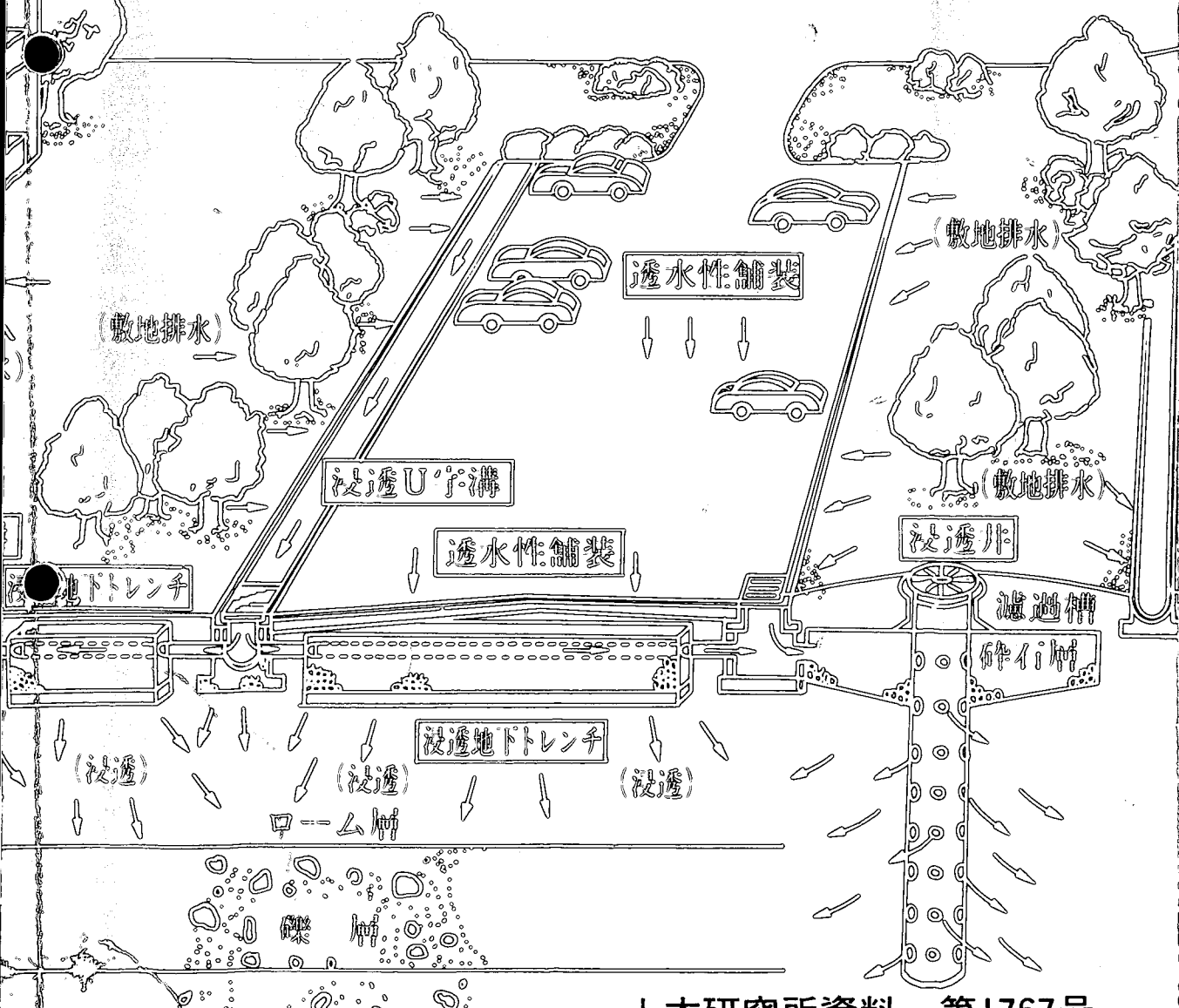


地下浸透を考慮した流出抑制法の 開発実験に関する報告書



土木研究所資料 第1767号

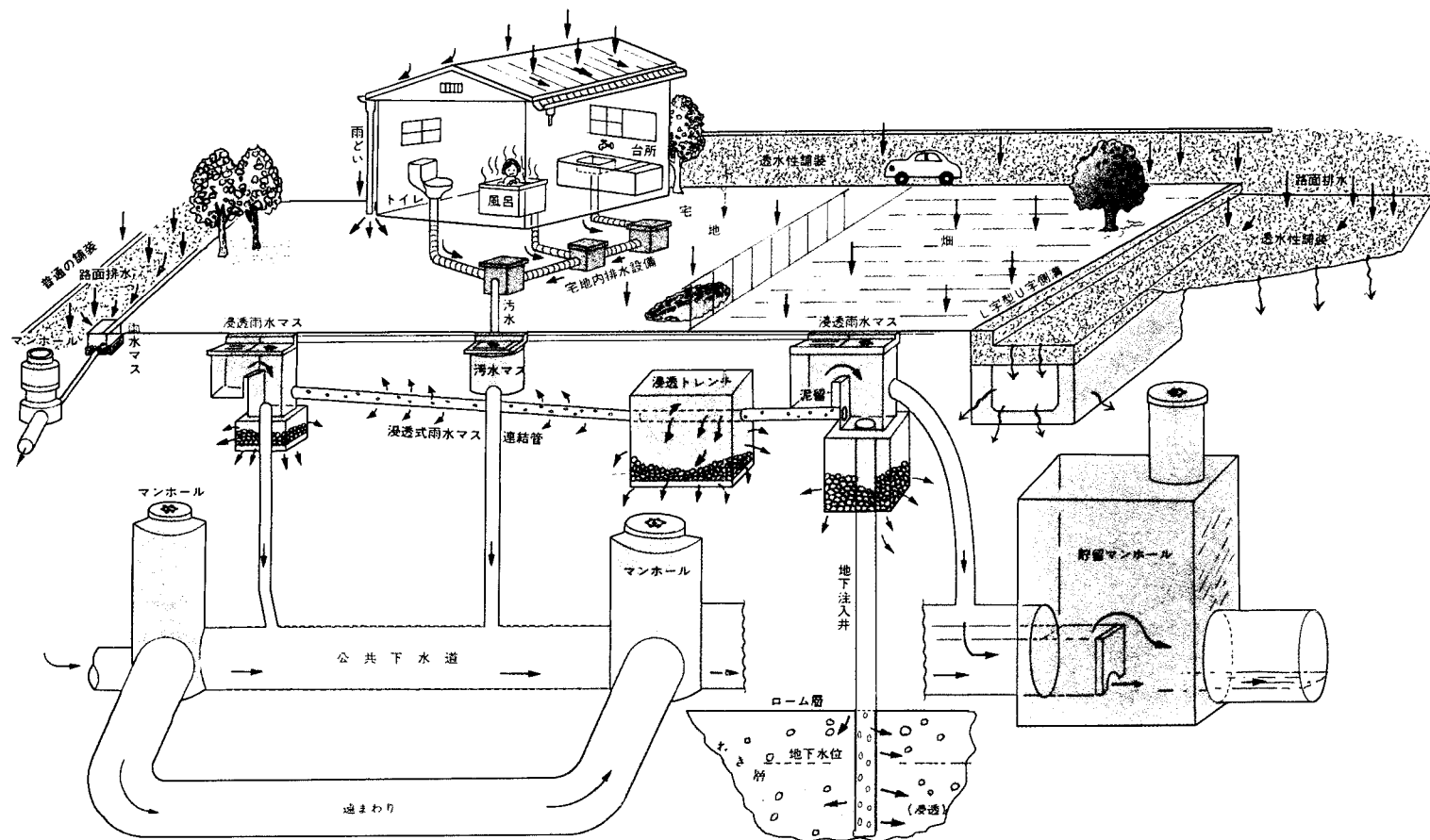
昭和57年 3 月 建設省土木研究所

Copyright © 1982 by P.W.R.I.

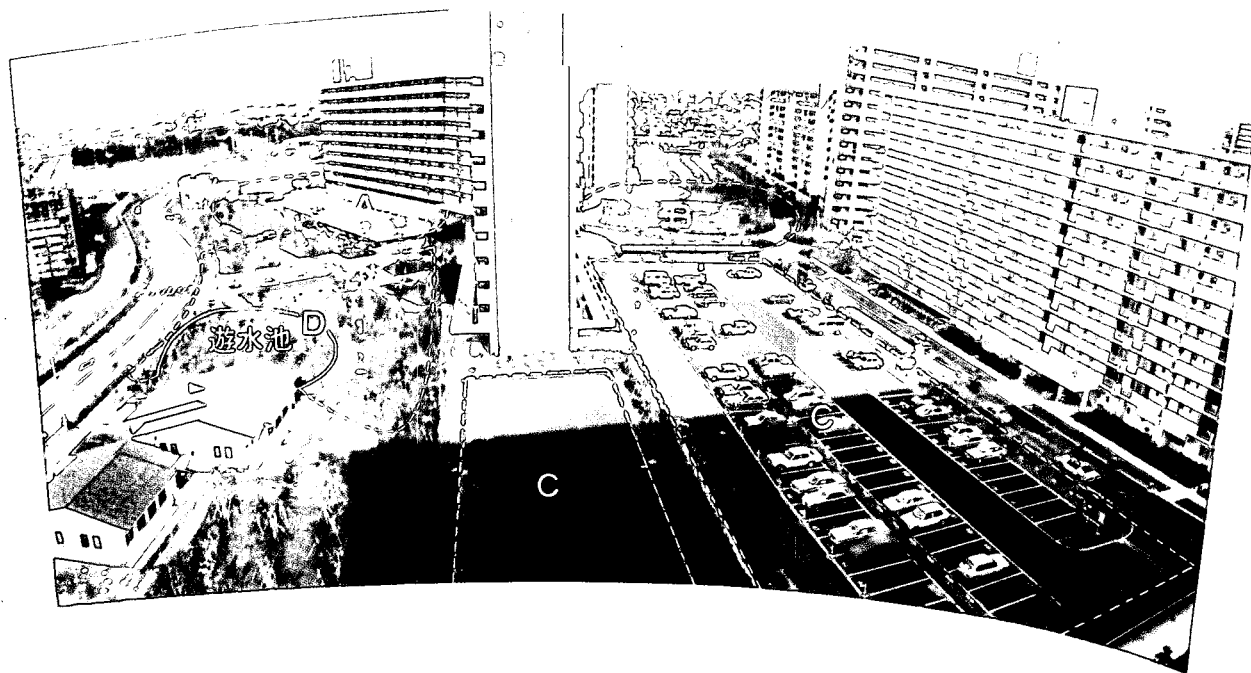
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。





各種地下浸透型流出抑制法



浸透工法実施区域全景

- A：建物・店舗地区……浸透U字溝
- B：公園地区……浸透樹，浸透地下トレンチ
- C：駐車場……透水性舗装，浸透樹，浸透地下トレンチ
- D：プレイロット地区……浸透樹，浸透地下トレンチ，遊水池

（住宅・都市整備公団 昭島つつじが丘ハイツ）

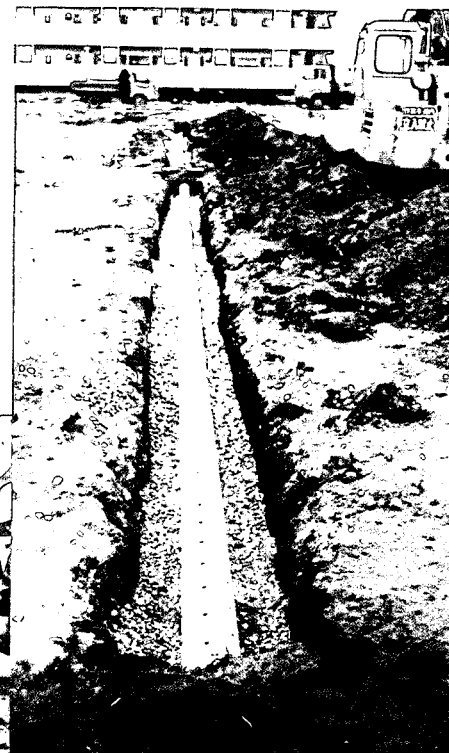


浸透枿の中の透水シート

(住宅・都市整備公団)
(昭島つつじが丘ハイツ)



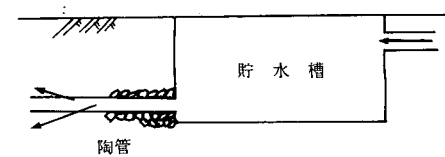
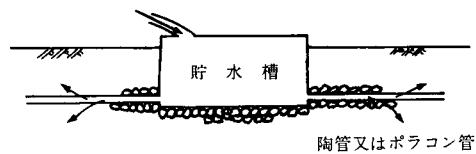
浸透地下トレンチと浸透枿



浸透地下トレンチ

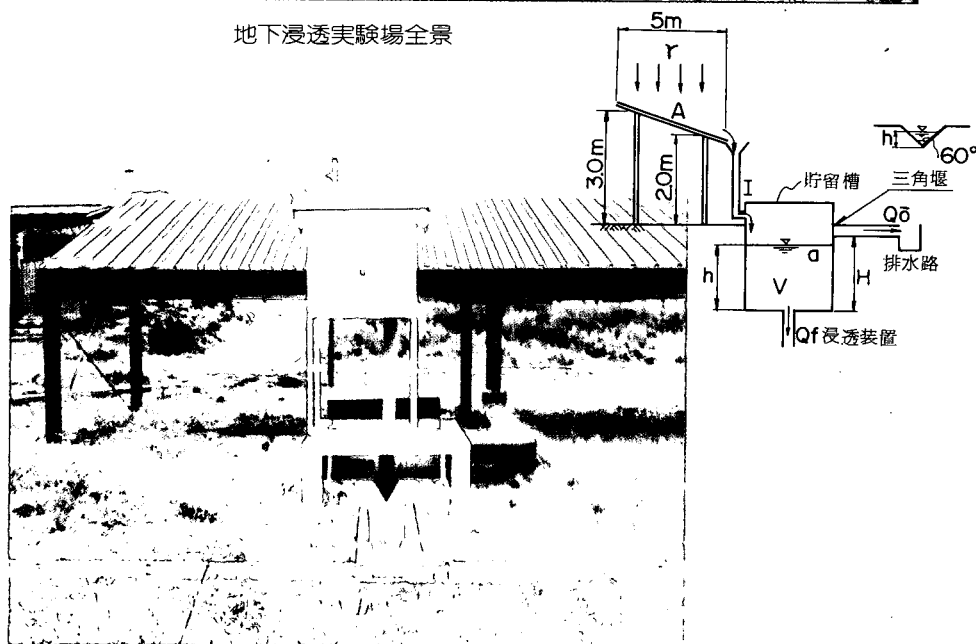


鶴見川流域の各戸貯留槽
(京浜工事々務所)





地下浸透実験場全景

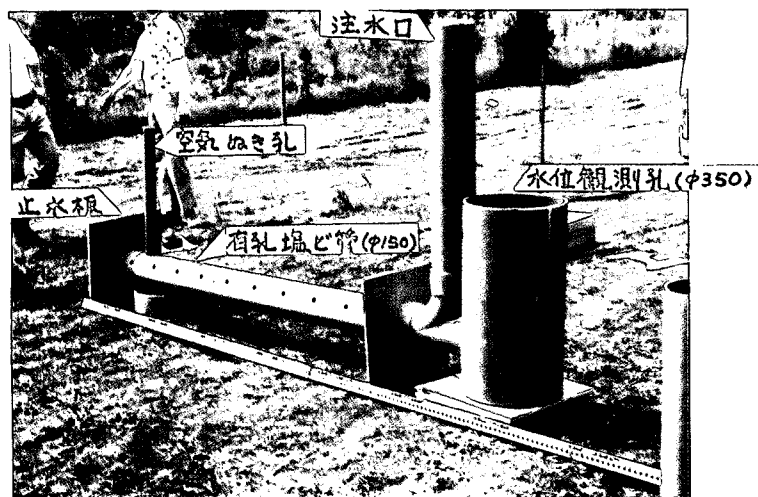


実験施設

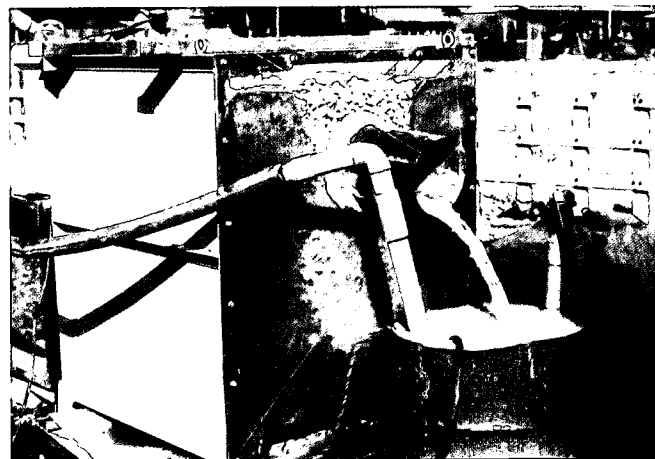
(江戸川工事事務所)



目づまり実験
(土木研究所構内)



埋設前組み立て

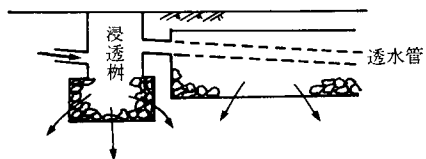
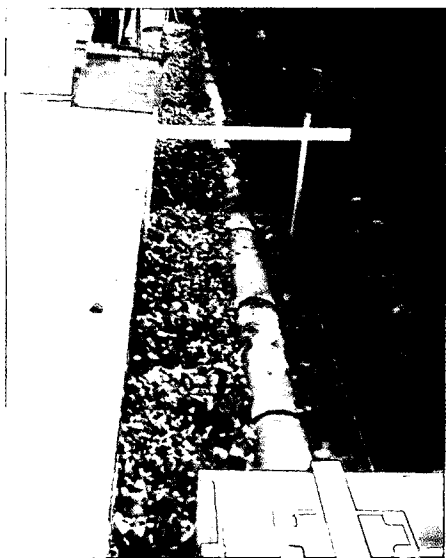


ボラコンパイプによる地下浸透実験
(平塚市)

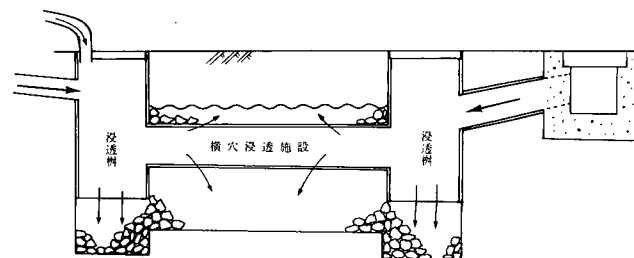
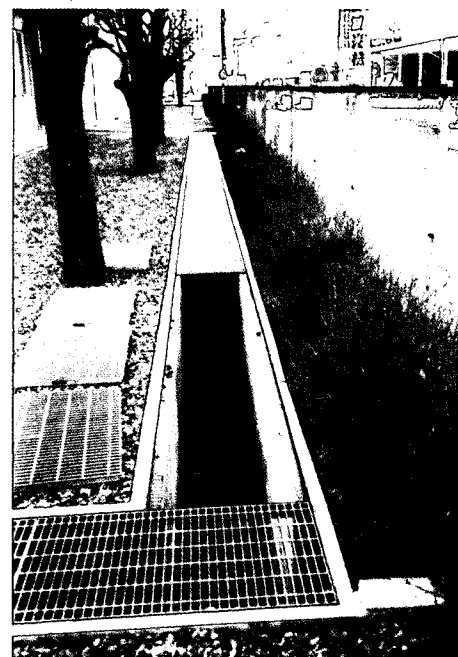


(筑波学園都市)

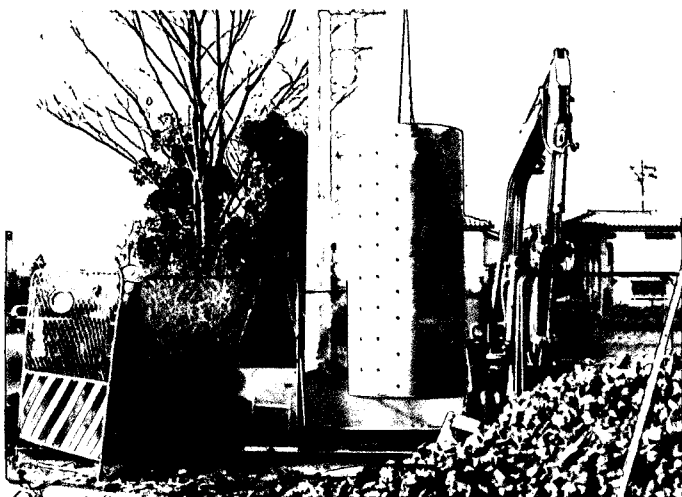
碎石敷つめ



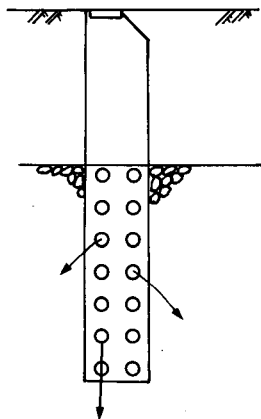
浸透柵と透水
(平塚市)



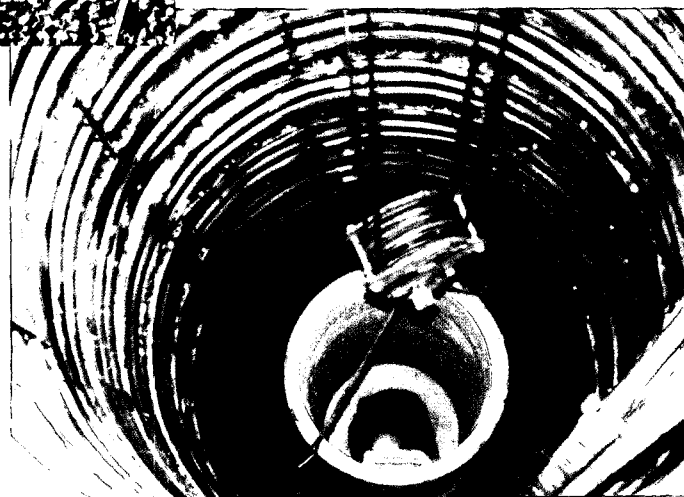
浸透施設
(相模原市)



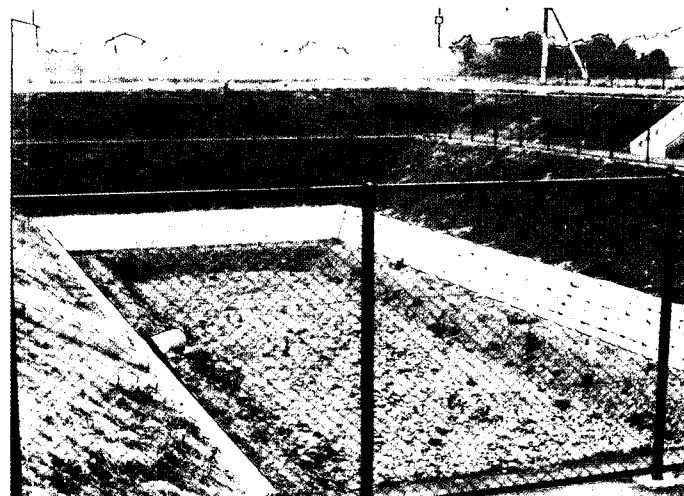
φ900mmの集水管



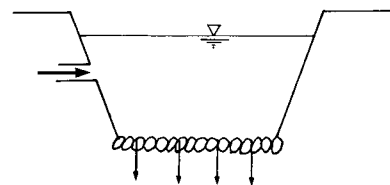
浸透井設置作業



施行中の浸透井
(瑞穂町)



調整池



は じ め に

都市および都市周辺地域の開発の進行に伴う人口の集中、洪水時の河川への流出量の増大等により治水安全度の低下の著しい河川について、総合的な治水対策の一環として、流域の持つ保水・遊水機能の確保及び災害の発生の恐れがある地域での土地利用の誘導等の措置をも含んだ流域整備によって洪水を規制することが望まれています。

本報告書は流域の持つ保水機能を高めるための、地下浸透を考慮した雨水流出抑制法の開発実験について述べたものです。本工法の開発実験は地方自治体、住宅・都市整備公団、民間宅地開発者、建設省各工事事務所、土木研究所等で多数行われ、ある程度本工法の適用性が検討される段階に来ていると思われ、ここでこれらの研究成果を取りまとめ、本工法の現地への適用性、効果の検討へのつなぎとしたいと考えています。

本工法はまだ技術的に完成されたものとは言えず、流域整備計画の中にどう位置づけて行ったら良いかは、今後の私達の大きな課題であり、本報告を基に調査研究を続けたいと考えております。

本調査を実施するにあたっては多方面の方々の御協力を得ました。特にこの方面の研究の発展には前水文研究室長石崎勝義氏の多大の労があったことを特記し、石崎氏の労にむくいたいと考えます。また忙しい中、本報告のために論文を書いていただいた方々には深く感謝いたします。

昭和57年 2 月

建設省土木研究所

総合治水研究室長

山 本 晃 一

目 次

は じ め に

第1章 地下浸透を考慮した流出抑制法	1
1. これまでの流出抑制法	1
2. 浸透型流出抑制施設とその技術的問題点	4
第2章 浸透型流出抑制施設の技術開発	9
1. ローム層を対象とした地下浸透実験	9
1) 深谷における地下浸透実験	9
2) 土木研究所構内における地下浸透実験	18
3) 浸透能力の評価手法に関する現地実験（東京都東久留米市内）	38
4) 沖積シルト層を対象とした地下浸透実験（篠崎試験地）	42
5) ローム層を対象とした地下浸透実験（鶴見川流域）～各戸貯留現地実験調査より～	52
6) 関東ローム土における地下浸透工法（拡水法）の実験事例	61
7) 筑波工業団地雨水処理基本計画における浸透実験	67
8) 雨水の小規模分散処理方法について	83
2. 砂礫層を対象とした地下浸透実験	89
土地区画整備事業における雨水の地下浸透について	89
3. その他の地質での地下浸透実験	94
造成地盤における浸透実験	94
4. 浸透型流出抑制手法の実施例	109
1) 昭島つつじが丘ハイツにおける地下浸透工法（拡水法）実施例～ローム層に設置した例～	109
2) 立川団地における浸透工法（井戸法）実施例～砂礫層に設置した例～	118
5. 下水道における流出抑制対策	125
1) 雨水流出抑制下水道システムの開発	125
2) 平塚市型雨水地下浸透工法	141
3) 下水道における雨水流出抑制策	155
6. 透水性舗装について	162
第3章 浸透型雨水貯留施設の計算による評価及び現地浸透能力調査	167
1. 浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果の評価－K川流域におけるケース・スタディー	167
1) はじめに	167
2) 治水機能〔流出抑制効果〕の計算例	168
3) 流出抑制効果に関する種々の考察	191

4) 浸透性雨水貯留施設の設置可能性	199
5) おわりに	208
2. 新河岸川流域の現地浸透能力調査	210

資 料 編	219
-------------	-----

第1章 透水性舗装について	219
---------------------	-----

1. 透水性舗装の追跡調査	219
2. 透水性舗装ハンドブック	228

第2章 貯留型雨水抑制手法に関する最近の調査研究	236
--------------------------------	-----

1. 雨水貯留施設の費用便益分析の例（その2）	236
2. 防災調整池における効果の評価	242
3. 雨水調整施設とその対応策	247

〈執筆分担〉

第1章 吉野（土研・水文研究室長），本間（土研・総合治水研究室研究員）

第2章 1) 寺川（土研・水文研究室研究員）

2) 吉野，金木（土研・総合治水研究室研究員），斉藤（同左研究室）

3) 同 上

4) 江戸川工事事務所・調査課

5) 京浜工事事務所・調査課

6) 住宅・都市整備公団・建築部土木課

7) 茨城県・企画部

8) 座間市・建設部建築課

2. 東京都新都市建設公社・区画整理部

3. 地域振興公団・都市整備事業部

4. 1) 住宅・都市整備公団・建築部土木課

2) 同 上

5. 1) 東京都・下水道局第二建設事務所

2) 平塚市・下水道部下水道課

3) 相模原市・建設局下水道部下水道計画課

6. 東京都建設局

第3章 1. 金木，中島（土研・総合治水研究室）

2. 荒川下流工事事務所・調査課

資 料 編

第1章 1. 東京都建設局

2. 日本道路建設業協会

第2章 1. 吉川（土研・総合治水研究室研究員）

2. 斉藤

3. 相模原市・建設局下水道部下水道計画課

1. 地下浸透を考慮した流出抑制法

- 1. これまでの流出抑制法
- 2. 浸透型流出抑制施設とその技術的問題点

1 地下浸透を考慮した流出抑制法

1. これまでの流出抑制法

雨水貯留施設は、昭和40年頃から造られはじめ、現在では恐らく全国で数万ヶ所に達しているものと思われる。この驚くほどの普及の要因を列記してみると、

- ① 開発に伴う義務付け
- ② 技術基準の公表
- ③ 国による補助制度
- ④ 開発指導要綱適用規模下限の低下
- ⑤ 調査研究による事例の増加（種類の多様化）

- ⑥ 総合治水対策事業の中で流域対策としての採用

等となろう。①～④は前報¹⁾で既に紹介済みだがこれに少々説明を加えると、雨水貯留施設のはしりは主に住宅公団（現住宅・都市整備公団）で造られはじめた防災調整池と云えよう。昭和48年頃から新規開発に伴う雨水流出増に対処するための防災調整池設置の義務付けが県や市で為され、下流河川の整備が困難な事も相俟って、宅地開発による雨水対策の一般的手法として、防災調整池による流出抑制が広く行われるようになった。建設省河川局では、河川施設と認知されない調節池が種々の型式、安全度で設置されることへの対策に苦慮しその技術基準「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」を昭和46年9月に公表した。又、昭和49年に「防災調節池技術基準（案）」が公表されてから一定の安全水準にある調整池が造られるようになり、その数も急増した。更に国が積極的に雨水を貯留することを事業化しはじめ、昭和49年度に「防災調節池事業」、53年度に「雨水貯留事業」、「総合治水対策特定河川事業」及び「住宅宅地関連公共施設整備促進事業」を発足させている。その他これ等の事業の類型として「多目的遊水地事業」、「治水緑地事業」も挙げられる。

宅地開発が進むにつれて、防災調整池への

要請も厳しくなって昭和46年の基準では、規制対象規模はおおよそ10haとうたわれていたが、この値に該当するような開発だけを対象としていたのでは当初の目的を達成できない所が多く出てくるようになり、市町村での指導要綱の改訂あるいは上のせ基準の作成が行われ、1 ha 以上、厳しいものでは0.1ha 以上というものも見られるようになってきた。

開発あるいは都市化による流出変化はピーク流量の増大、流達時間の短縮、流出量の増加として捉えることができる（図-1）。防災

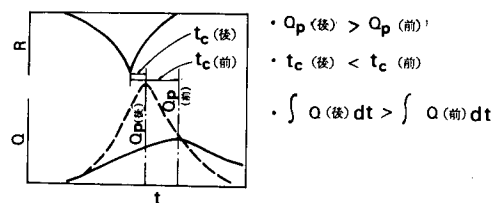


図-1 開発による流出変化の概念図²⁾

調整池は、この開発等によって尖鋭化した流出波形を一時的な滞留で平滑化する施設の代表的なものであるが、これは、降雨時にのみその機能を発揮する施設である。防災調整池が開発面積に占める割合は、図-2で分るようにほぼ1～5%である。この割合は大きく特にミニ開発地等では、土地の高度利用ある

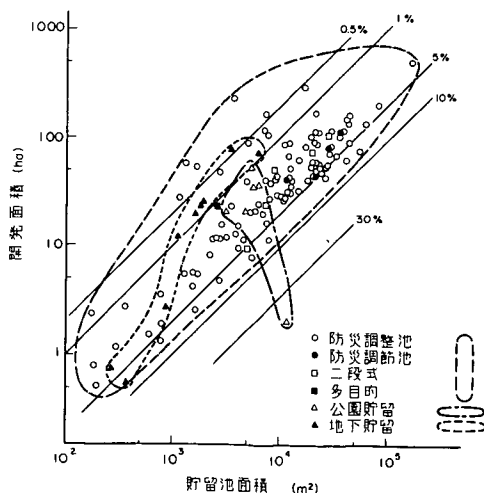
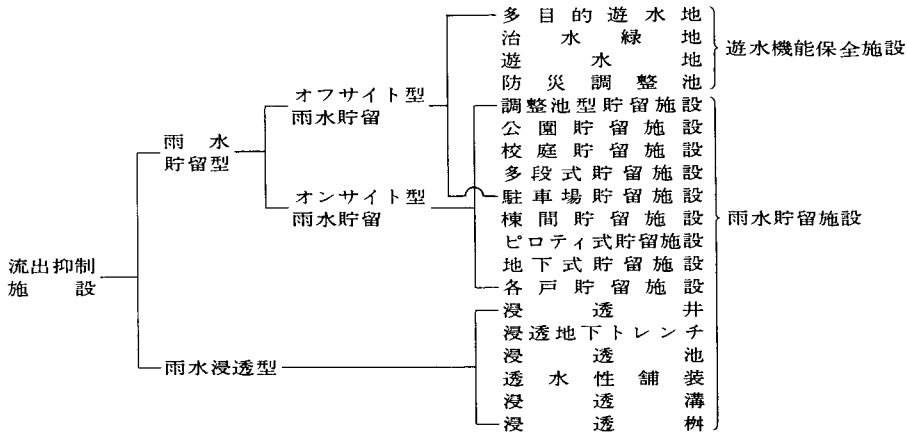


図-2 開発面積と貯留池面積の関係

表-1 流出抑制施設の分類



いは宅地単価減等の面からも他の施設との併用が考えられ、表-1のように多様な施設が開発業者の工夫により造られるようになった。これ等雨水貯留施設の基本的概念は表-2の通りである。調整池の有効利用としては図-3のようなものが考えられる。(1)の池面貯留は公園等の池面を利用するもので、(2)の多段式貯留は、大流量時にのみ兼用敷に湛水するような形式、(3)の地下式貯留は、貯留施設を地下に設け、上部を有効利用しようというものである（この形式では、排水用にポンプが必要になることが多い）。

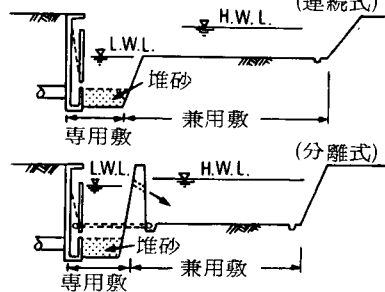
雨水流出抑制施設は宅地開発による流出増対策の一般的手法として広く普及したが、現在は貯留型の施設がほとんどである。そして、この形式の施設に関しては機能、施設の有効利用等についても十分検討されたと云って良からう。

浸透による雨水処理は、貯留型雨水処理施設に比べて施設設置のための用地が小さくて済むので、特にミニ開発対策として、個人負担を軽減出来るという利点がある事等から注目され、各所で実験が行われている。住宅・都市整備公団等では、既に団地内の流出抑制施設として試験的に実施している。又、この方法は、開発等に伴って生じた不透透面積の増加によって地下への自然な涵養が減退したことを補う有力な手段であると考えられる。しかし、浸透能力の評価と持続性、即ち、浸透

(1) 池面貯留



(2) 多段式貯留



(3) 地下式貯留

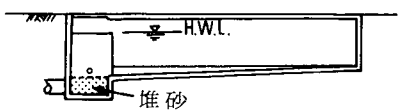


図-3 調整池の有効利用⁴⁾

による流出抑制量を雨水貯留容量として、どのように換算すれば良いのか、雨水を人工的に地下へ注入することによる目づまりへの対策はどのようなものがあるか等、問題点がいくつかある。未だ研究開発段階にあるこの浸透型施設に対する要請は大きくこの5~6年、各所の実験にも拍車が掛って居り、成功例も報告されている。この工法は、東京都の治水対策にもとり入れられたことでもあり、問題

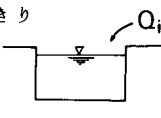
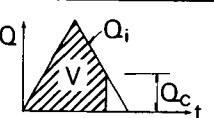
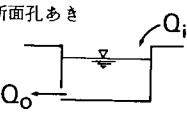
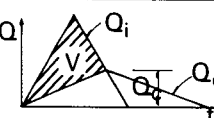
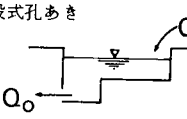
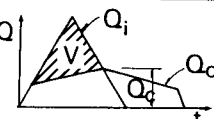
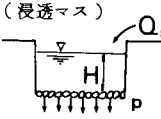
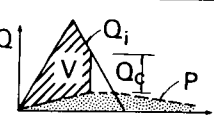
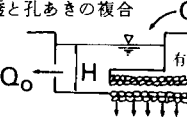
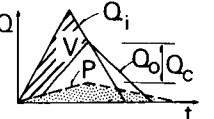
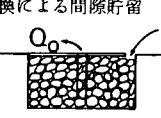
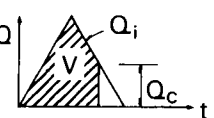
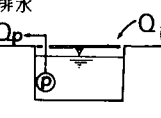
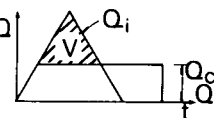
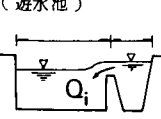
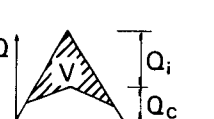
点の早期解明が望まれる。

土木研究所では、昭和49年から開始した洪水防禦法研究の一環として、雨水貯留施設の技術面での調査研究を行うと共に関係各所へ紹介し、その発展に努めて来た。そして、既に雨水貯留施設の技術的分野に関する報告書も4報を重ねている。これ等の報告書は、総合治水研究室初代室長（現江戸川工事々務所長）山口高志氏の長年に亘る調査研究によっ

ている。

総合治水対策は、水害の防止又は軽減を図る事を目的とした河川改修と流域対策が骨子となっている。この流域対策の一手段として雨水貯留施設がとり入れられていることも、この施設の普及した要因であろう。総合治水対象河川の中でも0.1ha以上の開発とそれ以下のミニ開発との比率は、鶴見川流域ではほぼ3:1であるが、中川や新河岸川ではその比

表-2 雨水貯留施設に係る基本的概念³⁾

貯留施設の形式	雨水調節と必要容量の概念	備 考
ためきり 		必要調節要量Vは他の形式に比べ大きくなる。超過洪水は初期流出のカットのみでピークカットの効果がなくなる。
単断面孔あき 		雨水貯留の一般的タイプである。用地面積を小さくするためこのタイプを採用しているケースが多い。
多段式孔あき 		単断面型に比べVは1~2割小さくなるが若干用地は大きくなる。ただし上段の湛水頻度により公園、グラウンド等の多目的利用が可能となる。
浸透池（浸透マス） 		基本はためきりと同じであるが浸透量P相当分Vは小さくなる。
浸透と孔あきの複合 		浸透トレンチによる地下水の涵養と調節効果を期待したものの。小降雨はすべて浸透する。
材料置換による間隙貯留 		空隙の大きな材料で置換し、これに貯留するため、置換要量は大きい。地表は、公園等に利用できる。また空隙貯留水を利用できる。ためきりの一種。
ポンプ排水 		自然排水が望ましいが、地形、地質、土地利用上やむを得ない場合に用いられている。一般に地下貯留とし、地表を公園、駐車場等に利用できる。
横越流（遊水池） 		これは一種のためきり型で低平地河川の場合に用いられる。

注) Q_i : 雨水貯留施設流入量, Q_o : 許容放流量, V : 必要調節要量, P : 浸透量, Q_p : ポンプ排水量

率は高く、75～80%がミニ開発となっている。この高い比率は浸透型の施設を造り出す一つの因子であろう。

表-1のように雨水の処理は大きく分けて、雨水を一時ため樹に貯める雨水処理と、人工的に地下に浸透させる浸透処理との二つに分けることが出来るようになって来た。現在のところ貯留型施設は、浸透型のものに比べその数は圧倒的に多く、前報で報告した事例からも分るように、概ね開発され、問題もほぼ整理出来る段階に來ていると思われる。しかし、施設内に常時湛水がある場合、水草の繁茂、蚊の発生、悪臭等の問題が起って居り、又、土砂の堆積やゴミによる目づまりによってその機能が十分発揮されていない施設も見受けられ、これ等を解消するための適切な維持管理法、管理体制を確立することが必要となっている。防災調節池や調整池を多目的利用することは、環境の改善、住民の福利にも資することと考えられるので、施設の規模や法制度面等に合った利用頻度の高い施設にする事が望まれる。浸透による雨水処理法は前述のように未だ開発段階にあるが、第2章で紹介するように浸透井、浸透地下トレンチ、浸透樹、あるいはその組合せ等、種々実験、開発が行われている。又、下水道部局においても浸透型を含めた流出を制御する下水道の開発が行われている。

2. 浸透型流出抑制施設とその技術的問題点

「浸透型流出抑制施設」といえば、水の少ないロスアンゼルスでの水供給増加の為に洪水を貯め、地下に浸透させた後に井戸から揚水して利用する浸透池や、流出抑制の新手法として米国環境保護庁によってレポートが出版された透水性舗装等の報告⁵⁾が頭に浮ぶ。水供給の必要性あるいは流出抑制は、都市域への人口の集中、生産活動の増大等人間生活の多様化による都市の水文環境が大きく変化したことによって発生した問題である。都市化等による洪水流出の増大と同時に、浸透面

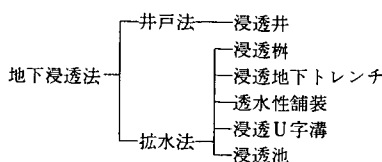
積の減少による植生への影響、地中生態系への影響、又、地下水の過剰な揚水による地盤沈下、塩水化等が問題となり、地下水涵養に関する研究が行われるようになった。ヨーロッパやアメリカにおいては、浸透池による地下水涵養がよく行われて居り、我国の場合は井戸法による涵養が採られて来た。

一方、人工的に地下へ表流水を注入すれば、目づまりという問題が起ることは避けられない現象であることから、目づまり対策の容易な地表面から浸透させる拡水法が考えられ、研究が進められて来た。我国で開発された地下埋管法による涵養の能力は大きく、この手法による地下水涵養は大いに期待出来るものとなった。土木研究所前水文研究室長（現木曾川下流工事事務所長）石崎勝義氏は、都市域の洪水流出の抑制に地下埋管法を用いることを提案され、実験を重ねられた結果、現在では流出抑制法の有力な手段となり、各所でこの方法が採り入れられ、試験されている。住宅・都市整備公団・昭島つつじが丘ハイツにおいては団地内の流出抑制施設としてこのシステムを大々的に取入れている。

先に述べた様に、貯留型流出抑制法の機能、適用法等は概ね究明されたと思われるが、浸透による流出抑制に関する技術は、未だ十分究明されて居らず、施設として設置された例もあるが、現状はその機能の把握に努めている段階と云えよう。

地下浸透法は、注入井による井戸法と地表面から浸透させる拡水法とに大別される（表-3、図-4）。目づまりの問題、注入水の水質の問題等、両法共通の問題も多くあるが、それぞれの方法の問題点を挙げてみよう。井戸法：我国において井戸法は、地盤沈下対策、地下水への塩水浸入防止対策、冷却水の

表-3 地下浸透型流出抑制施設の分類



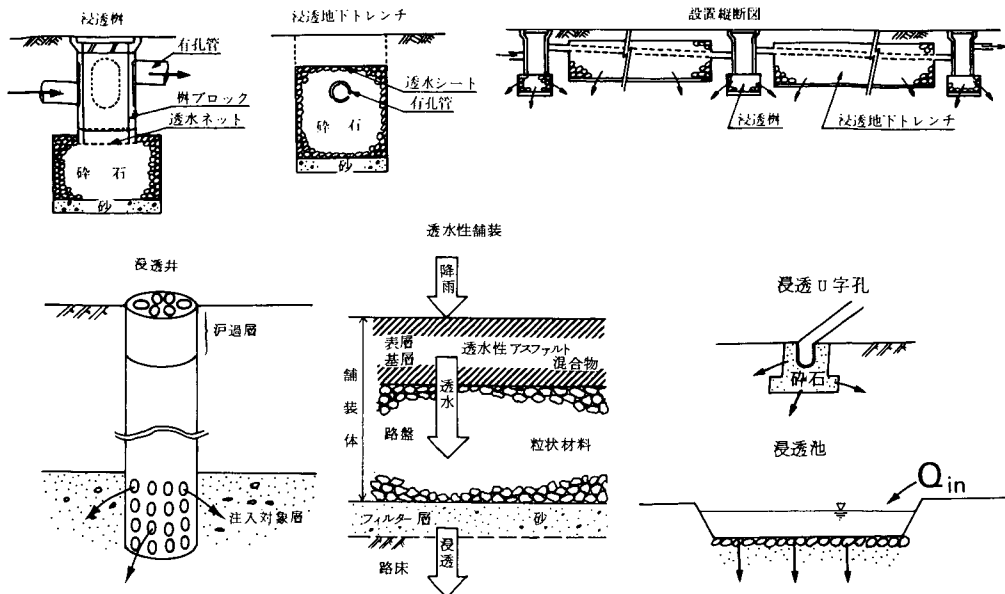


図-4 地下浸透施設の概念図

地下還流等の目的のもとに、以前より用いられていた方法である。地下水は、表流水が長時間を要して表土を通り、帯水層へ浸透していったものであるが、人工的に注入する場合はその過程を省略し、表流水を井戸壁のわずかな面積を通して直ちに地下水に変化させるものである。目づまりは避けられぬ現象として発生する。帯水層内の目づまりは、地下深部で発生するためその処理が困難である。このため注入水を沈澱、濾過、滅菌等目づまりの原因となる物質を除去する前処理を行った後、注入する方法が採られている場合が多い。

目づまりは、浸透面の空隙が減少して透水性が劣化することにより起るが、この原因としては

- ① 注入水中に含まれる懸濁物
- ② 井戸又は帯水層内での微生物の発生
- ③ 注入水中の空気泡
- ④ 帯水層水と注入水の化学反応による沈澱物の生成
- ⑤ 帯水層に水が注入する時に起る土粒子配列の変化
- ⑥ 注入井の酸化、腐食等が挙げられている⁶⁾。

注入井による涵養は、狭い井戸壁を通じて行われるため、注入水中に含まれる懸濁物の濃度がわずかであっても、注入が長期に亘って行われると注入井近傍に蓄積し、そこでの透水性を減少させることによって目づまりの重要な因子となる。

懸濁物には、有機性物質と無機性物質とがあり、洪水時の河川水には高濃度の浮遊物が含有されるが、平水時には有機性の浮遊物により多く含まれることが多い。微生物は粘着性の分泌物を分泌するため、懸濁物がより付着し易くなり、目づまりが一層助長される。汚濁水を浮遊物のみの処理で注入しようとしても必ず微生物による目づまりが生じることになる。

気泡による目づまりは、溶存空気が帯水層で気泡化するものと、注入水中の気泡が帯水層の間隙を塞ぐものである。

注入水と地下水の混合による沈澱物の中で、最も目づまりの原因となると考えられる物質は鉄、マンガン、アルミニウム等の水酸化物あるいは酸化物のコロイド状のものである。

帯水層に水が流入する時に起る土粒子配列の変化は、物理的には具体的な説明は為されていないが、流入に伴って帯水層の微細粒子

が移動し、流れの弱まった所で沈澱し、その透水性を悪くすることが原因の一つと考えられる⁷⁾。

土木研究所水文研究室で行った8ヶ所の実験場における注入井の実験結果をみると、目づまりの内のほとんどが浮遊物によるものであり、微生物による目づまりがいくらか推測されると報告されている。この際用いられた注入水は、水道水、井戸水、表流水を浄化したもの等である^{7),8)}。

井戸法による地下浸透工法は、目づまりへの対策が大きな問題となるが、2章に述べられている立川幸町団地では、昭和44～46年に建設された住宅団地に雨水排水の目的で浸透井が設置され、建設後既に10余年経ているが、目づまりによる性能低下は微々たるもので、溢れた事例も、維持管理上の支障もなく良好に機能している。この理由には、団地の設置地盤が良好な砂礫層であること、地下水位が低いこと等が挙げられる。

排水法：排水法の一般的なものは浸透池である。この施設は、その構造が比較的簡単なもので済み、目づまり対策としては、浸透面の掻きとり等によって直接的に解消することが出来る上、自然浸透に近い方法であるので、

地下水質に与える影響も比較的小さいという利点を有する。しかし、これは広い専用面積を必要とするので、我国ではこの方法の普及には限度があろう。雨水枔や雨水排水路の壁面を透水性にした浸透枔や浸透U字溝等、あるいは道路の舗装面を透水性にした透水性舗装等の他に、現在大いに期待されている方法が、前述した石崎氏発案の地下埋管法による地下浸透工法（地下浸透トレンチ）である。この工法の最大の特徴は、長時間使用でも涵養に伴う目づまり現象の発生が小さいことである。

住宅・都市整備公団では、昭島つつじが丘ハイツの団地内雨水排水に地下浸透工法を採用し（第二章参照）、浸透地下トレンチ、浸透枔等を組合せた地下浸透処理施設を設置した。又、隣接して従来型の雨水排水施設を設置した区域を設け、浸透工法による流出抑制施設の効果把握のための観測を行っている。図-5は昭和56年7月2～3日の降雨時のデータをもとにした浸透工法実施地区、従来型排水区のハイドログラフで、両工法による明らかな流出高の相異が分る。この結果は、施設設置後1年に満たない時期のものであるので、今後の継続観測が必要であることは言うまでもな

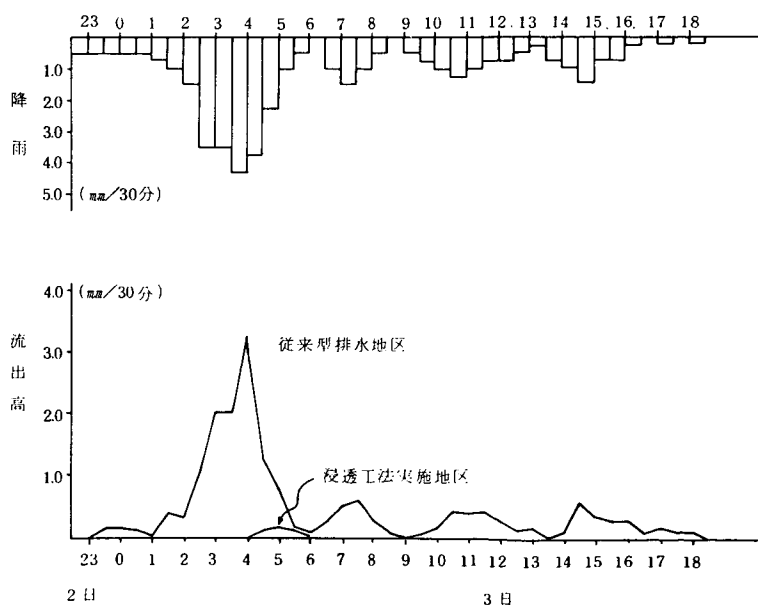


図-5 浸透施設による流出の変化ハイドログラフ⁹⁾

いが、地下水の人工涵養の一手法として開発された地下埋管法は、現在では洪水流出抑制手法の有力な手法となって来ている。

この他、昭和49年2月、東京都において透水性舗装が試験的に建設されて以来、全国各地で採用されるようになって来た。この方法には、他の浸透工法に増して目づまりが避けられぬ問題となっている。舗装面の透水能力は舗装時には 10^{-2} オーダーであるが1年程経過すると 10^{-3} まで低下してしまう。この目づまりを解消するための研究が種々試されている現状である。

流出抑制施設には、貯留型と浸透型があることは先にも触れた。貯留型の水理は、相対的に単純明快なこともあって、採用も早く、結果的に基準化、制度化も早かったと言える。それに反し個々の土質ひいては透水性、そして目づまりが問題になる浸透型雨水貯留施設の認知が遅れることは余儀ないことであろう。しかし、開発、特にミニ開発対策、地下水涵養等の問題を合せ考えると、本手法はより現実的、より有効な手法として今後共、積極的な開発が望まれるテーマではないだろうか。幸い後述するように鶴見川、中川、新河岸川等の総合治水対策河川、あるいは、住宅・都市整備公団、東京都、茨城県（国際科学博覧会会場）等で、鋭意本手法の検討が進められており、この手法が日の目を見るのは予想以上に早い時になるのではないかと思われる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：雨水貯留施設の最近の動向、土木研究所資料第1579号、S.55.3
- 2) 吉川勝秀：開発による流出増に対処するための調節池の水文設計、林野庁昭和56年度林地開発許可業務担当者研修資料
- 3) 地域振興整備公団：丘陵地域の新都市開発における雨水処理調査報告書、S.56.3
- 4) 石原旭、柳原和憲：雨水処理システム、防災No.63, 1981
- 5) 建設省土木研究所：アメリカにおける都市域での雨水貯留の実状、土木研究所資料第1068号、S.51.1
- 6) 建設省土木研究所：涵養井の目づまりについて、土木研究所資料第1402号、S.53.10
- 7) 建設省土木研究所河川部水文研究室：注入井による地下水の人工涵養、土木研究所資料第1498、S.54.2
- 8) 建設省土木研究所河川部水文研究室：涵養井の目づまりについて、土木研究所資料第1402、S.53.10
- 9) 石崎、寺川、石原、長沢：雨水の地下浸透処理による流出の抑制、土木学会誌 Vol.67-2, 1982

2. 浸透型流出抑制施設の技術開発

1. ローム層を対象とした地下浸透実験
2. 砂礫層を対象とした地下浸透実験
3. その他の地質での地下浸透実験
4. 浸透型流出抑制手法の実施例
5. 下水道における流出抑制対策
6. 透水性舗装について

1. ローム層を対象とした地下浸透実験

1. 深谷における地下浸透実験

はじめに

土木研究所では、昭和51年度から5年間にわたって、総合技術開発プロジェクトとして、地下水涵養技術の開発を行った。その主要な成果のひとつに、地下の比較的浅いところに埋設した多孔管に水を供給し浸透させる地下埋管法の開発があげられる。これは、目づまりの進行を抑制し、安定した地下水涵養を可能にした点で画期的なものであった。

本報告は、深谷において行われた地下埋管法の現地実験の成果をとりまとめたものである。この実験において従来、室内実験の結果から透水性が低いと見られていた関東ロームにおいてかなり大量の水を浸透させることができることが見出され、流出抑制への応用が指向された。そうした意味で、現在各地で行われはじめた降雨水の地下浸透処理の発端がこの実験にあったといっても過言ではないだろう。

扇状地において行ったものである。本扇状地は荒川によって形成された洪積扇状地であり、現在では河岸台地状をなして、荒川本川は扇頂より扇端方向に向って扇状地右端を流下している。地表は年代の異なる武蔵野ロームと立川ロームにおおわれている。本実験を行った地点は武蔵野ロームにおおわれたところであり、表層約2mがローム層、それ以深は砂礫で形成された帯水層となっている。地下水位は、灌漑期は高くローム層にまで達するのに対し、非灌漑期は地表より4～5mのところにある。

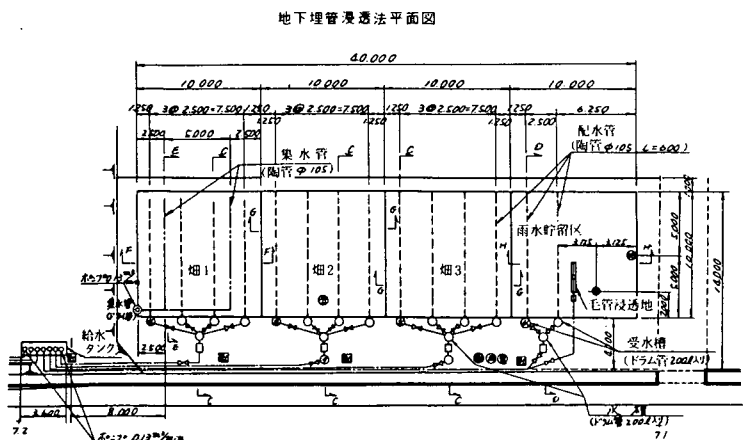
土地は主に畑として利用されている。水田は、荒川からの国営幹線の整備に伴い、扇頂部及び荒川寄りに開田されてきた。当実験地は、ネギ、小松菜、里いも等の野菜が栽培されていたところであり、本実験中にも、埋管設置部の上ではネギ等を栽培し、地下埋管からの浸透水が作物生育へ与える影響についての検討も合わせ行った。

2. 実験施設

1. 実験地の概要

現地実験は、埼玉県深谷市郊外、荒川左岸

実験地の平面図を図1に示す。長さ10m、幅10mの実験区が4区画あり、それぞれに地下埋管を敷設した。第1～3区には、長さ10m



地下埋管浸透法観測機器表

凡例	機 器 名	台数
(計)	自記雨量計 (PT-5)	1
(分)	水分観測孔	2
(計)	電接計数器 (LD-100)	1
(永)	水位計 (RR-1)	4
(減)	流量計 (RR-20)	1
(地)	地下水位計 (RR-5)	1
×	手動バルブ	19
(タ)	タイマー	2
(P)	水中ポンプ (0.13 m ³ /min)	5
○	水 槽	4
□	水量計	4
(動)	動力制御盤電力計	3

図1 現地実験施設平面図

の埋管を2.5m 間隔で敷設したが、図2はその平面図及び断面図を示すものである。第1区では、埋管の下部、地表から1.5mのところにビニール膜を設置し、浸透水の集水が可能となっている。第4区には雨水処理実験用の(c)タイプ埋管2本と、(a)タイプ埋管を設置した。それぞれ、図4、図5に示すとおり構造である。埋管としてはいずれも陶管を用い、陶管のつぎ目から土壤中に浸透するようになっている。

ここで、つぎ目から出た水は一たん陶管に沿って流れ、それから土中に浸透していくと考えられ、実際の効果としては有孔管の場合と変わりないと思われる。従って、数値解析を行う際には管軸方向には流れが変化しないものと考えた。

実験水の配水フローは図6に示すとおりである。近くの排水河川からポンプ取水され

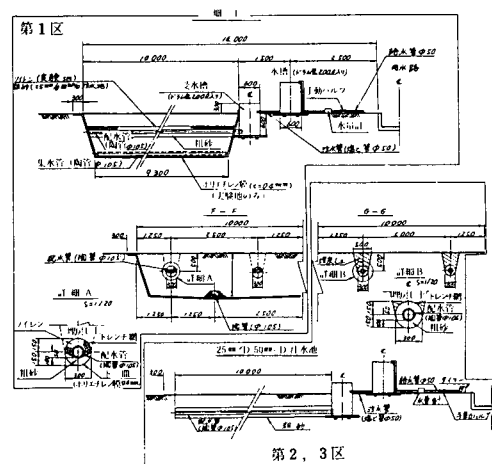


図2 現地地下埋管

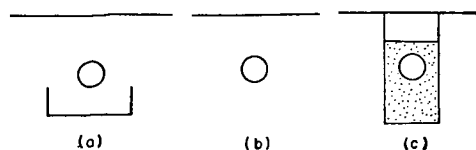


図3 地下埋管のタイプ

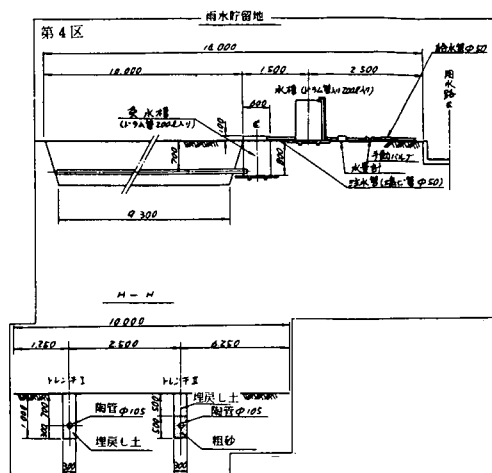


図4 Cタイプ現地埋管

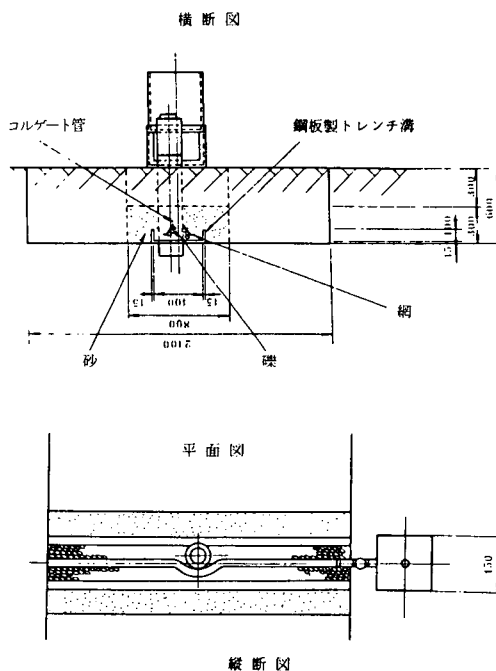


図5 現地での(a)タイプ地下埋管

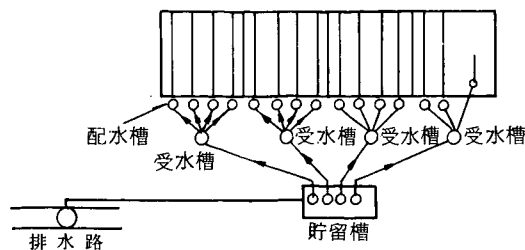


図6 実験水フロー図

た実験水は、実験区わきの約10m³の貯水槽に貯水され、貯水槽内に設置されたポンプによって各実験区に給水される。給水は、各実験区にあるタイマーによって自動的に、あるいは手動で行うことができる。給水量は、各実験区の積算流量計によって積算する。又、実験条件を明らかにするため、実験地には、雨量計、蒸発計、地下水位計を設置し、観測を行った。実験水は埋管に直結されている配水槽へ流入するが、各実験区の配水槽1個に水位計を設置し、地下埋管にかかる水圧を計測した。

