。

そこで現象の再現モデルとして、流出モデルと管渠系モデルとを別々に組み立て、流出モデルによって得られた表面流出量を管渠系モデルへの入力として用いた。さらに管渠系モデルは場所および流れの状態から8ヶ月定式化を行った数式から成り立っている。

1) 排水区の分割

排水区全体を図13に示すよう7つに分割したが、最終的には①と①'とを合わせて1つの排水区に分割した。

1	43.4	ha	19.8	%
2	23.0	ha	10.5	%
3	52.5	ha	23.9	%
4	59.4	ha	27.1	%
5	23.5	ha	10.7	%
6	17.5	ha	8.0	%
計	219.3	ha	100.0	%



図一13 排水区域の分割図

なお、雨水の流入方法については、1～5地区までは各地区の幹線に均等側流とし、6地区は幹線の最上端であるため点流入として扱った。

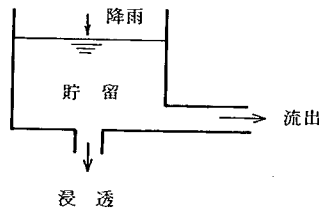
2) 雨水流出モデル

雨水流出モデルとしてはタンクモデルを使用した以下その概略について説明しておく。

タンクモデルは図14に示すように、側面及び底面に流出孔を有するタンクを想定し、側面の流出孔から流れるものを流出量、底面から流出する分を浸透として雨水流出をモデル化している。

タンクモデルでは、実際の雨水流出特性を近似表現するため、

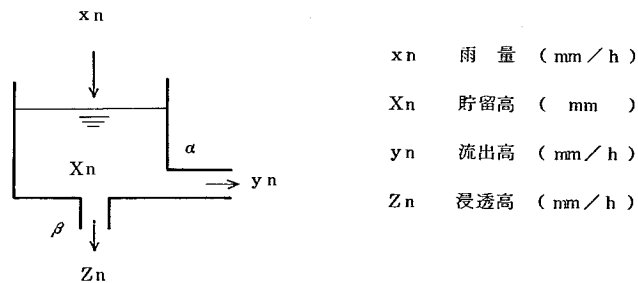
- { タンクの段数
- { 貯留-流出関数



図一 14 タンクモデルの基本

を選定調整する。ここで最も基礎的なタンクモデルは「1つのタンクで、流出が貯留高に比例する」というものづ、いわゆる1次遅れの指数関数型モデルである。

今回のケースでは、この指数関数型モデルを利用する。ここで使用される各変数を図一15に示す。



図一 15

指数関数型モデルでは、流出が貯留高に比例すると仮定しているが、これは(1), (2)式で表現される。

$$y_n = \alpha X_n \quad (1)$$

$$z_n = \beta X_n \quad (2)$$

さらに、タンクを中心とした物質収支の連続式を差分形で、(3)式のように記す。

$$X_n = X_{n-1} - (y_n + z_n) + x_n \quad (3)$$

これらの式から、降雨 x_n を与えられれば、雨水流出 y_n が求まるが、式中で用いられているパラメータに関しては、

(1), (2), (3)式より

$$y_n = \left\{ 1 - (\alpha + \beta) \right\} y_{n-1} + \alpha x_n \quad (4)$$

であり、雨がふりやんだ時すなわち $x_n = 0$ の場合

$$y_n / y_{n-1} = 1 - (\alpha + \beta) \triangleq r \text{ (減水率)}$$

となる。従って、雨のやんだ後の流出量の実測値(減水曲線)から、減水率 r を求める。

一方、実測総流出係数 C_t は、 $\alpha / (\alpha + \beta)$ にほぼ一致することは、モデルの構造から推測

されるが、実際のデータからもこれが裏付けられる。

以上の事から、指数関数型モデルのパラメータ α 、 β のおおよその値は次のように求まる。

$$r = 1 - (\alpha + \beta) \quad (5)$$

$$Ct = \alpha / (\alpha + \beta) \quad (6)$$

これから

$$\alpha = (1 - r) Ct \quad (7)$$

$$\beta = (1 - r) (1 - Ct) \quad (8)$$

モデルの検証のため、東京都谷端川のデータを用いてタンクモデルによる計算値と実測値の比較を行った。

モデルの定数としては、

$$Ct = 0.5$$

$$r = 0.73$$

$$\Delta t = 5 \text{ 分}$$

を用いた。図16に検証例を挙げるが、計算値と実測値とではほぼ似かよった値を示しており、満足出来るものであろう。

この排水区における雨水流出量の実測値がないので、この排水区に適用した場合にどうかということとは即座に言明出来ないが、一応

$$\frac{r}{\Delta t} = 0.70$$

$$Ct = 0.45$$

$$\Delta t = 5 \text{ 分}$$

をタンクモデルの定数とした。

3) 管渠系モデル

管渠系モデルは

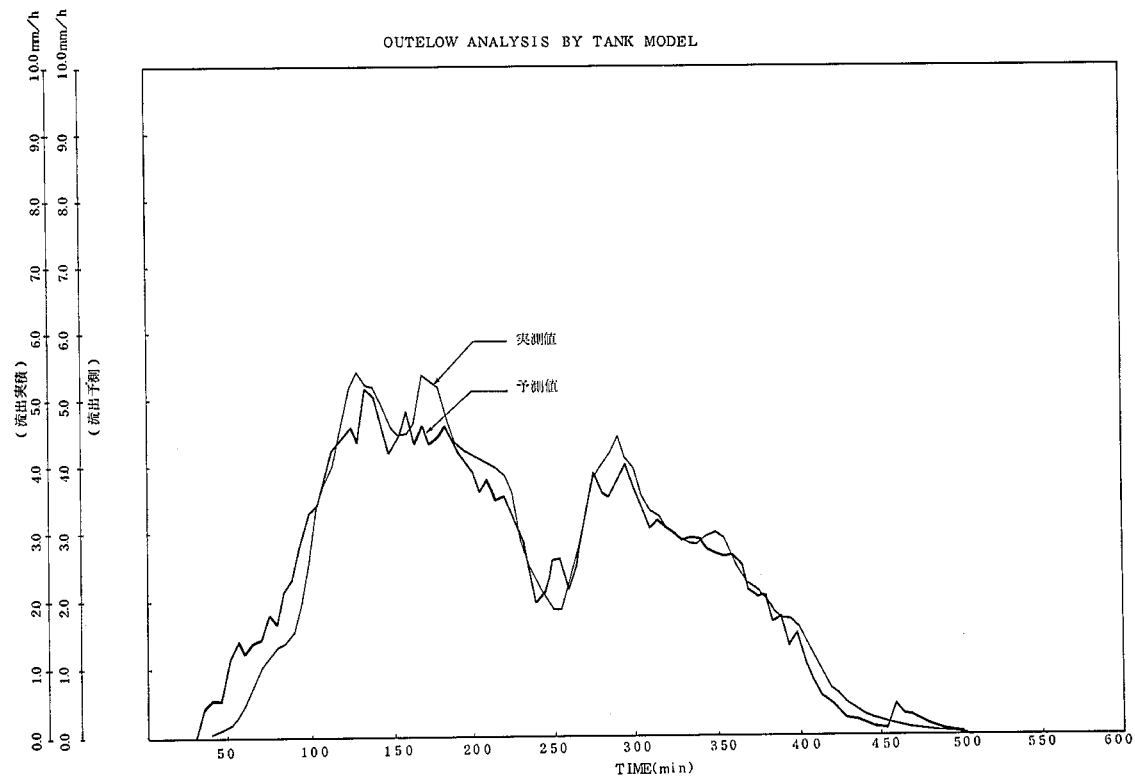
- イ 満管状態でない場合の流れ
- ロ 満管状態の場合の流れ
- ハ 射流状態の場合の流れ
- ニ 満管——非満管の状態移行の場合の流れ

の4つの流れの状態の定式化と

- ホ 粗度係数
- ヘ 摩擦損失以外の水頭損失
- ト 池およびゲート
- チ ポンプ

の4つの項目に渡る定式化とを行ったモデルより成立している。

イ 満管状態でない場合の定式化



図一16 タンクモデルによる計算値と実測値の比較

運動方程式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

連続の式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2)$$

ただし、

v	: 流速	(m / sec)	R	: 径深	(m)
h	: 水深	(m)	A	: 通水断面積	(m ²)
g	: 重力加速度	(m / sec)	Q	: 流量	(m ³ / sec)
t	: 時間	(sec)	x	: 距離	(m)
i	: 勾配		q	: 横流入量	(m ² / sec / m)
n	: 粗度係数				

の2つの方程式によって表わす。

□ 流管状態の定式化

運動方程式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \quad (3)$$

連続の式

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2 \partial v}{g \partial x} = \frac{a^2}{g A} \cdot q \quad (4)$$

ただし、

H	: 水頭	(m)	a	: 圧力波速度	(m / sec)
---	------	-------	---	---------	-------------

ハ 射流状態の定式化

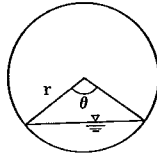
$$\frac{Q_c^2}{g A^3} \cdot \frac{d A}{d h} = 1 \quad (5)$$

ただし、 Q_c : 限界流量 (m³ / sec)

円形管の場合(5)式は次のように書き替えることができる。

$$\frac{Q_c^2}{g A^3} - 2 r \sin \frac{Q}{2} = 1 \quad (6)$$

$$A = \frac{r^2}{2} (\theta - \sin \theta) \quad (7)$$



r : 半径 (m)

θ : 角度

二 状態移行の定式化

満管・非満管の状態移行は x の差分区間内で局所平衡を仮定し, (3), (4) 式の定常解が適用できると仮定すれば次のようにきる。

$$\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{q}{A} \quad (9)$$

ホ 粗度係数の定式化

管渠内の粗度係数は水深により変化し, 管径が異なる場合でも以下の式で与えられるとします。

$$n = (n_1 - n_2) z + n_2 \quad (10)$$

n : 粗度係数

z : 規準化水深

($= h/D$, h : 水深, D : 管径)

n_1 : 満管時の粗度係数 ($z = 1.0$)

n_2 : 水深 0 のときの粗度係数 ($z = 0.0$)

ヘ 摩擦損失以外の水頭損失の定式化

管渠の曲り部, 分流部, 合流部, 出口部等の損失はすべて次の式で記述できるとし, かつ, 管渠内の流況が満管, 非満管にかかわらず通用できるものとする。それらの値を管渠の各ブロックごとに計算し, 摩擦による粗度係数を含めて等価な値に変換し, 分布させて用いた。

$$\Delta h = f \frac{v_2}{2g} \quad (11)$$

Δh : 損失水頭 (m)

f : 損失係数

ト 池及びゲートの定式化

ポンプ井・砂地・着水井部(管渠出口よりゲートまでの部分)は次の式を用いる。

ただし、ポンプ井・沈砂池は1つの池とみなし、スクリーン等の損失は無視した。更に着水井についても、その水位がゲートの高さに達しない場合には沈砂池と同じに考え、ゲート部の損失は無視する。

$$\frac{dH}{dt} = \frac{1}{A} (Q_{in} - Q_{out})$$

Q_{in} : 流入量 (m^3 / sec)