3. 実験水

実験水としては、近くの屎尿処理場から排水される余剰水を排水河川からポンプ取水した。この余剰水の原水は、荒川から農業用水として取水されたものである。実験水の水質を表1に示す。実験水中のSSがかなり高くなっているが、これは屎尿処理場内の貯留槽の清掃排水が混入するためである。SSのほとんどは有機性のものと思われる。屎尿処理場からの排水は月2回程度の頻度で混入し、長期浸透実験の実験水質としては条件的に恵まれているものではない。

表1 実験水水質

pH	7.8	NO ₃ -N(mg/ℓ)	2.0
BOD (mg/ℓ)	4.8	T-N (")	15
COD (")	6.7	T-P (")	0.27
NH ₄ -N(")	0.46	SS (")	16
NO ₂ -N(")	0.08	Cl ⁻ (")	1.8

4. 実験内容と実験方法

実験は、地下埋管に関する基本的な実験と、地下埋管の地下水涵養及び流出抑制に関する適用実験に大別される。

基礎的な実験としては、土壌特性調査、地下埋管からの浸透量実験及び浸透に伴う水質調査を行った。土壌特性調査は、浸透の場合である土壌水帯の透水性、保水性について明らかにすることを目的とするもので、不攪乱資料による飽和透水試験及びPF試験を行った。地下埋管からの浸透実験は、各タイプの地下埋管からの浸透強度を把握し、地下埋管の地下水涵養及び流出抑制への適用の可能性を明らかにすることを目的としている。各タイプの地下埋管からの浸透実験は、埋管にかかる圧力を一定に保ち、4～24時間にわたって実施し、浸透強度の変化を明らかにした。又、前期降雨の浸透に与える影響についても検討した。

地下埋管の適用実験では、地下水涵養を前提とした実験と、表面流出抑制を前提とした実験を行った。地下水涵養実験では、約2年にわたる長期実験を行い、長期浸透特性について検討した。又、長期浸透実験後、土壌を掘り返し、土壌微生物調査を行った。流出抑制実験では集中型の降雨を想定し、埋管にかかる水圧と、浸透強度を明らかにし、雨水浸透処理のための考慮すべき点について考察を加えた。

5. 実験結果とその考察

(5-1) 基礎的な実験の実験結果

a. 土壌特性調査

図7にPF試験結果を示す。図中にI層、II層とあるのは、土壌の深度を示すもので、I層は土壌表面から15cmまでの層であり、II層は15cmから30cmまでの層である。飽和含水比は0.7前後である。I層とII層ではII層の間隙率が大きく、II層がI層と比較して均一な粒子で構成されていることを示している。更に

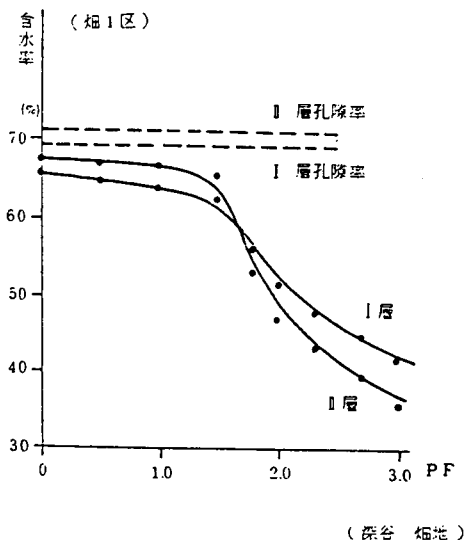


図7 現地土壤の水分特性

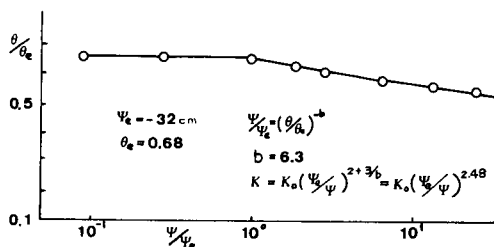


図8 水分特性の無次元化

サクシヨンの増加に伴う含水量低下がII層の方が大きくなっているのも、II層がより均一に近い土粒子の構成を有していることを示すものである。I層は作土に対応し、土壤水帯全体を代表するものとは考えられないので、II層の保水水分特性をもって、本土壤水帯を代表させることにする。

図8は、図7に示されるII層の水分特性を、無次元化して対数紙にプロットしたものである。この図から、

$$\Psi = -32 (\theta/\theta_e)^{-6.3} \dots\dots\dots(1)$$

と近似できる。

飽和透水試験の結果は $K_o = 5.0 \times 10^{-4}$ cm/secであった。そこで、不飽和透水係数は次のように書くことができる。

$$K = 5.0 \times 10^{-4} (32/\Psi)^{2.5} \dots\dots\dots(2)$$

飽和含水比は0.7前後であって大きいようであるが、飽和透水係数の値からすれば、本土

壤は砂質ロームの範ちゅうに入るものと考えられる。

(註)

$$\Psi = \begin{cases} \Psi_e & \theta > \theta_e \text{ の場合} \\ \Psi_e \left(\frac{\theta}{\theta_e}\right)^{-b} & \theta \leq \theta_e \text{ の場合} \end{cases}$$

ここに

Ψ_e : 空気混入ポテンシャル。浸潤過程では空気泡が流動しはじめる時の毛管ポテンシャルに相当するものである。

θ_e : $\Psi = \Psi_e$ の時の θ の値。脱水過程の場合は飽和含水量に等しい。

Ψ : 毛管ポテンシャル

θ : 含水量

$$K = K_o \left(\frac{\Psi_e}{\Psi}\right)^{2+3/b}$$

K : 不飽和透水係数

K_o : 飽和透水係数

b : 定数

b. 地下埋管からの浸透量

(b-1) (a)タイプ埋管からの浸透量

図9は、図10に示される(a)タイプ地下埋管の下皿に8cm深まで給水し、その後の浸透による下皿内水位の変化を示している。又、図11は水位の変化から、10分間での平均浸透量に換算したものである。給水後の浸透初期では水位の降下が早く、下皿からの毛管力による浸透が大きいことが示されている。これは、

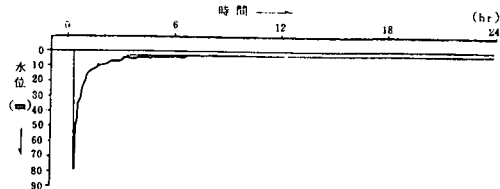


図9 (a)タイプ地下埋管下皿水位の変化

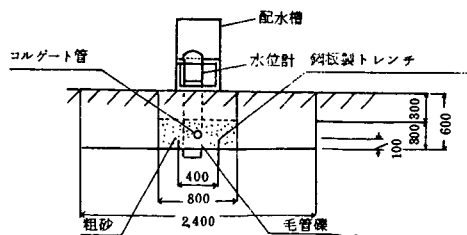


図10 現地(a)タイプ地下埋管

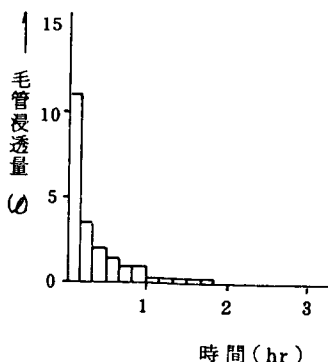


図11 毛管浸透量の変化

まわりの土壌との乾湿差が大きいことによつて毛管力が強く働くこと、及び水位が高いため毛管力によって下皿の側壁を越える水分量が多くなるためである。図12は、1時間周期で約30 lの給水を行った場合の下皿水位の変化を示している。実験は24時間継続した。ほぼ一様に1時間で30 lが浸透していることがわかる。本埋管の長さは2.4mであり、もし5 m間隔で設置したとすると、これは60mm/日に相当する。更に図13は、下皿水位を8 cmに維

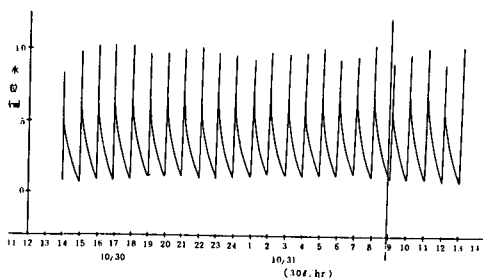


図12 供給と浸透に伴う下皿水位の変化

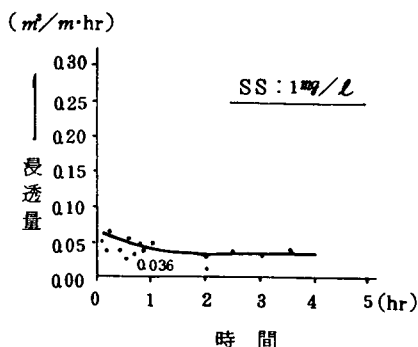


図13 (a)タイプ地下埋管の浸透量

持した場合の浸透量の変化を示している。この場合、高いところに水位が維持されているため、図12の場合の約3倍の浸透量になっている。これは、5 m間隔で埋管を敷設したとして、約200mm/日であり、(a)タイプの地下埋管でも、かなりの浸透能力を有することがわかる。

(2)式に示される不飽和透水係数を用い、現地実験と同じ条件で数値計算を行ったところ、浸透量として $0.039 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{hr}$ を得たが、この値は、ほぼ現地実験結果と一致する。ただし、砂による埋め戻し部分の透水係数については $K_0 = 0.01 \text{ cm/sec}$, $\eta = 18.2$, $\Psi_0 = -10 \text{ cm}$ といた。

(b-2) (b)タイプ地下埋管からの浸透量

(b)タイプの地下埋管からの浸透量についての実験結果を図14に示す。いずれも計算値と

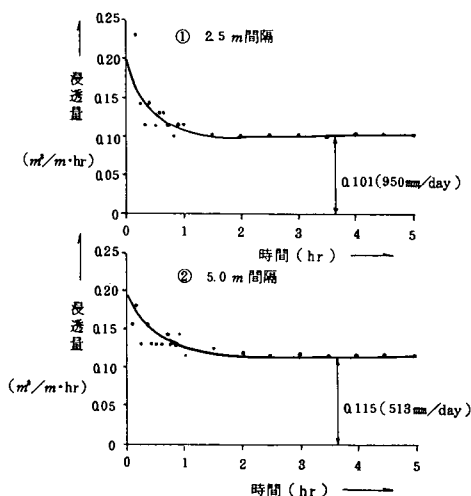


図14 (b)タイプ地下埋管からの浸透量

比べると約3倍と、大きな値を示しているが、主な原因として、現地土壌の不均一性が考えられる。すなわち、土壌に存在する大間隙あるいはクラック等における浸透が卓越することが考えられるわけである。更に、埋管にかかる圧力が高くなると、クラックの幅自体の変化も浸透に寄与しよう。

不飽和浸透のみに依存する(a)タイプの場合には、前節で述べたように計算値と実験値が

ほぼ一致した。このことは、土壤に大間隙やクラックが存在しても、不飽和浸透にはほとんど寄与しないことを意味する。これは、不飽和透水係数が、水分を保持しうる最大の間隙孔の径 R によって決まることからわかる。 R 以上の大間隙が存在しても、不飽和透水係数には何らかかわりがないわけである。これに比して、重力浸透においてはクラックに圧をもって流入することから、クラックが存在する場合、全体的な透水係数が大きくなるわけである。

上記の考察は、汚水の重力浸透においては、アンモニア性窒素がそのまま浸透して地下水を汚染するという事実¹⁾と一致する。もし、土壤水帯を不飽和浸透によって時間をかけて浸透すれば、アンモニア性窒素は酸化され硝酸性窒素に変わるはずだからである。これらのことは、地下埋管のタイプによって異った事前調査が必要であることを意味する。すなわち(a)タイプの地下埋管に対しては、サンプルによる室内実験によって適切な透水性の評価が可能であるのに対し、(b)タイプあるいは(c)タイプの地下埋管に対しては、現地において全体的な透水性を把握する現地試験法の開発、改良が必要となってくるわけである。

(b-3) (c)タイプの地下埋管からの浸透量

実験第4区に設置された雨水浸透処理用の地下埋管による浸透実験の結果を図15に示す。砂による置き換えを行った場合と、土壤の埋め戻しによる場合とを比較して示してあるが、最終的な浸透量としては全く同じ値が得られた。この結果は、数値解析によって得られた傾向とは異なっている。この原因としては、砂による置き換え幅が30cmと小さかったこと、土壤の不均一性のため、砂による置き換えによって透水性の向上が促進されなかったことが考えられる。

埋管まわりの土壤の砂礫による置き換えは、有効間隙を増加させ雨水の一時貯留の役目を果たすと同時に、浸透水に含まれる浮遊物による土壤浸透面閉塞の防止の役割を有している。従って、できるだけ砂礫による置き換え

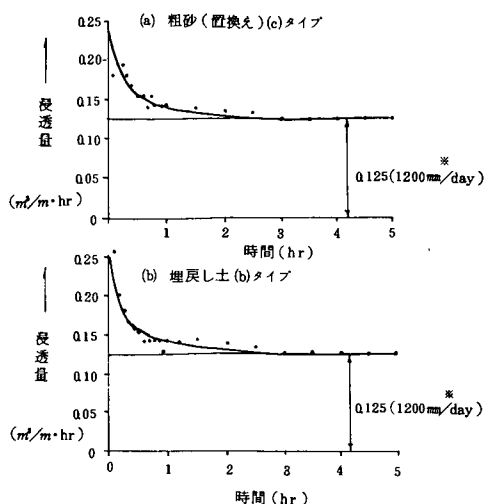


図15 (c)タイプ地下埋管と(b)タイプ埋管の浸透量の比較

を行い、永続的な雨水浸透処理を考えるのが経済的であろう。

又、降雨の影響を調べるために、実験日から一週間前までの前期雨量が10mm及び17mmの場合の浸透量を比較したところ、浸透初期において降雨の影響を受けて浸透量が減少したものの、最終浸透能についてはほとんど差がみられなかった。これは、浸透初期には、埋管まわりの土壤の貯留量が、降雨による水分増加の影響を受けるのに対し、(b)タイプ、(c)タイプの埋管からの浸透は、先にも述べたように、クラック等からの重力浸透が卓越しているため毛管力の作用をあまり受けないことに起因していると思われる。

(5-2) 長期浸透実験

長期浸透実験は、地下水涵養を行う上で最も重要な実験である。地下埋管の地下水涵養施設としての有効性はSSによる比較的短期間における目づまりと、主に微生物による目づまりに関係した長期浸透特性から判定されるからである。

土壤では、土壤微生物が豊富に生息し、浸透水に含まれている有機物等栄養物は、好氣的に分解される。しかし間断なく浸透が続けられると、浸透水による栄養分の補給によって、埋管近傍の土壤で微生物が増殖し、目づ

まりが発生する可能性がある。もし浸透水の供給を間欠的に行えば、栄養物の補給が中断されることによって微生物の発生が抑制されるから、結果的に微生物の数が制御されることになるわけである。従って、土壌及び涵養水の水質特性に適応した涵養水の供給方法を考えることが重要となる。

第2区においては50mm/日の涵養を、日6回に分割して行った。図16は、第2区における浸透量と、浸透水に含まれる負荷量との関係を示したものである。縦軸は給水時間中の平均浸透量、破線は週あたりSS負荷量である。

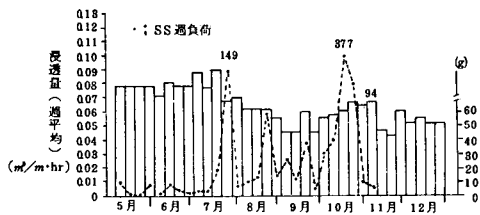


図16 浸透量と負荷量との関係

SS負荷量が少ないと浸透量に変化がみられないが、負荷量の多くなる7月以降には浸透量の減少がみられる。10月になって浸透量がやや回復しているようであるが、浸透開始月の浸透量までは回復していない。浸透量は、前節で述べた(b)タイプ埋管からの短期的な浸透実験における値と比べて5～6割であるが、それでも1日2時間程度の給水で50mm/日の涵養をなし得ることになる。日浸透量としてはまだ余裕があると思われ、長期的な浸透量として更に多くが期待されることがわかる。

図17は、横軸に累加浸透量、縦軸にQ/H

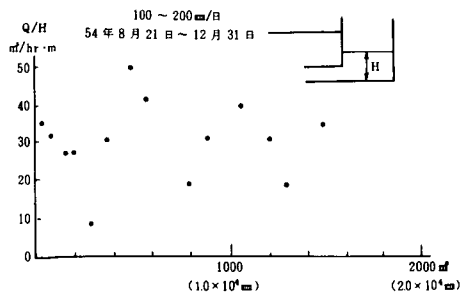


図17 長期浸透傾向

(Q；浸透量，H；配水槽の水位)をとって整理したものである。目づまりが生じて埋管からの浸透に対する抵抗が大きくなると、同じ浸透量に対して配水槽内の水位が高くなるものと考えられる。図中の点はかなり散らばっていて、一定の傾向は明らかでないが、目づまりによって浸透量が減少しているようには見られない。図18に示すように涵養は間欠的になされていて、有機物の供給が断続的であったため、土壌微生物の生息量と栄養分供給のバランスがとれ、目づまり現象が顕著にならなかったものと考えられる。なお図18の下部には、涵養水中のSS濃度を示してある。

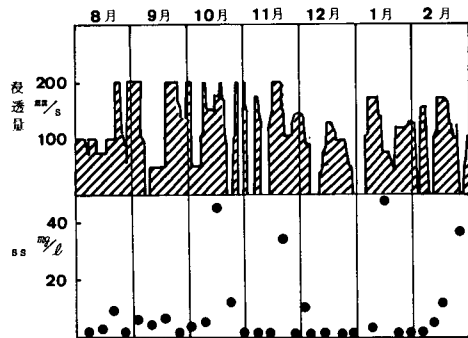


図18 供給量と浸透水中のSS

2年間の長期涵養実験ののちに、土壌を掘り返し、土壌微生物調査を行った。長期涵養による土壌微生物の生息状況への影響を明らかにすることを目的としたものである。調査項目は、土壌1g中の細菌数、糸状菌数、原生動物数及び、T-P（トータルリン）、T-N（トータル窒素）、T-C（トータル炭素）である。

T-P、T-N、T-Cは、浸透水によって与えられた栄養分の指標であり、これらが高い値を示すことは、浸透水から負荷された栄養分が多いことを意味する。又、土壌中の細菌は、有機物等栄養分が豊富で含水量が多いところで増殖するから、細菌数が多い所は、浸透水からの栄養分補給が多いということになる。原生動物についても、細菌と同様のことが言えるであろう。糸状菌は、いわゆるカビと呼

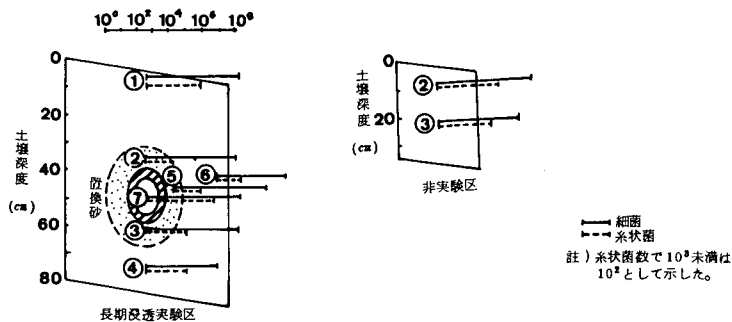


図19 資料の採取地点および細菌、糸状菌数

ばれるものであるが、水分量が多く、間隙内の空気量が少いところでは生息に適さない。従って、常に浸透水があり、含水量が多くなっているところでは、細菌数に比較して糸状菌数が少くなるわけである。

図19は、土壤資料の採取場所を示したものである。採取断面は、埋管と埋管の継目で、浸透水が土壤へ浸透するところである。①は土壤表面 ②は埋管の上面で置き換え砂内 ③は埋管の下方で置き換え砂内 ④は埋管下方で土壤内 ⑤は埋管側方で置き換え砂内 ⑥は側方で土壤内 ⑦は埋管下方である。細菌数、糸状菌数を線の長さとして表示してある。又、比較のため、涵養の影響を受けていないところでの値も示してある。埋管のまわりの置き換え砂内では保水性が高く、従って糸状菌が少なくなっていること、及び埋管まわりでは栄養分が多く供給され、従って細菌数が多くなっていることが読みとれる。

表 2 は土壤分析の結果、表 3 は原生動物

物数を示している。埋管の内部で採取された資料に、栄養塩類及び原生動物が最も多く含まれるが、浸透水に含まれていたSSが直接沈降・堆積したものであるから当然のことといえよう。原生動物数は、明らかに置き換え砂の部分で多く、栄養塩類も概して砂層内で多くなっている。特に、埋管側方砂層内で栄養塩類、原生動物数ともに多くなっており、これより、側方からの浸透が卓越していたことが推定される。更に、側方土壤内での細菌数と糸状菌数の比が高くなっていることから、側方土壤内での保水性が高かったことが推定されるが、これは、土壤内においても側方部の浸透が卓越していたことを示している。透水性が均一な場合には、下方向への浸透が卓越することが数値解析によって明らかにされているから、こうした結果は、何らかの原因で下方に目づまりを生じ、透水性が劣化したことを示しているといえよう。

土壤分析調査は、2年もの長期涵養実験を終えたのちのものであるから、実験当初は下方向への浸透の卓越によって、栄養分の供給がなされ、次第に微生物による目づまりが進行していったと推定してよいだろう。又、埋

表 2 土壤分析結果

試験採取地点	項目	T-N	T-P	T-C
1		441	512	12.0
2		197	99	1.1
3		61	267	3.4
4		615	484	4.0
5		1880	2618	1.4
6		452	713	6.2
7		1960	5620	31.0

単位T-P, T-N mg/kg
T-C mg/g

表 3 原生動物数

採取地点	原生動物数 個/g	採取地点	原生動物数 個/g
1	240	6	40
2	200	7	3880
3	680	8	400
4	80	9	360
5	1000		

管の継目間隔は1 mであり、継目からの浸透速度がかなり大きくなったため置き換え砂の配列を乱したことも、ひとつの原因になっていることが考えられる。埋管からはできるだけ均等に土壌へ浸透させるように工夫することが重要であると考えられる。

(5-3) 流出抑制に関する実験

都市域のピーク流量の増大は、不浸透面積率の増加による流出率の増大及び排水路網の整備による到達時間の減少に起因している。地下埋管による雨水浸透処理は主として流出量の減少を図るものであるが、埋管への配水のための配水槽や埋管まわりの貯留等による到達時間の遅れも期待できると思われる。しかし、到達時間遅れ効果は、降雨強度、降雨波形によって当然異なってくるので、実際の計画においては、浸透増によるピーク減少効果のみを考えた方がよいであろう。

さて、現地実験では、後方集中的な降雨波形を考え、地下埋管に給水して浸透状況を検討した。図20は、給水波形と浸透量の波形を示している。両者はほぼ対応しているが、給

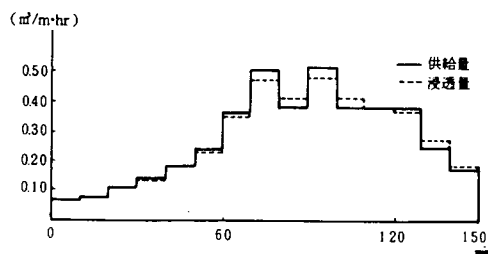


図20 給水と浸透

水強度が高くなると、若干浸透しきれず、遅れを生じていることがわかる。この給水量と浸透量の差が配水槽に貯留され、配水槽の水位を上昇させる。この水位上昇が、次なるステップで給水量を上まわる浸透を生じさせるようである。このように、地下埋管を用いた流出抑制は、配水槽等の貯留施設との組み合わせにより一層効果的になる。図21-aは、配水槽水位の上昇によって地下埋管からの浸透量が増加することを示している。これによ

ると、槽内水位が10cmから25cmまで増加することによって、浸透量はほぼ倍になっている。

図21-bは、数値計算の結果を示したものである。図21-aと図21-bとを比較すると、水位の上昇に対し、ほぼ直線的に浸透量が増加している点では両者共通だが、その勾配は大きく異なる。これは、やはり現地土壌においてはクラック等大間隙での重力浸透が卓越していることに起因するものであろう。

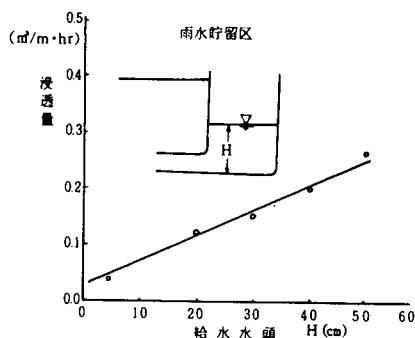


図21-a 水位と浸透量

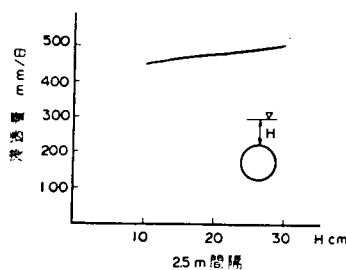


図21-b 管圧と浸透量

先に、地下埋管によって流出抑制を行うには、配水槽を兼ねた貯留施設が必要であることを述べた。ここで、より経済的な流出抑制施設の計画に当たっては、浸透能力に対してどの程度の規模の貯留施設が必要かの決定が重要となる。地下埋管長はその基本となるわけだが、図21-aに示した水位と浸透量の関係から、所定の流出抑制を達成するために必要な浸透規模、貯留規模がおのずと決定されると思われる。

下水道が整備されている地域では、雨水排水管は下水道管へ連結されることが義務づけられている。そこで、雨水排水管を地下埋管で置き換え、地下埋管の浸透処理能力以上の

降雨は下水管に流下させるような構造が合理的であると思われる。図22に示すように、雨水を一たん貯留し水压を高める調整槽的な役割

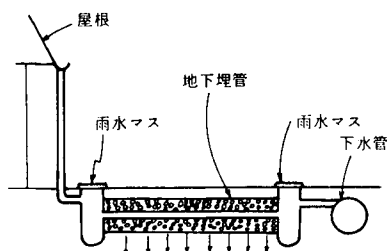


図22 地下埋管を用いた流出抑制例

目を持たせた雨水マスを設置し、そこから地下埋管をのばすという方法も考えられる。雨水マスの底を浸透可能な構造にしておけば、浸透補助施設として機能するだろうし、又雨水排水に含まれるSSの沈殿池としての役割も期待できよう。

まとめ

ここで、本報告をとりまとめると、次のようになる。

- (1) (a)タイプ埋管からの浸透量は $0.033\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{hr}$ であり、現地土壌の不飽和透水係数を用いた数値解析の結果の値 $0.036\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{hr}$ とほぼ同じであったのに対し、(b)タイプ埋管においては、数値解析による予測値の2～3倍の値を示した。これは、現地土壌の不均一性、すなわち大間隙やクラックの存在による重力浸透の卓越に起因するとと思われる。
- (2) (1)より、(a)タイプ埋管からの浸透量予測は、サンプリング資料の不飽和透水係数を用いた数値解析によって可能であるのに対し、(b)、(c)タイプ埋管の場合には、土壌での全体的な透水性の把握が必要であるといえる。特に、地下埋管による流出抑制計画にあたっては、現地透水試験の開発・改良が重要な要素になると思われる。
- (3) 地下埋管の、地下水涵養への適用性を検討するために、約2年間にわたる長期浸透実験を行った。浸透水中のSS濃度は最大

30～40mg/l程度であったにもかかわらず、長期的に継続して100～200mm/日の浸透が可能であった。実験終了後、埋管付近の土壌、置き換え砂を採取し、栄養分、土壌微生物量の調査を行った結果、埋管からの浸透は、側方からのものが卓越していることが推定された。これは、浸透開始当初の下方への浸透によって、微生物の分解能力を上回る負荷がかかり、目づまりを生じたためと思われる。埋管から土壌への浸透部分の面積を大きくとることによって、より効果的な浸透に資することができると考えられる。

- (4) 地下埋管の流出抑制への有効性を検討するための現地実験を行った。その結果、現地土壌では、埋管にかかる水压によって浸透量が大きく増加することがわかった。従って、流出抑制効果を高めるには、埋管への配水槽を兼ねた貯留槽と組み合わせるのが合理的である。最適な貯留槽規模の決定にあたっては、土壌の浸透能、水压と浸透量の関係等を考慮に入れる必要がある。

参考文献

- 1) 田中・平松：「土壌による排水の浄化に関する研究」, 日本建築学会学術講演梗概集, S.54.

2. 土木研究所構内における地下浸透実験

1. はじめに

我国における人口増加、国民総生産(GNP)の拡大ならびに住宅・都市環境の質的向上等を背景とした、河川流域の開発あるいは都市化の進展により、洪水流出量の増大及び洪水

到達時間の短縮という現象が顕著に現われてきていることは繰り返し指摘されてきた。この、土地利用変化による洪水流出形態変化の主たる原因は、屋根・道路等の不透透面積の増加ならびに水路網の整備にあるということができよう。

上記のような状況を緩和するための技術的・行政的施策には種々のものがあり、これら個々の対策に関する調査・研究の現状及び実施例等については、「雨水貯留に関する調査報告書（第1報～第4報）」の中で逐次紹介してきた。すなわち、抜本的な対策としての河川改修のほか、流域内における多目的遊水池・治水緑地・防災調節池・防災調整池及び雨水貯留施設等がハードな対策としてあげられる。また、ソフトな対策としては、流域の土地利用を治水上の観点から調整・配慮していくものとして、都市計画における市街化区域・市街化調整区域の線引きの際の十分な配慮・調整、計画的盛土の推進等をあげることができる。

これらハード・ソフトな治水対策の中で、今後の調査研究課題としてあげられるものの1つに、土壌の浸透性を活用した流出抑制対策がある。

本報告は、この土壌の浸透性を活用した流出抑制対策に関して、関東平野等に広く分布しているローム層を対象として、雨水を地下浸透させる施設（浸透型雨水貯留施設）の能力把握について、基礎的な実験の内容及び結

果を紹介するものである。

実験場所は、茨城県筑波研究学園都市内の土木研究所構内であり、対象土層は関東ローム層である。（図-1参照）なお、本実験結果は浸透型雨水貯留施設の1つである浸透型各戸貯留槽の機能評価をする場合に、有効な一つの判断材料となるものと考えられるが、対象水は屋根からの降雨水である。

2. 実験目的

本実験の目的は、雨水貯留施設の中でも特に小規模な宅地開発（ミニ開発）あるいは個人住宅を対象に検討されている浸透型各戸貯留槽の能力把握をすることにある。浸透型施設の流出抑制効果は、主に地盤の有する透水性や保水性によって左右されるものであるが、前者の透水性に関しては、土壌の性質が極めて不均一なものであり、透水量はそのオーダーを知ることができる程度であるとされてきた。また保水性に関しては、例えば関東ローム層の場合、我が国の年平均降雨量約1,800mmに匹敵するほどの保水能力を有しているとも言われている。

このことは、例えば武蔵野台地のように関東ロームが厚く分布している地域では、本来、通常我々が河川と称しているようなものは存在しておらず、小川のような水路のみしか存在していないという事実から判断しても、この地層の透水性・保水性は一般に想像される

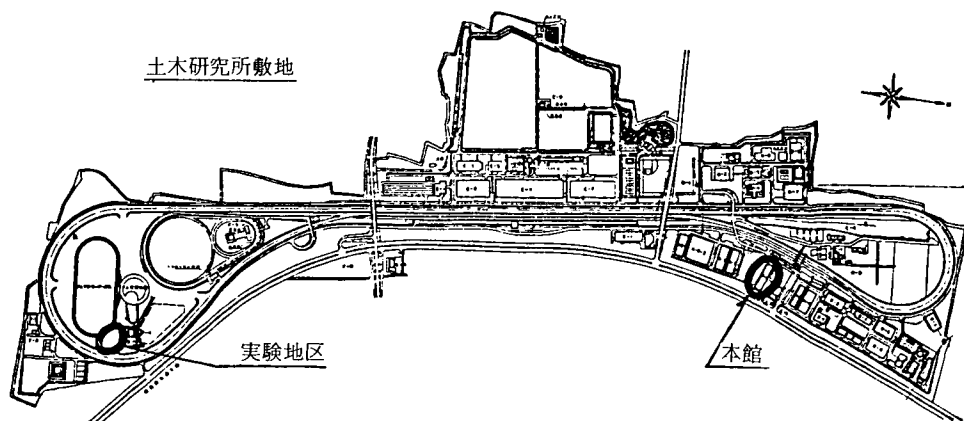


図-1 実験地区位置図

以上に高いということが判る。なお、地盤の透水性は、新期・古期ローム等の地質の相違、切土・盛土等の人工的な土地の改変、地下水位によっても左右されるものである。特に、盛土地や埋立地においては、浸透性があまり期待できない場所が多い。また河川に近い場所では、比較的短時間の間に雨水が河川に還元されてしまうので、これらの地域に設置された浸透型施設の流出抑制効果は相対的に劣るということができる。

なお、低地や盛土・埋立地等における地盤の浸透性が相対的に劣ることは、江戸川工事々務所や住宅・都市整備公団、地域振興整備公団その他の実験結果により明らかにされてきたが、他方、ローム地質の中でも腐植質にめぐまれた黒ボク土、さらには従前から土木工学の分野で室内透水試験等により透水係数が大きいことが判明している砂質土、真砂土、九州地方などに分布しているシラス土などでは、ローム地盤よりもはるかに高い透水性が確認されている。

前述したように、本実験の対象地盤は、一般の土木技術者により浸透性が高いとはあまり認識されてこなかったと思われるローム層の代表格、関東ローム層を対象としたものであり、実験目的として以下のことがあげられる。

① 浸透型貯留槽のタイプ別能力比較

…円筒型、円筒透水性型、暗きょ型、蛸足型を対象

② 浸透能力の評価手法の解明

イ 湛水深と浸透量の関係

ロ 浸透面積と浸透量の関係

…円筒型及び暗きょ型を対象（現在、実験中）

③ 目づまりの長期的傾向の把握とその評価

イ 長時間注水による浸透量の変化

…中水道水及び水道水を使用した場合

ロ SS投入による浸透能力低下

…円筒型貯留槽を対象（暗きょ型貯留槽については、今後検討の予定）

④ 降雨時における浸透能力の把握

イ 無降雨時と降雨時との浸透量比較

ロ 降雨強度と浸透能力との関係

…30mm/hr, 50mm/hr, 土壤湿润状態を対象

⑤ 充てん材（濾過材）の種類による浸透能力の相違把握

イ 長時間注水（中水道水）に対する効果

ロ 目づまり物質（SS）の濾過能力の相違

⑥ 土中水分量と浸透量の関係検討

イ 土中水分及び地下水位の変化

ロ 土中水分量と浸透量の関係

⑦ 貯留槽の規模と降雨カット効果の概略検討

…円筒型、円筒透水性型、暗きょ型、蛸足型を対象

土木研究所では、以上の目的をもって昭和53年度より土木研究所構内・清瀬市内・東久留米市内その他において諸実験を行ってきた。

なお、浸透型施設の効果には、流出抑制効果（治水効果）のほかに、地下水涵養・河川流況の安定化及び公共用水域の水質保全の効果が有り、今後積極的に調査・研究されるべきものであると考えられるが、この施設については、上記の諸効果とも関係して以下のような重要な課題があるものと思われる。

A 浸透型施設の能力把握法

…実施設の観測資料をもとにするのが最適であるが事前に把握できることが規模決定のためにも必要。

B 目づまりによる能力変化の把握及びその防止対策

…本施設の最大の難点は、目づまりによる能力低下にあると考えられるが、規模決定さらには水質汚濁の防止効果の検討のためにも必要。

C 流出抑制効果（治水効果）の把握手法

…本施設の流出解析への組み込み方

D 施設設置可能範囲の決定及びその判定条件の整理

○設置深度

○地形・地質・地下水位等との関係

○地盤の人工的な改変への配慮

E 条件に対応した施設規模の決定

…条件とは、端的に言って許容放流量のことであり、また施設の安全率をいかに設定するか。

F 所要の効果を充分期待できる安価な施設の検討

…設置費用の問題である。

G 地下水涵養・河川流況の安定化効果の把握

…水文環境の保全・回復という観点から地下水に及ぼす影響に充分配慮することが必要。又、浸透型施設の設置により湧水・低水流量がいかに変化するか。地下水も含めた水理・水文の解析が必要。

以上の事項以外にも浸透型施設の課題はあげられようが、本実験の目的は上記の諸課題のうちのいくつかを解決するための1つの判断材料となるものと思われる。

3. 実験施設の概要

本実験は、土木研究所構内の一区画において行なったものであり(図-1参照)、実験施設の概要は以下のとおりである。

1) 貯留槽の配置及び構造

種々のタイプ及び規模の貯留槽を図-2に示す平面配置により設置したもので、個々の

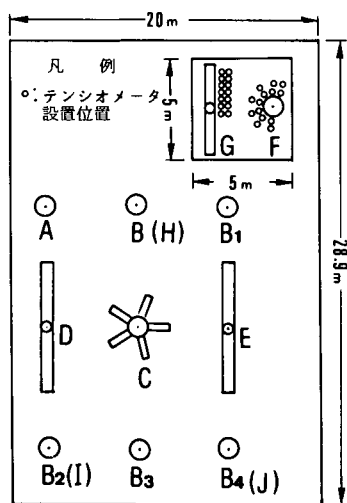


図-2 貯留槽と土中水分測定孔の配置

施設の構造は図-3～8のとおりである。なお、貯留槽F及びGが設置されている場所の周囲にある正方形の施設は、 $5\text{m} \times 5\text{m}$ の人工降雨施設で、二重配管され2種類のノズルが各々の管に取り付けられていて、 30mm/hr 及び 50mm/hr 規模の降雨を人工的に降らせることが可能な施設となっている。

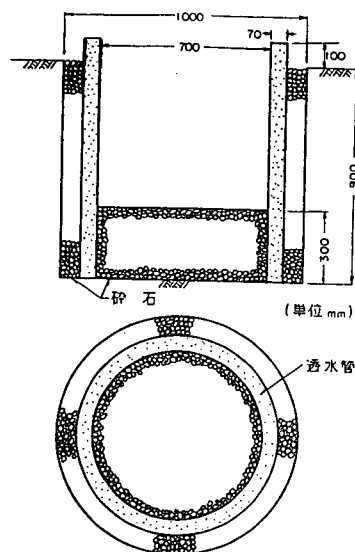


図-3 円筒透水型貯留槽の構造(Aタイプ)

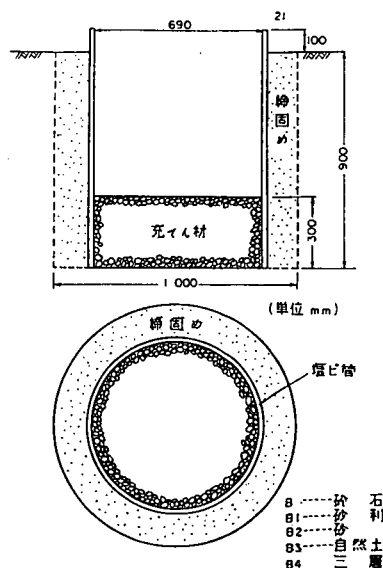


図-4 円筒型貯留槽の構造(Bタイプ)

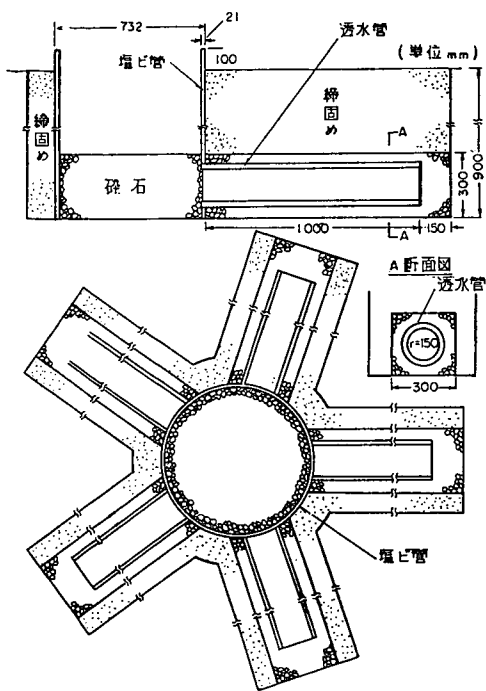


図-5 蛸足型貯留槽の構造 (Cタイプ)

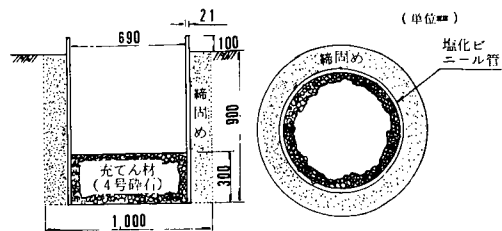


図-7 円筒型貯留槽の構造 (Fタイプ)

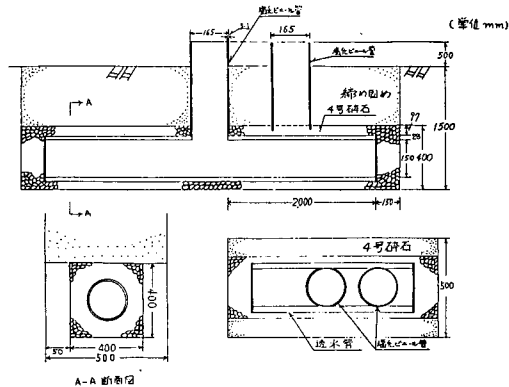


図-8 暗きよ型貯留槽の構造 (Gタイプ)

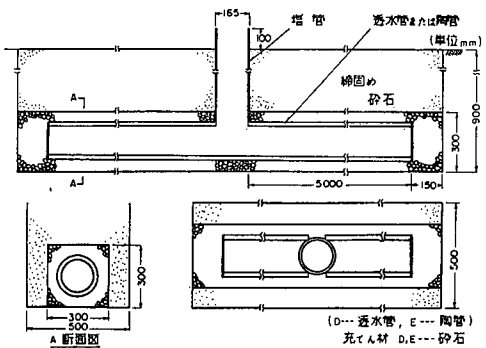


図-6 暗きよ型貯留槽の構造 (D、Eタイプ)

2) 対象地盤の概要及び地下水位状況

実験地区内の3地点で実施したオーガーボーリング及び採取した資料の土質調査結果及び土質柱状図は、表-1及び図-9に示すとおりである。また、地下水位面は約G.L.-2.0mの位置にある。なお、参考のため同地区と至近の場所において土木研究所が観測している浅層地下水位の季節変化及び観測地点の土質柱状図を図-10、11に示す。

調査場所	建設省土木研究所水文観測場内
調査方法	ハンドオーガーボーリング

調査箇所 1						調査箇所 2						調査箇所 3					
深度 (m)	水位 (m)	土質記号	土質分類	色調	土性観察記事その他	深度 (m)	水位 (m)	土質記号	土質分類	色調	土性観察記事その他	深度 (m)	水位 (m)	土質記号	土質分類	色調	土性観察記事その他
0.0	0.15	表土	黒褐	草根多く混入する表土	上部若干草根混入する。	0.16	0.16	表土	黒褐	草根多く混入する表土	上部若干草根混入する。	0.20	0.20	表土	黒褐	草根多く混入する表土	上部若干草根混入する。
1.50		ローム	暗茶褐	含水小位、下部含水小～中位		1.60		ローム	暗茶褐	含水小位1.50 m付近より含水小～中位		1.90		ローム	暗茶褐	含水小位1.50 m付近より含水小～中位	
2.10		ローム	茶褐	170 m付近より含水中～大位2.00 m付近より		2.10		ローム	茶褐	170 m付近より含水中～大位2.00 m付近より		2.00		ローム	茶褐	上部含水中～大位。	
3.00				含水大位にて攪拌		3.00						3.00				20.00 m付近より含水大位にて攪拌	

図-9 土質柱状図

表-1 土質試験結果表

	土 研	土 研	土 研
レキ分(%)	2	2	0
砂分(%)	42	37	27
シルト分(%)	51	49	43
粘土分(%)	5	12	30
最大粒径(mm)	4.76	4.76	2.0
三角座標分質比	シルト質ローム	ローム	シルト質ローム
比重	2.49	2.491	2.598
含水比(%)	122.9	111.7	104.1
間ゲキ比	2.456	1.732	1.704
透水係数(cm/s)	8.31×10^{-5}	2.88×10^{-5}	3.04×10^{-5}

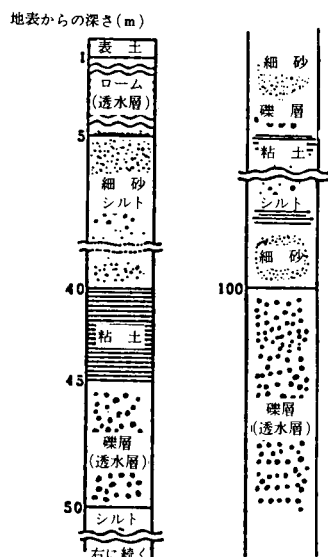


図-10 実験地区付近の地層と透水層

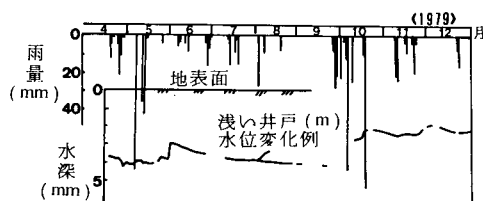


図-11 地下水位の年変化例

実験地区の関東ロームは、人工的な土地の改変を伴わない自然状態にあり、かつ新时期ロームに属するので、地盤本来の浸透性は関東ロームの中でも相対的に良好であると考えられるが、地下水位が高いという点は逆に浸透性を小さくする要因であるとも考えられる。

又、本実験と最も関係の深い数値は、表-1の透水係数であるが、この値は 10^{-5} のオーダーを示している。土木工学の分野で、この

数値が通常意味するものは、当該地層が難透水性ということであるが、表-1の透水係数は室内透水試験の結果であり、本試験は基本的には砂質土の乱した資料を主たる対象とした試験であるとされている。なお、関東ロームは、土質的にはシルト及び粘土を主体に構成されるが、粘性土に関して室内透水試験では、乱さない資料を使っても透水試験を行うことは相当困難であり、透水係数のオーダーを知る程度のものであると「土質試験法」等には記されている。

しかし、各地のローム地盤における現地試験から結果的な透水係数として $10^{-2} \sim 10^{-4}$ 乗のオーダーの値が得られるのは、ローム中に存在する間隙（分布密度の高い小間隙と分布密度の低い大間隙より構成されるとされている。）の作用によるもので、農業土木関係の文献によれば、表土（A層と称される）及び心土（B・C層と称される）の間隙率は約75~85%程度であると報告されている。（表-2参照）

表-2 関東ロームの間隙と透水性の関係

	×土地		深さ cm	構 造	間ゲキ 率 V %	組間ゲキ (水平断面) V %	組間ゲキ (水平断面) V %	××透水係数
火 山 灰 土	農 大 (A.U)	表 土	0	団粒状	76	14	61	2
		心 土	80	カベ状	83	27	56	3
	宇 大 (U.U)	心 土	100	カベ状	78	23	55	4
		鹿沼土	240	団粒状	87	>25	<62	15
×火山灰土	× 大 (S.U)	表 土	5	カベ状	56	9	47	3
		心 土	40	カベ状	51	6	45	0.09

3) 土中水分の測定法

今回の実験では、中性子水分計及びテンシオメーターを用いた。前者は土中水分を深度方向に断続的に計測可能なものであり、後者は計器先端土壌のPF値（土壌の毛管圧（水分張力）の常用対数をとったもの）を測定するものである。このPF値と土中水分あるいは含水率との関係を別に作成しておきこの関係図と併用すれば土中水分量及び含水率を間接的

に推定することも可能な器具である（図-13参照）。なお、中性子水分計は一般的に精度が低いとされており、又テンシオメーターは、構造は簡単なものであるが操作に充分注意を要するものである。これらの計測器具は、農業土木・森林工学の分野で多用されているもので持ち運びも容易で、簡単に計測ができ、安価であることに特徴がある。

図-12にこれら計測機器の配置の一例を、図-13に簡単な構造を示す。

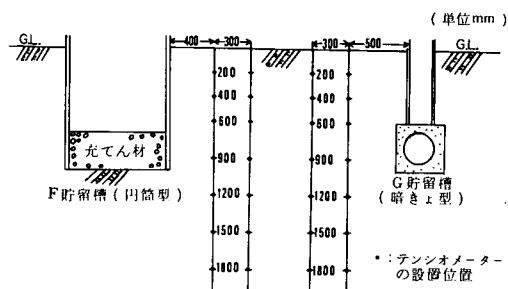


図-12 テンシオメーターの設置位置

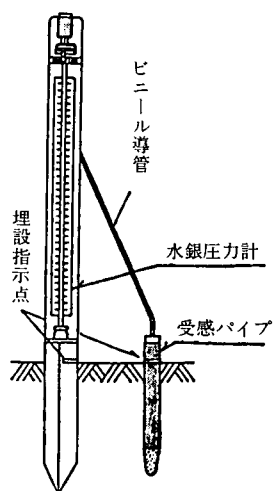


図-13 テンシオメーター概念図

4. 実験の内容及び結果

第2部においては、①～⑦までの実験目的を述べたがここでは、これらの実験目的に沿って各々の実験内容及び実験結果を述べていくことにしたい。

1) 浸透型貯留槽のタイプ別能力比較

今回の実験では、貯留槽タイプとして、円筒型・円筒透水性・暗きょ型及び蛸足型を用いているが、円筒型及び円筒透水性は耕タイプ、暗きょ型は地下トレンチ（地下埋管）タイプと言い替えることもできるもので、蛸足型は、中国における満州井戸（地下水揚水のための施設）にヒントを得たが、我国における使用事例は、非常に少ないものである。

実験は、充てん材上30cm（暗きょ型は管底から50cm）の位置に常時水面があるように注水を行い、浸透量の測定、中性子水分計・テンシオメーターによる土中水分・PF値の測定、さらに観測井を用いて地下水位の測定を行った。これらの測定時間は約6時間である。（以上定水頭実験）その後、湛水深をさらに30cm深くして注水をやめ、湛水深の時間変化を求めた。（変水頭実験）

中性子水分計の測定点は、貯留槽から40, 70, 100cmとし、深度40cmから210cmまでほぼ20cm間隔で測定した。又、テンシオメーターの測定点は、貯留槽から20, 40, 70, 100cmとし深度は30, 60, 90, 120, 150, 180cmを適宜選んで実施した。地下水位の測定は、内径100mmのハンドオーガーを用いてあけたボーリング孔（深さ2.5～3.0m）を用いて行った。

以上の実験を1組の実験として、各貯留槽ごとに2日ないし3日間の間隔で、同様の実験を2, 3回実施した。

実験結果は、図-14, 15からも判るとおり、円筒型よりも円筒透水性の方が側方の浸透を

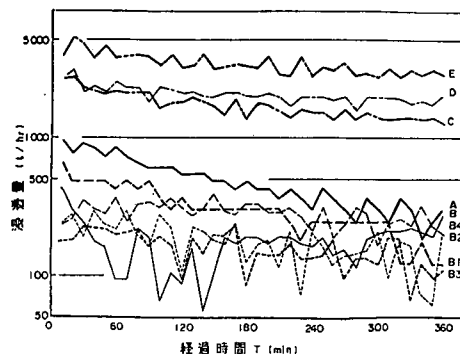


図-14 浸透量の時間変化

期待できる分だけ浸透能力が高く、又暗きょ型・蛸足型については、円筒型・円筒透水型よりも浸透面積がはるかに大きいので、大きな浸透量を示した。これらの浸透量は、他機関における種々の実験結果によっても明らかにされているとおり、暗きょ管の長さにはほぼ比例しそうだということが判っているので、当然のことながら施設規模にはほぼ比例するものである。

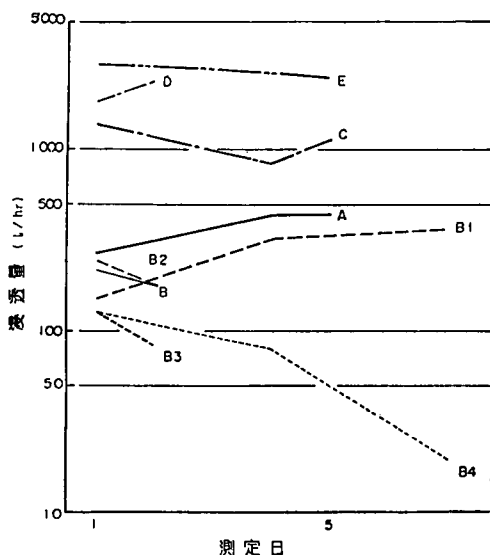


図-15 浸透量の日変化（4～6時間継続実験の最終1時間の値）

ここでは、底面積のみの浸透を期待する円筒型よりも側方あるいは上方からの浸透も期待できる他のタイプの方が、浸透効果が高いということが明らかにされた。

2) 浸透能力の評価手法の解明

イ. 湛水深と浸透量の関係

浸透能力は、湛水深に比例するとされている。そこで今回の実験では、この関係についてB型貯留槽の変水頭実験の結果より検討してみた。なお、同じく土木研究所の深谷市内の畑地における実験では、水深50cm程度までは比例関係にあるという結果が得られているが、今回の実験では最大湛水深が90cm（変水頭実験）であるので、90cmまでについて比例関係が成り立つかについての新たな知見が得ら

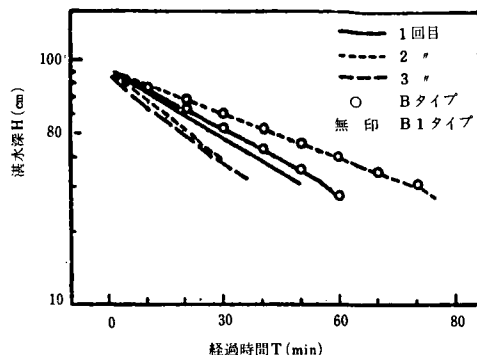


図-16 湛水深の時間変化（変水頭実験）

れることになる。

図-16より $\ln H$ と T の関係はほぼ直線近似することができ、以下の関係式が得られる。

$$\ln H = -aT + b \quad (a, b; \text{定数})$$

ここにおいて H : 湛水深(充てん材厚含む)
 T : 経過時間

一方、浸透量は単位時間当りの水位変化と断面積（本実験における円筒型の場合のみ浸透面積と読み替えることが可能）との積で表わされ

$$Q = -dH/dT \cdot A$$

ここに、 A : 水位測定部分の断面積

図-16の結果はすなわち、湛水深と浸透量がほぼ比例関係にあることを示すものであるが、関東ローム層を対象に実際に設置された浸透型施設の底面が、深度1.0mを超えている事例（たとえば武蔵村山市内の場合）もあることから、湛水深90cm以上の場合に同じく比例関係が成立するか否かについては、本章第3節における東久留米市内での実験結果を参照していただきたい。

ロ. 浸透面積と浸透量の関係

浸透面積とは、円筒型では、碎石の底面積(1)のところで述べた理由により浸透を効率的に行うために、直方体状の碎石の上部にマスを乗せた構造になっているものは碎石の底面、側面及び、上面のうちマス部分の断面積を除いたもの……実際に施工されている事例は、このスタイルが大部分である。(図-10参照)が該当し、円筒透水型では、円筒型における浸透面積に円筒透水管周囲の碎石の外

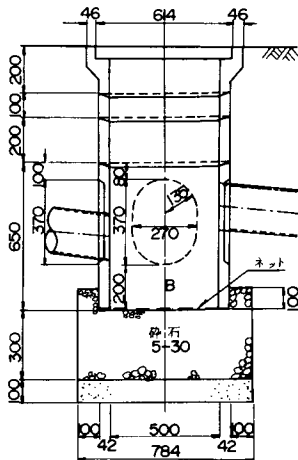
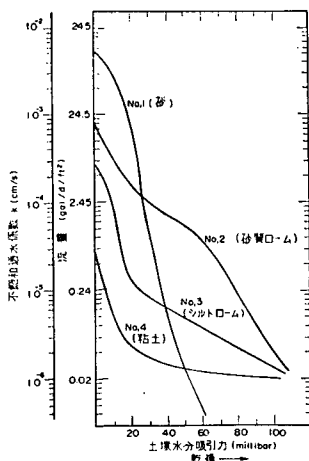


図-17 浸透柵構造図 (住宅・都市整備公団の事例)

周面積を加えたものが該当する。また、暗きょ型及び蛸足型では、碎石の底面・側面及び上面の面積の合計が浸透面積となる。

ところで、施設の個々の能力を浸透面積を用いて把握しようとする場合に問題となるのは、浸透現象は三次元現象でありかつ地盤の方向別の透水係数（降雨時における浸透現象は非定常な流れであり、土壌の飽和度により透水係数〔不飽和透水係数〕は変化する）が異なることであり、更に、深度別に加わる水圧が異なるので浸透量は変化することになる。

土木研究所ではこれらの現象を少しでも解明すべく調査・研究を行ってきたが、非定常な降雨時の現象を解明するには至っていない。

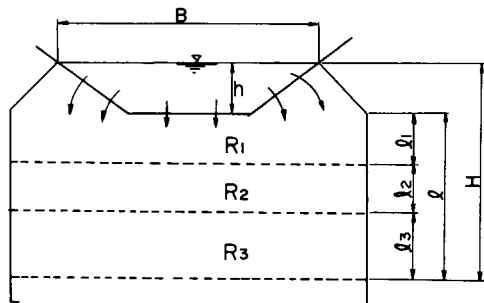


出典) 石崎勝義、寺川陽、地下水涵養技術とその応用—地下埋管法による雨水等の浸透—、土木技術資料23-10 (1981)

図-18 不飽和透水係数の変化 (Keeney, et al. 1975)

ただし、施設の計画・設計を目的として施設能力を評価する場合には、上記のように解析的な手法で検討を加えなくとも、より工学的な手法により概略の能力を評価すれば充分であるという考え方が一方では成り立つ。なぜなら、高い精度で解析を行っても地盤の浸透能力は地点により1～2オーダー程度の異なりを見せているし、又、施設設計に際しては充分な安全率が考慮されるのが通例であるからである。

現在、当研究室では、上記の趣旨から現象を工学的に解明すべく、①円筒型の底面積を変化させた場合の浸透量の変化（内径約30, 50, 70cm）並びに、②暗きょ型の碎石について高さを60cmで固定し、幅を変化させた場合の浸透量の変化（碎石幅30cm, 60cm, 90cm）



図中：B=湛水幅、h=水深、 l =地下水位までの層厚、H=水頭、 R_1, R_2, R_3 =地層毎の透水係数、 l_1, l_2, l_3 =層厚、 $B+2h$ =浸透幅、

浸透流は幅 $(B+2h)$ の鉛直流となるものと考えて水深により透水面積が変化するものとした。又地層透水係数は地層毎の透水係数から次式によって算出した。

$$\text{浸透係数 } R = \frac{l}{\left(\frac{l_1}{R_1} + \frac{l_2}{R_2} + \frac{l_3}{R_3} \dots \right)} \quad (\text{水工学便覧P184参照})$$