Q_{out} : 流出量 (m^3 / sec)

ゲートは池の水位がゲート高さより上になった場合に考慮し次の式を適用する。

$$Q = CA \sqrt{2g \Delta H} \quad (13)$$

C : 流量係数

A : 出口面積 (m^2)

ΔH : 水位差 (m)

チ ポンプの定式化

ポンプの吐出量はポンプの揚程曲線と管路抵抗曲線の交点より求め、それぞれ次式で近似を行う。

揚程曲線

$$H = aQ^2 + bQ + c \quad (14)$$

H : 揚程

Q : 吐出流量

a, b, c : 定数

管路抵抗曲線

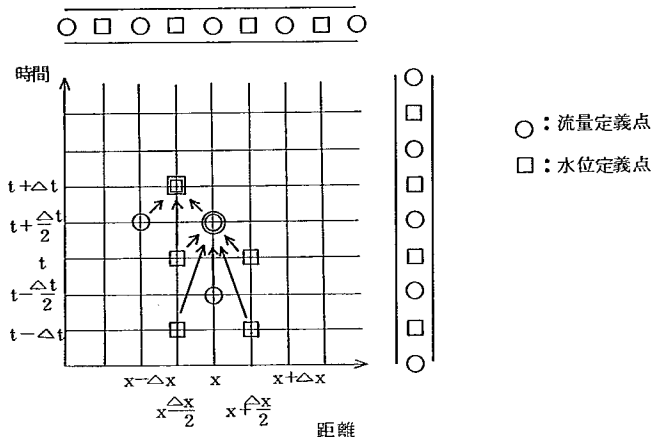
$$R = \Delta H + KQ^2 \quad (15)$$

ΔH : 吐出側と吸込側の水位差 (m)

K : 抵抗係数 (sec^2 / m^5)

Q : 吐出流量 (m^3 / sec)

各運動方程式と連続方程式は連立させて、差分式を作り、蛙飛び法 (leap frog method) で解いた。蛙飛びの手法は水位と流量が、距離および時間に関して交互に定義され、境界条件の扱いが容易である。



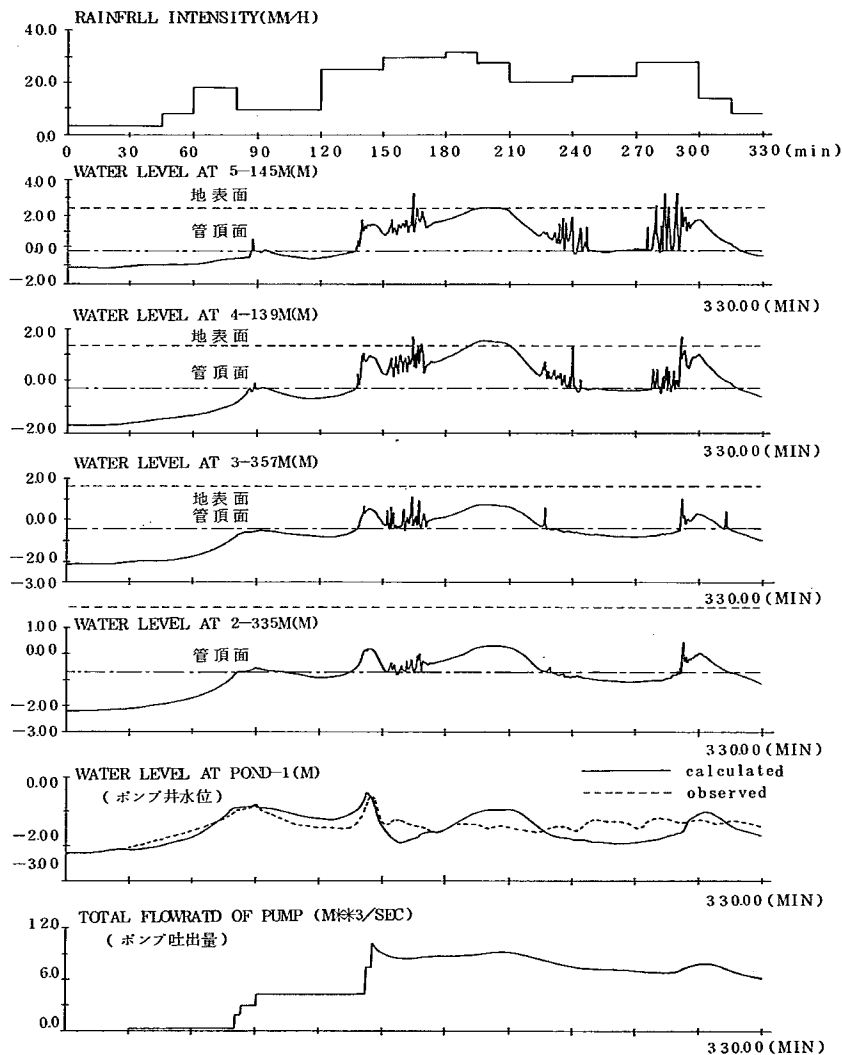
図一 17 蛙飛び法概念

3.4 シミュレーションモデルの適用

ポンプ井の水位記録、外水位の記録、ポンプ運転の記録および降雨記録のすべてがそろっている No 500704 の降雨を対象にシミュレーションを行った。

図 18 は、シミュレーションを行った結果のうち、結果のうち、4 地点の水位時間変化とポンプ井の水位時間変化およびポンプ吐出量を示したものである。まずポンプ井水位の計算値と実測値とを比較すると前半はよく適合しているが後半は実測値がほとんど変化のない水位変化を示しているのに対して、計算値の水位は 2 つのピークを生じている。ハイトグラフ（実測）を見ると実測の水位よりむしろ計算による水位のほうが「それらしい」気もするが、実測の水位が真に正しいものとするればこの相異は流出モデルから管渠系モデルへの流入量の与え方に原因すると考えられる。すなわち、200 分前後の時点で上流部で氾濫を生じており、その地点の表面流出水の下水管渠への流入は非常に小さいと思われるがシミュレーションでは地表面における氾濫を考慮せず、地面流出水は一旦下水管に無理矢理押し込められ、下流に伝播するという方法をとっている。上流部における氾濫によって下流ハイドロが平らに均らされる効果は良く知られており、今回の場合にも実際氾濫が生じていたわけであり、この間の実際の下水管流入量パターンと計算による流入量パターンが異なった結果、ポンプ井水位の実測と計算の「ずれ」が生じたと思われる。

以上のような相異を修正する方法としては、流出モデルに氾濫を考慮した場合の「タンク」を組み込み、さらに管渠モデルとオンライン化を図って管渠系の出力 H （下水管水位）が地表高を上回ったときに、地上部で貯留（氾濫）を生じるようにすればよい。しかしながら、このような修正による計算時間の増加および必要メモリーの増加を考え、今回は修正をせずにそのままのモデルで通した。次にこの降雨の後に 5 箇所のマンホールで行った「痕跡調査」の結果から最高水位線を推定し、計算値との比較を行った。この結果が図 19 であるが、計算値と実測推定値とでは非常に良い一致を見せている。



図一 18 シミュレーションによる各地点の水位と実測値による検証

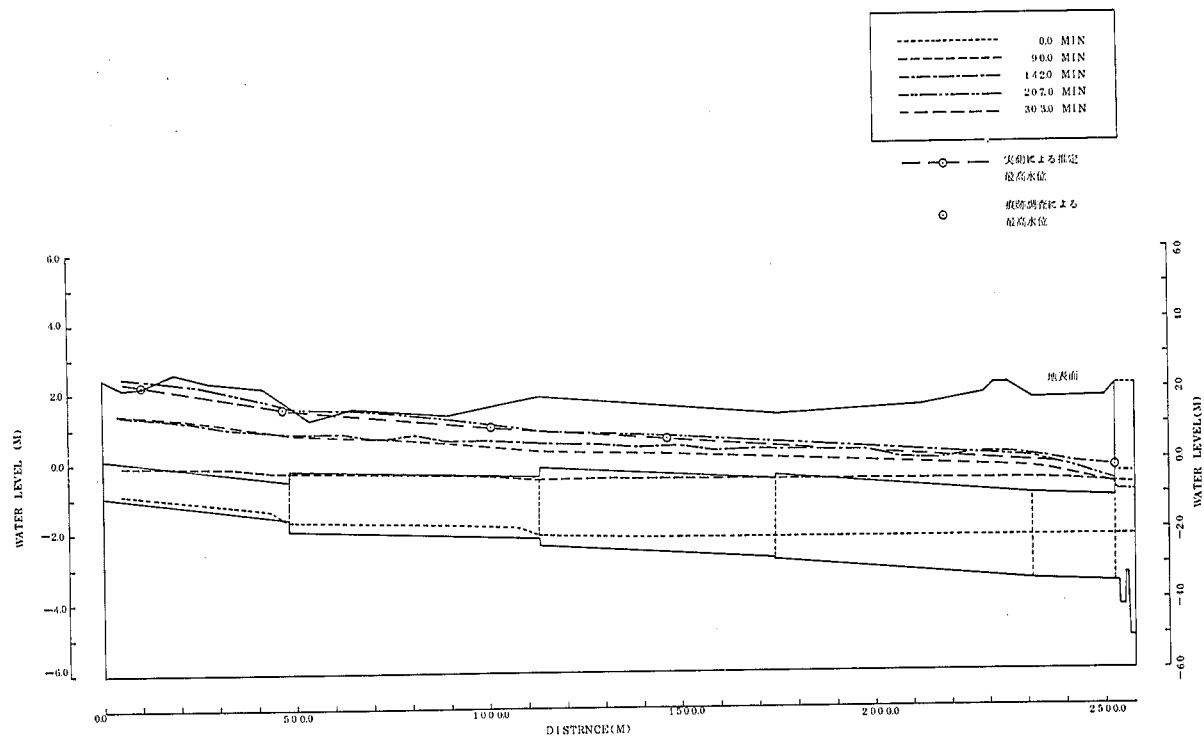


図-19 シミュレーションによる水位と実測による推定最高水位の比較

以上の2つの検証から、このシミュレーションモデルが現況の流況を表現するモデルとして適切なものであることがわかったので、このモデルに一時貯留システムおよび増設管渠システムを組み込んで対策シミュレーションを行った。