地層浸透係数を使用する。

地下水位はボーリング実施長の中にないので、溶岩層厚を20mに仮定しその下面にあるものとする。

透水量は水理公式集P366透水係数の室内試験

$$\text{定水値法 } k = \frac{Q \cdot l}{A \cdot H} \text{ を整理して}$$

$$1 \text{ 時間当り透水量 } Q = \frac{A \cdot H \cdot R}{l} \dots \dots (3) \text{ 式}$$

による。

$$\text{式中 } Q = 1 \text{ 時間透水量 (m}^3/\text{hr)}, A = \text{透水面積 (m}^2), l = \text{地層厚 (m)}, H = \text{水頭 (m)}, R = (\text{cm/hr})$$

図-19 透水量の計算手法

を実験により求めているところであるので、次の機会には、その結果を報告する予定である。

最後に、工学的に浸透現象をとらえ実際に施設を築造しているものとして、運輸省第四港湾建設局で設計・施工された熊本空港内の浸透池が一例として挙げられるのでここにその設計法の一部を概略紹介したい。

3) 目づまりの長期的傾向の把握とその評価

本報告で取り扱っている、流出抑制を主たる目的とした浸透型施設は、できるならば10～20年の期間はその効果が持続することが望まれる。また、そのような効果を充分確保するように施設は検討されるべきであると考ええる。

したがって、浸透型施設の最大の難点となっている目づまり現象の把握にあたっては、当然のことながら長期的な観測が必要となる訳である。しかし、都市内河川等における水害が多発している現状では、流出抑制対策の効果を把握しかつ効果的な対策手法を確立することが急務となっている。

上記の趣旨から、充分な実験とは言えない点もあるが屋根からの雨水を対象とした各戸貯留施設（浸透型）に適用すべく実験を実施したので以下に述べる。

イ 長時間注水による浸透量の変化……中水道水を使用した場合

土木研究所では、所内から排出される下水を水質に応じて二次処理し、その一部を三次処理して中水道水を得ている。この実験は、その中水道水を注入水として使用したもので、浸透型施設に入る降雨水の質としては非常に良好なものであると考えられる。（表－3参照）

実験内容は、1)のところで述べたものであり、図－14及び図－15に示される結果が得られた。また表－4は、浸透量の時間変化を、実験初期1時間の浸透量の複数回実験の平均値に対する、実験終了前の1時間の浸透量の平均値との比で表わしたものであり、その値

表－3 各種降雨水の水質値

項 目	注1) 雨水	注2) 屋根	注3) 道路	注4) 中水	水 道 水 原水基準
生物化学的 酸素要求量 (BOD)	mg/ℓ 4.90	mg/ℓ 6.01	mg/ℓ 37.90	—	—
化学的 酸素要求量 (COD)	mg/ℓ 5.11	mg/ℓ 9.05	mg/ℓ 61.10	mg/ℓ 1.41	—
浮遊物質量 (SS)	mg/ℓ 8.37	mg/ℓ 58.87	mg/ℓ 93.00	mg/ℓ 1.25	—
ケルダール窒素 (KN)	—	mg/ℓ 1.23	—	—	—
総リン (TP)	mg/ℓ 0.18	mg/ℓ 0.09	mg/ℓ 0.80	—	—
水素イオン濃度 (PH)	4.96	—	—	7.26	5.8～8.6

注) 用水、屋根、道路の各水質値は、「下水管路施設の合理化に関する調査報告 (V)―都市域の汚濁ポテンシャル―」、土木研究所資料第1705号、建設省土木研究所下水道研究室、1981. 8 を用いて算出したものである。

注1) 用水は、山形市、神戸市、北九州市の平均値

注2) 屋根は赤羽(旧土木研究所赤羽支所)及び横浜市の平均値

注3) 道路は、東京(谷端川流域)での実験値の平均値散水実験は約30mm/hrの降雨強度に対応

注4) 中水は、土木研究所のある期間の平均値

表－4 浸透量の減少率

回数	貯留槽	A	B	B1	B2	B3	B4	C	D	E
1		0.32	0.91	0.30	0.80	0.63	0.53	0.57	0.73	0.68
2		0.85	1.03	0.63	0.89	1.09	0.49	0.48	0.71	0.67
3		0.85	—	0.57	—	—	0.38	0.61	—	0.64

は各貯留槽で0.31～1.09（平均0.67）と広範囲に分散している。ただし貯留槽の浸透面積が大きくなるにつれて、値のバラツキが少なくなる傾向が見られる。

中水道水を使用したこの実験では以上の結果が得られたわけであるが、表－3に示されたとおり、中水道水の水質は自然降雨（都市地域）の水質と比較しても非常に良質であり、今回の実験結果は、流入SSによる目づまりのための浸透量低下というよりも、微細SSによる浸透面の目づまりも含めた浸透面の安定化（掘削したばかりの浸透面は、空隙の表面にシルト・粘土が薄く覆われていたり、かなり粗大な空隙が表面に残っている）による浸透量低下であると言えるであろう。

ロ SS投入による浸透能力低下（円筒型貯留槽の場合）

上記中水道水による実験では、屋根からの降雨水中に含まれるSSによる、目づまりのための機能低下については明らかにされていないので、屋根からの降雨水中に含まれると

想定されるSS分（関東ローム表土のシルト・粘土分）を人為的に中水道水中に投入して実験を行った。

この投入SS量に関しては、土木研究所が昭和53年度に、東京都清瀬市において行った測定結果より、屋根面積100㎡当り年間2,267gという値が得られているので、この量を1年分のSS投入量とした。さらに、この年間投入量を6回に分けて1年分とし、この実験を同一貯留槽（円筒型）に対し3回連続して行ない、3年後（ただし屋根面積100㎡からの雨水を1円筒型貯留槽で受ける場合）の機能低下を見ようとしたものである。なお、SSとしては、土木研究所構内の関東ローム表土を自然乾燥させたもののうち840μのフルイ目を通過したもの（粒径840μ以下）を用いた。

今回の実験では、円筒型貯留槽を対象としたが、濾過材による機能低下の相違を把握するために、図-20に示される4号碎石のみの場合（H貯留槽）、4号碎石+砂の場合（I貯留槽）及び砂のみの場合（J貯留槽）を比較検討した。

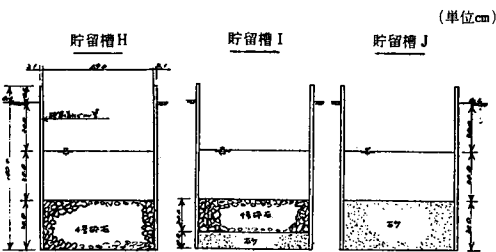


図-20 円筒型貯留槽の構造

結果は図-21及び表-5のとおりであり、各貯留槽とも当初の浸透量と比較し3年目の最終回（投入回数18回目）においては、浸透量が約25%～32%に低下していることが判る。また、その低下割合は、1年目から3年目にかけて徐々に小さくなる傾向を示し、3年目の後半においては、ほぼ一定の浸透量を示すと見うけられる貯留槽（例えばJ貯留槽）もある。さらに濾過材のタイプ別相違では、J貯留槽の場合が最も機能低下の時期が早くH、I貯留槽の順に機能低下の時期が遅れるという結果となっている。これらの結果より

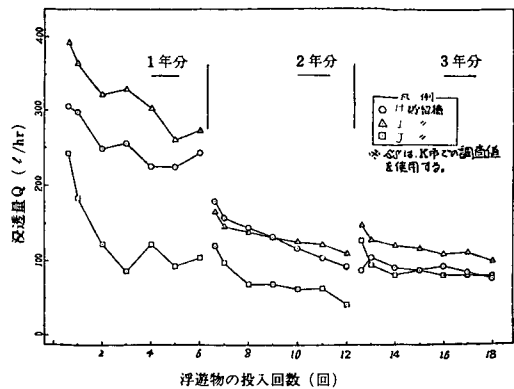


図-21 目づまりと浸透量の関係

表-5 浸透量の変化表

		浸 透 量 (l/hr)		
	S S投入回数	1 年 分	2 年 分	3 年 分
H 貯留槽	初期値	304.9	177.4	87.4
	1	297.7	156.1	103.6
	2	247.7	142.9	90.1
	3	254.5	132.1	86.6
	4	223.3	115.5	90.5
	5	222.9	102.9	84.0
	6	241.9	92.4	75.4
I 貯留槽	初期値	400.4	162.6	213.8
	1	364.5	144.9	127.4
	2	322.3	138.0	119.3
	3	328.7	130.6	115.5
	4	302.5	124.8	107.5
	5	259.1	121.6	110.1
	6	272.4	109.7	99.1
J 貯留槽	初期値	244.8	118.3	126.0
	1	180.8	96.7	93.6
	2	121.6	68.8	80.7
	3	85.2	68.7	86.4
	4	121.1	62.5	79.0
	5	92.4	62.9	79.7
	6	102.9	40.7	78.9

以下のことが判断されよう。

- ① 円筒型貯留槽下部に設ける濾過材の種類としては、碎石と砂を組み合わせたタイプのものが最適である。…下段の砂層は、浸透面上部にあって比較的微細なSSを捕捉し、浸透面の空隙が直接微粒子により閉塞されるのを極力防止するとともに、水圧等による浸透面の乱れを防止する保護材としての機能を有しているものと思われる。また上段の碎石層は、砂層に達する前段で比

較的粗大なSSを捕捉する役目を果すものと考えられる。

- ② 目づまりによる機能低下は、3年～5年程度で安定化しそうである。…いずれの貯留槽の場合も、投入SS量がある一定量を超えると、捕捉されたSSと砂又は碎石が一体となって濾過材としての役目を果すことになり、微細SSが浸透面あるいは砂層に到達するのを防止する。さらに、より上方の碎石あるいは砂とSSとが一体となったもの、あるいは相当量のSSが投入された場合は投入SS自体が堆積したものが、一定の空隙すなわち透水性を有し、かつ下方の濾過層よりも高い透水性を示すので、結果的に下方の濾過層が浸透量を決定することになるためであると考えられる。

ただし、明確な結論については、実際の降雨水（屋根からの雨水を対象）に含まれるSSの粒度分布及びSS中に含まれる有機性SSの割合等により相違があると判断されるため、貯留槽を設置する場所において実降雨を対象とした長期実験を行うことが望ましいことは言うまでもない。なお、深谷市における土木研究所の実験からSS中に含まれる有機性のものは、土壤中微生物により分解され、浸透型施設の機能回復が図られる場合があるという結果が得られている。

以上の実験結果は、円筒型貯留槽の場合であり、ローム層を対象とした浸透型施設は暗きょ型の方が効果的であるので、今後は暗きょ型について投入SS量をさらに増加させ目づまり実験を実施する予定である。また、実際には長期に亘り断続的に投入されるSS負荷を短期的かつ連続的に与えた今回の実験結果は、多分に実降雨を対象とした長期実験の結果とは違ったものとなる可能性も高いことは改めて強調しておきたい。

4) 降雨時における浸透能力の把握

土木研究所における以上の実験あるいは地建工事々務所における現位置浸透能力調査は、全て無降雨時に行なわれているが、浸透型施

設が機能するのは降雨時又は降雨直後が大部分であるので、無降雨時の実験・調査結果と降雨時の実際の浸透能力との関連付けを行うことが必要である。上述したように、浸透型施設の機能把握は実降雨による長期観測が基本ではあるが、この施設の計画あるいは事前評価に当っては、無降雨時における何らかの現地実験・調査が必要不可欠であると考えられる。

そこで、図-2に示した人工降雨施設を用いて降雨状態を作り出し、無降雨時と同様の実験を行い、無降雨時の実験との比較を試みたものである。なお、降雨条件としては、降雨強度30mm/hr及び50mm/hrの場合並びに降雨により表層地盤がほぼ湿潤状態にある場合を設定した。対象貯留槽としては暗きょ型の場合を実験し、図-22に示す結果が得られた。又、円筒型の場合を図-23に示す。

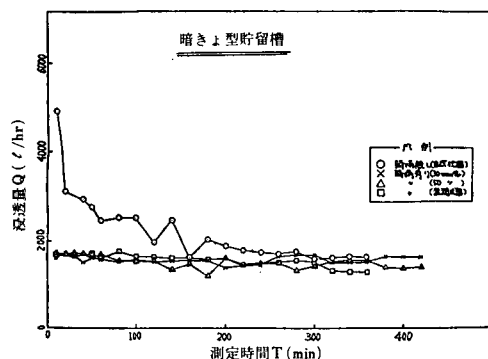
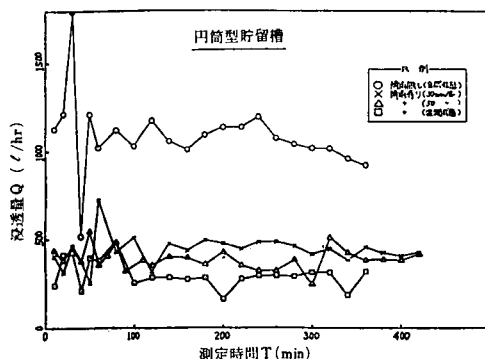


図-22 浸透量の時間変化(暗きょ型貯留槽)



〈注〉降雨なしの場合の浸透量は、既往の実験結果と比較して大きめであるので、昭和57年度再度実験を行う予定である。

図-23 浸透量の時間変化(円筒型貯留槽)

図-22より以下のことが判断される。

① 無降雨時の浸透量は、実験開始後約4～5時間で降雨時の浸透量とほぼ同量となる。…無降雨時の浸透量が時間経過と共に低減していくのは、浸透面付近の部分から徐々に湿潤状態の土壤が広がっていき、ほぼ4～5時間後に降雨条件下と同様の土壤状態になるためであると考えられる。したがって土壤の含水比が低い場合には、高い浸透性を示すことになるが、不飽和透水係数変化(図-18参照)の概念とは違うことを付記しておきたい。

② 降雨有り(30mm/hr, 50mm/hr, 湿潤状態)の場合は、どのケースも同程度の浸透量を示す。…これらの降雨条件下では、土壤は短時間の間に一定の湿潤状態に達し、この一定の湿潤状態を呈するのに必要な水分量を超える雨水は、比較的速やかに下方の土層あるいは地下水面に達するものと考えられる。(図-24～26参照)

③ 降雨無しの場合の初期の浸透量は、降雨有りの場合と比較してかなり大きく、今回の実験では約3倍の値となっている。

以上の実験結果より、無降雨時に行った現位置浸透能力調査の結果を、降雨時における浸透型施設の浸透能力として活用する場合には、現位置試験を行う前段で数時間以上の

予備注水を行う(暗きょ型の場合)か、それが困難であれば、現位置試験結果に対して補正係数を掛ける必要があることが判る。また、可能ならば簡易な人工降雨施設を用いることが望ましい。

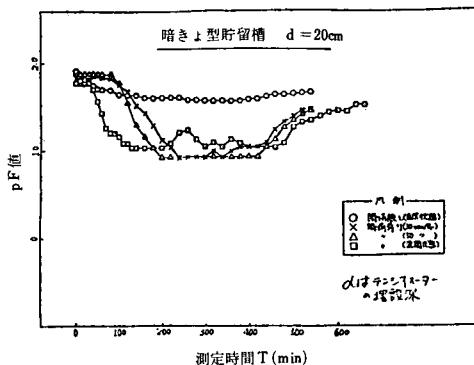


図-25-(1) PF 値の時間変化

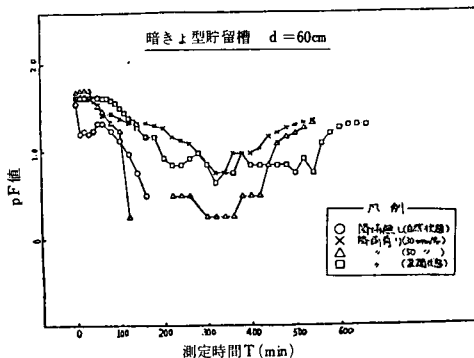


図-25-(2) PF 値の時間変化

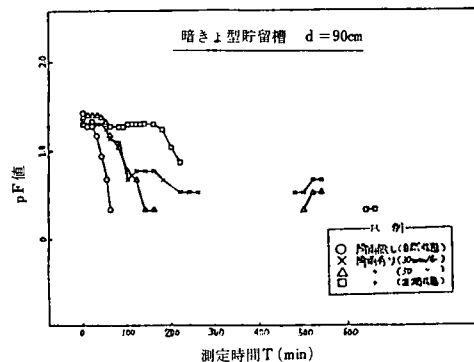


図-25-(3) PF 値の時間変化

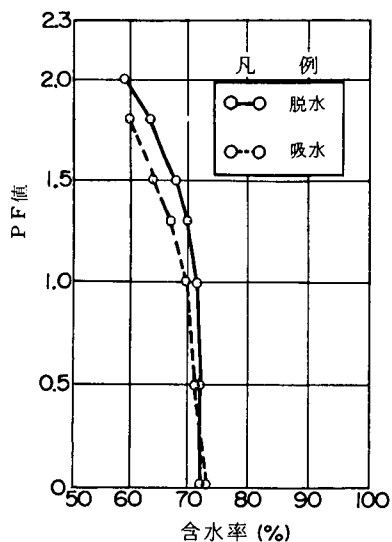


図-24 PF-含水率曲線(一例)

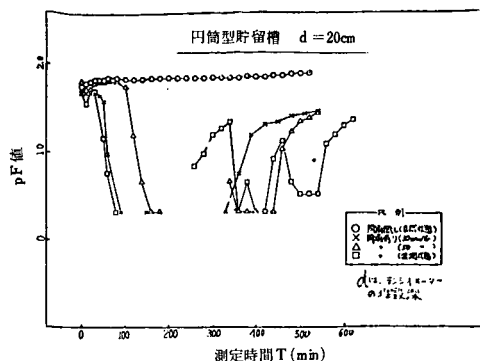


図-26-(1) PF 値の時間変化

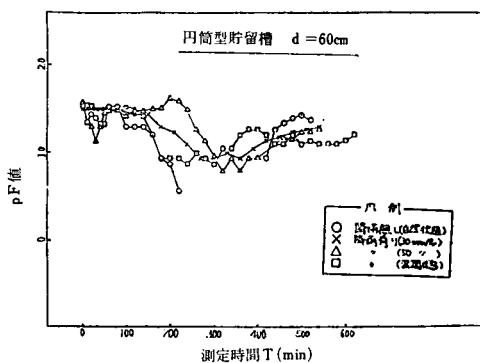


図-26-(2) PF 値の時間変化

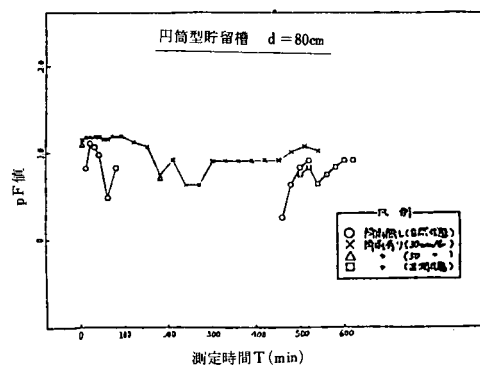


図-26-(3) PF 値の時間変化

5) 充てん材 (濾過材) の種類による浸透能力の相違

浸透型施設 (浸透樹, 浸透地下トレンチ, 浸透井, 浸透池, 透水性舗装) では, 浸透面の手前に濾過材 (フィルター材) を置くのが通例である。浸透樹・浸透池下トレンチの事例は本実験にも示されているが, 浸透井の場合は, 住宅・都市整備公団による立川市幸町

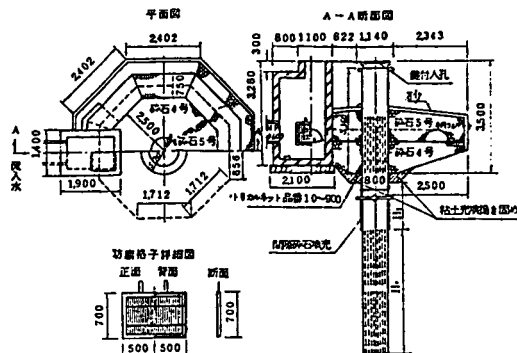


図-27 浸透井構造図 (住宅・都市整備公団 : 立川市幸町団地)

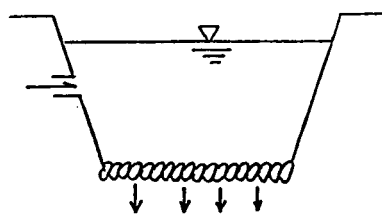


図-28 瑞穂町土地区画整理組合の防災調整池 (排水はすべて底面からの地下浸透による)

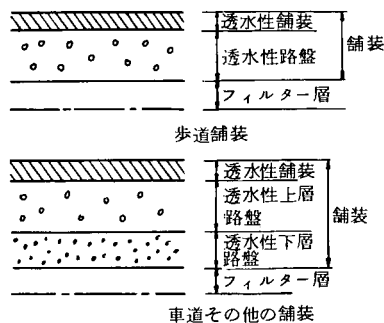


図-29 透水性舗装概念図

団地その他の事例、浸透池の場合は碎石層、さらに透水性舗装の場合は上層・下層路盤材が濾過材に該当する。(図-27~29参照)

濾過材の種類は、碎石(4号・6号の使用例が多い)及び洗い砂に分けられるが、本実験では一部豆砂利も用いている。これら充てん材の役割は、浸透面の保護と流入物質の捕捉にある。第1の目的には洗い砂が適していると考えられるが、碎石で代用することも場合によっては可能であろう。また、流入物質の捕捉(主として粗大なSS)のためには、川砂利のように表面が平滑なものより碎石のように表面が粗雑なものの方が適しているのかも知れない。なお、流入SSが濾過材によって捕捉可能な限界を越えると、流入SSの堆積したものの自体が、濾過材としての機能ももつようになる。

イ 長時間注水(中水道水)に対する効果

本実験では、図-4に示したとおり充てん材として4号碎石(B)、砂利(B₁)、砂(B₂)及び4号碎石+砂+自然土(関東ローム)の三層(B₄)の4種類の場合のほか、充てん材を用いないケースとして自然土(B₃)の場合を比較した。注入水は、表-5の水質を有する中水道水であり、結果は、前に示した図-14のとおりである。

浸透型施設の場合は、対象土質が同様であっても設置位置により異なる浸透特性を示すことも多いので、本実験の結果よりすべてを判断することは困難であるが、図-14より以下のことが言えよう。

- ① 濾過材を置かない場合及び砂のみの場合の浸透能力低下は大きい。
- ② 浸透面は、攪乱しない方が望ましい。

…B₄(三層)のケースでは、Bタイプ貯留槽の中では、当初の浸透量が最小となっている。攪乱資料を対象としたローム地盤の室内透水試験の結果が 10^{-5} ~ 10^{-6} のオーダーの透水係数を示し非常に透水性が小さい結果となること及び盛土地盤の浸透性が自然地盤・切土地盤のそれと比較してかなり小さいことから浸透面を攪乱すべきでないことは明らかである。なぜなら、B₄の

ケースは、盛土地盤上に浸透型施設を設置した結果となっているからである。ただし、盛土厚が薄い場合には、盛土地盤を避けて施設の浸透面を設ければ問題はないであろう。

- ③ 同様の土質に分類される地盤でも、設置位置により浸透特性は、かなり異なった結果となる。……(図-14)・B(4号碎石)の折れ線が上昇傾向を示し、時間経過とともに浸透量が増加する結果となっているが、茨城県・国際科学技術博覧会の会場予定地(谷田部町)で行なった実験結果でも同様の結果が得られている。これは、前にも述べたとおり、水圧により浸透面の空隙が安定化したことと、注入水が中水道水という非常に良質なものであるため目づまり現象が顕著には生じないことに起因しているものと思われる。

なお、B₁(砂利)の場合、浸透量の低下が見られないことから、濾過材として最適であるという結論は今回の実験のみからは判断し得ないであろう。また、天然砂利は近年得にくくなっているという問題もあろう。

ロ 目づまり物質(SS)の濾過能力の相違

3)のロ。SS投入による浸透能力低下のところで示した図-21より、濾過材としては、碎石+砂、碎石のみ、砂のみの順で優れている結果となった。濾過材としては、砂層の上に碎石を載せたスタイルのものが最適であろう。

しかるに、長期的な目づまりに対してどの形式の濾過材が秀れているかについては充分検討されねばならない課題であろう。

6) 土中水分量と浸透量の関係

4)のイ。無降雨時と降雨時との浸透量比較のところで述べた様に、特に実験初期の段階では浸透量の相違が明確である。したがって、土中水分量と浸透量との間には何らかの定量的・定性的関係があるものと想定される。また、ここでは地下水位の変化についても述べる。

イ. 土中水分及び地下水位の変化

図-31に6時間継続実験終了時におけるA貯留槽(円筒透水型)周辺土壌の土中水分量を、一例として示す。

これより、水の広がり傾向としては、貯留槽のごく近くでは、かなり浅い位置まで含

水量が大きく変化するが、貯留槽から離れるにしたがってその位置は深くなる。そして、貯留槽から水平方向に70~100cm程度離れるとほとんど影響がなくなる結果となっている。したがって、浸透面に近い浅い地盤では、浸透面に加わる水圧から水平方向の流れも生じ

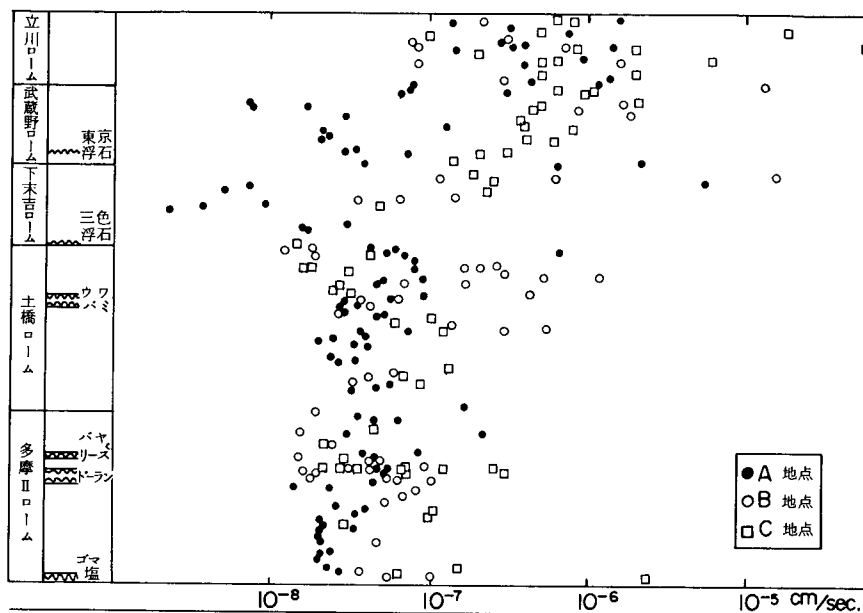


図-30 (1) 関東ロームの透水係数の分布 (層準別), 川崎市鶴巻沼 (多摩II面)

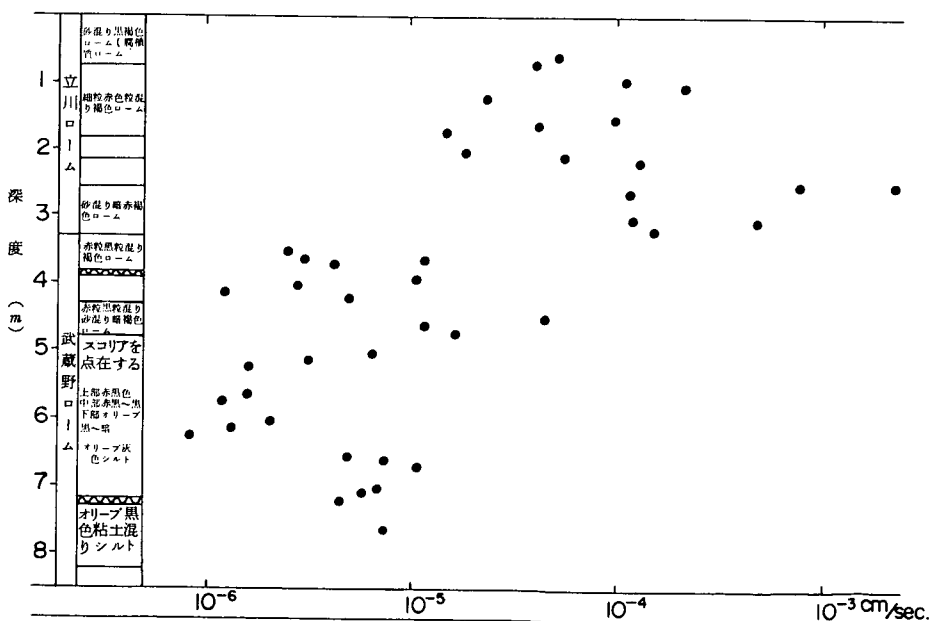


図-30 (2) 関東ロームの透水係数の分布, 三鷹市中原 (武蔵野面: 仙川地下水堆中央部)

水平方向土壌の水分量を増加させるが、関東ローム自体、本来鉛直方向の透水性が高いので、水平方向への水流は徐々に鉛直方向に流れるようになることがうかがえる。その場合ごく浅い地盤での影響範囲は、せいぜい1 mが限度であろうと判断される。

次に、地下水位の測定結果を図-32に示す。

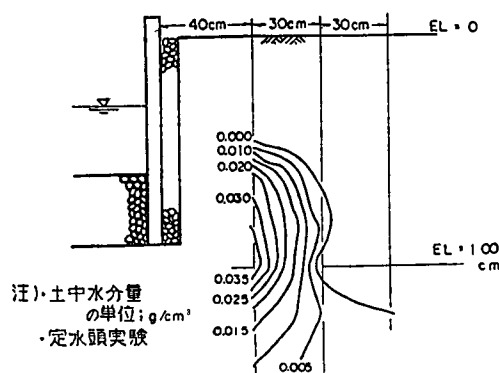


図-31 土中水分量(6時間継続実験終了時)

この図より、地下水位の変化が相当に敏感であることが判り、またその水位変化量は、当然のことながら貯留槽に近い場所ほど大きい、最大でも10cm前後となっている。ただし、この結果は降雨なしの条件下でのものであり、降雨条件下では違った結果となることも予想される。また、注水終了後の反応も敏感で、約1時間後には各地点とも上昇高の約半分まで回復している。

以上の実験結果より、貯留槽から浸透した水の大部分が地下水に補給され、土中水分を増加させる水量は相対的にわずかであるということが判断される。なぜなら、土中水分の増加量を円筒型貯留槽の周囲1 m、深さ2 mの範囲で土中水分が $0.03\text{g}/\text{cm}^3$ (図-31における最大水分量に近いと判断される値)だけ増加したという条件で求めると約200 lであり、貯留槽からの浸透量と比較してオーダーが全く異なるからである。ただし、上記地下水位は、関東ローム層中のそれであり、ローム層の保水性とは別の次元の問題であることは注意を要する。

ロ 土中水分量と浸透量の関係

貯留槽からの浸透量に影響を与えと思わ

れる地盤条件の1つに土中水分量があげられ、今回の実験結果を用いて図-33に浸透量と土中水分量との関係を整理した。なお、図中の土中水分量は貯留槽から40cm離れた地点で中性子水分計にて測定した値である。

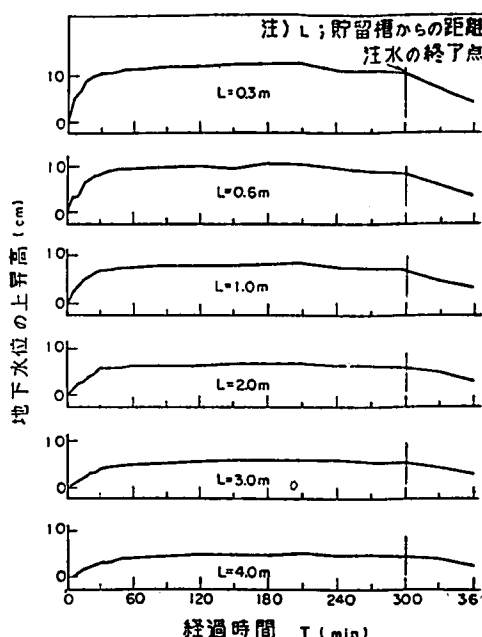


図-32 地下水位の時間変化

この結果、土中水分量の変化幅は約 $0.06\text{g}/\text{cm}^3$ と少なく、土中水分量が増加したことによる浸透量への影響は顕著には認められなかったが、土中水分量が増大すると浸透量が減少する傾向がC(蛸足型)及びD・E(暗きょ型)で類推された。また、降雨無しと有りとの条件の違いによる初期の浸透量が、4)のところで述べたように暗きょ型の場合で約3倍と相当の開きが有ることから、定量的相関を見出すことには困難を伴うと判断されるものの定性的にはかなりの相関を有しているとも考えられる。

7) 貯留槽の規模と降雨カット効果の概略検討

浸透型雨水貯留施設の浸透能力に関しては、土質・地下水位による相違、地盤の形質変更

に伴う変化をはじめとして長期的な目づまりによる機能低下、降雨時における能力変化の問題等があり、調査・研究の緒についたばかりであるが、今回の実験結果では、条件の良い地域では降雨カットについて相当期待がもてそうであることが判明した。そこで、実験で得られた値を仮りに用いて、貯留槽の規模と浸透能力の関係および降雨のカット効果について検討を行った。

イ 貯留槽の規模と浸透量との関係

以下に示す計算条件で試算を行った結果、図-34に示す貯留槽の規模と浸透量との関係が得られた。

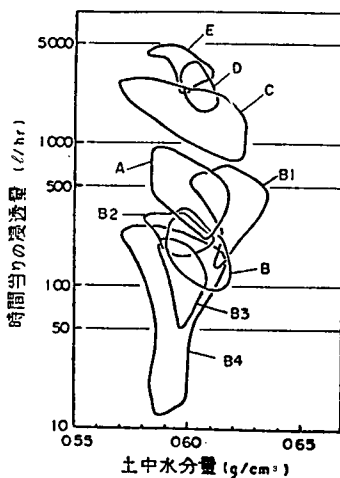


図-33 浸透量と土中水分量との関係

〔 計算条件 〕

- ① 地盤の浸透能力は、中水道水を用いた今回の実験より得られた値を与えた。
- ② 貯留槽のタイプは、実験で用いたものとした。
- ③ 降雨条件は、東京中央気象台の降雨強度曲線式より作成した。時間間隔10分の中央集中型降雨波形とした。
- ④ 集水域は、屋根面積100㎡とした。
- ⑤ 浸透量は湛水深に比例するものとし、又最大湛水深は100cmとして、これを越える雨水は浸透しきれないで流下するものとした。
- ⑥ 充てん材の空隙貯留量は無視した。
- ⑦ 屋根からの雨水の流出率は1.0とした。

⑧ 屋根から施設まで降雨が流入する場合の時間遅れは考慮しない。

⑨ 計算時間間隔は、1分とした。

図-34より、100㎡の屋根から雨水を集めると仮定した場合に、例えば50mm/hr強度の降雨を全量カットするには、円筒型では約2.75mの直径、暗きょ型では約11mの長さの管が必要であるという計算結果となった。また、円筒型貯留槽では、側壁に透水性を持たせた効果として直径を約0.1m小さくすることができる。ただし、これらの結果は単なる計算結果に過ぎないので、実際に施設を検討設置する場合には、これまでに色々と言ってきたような要因を充分に考慮に入れなければならないことは言うまでもない。

ロ 貯留槽の規模と降雨カット効果との関係

次に、貯留槽の規模と降雨カット効果（ピークカット及びボリュームカット）との関係を把握するため、降雨強度50mm/hr（1/3確率降雨）及び70mm/hr（1/10確率降雨にはほぼ相当）の中央集中型降雨を与えて試算した。なお、計算条件はイの場合と同様である。

結果は、図-35に示されるとおりであるが、同図を作成するための基礎となっている図の一例を図-36に示す。

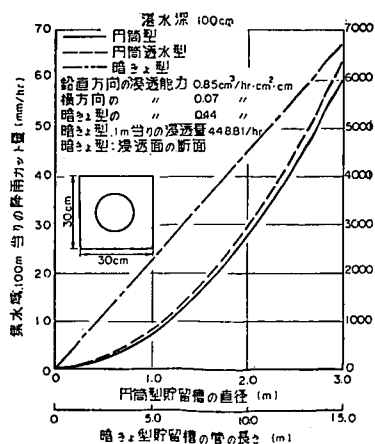


図-34 貯留槽の規模と浸透量の関係

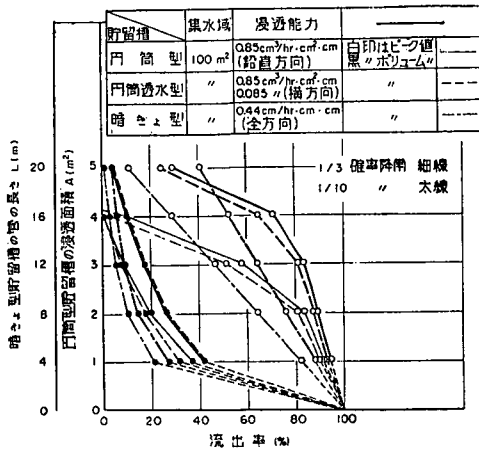


図-35 貯留槽の規模と降雨カット率との関係

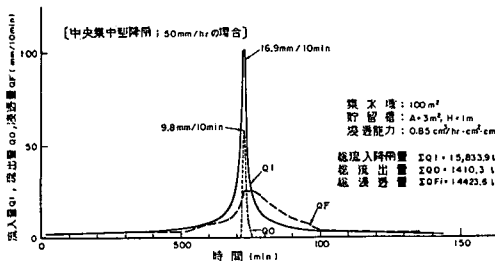


図-36 浸透型施設による流出調節効果図 (円筒型の例)

以上の図より、以下のことが類推されよう。

- ① 浸透型施設は、比較的小規模な降雨に対して、特に効果が発揮される。…図-36に示されるとおり、浸透型の場合の貯留槽からの流出波形は、いわゆる貯留型の場合と異なり、降雨のピーク付近において浸透能力以上の流入量が、ほぼそのままの形で流出する結果となっている。
- ② ボリュームカットの効果が、ピークカットの効果に比べて相当に良い。…例えば、円筒透水型では1 m²の大きさ (集水域の1%)のもので、中央集中型降雨50mm/hrのピークカット率は約10%であるのに対して、ボリューム量では約70%もカットすることができる計算結果となっている。浸透能力の評価に関する課題は残しつつも、浸透型施設は、流出の総ボリュームを抑えるためには、比較的小規模のものでも有効に働くということが言えそうである。

③ 浸透型施設では、ピーク流出を遅らせる効果は非常に小さい。…いわゆる貯留型の場合は、ピーク流出を遅らせることにより流出抑制を図るものであるのに対して、浸透型の場合は流出のピーク位置が流入のピーク位置とほとんど変わらない結果となっているが、このことは浸透型施設の場合、本来的に言えることであろう。なお、本検討では、充てん材の空隙貯留効果を見視したものになっているので、実際には図-36 (円筒型の場合で空隙貯留効果の小さいケース) に示されるものよりも、流出が遅れる結果となろう。

以上の結果は、浸透能力を仮定した場合の単なる計算結果にすぎず、数値自体は、絶対的なものでないことは勿論のことであるが、浸透型施設の機能を理解するには大いに役立つものと考えている。また、本解析では、屋根からの雨水を対象に、その流出に関するピークカット・ボリュームカット効果を論じているが、現実的には住居敷地から流出してくる雨水には屋根以外からのものも含まれる訳で、この点については今後検討する予定である。

さらに、本検討により浸透型施設の問題点として、対象降雨が大規模なものでは効果が小さいこと及びピークを遅らせる効果が非常に小さいことが明らかにされたが、この問題点を解決するため、規模を大きくするか、多少の改造を加えて貯留型の機能を増大させることのほか、従前から検討されてきている貯留型 (この場合はオンサイトのものが該当しよう。)の施設と組み合わせるなどの検討が必要となってこよう。実際に施設が計画・設計される場合には、大いに検討されてしかるべき課題の1つである。

5. おわりに

今回の実験は、土木研究所構内の地盤という限られた地点での実験であったが、浸透型雨水貯留施設の機能及び今後の課題を把握す

るために有益な判断材料が得られたものと考えている。

今後の課題としては、浸透可能な地盤条件の検討、実際の降雨水水質に近い注入水を用いての長期的な目づまりによる機能変化の検討(本実験では円筒型のみ)、降雨の有無による実験をさらに行って降雨無しでの実験結果を施設設計に活用する手法の検討及び、流域全体としての効果の把握等の技術的な問題点があげられる。なお最後の課題に関しては、第3章「浸透型雨水貯留施設の計算による評価例」において一応の試算を行っているので参照していただきたい。

さらに、実際に設置する場合については、その行政的な問題および、地中に水を入れたことによる地下水水質に及ぼす影響の有無に関する検討も必要となつてこよう。

本報告で検討した浸透型雨水貯留施設の機能評価は、対象とした地層が乱されていないローム層で、浸透性がかなり良い地層と考えられるが、新河岸川流域(荒川下流工事事務所)及び鶴見川流域(京浜工事事務所)のローム層を対象とした浸透実験・現地浸透能力調査では、同様な能力を有する結果も得られていることから、このような貯留施設による流出抑制法を総合治水対策の一環として採用することが積極的に検討されている。

ちなみに武蔵野台地では、以前から各戸に吸込み井戸で雨水や雑排水を処理しているところもあり、開発あるいは都市化による流出増を単に従来の雨水排除方式で処理するのみでなく、地域特性に応じて、地下水保全をも考えた水文環境の保全を総合的に考慮した流域対策を考えていかねばならないと思う。

最後に、本実験を行うにあたり種々の御助言をいただいた水文研究室の吉野室長はじめ現江戸川工事事務所の小川技官には、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 吉野文雄, 金木誠, 斉藤松美, 小川良市
: 浸透型雨水貯留施設による流出抑制効

果に関する検討, 土木技術資料23-9

- 2) 建設省土木研究所: 雨水貯留施設の最近の動向, 土木研究所資料第1579号
- 3) 建設省土木研究所: 地下埋管の原理と効果, 土木研究所資料第1590号
- 4) 石崎勝義・寺川陽: 地下水涵養技術とその応用—地下埋管法による雨水等の浸透—土木技術資料23-10 (1981)
- 5) 建設省土木研究所: 下水管路施設の合理化に関する調査報告書(V)—都市域の汚濁ポテンシャル—, 土木研究所資料第1705号, 昭和56年8月
- 6) 住宅・都市整備公団: 降雨水の団地内処理システムに関する開発実験委員会資料
- 7) 建設省土木研究所: 都市域雨水貯留システムとその評価に関する調査, 昭和54年度河川事業調査費報告
- 8) 建設省関東地方建設局京浜工事事務所: 昭和54年度各戸貯留現地実験調査報告書
- 9) 建設省関東地方建設局荒川下流工事事務所: 新河岸川流域浸透能調査報告書, 昭和56年3月
- 10) 建設省土木研究所: 流域貯留施設の効果および評価に関する調査, 昭和54年度報告(地建依頼)
- 11) 吉野文雄, 小川良市: ローム層における浸透型雨水貯留施設(各戸貯留)の一実験, 第35回年次講演会
- 12) 中野秀章: 森林水文学, 共立出版
- 13) 田淵俊雄・田淵公子・長田昇: 関東ロームの大間ゲキと透過性との関係, 農業土木研究別冊第7号, 昭和38年9月
- 14) 山崎不二夫・八幡敏雄・須藤清次: 関東ロームの物理的性質—とくにその水分をめぐって—, 農業土木研究別冊第7号, 昭和38年9月
- 15) 土木学会編: 水理公式集
- 16) 土質工学会編: 土質試験法
- 17) 水収支研究グループ編: 地下水資源学, 共立出版
- 18) 土壌物理性測定委員会編: 土壌物理測定法, 養賢堂
- 19) 八幡敏雄: 土壌の物理, 東京大学出版会

- 20) 建設省土木研究所：流域を含む総合治水対策の適用に関する調査，昭和55年度河川事業調査費報告
- 21) ㈱日本道路建設業協会編：透水性舗装ハンドブック，山海堂
- 22) 東京都建設局河川部：流域対策事例集
- 23) 運輸省第四港湾建設局：熊本空港設計委託・設計報告書，昭和52年7月
- 24) 細野義純：関東ロームの透水性について（第一報），日本地理学会予稿集第17号，1979

3. 浸透能力の評価手法に関する現地実験（東京都東久留米市内）

1. はじめに

近年，流域の開発あるいは都市化の進展に伴って，洪水の流出形態が変化し，河川の治水安全度が低下していることは既に衆知の事柄である。また時には，ピーク流量の増大により外水氾濫・河川構造物の破壊が生じ，その河川を含む周辺流域に膨大な被害を与える。

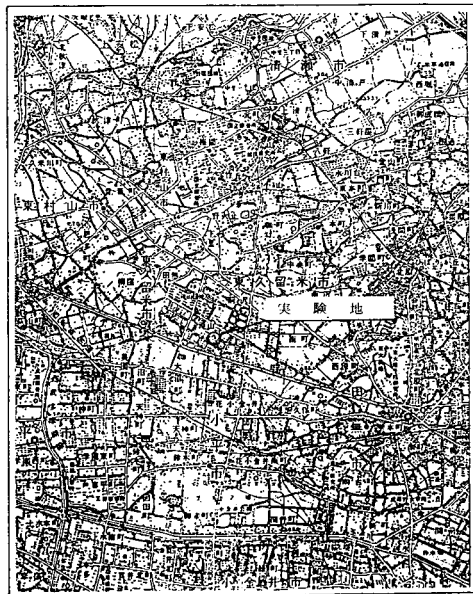
そこで，河道改修等の治水施設の整備が鋭意図られているが，都市化流域の場合いわゆる都市河川が対象であるために，改修費用の増大・用地取得難等種々の問題を抱えている。そのため治水施設の整備が思うように進まず，最近では，防災調節池・治水緑地等の河川施設に加えて，雨水貯留施設による流出抑制対策が積極的に取り上げられ実験されている。

土木研究所では，東京都東久留米市内の一區画において，この雨水貯留施設の一つである浸透型施設を対象として，浸透能力の評価手法に関する現地実験を行ったのでここに報告するものである。なお，対象地盤は関東ローム層である。

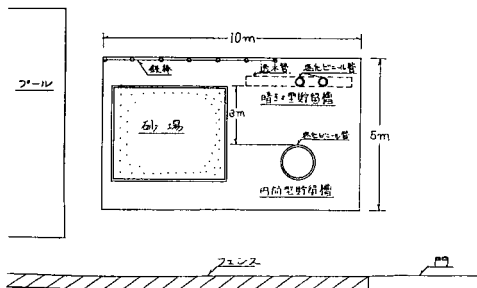
2. 実験施設の概要

実験施設は，東久留米市内の滝山団地内に設けた。（図－1）この団地は，荒川水系新河岸川の一支川である黒目川に注ぐ，落合川上流に位置している。新河岸川は，埼玉県新座市から東京都東久留米市・小平市・東村山市を流れ，東京都北区で隅田川に合流する1級河川である。

この滝山団地内にあるA小学校の校庭の一面に，円筒型・暗きょ型貯留槽を図－2のように1個ずつ設置した。円筒型貯留槽の構造は，図－3のとおりであり，塩化ビニール管の内径は約69cm，長さは2mである。さらに，注水による浸透面の乱れの防止及び流入浮遊



図－1 実験地とその周辺地区



図－2 実験施設の概要

物質の濾過の目的で、浸透面から厚さ30cmの
充てん材（単粒度4号碎石）を敷設した。

暗きょ型貯留槽の構造は図-4のとおりで
あり、塩化ビニール管及び透水管の内径はと
もに15cm、長さは塩化ビニール管が1本当り
1.7m、透水管が4mである。さらに透水管の
周囲には、充てん材として単粒度4号碎石を
40×40cmの正方形に敷設した。

対象地盤は、関東ローム層で層厚は約7m

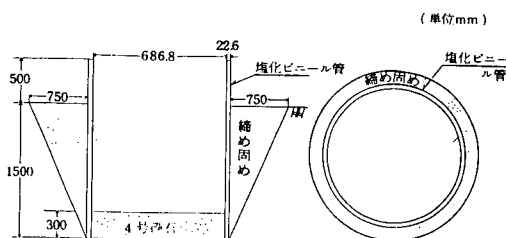


図-3 円筒型貯留槽の構造

であり、この下には、砂レキ層・粘土混じり
の砂レキ層が堆積している(図-5)。また、
この区域における地下水は不圧状態にあり、
地下水面は地表面下約5mの位置にある。

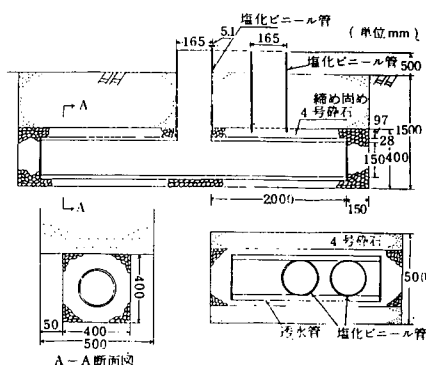


図-4 暗きょ型貯留槽の構造

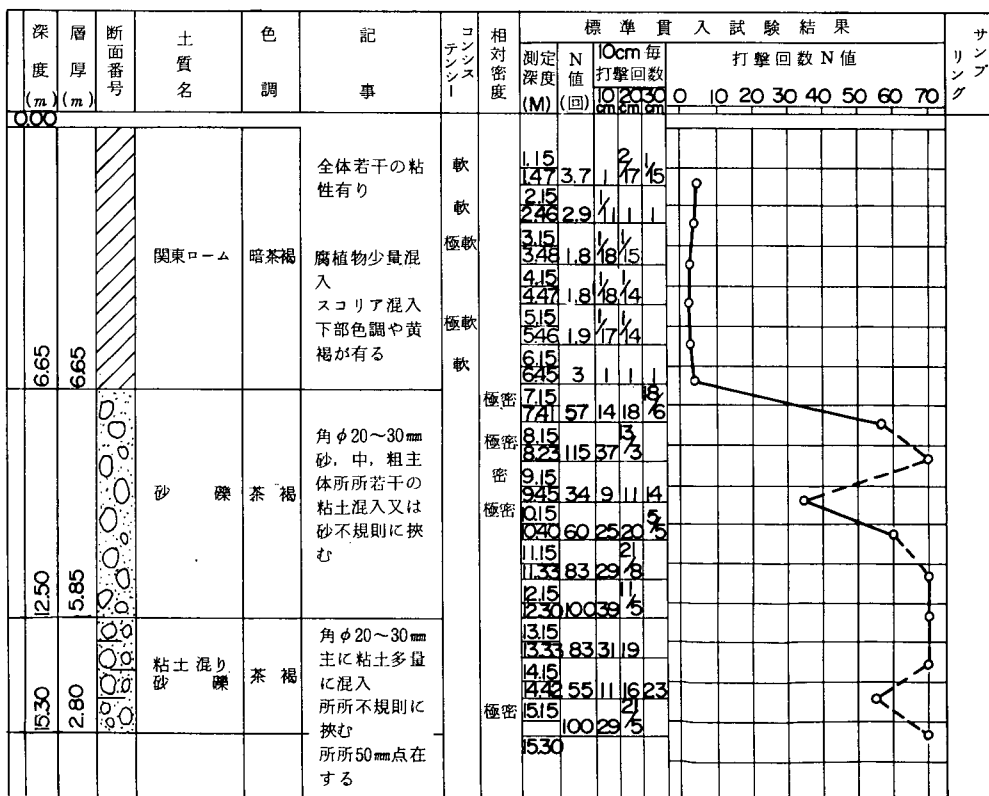


図-5 土質柱状図

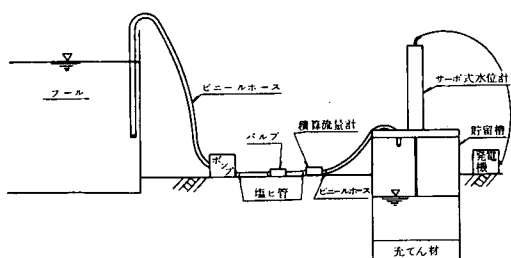


図-6 実験概要

3. 実験方法

この実験における測定内容は、単位時間当りの浸透量 Q と湛水深のチェック（湛水面が常時一定であるか否かを確認し、浸透量の補正をするため…定水頭実験の場合）及び湛水深 H （変水頭実験の場合）である。

定水頭実験は、各々の湛水深（円筒型貯留槽では、充てん材を含め 60, 100, 140, 165 cm, 暗きょ型貯留槽では、透水管の底面より 60, 100, 140cm）を満たすように注入した。この際には、なるべく充てん材を乱さないように配慮した。

これらの設定水深を常時一定に保つように、浸透量に見合う注水を行い、注水量の測定は、積算流量計により10～20分間隔で行った。また、湛水深のチェックは、サーボ式水位計を用いて1分間隔で測定し、実験時間は、単位時間当りの浸透量がある程度落ち着くことを条件に約4～6時間の範囲とした。

次に変水頭実験は、円筒型貯留槽について、定水頭実験終了後湛水深を165cmとしてから、湛水深が充てん材上0cmになるまで、経過時間毎の単位時間当り浸透量 Q 及び湛水深 H を測定した。

4. 実験結果

土木研究所がこれまで、埼玉県の深谷市内及び土木研究所構内で行った実験結果より、湛水深 H が20～90cmの範囲では、湛水深 H と浸透量 Q との間にほぼ比例関係が成立するこ

とが判っている。

そこで今回は、近隣流域における関東ローム層を対象とした浸透型施設の浸透面の深度が2.0m程度のものも見られることを考慮に入れて、定水頭実験により上述の比例関係を検討するとともに、円筒型貯留槽について変水頭実験を行い同様の関係を検証した。

まず、変水頭実験の結果より、湛水深 H と経過時間 T の関係を片対数グラフで整理すると図-7の結果が得られ、 $\ln H$ と T の関係は、以下に示す式すなわち直線で表わすことができる。

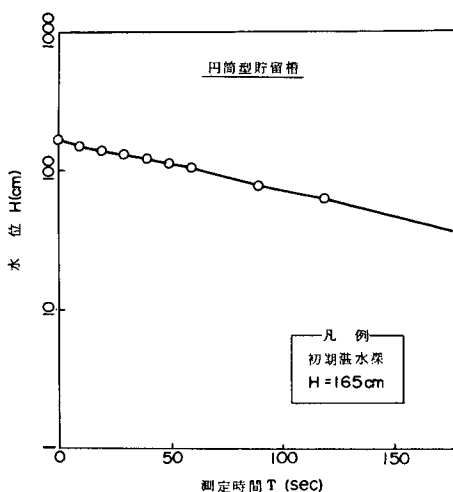


図-7 湛水深の時間変化

$$\ln H = -aT + b \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 H : 湛水深（充てん材厚を含む）

T : 経過時間

a, b : 定数

一方、浸透量 Q は、単位時間当りの湛水深変化 ΔH と円筒の断面積 A との積で表され

$$Q = -\frac{dH}{dT} \times A \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 Q : 浸透量

A : 円筒の断面積（=浸透面積）

H, T : (1)に同じ

となる。

したがって、(1), (2)式から浸透量 Q は

$$Q = a \cdot H \cdot A \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 a ：単位断面積・単位水深当りの
浸透量
という式で表わされる。

(3)式の結果は、仮に、今回の実験で用いたような構造の円筒型貯留槽を現地に設置した場合に、浸透量 Q は、湛水深 H と浸透面積(=円筒の断面積) A の積に比例するという関係を示している。しかし、実施設として設置された大部分の樹型施設の充てん材構造は、本実験の場合のような形式(浸透面積=断面積)とはなっていない。(1-2「土木研究所構内における地下浸透実験」の図-17参照)

通常の暗きょ型施設(浸透地下トレンチ)及び1-2の図-17のような樹型施設、すなわち充てん材の底面のみならず側面・上面の浸透も期待できる施設の場合に、湛水深一定の条件下で、浸透量 Q が浸透面積の合計 ΣA に比例するか否か、あるいは Q と ΣA との間の関係については、今後の課題である。ただし、(3)式の結果は、本報告書の第3章2節「新河岸川流域の現位置浸透能力調査」に示されているような簡易な試験法により、地盤の浸透能力の大小を評価する手法の妥当性を裏付けている。

なお、現在土木研究所では、実施設の設計に反映させる目的で、浸透量 Q と浸透面積 ΣA との関係を求めるための基礎的な実験を実施中である。

次に、定水頭実験から、湛水深 H と浸透量 Q の間には円筒型・暗きょ型貯留槽ともに、 $H=60\text{cm}\sim 140\text{cm}$ 円筒型貯留槽は(充てん材厚を含む)の範囲内において、図-8に示され

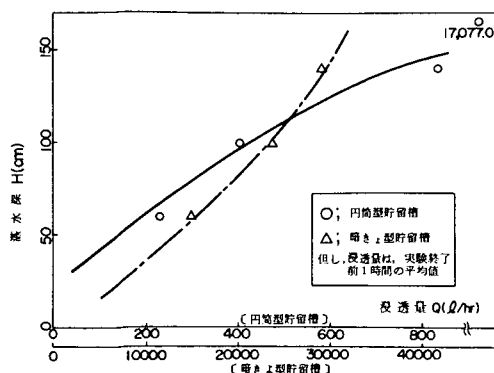


図-8 湛水深と浸透量の関係

るとおり、おおむね比例関係が成り立つという結果が得られた。また、貯留槽のタイプ別浸透量は、円筒型の場合の数百 l/hr という値に対して、暗きょ型の場合には数万 l/hr という値が得られている。すなわち、貯留槽規模を考慮に入れても、暗きょ型施設の浸透効率が非常に良いことが判る。

また、暗きょ型及び円筒型貯留槽について、長時間注水(4~6時間程度)による浸透量の時間変化を各々の湛水深について把握し、貯留槽ごとに整理した結果を図-9, 10に示す。

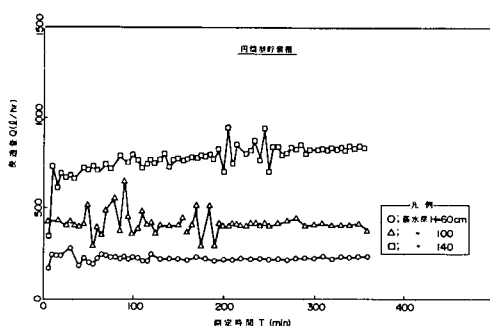


図-9 浸透量の時間変化

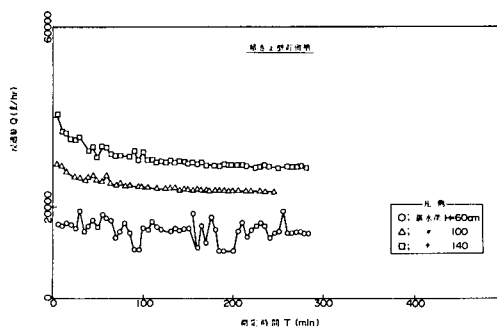


図-10 浸透量の時間変化

図-10より、暗きょ型貯留槽では、単位時間当り浸透量は実験初期に多いが、時間経過とともに減少し実験開始から3~4時間後にほぼ安定した。

一方、図-9より、円筒型貯留槽では、実験中の時間当り浸透量にほとんど差がなく、ほぼ一定な傾向を示したが、湛水深 $H=140\text{cm}$ のケースでは時間経過とともに少量ではあるが、増大する傾向がみられた。

5. まとめ

今回及び深谷市並びに土木研究所構内の実験結果から、浸透量 Q と湛水深 H とが、 $H=20\sim140\text{cm}$ の範囲内においてほぼ比例関係にあることが判った。

ただし、本文中でも述べたように、浸透量 Q と浸透面積 ΣA との間の関係については今後の課題である。

最後に実験用地及び資料を提供して頂いたA小学校並びに東久留米市役所、さらには関東地方建設局荒川下流工事々務所の関係者各位に感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 吉野・金木・斉藤・小川：浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果に関する検討，土木技術資料，Vol23，No.9，1981
- 2) 建設省土木研究所：地下埋管の原理と効果，土研資料第1590号，昭和55年4月
- 3) 東京都東久留米市役所：土質調査資料，昭和48年5月

4. 沖積シルト層を対象とした地下浸透実験（篠崎試験地）

1. はじめに

総合治水対策における流域対策の中でも雨水貯留施設は保水機能保全対策の有効な手段とされている。特に完全なため込み型に比べ、地下への浸透機能を活用するタイプは地下水の涵養効果のみならず、施設の規模が比較的小さくてすむこともあり、敷地全体に比べて貯留施設の占める割合が大きくなるが、各戸貯留施設等への適用が期待されている。