3.5 対策シミュレーション

この地域の浸水問題を解決する方法として一時貯留システム（場合によっては増設管渠システムを付加）を現況の合流式下水道に付けた場合の効果について検討を行った。検討は、計画降雨、滞水池システム、増設管渠システムについて行い、シミュレーションを実行したので以下順に説明を加えておく。

1) 計画降雨

この排水区の下流端に設けられたポンプ場で、昭和41年から降雨記録をとってあるので12年間の降雨記録から10年確率の降雨強度式をタルボット型によって求めた。その結果

$$I t = \frac{3472}{t + 18.9} \quad (\text{mm} / \text{hr}) \quad (t : \text{降雨継続時間(分)})$$

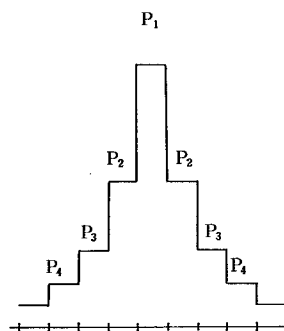
が10年確率の降雨強度式として採用され、この式を用いて中央集中型の5分毎のハイトグラフを作成した。中央集中型のハイトは、左右対称形であり、

$$P_1 = I_5 = \frac{3472}{5 + 18.9} = 145.3$$

$$P_2 = (3 I_{15} - I_5) / 2 = 81.0$$

$$P_3 = (5 I_{25} - 3 I_{15}) / 2 = 44.2$$

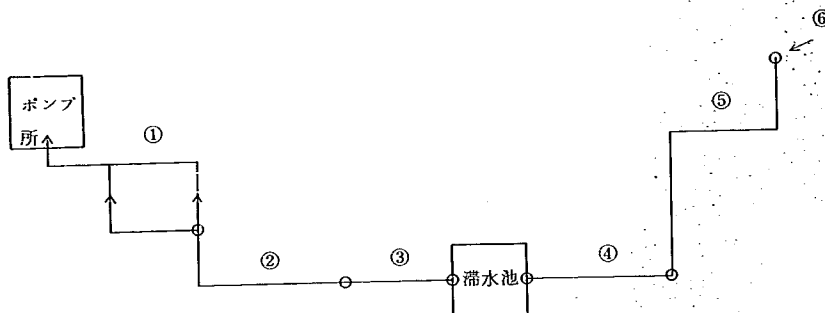
$$P_4 = (7 I_{35} - 5 I_{25}) / 2 = 27.7$$



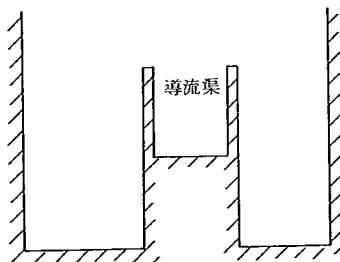
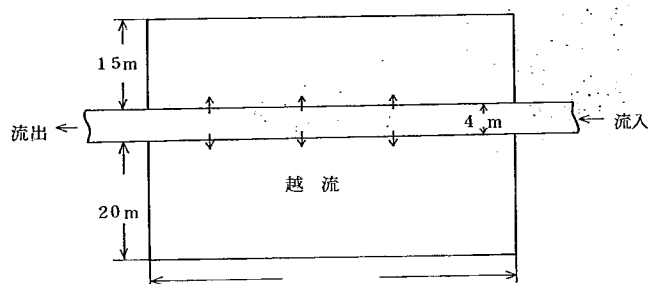
によって求められる。今回の場合は P_8 まで求め、75分の降雨継続時間とした。

2) 滞水池システム

雨天時下水を一時貯留する滞水池は現場の状況から判断して第3排水区と第4排水区の境界にある公園下に設置する他ないと考えられた。そこで図20のような滞水池を組み込んだ幹線系統を考えたシミュレーションを実施した。なお滞水池としては、図21のように簡略化したものを考えた。