浸透型の貯留施設はその方式の如何を問わず、施設から地中に直接浸透させるものである。地下水位が相対的に低く、地盤の透水性の高い丘陵や台地部ではこれまでもいくつかの実験がなされており、かなりの効果があることが分っている。しかし、当江戸川工事事務所がその総合治水対策に当たっている中川綾瀬川流域は利根川、江戸川、荒川に囲まれた低平地であり、流域全体がこれらの河川のはんらん原から成り立っている。従って、保水地域といえども標高は20m程度しかなく、一般の河川流域で見られる上流域というものを持っておらず、下流部においては低湿地が広がっている。このような水はけが比較的悪い流域における流出抑制策としては完全なため込み型の調節池が最も有効であろうが、用地等の面から必ずしも容易に設置できるものではない。また、流域対策としての各戸貯留等を見た場合、完全なため込み型に比べ占用面積が小さく、コストの比較的安くてすむ浸透型施設が望まれることは言うまでもない。

本報告は中川綾瀬川流域に見られるような沖積層で相対的に地下水位が高く、地盤の透水性の悪い地域への浸透型施設の適用性についての実験結果である。

2. 実験施設の概要

本実験は江戸川と旧江戸川の分流点にある篠崎土研跡地において行なった。当地点は中川綾瀬川流域ではないが、同流域に隣接しており、低地部の条件をよく満たしていると考えられる。

実験施設は図-4に示すように、各々集水域50㎡の屋根を持った4種の浸透施設から成っている。これらは各々、地下浸透型（1号棟）、たこ足浸透型（2号棟）、底面浸透型（3号棟）、たこ足+地下浸透型（4号棟）であり、各施設とも浸透機能の他に1.5㎡の貯留機能（貯留ポテンシャル300㎡/ha）を持っており、流入量がこれらの機能を上回れば三角ぜきからオーバーフローするようになっている。なお、1，4号棟の縦孔にはφ50mmのポ



図-1 実験地点

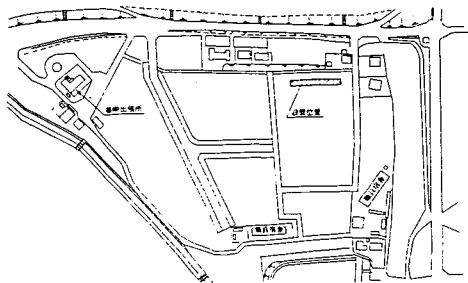


図-2 設置位置図

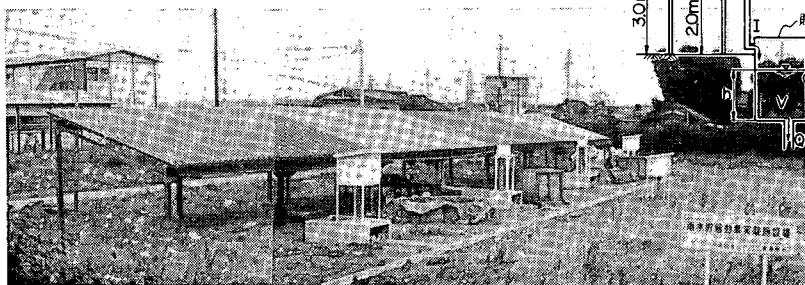
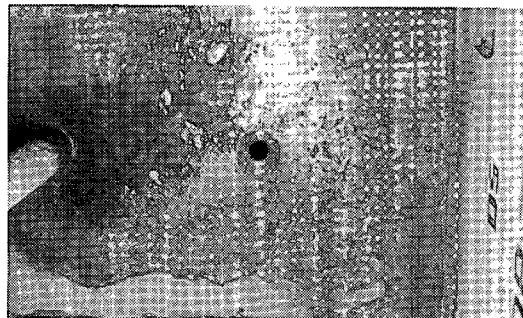
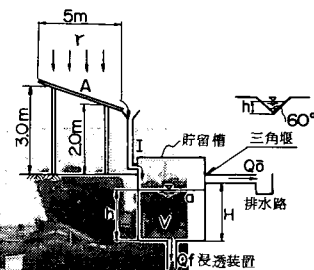


図-3 施設全景



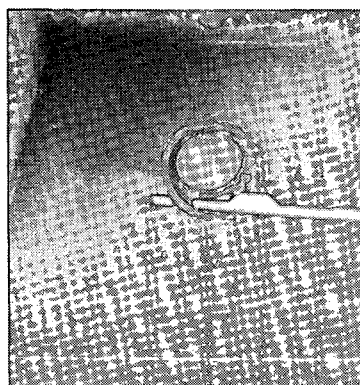
1号樹



2号樹



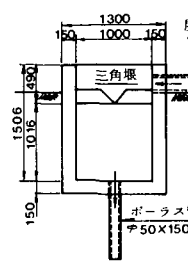
3号樹



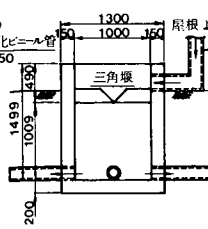
4号樹

写真-1
各樹の内部

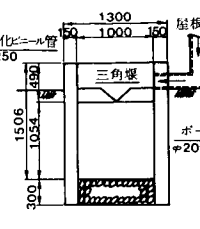
地下浸透型各戸貯留槽の構造
(1号機)



たと足浸透型各戸貯留槽の構造
(2号機)



底面浸透型各戸貯留槽の構造
(3号機)



たと足十地下浸透型各戸貯留槽の構造
(4号機)

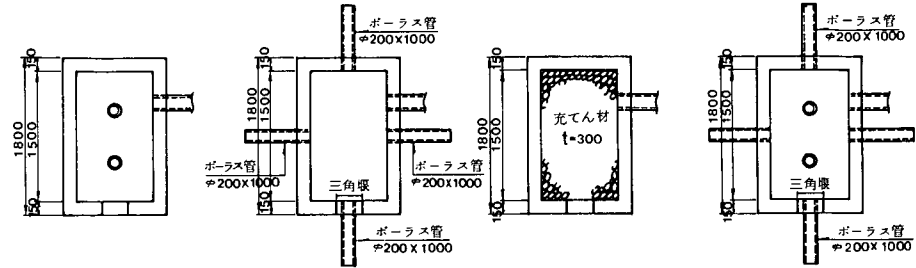
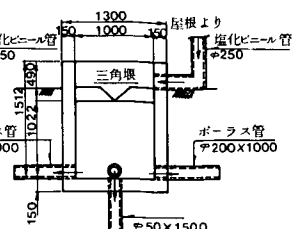


図-4 実験施設図

表-1 ボーリング結果

標 尺 (m)	調 査 No.1、2 地点					調 査 No.3、4 地点					調 査 No.5 地点				
	測 点 No.					測 点 No.					測 点 No.				
	深度 (m)	記 号	土 質 名	色	備 考	深度 (m)	記 号	土 質 名	色	備 考	深度 (m)	記 号	土 質 名	色	備 考
0.0															
0.5			が礫混 りシル ト質砂	暗黄 褐灰	コンクリート 片、本片等多 く混り全体に や、締っている 所々1m×1m ×0.3m 大の コンクリート 混る含水中			が礫混 りシル ト質砂	暗黄 褐灰	上部1.00mま でコンクリー ト片、木片等 が礫が、多量 に混入する下 部はシルト質 砂になる含中 やや締る			が礫混 りシル ト質砂	暗黄 褐灰	コンクリート 片、木片等 が礫多く、混 入しや、締り あり、含水中
1.0	1.00					1.00					1.20				
1.5	1.10		シルト 質砂	暗黄 褐灰	粒子は、均一 シルト少量混 る含水中 締りなし	1.20		砂混り シルト	暗青 灰	上部20cm程 度や、硬く細 砂がポケット 状に混る貝殻 片少量混る含 水中粘性中下 部軟らかい			シルト 質砂	暗黄 褐灰	シルトの混入 や、多く含中 下部に依い 含水量が多 く締りがな くなる
2.0	1.80					1.90					2.00				
2.5	2.00		砂混り シルト	暗青 灰	含水中、粘性 中細砂ポッケ ット状に点在 し貝殻片が少 量混る上部や 、硬く下部軟 らかい	2.10		シルト 混り細 砂	暗青 灰	含水多く締 りなし細砂の 中に5~10% 程度のシルト 塊がポッケッ トに混入する	2.14		シルト 混り細 砂	暗青 灰	細砂にシルト 塊混入する 含水量多く 締りなし
	2.80		シルト 混り細 砂	暗青 灰	含水多く締 りなしシルト 小塊混る	3.00					7.00				

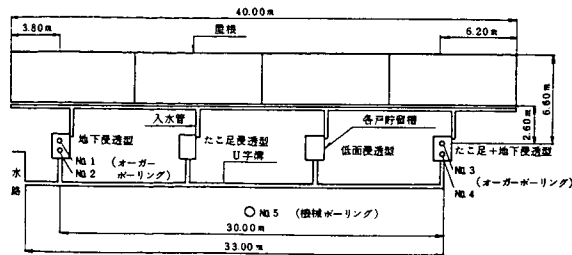


図-5 土質調査位置図

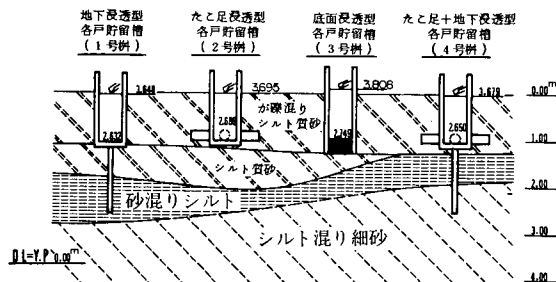


図-6 貯留槽と地質関係図

表-2 現場透水試験結果と物理特性

項目 貯留ます	深 度 (G L-m)	透 水 係 数 k (cm/sec)	自然含水比 wn (%)	単位体積重量 γt (g/cm³)	シルト+粘土 含 有 率 (%)
地 下 浸 透 型	1.5	2.60×10^{-5}	18.2	1.881	38
	2.0	3.79×10^{-6}	48.6	1.715	74
	3.0	4.53×10^{-6}	32.8	1.879	25
たこ足+地下浸透型	1.5	2.53×10^{-6}	32.4	1.808	37
	2.2	2.12×10^{-5}	33.7	1.892	27
	3.3	1.26×10^{-5}	37.0	1.837	21

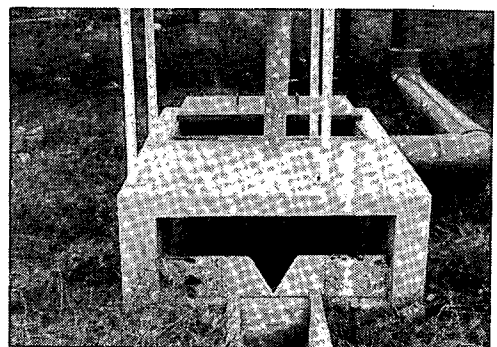
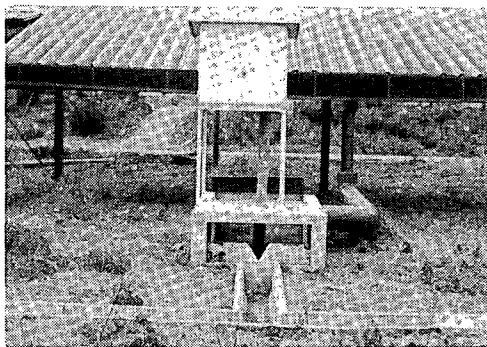


写真-2 実験施設

ラコン管 ($l=1,500\text{mm}$, 各2本), 2, 4号枠の横孔には $\phi 200\text{mm}$ のポラコン管 ($l=1,000\text{mm}$, 各4本) を用いているがこれらの管のまわりには碎石等の間詰めは行なわなかった。そのために若干の土砂の吸い出し現象が見うけられた。また, 3号枠の底面の充てん材としては単粒度碎石4号 ($t=30\text{cm}$) を用いた。

実験地点における地質は表-1に見られるように, 上層1m程度はガレキ, 砂等で盛土がなされており, その下に透水性の悪い砂層やシルト層が存在する。これらは「上部有楽町層」と呼ばれる沖積層であり, 地下水位も比較的高く, この部分が浸透量を左右するものと考えられる。

当事務所では、実験施設設置（昭和56年3月）後各施設に水位計を設置し、自然降雨による効果の測定を行っており、同時に地下水位についても観測を行なっている。

3. 実験結果

上記の実験施設を用いて自然降雨に対する効果測定、人工注入による定水頭実験、変水頭実験を行なった。以下その結果並びに効果について述べていく。

3-1 自然降雨についての測定

当施設では各柵の水位並びに地下水位を観測し、各浸透施設の自然降雨に対しての流出抑制機能の測定を行なっている。なお、試験地点の雨量は当地点の北約200mにある篠崎雨量観測所（江戸川工事々務所篠崎出張所内）のデータを採用した。

観測開始（56年4月）から現在（56年12月）までに、これらの施設の浸透・貯留能力を超えた降雨は10月22日降雨（台風24号、総雨量214mm、時間最大雨量58mm/hr）のみであり、他の降雨によるオーバーフローは観測されていない。

10月22日降雨においては1、2、4号柵でオーバーフローが生じているが、時間最大雨量58mm/hr に対し、時間最大流出量は1号柵

で39.0mm/hr（調節率32.8%）、2号柵で7.1mm/hr（調節率87.8%）、3号柵で0mm/hr（調節率100%）、4号柵で23.5mm/hr（調節率59.5%）となっており、総雨量214mmに対しても総流出量は各々、93.4mm（56.4%）、11.0mm（94.9%）、0mm（100%）、46.5mm（78.3%）と言う結果を得た。1、2、4号柵を比較したときに、1、2号柵の両方の機能を持っている4号柵の調節機能が最も大きくなると考えられたが、結果は2号柵が最も大きく、以下4号柵、1号柵の順となっている。これは、4号柵付近ではシルト層が比較的浅いところまできているために、地盤の浸透能が小さく同時にポラコン管への吸い出しによる目詰りも1、2号柵に比べて起り易いためと考えられる。また、3号柵は一般的に最も浸透の期待できないタイプであるが、今回の結果から

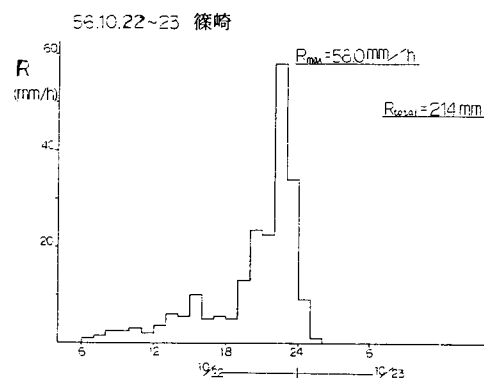


図-7 10月22日降雨波形

表-3 10月22日降雨実績効果

項目 \ 種別	1 号 柵	2 号 柵	3 号 柵	4 号 柵	摘 要
タ イ プ	地 下 浸 透	た こ 足 浸 透	底 面 浸 透	たこ足+地下浸透	
時間最大流入量 (A) (mm/hr)	58.0	58.0	58.0	58.0	
時間最大流出量 (B) (mm/hr)	39.0	7.1	0.0	23.5	
調節率 $\{(A)-(B)\} / (A)$ (%)	32.8	87.8	100.0	59.5	
総流入量 (C) (mm)	214.0	214.0	214.0	214.0	
総流出量 (D) (mm)	93.4	11.0	0.0	46.5	
調節率 $\{(C)-(D)\} / (C)$ (%)	56.4	94.9	100.0	78.3	
降雨終了時までの総浸透量 (mm)	96.4	179.3	190.2	143.9	
時間最大浸透量 (mm/hr)	18.4	50.5	56.3	34.0	

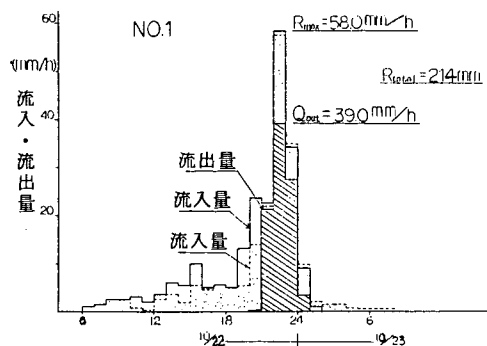


図-8(1) 1号樹効果実績

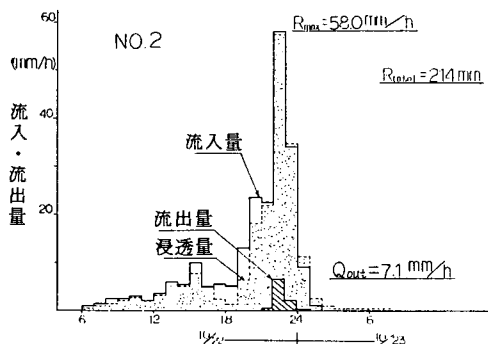


図-8(2) 2号樹効果実績

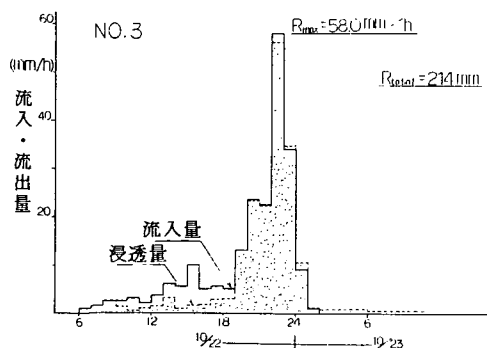


図-8(3) 3号樹効果実績

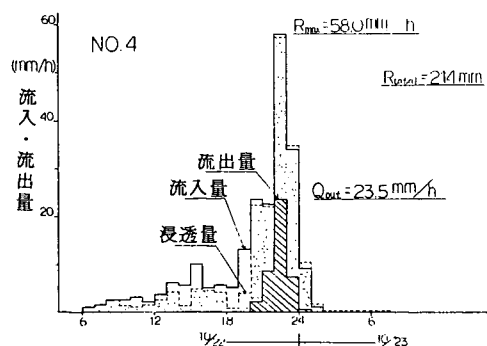


図-8(4) 4号樹効果実績

はすべて浸透させることができ、4つの樹のうちで最も良い結果を得た。しかし、このことから3号樹が効果的であると考えるのは早計であろう。と言うのは、図-4、図-6から分るように、3号樹は他に比べて貯留機能が大きく(碎石の部分による貯留が考えられる)、また三角ぜきのレベルも他に比べて高くなっていることが大きく影響していると見られる。

図-9は各樹の時間毎の水深と浸透量の関係(増水時)を示したものである。この結果を見る限りでは1号樹を除いて水深が大きくなるに従って浸透量が増大すると断言はできないが、比較的水深の浅い時点では地盤の初期浸透能の影響を受けるので浸透量が大きめに易く、逆に降雨が長く続くと地下水位の上昇のために注水試験(後述)の結果に比べ浸透量が小さく出ると考えることができる。また、前述したように3号樹の浸透能が他の方法と比べた場合に大きくないことは図-9において、浸透量が1.0~3.0mm/hr程度であることから明らかである。

次に浸透能と地下水位との関係であるが、樹の水位と地下水位の差が比較的大きい増水時には各樹ともに数mm/hrの浸透能が現われているが、地下水位の上昇後の減水時の浸透能は非常に小さくなっており、貯留槽内の水位はなかなか減少していかない。一方、図-12に示すような地下水位の急激な上昇を伴わない中規模な降雨(この例の場合、総雨量43mm、時間最大雨量9mm/hr)では減水速度は比較的速い。すなわち、これらの施設の浸透能力は地下水位との相対的な関係にかなり影響を受けると考えられる。

自然降雨による貯留槽への湛水はこの例の他にも数回生じているが、各樹とも大体総雨量で10mm程度に達した時点で湛水が生じているようである。また、1号樹の場合、水深が50cmを越える降雨は総雨量で40mm程度と考えられる。

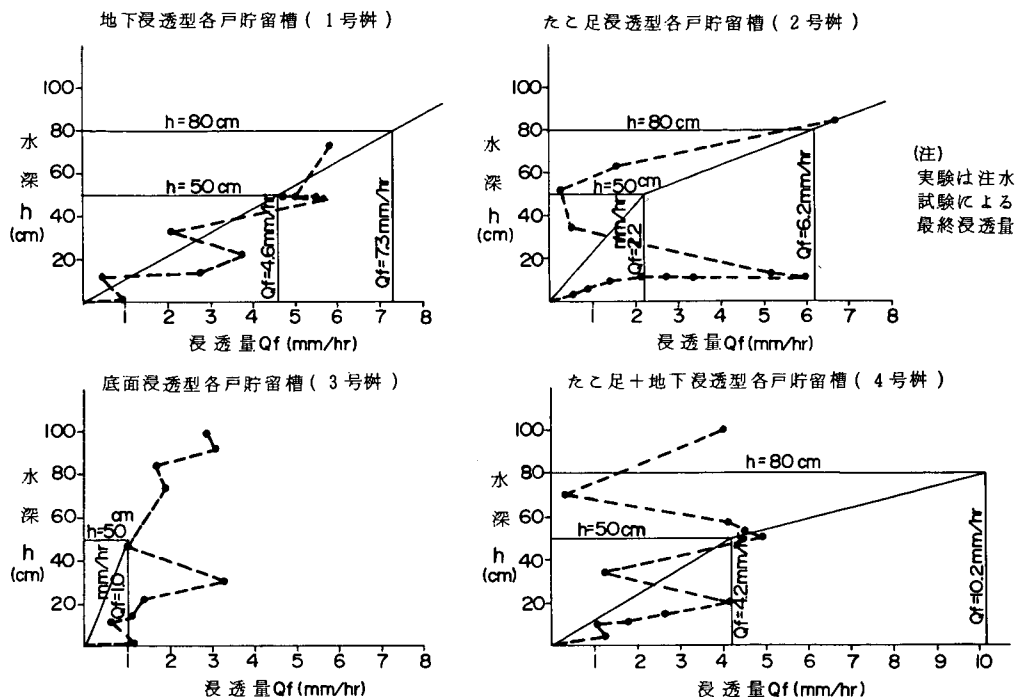


図-9 篠崎各戸貯留槽水深-浸透量関係図

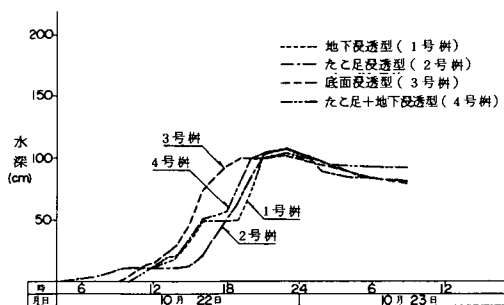


図-10 篠崎各戸貯留槽時刻-水深関係図

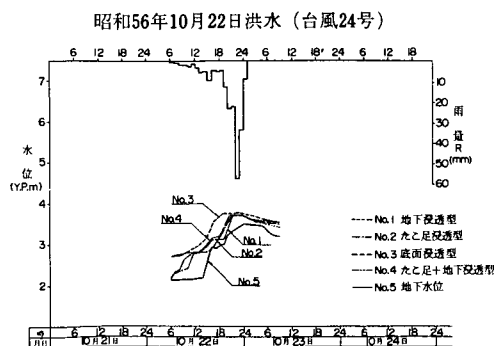


図-11 篠崎各戸貯留槽時刻-水位関係図

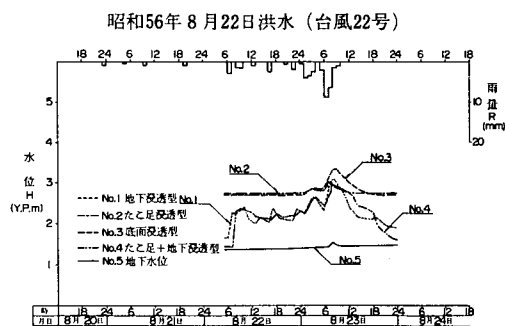


図-12 篠崎各戸貯留槽時刻-水位関係図

$$Q(t) = Q_c + (Q_0 - Q_c) e^{-kt} \quad (1)$$

へあてはめた定数を示す。このうち、初期浸透量 Q_0 は初期の諸条件により大きく変わると考えられ、施設の浸透能を問題にする際には最終浸透量 Q_c に注目すべきであると思われるが、表-4を見た限りでは大体、4、1、2、3号樹の順で浸透量が大きくなっている。これは前述した自然降雨による実績とは必ずしも一致していないが、4号樹の浸透量が大きいのは実験前にたこ足部のポリコン管の土砂の除去を行なったことにより、自然降雨では見られた吸い出し作用による目詰りの影響が幾分軽減されたためと推察される。また、3号樹の浸透量が最も小さくなっている点は自然降雨の場合と一致している。

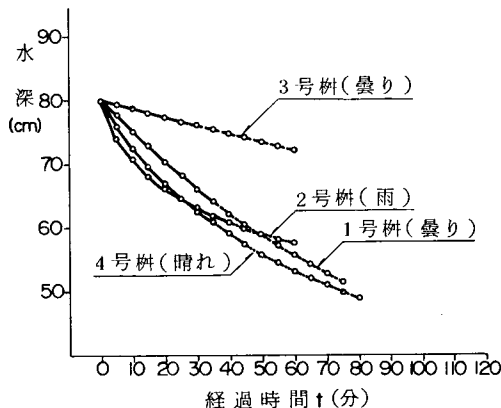


図-15(1) 湛水深の時間変化 (変水頭)
水頭80cm

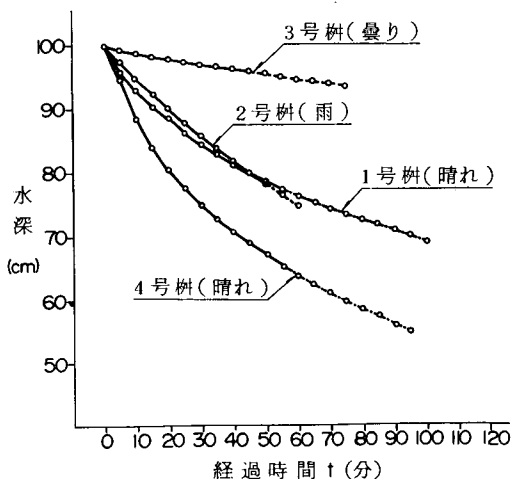


図-15(2) 湛水深の時間変化 (変水頭)
水頭100cm

b) 変水頭実験

変水頭実験は各樹の水深を80cm, 100cmとした後に注水を止め、減水の様子を5分毎に測定していった。

図-15は各々の場合の水深の時間的变化を示したものである。この図において水深が急激に減少する程浸透量が大きいということになるが、80cm, 100cmの両方の場合ともに3号樹の浸透量が最も小さく出ているのは今までの例と同じであり、他の樹の浸透量についても定水頭実験とほぼ同じ順番になっている。

図-10の減水時の水深の変化と図-15とを比較した場合、両者の減水の速度がかなり異なっていることが分かる。すなわち、注水実験による場合は自然降雨 (10月22日降雨) による場合に比べて浸透量が大きくなっている (減水が速い)。この原因として、地下水位との相対的な関係があげられよう。図-11での自然降雨による場合、樹の水位と地下水位との差は10~50cmであるが、注水実験による場合は1.0~2.0mと比較的大きく、地盤の含水量は余り大きくないと考えられる。このことから、変水頭実験の結果より大規模降雨の

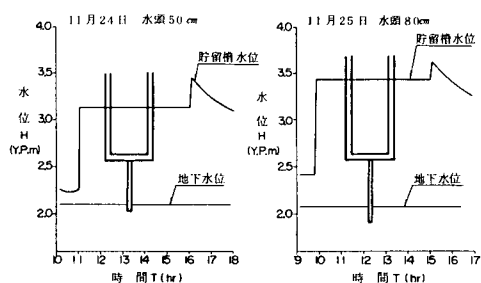


図-16(1) 注水時の地下水位の変化 (1号樹)

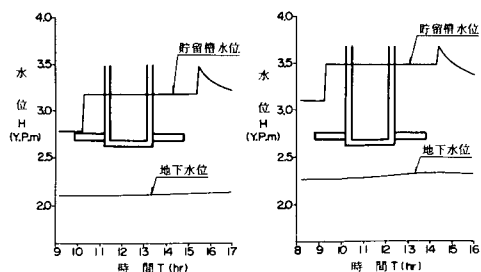


図-16(2) 注水時の地下水位の変化 (2号樹)

減水時の挙動を推計していくのは必ずしも適当であるとは言えない。

変水頭実験は日程の都合上、天候に関係なく行なったが、図-15を見る限りでは天候による差異はそれ程顕著には表われていないようである。

4. 低地地域への浸透型施設の適用性と実験方法

本実験は沖積層からなる低地地域への浸透型施設の適用性について見たものであるが、今までに報告されている台地部等での実験結果^{1), 2), 3)}から比べて、低地地域への浸透量は小さいようである。すなわち、2号樹のタイプの場合定水頭実験による浸透量は1m当り30~75l/hrであるが、他の報告での関東ローム台地での浸透量は1m当り100~300l/hrとされている^{2), 3)}。この原因として、本施設ではボラコン管のまわりに碎石を巻いていないための目詰りも考えられるが、大部分は地盤の諸条件によると考えられる。同様なことは3号樹のタイプの場合にも明らかである。これは底面積の大小により一概に比較はできないが、本実験では52l/hr(定水頭)であるが、台地部では100~200l/hrと報告^{2), 3)}されている。これらのことから、低地地域での浸透効果は台地部のそれと比べて小さいと言わざるを得ないが、表-3に見られるように自然降雨に対する流出抑制効果はかなり期待できる。

今回の実験において、自然降雨による場合と注水実験による場合との結果は必ずしも良く合致していない。これについては施設の目詰り等の影響も考えられるが、最も大きな原因は地下水位の影響であろう。特に、大規模降雨において、地下水の急激な上昇が起った後の浸透効果については注水実験の結果からだけでは十分な説明がつかないようである。低地地域においては台地部に比べて、降雨に伴う地下水位の挙動が敏感であり、地下水位が低い段階での浸透量だけで効果を測定せず、自然降雨による検証が非常に大きな意味を持ってくると考えられる。一般に雨水浸透施設の流出抑制機能が問題になるのは総雨量

で100mmを超える程度の大規模な降雨であり、10月22日降雨に見られるように地下水位が非常に高くなるために浸透効果に大きな影響を及ぼしている。

5. おわりに

従来から報告されているように、今回の実験においても3号樹のタイプより1, 2号樹のタイプの方が浸透量が大きいと言う結果を得た。これについては地盤の条件にかかわりないと考えられる。また、ボラコン管に碎石を巻くことにより現状以上の効果を期待することはできる。

本実験結果から、低地地域においても浸透施設にある程度期待できるという結果を得たが、浸透施設のひとつのメリットは従来の完全ため込み型施設に比べて占用面積及び施設規模が小さくてすむということにある。その観点からすれば本施設は集水面積に比べて貯留機能が大きく(各施設とも300m³/ha)、自然降雨による測定では貯留機能による調節率の増大も幾分あると考えられる。今後、流域対策として各戸貯留施設を設置していく際には用地及びコストの面から小規模でかつ効果的な施設が望まれると言う点からしても、貯留に要する面積をできるだけ小さくし、浸透機能を有効に働かせることができる施設の検討が必要となってこよう。

参考文献

- 1) 石原旭：住宅団地における地下浸透工法，河川，No.413，S.55.12
- 2) 石崎勝義 et al.：地下水涵養技術とその応用，月刊建設，S.56.7
- 3) 吉野文雄 et al.：浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果に関する検討，土木技術資料，23-9，1981

5. ローム層を対象とした地下浸透実験（鶴見川流域）

～各戸貯留現地実験調査より～

1. 実験の背景

最近、河川流域の開発あるいは都市化に伴って、洪水の流出形態が変化したことにより、各地で河川災害が頻発し、多くの貴重な生命、財産が失われている。

鶴見川流域においても、急激な都市化の進展は、治水対策上も多くの困難な問題を発生させており従来通りの治水施設の整備のみでは、早急に治水安全度を向上させることは、困難な状況となっている。

このため、治水施設の整備を早急に実施するとともに、流域が従前より有している保水・遊水機能の維持・増大を図る方策を広く流域関係者の合意のもとに推進し、洪水時の被害軽減策をも含めた総合治水対策を講じる必要性が生じてきた。

都市河川鶴見川の治水安全度を早急に向上

させるべく、流域内の東京都・神奈川県・横浜市・川崎市・町田市と建設省から構成される鶴見川流域総合治水対策協議会を設置し、河川及び流域の整備に関する具体的な対策等の協議検討を進め、流域関係機関の合意のもとに昭和56年4月、河川改修と種々の流域対策からなる、鶴見川流域整備計画が策定された。

この鶴見川流域整備計画の中で保水対策として各種の流域貯留対策が考えられているが、その一つとして、一般住宅においても雨水を一時的に貯留あるいは浸透させる必要性がありこまれている。しかしながら、これら一般住宅における貯留施設（各戸貯留施設）の実施例はほとんどなく、その効果量および日常生活への影響等についての検討はなされていないのが現状である。

そこでこの各戸貯留施設を実験的に一般住宅に設置し、貯留効果、日常生活への影響等の諸問題を実際に把握し、各戸貯留施設の実現性を検討するべく昭和54年度より調査を行っている。その中で特に今後大きな期待が持たれる地下浸透型の貯留施設を中心に、現在までの調査内容を紹介する。

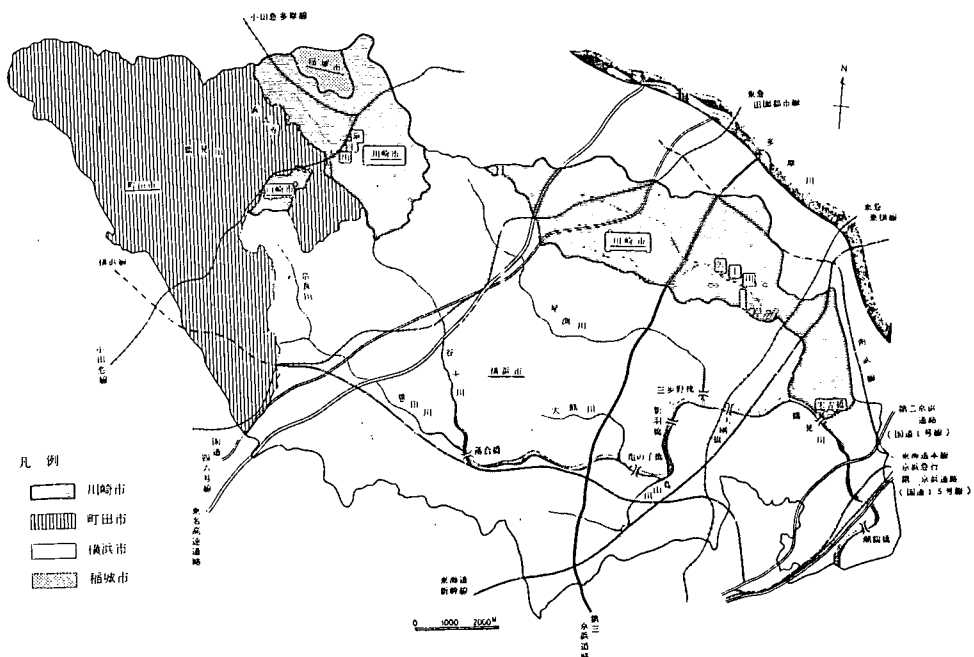


図-1 鶴見川流域概要図

表－１ 流域の諸元

流 域 特 性	流 域 諸 元	摘 要
流域面積 (km ²)	235km ²	計画ポンプ排水量 404 m ³ /s 167km ² 丘陵台地 流域の約80% 分水界標高80m～170m 総延長 97.3km 落合橋上流 中・下流部
ポンプ排水区域	約 53km ²	
沖 積 平 野	68km ²	
市 街 化 区 域 面 積	181km ²	
流 域 地 形	丘陵、台地及び低地	
本 川 流 路 延 長	幹線延長 42.5km	
支 川 状 況	樹枝状	
朔 望 平 均 満 潮 位	T. P. 0.88 m	
感 潮 区 間	河口～11.0km	
流 路 勾 配	I=1/ 600～1/1,500 I=1/1,500～1/3,000	
流域内関係市町村	町田市、横浜市、川崎市	
氾濫区域内	人 口	S 45. 272千人 S 50. 342千人
	資 産	S 45. 5,700億円 S 50. 8,650億円

2. 実験施設

2-1 基本的条件

中央集中型の50mm/hr降雨を対象に、300 m³/ha 相当の貯留容量を確保することを基本条件とした。なお集水域については、ゴミや土砂の流入防止、集水の容易性等から家屋の屋根のみからとした。

2-2 実験施設規模及び考え方

実験施設規模及び考え方は、表－2、図－2～5の通りである。

表－2 各戸貯留施設諸元

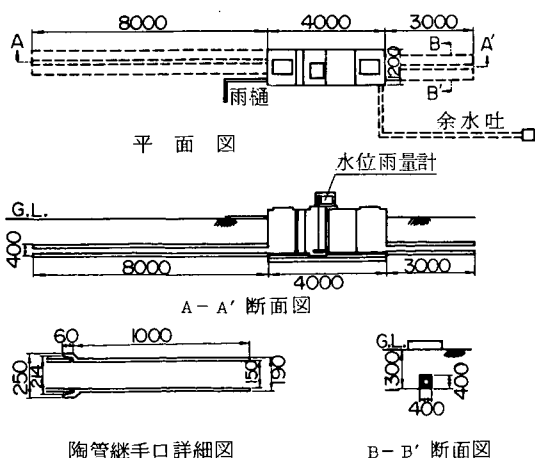
施設		O 氏 宅	K A氏宅	T 氏 宅	K O氏宅	I 氏 宅	N 氏 宅	H 氏 宅
設置位置	地形	丘 陵 地	丘陵裾地	丘 陵 地	多摩川扇状地	丘 陵 地	丘 陵 地	丘 陵 地
	地質	新期ローム	ローム層崖堆積物	ローム層	粘土・シルト層	盛 土	－	－
施 設 タイ プ		貯水槽と地下浸透併用型			オリフィスを有する貯水槽と浸透併用型		オリフィスを有する貯水槽	
施設設計基本式		$I - P = \frac{dv}{dt}$			$I - q - P = \frac{dv}{dt}$		$I - q = \frac{dv}{dt}$	
対象面積 (㎡)		191.0	225.0	169.0	220.0	203.5	244.0	175.0
集水屋根面積(㎡)		54.0	89.0	53.0	96.5	107.5	84.0	112.0
貯水槽の容量(㎥)		4.7	7.7	0.342	6.64	6.1	7.37	5.29
浸透施設規模		陶管11.0m	透水管25.0m	透水管5.7m	透水管9.4m	地表浸透22.3㎡	－	－

I：流入量 (m³/s)

V：貯留量 (m³)

P：浸透量 (m³/s) ($= \lambda \cdot H \cdot A_s$ 、 $\lambda = 1.5 \times 10^{-5} (s^{-1})$ 、 A_s ：浸透面積 (m²))

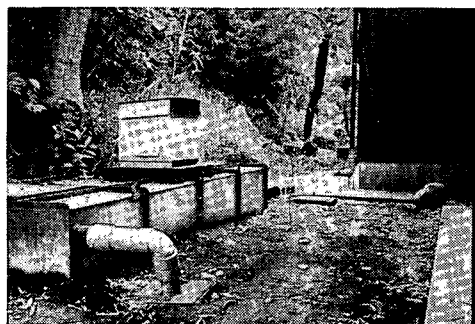
q：流出量 (m³/s) ($= C \cdot a \sqrt{2g(H-Z)}$ C：流出係数 a：オリフィス断面積)



陶管継手口詳細図

B-B'断面図

図－2 O氏邸各戸貯留現地実験施設



写真－1 O氏宅

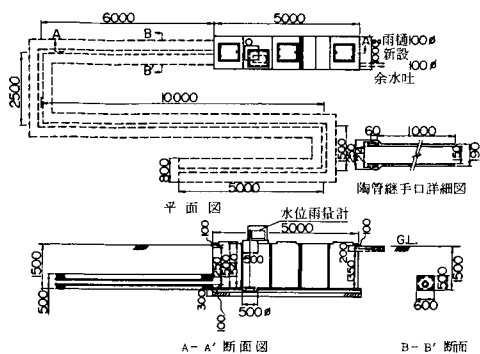


図-3 KA氏邸各戸貯留現地実験施設

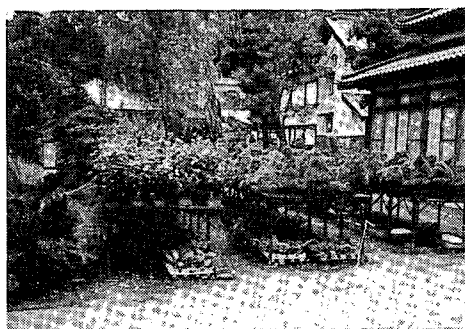


写真-2 KA氏宅

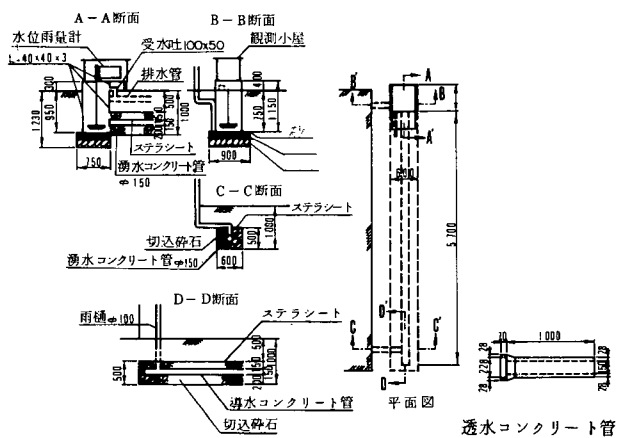


図-4 T氏邸各戸貯留現地実験施設



写真-3 T氏宅 (パース)

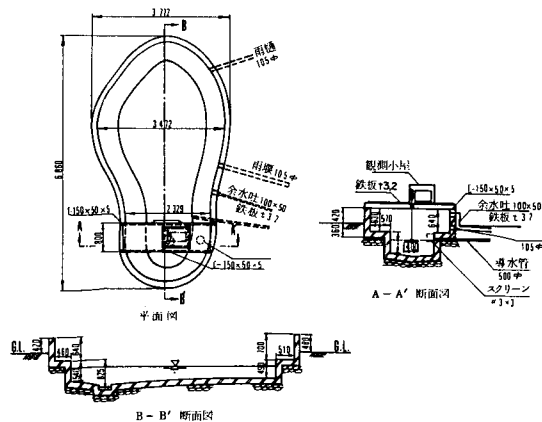


図-5 N氏邸各戸貯留現地実験施設

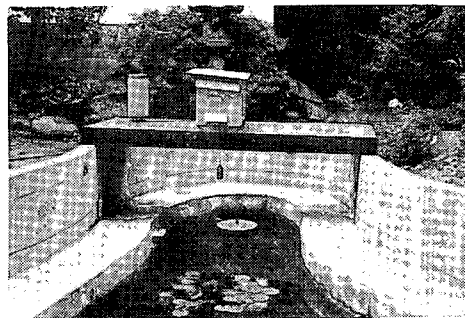


写真-4 N氏宅

3. 実験内容

3-1 自然降雨による貯留浸透効果観測

前述の各実験施設に雨量計及び水位計を設置して貯留浸透効果について観測を行う。

3-2 浸透施設の浸透能調査（注入実験）

O氏宅及びKA氏宅において、埋管と貯水槽の接合部に止水栓を施し、貯水槽に水を満水にした後、止水栓を取り去り減水の状況を見て2回にわたり観測する。

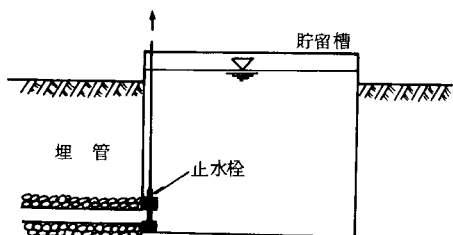


図-6 注入実験

3-3 流域内地盤浸透能調査

流域の地表面に露われる地(土)質の種類別に、ほぼ均等に分布するよう計20ヶ所について調査を行った。浸透能測定は、建設省土木研究所による測定法¹⁾のうちB測定(完全定水頭試験)を除く以下の2方法によった。

3-3-1 A測定（変水頭試験）

初期湛水深(H)を70cmとし、一定時間後の水位低下量を読みとり、低下量(ΔH)～時間(T)の関係に基づいて土の浸透能を評価する。

3-3-2 C測定（不完全定水頭試験）

変水頭試験において浸透測度が大きく、又水の確保が容易であるところに限り行う。試験方法は初期湛水深(70cm速)から5～10cm低下するのに要する時間を Δt とし

- ① 初期湛水深まで注水を行う。
- ② 一定時間 Δt 後の水位低下量を読みとる。を繰返す。これより浸透量～時間の関係に基づいて土の浸透能を評価する。

表-3 地盤浸透能試験地質分布

地 質	試験数	摘 要
沖 積 土	5	沖積低地上の盛土
二 次 堆 積 物	3	主にロームの二次堆積物
新期 ローム層	5	立川及び武蔵野ローム層
古期 ローム層	2	下末吉・多摩ローム層
そ の 他	5	基盤岩を含む

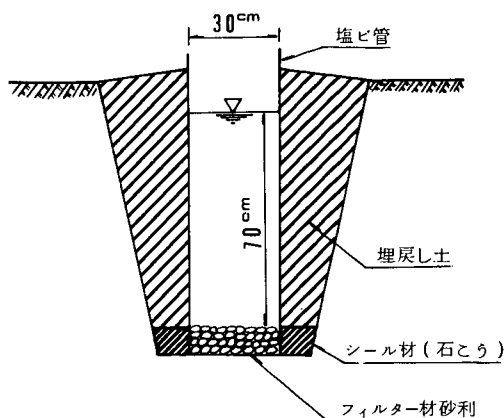


図-7 地盤浸透能試験



写真-5 浸透試験中

3-4 維持管理上の問題

次の3点から維持管理上の問題点を検討した。

- (1) 堆砂等による機能障害
- (2) 生活に与える不便さおよび安全性
- (3) 湿度上昇による建物に対する障害

4. 実験結果

4-1 各戸貯留施設の自然降雨による実績調節率

11降雨(最大総雨量約130mm, 平均総雨量約49mm)における調節率を表-4に示す。(I氏宅については湛水位が小さく, オリフィスと地下浸透による調節機能と分離できなかったため, 検討対象外とした。)

これをみると, 地下浸透併用型は集水域に対していずれも100%と, 全量が地下に浸透していることがわかる。又敷地全体に対しては一ヶ所を除き約50%の調節率が期待できる。

一方オリフィス型の調節率は, オリフィス周辺の状況が一定でないためか, かなりのばらつきがみられる。

4-2 地下浸透による浸透能

4-2-1 浸透能特性

地下埋管の浸透能は極めて高いが, 4つの施設が殆んど同じ構造であるのに, 浸透能特性は異なっている。単位埋管長あたりの浸透強度DDV(m³/h/m)と, 埋管敷高からの水位H(m)との関係(図-9)より, 3種類(表-5)に分けられる。

しかし, これらは施設の埋管および埋管周辺の空隙を満たしながら周辺の土壤に浸透したものである。したがって, あくまでも施設の有している浸透能であり単に土壤の有している浸透能とは異なる。

表-4 調節率

施設のタイプ	施設	調節率(%)	
		集水域	対象域
貯水槽と地下浸透併用型	O氏邸	100	47
	KA氏邸	100	47
	T氏邸	100	48
	KO氏邸	100	89
オリフィスを有する貯水槽型	N氏邸	11~62	10~52
	H氏邸	11~56	5~53

$$\text{※調節率} = (r_p - q_p) / r_p$$

r_p : 最大降雨強度
 q_p : 最大流出高

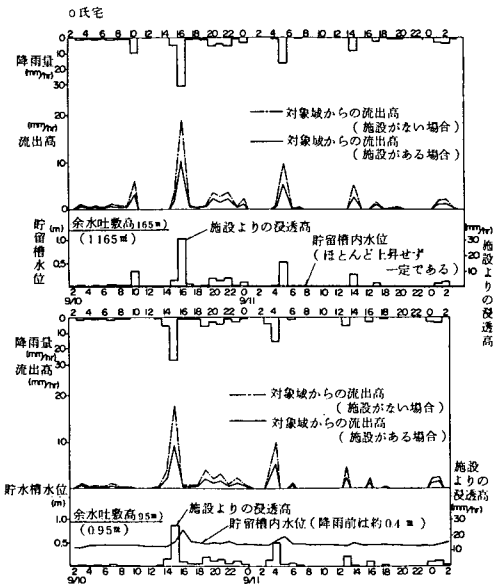


図-8 貯留及び浸透実績(昭和55年9月10日) -O, T氏宅-

表-5 浸透能特性に基づく地下浸透施設の分類

タイプ	施設最大浸透高		単位埋管長当り最大浸透量 m ³ /h/m	敷地特性
	施設名	mm/h		
(1) 不飽和浸透 (水位上昇しない)	O宅	31.1	0.15	丘陵上でローム層(新期ローム)
	KA宅	30.1	0.11	丘陵地の裾でローム質の崖堆積物と推定
(2) 飽和浸透 (降雨に伴い水位上昇し重力浸透が卓越)	KO宅	10.0	0.10	多摩川扇状地で砂礫質土は深層に位置し、粘土シルト質が地盤を形成、無降雨時でも貯水槽内の水位上昇
(3) 不飽和浸透・飽和浸透 (1)、(2)の中間)	T宅	25.8	0.24	丘陵を切り開いた宅地でローム層(新期が古期不詳)ヒナ段造成の擁壁の影響か地下水が比較的浅い

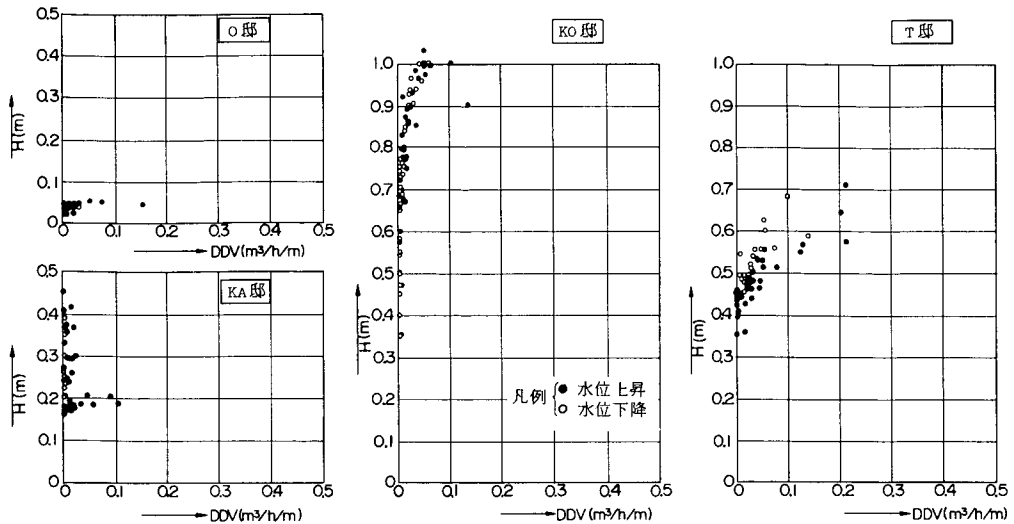


図-9 埋管下端からの水位(H)～単位埋管長当り浸透強度 (DDV)

4-2-2 浸透施設の浸透能調査 (注入実験)

注入した水は、埋管および埋管周辺の空隙を満たしながら周辺の土壤に浸透する。従って初期の水位低下はこうした影響によるものと考えられる。そこで、空隙等によるこのような影響が比較的少なく、又安全側と考えられる2回目の実験における水位(H)と単位埋管長あたり浸透能(DDV)をみると、図-12に示すような関係式が導かれる。

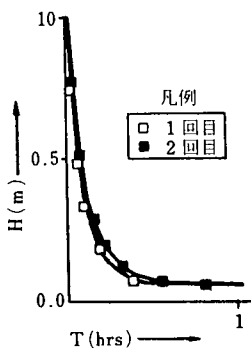


図-10 貯水槽水位(H)と経過時間(T) (O氏邸)

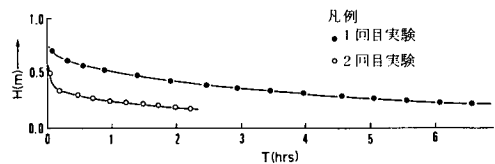


図-11 貯水槽水位(H)と経過時間(T) (KA氏邸)

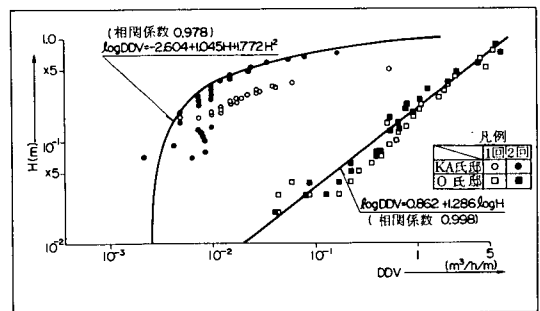


図-12 水位(H)～単位埋管長当り浸透量(DDV) 相関 (両対数表示)

これら両施設の相異は前述の敷地における土壤特性等の差によるものと考えられる。

又、KO氏宅およびT氏宅においては自然降雨における浸透実績より、貯水位(H)と単位埋管長当り浸透量(DDV)との関係式を次-13、表-6のように考える。

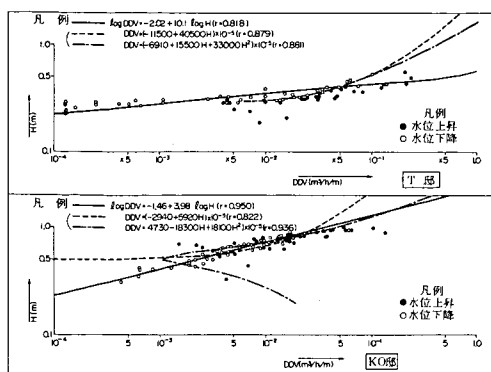


図-13 単位埋管長当り浸透強度 (DDV)

表-6 貯水位 (H) ~ 単位埋管長あたり浸透量 (DDV) 相関式

施設	相 関 式	相関係数
O氏邸	$\log DDV = 0.862 + 1.286 \log H$	0.978
KA氏邸	$\log DDV = -2.604 + 1.045H + 1.772H^2$	0.988
KO氏邸	$\log DDV = -1.46 + 3.98 \log H$	0.950
T氏邸	$\log DDV = 2.58 + 10.1 \log H$ ($\log DDV = 2.02 + 10.1 \log H$)	0.818

* 但し T 氏邸 () 内相関式は図中の点のバラツキから、危険側に設定した式である。

** 単位, DDV : $m^3/h/m$

以上のように、実績地下浸透能は設計条件に比べてかなり大きい値となっている。そこで表-6における関係式に基づき設計しなおすと、表-7のような施設で対応が可能である。

4-3 維持管理上の問題

屋根や雨樋の塵埃が雨水によって貯水槽に流入して、地下浸透施設の目づまりを招くことが危惧されたが、実験開始後一ヶ月の間においては堆砂量は微々たるものであり、機能障害はあらわれていないようである。また堆砂物の粒度は、流域内の丘陵地の土砂に比べ極めて小さいものもあるが、塵埃とはいえぬ粗い粒子 (0.1mm以上) も多いことから、工事の際に入った土ではないかと考えられる。

又日常生活に与える影響については、設置当時は神経が過敏になっている為か、多少気になる点はあったようであるが現在 (設置後1年9ヶ月) では特に問題は出ていない。

地下浸透施設については湿度上昇による建

表-7 最適施設規模

施設	規 模	施設	規 模
O 氏 邸	- 貯水槽…埋管を深さ0.5~1.0mのところに埋めるため集水槽としての機能を期待して、次のような構造とする。 - 埋管…長さ(L)を1.8mとする。材料には陶管 (並焼管 $\phi 150 \times t 15 \times \ell 600$) 又は、ポラコン ($\phi 150 \times t 35 \times \ell 600$) を用いて3本接続する。 (A = 0.196 m^2)	T 氏 邸	- 貯水槽、陶管ともに O 氏邸と全く同じ構造とする。 A = 0.196 m^2 L = 1.8m - 埋管材料は O 氏邸と同様
K A 氏 邸	- 貯水槽…陶管を深さ1.2mの位置に設置する。内りの底面積0.39 m^2の集水槽を用いた。 - 埋管…長さ(L)を4.2mとする。材料は O 氏邸と同様 (A = 0.385 m^2)	K O 氏 邸	- 貯水槽 底面積3.5 m^2の貯水槽として埋管を1.2mの深さに設置する余水吐の高さを除いた有効水深1.0mを確保する。 - 埋管 長さ(L) = 42mとする。材料は O 氏邸と同様

注1: () 内は現地設置施設規模に対する割合

注2: 貯水槽は、東京都型汚水槽を使用

物に対する障害が危惧されたが、T氏宅において床下3ヶ所に自記湿度計を設置して実態をみたところ、地下浸透施設を設置した周辺が、他と比べて湿度が高いという現象は現われていない。

4-4 流域内地盤浸透能調査

4-4-1 変水頭試験

変水頭試験による土の浸透能測定結果については、次の方法によって評価を行う。

湛水深(H)の時間的变化を $\log H \sim t$ として表わすと、少なくとも初期値については直線にのってくることが多い。これを $\log H = -at + b$ とすると

$$H = e^{-at+b} \dots\dots\dots(1)$$

さらに $dH/dt = e^{-at+b} \cdot (-a) \dots\dots(2)$

浸透度 F は $F = -dH/dt \dots\dots\dots(3)$

で表わされるから(1), (2), (3)式より

$$F = aH$$

$$\therefore F/H = a \dots\dots\dots(4)$$

となる。つまり $\log H = -at + b$ と表わされる

直線の傾きの符号を変えたもの a によって初期湛水深(H)にかかわらず、浸透度の大小を比べることができる。表-8に測定結果を示す。

4-4-2 不完全定水頭実験

試験結果は次の簡便式によって整理し、表-9に示す。(ただし定水頭(H=70cm)として整理)

$$D = Ct^n \dots\dots\dots(5)$$

$$I = Cnt^{n-1} \dots\dots\dots(6)$$

D ; 積算浸透量 (mm)

C ; t = 1 min 時の浸透量 (mm)

I ; 浸透度 (mm/min)

n ; $\log D \sim \log t$ における回帰直線の傾き

各測定地点毎に浸透面及び浸透面下の状況を考慮すると、土の浸透性は表-10のように評価できる。

又土の浸透能と、土質試験(間隙率、体積含水率、飽和度)結果とを比べてみると(図-15) 新期ローム層についてはごく弱い相関が

表-8 変水頭試験結果 (降雨前)

地 質 名	試 験 点 No.	a (hour ⁻¹)	a の 平 均 値
古 期 ロ ー ム 層	1, 17	0.028~0.0022	0.015
	(O氏宅)		
新 期 ロ ー ム 層	5, 8, 11, 13, 15	2.08~8.86	5.29
二 次 堆 積 土	2, 6, 10	0.11~3.80(0.020~0.36) *	1.50(0.15) *
沖 積 土	3, 4, 9, 12, 16	0.0035~6.06(0.0035~1.17) *	1.87(0.39) *
	(N氏宅)(K A氏宅)		
そ の 他	18, 19, 20	0.017~10.1	
" (基盤・砂)	7, 14	1.35~2.90(0.88~1.35) *	2.13(1.12) *

*測定時間内の最終浸透能

表-9 不完全定水頭試験結果

No.	降 雨 前		降 雨 後	
	積算浸透量 (mm)	浸透度 (mm/min)	積算浸透量 (mm)	浸透度 (mm/min)
1	D = 22.1 T ^{0.014}	I = 22.4 T ^{0.014}		
5	D = 28.9 T ^{0.011}	I = 29.2 T ^{0.011}	(D = 12.6 T ^{0.012})	(I = 11.5 T ^{-0.088})
7	D = 54.1 T ^{0.873}	I = 47.2 T ^{-0.127}		
8	D = 20.6 T ^{0.986}	I = 20.3 T ^{-0.014}		
11	D = 14.4 T ^{1.080}	I = 15.3 T ^{0.060}		
12	D = 23.4 T ^{1.007}	I = 23.6 T ^{0.007}		
14	D = 18.3 T ^{0.959}	I = 17.5 T ^{-0.041}		
15	D = 89.7 T ^{0.797}	I = 71.5 T ^{-0.203}	(D = 37.5 T ^{0.988})	(I = 37.0 T ^{-0.012})
19	D = 73.9 T ^{0.975}	I = 72.1 T ^{-0.025}		

表-10 流域内地盤浸透能の評価

土 質	a の値	評 価
古期ローム	$10^0 \sim 10^{-3}$	一般的に粘土化を被った水成堆積相ほど浸透性は低く、とくに下末吉面に属する地域内の切土部にこれが現われる可能性が高い
新期ローム	10^0	浸透性は高く浸透施設設置に適している
二次堆積土	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	水中堆積相を示すもので、浸透性にバラツキが多い。ただし立川面より古い地形面の縁に沿う沖積段丘上の二次ローム層については、浸透性が高いと思われる。
沖 積 土	$10^0 \sim 10^{-3}$	盛土材の浸透性と土地利用状況に大きく影響される。又降雨後の地下水位上昇による影響を受けやすい。
そ の 他	$10^0 \sim 10^{-1}$	基盤中の砂は良好であるが、流域内では浸透能の著しく低い固結シルト層と互相をなすことが多い

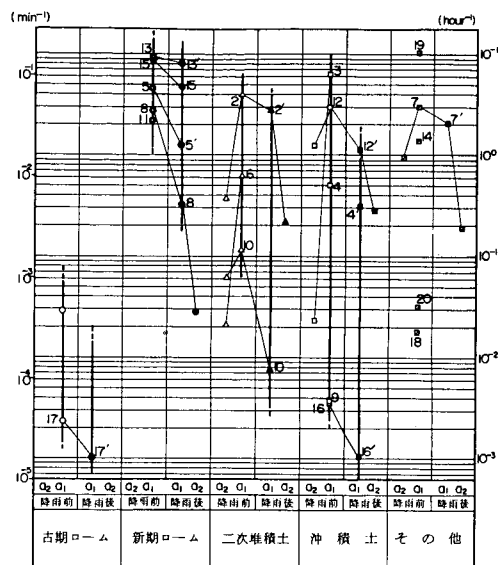


図-14 土質による浸透能の比較

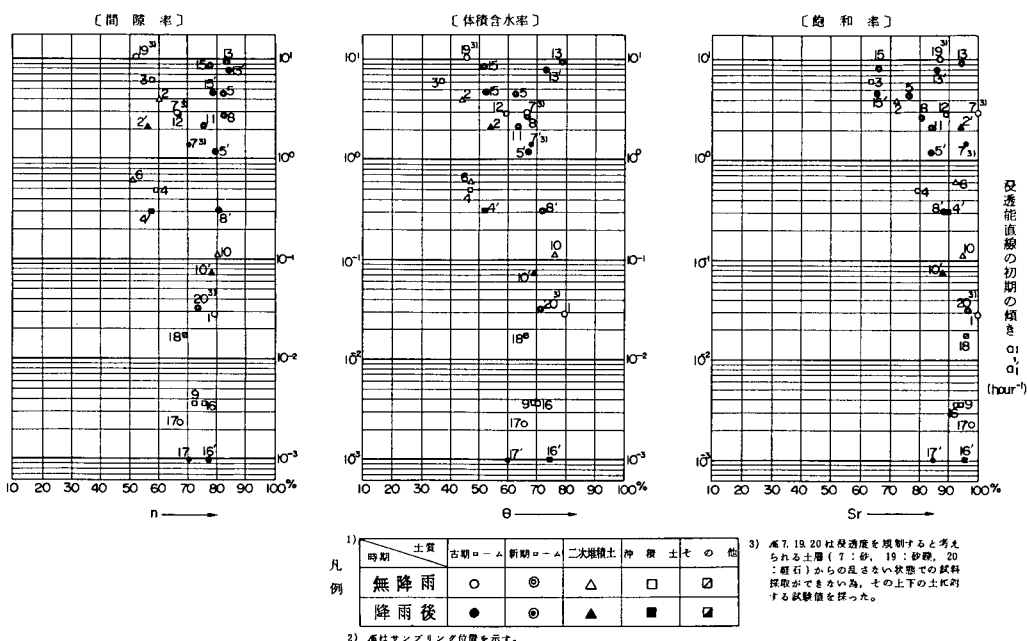


図-15 土の浸透能と物理特性との相関図

あるものの、全体としてはほとんど相関が認められず、土の構造や組織・成層状態・地下水位面等を含めた諸要因に支配されていると思われる。

5. まとめ

以上のことから、鶴見川流域に地下浸透施

設を設置する場合、地質的にみると新期ローム層 (O 氏宅) に設けるのが最も効果的である。また流出抑制効果を期待する土の浸透能 (下限値) として変水頭試験による $a = 1 \times 10^0 \text{ (hour}^{-1}\text{)}$ とした時、図-14から新期ローム層の他、土丹層に挟まれる砂 (中～上流域で地表に露われる) 及び沖積地のうちロームを盛った畑地となる。

このような地下浸透によって流出抑制効果を期待できる表層土が鶴見川流域に占める割合は「神奈川県地盤地質図（神奈川県，昭和46年3月）」によると約50%弱見込まれる。

また，地下浸透施設規模としては，中央集中50mm/hr降雨について敷地全体に対して300m³/haの容量を無理なく貯留・浸透させるには，表-7に示すような簡易な施設で可能であり，費用面においても，新築時であれば，若干の材料費だけで設置できると考えられる。

地下浸透による流出抑制は将来大きな期待が持てる。今後土木研究所の指導を仰ぐとともに生活に適合した地下浸透施設設置基準の策定に向けて，関係機関の協力のもとに一層の調査検討を進めていくことにしている。

6. 関東ローム土における地下浸透工法（拡水法）の実験事例

1. はじめに

近年，都市周辺の宅地開発に際して，雨水流出に厳しい規制が課けられることが通例となっている。

このため，従来，調整池等の雨水流出抑制施設を設けてきたが，この対策をさらに進めるため，住宅・都市整備公団では昭和53年以来，地下浸透工法の開発研究を行っている。

本実験は，このうち拡水法に関して実施したもので，以下，昭和55年5月から約半年間にわたり関東ローム土で行った注入実験について紹介する。

2. 実験施設

本実験で対象とした実験施設は，従来の下

水管渠等の排水施設に替えて実用化できることを前提に透水性，施工性および経済性を考慮のうえ，浸透枦3タイプ，浸透地下トレンチ2タイプとした（以下，枦・トレンチと呼ぶ）（図-1・図-2）。

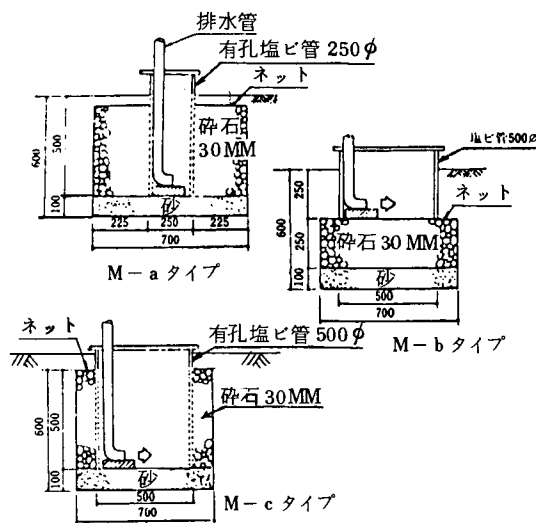
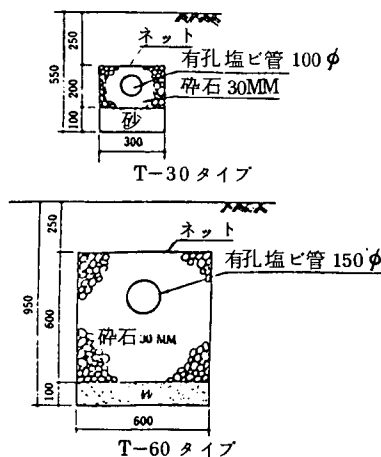


図-1 浸透枦



(注) 延長は各5.0mで実験

図-2 浸透地下トレンチ

これらの枦等は，通常の枦や排水管を浸透型の構造に改良したもので，構造や使用材料等について，以下の通り決めた。

- 1) 枦およびトレンチの規模は，通常の小口径管の掘削断面と同程度とした。特にトレンチは小型掘削機のバケット寸法に合せ施工の合理化を図った。
- 2) 充填材は，浸透面の保護とその材料がも

つ空隙に貯留量を期待したもので単粒度碎石を使用した。

- 3) 枘およびトレンチの底面には、目詰り防止用フィルター材として砂を敷均した。
- 4) 枘およびトレンチの充填材上部は、埋戻し土の混入防止のためネットを敷いた。
- 5) 枘およびトレンチの施工にあたっては掘削底部の浸透面を締固めないよう留意した。

3. 実験場所及び現地状況

本実験は、住宅・都市整備公団研究試験所内（東京都八王子市）および昭島つつじが丘ハイツ内（東京都八王子市）で実施した。

研究試験所は、約10年程前まで沢地であった所を当地周辺の関東ローム土で盛土造成したもので、地下水位は地表面下5mである。研究試験所での実験は、この盛土地盤で行った。

また、昭島つつじが丘ハイツは、平坦な団地で開発前はゴルフ場であった。地層は地表

数10cmは黒ぼくでその下2～3mが立川ローム層、以下玉石混りの粗粒礫からなる立川礫層である。地下水位は、地表面下10mである。昭島つつじが丘ハイツでの実験は、このうちの立川ローム層を対象地盤とした。

上記地盤の土質調査結果を表-1に示す。

4. 水道水による注入実験

枘およびトレンチの基礎的な浸透能を求め、あわせて浸透能に影響すると考えられる土質性状、施設構造、土湿状況等に関して、下記に示す結果を得た。

実験結果を表-2に示す。

一般に、浸透能は注入開始後低下を始めるがやがて一定値になる（図-3）。この主な理由としては、注入水により湿潤線が移動するにつれて圧力水頭勾配が減少するためと考えられる。通常、注入開始時を初期浸透能、一定量になった時を終期浸透能と呼ぶ。初期浸透能から終期浸透能に至る時間は、概ね、枘

表-1 土質試験結果

実験位置番号	研究試験所ポンプ室前①		研究試験所内実験棟②		昭島つつじが丘ハイツ③	
深度 (GL-m)	0.4~0.65	0.40~0.65	0.40~0.65	0.40~0.65	0.3	0.6
レキ分 (2000 μ 以上)%	21.0	1.8	0	0	9	0
砂分 (74~2000 μ)%	53.0	45	27.0	18.0	37.0	26.0
シルト分 (5~74 μ)%	20.5	24	27.0	40.0	23.0	52.0
粘土分 (5 μ 以下)%	5.5	13	46	42.0	31	22.0
土粒子の比重	2.657	2.617	2.650	2.720	2.556	2.507
三角座標表示法	S F	S F	F	F	F	F
自含水比(%)	41.9	50.5	68.3	68.9	58.9	72.7
自然湿潤単位体積重量 (g/cm ³)	1.487	1.516	1.520	1.490	1.423	1.342
状態隙比	1.537	1.587	1.956	2.083	1.853	2.227
飽和度(%)	72.5	32.7	93.2	90.0	81.2	81.8
透水係数(変水位法)cm/sec	5.81×10^{-6}	3.16×10^{-6}	3.24×10^{-7}	2.38×10^{-6}	2.35×10^{-6}	1.00×10^{-5}

表-2 注入試験結果

場所 試験番号	土質性状	施設のタイプ	終期浸透能		試験回数
			平均 (ℓ/分)	最大~最小 (ℓ/分)	
研究試験所 1	K = 5.8×10^{-6} cm/sec 含水量45~60% S F (砂質土)	M-a	1.4	—	1
		M-b	3.4	3.1~3.8	5
		M-c	1.5	1.4~1.6	3
昭島つつじが丘ハイツ 3	K = 4.4×10^{-6} cm/sec 含水量59~84%, F (細粒土)	M-b	4.0	3.1~5.6	3
		M-c	2.7	2.3~2.6	3
研究試験所 2	K = 3.2×10^{-6} cm/sec 含水量32~55% F (細粒土)	T-30	0.41	—	1
		T-60	2.8	1.68~6.18	8
		T-60'	4.1	3.76~5.3	8
昭島つつじが丘ハイツ 4	K = 1.0×10^{-5} cm/sec 含水量59~74%, F (細粒土)	T-30	0.36	0.26~0.46	2
		T-60	0.37	0.26~0.48	2

注) 浸透地下トレンチは1m当りの浸透能である。

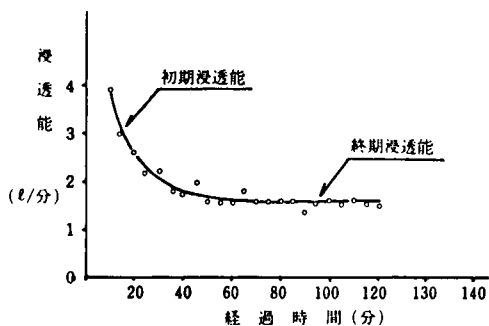


図-3 浸透ますの浸透能の経時変化

で45~60分、トレンチで2~3時間であった。また、終期浸透能は、枡で1.4~5.6 $\text{l}/\text{分}$ 、トレンチで0.26~6.18 $\text{l}/\text{分} \cdot \text{m}$ であった。なお、これらの時間や終期浸透能はいずれも初期浸透能の約50%であった。

土質は、浸透能に大きな影響を及ぼすものと考えられるが、本実験からは実質的な関連性を明確には見出すことができなかった。しかし、浸透能が極端に悪い場所では相対的に透水係数や空気間ゲキ率が低いなどの共通点が見られた。

土湿等気象条件が浸透能に与える影響については、降雨中に行った注入実験から次のような結果を得た(図-4)。図から、初期浸透

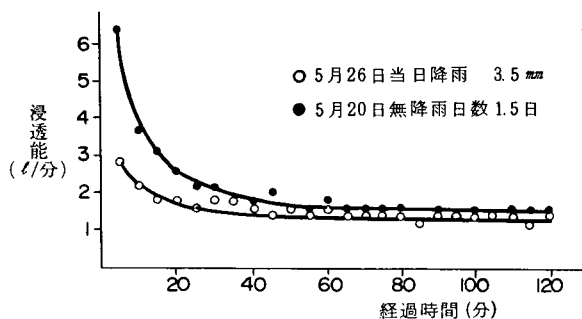


図-4 降雨時の浸透能

能は降雨の影響を受けて低い値を示すが、終期浸透能は大きな影響を受けず晴天時とほぼ同等の値を示した。

次に、枡やトレンチの水位と浸透能の関係を水位低下に伴う浸透能の経時変化から求めた(図-5)。図から、浸透能は、水位低下に従って直線的に低くなる傾向を示した。これにより、水頭が大きくとれる構造にすることが浸透能に有利であると思われる。

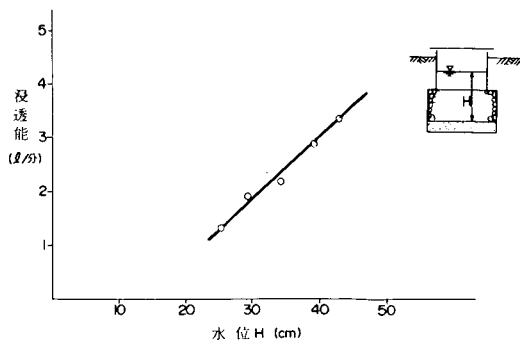


図-5 水位と浸透能

なお、枡の構造に関して、側面開孔部の有無や充填碎石の厚みの違いによる浸透能の効果は見出せなかった。

5. 自然降雨による注入実験

昭島つつじが丘ハイツの一区画の屋根(80 m^2)から流出する自然降雨水をT-30およびT-60タイプのトレンチ(各5 m)に導びき、約6ヶ月間にわたって、トレンチ内の水位やトレンチからの越流量を観測した。また、同時に降雨量、流出量を計測し、トレンチの浸透能および設置効果を検討するための解析資料とした(図-6)。

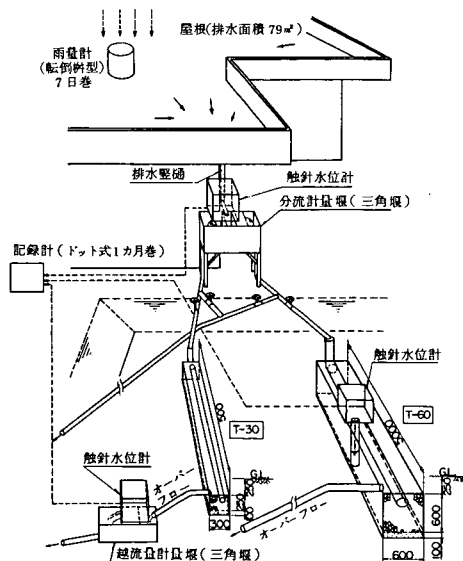


図-6 実験概要

(1) 降雨量と流出量

調査期間中の降雨日数は70日間で、最大日雨量67.5mm/日、最大30分雨量12mm(降雨強度24mm/hr)であった。

雨水の流出は、屋根排水であるため雨量損失はほとんどなく、降雨量に対する有効降雨量の比(流出率)は平均0.92であった。

(2) 浸透量

トレンチ内に流入した雨水量が、トレンチ底部の、浸透能を越えると、流入水はトレン

チ内の空隙に貯留され、水位は上昇する。

この水位が最大になった時の浸透能を流入量および越流量から算出すると、T-30タイプで平均0.54 ℓ/分・m (0.24~1.39 ℓ/分・m)、T-60タイプで平均0.39 ℓ/分・m (0.21~1.01 ℓ/分・m)であった(図-7、表-3)。

これは、晴天時に実施した注入実験結果よりも多少高い値を示すものもあるが、算出方法等の違いを考え合せれば、概ね注入実験と同等の性能を有すると考えられる。

表-3 降雨中の浸透能

番号	T - 30				T - 60			
	時刻	浸透能 (ℓ/分・m)	水位 (mm)	累加流入量 (ℓ/m)	時刻	浸透能 (ℓ/分・m)	水位 (mm)	累加流入量 (ℓ/m)
①	—	—	—	—	6/20 0~0:30	0.37	99	211
	—	—	—	—	6/20 2:00~2:30	0.40	122	240
	—	—	—	—	6/20 3:30~4:00	0.29	120	269
②	—	—	—	—	7/3 0:30~1:00	0.14	139	204
③	—	—	—	—	7/8 9:30~10:00	0.13	222	135
④	7/9 9:00	1.39	300	150	7/9 10:00~10:30	0.69	651	237
	7/9 9:30~10:00	0.74	300	216	7/9 12:30~13:00	0.21	562	299
	7/9 11:00~11:30	0.43	300	269	7/9 14:00~14:30	0.54	668	346
⑤	7/30 22:00~22:30	0.68	300	236	7/30 23:00~23:30	0.37	480	247
	—	—	—	—	7/30 18:00~18:30	0.25	100	84
⑥	7/31 23:30~24:00	0.51	300	159	8/1 0~0:30	0.70	422	180
⑦	8/3 19:30~19:00	1.01	300	245	8/3 16:30~17:00	0.21	53	151
	8/3 20:00~20:30	0.49	300	340	8/3 20:00~20:30	1.01	610	340
⑧	10/20 1:00~1:30	0.27	300	143	10/20 1:30~2:00	0.22	500	150
	10/20 10:00~10:30	0.35	300	232	10/20 10:30~11:00	0.48	668	247
	10/20 11:00~11:30	0.27	300	261	—	—	—	—
⑨	10/25 3:00~3:30	0.35	300	160	10/25 3:00~3:30	0.47	325	160
	10/25 4:00~4:30	0.30	300	186	10/25 5:00~5:30	0.21	442	203
⑩	11/28 15:30~16:00	0.23	300	147	11/23 15:30~16:00	0.56	515	159
	—	—	—	—	11/28 16:30~17:00	0.23	520	172
平均	—	0.54	300	211	0.37	0.39	310	212
標準偏差	—	0.33	—	—	—	0.22	—	—

注) 累加流入量は最大越流量、あるいは最高水位を生じた時点までの当日雨水流入量

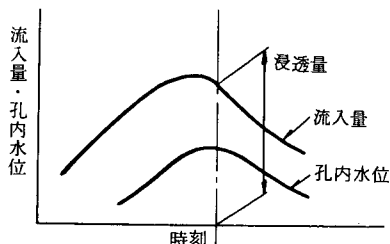


図-7 最高水位における浸透能算出概念図

また、浸透能は、トレンチ内の水位が上昇するほど大きくなる傾向が見られた。

この他、累加流入量からトレンチの累加貯留量を差し引くことにより、一降雨内の平均浸透能を算出すると、平均0.25 ℓ/分・mであった（ただし、トレンチ内水位は平均21.8 cm）（図-8・図-9）。

なお、貯留量の算出は、充填碎石の空ゲキ率をそれぞれ0.4、0.3とした。

(3) トレンチの設置効果

トレンチの設置密度を表-4に示す。また、

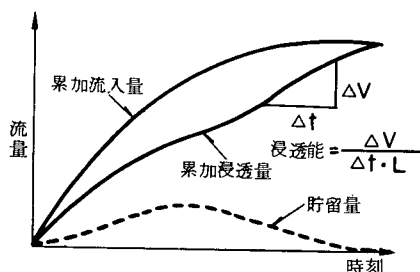


図-8 一降雨平均浸透能算出概念図

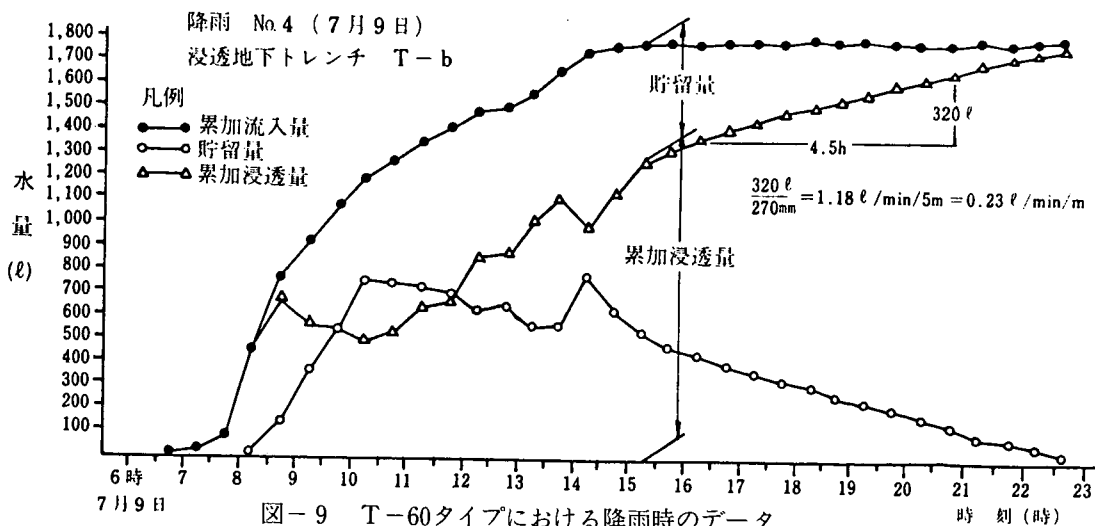


図-9 T-60タイプにおける降雨時のデータ

観測期間の総雨量は830.5mmで日降雨量は19.5～74mm、ピーク時30分の雨量は1.5～12mmであった。

以上の条件で、T-60タイプの設置効果を見ると、調査期間中の全降雨に対し一度も越流することなくすべて浸透した。

表-4 設置密度

施設のタイプ	設置密度 (m ² /m)	貯留量 (ℓ/m)	浸透能 (ℓ/分・m)
T-30	7.9	39 (4.94mm)	0.54 (3.8mm/hr)
T-60	7.9	162 (20.5mm)	0.39 (3.0mm/hr)

注) 1. 設置密度=(集水面積)/浸透地下トレンチ延長

2. ()内の値は、集水面積を勘案し、降雨に換算したもの

表-5 浸透施設の設置効果

番号	降雨量		総流出量 カット率 (%)		ピーク量 カット率 (%)		ピーク雨量 カット率 (mm/30min)	
	降雨 強度 (mm)	継続 時間 (hr)	T-30	T-60	T-30	T-60	T-30	T-60
①	19.5	22	100.0	100.0	100.0	100.0	1.5	1.5
②	23.0	29	100.0	100.0	100.0	100.0	2.0	2.0
③	22.0	21	100.0	100.0	100.0	100.0	6.5	6.5
④	40.0	16	81.9	75.4	77.5	44.3	6.6	3.8
⑤	40.0	18	88.4	83.4	61.6	35.1	3.1	1.4
⑥	37.0	21	90.3	87.8	64.5	52.6	3.2	2.6
⑦	55.5	36	89.3	85.7	65.6	21.9	5.9	2.0
⑧	74.0	38	89.0	79.0	81.0	54.7	9.7	6.6
⑨	28.5	24	90.2	84.8	38.5	17.9	1.2	0.5
⑩	31.8	20	84.7	71.6	42.6	—	1.5	—

注) 1. 総流出量カット率=総浸透量/総流入量

2. ピーク量カット率=(ピーク流入量-ピーク越流量)
/ピーク流入量

3. ピーク雨量カット=ピーク降雨量×ピーク量カット率

T-30タイプでは、総流出量カット率（総浸透量/総流出量）81.9～100%，ピーク量カット率（（ピーク流入量－ピーク越流量）/ピーク流入量）38.5～100%であり、ピークカットは最高9.7mm/30分であった。

また、T-60タイプの浸透能を0.23 l/分・mと仮定すると、降雨強度30mm/hr、降雨継続時間約1時間の降雨であっても、トレンチから越流することなく全量浸透が可能と算出される（図-10）。

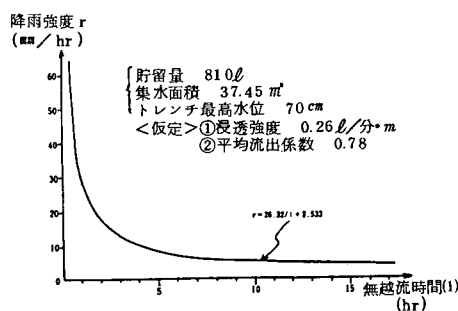
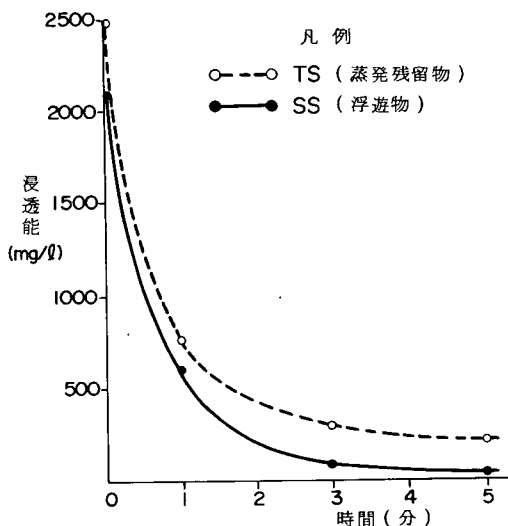


図-10 T-60タイプの無越流時間の推定

(4) 長期間の使用による浸透能の変化

浸透枳等の問題は、長期間使用した際の目詰りによる浸透能の低下である。本調査の6ヶ月間では、その有無や度合を明確にとらえることはできなかった。また、浸透枳を掘り起して観察すると、碎石上部に黒色の汚れが厚さ1mm程度付着していたが、中・下部や敷砂では目視可能な汚れは認められなかった。

次に、浸透枳等に流入する汚濁量を把握するため人工散水による屋根排水の水質調査を行った。屋根排水のSS負荷は1㎡当り0.6～1.3gであった（図-11、表-6）。



注）屋根面積 79㎡ 無降雨日数 2日

図-11 屋根排水のSS, COD 濃度

表-6 屋根排水水質調査結果

調査位置		果積量(g/m²)	SS	TS	VSS	COD
研究試験所			0.6	0.9	0.1	—
昭島つつじか	A		1.2	—	—	—
	B		1.3	—	—	0.07

注）1. 屋根面積 1㎡当り累加流出量(g/m²)
2. VSS(強熱減量)

6. おわりに

本実験の結果、浸透枳および浸透地下トレンチの浸透能についてその概要をとらえることができ、これらの施設が雨水浸透施設として十分実用化可能な機能を有していることが明らかとなった。

て各3ヶ所を選定し、小規模の浸透トレンチ型施設及び浸透マス型施設を設置して行った。

実験場所は、造成地、斜面、水田等、地区全体から見て特異な土地利用または地形となっている地点を避け、比較的平坦な場所を選定し、図-2、3に示す浸透施設を設置した。浸透トレンチの設置手順は写真-1に示す通りである。

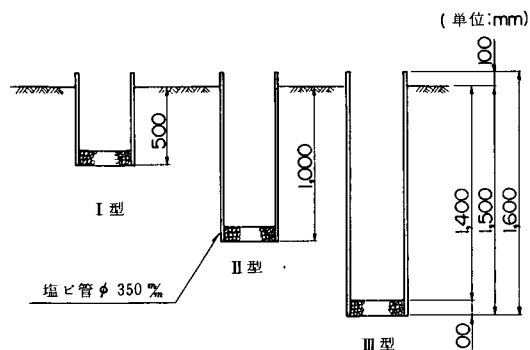


図-3 浸透マス I, II, III 型

図-2に示される浸透トレンチの遮水板は、長さ2mのトレンチ端面よりの浸透を出来る限り防止し、正味2mでの浸透量を実験により評価しようと意図したためのものであり、空気抜き孔は、トレンチ及び碎石上部に閉じ込められる空気を抜くために設けた。

なお、浸透トレンチのI, II型は、土と水との接触する面積の大小による浸透量の違いを調べるため、さらに浸透マスのI, II, III型は、浸透底面の地質の違いによって浸透量がどの程度変わるかを調べるために計画したものである。

2地区において選定した各3ヶ所の実験場所に、表-1に示す施設を配置した。

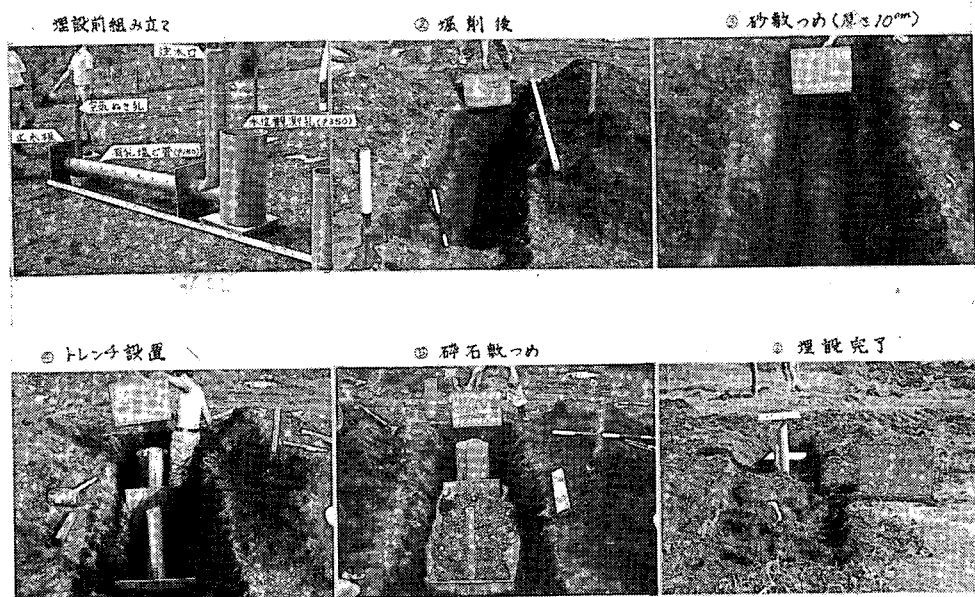


写真-1 浸透地下トレンチの埋設状況

表-1 現地実験施設一覧表 (2地区共通)

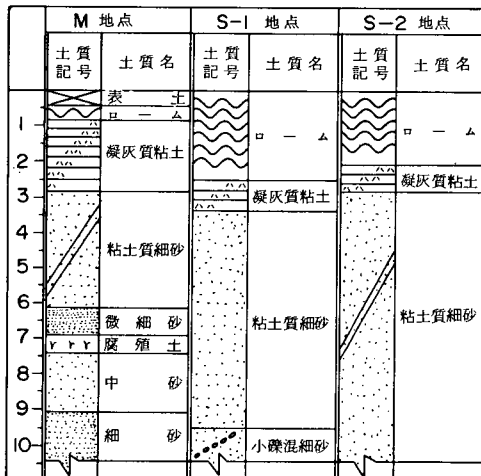
地点名	実験施設
M (Main)	浸透トレンチ I (碎石幅30cm×30cm) " II (" 50cm×50cm) 浸透ます I (深さD=0.5m) " II (" D=1.0m) " III (" D=1.5m)
S1 (Sub)	浸透ますII (深さD=1.0m)
S2 (Sub)	浸透ますII (深さD=1.0m)

2-2 実験地の土質と施設の埋設状況

実験地において深さ10mのボーリングを行い(図-4)、土質試験を実施した(表-2)。

これによれば、いずれの地点においても地

<谷田部地区>



<筑波・大穂地区>

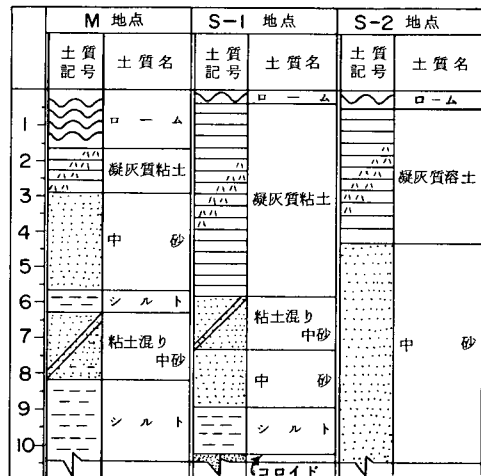


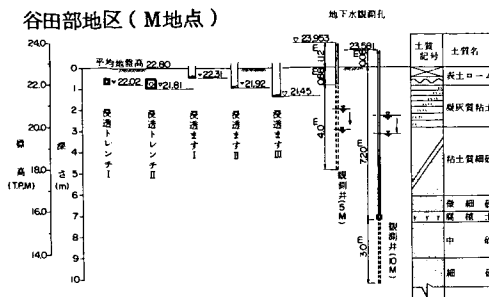
図-4 土質柱状図

表-2 土質試験結果

試料番号	M地点	S-1地点	S-2地点
深さ m	1.50~2.40	4.00~4.30	1.00~1.80
粒径特性			
礫分(2000 μ m以上)%	0	2	0
砂分(74~2000 μ m)%	25	75	5
シルト分(5~74 μ m)%	29	11	53
粘土分(5 μ m以下)%	46	12	42
最大粒径 mm	2.00	9.52	0.84
均等係数 U_c	—	100.0	—
曲率係数 U_c'	—	20.3	—
分類	日本統一土質分類 V H ₁	S C	V H ₂
三角分類座標	F	S F	F
土			
土粒子の比重 G_s	2.667	2.688	2.728
含水比 W_n %	43.9	34.0	118.4
湿潤密度 P_t g/cm ³	1.695	1.822	1.295
間隙比 e	1.280	1.045	3.430
飽和度 S_r %	93.4	99.3	87.6
透水係数 k cm/s	2.64×10^{-6}	1.08×10^{-4}	9.33×10^{-7}

試料番号	M地点	S-1地点	S-2地点
深さ m	1.00~1.80	3.50~4.00	1.00~1.80
粒径特性			
礫分(2000 μ m以上)%	0	0	0
砂分(74~2000 μ m)%	3	79	1
シルト分(5~74 μ m)%	30	14	45
粘土分(5 μ m以下)%	67	7	54
最大粒径 mm	0.84	2.00	0.42
均等係数 U_c	—	32.3	—
曲率係数 U_c'	—	7.1	—
分類	日本統一土質分類 V H ₂	S M	V H ₁
三角分類座標	F	S F	F
土			
土粒子の比重 G_s	2.672	2.691	2.677
含水比 W_n %	138.6	28.6	72.9
湿潤密度 P_t g/cm ³	1.266	1.948	1.583
間隙比 e	4.064	0.777	1.860
飽和度 S_r %	92.0	98.6	99.1
透水係数 k cm/s	1.02×10^{-3}	2.26×10^{-3}	2.87×10^{-7}

谷田部地区 (M地点)



筑波・大穂地区 (M地点)

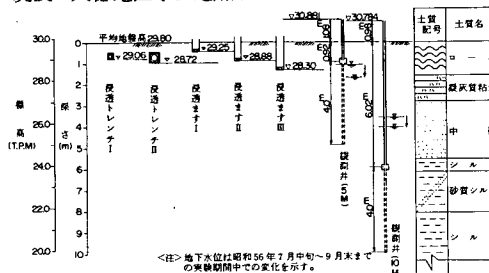


図-5 浸透施設の埋設状況

2-3 実験方法

浸透実験は定水頭法と変水頭法により行った。定水頭実験は浸透トレンチでは約6時間、浸透ますは3時間～6時間程度継続し、その後変水頭実験のために湛水深を高くし、注水をやめて湛水深の時間変化を観測した。

1例としてM地点での実験に際して用意した設備、および人員の配置を図-6、および写真-2に示す。

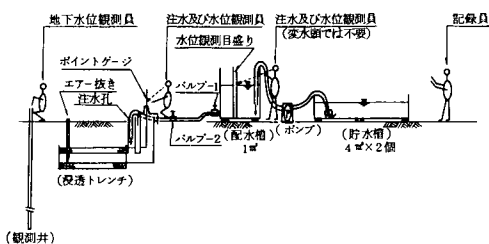


図-6 実験設置の概要

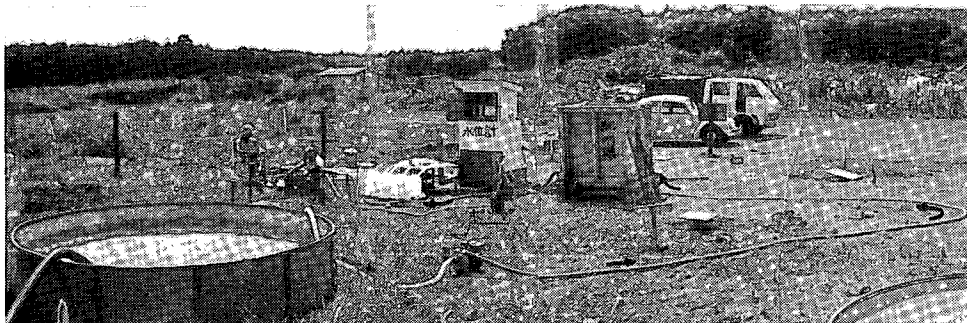


写真-2 M地点 実験設備

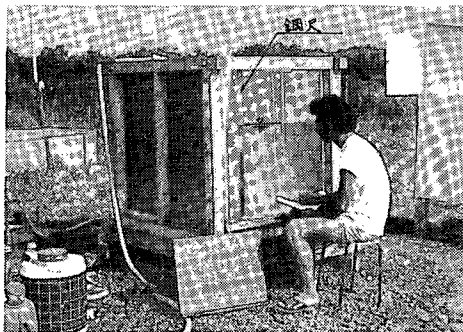


写真-3 配水槽

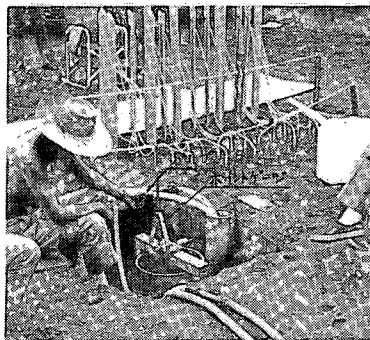


写真-4 トレンチ内水位調節

実験の手順は概略以下のようであった。

- ① 給水車により (数 km 離れた地点の深井戸より) 水を運搬し、貯水槽 (ビニールプール) を満水にする。
- ② 貯水槽の水を、ポンプ (最大400ℓ/min) により配水槽 (1.0m×1.0m×1.0m) に移す。
- ③ バルブ-2は閉めたままで、バルブ-1を開け、注水準備
- ④ ポンプの吐口を注水孔に入れ、定水頭水位になるまでポンプ注水を行う。
(これは、短時間のうちに定水頭にし、出来る限り初期の浸透量を測定するためである。)
- ⑤ 定水頭水位になったところでポンプ注水をやめ、バルブ-2を開けて配水槽よりの注水に切替える。(但し、バルブ-2を開ける前の配水槽の湛水深を読んでおく。)
- ⑥ 定水頭を維持するために、水位観測員はバルブ-2を常時調節する。(写真-3)
- ⑦ 定水頭を続け、一定時間間隔 (5~10分) で配水槽目盛 (写真-3)、湛水深、5 m 井、10m 井の地下水位を観測し記録する。
- ⑧ 配水槽の水量が少なくなったら、貯水槽より水を補給し⑤から続ける。但し、補給している間は、ポリタンク (20ℓ) よりの注水に切替えて定水頭を保ち、後で注水量を計測する。

なお、配水槽は、1辺が1 mの正方形で出来ているため、1 mmの水位変化が1 ℓに相当し、データ整理が容易であり、しかも浸透量を実感的に捉えることができる利点を持っている。

2-4 実験内容

実験は、表-1に示した施設について各々3回程度行った。実験期間、実験内容及び条件を表-3に示す。

トレンチ I、IIの実験に際しては、周囲に設けられている地下水位観測孔 (図-5) で水位変化を観測した。

さらに、本実験では延長2 mのトレンチを用いたが、実際にこれらの施設を雨水処理計

画に組み込むためには、延長1 m当りの浸透量を評価する必要がある。このため、土木研究所構内において、総合治水研究室で既に実験が行われている延長10mの暗きょ型貯留槽 (D、Eタイプ) の近辺に浸透トレンチ I 型を新たに埋設し、管延長と浸透量の関係を調べた。

3. 実験結果

3-1 定水頭実験による浸透量の時間変化

浸透量の時間変化は、図-7に示すようであったが、観測値の精度 (バラツキ) は、おおむね良好であったと考える。

しかし、以下でこれらのデータを用いて、浸透量に関して何らかの評価を加えるためには、バラツキのあるデータを、一本の曲線式で表わすことが望まれる。よって、ここでは、便宜的に Horton の浸透能曲線式の式型を用い、(1)式により浸透量の時間変化 (低減) を表わし得るものと仮定した。

$$Q_t = Q_c + (Q_0 - Q_c)e^{-kt} \dots\dots\dots(1)$$

ここに

Q_t : 時刻 t (hr) における浸透量 (ℓ/hr)

Q_0 : 初期浸透量 (ℓ/hr)

Q_c : 最終浸透量 (ℓ/hr)

k : 定数

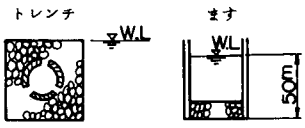
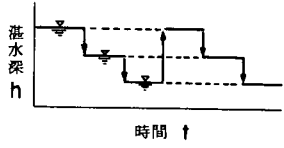
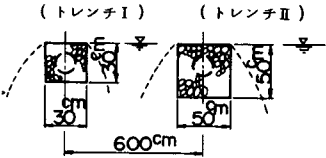
実験データ (t , Q_t) より、Newton-Raphson 法を用いて(1)式の定数 Q_0 , Q_c , k を推定した (表-4)。

表-4に示した曲線式は、図-7を見てもわかるように、実験値の低減傾向をうまく捉えており、(1)式にはある程度の適合性が期待できよう。

2, 3の実験結果には、以下に示すような特異な現象もあらわれているが、全体としては、施設別、地点別での浸透量の違いを捉えることが出来た。

- ① 谷田部地区 M トレンチ II の2回目の実験日 (8月24日) の前日は台風15号により小貝川の堤防が決壊した日であり、(土研構内の雨量計では、8月22日~23日の間に

表-3 主な実験内容

回	実験期間	内 容	条 件
1	昭和56年7月21日 ～8月3日	定 水 頭	
		変 水 頭	定水頭水位+30cm以上の湛水深にした後、注水をやめ水位降下を観測
2	8月18日～8月26日	同 上	同 上
3	9月16日～9月25日	定 水 頭	湛水深を約1時間程度の間隔で変える。 
		定 水 頭 (並行実験)	並設されている浸透トレンチⅠ、Ⅱに同時に注水して定水頭を保ち互いの影響を調べた。 

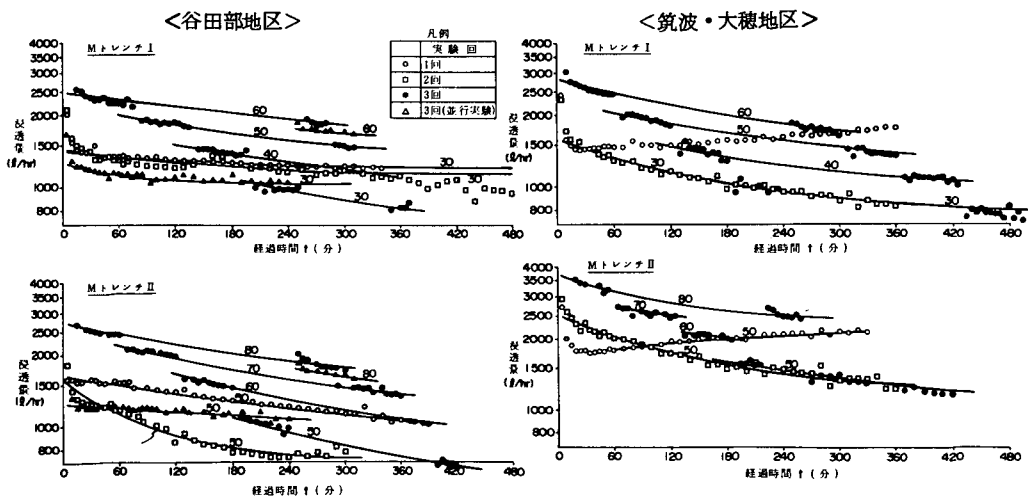


図-7(1) トレンチ浸透量の時間変化

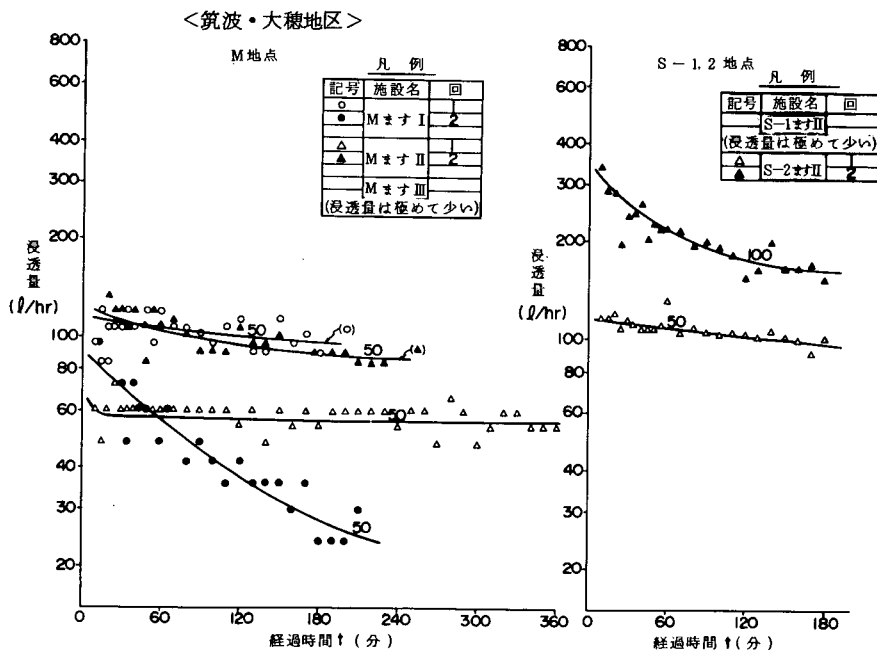
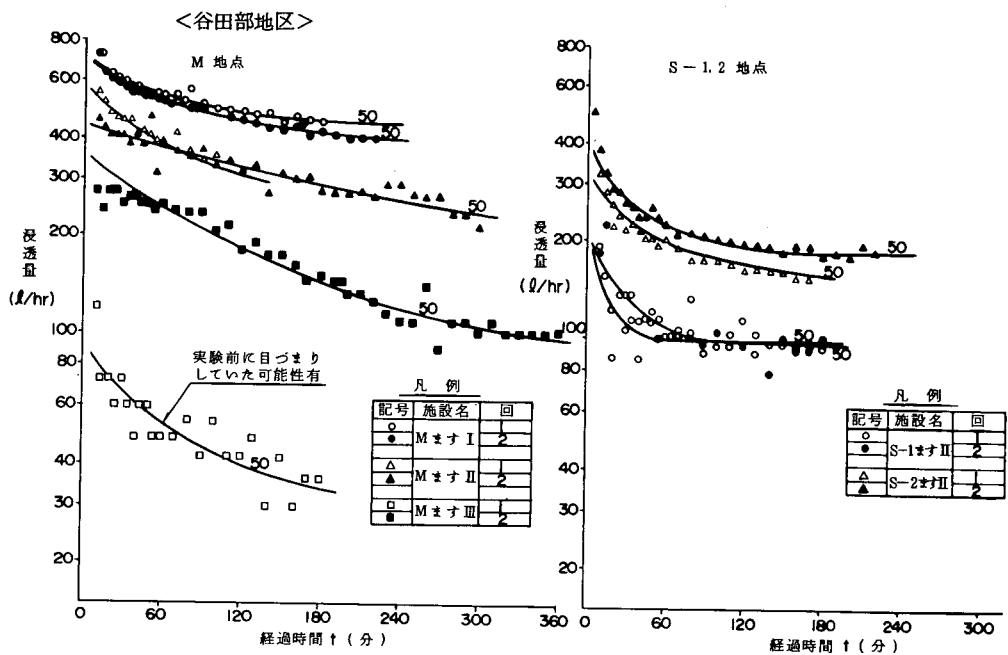


図-7(2) ます浸透量の時間変化

〈浸透トレンチ〉

表-4 浸透量曲線の定数

地区	施設名	実験回	湛水深 (cm)	定数 $Q = Q_c + (Q_o - Q_c) \cdot e^{-kt}$				備考
				Q_o (ℓ/hr)	Q_c (ℓ/hr)	$Q_o - Q_c$ (ℓ/tr)	k	
谷田部	Mトレンチ I	1	30	1,461	1,220	242	0.4918	
		2	30	1,414	1,031	383	0.2053	
		3	30	1,271	1,064	207	0.8826	並行実験
	Mトレンチ II	1	50	1,641	690	951	0.1574	
		2	50	1,570	714	856	0.7388	前日に降雨有
		3	50	1,236	752	484	0.1056	並行実験
筑波・大穂	Mトレンチ I	1	30	解なし				
		2	30	1,570	752	819	0.3600	
	Mトレンチ II	1	50	解なし				
		2	50	2,522	1,205	1,317	0.4513	

〈浸透ます〉

地区	施設名	実験回	湛水深 (cm)	定数 $Q = Q_c + (Q_o - Q_c) e^{-kt}$				備考
				D_o (ℓ/hr)	Q_c (ℓ/hr)	$Q_o - Q_c$ (ℓ/tr)	k	
谷田部	Mます I	1	50	704	433	271	0.8513	
		2	50	698	383	314	0.7791	
	Mます II	1	50	557	214	343	0.6375	
		2	50	444	157	286	0.2559	
	Mます III	1	50	90	31	60	0.9177	目づまりしていた?
		2	50	355	84	271	0.5069	
	S-1ます II	1	50	226	99	128	4.8747	
		2	50	213	96	117	2.3105	
	S-2ます II	1	50	323	155	169	1.3496	
		2	50	396	188	208	1.7731	
筑波・大穂	Mます I	1	50	114	1	113	0.0530	
		2	50	91	18	73	0.6532	
	Mます II	1	50	69	57	13	6.4755	
		2	50	124	82	41	0.5684	
	S-2ます II	1	50	116	11	105	0.0659	
		2	(100)	(347)	(156)	(191)	(1.0971)	湛水深が異なる

(註) 筑波・大穂地区のMますIIIおよびS-1ますIIはほとんど浸透しなかった。

約55mmの雨量が記録されている。) 浸透量は、この降雨による影響を顕著に受けている。

- ② 筑波・大穂地区のMトレンチ I, IIの1回目の実験では浸透量が時間とともに増えており、通常とは逆の現象が生じている。これは、埋設時において掘削面(浸透面)を乱して目づまりを起こし、注水によって浸透面が洗われ、徐々に浸透しやすくなったためと推察される。

- ③ 谷田部地区のM浸透ます I (1回目)は予備実験の際に、急激に多量の水を注水したことにより碎石と浸透面の土砂が攪拌され目づまりを生じたものと考えられる。

浸透量曲線式より、時間毎の浸透量と低減の割合を求め表-5に示した。

この表より、注水後3~6時間で浸透量はほぼ一定となり、しかも最終浸透量は、1時間目の値に比べて約50~90%まで低減していることがわかる。

特に、谷田部地区MトレンチIIの降雨後の実験(2回目)に着目した場合、はじめの3時間程は低減が著しいにも拘らず最終浸透量は1回目、3回目の値とほぼ同じになっている。これは、前日の降雨により浸透の対象となっているローム層が水分を多量に含んでいたために、初期の空隙貯留、毛管浸透に費やされる水量が少なかったためと考える。

このことから、降雨が継続しているときは別としても、降雨終了後であれば、最終浸透量は無降雨状態での値とほとんど変わらないであろうと推測される。

〈浸透トレンチ〉

表－5 浸透量の時間変化 (単位: ℓ/hr)

()内は1時間目の浸透量を100とした場合の比率

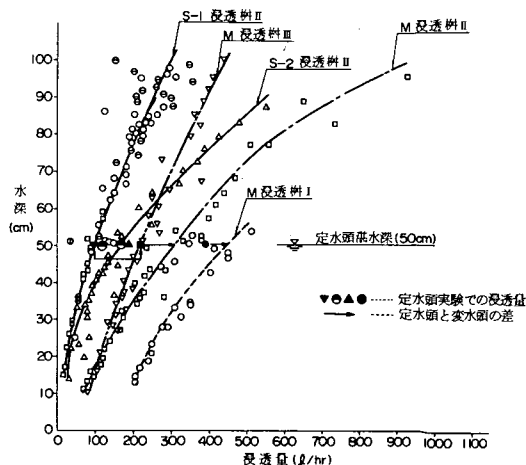
地区	施設名 : 回	時間 (hr)		初 期	1	3	6	24 (1日)	最 終	備 考
		1	2							
谷 田 部	Mトレンチ I	1	2	1,461(107)	1,367(100)	1,275 (93)	1,232 (90)	1,220 (89)	1,220 (89)	
		2	3	1,414(105)	1,343(100)	1,238 (92)	1,143 (85)	1,034 (77)	1,031 (77)	
		3		1,271(111)	1,149(100)	1,078 (94)	1,065 (93)	1,064 (93)	1,064 (93)	並行実験
	Mトレンチ II	1	2	1,641(109)	1,502(100)	1,283 (85)	1,060 (71)	711 (47)	690 (46)	
		2	3	1,570(140)	1,123(100)	808 (72)	724 (64)	714 (64)	714 (64)	前日に降雨有
		3		1,236(104)	1,188(100)	1,105 (93)	1,009 (85)	790 (66)	752 (63)	並行実験
筑 波 大 穂	Mトレンチ I	2		1,570(119)	1,323(100)	1,030 (78)	846 (64)	752 (57)	752 (57)	
	Mトレンチ II	2		2,522(123)	2,043(100)	1,545 (76)	1,293 (63)	1,205 (59)	1,205 (59)	

〈浸透ます〉

地区	施設名 : 回	時間 (hr)		初 期	1	3	6	24 (1日)	最 終	備 考
		1	2							
谷 田 部	Mます I	1	2	704 (128)	549 (100)	454 (83)	435 (79)	433 (79)	433 (79)	
		2		698 (132)	527 (100)	414 (79)	386 (73)	383 (73)	383 (73)	
	Mます II	1	2	557 (141)	396 (100)	265 (67)	222 (56)	214 (54)	214 (54)	
		2		444 (117)	379 (100)	290 (77)	219 (58)	158 (42)	157 (41)	
	Mます III	1	2	90 (167)	54 (100)	34 (63)	31 (57)	31 (57)	31 (57)	目づまりしていた?
		2		355 (144)	247 (100)	143 (58)	97 (39)	84 (34)	84 (34)	
	S-1ます II	1	2	226 (226)	100 (100)	99 (99)	99 (99)	99 (99)	99 (99)	
		2		213 (197)	108 (100)	97 (90)	96 (89)	96 (89)	96 (89)	
	S-2ます II	1	2	323 (163)	198 (100)	158 (80)	155 (78)	155 (78)	155 (78)	
		2		396 (178)	223 (100)	189 (85)	188 (84)	188 (84)	188 (84)	
筑 波 ・ 大 穂	Mます I	1	2	114 (106)	108 (100)	97 (90)	83 (77)	33 (31)	1 (1)	
		2		91 (163)	56 (100)	28 (50)	19 (34)	18 (32)	18 (32)	
	Mます II	1	2	69 (121)	57 (100)	57 (100)	57 (100)	57 (100)	57 (100)	
		2		124 (117)	106 (100)	90 (85)	84 (79)	82 (77)	82 (77)	
	S-2ます II	1	2	116 (106)	109 (100)	97 (89)	82 (75)	32 (29)	11 (10)	
		2		347 (158)	220 (100)	163 (74)	156 (79)	156 (71)	156 (71)	湛水深が異なる

3-2 変水頭実験による水深と浸透量の関係

変水頭実験は、湛水深と浸透量の関係を把握する目的で、定水頭実験の後に、ある程度周辺が飽和し、安定した条件下で行ったので



図－8 谷田部地区変水頭実験結果 (浸透ます 2 回目)

あるが、期待したほどの成果は得られなかった。

但し、図－8に示した変水頭実験での結果を見てもわかるように、定水頭実験での浸透量とでは若干の違いは見うけられるが、湛水深と浸透量とのおおよその関係は、この図より推測することが出来よう。

浸透トレンチの変水頭実験では、浸透ますに比べて単位時間当りの浸透量が大きいため、観測孔内の水位低下が速く、湛水深と浸透量の関係を把握し得るデータは得られなかった。

3-3 湛水深と浸透量の関係

浸透ますにおける湛水深と浸透量のおおまかな関係は図－8に示されるようであったが、ここでは3回目の定水頭実験 (湛水深を段階的に変化させる。)の結果より、浸透トレンチの湛水深と浸透量の関係を検討する。

図－9は、図－7の浸透量曲線より3時間

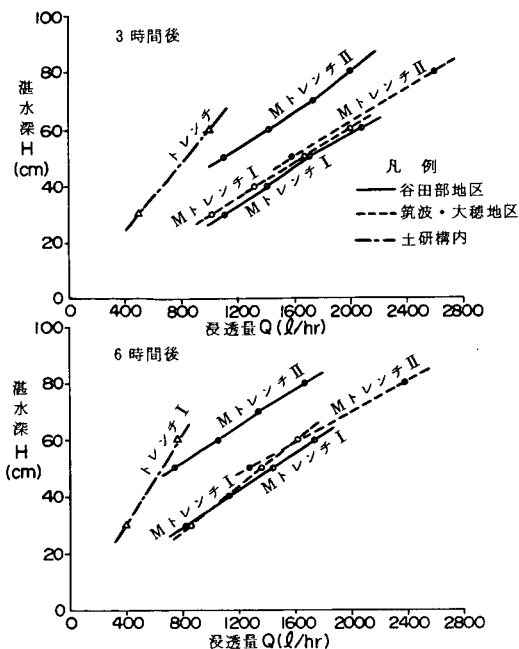


図-9 浸透トレンチの湛水深と浸透量の関係
後、6時間後の各湛水深での浸透量を読みとりプロットしたものである。

この図より次のことが言える。

- ① 湛水深と浸透量は、ほぼ比例関係にある。
($Q=aH+b$)
- ② 土研構内での結果を除けば、図の傾きはほぼ一定している。
- ③ 谷田部地区(実線)のトレンチIIが他と異った値を示しているのは、このトレンチの砕石底面が凝灰質粘土中に入っている(図-5)ためと思われる。(これについては3-4で述べる。)
- ④ ローム層中に埋設されているトレンチのみを見た場合、 H と Q の関係はほぼ同じであり、トレンチIとIIの砕石中の違いによる差はあまり見受けられない。