図一20 滞水池を組み込んだ排水区の幹線系統図

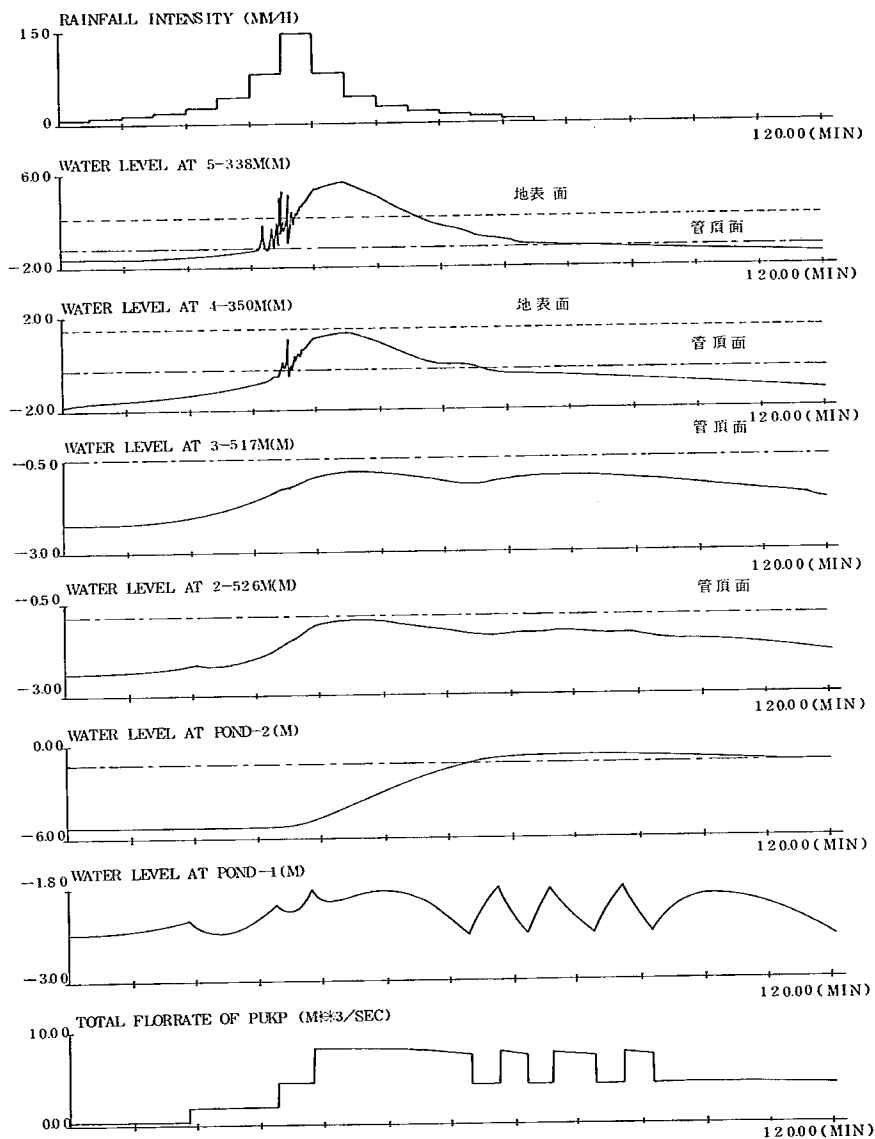


滞水池水面積 $4,200 \text{ m}^2$, 有効水深 4.0 m
 越流 長 $240 \text{ m} (120 \times 2)$, 導流渠 $4,000 \times 2,200$

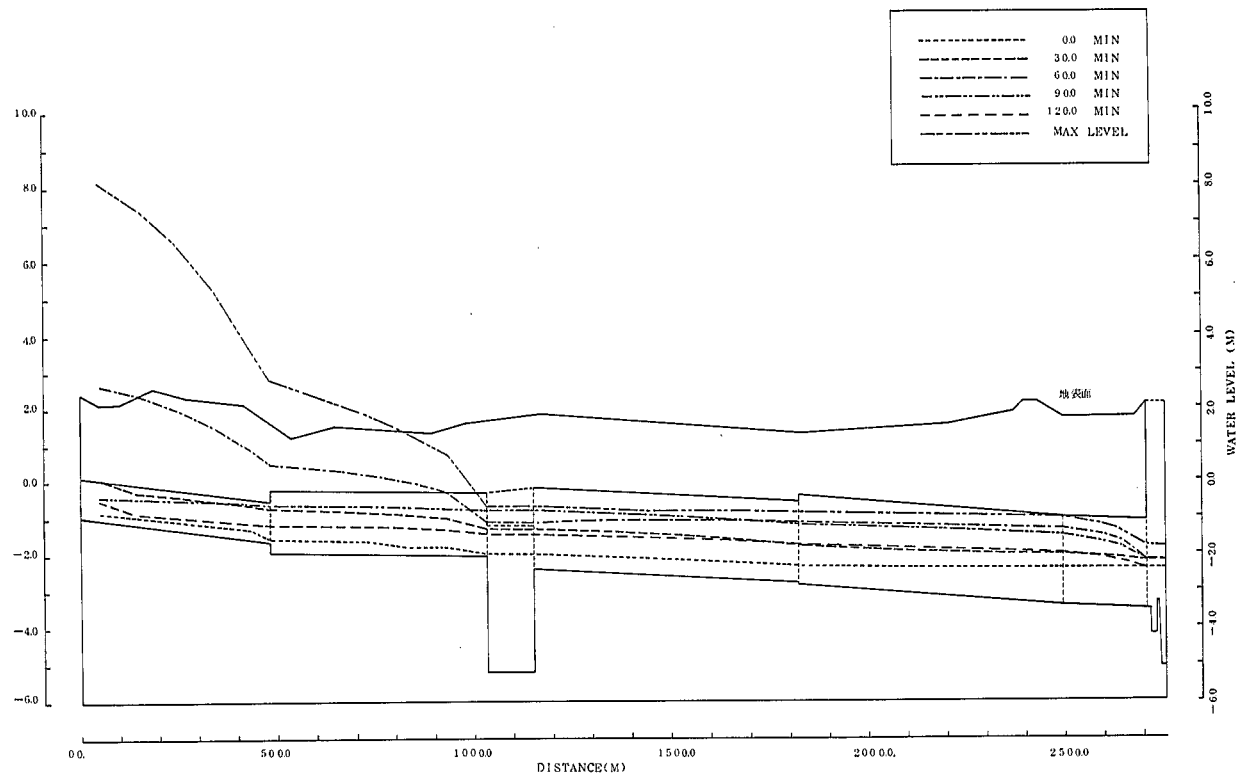
図一21 滞水池の概略

シミュレーションによる結果を、図22、23に示してあるが、滞水池システムだけではこのように大きな計画降雨を対象としたのでは浸水は解消しないことが予想される。勿論このようなシステムの特徴として、池の下流側の管渠にはほとんど負担がかかっていない。

そこで、滞水池まで上流側の流出雨水をすみやかに収集輸送するため増設管渠を設置した場合についてシミュレーションを実施した。この場合の幹線システムは図24に示されるものであり、増