3-4 浸透面の地質と浸透量の関係

M地点に設けた浸透ますI, II, III型の浸透量を、ます底面(浸透面)の深さと地質との関係で表わしたのが図-10である。

これらの施設は関東ローム層または凝灰質粘土中に埋設されており、その土質試験の結

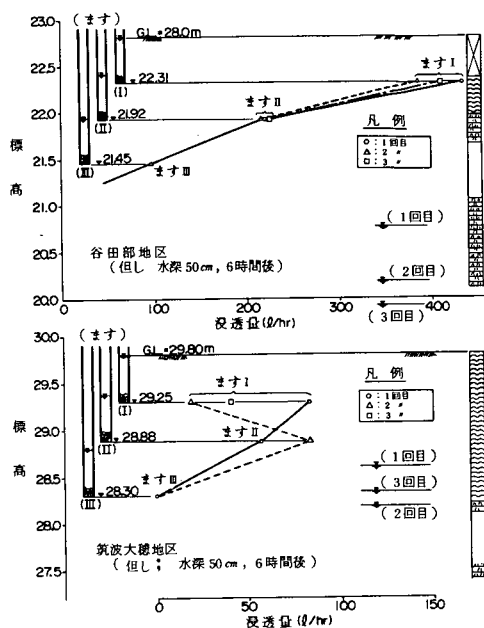


図-10 浸透面の深さと浸透量

果は表-2に示したようであり、透水係数では $10^{-1} \sim 10^{-2}$ オーダーのひらきがあり、ローム層のほうが透水性は良い。

透水係数の違いは、図-10にも表われており、ローム層のほうが凝灰質粘土よりも浸透量は大きい。これは3-3③とも一致した傾向であり、凝灰質粘土中に浸透施設を設置した場合には、その効果はほとんど期待できないであろう。

3-5 埋設場所による浸透量の違い

谷田部地区と筑波大穂地区の各地点に設けた浸透ますII型の浸透量を比較し、地点別の浸透量のばらつきを調べた。

表-6は、3回の実験結果より、注水後3時間目の浸透量を比較したものであり、当然のことながら、同じ深さに設けた施設であっても地点別地質別に大きな違いのあることがわかる。

表－6 各地点の浸透量の比較（ますII）

（単位：ℓ/hr）

地 区	地 点 名	3 時 間 目 の 浸 透 量 (ℓ/hr)				比 率 (%)	主 質
		1 回 目	2 回 目	3 回 目	平 均		
谷 田 部	M	265	290	(240)	265	100	ローム凝灰質粘土
	S-1	99	97	(80)	92	35	ローム
	S-2	158	189	(180)	176	66	ローム
筑 波 大 穂	M	57	90	(50)	66	100	ローム
	S-1	浸透面が粘土層でしかも地下水位が約1.0m程度のためほとんど浸透しない。					凝灰質粘土
	S-2	97	—	63	80	121	"

・（ ）内の値は3回目の湛水深50cmでのデータをもとに図上で目視により読みとった値

・実験時湛水深は50cm

表－7 土研構内浸透施設の浸透量

（単位：ℓ/hr）

施 設 名	実験回	(cm)	経 過 時 間 (hr)						備 考
			初期(Q ₀)	1	3	6	24	最終(Q _c)	
Dタイプ(10m)	1	60	2,712	2,283	1,929	1,808	1,786	1,786	
"	2	60	4,094	3,061	2,438	2,389	2,381	2,381	
Eタイプ(10m)	1	60	4,765	3,937	3,172	2,856	2,778	2,778	
"	2	60	4,400	3,520	2,794	2,546	2,500	2,500	
"	3	60	4,388	3,301	2,607	2,454	2,439	2,439	
トレンチ-I(2m)	2	30	804	582	421	376	370	370	
"	3	30	723	625	496	398	325	325	
"	3	60	1,536	1,310	1,001	757	554	552	

3-6 トレンチ延長と浸透量

土木研究所構内における実験結果に基づき、トレンチ延長1m当りの浸透量を検討した。

構内の水文観測場では、各種の貯留槽（浸透施設）についての実験がなされており、そのなかには、延長10mの透水管（Dタイプ）と、同じく陶管（Eタイプ）がある。

図-11は、総合治水研究室よりいただいたD, Eタイプの実験結果と、構内に新設したト

レンチI型の実験結果を示したものであり、経過時間毎の浸透量は表-7のようであった。

雨水処理を目的として実際に設置される浸透トレンチは、ある程度延長の長いものになるため、計画を立案するにあたっては単位長さ当りの浸透量を知る必要がある。

しかし、トレンチI型の浸透量は2mプラスアルファの能力をもっているため、実験より得られた結果を何らかの方法で単位長さ当りの浸透量に換算しなければならない。

よって、便宜的ではあるが、表-7の結果を用いて(2)式により換算係数(α)を計算した（表-8）。係数は時間毎に異なるが、2～7時間以外は外挿であり、その精度に問題があることから、6時間目の換算係数 $\alpha=3.14$ が、

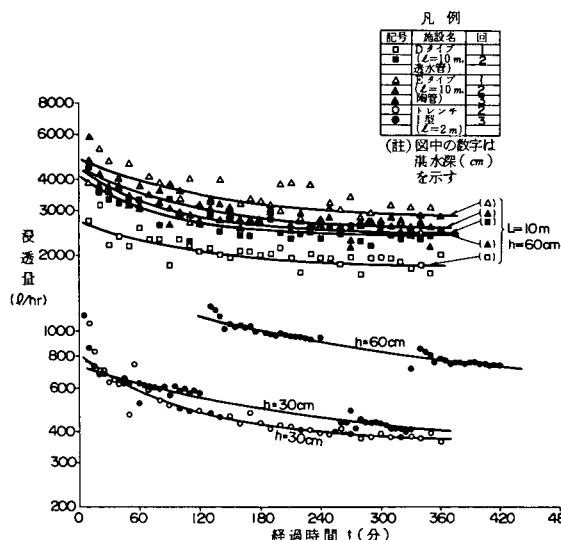


図-11 浸透量の時間変化（土研構内）

表－8 トレンチ延長浸透型の関係

タイプ 経過時間	Dタイプ(透水管)			Eタイプ(陶管)			総平均	備考
	1	2	平均	1	2	3		
0	5.65	6.71	6.13	7.93	8.47	8.62	8.33	7.30
1	5.75	4.27	4.90	3.32	3.72	3.97	3.65	4.07
3	5.18	4.02	4.52	3.15	3.58	3.84	3.51	3.84
6	4.18	3.16	3.60	2.65	2.98	3.09	2.89	3.14
24	3.10	2.32	2.66	2.00	2.22	2.27	2.16	2.38
最終	3.09	2.32	2.65	2.00	2.20	2.26	2.15	2.32

ほぼ妥当な値と考える。

$$\alpha = \frac{\text{トレンチ I 型の浸透量}}{(\text{D (E) タイプの浸透量}/10\text{m})} \dots\dots(2)$$

次に、浸透トレンチの雨水処理能力を評価するにあたっての単位長さ当り浸透量について検討する。

図-9より、浸透トレンチ I 型と II 型では浸透能力がほとんど同じであることから、2 m の浸透トレンチの浸透能力を、表-5 に示した 6 時間目の浸透量の総平均値 (1046 l/hr) とした場合には、単位長さ当りの浸透量 Q は、

$$Q = \frac{1046 \text{ l/hr}}{\alpha} = \frac{1046}{3.14} = 333 \div 300 \text{ l/hr}$$

となる。

但し、この値はあくまでも、下記の条件下での値であることに注意しなければならない。

- ① 自然地盤の、しかもローム層に埋設された施設である。
- ② 無降雨日での実験結果がほとんどである。
- ③ 実験に使用した水は地下水（飲料水にも使われている）であり、目づまりの危険がない。
- ④ 最終浸透量 (Q_c) は、Horton の式による推定値にすぎない。

3-7 地下水観測結果

実験地の地下水位は、谷田部地区では G. L. -2.0~3.0m、筑波大穂地区では G. L. -3.5~4.0m の高い位置にあったが、当初予想していた程、地下水位の高低による浸透量への影響は見られなかった。

いずれの実験地にも、地下水観測孔を設け (図-12)、浸透トレンチの実験の際に観測を

行った。結果はほぼ類似したものであり、ここでは 1 例を示すにとどめる。

図-13、14は筑波大穂地区での、注水時における各観測孔の地下水変化状況であり図-15は No.2 の観測孔での自記記録である。

全体の地下水観測を通じて主に以下のことがいえる。

- ① トレンチに近い位置の観測孔ほど地下水の反応は早く、1 時間程で最終値の半分以上まで上昇し、2~3 時間でほとんど安定する。これは、浸透量が安定しはじめる時間と一致している。
- ② トレンチから離れた井戸は反応が遅く、しかも安定するまでに時間がかかる。
- ③ 注水停止後の地下水降下のカーブは、注水開始時の上昇カーブに似ている。
- ④ 影響範囲は 20m 以上に及ぶ。

浸透による地下水位の変化は概ね以上のようであったが、約 2 ヶ月間に及ぶ浸透実験の結果から判断して、この程度の地下水位であれば浸透量にほとんど影響を与えないであろうと考える。

4. 浸透工法による効果の検討

現地浸透実験の結果をもとに、浸透工法による効果を谷田部地区を例に検討する。

浸透施設を設けることにより流出抑制、冠水頻度の低下による調節池用地の多目的利用の可能性、さらに地下水のかん養等の効果が期待される。

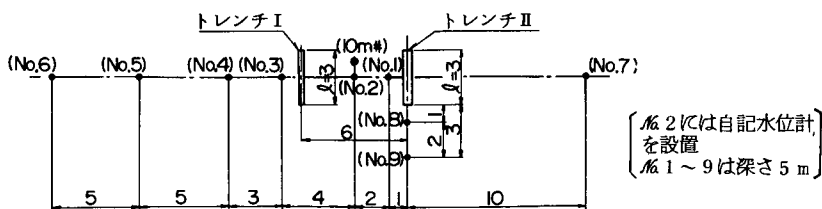


図-12 地下水観測孔の配置

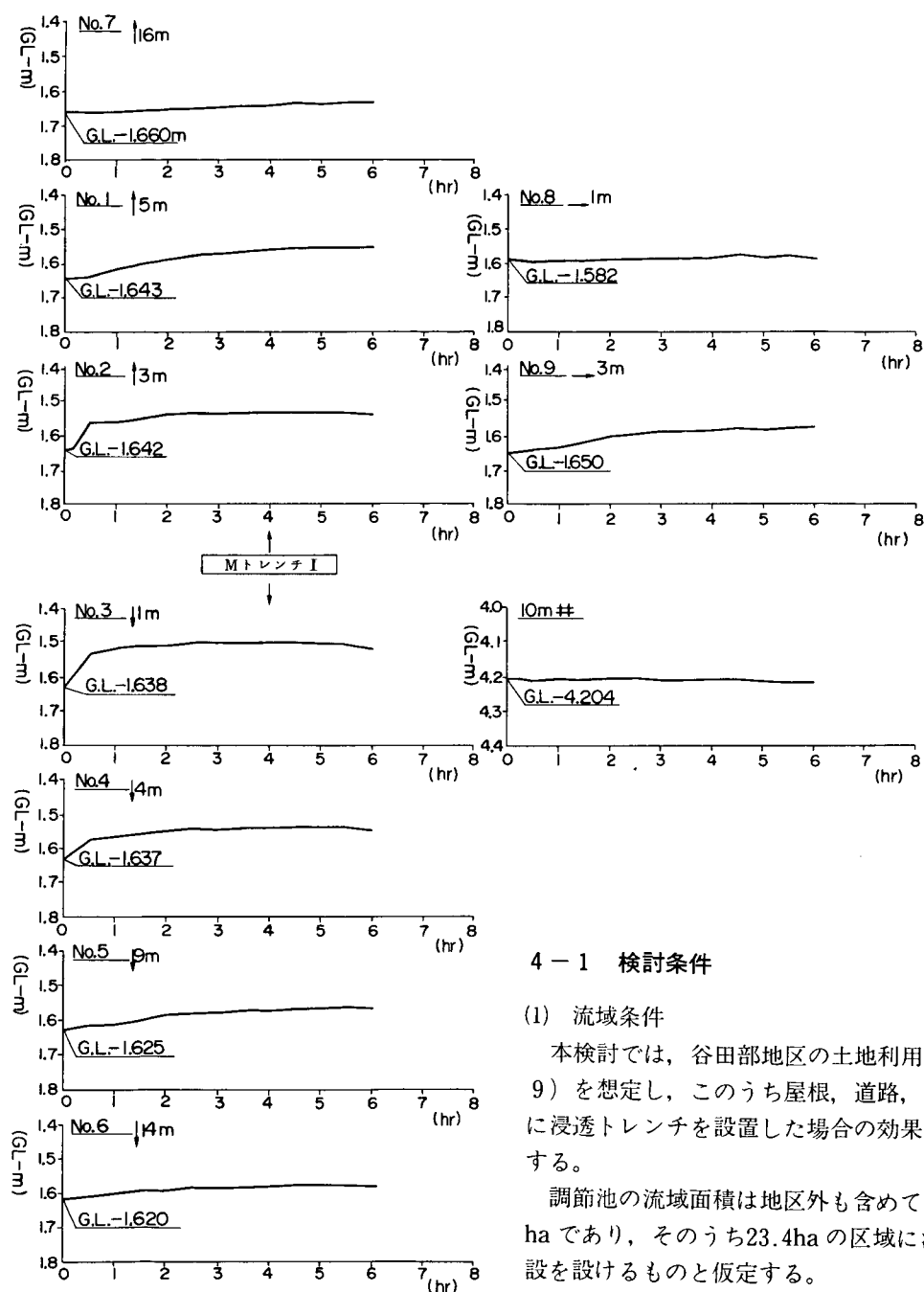


図-13 Mトレンチ I 注水時における地下
水変動 (2 回目)

4-1 検討条件

(1) 流域条件

本検討では、谷田部地区の土地利用 (表-9) を想定し、このうち屋根、道路、駐車場に浸透トレンチを設置した場合の効果を試算する。

調節池の流域面積は地区外も含めて111.51 ha であり、そのうち23.4haの区域に浸透施設を設けるものと仮定する。

流出係数は、浸透域を $f=0.63$ 、不浸透域を $f=1.0$ として扱った。

(2) 浸透量の設定

浸透能力は現地実験の結果よりトレンチ 1 m 当り 300 l/hr とする。

これにより100m²当りの集水面積におけるトレンチ布設延長と降雨カット量は表-10の

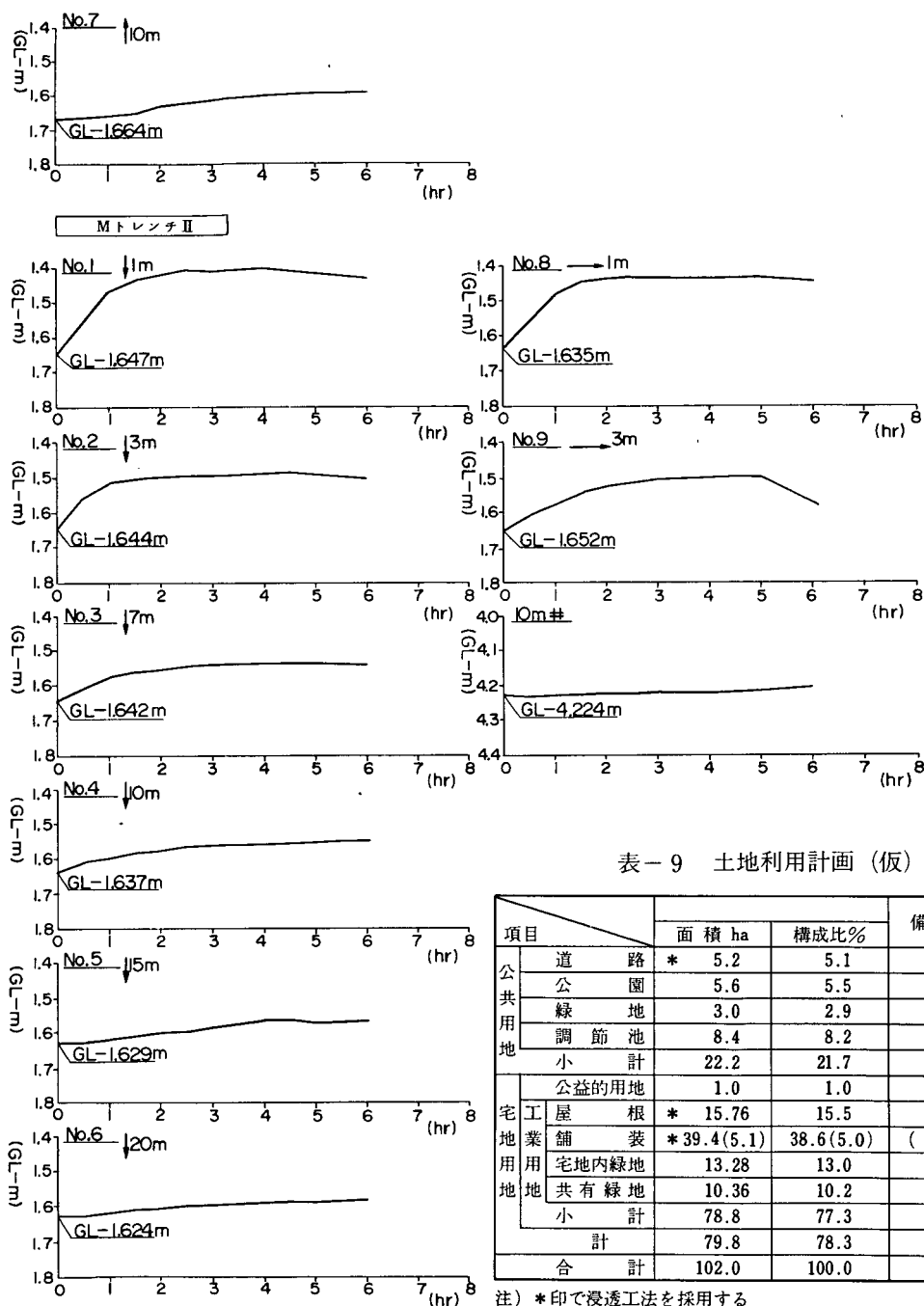


図-14 MトレンチII注水時における地下水変動 (2回目)

表-10 トレンチ延長と降雨カット効果

集水面積	トレンチ延長L	降雨カット強度 r
100 (m ²)	5 (m)	20 (mm/hr)
100	10	30
100	15	40

ようになる。計算では40mm/hr 降雨カット効果を仮定した。

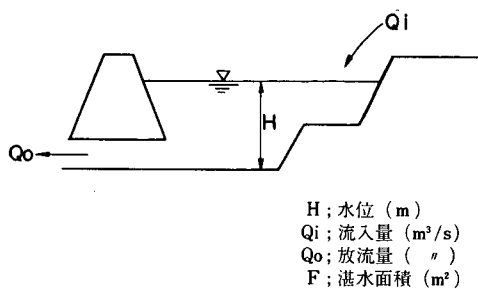
(3) 洪水調節計算

流出計算は合理式を連続に用いて行い、洪水調節計算は(3)式によった。

連続式

$$H(t + \Delta t) = H(t) + \frac{Q_i(t + \Delta t/2) - Q_o(t + \Delta t/2)}{F(t + \Delta t/2)} \Delta t \dots (3)$$

オリフィス式 $Q_o = f(H)$



ただし、許容放流量 $Q_c = 2.7 (m^3/s)$ ($q = 2.31 m^3/s/km^2$) を確率年1/50降雨で最大放流量となるオリフィス $0.65m \times 0.65m$ の正方形断面とした。

(4) 検討対象降雨

モデル降雨は館野高層気象台での降雨強度式を用い、確率1.5年~50年までの規模の中央集中型降雨波形とした。

さらに、浸透による効果が最も期待できる小降雨（年1回~2回の頻度）として近年の実績降雨を選んだ。

4-2 計算結果

検討対象降雨について試算した結果（表-11）、浸透工法による効果の概要は以下のようである。

- ① 浸透処理区域に降った雨は、実績降雨程度であればほぼ全量浸透するため、地下水かん養効果は大きい。
- ② 開発地区よりの流出率は浸透施設の有無により0.81から0.63まで低減する。
- ③ 調節池を多段式にして、浸透工法を併用すれば、調節容量の減少により上段の湛水頻度は軽減し（図-16）、多目的利用の可能性が大きくなる。

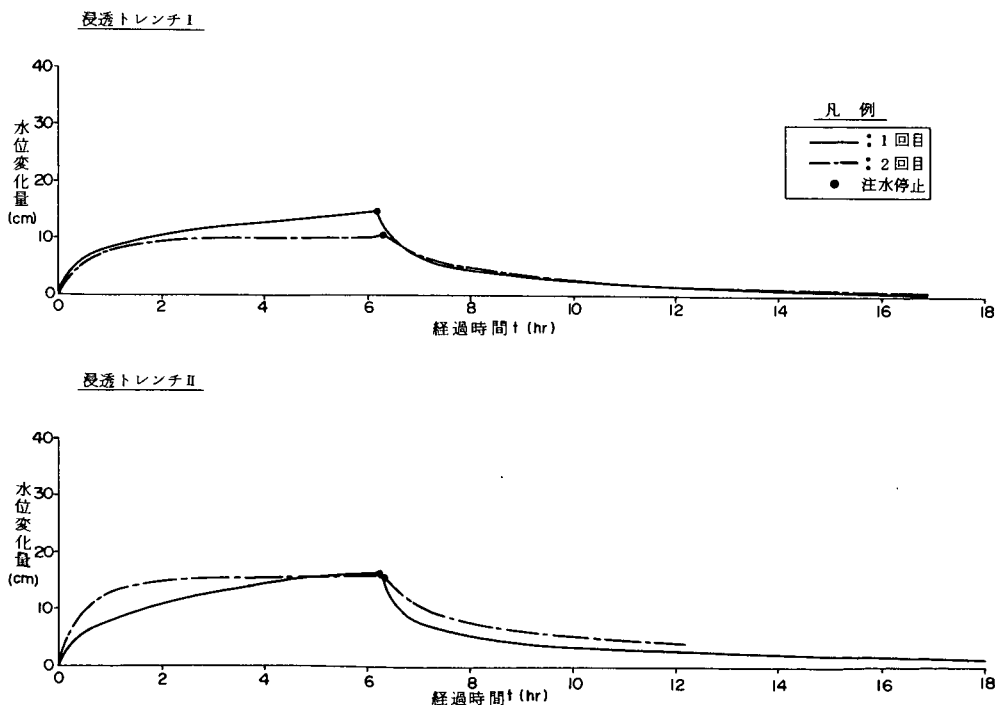


図-15 地下水位 (No.2) 変化図

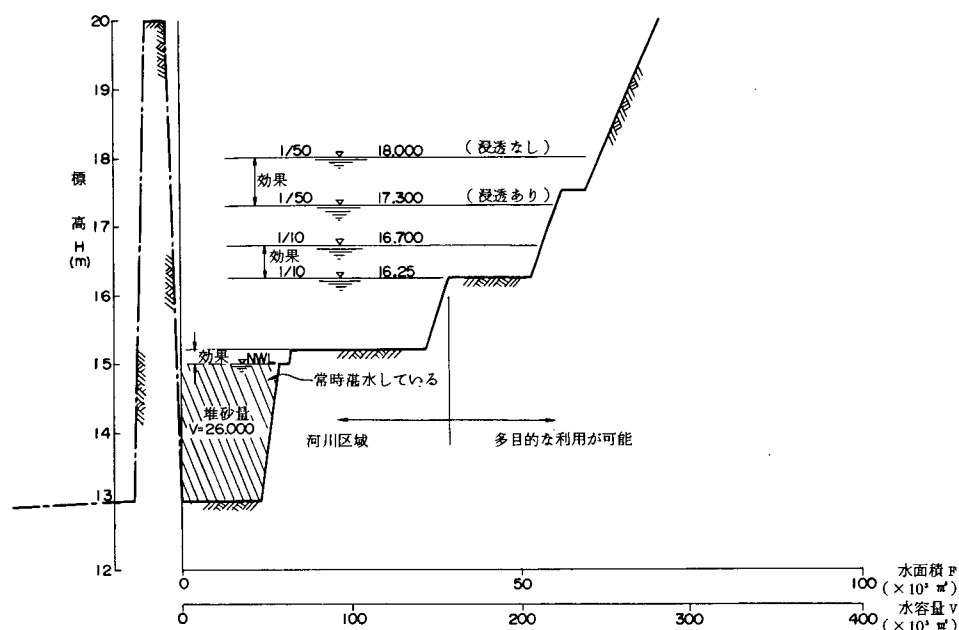


図-16 調節池浸透効果水位比較と多目的利用の可能性

表-11 流出および洪水調節計算結果

Case-1. 調節池のみを設けた場合

降雨規模 Dr実績降雨	総雨量 R (mm)	浸透処理区域			調節池						
		流出量 R_o (mm)	浸透量 $R-R_o$ (mm)	流出率 $f=R_o/R$	流入量 R_i (mm)	流出率 $f=R_i/R$	ピーク流入量 Q_i (m³/s)	放流量 Q_o (m³/s)	調節水位 H (m)	調節容量 V (m³)	湛水面積 M (m²)
W=1/1.5	83.19	83.19	0	1.00	67.37	0.81	13.204	1.700	15.618	19,369	33,131
W=1/3	116.47	116.47	0	1.00	94.32	0.81	18.486	1.844	16.026	32,406	40,471
W=1/5	141.80	141.80	0	1.00	114.83	0.81	21.316	1.921	16.254	43,120	44,662
W=1/10	181.76	181.76	0	1.00	147.19	0.81	26.222	2.050	16.660	62,153	52,106
W=1/30	270.66	270.66	0	1.00	219.19	0.81	34.301	2.305	17.543	110,346	60,273
W=1/50	313.30	313.30	0	1.00	253.73	0.81	38.395	2.419	17.970	136,417	61,932
昭和51年9月2日	81.50	81.50	0	1.00	66.00	0.81	13.797	1.763	15.793	24,783	36,274
昭和54年10月7日	68.50	68.50	0	1.00	55.47	0.81	4.014	1.542	15.214	6,828	25,848
昭和54年10月19日	71.50	71.50	0	1.00	57.90	0.81	8.027	1.880	16.131	37,349	42,405
昭和55年6月29日	106.50	106.50	0	1.00	86.25	0.81	7.525	1.757	15.775	24,223	35,949
昭和52年8月18日	94.00	94.00	0	1.00	76.12	0.81	12.542	1.877	16.123	36,952	42,249

Case-2. 浸透工法を併用した場合

降雨規模 Dr実績降雨	総雨量 R (mm)	浸透処理区域			調節池						
		流出量 R_o (mm)	浸透量 $R-R_o$ (mm)	流出率 $f=R_o/R$	流入量 R_i (mm)	流出率 $f=R_i/R$	ピーク流入量 Q_i (m³/s)	放流量 Q_o (m³/s)	調節水位 H (m)	調節容量 V (m³)	湛水面積 M (m²)
W=1/1.5	83.19	1.91	81.28	0.023	50.31	0.605	10,604	1,615	15,396	12,491	29,137
W=1/3	116.45	7.40	109.06	0.064	71.43	0.613	15,886	1,733	15,708	22,160	34,751
W=1/5	141.80	10.83	130.97	0.076	87.35	0.616	18,716	1,818	15,951	29,666	39,110
W=1/10	181.76	17.77	163.99	0.098	112.78	0.620	23,622	1,923	16,261	43,436	44,786
W=1/30	270.66	34.62	236.04	0.128	169.66	0.627	31,701	2,141	16,964	78,149	54,533
W=1/50	313.30	44.89	268.42	0.143	197.40	0.630	35,795	2,241	17,312	97,347	55,808
昭和51年9月2日	81.50	2.42	79.08	0.030	49.41	0.606	11,197	1,469	15,484	15,218	30,720
昭和54年10月7日	68.50	0	68.50	0	41.10	0.600	2,974	1,489	15,085	2,834	23,529
昭和54年10月19日	71.50	0	71.50	0	42.90	0.600	5,947	1,751	15,760	23,752	35,676
昭和55年6月29日	106.50	0	106.50	0	63.90	0.600	5,575	1,646	15,475	14,937	30,557
昭和52年8月18日	94.00	2.75	91.25	0.029	56.98	0.606	9,942	1,768	15,806	25,178	36,503

表-12 年間地下かん養量の概算
(昭和51年, 館野)

日雨量 (mm)	日 数	日 数	総雨量	かん 養 量	備 考
0～20	111	111	768mm	768mm	●20mm/day以下
20～40	14		362	280	はすべてかん
40～60	5		192	100	ようされるも
60～80	1	22	78	20	のとした
80～100	2		165	40	●浸透処理区域
100～	0		0		での値
計	133	133	1,565	1,208	

また、参考のために浸透工法を採用した場合の年間での地下水かん養量を昭和51年の館野の雨量記録より概算し表-12に示した。

おわりに

自然状態での、ローム層中における浸透量は、現地実験によりおおまかには調べることができた。しかし全ての施設がこのような好条件のもとに設置されるわけではなく、盛土地盤、あるいは粘性土、砂質土の中に埋設しなければならない場合も考えられる。そのため、今後これらの条件下での埋設方法の検討および浸透量の評価が必要であろう。

また、本実験では有孔塩ビ管を用いたが、経済性、耐久性、安全性（目づまり等）等の面から、その構造、材質についての十分な検討が不可欠と考える。

浸透工法による効果は、まだケース・スタディの段階であり、土地利用計画、造成計画がある程度ははっきりした時点で、浸透量の評価と合わせて再度詳細な検討を行い当工業団地における合理的な雨水処理計画を立案する方針である。

おわりに、現地浸透実験およびその解析にあたって御指導、御助力を頂いた建設省土木研究所の水文研究室並びに総合治水研究室の方々には、ここに記して感謝の意を表します。

なお、実作業においては、三井共同建設コンサルタント㈱の協力を得た。

8. 雨水の小規模分散処理方法について

1. はじめに

座間市は神奈川県中央部に位置し、相模川左岸に接している。地域産業の中心が農業から自動車関連産業へと移行し、私鉄沿線に勤労者の住宅が急増、昭和30年頃の人口に比較して約6倍の9万5千人に達している。

神奈川県中央部の各自治体の上水道は、県営水道に切りかえられる中で、座間市は地下水を上水道源とする、独自の市営水道事業をすすめてきた。しかし、高度成長期の人口流入による水道使用量の増加は、地下水位の低下を招き、渇水年には市をあげて企業、市民に節水を求めざるを得ない状況も発生した。

一方都市化の傾向の中で、農地・山林の宅地化、都市施設等の拡充など、地形の変化が著しく、流域の遊水機能・浸透機能が失われ20～30mm/hr程度の集中的な降雨による、中小河川の洪水・低地部の溢水が発生するようになった。

座間市の中央部の東側を北から南へ貫流する一級河川目久尻川の改修工事は、神奈川県において重点的に進められているが、当市域では、用地については昭和52年度に、改修工事は昭和54年度に着手したものの、用地等困難な問題がからみ全線の完成は今後の進捗状況に期待せざるを得ない実情にある。

本河川の座間市内における洪水溢水被害箇所は30mm/hr以上の降雨で十数箇所のにぼり、遊水池・揚水ポンプ・溢水防止堤等でその対策をたててきた。

更に公共用水域である本河川の左右岸には市の主要な上水道水源井が点在しており、市公害課の最近の水質測定によると、BOD値で年間30ppm～90ppmで変動している。

この河川汚濁の主なる原因は、一般家庭から排出される生活系排水であり、管理不十分な、し尿浄化槽排水といわれている。

これ等の実情から市の行政方向としても雨

水による地下水の涵養と、河川の自浄作用を高める手法を考えざるを得なかった。

昭和53年度市立保育園の園庭1200㎡増設の際、礫による雨水処理装置の設置から始った実験は、土壌圏の比較的浅い部分（数十cm）を利用しての処理方法で、水道部と建設部が主体となって行ってきた。

遊水池・調整池のほかに、雨水による地下水の涵養と洪水調節に対して、投資経費が安く効果的な施設を目ざした雨水浸透装置を、公共施設と一般家庭に設置し、56年末まで種々の実験を重ねてきた。以下は実験結果と若干の考察である。

2. 地中に埋設した管による、水道水の注水実験結果

実験 No.1 昭和55年6月18日 曇 29℃

実験地 相模が丘100番地の6

植田正博宅・建築面積65㎡木造2階

実験施設の概要

図1～2に示すとおり、トレンチの幅は、300mm・深さ600mm・砂利厚350mm・土壌被覆250mm・砂利と土壌の間には網を敷いてある。管は水平に布設し両端には、市販の300mm角桝を

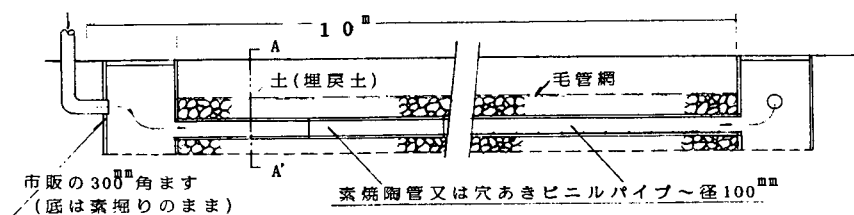


図-1

表-1 注水量

時間min	注水量L	Total	時間min	注水量L	Total
10	197	197	100	293	2581
20	194	391	110	290	2871
30	194	585	120	291	3162
40	279	864	130	286	3448
50	295	1159	140	291	3739
60	289	1448	150	293	4012
70	270	1718	160	281	4383
80	286	2004	170	268	4561
90	284	2288	180	286	4847

表-2 注水量

時間hr	注水量L	Total	時間hr	注水量L	Total
1	1909	1909	13	1705	22349
2	*2002	3911	14	1666	24015
3	1505	5416	15	1702	25717
4	1640	7056	16	1749	27466
5	1815	8871	17	1790	29256
6	1872	10743	18	1715	30971
7	1640	12383	19	1722	32693
8	1554	13937	20	1780	34473
9	1834	15771	21	1559	36032
10	*1456	17227	22	1593	37629
11	1690	18917	23	1494	39119
12	1727	20644	24	1898	41017

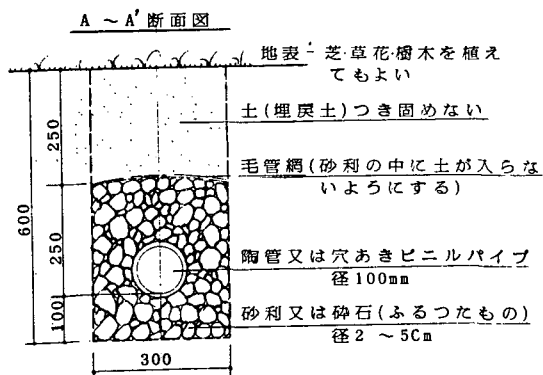


図-2

2箇所配置し、屋根からの樋樋から導水管を通じて流入する。(導水管はVP75mmで穴あき加工がしてある。)

注水と測定方法

13mmの水栓よりビニールホースで導入し、ホースの中間に量水器を取りつけ、注水量を読み取る方法とした。

注水開始 13時50分 停止16時50分

3時間連続注水 総注水量 4,867 l

結果について

屋根面積65㎡に対する注水量4,867 l / 3hr は $4,867 \text{ l} \div 3 \text{ hr} \div 65 \text{ m}^2 = 24.9 \text{ mm/hr}$, $4,867 \text{ l} \div 65 \text{ m}^2 = 74.8 \text{ mm} / 3 \text{ hr}$ となり、10mの地下埋設管で、平均時間降雨量24.9mm/hr 3時間連続降雨量74.8mmを処理したことになる。

実験No.2 昭和56年7月4日～5日 曇 29℃

実験地 No.1の施設と同じ

注水と測定方法 No.1の実験と同様13mmの水栓を全開で注水

注水開始 4日 11時20分

注水停止 5日 11時20分

24時間連続注水 総注水量41,017 l / 日

結果について

1. 24時間連続注水した結果41,017 l / 日で

65㎡の屋根面積に対する降雨量として換算すると、 $41,017 \text{ l} \div 24 \text{ hr} \div 65 \text{ m}^2 \approx 26 \text{ mm/hr}$ となり最大は $2002 \text{ l/hr} \div 65 \text{ m}^2 \approx 30.8 \text{ mm/hr}$ 、最小は $1,456 \text{ l/hr} \div 65 \text{ m}^2 \approx 22.4 \text{ mm/hr}$ で平均降雨量 26 mm/hr が24時間降り続いたことになる。水栓は全開しているが、両端の桝から溢流することはなかった。竪樋からの導水管への逆流があり、その水量が浸透量として加算されたものと思われる。

2. 検水口について

4日16時20分検水口を掘削(図-3)。トレンチに布設した管の中心から500mmの位置に、

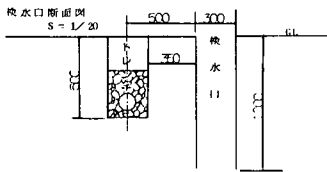


図-3

径300mmの素掘りの穴を掘削し、土壤中に浸透した注入水が、検水口にどの様に浸出してくるか観察してみた。4日17時20分から翌5日の11時20分までの停止まで、18時間にわたって観察したが、検水口への流入は認められず、わずかに検水口の土の壁に水がにじんでいる程度で、底部に滞水は全くなかった。

実験No.3-1 昭和55年8月20日

実験地 相模が丘1017番地

江指隆年宅 屋根面積100㎡

(木造一部2階)

実験施設は前回同様の構造で設置

注水と測定方法

1. 短時間の集中豪雨に対処できるか否かを検討するため、道路に設置してある地中消火栓を利用して、注水量を大幅に増やすことを図った。

消火専用ホースに口径50mmの量水器を取りつけ片方の桝から注水した。

注水時の水位は、桝の蓋かがりまで満水としながらバルブを調節し、一定の水位を保つようにして注水し、量水器の読みを記録した。

2. 注水開始後10分で雷雨となり、土砂降り状態となった。屋根から竪樋と導水管をへて

雨水が流入したが、雨水量の測定はできず流入量は不明。1時間20分で注水実験を中止した。

天候 雨、実験中の降雨量38mm…水道部記録

注水開始 13時20分 停止14時40分

1時間20分連続注水 総注水量7,680 l

表-3 注水量

時 間	注水量L	Total	時 間	注水量L	Total
13・20			14・10	975	4745
30	850		20	975	*5720
40	935	1785	30	960	6680
50	1005	2790	40	1000	7680
14・00	980	3770			

実験No.3-2 実験再開昭和55年8月21日

注水と測定方法は前日同様である。

天候 曇 29℃

注水開始10時00分 停止13時00分

3時間連続注水 総注水量14,810 l

表-4 注水量

時 間	注 水 量 L	Total
AM 10.00		
11.00	5,670	
PM 0.00	4,720	10,390
1.00	*4,420	14,810

結果について

1. この2日間の実験で、1時間当りの最大注水量は5,720 l/hr (表-3)、最小は4,420 l/h (表-4)であった。注水に要した時間は4時間20分、総注水量は22,490 lに達した。

(1) 雨量強度換算

表-5 最大注水量 5,720 l/hr の場合

建築面積(屋根面積)	降雨強度換算
100㎡	57.2mm/h
90	63.5
80	71.5
70	81.7
60	95.3

表-6 最小注水量 4,420 l/hr の場合

建築面積(屋根面積)	降雨強度換算
100㎡	44.2mm/h
90	49.1
80	55.2
70	63.1
60	73.6

表-7 連続3時間注水量 14,810 l の場合

建築面積(屋根面積)	3時間雨量	1時間雨量
100㎡	148.1mm	49.3mm
90	164.5	54.8
80	185.1	61.7
70	211.5	70.5
60	246.8	82.2

2. この実験施設に、実験No.2と同じ検水口を3箇所設置したが、降雨時の雨が数センチ滞留しただけである。又、地表面は、湿気が多量になる程度で、実験には全く支障はなかった。

3. 表5, 6, 7にみられる様に、1時間当りの降雨強度に換算すると、10m程度の雨水トレンチを設置する事によって、平均的な一般家庭の屋根面積（建築面積）に降る50mm/hr前後の雨に対処できる装置であるといえる。

3. 雨水浸透装置の浸透量

比較的浅い関東ローム層の黒ぼくの中に埋設した管による注水実験は、多くの水を浸透させる能力があることがわかった。この装置を開発事業や新築住宅、市の公共施設等に採用するために、単位長さ当りの浸透能力がどの程度なのか検討してみた。

実験No.4 昭和56年10月22日 雨 17℃

開発事業による小規模集合住宅建設計画に際し、当該敷地内において雨水処理を行うための基礎データをつくる目的で行った（開発面積1995m² 50mm/hr 1時間滞水を座間市の指導目標にしてある）。

当日は台風24号接近のため、実験中の時間降雨量は25～30mm/hrに達していた。実験地の施設の地表面は、雨が土中に浸透せず、低い所へ流出する様な状態の中で行われた。

実験装置（図-4）

径100mmのビニールパイプを管と直角の方向に切目を入れて加工した。4mのパイプの両端に曲管をつけ、60cmの短管をつけて地表に出したものである。トレンチの構造は図-2と同じである。

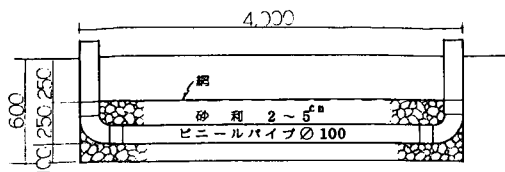


図-4 注水実験装置

表-8 注水量

時間	注水量	Total
13:19	0	0
13:29	368 L	368 L
13:49	578	946
14:19	832	1778
14:49	840	2618
15:19	850	3468

注水開始13時19分
* 停止15時19分
2時間連続注水
総注水量3,468 l

結果について

単位時間当りの浸透量は、激しい降雨にもかかわらず、 $3,468 \text{ l} \div 2 \text{ hr} \div 4 \text{ m} \div 433.5 \text{ l/hr} \cdot \text{m}$ であった。

（注、433.5 l/hr・mの実験値の約80%とし、350 l/hr・mを採用、57年3月完成の予定。）

実験No.5-A 昭和56年10月29日 晴 19℃

実験地 図-5

市庁舎増築予定地である、現来客駐車場に実験施設を設置した。

現状は駐車場で、アスファルト舗装厚5cm一層、路盤は軟岩碎石で厚さ5cm、不陸整正程度のものである。

トレンチの設置状況は、舗装カット幅40cm長さ5mで深さは60cm。表層のアスファルトを除去したあと、-60cmまでつるはしで掘削し、実験器具を布設した。

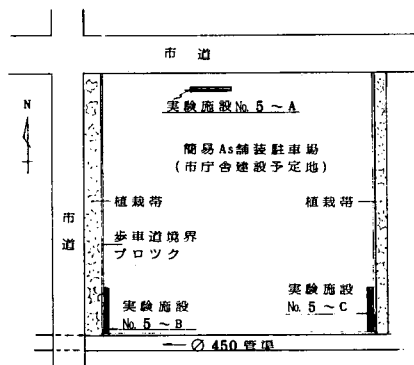


図-5 実験施設設置場所

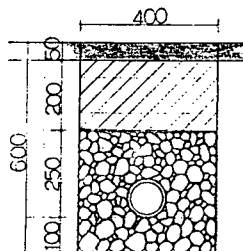


図-6 トレンチ設置状況

表-9 注水量

時 間	注 水 量	Total	備 考
11:50	0	0	注水開始
12:20	527	527	
12:50	187	714	
13:20	195	909	
13:50	155	1064	A S舗装補修完了
14:20	133	1197	
14:50	126	1323	
15:20	162	1485	
15:50	161	1646	舗装面まで水位変更
16:00	↓	↓	10分間注水停止
16:30	185	1831	
17:30	152	1983	注水停止

結果として

5時間連続注水で総注水量1,983 lであった。舗装下に設置するため、施工のし易さを考慮し、幅40cm深さ5 mとした。

単位当りの浸透量は、
 $1983 \text{ l} \div 5 \text{ hr} \div 5 \text{ m} \approx 79 \text{ l/hr} \cdot \text{m}$ である。

実験No.5-B 昭和56年11月11日

トレンチの西側に歩車道境界ブロックをはさんで1.5mの植栽帯がある。

表-10 注水量

時 間	注水量	Total	備 考
9:30	0	0	注水開始から
10:00	393	393	停止までの間
10:30	351	744	舗装の補修は
11:00	229	973	行わない。
11:30	208	1181	A S表層5cm
12:00	193	1374	の部分は砂利
12:30	176	1550	敷とした。

結果として

3時間連続注水で総注水量1,550 lであった。単位長さ当りの浸透量は、
 $1,550 \text{ l} \div 3 \text{ hr} \div 5 \text{ m} \approx 103 \text{ l/hr} \cdot \text{m}$ である。

実験No.5-C 昭和56年11月 日

No.5-Bと同様東側に歩車道境界ブロックをはさんで植栽帯がある。

表-11 注水量

時 間	注 水 量	Total
13:30	0	0
14:00	622	622
14:30	616	1238
15:00	577	1815
15:30	563	2378
16:00	510	2888
16:30	500	3388

結果として

3時間連続注水で総注水量3,388 lであった。単位長さ当りの浸透量は
 $3,388 \text{ l} \div 3 \text{ hr} \div 5 \text{ m} \approx 225 \text{ l/hr} \cdot \text{m}$ である。

実験No.6 昭和56年11月21日

実験地

開発事業による宅地分譲地での浸透量を調査するために実施した。現地は、関東ローム層下の固結度の高い層で、つるはしで掘削し、4 mの実験施設を設置した。

表-12 注水量

時 間	注 水 量	Total
9:10	0	0
9:40	408	408
10:10	254	653
10:40	228	881
11:10	233	1114
11:40	237	1351
12:10	235	1586

結果として

3時間連続注水で総注水量1,586 lであった。単位長さ当りの浸透量は
 $1,586 \text{ l} \div 3 \text{ hr} \div 5 \text{ m} \approx 105 \text{ l/hr} \cdot \text{m}$ である。

以上、座間市で行った代表的な実験10例をあげたが、まとめてみると次の様になる。

表-13 各実験における浸透量

実験 No.	総注水量 l	注水時間 hr	施設延長 m	平均浸透量 l/hr・m	設置箇所
1	4,867	3:00	10	162	一般家庭黒ぼく
2	41,017	24:00	10	170	"
3-1	7,680	1:20	10	576	"
3-2	14,810	3:00	10	493	"
3-1・2	22,490	4:20	10	519	"
4	3,468	2:00	4	433	黒ぼく・集合住宅台風24号
5-A	1,983	5:00	5	79	A S舗装面下
5-B	1,555	3:00	5	103	" 植栽帯
5-C	3,388	3:00	5	225	"
6	1,586	3:00	4	132	堅いローム層

4. 考 察

1. 座間市での実施例

120m²の敷地で、建ぺい率60%の家屋を建築する場合、50mm/hrの降雨強度でどの程度の雨水処理装置が必要となるか検討してみる。

屋根の流出係数 $C_1 = 0.9$

庭・裸地の流出係数 $C_2 = 0.3$

降雨強度 $i = 50 \text{ mm/hr} = 0.05 \text{ m/hr}$

流出係数別面積 $A_1 = 72 \text{ m}^2$

流出係数別面積 $A_2 = 48 \text{ m}^2$

流出量 $Q \text{ m}^3$ とすると、

$$Q = (C_1 \times i \times A_1) + (C_2 \times i \times A_2)$$

$$= (0.9 \times 0.05 \times 72.0) + (0.3 \times 0.05 \times 48.0) = 3.24 + 0.72 \approx 4 \text{ m}^3$$

4.0m³の流出量に対して10mのトレンチを

設け浸透量を250 l /hr・mとした場合、50mm/hrの降雨で浸透量を上まわる余剰水量を算出する。

$$Q=4.0\text{m}^3/\text{hr}$$

$$Pq=2.5\text{m}^3=250\text{ l /hr}\cdot\text{m}\times 10\text{m (浸透能力の全量)}$$

S=枔及びトレンチの空隙量

300方形枔 2箇所 H=600とすると、

$$(0.3\times 0.3\times 0.6)\times 2=0.108$$

トレンチ10mの空隙量

$$0.3\times 0.35\times 10\text{m}\times 0.365=0.383$$

$$\therefore S=0.108+0.383\approx 0.49\text{m}^3$$

V=余剰滞水量 (m³)

$$V=Q-(Pq+S)$$

$$=4.0-(2.5+0.49)=1.01\text{m}^3$$

この余剰滞水量を庭(A₂)で滞水させるとするとその水深 H cmは次式で表わされる。

$$H\text{ cm}=\frac{V\text{ m}^3}{A_2\text{ m}^2}\times 100$$

$$=\frac{1.01}{48}\times 100\approx 2.1\text{cm}$$

故に120m²に対する50mm/hrの降雨強度による余剰滞水深は、2.1cm程度であり、敷地周囲の嵩上構造を考慮すると解決できる。又、1時間で降雨が終了するものとすれば、約25分前後で、余剰水はトレンチを通じて浸透する。

以上の様に、一つの流域を細分して計画的に実施する事が可能となるが、降雨の全量を土壤中にかえすことは、敷地利用の点から無理であるから、次の様な組合せが考えられる。

- (1) 雨水浸透トレンチ
- (2) 砂利滞水溝 (ドライエリア)
- (3) 雨水貯留溝 (ブロック等に地中に溝を布設し、底部から浸透させる。)
- (4) 公園等の低床化
- (5) 貯留タンク (建物基礎に設置)

2. 雨水処理装置の利点

屋根や庭等に降った雨を、道路側溝・水路・河川などへ直接放流せず、敷地内の土壤中に一時貯留をし、浸透能力を上まわる分だけを放流する様にすると、次のことが言える。

- (1) 雨水を地下水にかえすことができる。
地下水の涵養と水資源の確保
- (2) 道路冠水や河川の洪水調節ができる。
都市型洪水対策
- (3) 地盤の沈下を防ぐことができる。
地盤沈下対策、塩水化防止対策
- (4) 水源涵養林や植栽帯の保護対策
など、自然環境を保全していく上で、大きな役割を果たすことができたものと思う。

5. 今後の問題点

土壌についての研究は、農学サイドでは非常に進んでいるが、工学的には不明な点が多い。特に雨水トレンチの場合、施設の有効期間が不明であり、又、トレンチ周辺の構造物に与える影響の研究は皆無といってよい。

今後の研究指針として、盛土層や、路盤に与える影響を調査し、土壌の利点を生かす研究をする必要がある。

以上

2. 砂礫層を対象とした地下浸透実験

土地区画整理事業における雨水の地下浸透について

1. まえがき

東京都新都市建設公社は、地域開発の促進等、首都の開発整備を目的として、関係地方公共団体の受託事業と直営事業を実施し、いわゆる「町づくり」に関する事業を多面的に進めている。

近年における都市周辺農地の宅地化、丘陵林地の開発など、いわゆる都市化現象の激しさには目を見張られるものがある。これらの地域における流域の開発速度に比べて、その下流の河川改修は、地価の高騰等の理由でそれに追いつけない状況であり、開発地域からの雨水排水は、その放流先である河川に計画流量どおり放流することができず、どうしても開発区域内での処理が必要となってきた。一方治水対策の考え方も、昭和52年に河川審議会から「総合的な治水対策の推進方策について」の中間答申が出され、今までの河道改修だけの治水対策に加えて、その流域に目を向け流域での保水、遊水機能の維持に努め、河道及び流域の両面から治水対策をおし進める方向に進んでいる。

本論は、このような背景のもとに、東京都新都市建設公社が、東京都西多摩郡瑞穂町より受託している「瑞穂町西部土地区画整理事業」の雨水排水対策の一環として検討している浸透井戸による注入試験の概要について紹介するものである。

2. 流域概要と雨水処理施設の必要性

瑞穂町は、都心より北西へ約40kmに位置し町の北側は埼玉県との境に接している総面積約1700haの町である。

本町も他の大都市周辺の都市と同様に、昭

和30年代後半のいわゆる経済の高度成長期を転機として大都市の郊外住宅地に組み込まれてゆく現象を呈しはじめた。このため、無秩序な開発を防ぎ計画的な宅地及び公共施設の整理をはかる目的で町の西部地区に土地区画整理事業が計画された。

この「瑞穂町西部土地区画整理事業」は、施行面積約180haで、昭和49年に事業計画が決定されて以来現在まで鋭意施行中である。

(仮換地指定率 約84%……面積比)

本区画整理事業の区域は、多摩川の支川である残堀川の流域内にあり、雨水の放流先は残堀川の最上流部に計画されている。

残堀川は、瑞穂町箱根ヶ崎の狭山ヶ池に水源を発し、東南に向けて流下しながら武蔵村山市、立川市砂川町、立川基地跡を貫流し、立川市柴崎町地先（日野橋上流）で多摩川に注いでいる一級河川である（図-1）。

流域の大部分は、地形上立川面と呼ばれる台地に属しており、河道はローム層を下刻しながら掘込河道を形成している。

なお残堀川の流域諸元は、表-1のとおりである。

表-1 残堀川流域諸元

	流域諸元	摘 要
流 域 面 積	34.7km ²	
市街化区域面積	23.1km ²	全流域の67% (昭和55年12月現在)
流 域 地 形	台地(立川面)	流域標高70~165m (狭山丘陵を除く)
流 域 勾 配	1/170	最上流部~立川基地跡 標高差75m、距離13km
流 路 延 長	14.5km	
流 路 勾 配	1/500~1/220	
流 域 市 町 村	立川市、昭島市、武蔵村山市、青梅市、瑞穂町	

残堀川の流域は、前述のように立川面といわれる台地で占められており水の便の悪さ、浸透性の高い地質などのため土地利用は、桑畑等の畑作に限定されていたが、交通網の整備、交通機関の発達にともない、市街化が進



図-1 流域図

み、昭和24年当時27%の市街地であったものが、同41年には43%、同51年には54%の市街化となっている。このような不浸透域の増大により残堀川河道への負担が増大し、年々河川のもつ安全度が低下しつつある。

一方、残堀川の改修は、従来より鋭意進められてきたが、用地取得費、補償費、工事費等の高騰のため思うように進まず、多摩川合流点より青梅線までの区間で、昭和39年～47年にかけて30mm/hr 対応の改修が実施されているがこれより上流部の河道はほとんどが未改修状態であり流下能力も著しく低くなっている。

このような状況から残堀川は、昭和56年度に総合治水対策特定河川に指定され、治水施設整備の促進のみならず流域の開発計画、土地利用計画等と有機的な連携調整をはかるべく流域整備計画策定のための討議が進められている。

「瑞穂町西部地区土地区画整理事業」の雨水排水計画は、50mm/hr、 $f=0.5$ の規模で計画

されているが、放流先である残堀川が前述のような状態であるため、地区間からの計画流出量のほとんどを地区内で処理しなければならない状況である。

3. 浸透試験井の設計及び施行概要

区画整理地区内の地形も前述の立川面台地にあり、青梅から連続するほぼ東西を軸として扇状形に東方に広がる標高140～150m、地表勾配5%程度の平坦面である。又地層は、最上層のローム層が厚さ1.5～2.0mであり、その下層は砂レキ層となっている。この砂レキ層は、10m前後の厚さで堆積しており、ローム層を浸透した降水等が帯水して自由面地下水となって賦存している。

3-1 浸透井の構造

浸透試験井は2ヶ所で、No.1試験井は $\phi 900$ mm、No.2試験井は $\phi 1200$ mmの井筒を設置し、それぞれに $\phi 100$ mmの水位観測井を設置

した。

構造及び寸度は表-2、図-2に示すとおりである。

表-2 浸透井の構造

項目	No. 1 井		No. 2 井	
	試験井	観測井	試験井	観測井
掘さく方法	人力掘さく	パーカッションさく井機	人力掘さく	パーカッションさく井機
地表標高(TP・m)	147,102	146,906	141,492	141,492
掘さく深度(m)	7,585	14.00	7,730	25.00
仕上げ深度(m)	7,485	14.00	7,630	12.75
井筒呼び径(mm)	900	100	1,200	100
井筒管種	HP	SGP	HP	SGP
ストレーナ(孔明管)延長(m)	4.72	10.00	4.72	10.00
人孔ふた(天端高)	147,102		140,840	
井戸水理分類	半貫通井	貫通井	半貫通井	貫通井

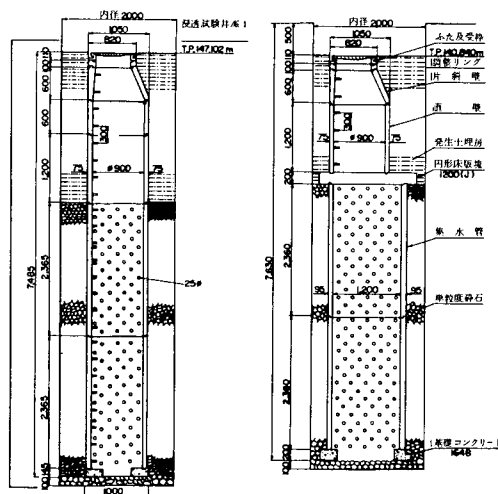


図-2 浸透試験井構造図

3-2 浸透井の施行

3-2-1 浸透試験井の施行

浸透試験井には、狭い場所にも設置でき、維持管理上の昇降が容易で安全なユニホール(組立マンホール)型の人孔を利用しストレーナ部分には孔径25mmの集水管を使用した。

施行は、ライナープレートによる山留を実施し、人力で掘削した。また試験井と掘削面

の空隙には透水を良くするため単粒度碎石を填充した。

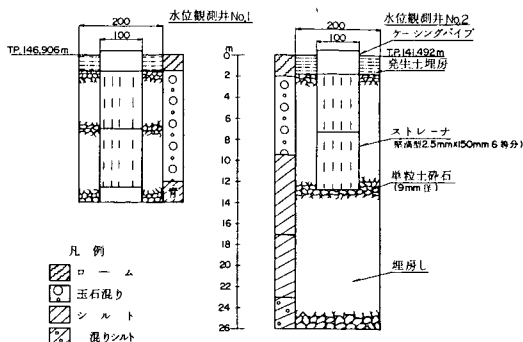
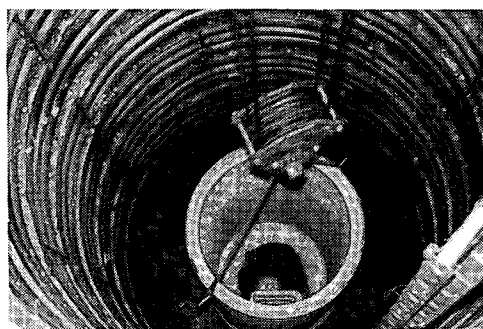
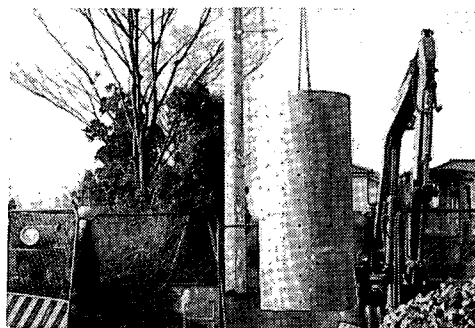


図-3 水位観測井構造図



3-2-2 水位観測井の施行

水位観測井には、 $\phi 100$ mmのガス管を利用しパーカッション式さく井機にて掘削した。この井戸心は試験井中心から4mの位置とし、仕上げ深度は二井の掘削及び孔内電気検層の結果による地下地質の構成状況からNo.1井では14m、No.2井は12.75mとし、これら二井のストレーナ設置区間は玉石混り砂レキ層を主体として約10mとした。

3-3 試験方法

注入試験の設備は図-4に示すとおりであり、既設の雨水管渠内に滞りさせてある雨水を水中ポンプ(口径100mm)で既設のマンホールから揚水して、三角せきで水量を計量し地上から試験井へ注入した。

予備注入後、注入量を $0.5 \sim 2.5 \text{ m}^3/\text{分}$ の範囲で段階的に注入量を一定にして、試験井観測井の水位変動量を測定した。又、注入停止後回復試験を行った。

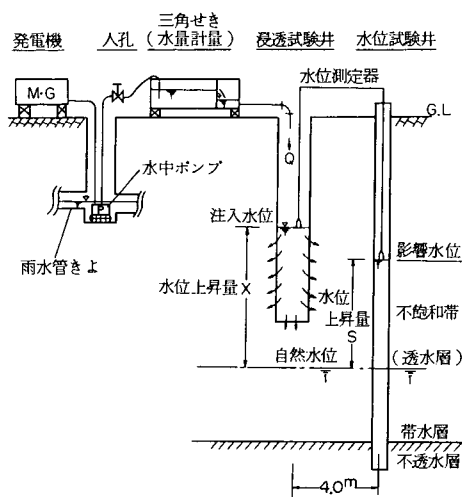
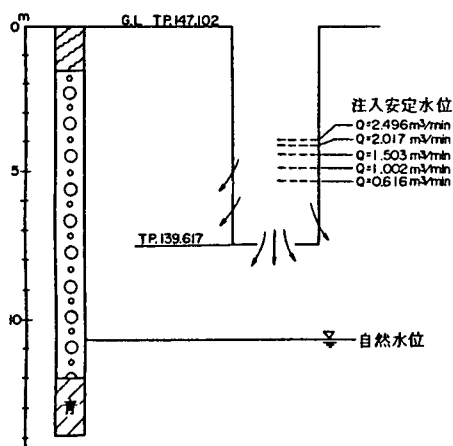


図-4 注入試験設置図

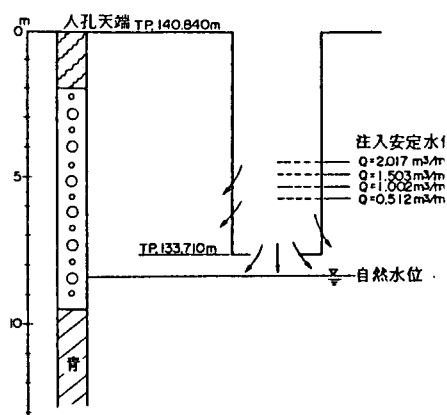


注入量 ($\text{m}^3/\text{分}$)	0.616	1.002	1.507	2.017	2.496
試験月日	6月11日	6月11日	6月15日	6月16日	6月17日
注入水位 TP(m)	141.87	142.30	142.79	143.03	143.18
自然水位 TP(m)	138.93	138.02	137.01	137.01	136.67
水位差 (m)	2.94	4.28	6.45	6.02	6.51
比注入量 ($\text{m}^3/\text{分/m}$)	0.210	0.235	0.234	0.335	0.383

図-5 No.1井注入安定水位状況図

4. 試験結果

各注入量における安定水位高は、図-5, 6, 7に示すとおりで、注入量 $2,017 \text{ m}^3/\text{分}$ を例にとってみるとNo.1井では戸底から約3.4m, No.2井では約2.5m上昇した高さでほぼ水位が安定した。又安定するまでの時間は図-8のように注入開始後20~30分位であった。



注入量 ($\text{m}^3/\text{分}$)	0.512	1.002	1.507	2.017
試験月日	7月7日	7月8日	7月8日	7月9日
注入水位 TP(m)	135.07	135.50	135.93	136.22
自然水位 TP(m)	133.60	134.00	133.60	133.66
水位差 (m)	1.47	1.50	2.33	2.56
比注入量 ($\text{m}^3/\text{分/m}$)	0.348	0.668	0.647	0.788

図-6 No.2井注入安定水位状況図

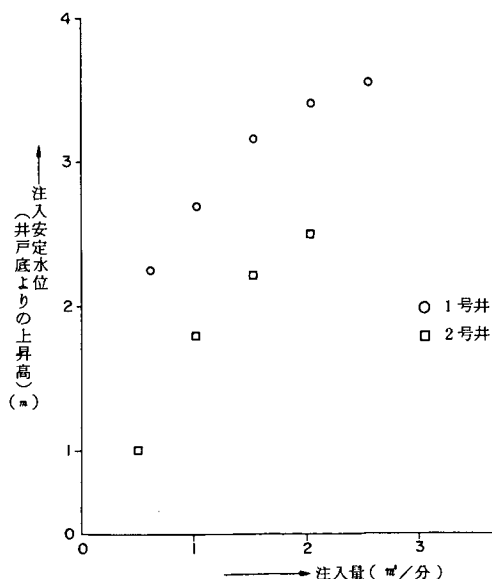


図-7 注入量と注入安定水位との相関

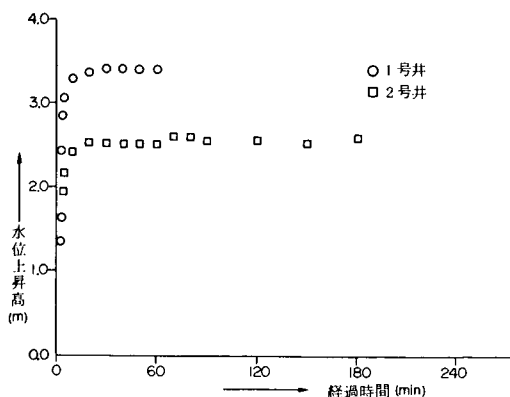


図-8 水位上昇高と経過時間

図から分るようにNo.2井の方がNo.1井より浸透量が多い結果となったが、これは井戸口径の差異や、地層の粒度構成の違いなどが考えられる。

注入層への注入量の大小を規定する注入層の透水量係数、透水係数、貯水係数などの水理定数は、注入量 $2,017\text{m}^3/\text{分}$ における測定値を使用し、Theisの式により解析した結果表-3のとおりであった。

表-3 水理定数想定値

水 理 定 数	No.1 井	No.2 井	平 均
透水量係数($\text{m}^3/\text{pm}/\text{m}$)	0.309	0.642	0.476
透 水 係 数(cm/s)	0.0838	0.480	0.282
貯 水 係 数	0.201	0.273	0.237
井 戸 効 率(%)	79	32	55

この想定値から注入量を求めると、No.1井では $1.41\text{m}^3/\text{分}$ 、No.2井では $2.18\text{m}^3/\text{分}$ となり、No.1井で注入試験の実績より多少小さな値となるが、おおむねこの想定値は妥当であると思われる、この附近の地層は注入層の対象としては比較的良好な地層といえる。

5. 流出抑制効果の検討

これらの浸透井戸における注入による影響圏はTheisの式により解析すると $50\sim 60\text{m}$ とみなされる。

同一影響圏内に二つ以上の群井を設置した場合には、これらの井戸へ注入すると、その群井間の相互距離に応じて、水位の干渉が発生して、一井当りの注入量は単井の時の注入

量よりも減少する。したがって、群井の設置にあたっては井戸相互間の間隔を影響圏以上の距離に保つことが効果的である。

今回の試験結果から、かりに、影響圏の範囲を半径 60m の円内として、その中心に浸透量 $2.0\text{m}^3/\text{分}$ の浸透井戸を設置した場合、浸透時間を60分とすると、 $\frac{2.0\text{m}^3/\text{分} \times 60\text{分}}{3.14 \times 60\text{m} \times 60\text{m}} = 0.0106\text{m/hr}$ となり、約 10mm/hr の浸透量となる。

6. 考察

今回の試験によると、比較的良好な結果が得られたが長時間の使用にあたって必然的に目詰りの発生が予想される。

目詰りの主な原因として、今までに

- 注入水中の懸濁物質
- 微生物の増殖
- 土粒子の配列変化
- 空気泡

などが考えられており、このような原因でどの程度透水性の劣化をおこすかは、今後定期的に注入試験等を実施し、その結果をまたなければならない。

又、目詰りの予防法としての事前処理（洗浄方法）などの方法確立は今後の検討課題である。

7. おわりに

開発による雨水流出量の河川への負荷を増大させないよう本区画整理事業では、今後、今回の試験結果を参考に、地区内における浸透井戸の配置計画、さらに調節池による一時貯留等、総合的な雨水排水全体計画を策定する予定である。

この種の試験については、経験に乏しく十分な試験ができたとは思われなかった。関係各位の御指導、御叱責をいただければ幸いである。

〈参考〉

残堀川流域総合治水対策協議会準備会
予備会議資料

3. その他の地質での地下浸透実験

造成地盤における浸透実験

1. はじめに

地域振興整備公団では地方都市の育成、振興を図るため、全国において生活基盤・産業基盤の整備を進めてきている。

当公団では地方都市の育成、振興を図るため、全国において生活基盤・産業基盤の整備を進めてきている。

これら開発地区の位置は、主として丘陵地域となっているが、地質の変化や不浸透域の増加、排水路の整備等により、降雨時における流出量の増大、流出波形の尖鋭化をまねき、地下水涵養機能の低下が指摘されている。(多摩ニュータウンの試験流域での解析結果によれば、都市流域の直接流出率は自然流域の約5倍、地下水流出率では約半分の値となっている。図-1参照) これまでは、増大する流出量を安全に流下させるために、防災調節池を設けることにより対処してきた。しかし、丘陵地域における水文環境の変化は、これまで機能してきた水源地の役割を失い、下流部に対する農業用水や都市用水等への対応が要請されるようになった。

しかし、調節池の設置に要する費用は開発コストに対しかかなりの比率を占めていると

もに、表面流出の増大や低水流量の低下は、雨水の有効利用等に問題を生じてくると考えられる。

このように丘陵地域における雨水処理は、下流に対する洪水負担の軽減を図るとともに、積極的な地下水の人工涵養を含めた水文環境の保全を考慮した方策を確立することが、社会的にも強く要請されるに至ってきている。

このような実状をふまえ、当公団においても昭和55年度より、丘陵地域に適応した雨水処理方式の確立を目的とした調査を実施してきている。この調査では、地盤の有する浸透機能を利用し、積極的な地下水涵養を図る雨水処理方式の検討を行った。この浸透型の雨水処理の可能性や効果については、地盤の地質や透水性により異なるため、造成地盤における浸透量を現地実験により把握し、検討の基礎資料とした。なお、本実験は拡水型の浸透工法を対象とし、表層に近い地盤(地表面より約50cm地中)の浸透量の測定を行ったものである。

本報告は、当公団の開発地区の造成地盤における現地浸透実験、並びに実験地点の土質調査の結果と、浸透型雨水処理方式を導入したときの流出抑制効果の試算結果についてまとめたものである。

2. 調査地点の概要

現地浸透実験は、地盤の透水性が地質・地質により、また切土部か盛土部かで差異が生じること、浸透型施設は造成地盤の表層に近い地中に設置されることを考慮して、当公団が事業主体となり造成工事を進めているいわきニュータウン(福島県いわき市)と賀茂学園都市(広島県東広島市)の一次造成のほぼ終わっている地区で実施した。

いわきニュータウンにおける調査地点は、開発地区の北端に位置する吉野谷防災調節池流域の粗造成の終わった切土地点と盛土地点

(a) 永山流域(都市流域) (b) 長池流域(自然流域)

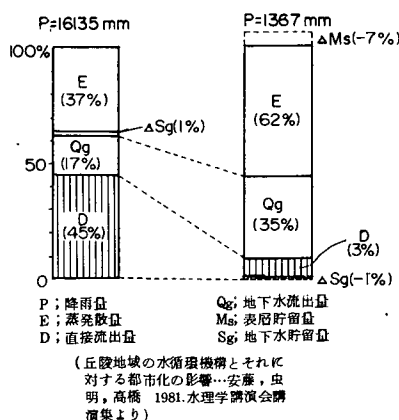


図-1 永山流域と長池流域の年水収支の比較

の各1ヶ所である。(図-2 参照)

切土部の地質は吉野谷砂岩の粗粒砂で構成されており、乱さない状態では固結度が高いが、乾燥すると非常にくずれやすい性質である。一方、盛土部は砂混りのシルト質ないし、粗中砂から構成され非常によく締固められた地盤である。

賀茂学園都市での調査地点は、開発地区の東の角脇川防災調節池流域の切土部と盛土部の各1ヶ所である。(図-3 参照)

切土部の地点は、広島花崗岩が風化したマサ土からなり、風化の度合いは著しい。盛土部はまだ完全に十分な転圧を受けておらず、人が通っても踏込沈下を生じる地盤である。

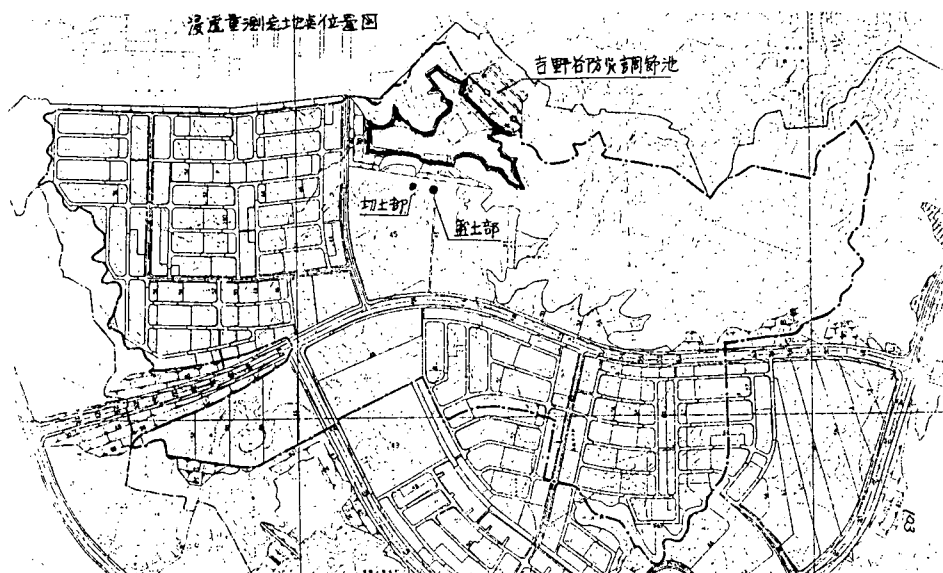


図-2 いわきニュータウン吉野谷防災池流域浸透量測定地点位置図

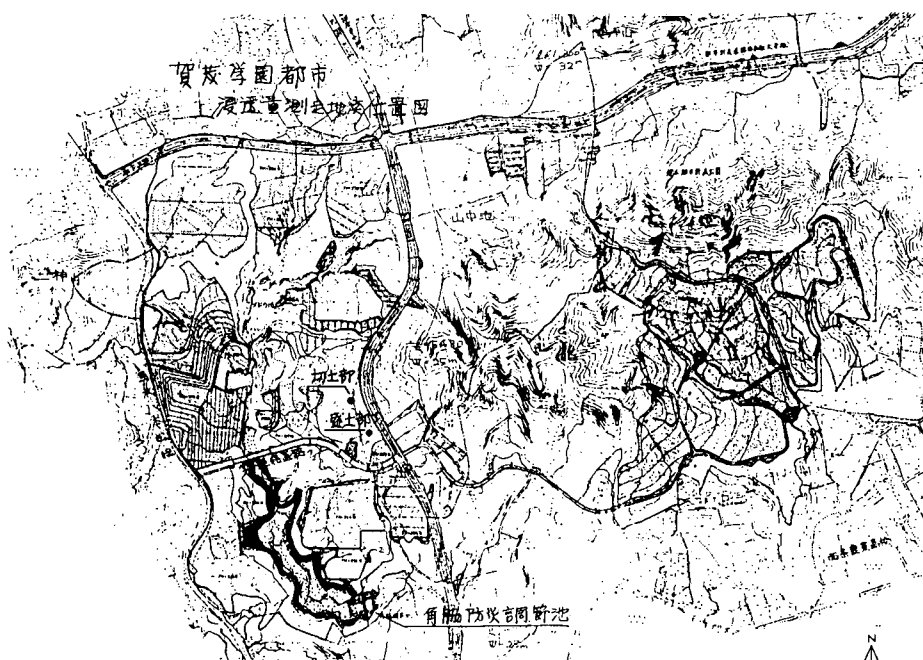


図-3 賀茂学園都市 浸透量測定地点位置図

浸透量測定地点の地盤の柱状図を図-4に示す。

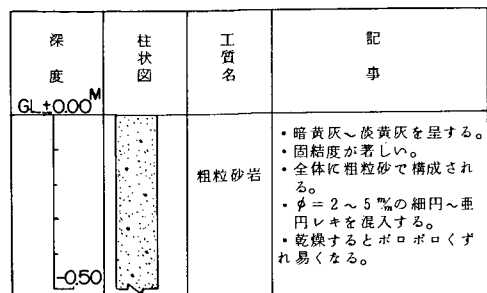


図-4(1) いわきニュータウン吉野谷切土部土質柱状図

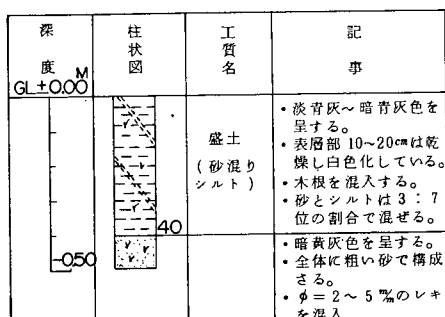


図-4(2) いわきニュータウン吉野谷盛土部土質柱状図

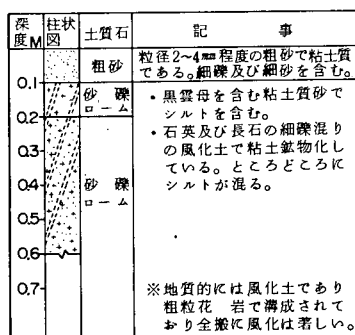


図-4(3) 賀茂学園都市広島大学キャンパス内切土地盤の土質柱状図

3. 浸透量の測定方法

浸透量の測定方法は比較的实施が容易で、農地の浸透能測定に用いられているインタークレート（冠水型浸透計）の原理を応用して行うことにした。この測定手順を以下に示す。

① 浸透リングの設置

浸透リングの設置に先立って、測定地点の掘削を行う。掘削は表土を取り除いたあ

と、50cm程度の深さとするが、造成地盤においては表土を無視する。このとき、底面が浸透面となるため極力、自然な状態を保つように掘削する。掘削が終わったら、掘削法面の観察、土中温の測定を行う。（写真-1）



写真-1 浸透計設置地点の掘削状況

浸透リングは塩ビ管の径350mm、長さ70cmのものを用い、据付けに際しては可能な限り地中に押し込み、底面の周囲は粘性土等で水が漏れないよう囲い、浸透リング全体を掘削土で埋戻す。埋戻しに際しては、周囲の地盤と同程度まで十分に締固める。（写真1-2）

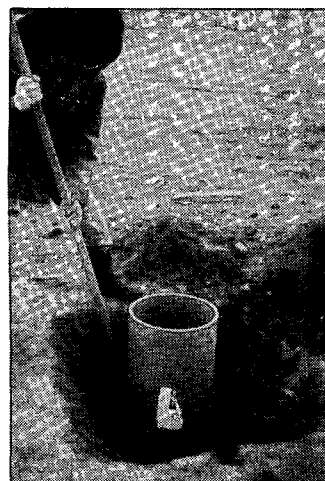


写真-2 浸透リングの埋戻し

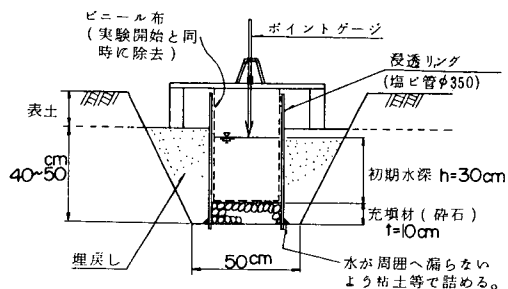


図-5 浸透計概略図

② 浸透量測定の前準備

浸透リングを埋戻したら、充填材(碎石)を10cmの厚さとなるように敷均す。このとき充填材については、あらかじめ空隙を測定しておく。(写真-3)

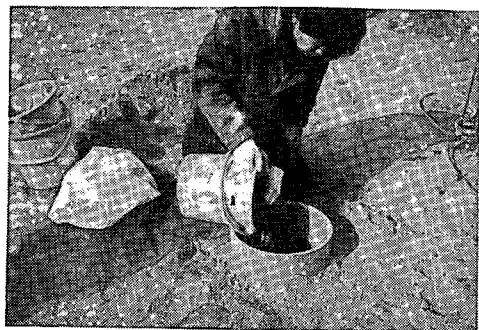


写真-3 充填材の投入

次にビニール布でシリンダー内を覆い、初期水量を注入する。この初期水量は充填材の上面より30cmの水深に相当する水量と充填材の空隙に相当する水量の合計とする。

減水深の測定はポイントゲージを用いるので、初期水量の注入後にポイントゲージを据付ける。(写真-4)



写真-4 ポイントゲージの据付けおよび調整

③ 浸透量の測定

測定開始はビニール布を取り除いた時点とこのときの水位を測定する。これが初期条件となる。

本実験ではA測定(変水頭試験)とB測定(定水頭試験)とを行った。

A測定は、初期水位が浸透により減水し、充填材以下になるか、測定開始後5時間を経過するまで表-1に示す時間間隔で水位(減水深)を測定する。(写真-5)

表-1 測定時間々隔

減水深の値	測定時間々隔
5cm以上	5分間隔
2.5~5cm	1時間経過まで5分それ以後10分
1~2.5cm	" 10分 " 20分
1cm以下	20分間隔



写真-5 水位の読み取り

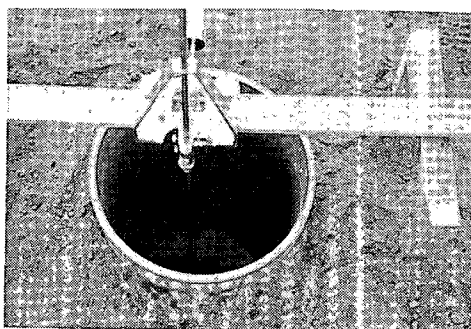


写真-6 実験中の浸透リングの状況

B測定は浸透による減水分を補給することにより一定水位を保ち、測定時間内の浸透量を測るものである。

測定の初期条件はA測定と同様とし、実験開始5分後に水位を測定するとともに、実験開始時点の水位まで注水し、このとき

の注水量とともに注水後の水位を測定する。
注水後の測定時間間隔は A 測定と同様に
表-1 の値により、水位測定後は減水分注
水し、同時に水位を記録する。(写真-7)
これら測定結果は表-2 に示す様式によ
り記録する。

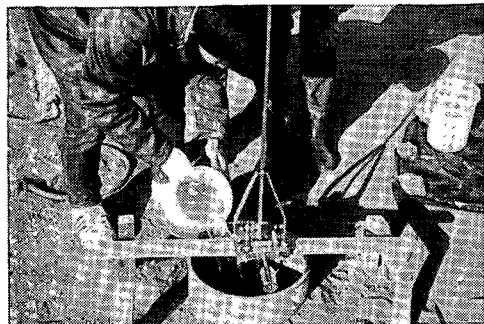


写真-7 B 測定における注水状況

表-2 測定記録様式

水 温		土中温	B 測 定 の み	
時刻	経過時間	水 位 ポイントゲ ージの読み	注 水 量	注水後の水位 ポイントゲ ージの読み
時 分	時間 分	cm	ℓ	cm

④ 土質調査

土質試験は不攪乱試料を採取して行う。
試験項目としては粒度分布・含水比・間隙
比とする。また掘削時の観察結果より、柱
状図を作成する。

4. 浸透量の測定結果

浸透量の表示は一般に(1)式による。

$$P = k \cdot A \cdot I \dots\dots\dots (1)$$

ここに P；浸透量
A；浸透面積
I；動水勾配
k；係数

今、A 測定 (変水頭試験) における水頭の
変化による浸透量の差を考慮して浸透量を表

わすには(2)式を用いる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{連続の式} \quad \frac{dV}{dt} = I - P \\ \text{運動の式} \quad P = \lambda \cdot H \cdot A \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに H；貯留水深
A；浸透面積

今、鉛直方向の浸透速度 dH/dt に等しい
とし、 $I = 0$ とすれば、 $dH/dt (= \text{浸透能 } f)$ と
水深 H の関係より $dH/dt = \lambda \cdot H$ となる。同
式の勾配頂 λ が浸透量の大きさを評価する
指標ともなる。

一方、B 測定 (定水頭試験) における浸透
量の表示式としては、Horton 式(3)式や、この
簡便式(4)式を用いる。

Horton 式

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt} \dots\dots\dots (3)$$

ここに f；ある時刻 t における浸透能 (mm/hr)
 f_0 ；初期浸透能 (mm/hr)
 f_c ；最終浸透能 (mm/hr)
t；経過時間 (hr)
k；定数

簡便式

$$I = K \cdot t^m \dots\dots\dots (4)$$

I；浸透能 (mm/min)
K, m；定数

この簡便式は積算浸透量 D と経過時間 t
を表わす(5)式より時刻 t について微分する
ことにより誘導される。

$$D = C \cdot T^n \dots\dots\dots (5)$$

ここに D；積算浸透量 (mm)
T；経過時間 (min)
 $C \cdot n$ ；定数

以上の表示方法を用いて、今回の実験結果
を整理したのが表-3 (A 測定) および (B 測
定) である。

表-3 A 測定による浸透係数入

調 査 地 点		浸透係数 λ (sec^{-1})
いわきニュータウン	切土部	3.08×10^{-4}
	盛土部	1.16×10^{-4}
賀茂学園都市	切土部	5.83×10^{-5}
	盛土部	— ※

※ほとんど浸透せず算定できず

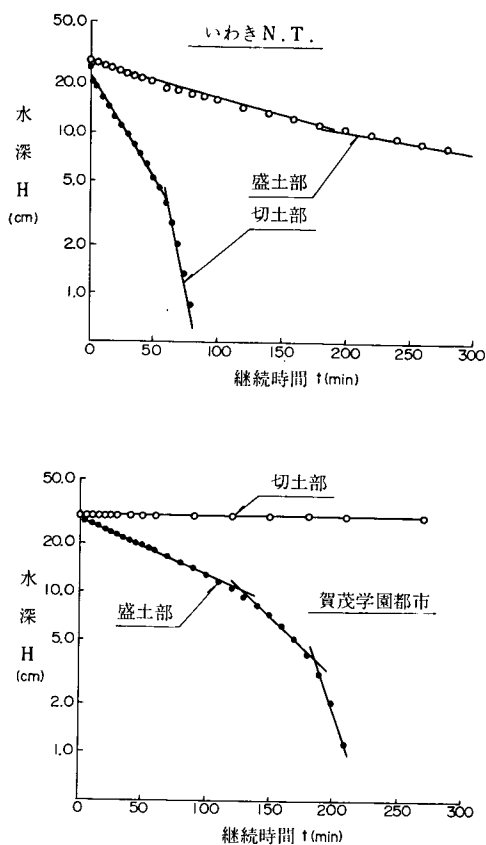


図-6 水深 H と継続時間 t の関係

A 測定における水深 H の対数と継続時間 t との関係を表わすと図-6 のようになる。ここで特徴的なことは、両地区とも盛土地盤より切土地盤の浸透量が大きかったことである。また、減水勾配 dH/dt と水深との関係は図-7 のようになり、測定値を直線で近似したときの傾きが (2) 式の浸透係数 λ に相当し、いわきニュータウンでの切土地盤の値は盛土地盤の値の約 3 倍であった。

このように、切土地盤と盛土地盤の浸透量にはかなりの差があり、盛土地盤ではあまり浸透が期待できないことが明らかとなった。

以上の A 測定の結果より、盛土地盤では浸透が期待できないため、B 測定は切土地盤のみを対象に行った。

B 測定の結果による浸透能 fc と継続時間

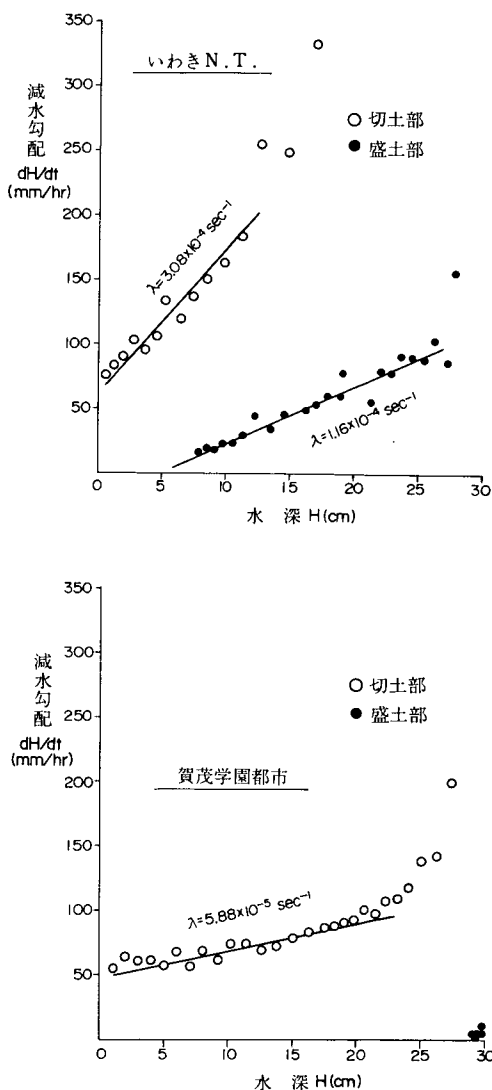
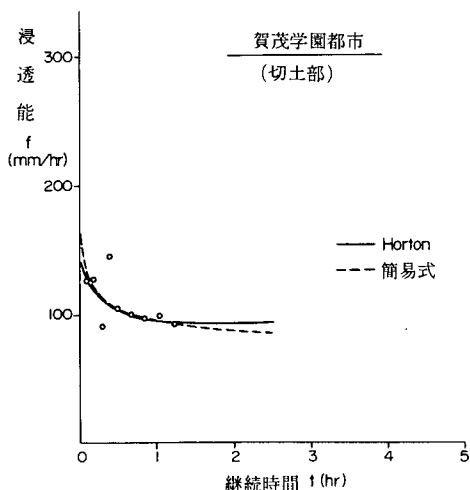
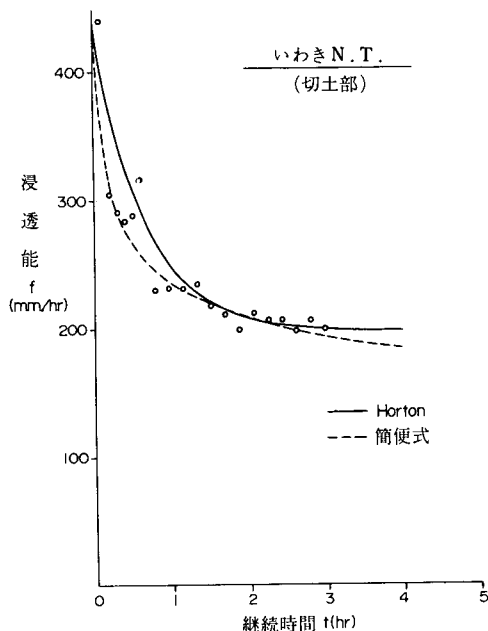


図-7 減水深 dH/dt と水深 H の関係

t の関係は図-8 に示すとおりで、Horton 式と簡便式による浸透能曲線も合わせて示した。同図において Horton 式と簡便式を比較すると、賀茂学園都市での結果には顕著な差はみられないが、いわきニュータウンでの結果に対して、Horton 式は浸透能曲線の後半部を、簡便式は前半部分をよく近似している。図-9 は、簡便式を求めるのに用いた積算浸透量 D と時間 t の両対数グラフである。

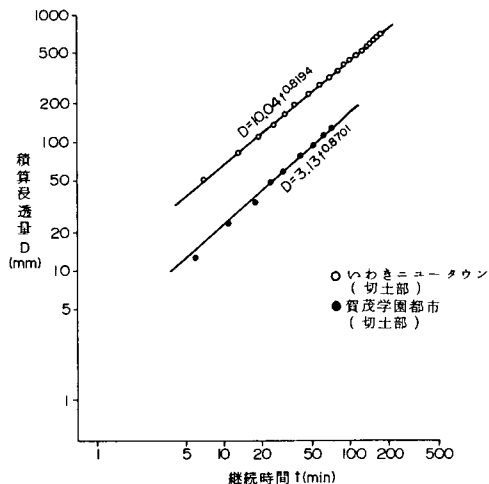
これらから両地区の浸透能を比較すると、いわきニュータウンの地盤は賀茂学園都市の地盤より、初期浸透能も最終浸透能も大きく、



図－8 浸透能曲線

表－4 B測定による浸透能の表示

浸透能の表示式		いわきニュータウン (切土部)	賀茂学園都市 (切土部)
Horton式	初期浸透能 f_0 (mm/hr)	439	140
	最終浸透能 f_e (mm/hr)	197	94
	定数 k	1,526	3,197
簡便式	$I = K \cdot t^m$	K	8,227
		m	-0.181
			2,723
			-0.130



図－9 積算浸透量 D と継続時間 t の関係

浸透しやすい地盤であることがわかる。また、賀茂学園都市での Horton 式の定数 k の値は、いわきニュータウンでの値の約 2 倍となっていることは、賀茂学園都市の地盤はいわきニュータウンの地盤に較べて、短時間で浸透能が一定値に近づくことを表わしている。

5. 土質試験結果

調査地盤の土質試験の結果より物理定数をまとめると表－5 のようになる。表－5 の結果は不攪乱試料での値であるが、賀茂学園都市の盛土部については、十分に締固まっていないため、採取した試料は乱されたものとして取扱った。このため、密度や間隙比等の値は、参考のために切土地盤の値より推定したものである。

各地盤の粒度特性は表－6 に、粒径加積曲線を図－10 に示す。

この結果より切土部についてみると、両地区の地質はかなり異なったものになっている。いわきニュータウンの地盤は、その大部分が砂から構成されており、粒径が均等に近い。これに対し、賀茂学園都市の地盤はシルト、および粘土分が 35% を占め、粒度分布もよく、かなり密な地盤である。この粒度分布より三角座標による土の分類をすれば、いわきニュータウンの地盤は「砂」、賀茂学園都市の

表-5 土質試験結果一覧表

項 目	いわきニュータウン			賀茂学園都市	
	切 土	盛 土 (砂)	盛 土 (粘質土)	切 土	盛 土 *
土質分類(三角座標)	砂	砂	砂質ローム (砂に近い)	砂質ローム (マサ土)	砂質ローム (粘土が多い)
粒度 分布	礫・砂分 (%)	89	78	66	65
	シルト・粘土分 (%)	2	22	34	35
密 度 ρ_t (g/cm ³)	1,727	1,768	1,812	1,827	(1,227)
土 粒 子 の 比 重 G_s	2,710	2,703	2,731	2,661	(2,661)
間 隙 比 e	0.751	0.825	0.843	0.663	(0.732)
含 水 比 w (%)	11.5	19.4	22.3	14.2	17.7
飽 和 度 S_r (%)	41.5	63.6	72.2	57.0	(64.3)

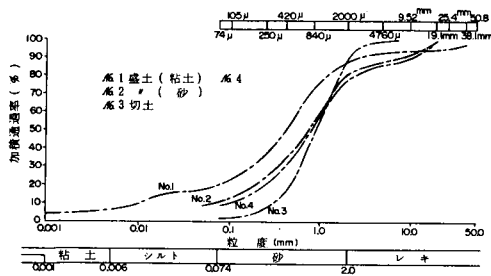
*乱した試料

表-6 粒度特性

項 目	いわきニュータウン			賀茂学園都市	
	盛 土 (粘土)	盛 土 (砂)	切 土	切 土	盛 土 *
礫分(2000 μ m以上) %	12	18	10	13	15
砂分(74~2000 μ m) %	66	71	88	53	50
シルト分(5~74 μ m) %	15			23	18
粘土分 (5 μ m以下) %	7	11	2	11	17
最大粒径 mm	50.8	19.1	2.52	5.00	5.50
均等係数 U_c	51.8	17.8	3.5	187.5	—
曲率係数 U_c	4.9	2.0	1.0	1.8	—

*乱した試料による値

(1) いわきニュータウン



(2) 賀茂学園都市

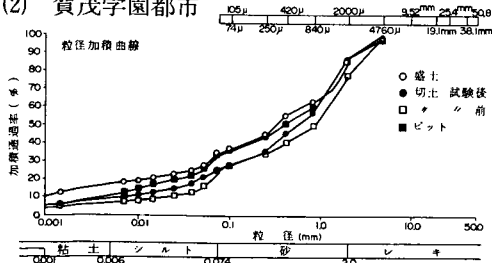
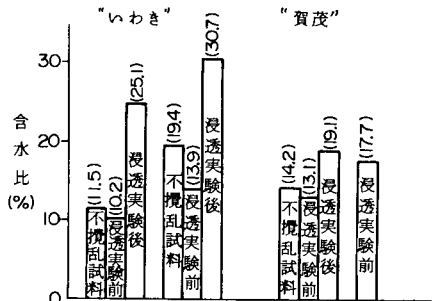


図-10 粒径加積曲線

地盤は「砂質ローム」と判定される。一方、盛土部についてみると、賀茂学園都市では切土部と同じような粒度分布をしている。これに対し、いわきニュータウンの盛土部はシルト・粘土分を10~20%含み、粒径加積曲線の傾きもゆるく、砂質ロームないしはそれ

に近い土質となっており、切土部とはかなり異なった様相を示している。

含水比は不攪乱試料の他に、浸透実験の前後での攪乱試料に対しても測定した。この結果が図-11であり、いずれも浸透実験後は含水比が上昇している。



地盤	切土	盛土	切土	盛土
土の分類	砂	砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム

図-11 含水比の比較

6. 土質と浸透量

今回対象とした、いわきニュータウンと賀茂学園都市の造成地盤における浸透実験と土質試験の結果をまとめると次のようになる。

- 地盤の浸透性はいわきニュータウンの方が良い。
- 両地区とも、盛土部より切土部の方が浸透しやすい。
- 地山の土質は、いわきニュータウンでは粗粒砂岩で砂分が多いのに対し、賀茂学園都市ではシルト・粘土分の占める割合が高く砂質ローム (マサ土) に分類される。
- 盛土地盤の土質はともに砂質ロームで

あるが、いわきニュータウンの地盤は砂分が多く、賀茂学園都市ではシルト・粘土分が多い。

- 賀茂学園都市の地盤の方が、いわきニュータウンの地盤より粒度分布が良く、密な地盤である。

これらのことから、土質と浸透量の関係について、2～3の考察を試みた。

地盤の浸透性を決定する手掛りとなる透水係数 K と土の種類との関係は表-7 になる。対象地区の地盤においてこの関係をあてはめると、いわきニュータウンの切土地盤は「砂」で、透水係数は $10^{-1} \sim 10^{-3}$ で透水性は「普通」となり、賀茂学園都市およびいわきニュータウンの盛土地盤が「砂質ローム」であることより、透水係数は $10^{-3} \sim 10^{-5}$ であり透水性は「低い」、と推定される。

また、粒径より透水係数を推定する方法に A. Hazen の式がある。

$$K = 10^2 \times (D_{10})^2 \dots\dots\dots (6)$$

ここに K : 透水係数 (cm/sec)

D_{10} : 有効径 (cm)

上式は比較的均一な粒径からなる砂に適用されるものであるが、比較のために今回のデータを用いて試算すると

いわきニュータウン

切土部 $K = 9.61 \times 10^{-2}$ cm/sec

盛土部 $K = 2.91 \times 10^{-3} \sim 1.21 \times 10^{-4}$ cm/sec

賀茂学園都市

切土部 $K = 1.52 \times 10^{-5}$ cm/sec

となる。この結果を表-7 にあてはめると、土の分類より推定した透水係数の範囲と合っ

表-7 透水係数 K (農業水力学 朝倉書店)

透 水 度	K の 範 囲 (cm・sec単位)	地盤を構成する土壌
高 い	$< 10^{-1}$	粗細または中粒のレキ
普 通	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	細かいレキ、粗砂、中粒の砂 細砂、浜砂
低 い	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	ごく細かい砂、シルト質の砂、 ゆるいシルト、レス、石粉
非常に低い	$10^{-5} \sim 10^{-7}$	締ったシルト、締ったレス 粘土質シルト、粘土
不 透 水	$10^{-7} >$	均質な粘土

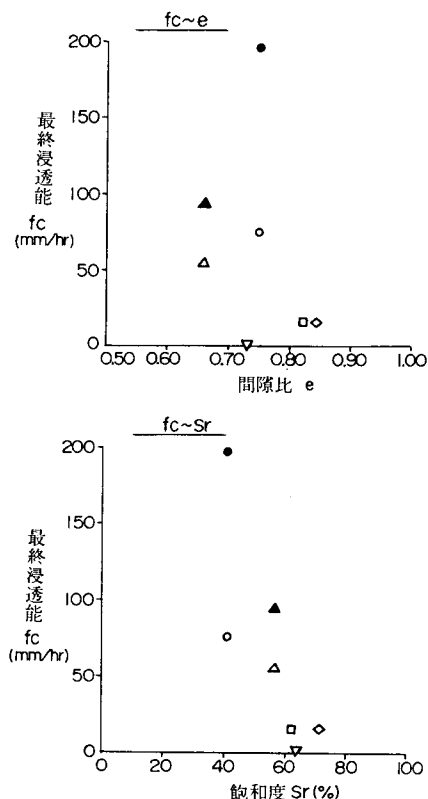
ていると言える。

これらの方法より推定される透水係数 K と測定した浸透量の関係は、 K 値を 10^2 のオーダーの範囲を単位にとった透水性の良否が、浸透量の大小を表わすと考えられる。

地盤の浸透性の良否に影響を与える要素として、土の間隙の大小が考えられる。今、浸透量の大小は最終浸透能 fc で表わすものとし、間隙比 e ・含水比 w および飽和度 S_r との関係をもてみると図-12 になる。ここでは切土地盤と盛土地盤との差異をみるため、A 測定 (変水頭試験) による浸透量の大小を、便宜的に Horton 式にあてはめた最終浸透能 fc で表わすことにした。図-12 をみると、いわきニュータウンの切土地盤の浸透量が一番大きく、賀茂学園都市の切土地盤、いわきニュータウンの盛土地盤、賀茂学園都市の盛土地盤の順に浸透量が小さくなった実験結果は、含水比 w および飽和度 S_r の大小に表われている。間隙比 e と最終浸透能 fc との間には明確な傾向はないが、同一地区の地盤で較べた場合には、間隙比 e の大小は浸透量の大小を表わしているとみなせる。

このように地盤の浸透量の大小は、土の間隙を表わす間隙比・含水比・飽和度および粒度分布に表われていると考えられる。

また盛土地盤が切土地盤に較べて、浸透量が小さかったことは次のように推察される。盛土は人工地盤であるため、その形成過程において締固めが行われ、水平方向の層が形成される。この結果、浸透性は鉛直方向より水平方向に大きくなっている場合も考えられる。また粒度分布をみると、切土部に較べてシルト・粘土分の含有量が大きくなっており、浸透圧によりこれら細粒分が移動して、部分的に目詰りを生じていることも考えられる。これらのことから、盛土地盤の浸透量が小さくなっているのではないかと考えられる。



試験地の地盤状況

「いわき」 吉野谷砂岩の風化した中～粗粒砂岩

「賀茂」 広島花崗岩の風化したマサ土

凡 例

- いわき (変水頭)
- " (定水頭)
- △ 賀茂 (変水頭)
- ▲ " (定水頭)
- いわき 盛土部 (砂質土)
- ◇ " " (粘性土)
- ▽ 賀茂 " (粘性土)

図-12 浸透量と土質常数

7. 浸透型の雨水処理による流出抑制・水文環境保全効果の試算

いわきニュータウンの吉野谷調節池流域および賀茂学園都市の角脇川調節池流域をモデル地区とし、流出に対する開発の影響を試算し、雨水処理に浸透型施設を導入したときの流出抑制および水文環境の保全に対する効果の試算を行った。

① 流域特性

モデル地区の土地利用は図-13・表-8に示すとおりである。これによれば、いわきニュータウンでは流域の大部分が市街地として開発され、自然地形はごく一部に残るだけである。これに対し、賀茂学園都市では流域の約40%が自然地形のまま残されることになる。なお、表-8に示した不透透域面積率の値は多摩ニュータウン内の大栗川・乞田川の例などを参考に設定したものである。

表-8 対象地区の土地利用一覧表

	土地利用形態	面積(ha)	面積率(%)	不透透域面積率(%)
開発前	自然地形(丘陵)	83.70	100.0	0
	自然地形(丘陵)	6.69	8.0	0
	独立住宅	33.43	39.9	50
	集合住宅	3.67	4.4	35
	学校(小・中)	3.23	3.8	15
	公共施設・幼稚園	1.23	1.5	70
	大 学	24.57	29.3	17.5 *
	公 園	3.19	3.8	20
	幹線道路	4.77	5.7	100
	水 面	2.92	3.5	100
開発後	合 計	83.70	100.0	38.2

*用地の50%が利用されるものとした。

	土地利用形態	面積(ha)	面積率(%)	不透透域面積率(%)
開発前	自然地形(丘陵)	153.43	97.1	0
	水 面	4.65	2.9	100
	合 計	158.08	100.0	2.9
開発後	自然地形(丘陵)	49.89	31.5	0
	校舎・研究施設	53.14	33.6	35
	共用施設	9.02	5.7	70
	グランド	27.16	17.2	20
	農場用地	2.79	1.8	0
	幹線道路	7.83	5.0	100
	水 面	8.25	5.2	100
	合 計	158.08	100.0	29.4

洪水到達時間は、開発による影響の評価が容易である角屋の式を用いた。

$$t_p = C \cdot r_e^{-0.35} \cdot A^{0.22} \dots\dots\dots (7)$$

ここに t_p : 洪水到達時間 (min)

C : 流域の土地利用等により定まる定数

(開発前 $C=290$, 開発後 $C=60$)

r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (km²)

算定にあたって、有効降雨強度 r_e は降雨強度と流出係数の積とした。この算定結果を表-9に示す。

② 計画降雨と有効雨量

計画降雨波形は確率1/50の中央集中型モデルを用いた。なお、降雨の時間ピッチは10分とした。

有効雨量は土地利用形態ごとに算定するものとし、土地利用別の一次流出率 f_1 と飽

和雨量 R_{sa} のモデルによった。(表-10参照)

③ 流出計算モデル

流出量の算定は、合理式を計画降雨に対し連続に用いて行った。(図-14参照)

流出計算は、各土地利用ごとに浸透域と不浸透域に分け、それぞれに前述の有効雨量を与えて行う。いわきニュータウンにおける流出モデルを図-15に示す。

④ 開発と流出量

開発前後の流出計算を行い、地区下流端について計算結果をまとめたのが表-11で、流出波形は図-16のようになる。

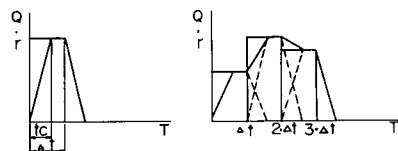
この結果をみると、開発に伴いピーク流量は4~7倍にまで増大し、図-16にみるように流出波形が尖鋭化している。また総流出量も1.4~1.6倍に増大している。

表-10 土地利用形態別の f_1 , R_{sa} の値

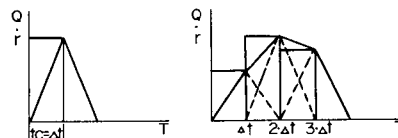
土 地 利 用	一次流出率 f_1	飽和雨量 R_{sa} (mm)	総 損 失 R_L * (mm)	今回使用
山 地	0.25	150	110	
丘 陵	0.2	175	140	○
畑	0.15	200	170	○
田	0.0	50	50	
粗 造 成	0.4	80	50	
敷地内空地ゴルフ場	0.5	55	30	○
道 路、屋 根	1.0	—	0	○
市 街 地 2°	0.7	55	15	
市 街 地 4°	0.9	55		

$$*R_L = (1 - f_1) \cdot R_{sa}$$

(1) 洪水到達時間 (t_c) が降雨時間ピッチ (Δt) 未満の場合



(2) 洪水到達時間 (t_c) が降雨時間ピッチ (Δt) に等しい場合



(3) 洪水到達時間 (t_c) が降雨ピッチ (Δt) 以上の場合

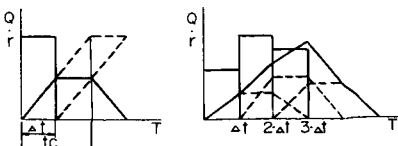


図-14 合理式の連続による流出計算の考え方

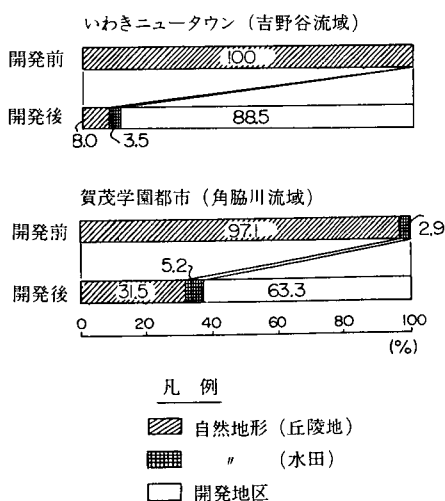


図-13 開発による土地利用の変化

表-9 角屋の式による洪水到達時間

		いわきニュータウン		賀茂学園都市	
		計算値	採用値	計算値	採用値
開 発 前		(min)	(min)	(min)	(min)
		82.2	80	96.5	95
開 発 後	自然地区	—	—	73.5	75
	開発地区	10.0	10	11.6	10

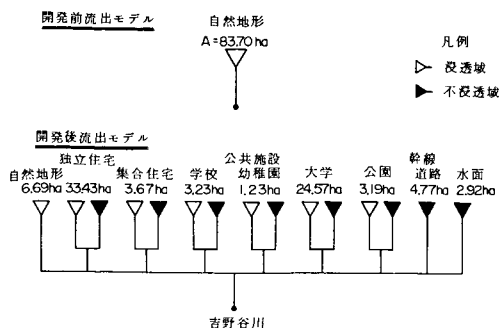


図-15 流出モデル (いわき N.T 吉野谷流域)

表-11 開発前後での流出計算結果

	いわきニュータウン		賀茂学園都市	
	開発前	開発後	開発前	開発後
ピーク雨量 (mm/10分)	31.36	23.92		
ピーク流量 (m ³ /s)	5.64	41.64	10.34	44.91
ピーク流出高 (mm/10分)	4.0	29.9	3.9	17.0
ピーク流出係数	0.13	0.95	0.16	0.71
総降雨量 (mm)	231	229		
総流出高 (mm)	126	198	127	176
流出率	0.55	0.86	0.55	0.77

- ⑤ 雨水貯留施設による雨水処理とその効果
- モデル地区での雨水貯留施設は、オンサイト貯留施設と浸透型施設を対象とした。これは貯留型と浸透型のそれぞれの効果の違いを把握することを可能とするためである。

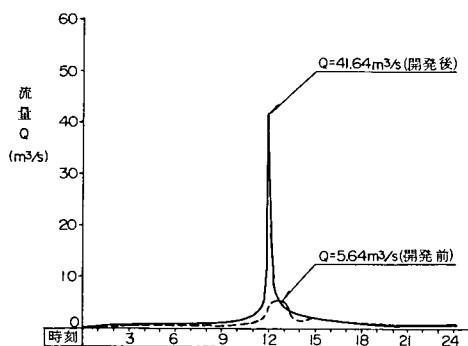
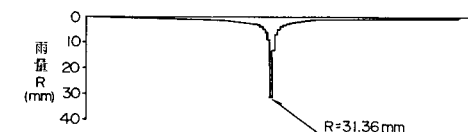


図-16(1) 流出ハイドログラフ (いわき N.T)

表-12 オンサイト貯留施設の諸元

項目	棟間貯留	校庭貯留	公園貯留	グランド貯留
集水面積 A (ha)	0.18	3.23	3.19	3.50
貯留面積 F (m ²)	500	11,800	12,600	1,750
貯留水深 h (m)	0.30	0.30	0.50	0.30
貯留量 V (m ³ /ha)	150	3,540	6,300	5,250
集水面積1ha当り貯留量 V' (m ³ /ha)	833	1,096	1,975	1,500
オリフィス口径 B (m) × D (m)	0.045 × 0.040 (0.045 × 0.045)	0.30 × 0.10	0.27 × 0.10	0.30 × 0.115
最大放流量 Q _o (m ³ /s)	0.0036 (0.0041)	0.0591	0.0621	0.0675

()内は、賀茂学園都市の場合

オンサイト貯留施設は、土地利用形態に応じて、中高層住宅の棟間や公園、校庭等に併設する。この各モデル施設の諸元は表-12に示すとおりで、これらの値は標準的な施設の例に準じた。また、貯留施設からの放流量は比流量 $q = 2.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ としたが、貯留量が不足する場合は貯留量見合いの放流量とした。なお図-17には棟間貯留の模式図を示す。

浸透型施設は、浸透トレンチを中心に、浸透マス、透水性舗装を土地利用に応じて設置する。この各モデル施設での浸透量は表-13のようになる。この値は現地浸透実

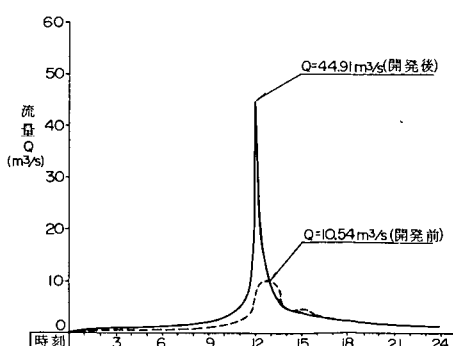
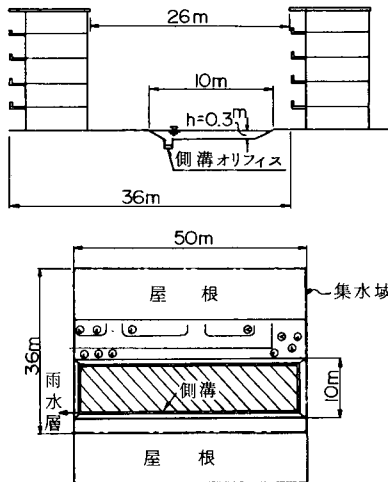


図-16(2) 流出ハイドログラフ (賀茂学園都市)

表-13 浸透型モデル施設における浸透量

		独立住宅	棟 間	校 庭	公 園	グラウンド	道 路	
							車 道 部	歩 道 部
集 水 面 積 (ha)		0.01	0.18	3.23	3.19	3.50	0.018	1.00
浸透トレンチ延長 (m)		40	120	440	460	550	—	—
浸 透 面 積 (m ²)		12,566	56,549	207,345	216,770	259,181	0.160	1.00
集水面積当り浸透能 (mm/hr)	いわき	25.132	6.283	1.284	1.359	1.481	0.178	20.0
	賀 茂	10.053	2.513	0.514	0.544	0.592	0.071	
浸透量 (m ³ /s)	いわき	6.98×10^{-4}	3.14×10^{-3}	0.0115	0.0120	0.0144	8.90×10^{-6}	0.0556
	賀 茂	2.79×10^{-4}	1.26×10^{-3}	0.0046	0.0048	0.0124	3.55×10^{-6}	

浸透能 いわき N.T $f = 200\text{mm/hr}$
 賀茂学園都市 $f = 80\text{mm/hr}$



集水面積 $A = 1800\text{m}^2$
 貯留面積 $F = 500\text{m}^2$
 水深 $h = 0.3\text{m}$
 容量 $V = 150\text{m}^3$

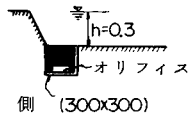


図-17 棟間貯留模式図

験の B 測定の結果より、いわきニュータウンで $f = 200\text{mm/hr}$ 、賀茂学園都市で $f = 80\text{mm/hr}$ として、(8) 式により算定したものである。ただし、透水性舗装の浸透量は目詰りを考慮して、東京都の実験結果より $f = 20\text{mm/hr}$ とし算定したものである。

$$P = \frac{1}{3.6} f \cdot a \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに p ; 浸透量 (cm^3/s)
 f ; 浸透能 (mm/hr)
 a ; 浸透面積 (m^2)

図-18には、独立住宅地内に浸透トレンチを設置したときの模式図である。

以上の施設モデル地区の土地利用に応じて設置する。なお盛土地盤はあまり浸透が

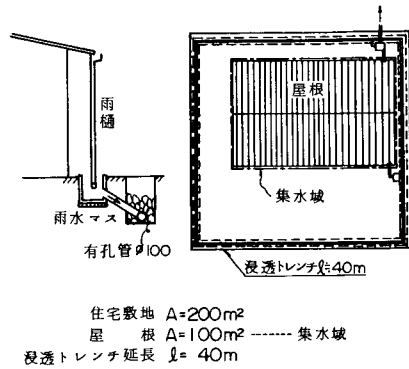


図-18 独立住宅地内浸透トレンチ模式図

期待できなかったことより、浸透型施設は造成上で切土地盤となる地区のみに設置するものと考えた。この雨水貯留施設により処理可能となる面積(集水面積)は表-14のようになる。また貯留型施設の貯留量をまとめたのが表-15である。

以上の雨水貯留施設を設置したときの流出モデルを図-19に示す。

この流出モデルにより、雨水貯留施設を併用したときの調節池地点における流出計算の結果を表-16に、また調節池への流入ハイドログラフを図-20に示す。

以上の結果より、浸透型雨水処理の効果について検討してみる。

水文環境の保全に対する効果を評価するため、降雨量・直接流出量および浸透量を算定した。(表-17参照)この結果より、有効雨量モデルでの損失雨量を地下浸透量とみなし、開発前後および浸透型雨水処理を行ったときの流出量・浸透量の変化をまとめたのが図-21である。

表-14 雨水処理施設 設置面積一覧表

土 地 利 用	全 流 域		オンサイト貯留		浸 透 処 理		浸 透 工 法
	面 積 (ha)	比率	面 積 (ha)	比率	面 積 (ha)	比率	
自 然 地 区	6.69	8.0	—	—	—	—	
独 立 住 宅	33.43	39.9	—	—	16.71	50.0 *	浸透トレンチ
集 合 住 宅	3.67	4.4	3.67	100.0 *	3.67	100.0 *	"
学 校	3.23	3.8	3.23	100.0 *	3.23	100.0 *	"
公共施設幼稚園	1.23	1.5	—	—	—	—	
大 学	24.57	29.3	12.28	50.0 *	12.28	50.0 *	浸透トレンチ
公 園	3.19	3.8	3.19	100.0 *	3.19	100.0 *	"
幹 線 道 路	4.77	5.7	—	—	4.77	100.0 *	車道部：浸透マス 歩道部：透水性舗装
水 面	2.92	3.5	—	—	—	—	
合 計	83.70	100.0	22.37	26.7	43.85	52.4	

賀茂学園都市

土 地 利 用	全 流 域		オンサイト貯留		浸 透 処 理		浸 透 工 法
	面 積 (ha)	比率	面 積 (ha)	比率	面 積 (ha)	比率	
自 然 地 区	49.89	31.5	—	—	—	—	
校舎・研究施設	53.14	33.6	53.14	100.0 *	53.14	100.0 *	浸透トレンチ
共 用 施 設	9.02	5.7	—	—	—	—	
グ ラ ン ド	27.16	17.2	7.54	27.8 *	7.54	27.8 *	浸透トレンチ
農 場 用 地	2.79	1.8	—	—	—	—	
幹 線 道 路	7.83	5.0	—	—	7.83	100.0 *	車道部：浸透マス 歩道部：透水性舗装
水 面	8.25	5.2	—	—	—	—	
合 計	158.08	100.0	60.68	38.4	68.51	43.3	

注) *印は各土地利用面積に対する比率を表わす。

表-15 調節池と雨水貯留施設の貯留量

地区 施設	いわきニュータウン (吉野谷流域)	賀茂学園都市 (角脇流域)
調 節 池	75,300m ³ (900 m ³ /ha)	87,000m ³ (550 m ³ /ha)
オン サイ ト 貯 留 施 設	棟 間 貯 留	13,300
	校 庭 貯 留	3,500
	公 園 貯 留	6,300
	グランド貯留	—
	小 計	23,100 (276 m ³ /ha)
合 計	98,400 (1,276 m ³ /ha)	110,100 (902 m ³ /ha)

表-16 流出および洪水調節計算結果

雨水処理方式	項 目	いわきN.T 吉野谷調節池	賀茂学園都市 角脇川調節池
ケース① 調節池単独	流入量 Q_i (m ³ /s)	41.644	44.907
	q_i (mm/hr)	179.1	107.3
	放流量 Q_o (m ³ /s)	1.579	7.324
	q_o (mm/hr)	6.8	16.7
ケース② オンサイト 貯留併用	流入量 Q_i (m ³ /s)	30.312	21.837
	q_i (mm/hr)	130.4	49.7
	放流量 Q_o (m ³ /s)	151.4	6.819
	q_o (mm/hr)	6.5	15.5
ケース③ 浸透工法併用	流入量 Q_i (m ³ /s)	40.060	44.342
	q_i (mm/hr)	172.3	101.0
	放流量 Q_o (m ³ /s)	1.523	7.283
	q_o (mm/hr)	6.6	16.6
ケース④ オンサイト 貯留及び 浸透工法併用	調節容量 V (m ³)	57.100	63.000
	流入量 Q_i (m ³ /s)	29.012	21.626
	q_i (mm/hr)	124.8	49.3
	放流量 Q_o (m ³ /s)	1.470	6.806
	q_o (mm/hr)	6.3	15.5
	調節容量 V (m ³)	47.400	22,500