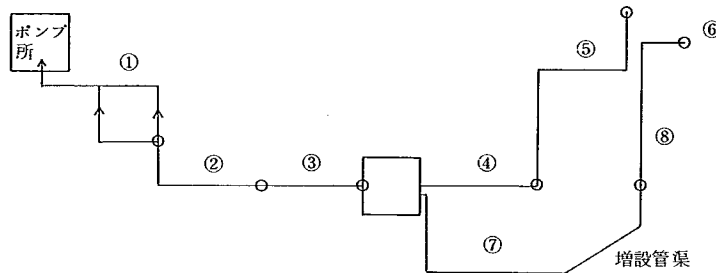


図一 2 2 滞水池のみの場合の水位変化



図一 2 3 滞水池のみの場合の水位変化

設管渠がどの程度の排水区を受け持つべきかは興味あるところであるが、増設管渠 管長との組み合わせで無限に近いケースが考えられ、今回のシミュレーションでは管径を 2,000 ～ 2,200 mm と定め、旧管渠側が氾濫を生じないように増設管渠の排水区を決定した。



図一 2 4 滞水池と増設管渠の組み合わせによる幹線系統図

シミュレーション結果の一例を図 2 5, 2 6 に示すが、この結果から判断すると、このシステムによって、この地域は 10 年確率の中央集中型の降雨に対しても浸水が無いと予想される。ただし、滞水池の水位変化をみると、一時的に越流渠の天端を上回る水位となっており、 $16,800 \text{ m}^3$ (排水区域換算 7.6 mm, 上流区域換算 1.9 mm) では容量不足となる。このような状態を避けるためには約 $20,800 \text{ m}^3$ (9.5 mm) に容量を増やす必要があり、面積を変えないとすれば有効水深として約 5 m をとればよいことになる。

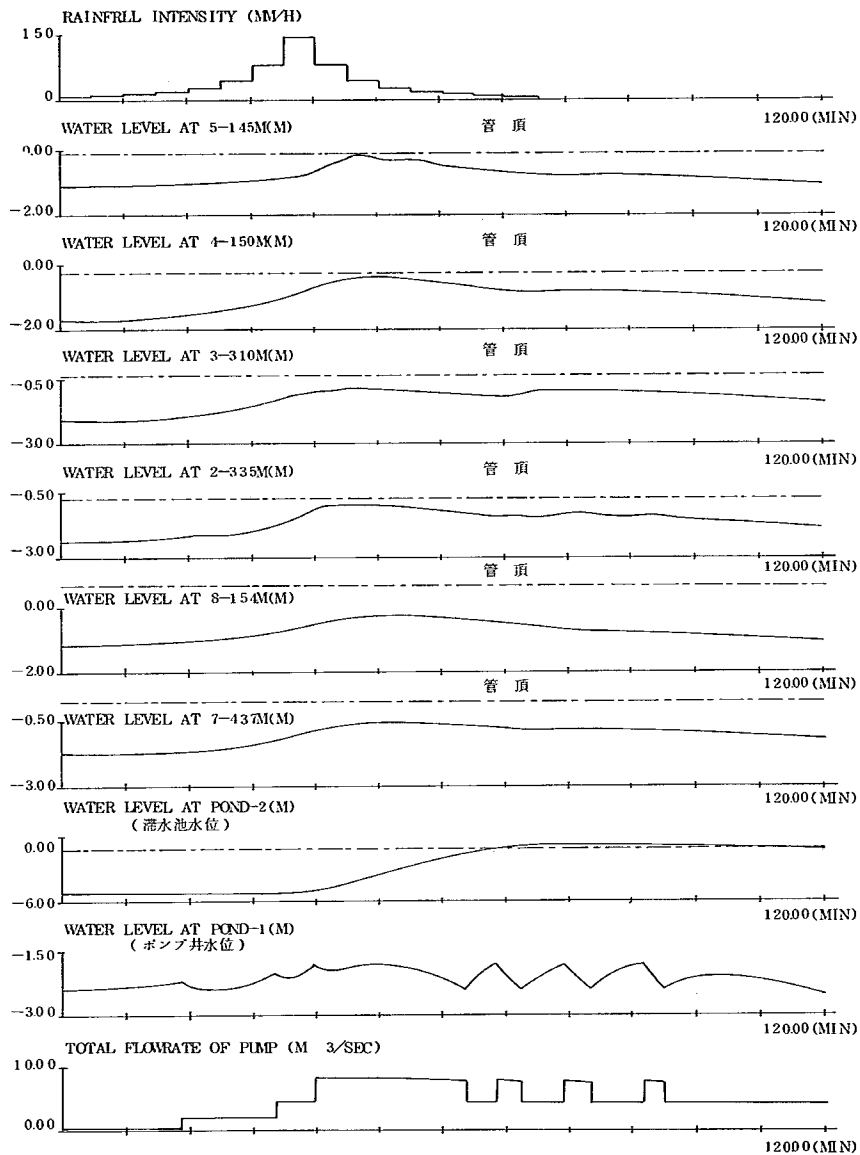
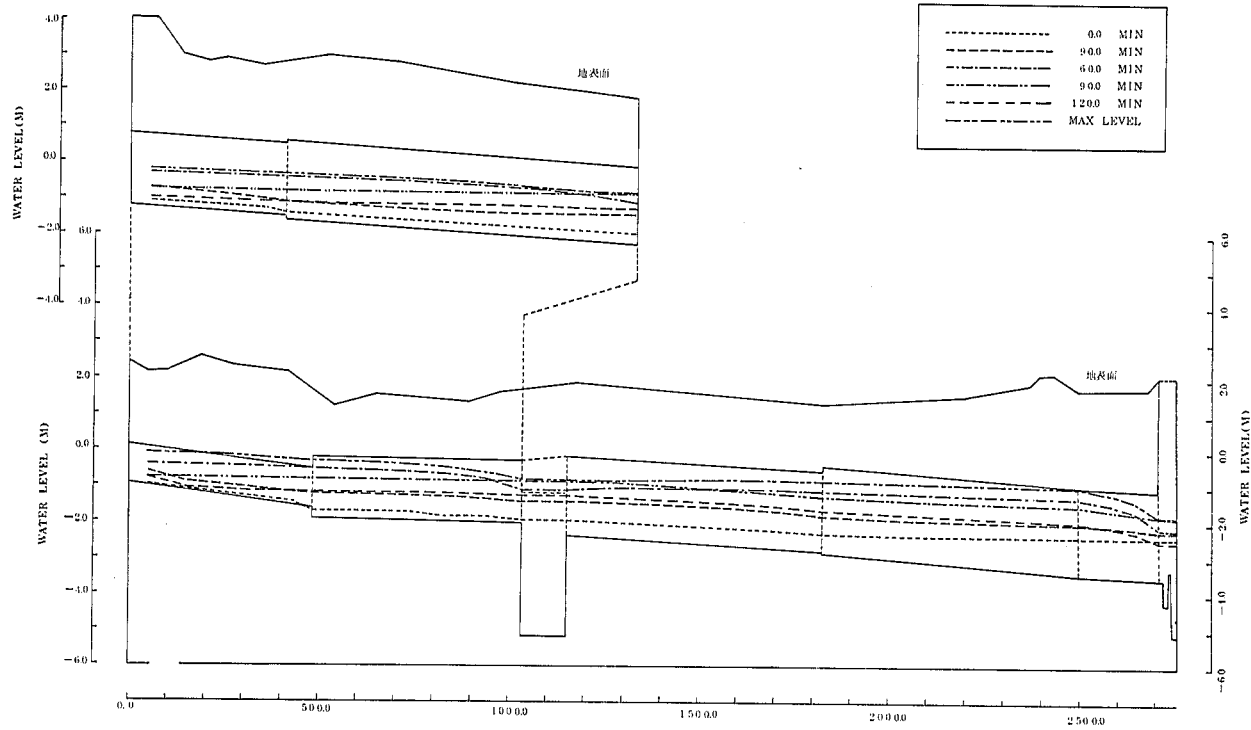


図-25 滯水池と増設管渠を組み合わせた場合の水位変化



図一 2 6 滞水池と増設管渠を組み合わせた場合の水位変化

あ と が き

河川系も含んだ都市排水システムの一つとして下水道を考えた場合一時貯留によって下水道システムの改良を図るということは、都市排水システムそのものの改良を図ることにつながる。下水道と河川の結びつきは密接であり、例えば浸水防止機能を高めるため下水管渠、ポンプ場の増設を行ったとしても河川系が改良されていなければその都市排水システムは何らの改良もされていないのに等しい。しかしながら、貯留によって浸水防止機能を向上させた場合には、雨水の収集系で流出量を制御することになるので、排除系たる河川にはほとんど何の負担もかからない。この意味で、貯留による下水道システムの改良は、都市排水システムの改良に結びつく。

現在、「都市河川」と呼ばれる市内河川の多くは、都市化による雨水流出量、ピーク流量の増大のためコンクリートの三面張り（即ち大規模U字側溝）を余儀なくされている。このような河川が市民に愛され、親しみを持たれていた昔年の川ではないという事実を河川管理者と同じ立場で下水道関係者も認識すべきではなかろうか。

水文学的な水の循環サイクルの話を持ち出すまでもなく、降雨は大地に浸透させることが一番である。都市はその循環サイクルの一部を断ち切るという形で成長し、表面流出量を増大させてきた。収集系たる下水道は、排除系たる河川と共同してこの増大した表面流出量による浸水を防ぐことが一つの目的であり、必ずしも従来のようにすみやかに収集・排除する必要はない。ここまで書いてくれば下水道システムにおける一時貯留の意義はおわかり頂けるであろう。

都市排水システムの一つとして下水道を考えた場合、従来のように合流式だ、分流式だというような区分は目障りになる。合流式下水道に雨水専用管を敷設しても構わないし、また分流式下水道で一部の雨水を処理しても構わないであろう。要は、その下水道によって放流先の環境（水量、水質、景観、……）が向上すればよいわけであり、この観点からすれば一時貯留の必要に迫られているのは合流式下水道の雨天時越流水のためばかりではないことに気が付く。環境浄化は環境の向上となって初めてその意味を持つものであり、現在の都市河川の環境向上の救世主として一番大きな役割を果せるのが下水道ではなかろうか。

以上、非常に借越なことばかりを書いてきたが、死の川となる一歩手前の都市河川の叫び声と思って頂き、ご容赦願いたい。

最後に、資料の提供をして下さった横浜市、大阪市、一宮市の関係者の方々、および本資料作成の為に共に議論をして下さった前公共下水道課課長補佐の西田哲夫氏（京都府下水道課長）に感謝の意を表します。

（文責在 中 村 栄 一）