調節容量は調節池での値を表わす。

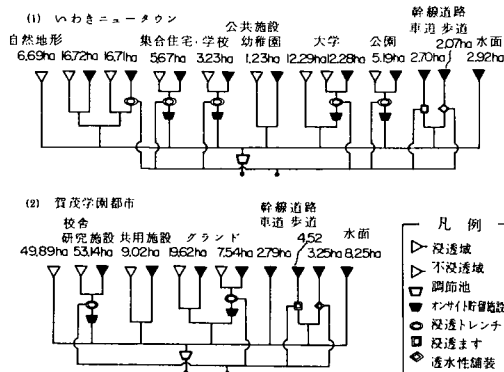


図-19 雨水貯留施設を併用した流出モデル

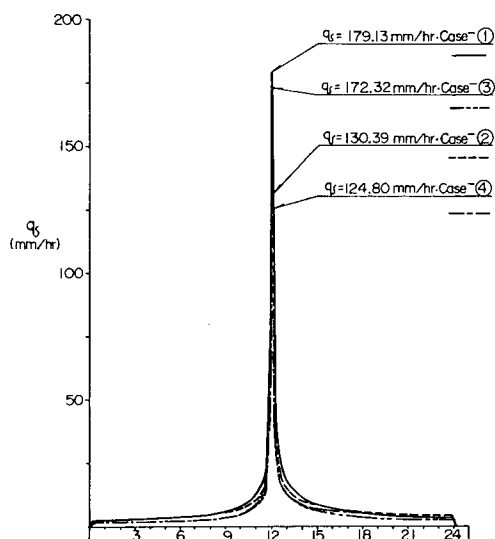


図-20(1) 調節池流入波形 (いわきニュータウン)

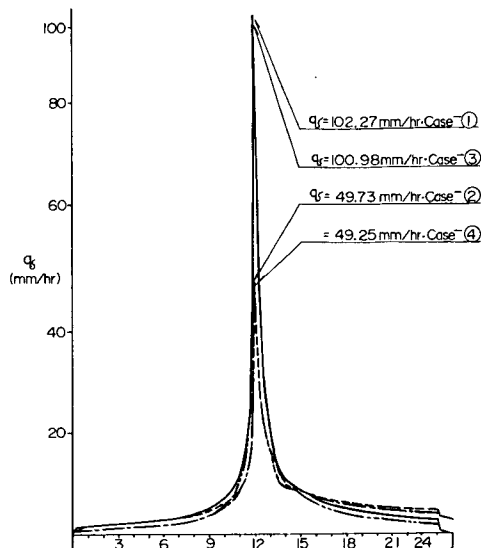


図-20(2) 調節池流入波形 (賀茂学園都市)

表-17 降雨の水収支計算結果

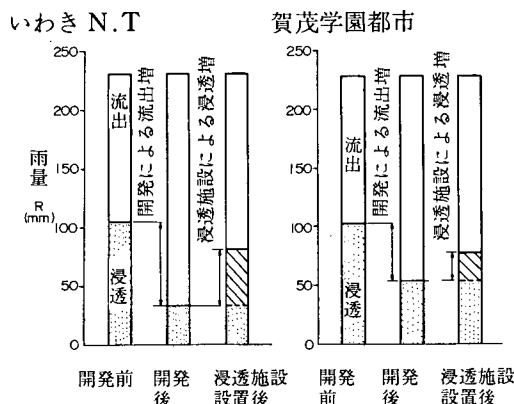


図-21 開発による流出量・浸透量の変化

これによれば、浸透型の雨水処理を行うことにより、いわきニュータウンにおいて開発による浸透量の減少分の約60%、賀茂学園都市では約50%の回復が可能となる。このことは総流出量が減少することであり、開発により0.75~0.85程度に増大する流出率を、浸透型の雨水処理を行うことにより0.65程度に抑えることが可能であることを示している。このように浸透型の雨水処理方式は、開発による地下水の涵養能力の減少をかなりカバーすることができ、水文環境の保全に効果を有している。

項 目	いわき N. T.			賀茂学園都市		
	開発前	開発後 浸透施設無	開発後 浸透施設有	開発前	開発後 浸透施設無	開発後 浸透施設有
降 雨 量 (mm)	231			229		
直接流出量 (mm)	126	198	150	127	176	152
地下浸透量 (mm)	105	33	33	102	53	53
浸透工法による 浸透量(mm)	—	—	48	—	—	24
流 出 率	0.545	0.857	0.649	0.555	0.769	0.664

一方、図-20に示したように浸透型施設は、ピーク流出量の低減にはあまり効果がない。このピーク流出量の低減には貯留型施設の方が効果が大きくなっている。ちなみに調節池の流入量でみると、いわきニュータウンにおいて貯留型施設は約30%低減させるのに対し、浸透型施設では約5%の低減しか期待できない。更に、開発面積の約65%を貯留型施設で処理が可能な賀茂学園都市では、約半分にまで低減が可能となる。このように、降雨のピーク時には、浸透型の雨水処理方式は流出抑制の効果はほとんど期待できず、貯留型の雨水処理方式が有利である。

なお、総流出量あるいはピーク流出量の低減は調節池の容量の減少が期待でき、調節池用地の縮小あるいは他目的への利用が可能と

なる。

8. おわりに

今回実施した浸透実験は、いわきニュータウンおよび賀茂学園都市の造成地盤という限られた地点での実験であったが、切土地盤に較べて盛土地盤における浸透量はかなり小さくなっているという結果を得た。さらに土質試験の結果と合わせて、土質と浸透量の関係についてのアプローチを試みた。

また、以上の実験結果をもとにしたモデル地区における試算より、浸透型の雨水処理方式は開発による流出率の増大を抑制するのに効果があり、水文環境の保全に有効な手段であると考えられる。

今回はごく簡単な実験ではあったが、今後

の他地盤での浸透量の測定を通じ、広範囲なデーターをもとに土質と浸透量の関係を見出すことが必要であろう。そして、浸透水の水質への影響、浸透水の挙動を把握して造成地盤の安全性の確認などの検討を進めていくことが必要であろう。

当公団においても、今後ともこれらの検討を積極的に推し進め、地下水を含めた総合的な水文環境の保全が図れる雨水処理方式の確立に努力する次第である。

なお、本実験および調査の遂行にあたっては、建設省土木研究所、京浜工事事務所、住宅・都市整備公団の御指導、御協力を賜ったとともに、作業の実施面では三井共同建設コンサルタント株式会社の協力を得た。

ここに厚く感謝の意を表わす次第である。

4. 浸透型流出抑制手法の実験例

1. 昭島つつじが丘ハイツにおける地下浸透工法（拡水法）実験例

～ローム層に設置した例～

1. はじめに

昭島つつじが丘ハイツは、東京都昭島市にある、住宅・都市整備公団の住宅団地である。

当団地の建設に当って、雨水の排出先が、未整備な為、地下浸透工法を採用している。

以下、浸透施設の計画、設計及び、現在行っている性能の追跡調査結果の一部を紹介する。

2. 団地概要

昭島つつじが丘ハイツの概要は、表－1に示す通りである。

敷地面積は、ほぼ27haで、比高約3m南下りの敷地であり、開発前は、ゴルフ場として使用されていた。

表－1 団地の概要

位 置	東京都昭島市昭島つつじが丘三丁目他
住宅の戸数	2,673戸（賃貸859戸、分譲1,814戸）
敷地面積	約278,000m ²
入 居	昭和56年3月開始
団地タイプ	高層住宅（11階～14階建）

この内、当団地の敷地のほぼ中央の1.3haで地下浸透工法を実施（以下、浸透工法区域という）している。（図－1、写真－1）

3. 地質、土質概要

当団地は、東京の西部に広がる沖積台地と呼ばれている武蔵野台地上にある。

その地盤構成は、図－2に示す通りである。この図に示す浸透施設の注入対象層であるローム層は、立川段丘を覆う立川ローム層と呼ばれている。

この立川ロームの特質として、上層部50cm

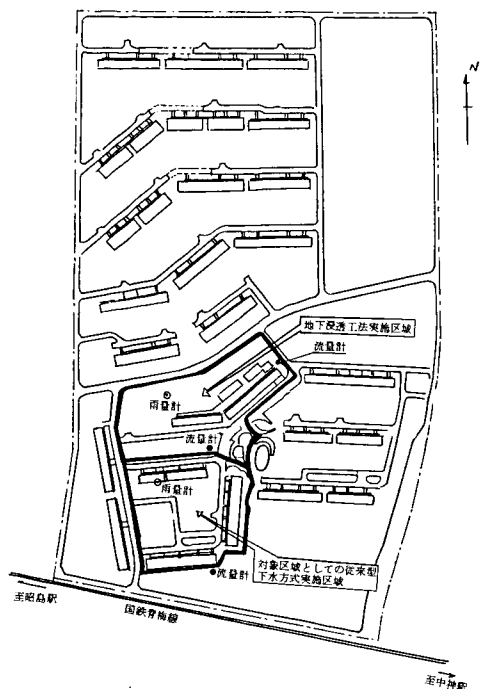


図-1 昭島つつじが丘ハイツ平面図

程度は、赤味が強く、クラックに富んでいることが知られている。

さらに、当団地の表土の土質試験結果によれば、透水係数は、 $1.5 \times 10^{-5} \sim 3.79 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ (室内試験)、三角座標表示法でいう細粒土 (F) のロームであった。

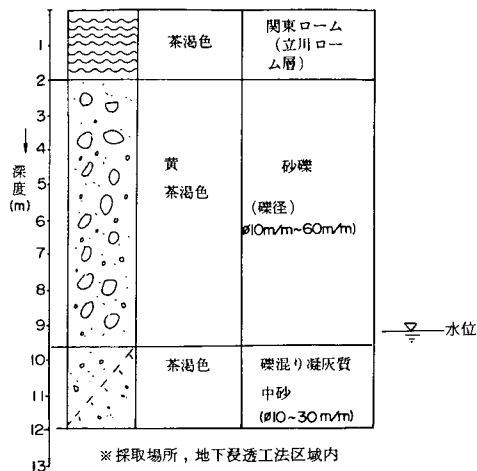


図-2 地質柱状図例

4. 設計の内容

(1)基本条件

イ. 設計に先だち、排水計画は、先に実施した「関東ローム土を対象とした浸透試験」の結果を基に進めた。

ロ. 浸透施設 (採用した浸透樹、浸透地下トレンチ及び浸透 U 字溝をさす) は、従来より用いられている下水管渠排水 (以下、従来型下水方式という) による住棟廻り小口径管 ($\phi 250 \text{ mm}$ 未満となる集水面積) を対象に配置した (図-2)。



写真-1 昭島つつじが丘ハイツ地下浸透工法区域全景

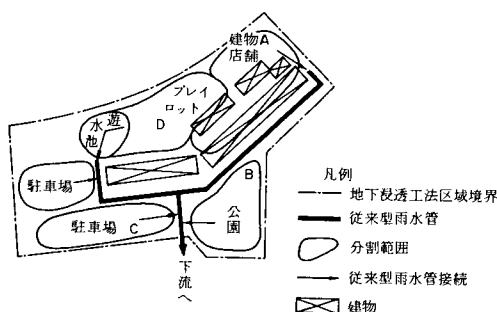
ハ、実施区域内に降った雨は、地下に浸透させ、流出量を低減させる様、浸透施設並びに、現地貯留施設（遊水池等）及び透水性舗装を効果的に組み合せた。

ニ、浸透地下トレンチ内の有孔管は、浸透枳及び浸透地下トレンチが目詰りにより浸透能の低下をきたした場合は、下水管渠として機能できる様設計した。

(2) 排水計画

地下浸透工法の適用に当っては、排水各地区の土地利用形態を考慮し、下記により実施した。

浸透施設の配置は、地表面を建物・店舗類、公園、駐車場及びプレイロットと大きく四つに分割し、それぞれに適した浸透施設等を組み合せた。（図－3）



図－3 排水計画分割図

イ、建物・店舗地区（図中㉔）は、商業地区であるため、地表面が、クリンカータイルやコンクリート平板等で覆われており、上部を開放した浸透 U 字溝を採用した。

ロ、公園地区（図中㉕）は、緑地が多く、流出率が低いため、浸透枳及び浸透地下トレンチとした。

ハ、駐車場（図中㉖）は、透水性舗装並びに浸透枳及び浸透地下トレンチとした。

ニ、プレイロット地区（図中㉗）は、その多くがコンクリート平板等で、覆われ、その流出率は、高く、浸透施設のみでは、浸透処理しきれないことが予想される為、浸透枳及び浸透地下トレンチ並びに遊水池とした。

この様に、排水計画は、土地利用形態に

応じ、浸透施設を有機的に組み合わせ、施設のもつ、貯留と、浸透機能を有効に引き出し、各々の浸透施設の欠点を補完しつつ、効果的に雨水の浸透が行われる様計画した。

(3) 設計諸元

表－2 に、水力条件、表－3 に、浸透施設と条件を示す。

表－2 水力条件

	従来型下水方式	地下浸透工法
計画雨量	合理式 $Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$	同 左
降雨強度	5年確率 $I = \frac{5000}{t+40}$	"
流出係数	各集水面積の合成流出係数	"
管渠流量算定	クッター公式による	"
開渠流量算定	マニング公式による	"
流速	0.8m/s ～ 2.5m/s	2.5m/s以下
管径	φ 250mm以上	φ 200mm以下

表－3 浸透施設と条件

(1) 浸透能力	浸透地下トレンチ： 1 m 当たりの浸透強度 1 ℓ/min 浸透 U 形溝：同 上 浸透枳： 1 ヶ所当たりの浸透強度 1 ℓ/min
(2) 有孔管土被り	最小土被り 25cm
(3) 浸透枳間隔	30m 以内
(4) 他種管とのクロス	浸透地下トレンチに他種管（污水管、水道管、ガス管、電気ケーブル、電話線ケーブル）が下越してクロスする部分は従来管とする。
(5) 浸透施設の配置密度	換算集水面積 15m ² 当たり、浸透地下トレンチ 1 m 以上あるいは浸透枳 1 ヶ所以上とする。

(4) 施設構造

イ、浸透地下トレンチ（図－4）

本トレンチは、有孔管の周囲に内幅 60 cm、深さ 70 cm で、碎石を充填した構造である。

また、下水管渠同様、その通水機能を持たせるため、トレンチ内の有孔管径を集水面積に応じて、φ 100、φ 150 及び φ 200 mm の三種類とした。この他、トレンチ上部には、透水シートを敷いている。（写真－2、3）

ロ、浸透枳（図－5、写真－4、5）

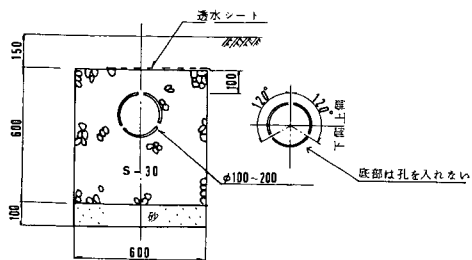
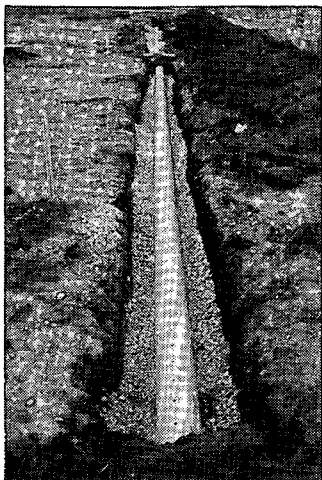


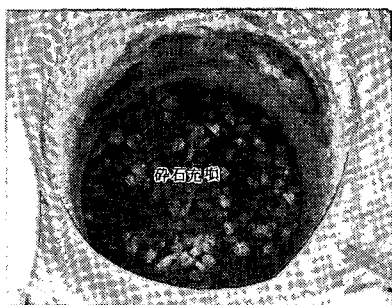
図-4 浸透地下トレンチ構造図



写-2 浸透地下トレンチ施工写真



写-3 浸透地下トレンチ上部透水シート敷き



写-4 浸透枅



写-5 浸透枅, 浸透地下トレンチ施工断面

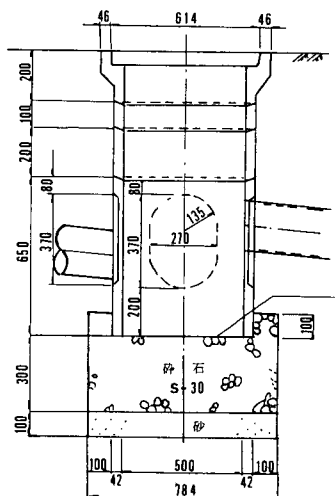


図-5 浸透枅構造図

枅の内径は、 $\phi 300 \sim 500 \text{mm}$ で、側塊には、通常のコンクリートブロックを使用し、枅の低部は、モルタルで水封せず基礎に碎石を充填した構造である。

ハ. 浸透U字溝 (図-6)

U字溝は、低部に碎石を充填した構造である。

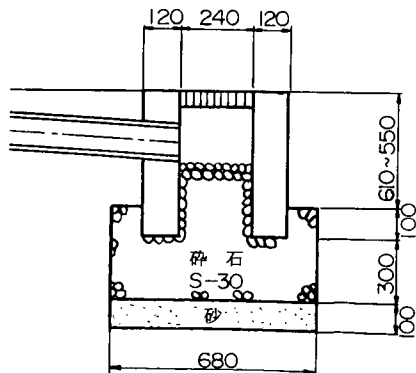


図-6 浸透U字溝構造図

二. 透水性舗装 (図-7)

舗装は、表層に、ポーラスアスファルト
コンクリート、路盤に、クラシャーラン及
び、路床面上に、砂を敷いた (フィルター
層) 構造である。

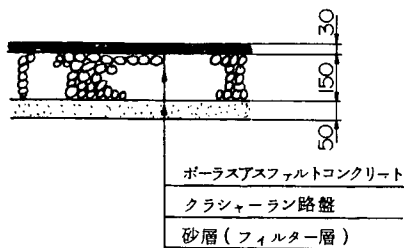


図-7 透水性舗装構造図

ホ. 浸透施設の組み合わせ構造

浸透樹と浸透地下トレンチは、図-6に
示す様に、浸透樹において、流入側の管の
管底は、流出側の管の管底より、低い位置
で接続している。これは、水位上昇による
浸透効率の向上を目的としている。

この為、下流側になっても、従来型下水
方式に比較して、掘削深さは、浅くてすむ
特色を有する。

以下、浸透施設組合せを描いたものが、
図-9の地下浸透工法概念図である。例え
ば、屋根に降った雨は、縦樋より集水され、
それぞれの浸透樹に流入し浸透する。次に、
その浸透樹で浸透しきれなくなると、樹内
水位が上昇し、浸透地下トレンチ内の有孔
管に流れ込む。この際、一旦、初期流出水
は、次の樹に流下する。これは、トレンチ
内有孔管の底部には、孔が開けられておらず
(図-4参照)、即ち、初期降雨の汚濁水に
よる目詰りを防止し、管理容易な、浸透樹
で浸透処理させようとした処置である。

さらに、浸透しきれなくなると、水位が
上昇し、越流水は、トレンチ内へ流れ込み
以下、同様に徐々に流下していく構造とし
た。

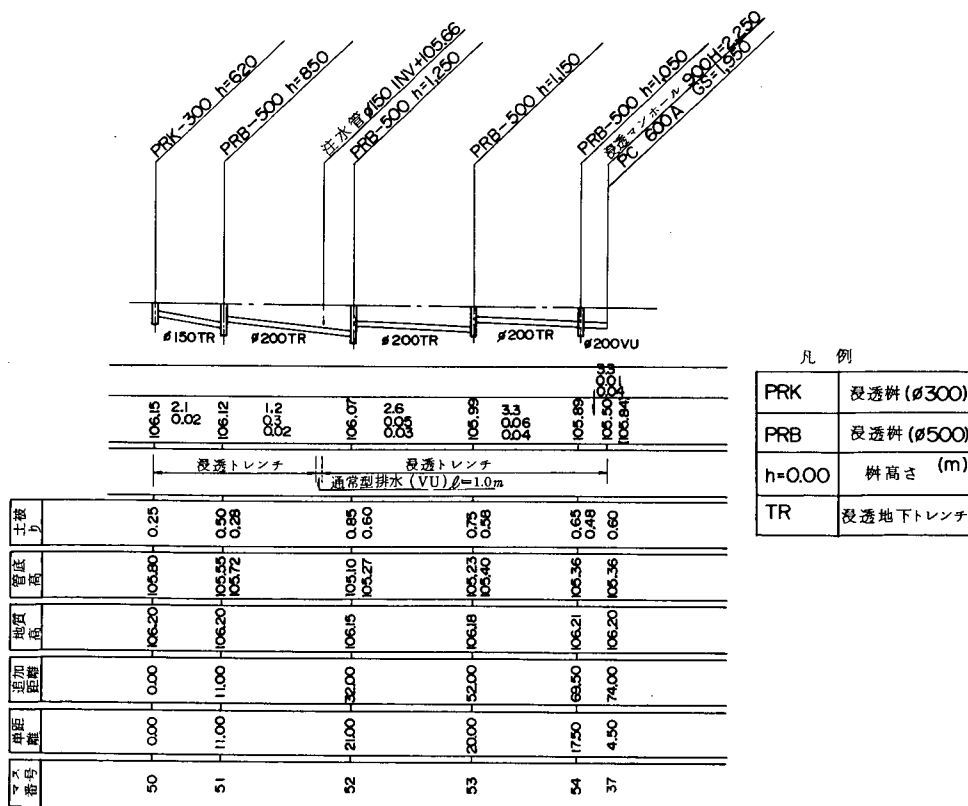


図-8 拡水法施設縦断図例

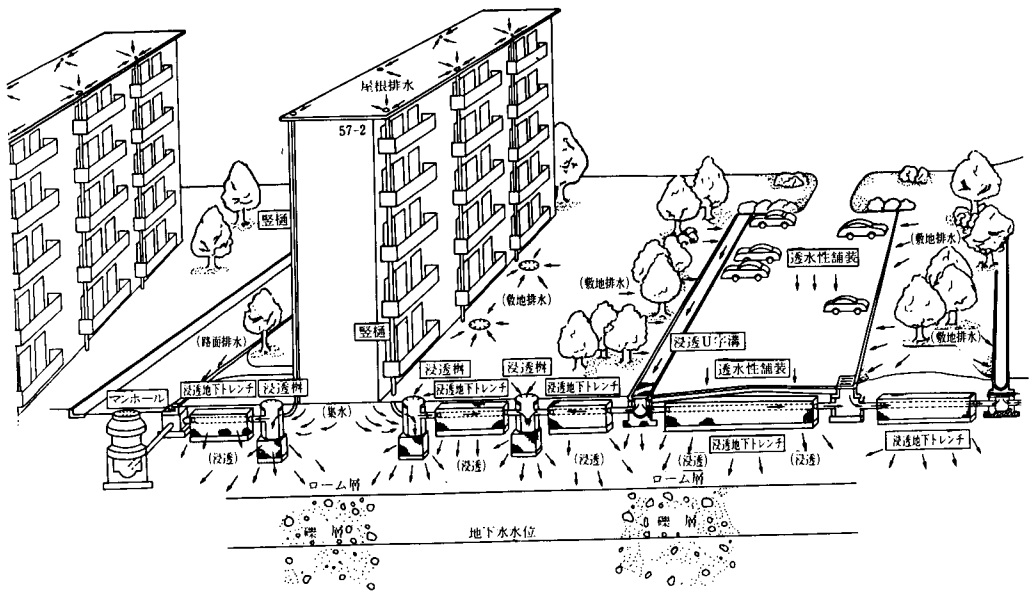


図-9 地下浸透工法概念図

(4) 施設配置

浸透施設数量を表-4、実施区域の土地利用計画表を表-5及び排水平面図を図-10に示す。

5. 雨水流出抑制効果

浸透施設の雨水流出抑制効果を把握するため、下記の調査を実施している。

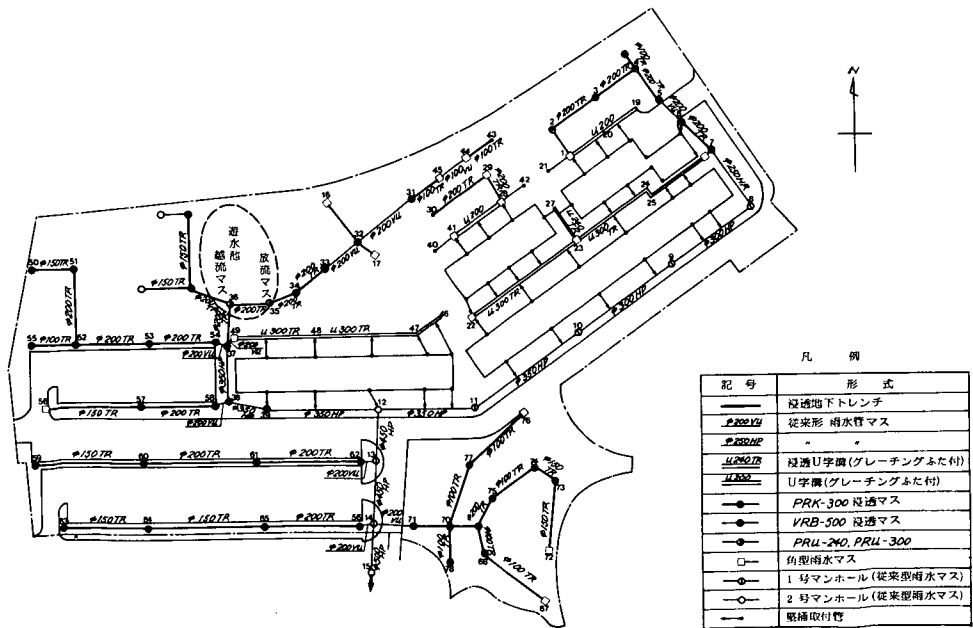


図-10 地下浸透工法区域排水平面図

表-4 浸透施設数量

項 目	単位	数量	備 考
浸透地下トレンチφ100	m	96	柵接合無孔管部を除く
" φ150	"	133	同 上
" φ200	"	265	同 上
浸 透 柵 径300	ヶ所	12	浸透U形柵4ヶ所を含む
" 500	"	19	
浸 透 人 孔 900	"	9	
浸 透 U 形 溝	m	143	内幅 240 12m 300 131m
透 水 性 舗 装	m ²	2,404	

表-5 土地利用計画表

工 種	流出係数 C	従来型下水方式実施区域		地下浸透工法実施区域	
		面積A ₁	A ₁ ×C	面積A ₂	A ₁ ×C
建 物	0.95	3,461.1	3,288.0	2,438.8	2,316.8
道路駐車場	0.9	5,297.5	4,767.7	2,773.2	2,495.8
コンクリートタイル	0.85	1,638.8	1,392.9	1,863.9	1,584.3
平 板	0.7	1,552.0	1,086.4	1,211.9	848.3
緑 地	0.1	6,281.6	628.1	4,801.0	480.1
広 場	0.2	328.2	59.2	32.2	6.4
砂 場	0.1	0.	0	76.7	7.6
計	—	18,559.2	11,222.3	13,197.7	7,739.3
平均流出係数		0.60		0.59	

※従来型下水方式区域は地下浸透工法区域との比較対象地区を表わす

(1) 浸透施設の浸透能測定

施設の浸透能力を把握するため、水道水による人工注入試験を実施した。浸透柵及び浸透地下トレンチの注入試験結果を表-6及び7に示す。

表-6 浸透柵人工注入試験結果

試験場所	調査日	直径(mm)	初期注入量(ℓ)	初 期 注入時間	浸透試験総 注入量(ℓ)	定水位法注 入試験時間	変水位法試 験時間	終期浸透能 (ℓ/分)
No.74 浸透柵	6月24日	φ500	300.0	9分25秒	919.1	110分	11分	7.6
No.60 浸透柵	7月6日	φ500	740.2	32分4秒	2,015.2	120分	4分	15.6
No.4 浸透柵	7月7日	φ500	331.5	14分6秒	1,617.9	120分	51分41秒	11.8
No.53 浸透柵	7月10日	φ500	460.6	18分4秒	1,634.7	120分	4分10秒	12.1
No.64 浸透柵	7月22日	φ300	62.3	2分38秒	2,363.9	120分	47分	18.2
No.57 浸透柵	8月18日	φ500	799.0	49分8秒	2,239.0	120分	3分20秒	11.0
No.34 浸透柵	8月18日	φ500	313.6	19分41秒	872.2	120分	20分31秒	4.0
No.18 浸透柵	8月19日	φ300	493.2	22分8秒	1,807.8	120分	8分	8.2
武蔵野歯科入口 用水受 No.1	8月27日	φ300	797.1	47分27秒	2,424.9	120分	2分24秒	10.7

注) 終期浸透能は、定水位法での結果

表-7 浸透地下トレンチ人工注入試験結果

試験場所	調査日	ト レ ン チ の 構 造 等				初 期 注入量 (ℓ)	浸透試験総 注入量(ℓ)	定水位法 注入試験 時間	変水位 法試験 時間	終期浸 透能 (ℓ/分)	単位長さ 当り終期 浸透能 (ℓ/分・m)
		縦(m)	横(m)	高さ(m)	塩ビ管径 (mm)						
6号棟横遊水池	8月11日	0.6	6.0	砕石0.55 川砂0.1	φ100	3,472	9,407	180分	35分45秒	31.1	5.18
つじヶ丘診療所裏	9月2日	0.6	12.78	砕石0.58 川砂0.1	φ100	10,506	15,708	120分	27分00秒	41.8	3.27

注) 終期浸透能は、定水位法での結果

結果によれば、内径φ300の柵で、その浸透能は、8.2~18.2ℓ/分であった。(但し、碎石上面20cm定水位時の注入量)

内径φ500の柵で、浸透能は、4~15.6ℓ/分であった。内径の違いによる浸透能の差異は、見出せないが、浸透能のバラツキは、施工条件の相違と、設置場所の土質条件の相違等が考えられる。

次に、浸透地下トレンチの浸透能は、3.27~5.18ℓ/分・mであった。(表-7)

浸透能の経時変化は、図-11、12に示す通りであった。

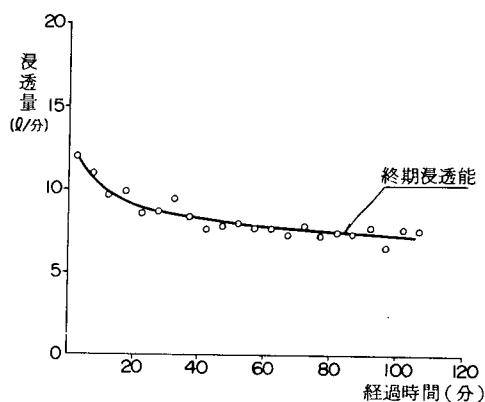


図-11 浸透柵No.74の経過時間と浸透量
(定水位法)

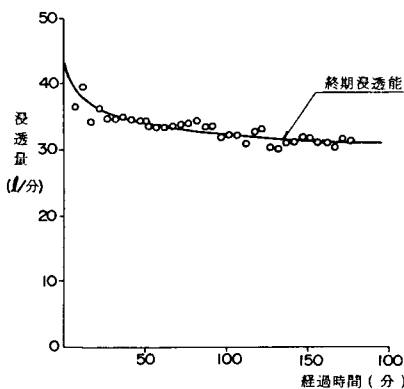


図-12 6m地下浸透トレンチ(6号棟横遊水池)の経過時間と浸透量(定水位法)

人工注入試験時における、施設浸透能は、降雨時、表層の湿潤状態に発揮される能力のそれとは、相違するものであるが、いずれも設計浸透能として、1 l/分 m orヶ所を大きく上まわる良好な結果を得た。

(2) 自然降雨時の雨水流出抑制効果

浸透工法区域の降雨時における、流出抑制効果と、流出パターンの変化、すなわち、総流出量の低減効果、ピーク流量カット率等を包括的に把握するため、隣接する従来型下水方式区域との比較が進められている。

図-1に示す様に、調査は、浸透工法区域と、従来型下水方式区域のそれぞれの区域の排水施設の最下流部に設けられた流量計において、降雨時の流出量を計測している。

計測機器は、次の通りである。

- ・雨量計 転倒枳式、一回転倒雨量0.5mm
雨量変換器付2台
- ・流量計測 四角堰2基、三角堰1基
触針型水位計付
- ・浸透施設内水位計

容量式波高計ピックアップ0
~900mm、自動記録計(ペンレ
コーダー)付

調査開始後、56年11月までの調査において、降雨日数は、61日、その間の最大降雨強度22 mm/hr 及び総降雨量は、726mmであった。

これらの内、9例を解析対象降雨とした。

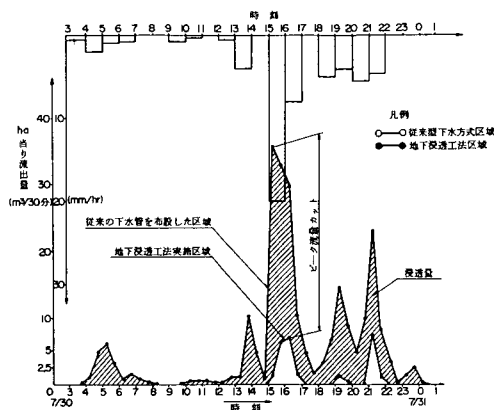


図-13 降雨量と流出量(ha換算)計測記録 S.56.7.30~31

雨水の流出記録の一例として、7月30~31日の降雨例を図-13に示す。図中斜線部が、施設による流出量のカット量を示している。

この様に、従来型下水方式区域に比較して、浸透工法区域の流出は、顕著に減少している。

従来型下水方式区域の流出率0.23~0.54に對し、浸透工法区域の流出率は、0.01~0.14と、その流出量低減効果は、顕著であり、従来型下水方式区域に対する浸透工法区域での流出率は、0.2~26%を示した(表-8)。

この他、浸透工法区域からの流出は、もっぱら図-3に示した建物・店舗類地区からの流出によるもので、現在まで、公園、駐車場及びプレイロット各地区からの流出は、生じていない。

6. 工事費

当区域に実施された工事費を表-9に示す。表中、従来型下水方式欄は、当区域に実施された浸透工法に代って、従来型下水方式により設計を実施した場合の工事費を示す。

この表に示す通り、従来型下水方式と比較して、浸透工法は、若干割安となっている。

この他、浸透工法は、下流本管部の土被りが浅くできることによる、土工量の減少及び浸透能相当分下流雨水管渠の口径が縮小できる等を考慮すれば、一層の工事費低減の可能性を有している。

表－8 浸透施設の設置効果例

降 雨 状 況			従来型下水方式区域 (A = 1,856ha)			地下浸透工法区域 (A' = 1,320ha)			
日 時	降雨継続 時月 (h)	雨 量 (mm) (R)	流出水量 (m³) (Q)	ha当り流 出水量 (q)	流 出 率 $\left(\frac{Q}{R \cdot A}\right)$	流出水量 (m³) (Q')	ha当り流 出 水 量 (q')(m³)	流 出 率 $\left(\frac{Q'}{R \cdot A'}\right)$	従来型に対 する流出比 (%) $\left(\frac{q}{q'}\right)$
56年 7月2日 7月3日	21	41	317.69	171.2	0.42	4.7	3.56	0.009	2.1
7月22日	3	23	232.60	125.3	0.55	3.6	2.73	0.012	2.2
7月30日 7月31日	21	57	465.20	250.6	0.44	35.6	26.97	0.048	10.7
8月22日 8月23日	30	88	636.50	342.9	0.39	29.0	22.00	0.026	6.4
9月19日 9月20日	15	32	228.51	123.1	0.38	1.9	1.44	0.004	1.1
10月1日 10月2日	19	46	219.23	118.1	0.27	0.42	0.32	0.001	0.2
10月8日 10月9日	30	43	183.10	98.6	0.23	22.21	16.82	0.039	17.0
10月22日 10月23日	18	152	163.2	879.7	0.54	302.3	229.02	0.140	26.0
11月2日 11月3日	19	54	414.55	223.3	0.41	41.6	31.56	0.058	14.1

表－9 工事費

地区	工 種	従来型下水 方式設計	地下浸透 工法設計
地下浸透工法 実 施 部	土 工	1,545	1,591 (1.03)
	管きょ工	2,548	3,584 (1.40)
	管保護工	931	931 (1.00)
	人 孔 工	2,894	2,320 (0.80)
	柵 工	763	1,249 (1.63)
	そ の 他	5,329	4,408 (0.82)
	小 計 (I)	14,010	14,083 (1.005)
地下浸透工法 実施部の下流 本管	山 留 工	597	597 (1.00)
	土 工	1,038	965 (0.93)
	管きょ工	1,712	1,712 (1.00)
	人 孔 工	1,758	1,734 (0.98)
	小 計 (II)	5,105	5,008 (0.98)
	合 計 (I)+(II)	19,115 (1.000)	19,091 (0.998)

注：上段 金額 (千円)

下段 ()内は、従来型下水方式に対する比率

表中最右欄は、今回地下浸透工法実施部の工事額

7. おわりに

これまでの調査で、地下浸透工法実施による流出抑制効果は、良好である結果を得た。

今後は、引き続き浸透施設の追跡調査を通じて、施設の性能維持の為の管理手法及び浸透による環境へ及ぼす影響並びに、貯留施設を含めた浸透施設の効果的な組み合わせ等検討を行うこととしている。

2. 立川幸町団地における浸透工法（井戸法）実施例 ～砂礫層に設置した例～

1. はじめに

立川幸町団地は、立川市北部、玉川上水に南接し、柏町団地及び若葉町団地の2団地とともに昭和44～46年に建設された住宅団地であり、地形的には標高97～91mのゆるい起伏をもつ武蔵野台に位置している。これらの建設にあたっては、周囲に依存しうる河川が得られないために雨水の排水が重要な課題であった。この解決策として当地区の地盤条件に着目し、雨水を地下に浸透排水することによって団地の建設が可能となったものである。浸透施設は、建設後既に10年余りになる訳であるが、溢れた経緯もなく、また維持管理上の支障もなく良好に機能している。

ところで住宅団地開発に伴う雨水排水についてみれば、現在、調整地の設置あるいは河川の部分的改修を必要とする場合が多く、排水条件によっては、建設費、用地費が団地の成立にとって大きな負担となる場合も多い。さらに公共下水道の整備を待つ保有地の早期開発、あるいは開発適地の拡大等、開発において雨水の処理は重要な課題となっている。

浸透工法は、これらの問題解決の可能性を持つもので、既存浸透施設の性能の確認も兼ねて昭和54年に幸町団地の一部施設において調査を行なっている。

2. 団地概要

位 置	東京都立川市幸町 他
建設年度	昭和44～46年
敷地面積	柏町団地 6.7hr
	幸町団地 7.0hr
	若葉町団地 14.4hr

3. 地盤概要

本地区の位置する立川段丘は、 積世末期

の海退によって形成されたとされ、その主体をなす立川礫層は比較的新しく、多摩川低地の礫層には及ばないものの風化、あるいは泥土化のあまり進んでいない砂礫層及び玉石からなる(図-1)。

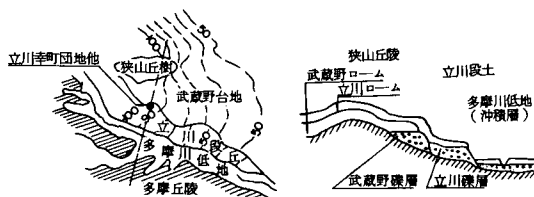


図-1 地盤模式図

本地区での砂礫層は、上部を2～9mの立川ローム層で覆われ、地表下20m以深に広がる粘土混り砂、あるいは粘土混り砂礫の間にあって、13～18mの層厚をもって分布するものと考えられる(図-2)。

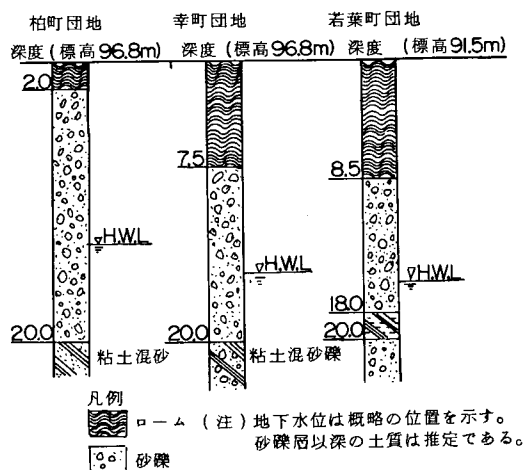


図-2 地層断面図

地下水位は、段丘砂礫の透水性により、地表下14～18mと低く、東方向に1/500程度の勾配をもって流下しているものと考えられた。

なお、容水地盤の雨水処理能力を概算すると下記となる。

貯留能力(敷地1㎡当り)

$$=D \times \theta'$$

$$=6.0\text{m}^3/\text{m}^2$$

D: 容水地盤厚 8 m

θ' : (有効) 産水率15%

産水率(20%)×封入空気による低減率
(25%)

流下能力(流下方向断面幅 $W=300\text{m}$ として)

$$=k \cdot i \cdot A$$

$$=207\text{m}^3/\text{日}$$

k : 透水係数 $5 \times 10^{-2}\text{cm/sec}$ ($=43.2\text{m}/\text{日}$)

i : $1/500$

A : 流下断面積

$$A=D \times W=8\text{m} \times 300\text{m}=2400\text{m}^2$$

帯水層全厚を最大限生かした場合の貯留能力は、年間雨量(1500mm)の約1/2に相当する。また、敷地面積10hrとした時の流下能力は、日雨量にして2.2mmに相当し、さらに注入された雨水は容水地盤の空隙を満たして、ドーム状に盛り上り、放射状に分散浸透するものとすれば、計算値の数10倍の流下能力を持つものと推定される。以上より雨水の浸透処理は、人工注入が円滑に行なわれる限り十分に可能と考えられた。

4. 設計内容

(1) 基本方針

- ・地区内に降った降雨は、すべて各々の団地

内で地下に浸透させる。

- ・施設は公共下水道が完備されるまでの暫定利用とし、耐用年数は10年を目標とする。
- ・処理対象とする降雨強度は60mm/時間とする。

(2) 設計条件

- ・集水面積 (単位 m^2)

開発地 地区外 計

柏町団地 66,500 47,200 113,700

幸町団地 69,600 38,000 107,600

若葉町団地 143,600 64,500 208,100

- ・流出量算定 合理式による。

降雨強度 60mm/時間

流出係数 開発地0.9 地区外0.3

- ・容水地盤厚及び設計透水係数

容水地盤厚 透水係数
(m) (cm/sec)

柏町団地 14 5×10^{-2}

幸町団地 10 5×10^{-2}

若葉町団地 10 5×10^{-2}

(3) 施設構造

人工注入法としては、溜池法、溝渠法、抗

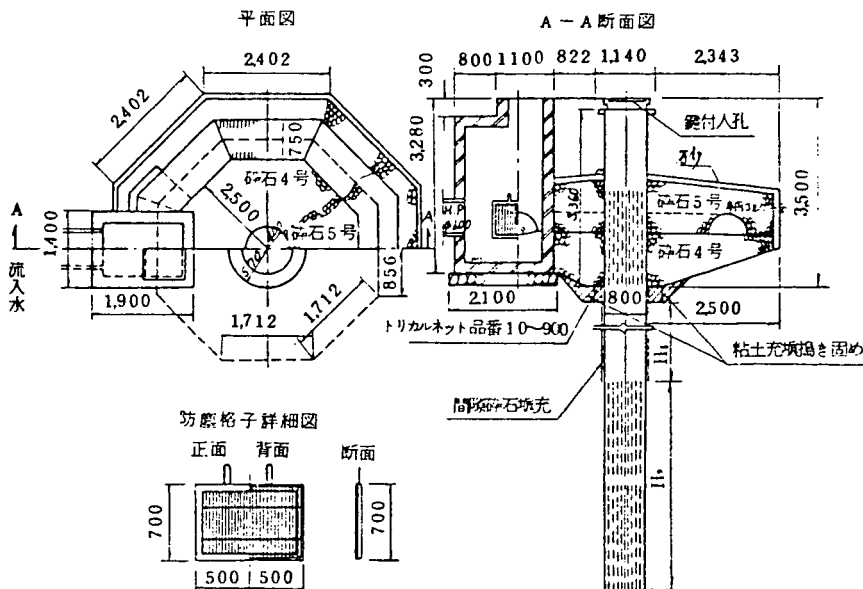


図-3 浸透井構造図

井法及び井戸法等がある。このうち当地区に適する施設として溝渠法と井戸法が検討対象とされ、結果的には、表層ローム層の厚さに伴う施工柱及び経済性の観点から井戸法が採用された(図-3)。

なお、溝渠法については、既に国立富士見台団地での実績(昭和43年に建設、約3年間供用後公共下水道に接続 図-4)があり、表層ローム層の比較的薄い柏町団地での建設費の比較試算では、後述する浸透井の約1.3倍と算出されている。

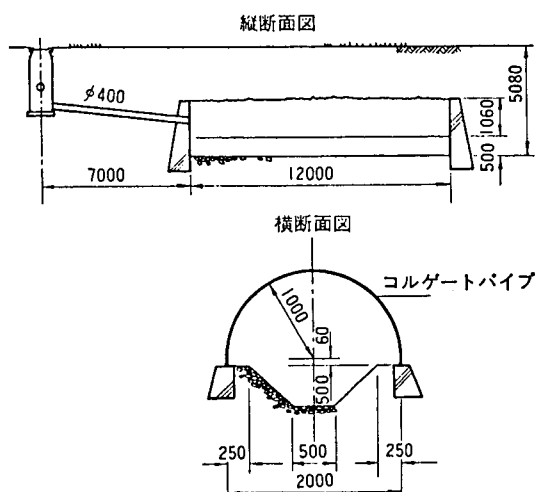


図-4 国立富士見台団地

(4) 浸透井の設置規模

- ・井戸構造 外径800mm
深さ平均17m
- ・設計浸透量(1本当り)
0.09m³/sec (5.4m³/min)
- ・設置本数

	本数	処理可能量 (本) (m ³ /sec)	流出量 (m ³ /sec)	調整池容 量(m ³)
柏町	20	1.80	1.20	500
幸町	20	1.80	1.23	500
若葉町	36	3.24	2.47	700

設計浸透量(1本当り)は、同流量が60分間継続した場合に、井戸内水位が砂礫層上面まで上昇するものとして逆算(Theisの非平衡式による)したものである。

設置本数は、透水係数が1/3以下に低下し、

1本当り処理能力が0.07m³/secに低下した場合でも流出量に対応できるものとしている。なお、調整池は浸透性能の低下あるいは不測の事故に対する安全弁として設置した。

施設は敷地内に分散して配置するが、各施設は下水管渠によって連結し、個々の施設の浸透性能が異なる場合でも一体となって機能できるよう配慮している(図-5)。

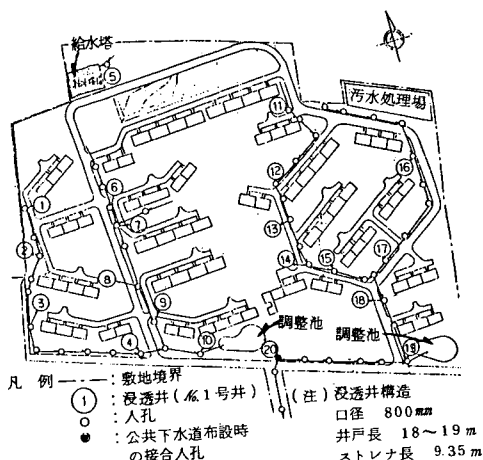


図-5 立川幸町団地浸透井配置図

(5) 建設費

柏町、幸町及び若葉町団地の浸透井は、昭和45年4月より同年12月迄、約8カ月間の工期で施工され、ろ過槽を含む浸透井の建設費は、約9千万円であった。現時点での建設費として試算すると、その内訳は下記の通りである。

浸透井1本当り工事費 (諸経費を除く、単位千円)	
掘削(ベント工法)	970
建込	40
ストレーナ加工(ガス切断)	470
塗装(タールエポキシ)	360
鋼管(一般鋼造用)	650
ろ過槽(施工一式)	750
計	3240

この他、建設機械組立運搬(一式)1500千円を要する。

5. 浸透井の追跡調査

浸透施設竣工後、約8年経過した昭和54年に立川幸町団地の浸透井(図-5参照)について、浸透性能及び施設の状況を把握するため、注水試験及び井戸内堆砂状況等の調査を行なった。

なお、竣工から調査に到る間に流入した雨水量は概略3万 m^3 と推定される(表-1)。

表-1 推定雨水流入量(立川幸町団地浸透井)

対象井戸	集水面積 (m^2)	時間最大流入量 ($\text{m}^3/\text{分}$)		累計流入量 (m^3)	
		C=0.5	C=0.9	C=0.5	C=0.9
一本当り平均	5,380	1.43	2.57	33,531	60,355
No.2号井	2,850	0.76	1.36	17,762	31,972
No.5号井	4,500	2.10	1.20	28,046	50,483
備考		最大時間雨量32mm		累加雨量12,465mm	

C: 流出係数

(1) ろ過槽及び井戸内堆砂調査

No.5号井ろ過槽の掘り起こし観察及びろ過材のフルイ分け試験では、ろ過材上部及び中間部(コルゲートパイプ側面)においても、ろ過材材質(道路用碎石を用いている)本来の青灰色を呈し、ろ過材構成粒子以外と考えられる細粒分も5%以下と、ほとんどよごれはみられなかった。下部ろ過材の採取はできなかったが、ろ過槽の通水能力は、いまだ十分に大きいものと推定された。

井戸内の堆砂量については、施設の竣工約6年後に調査が行なわれている。今回の調査結果と比較すると、年間堆砂量に著しい差があり、ほとんどは団地建設期間中もしくは供用開始後、芝生等により地表面が安定する

表-2 井戸内堆砂量

対象期間	昭和46年2月 ~昭和51年 11月(供用期間5.75年)	昭和51年11月~ 昭和54年 3月(供用期間2.36年)
項目		
堆砂高の合計	21.65M (観測できた10井について)	0.45M (9井について比較※)
堆砂高の平均 (標準偏差)	2.165M (1.01M)	0.05M (0.024M)
平均堆砂量	1.088 m^3 /井 (=0.189 m^3 /井・年)	0.0251 m^3 /井 (=0.011 m^3 /井・年)
推定堆砂量	22.85 m^3	0.528 m^3
堆砂流出高	0.212mm (=0.369 m^3 /ha・年)	0.005mm (=0.0208 m^3 /ha・年)

までの間に流入したものと考えられる。現在の井戸内の堆砂の進行は、年間0.011 m^3 /本、井戸内の堆砂高にして年間約2cmとなる(表-2)。

(2) 注水試験

約150tの仮設貯水槽を設け、井戸竣工時に注水試験が実施されているNo.2号井、及び団地居住者に対し騒音等の影響が少ないNo.5号井を対象に、各3本の観測孔を設け、井戸頂部よりの注水試験を行った。(図-6)

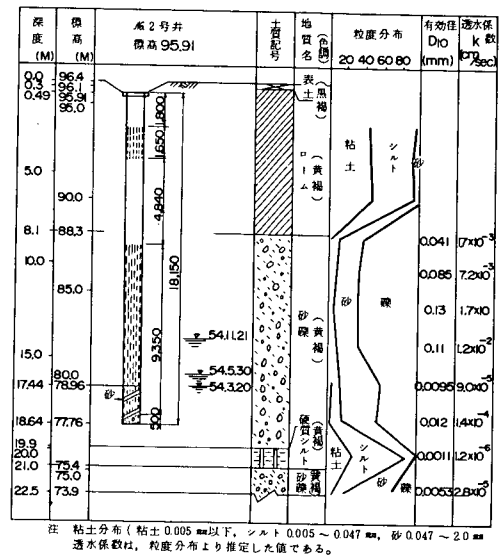


図-6 No.2号井土質試験結果

注水に伴い井戸内の水位は、注入開始後、20分程度でほぼ平衡状態に達し、No.2号井についてみれば、井戸竣工時に比較し、性能低下は認められなかった(図-7、図-8)。

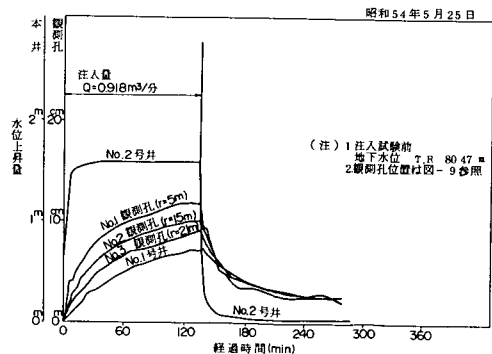
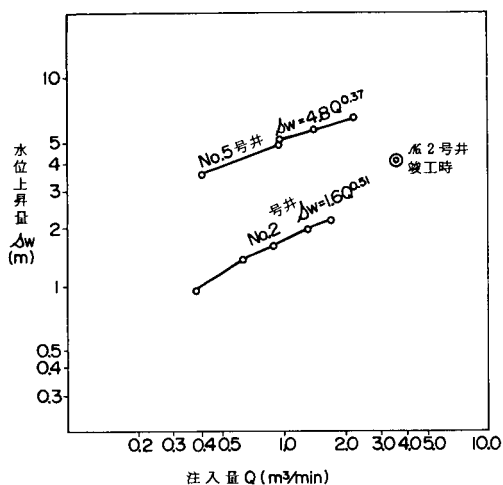


図-7 No.2号井定量注入試験例



(注) 試験期日及び試験時地下水位
 No.5号井 S 54.4.29 T.P 78.7 m
 No.2号井 S 54.5.23 T.P 80.4 m
 No.2号井 (竣工時) S 45.9.20 T.P 80.0 m

図-8 立川幸町団地浸透井注入試験結果

なお、観測孔での水位測定記録から、No.2号井及びNo.5号井での地層の透水係数は、それぞれ1.1, 0.41cm/secと推定されている。

(3) 降雨時の継続観測

雨水の流入に対する井戸内水位の挙動及び自然地下水位の変動を把握するため、No.2号井に、下記の計測機器を設置し約1年間の継続観測を行なった(図-9)。

雨量……………転倒杓型自記雨量計 1基
 流入量……………3インチパーシャルフリューム

及び減水位計 (測定範囲 0 ~ 1 m³/分) 1基

井戸内水位……………自記検潮器 1基
 観測孔水位……………細井戸用水位計 2基

なお、この時の集水面積としては、No.1号井を塞ぎNo.2号井に、その負荷を持たせ4439

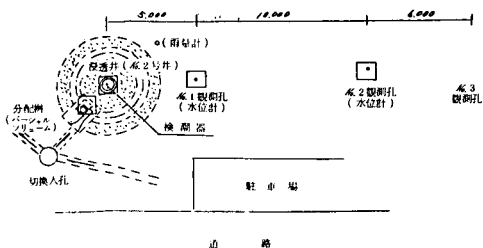


図-9 立川幸町継続観測機器配置図

m² (芝地2755m², 屋根, 道路等1684m²) としている。

この他、幸町団地全域における地下水位の変化状況を把握するため、団地内浸透井の井戸水位を2カ月に1回測定した。

観測期間中での最大日雨量は96.5mm, 最大30分雨量は33mmであり、後者に相当する降雨規模での雨量, 井戸内水位等の関係を図-10に示す。

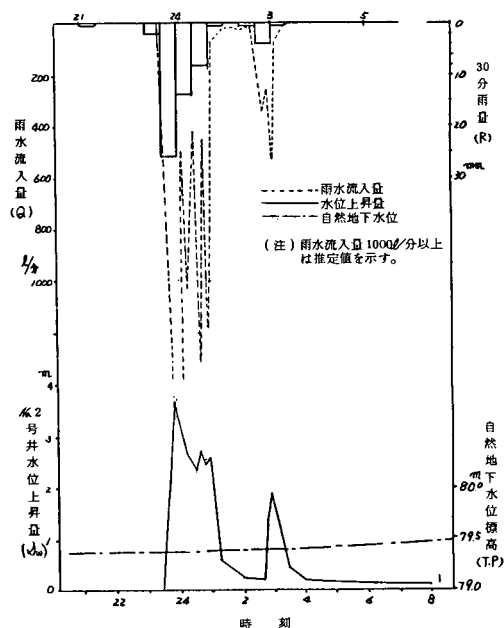


図-10 No.2号井継続観測結果の1例

流入雨水の増減により、井戸内の水位は、ただちに大きく変動するものの、わずか5 m離れたNo.1観測孔においても水位の変動は10 cm未満と極めて小さく、雨水の流入に伴い除々に上昇する。これより、No.2号井から15 m離れたNo.2観測孔水位を自然地下水位とみなして年間変動をみると、約5 mの季節変動を示しており、2月~9月に低く、降雨の集中する9月末より急激に上昇しはじめ、12月以降暫時低下した。この間、当団地内では、常に東北の方向に5%の水面勾配を有することが注目された(図-11, 図-12)。

自然地下水位の上昇に伴う注入量と井戸水位上昇量の関係についてみると、自然地下水位の標高82mを境にして、比注入量

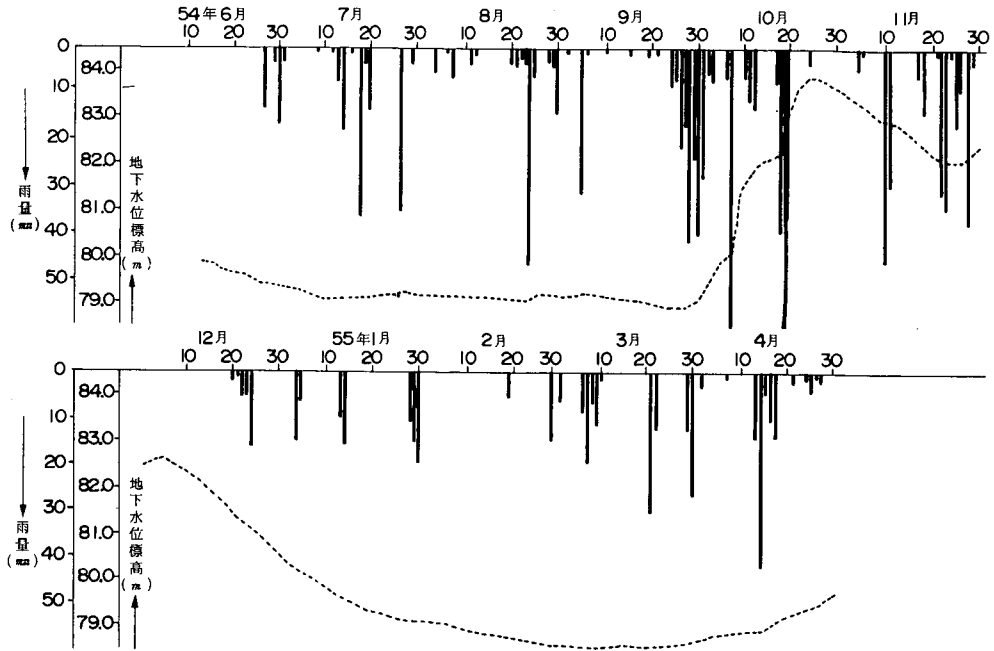


図-11 立川幸町団地雨量地下水位関係図

($\frac{\text{注入量(流入量)}}{\text{井戸水位上昇量}}$) が $0.42 \frac{\text{m}^3/\text{min}}{\text{m}}$ から $4.8 \frac{\text{m}^3/\text{min}}{\text{m}}$ と 1 オーダ高くなっている。この原因としては、帯水層厚の増加に加え、地層の不均一及びストレーナ下部の目詰りも考えられる。逆に言えば、ストレーナ上部は、利用頻度が極めて小さいために、目詰りの影響をうけることが少なく、建設当初の透水性が良好に保持されていると言える。これによって長期の供用においても、強降雨に対しては、十分に対処できるものと思われる。なお、No.2号井の現有する雨水処理能力は図-12より、概ね設計浸透量 ($5.4 \text{m}^3/\text{min}$) を満たしていると考えられた。

(4) 水質調査

注入水質を知るため、幸町団地内の2個所で雨水流出水及びろ過水の水質調査を行った。

雨水流出水は、同一箇所においても前期無降雨期間、降雨強度、及び降雨開始後の経過時間によって大きく変動するのが常である。

今回の調査では、貯水用容器を降雨前に設置し、降雨後の貯留水を検体としており、採

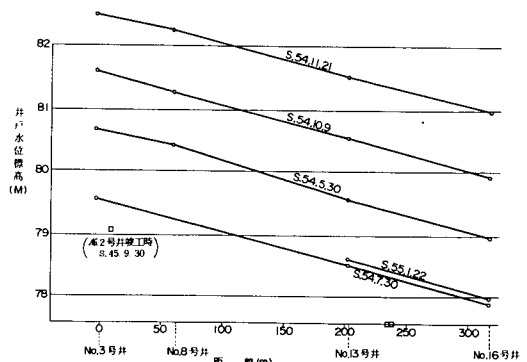


図-12 立川幸町団地井戸水位縦断面図

—地下水位面最急勾配方向—

水方法に若干の問題もあるかと思われるので、過去に別の住宅団地で行なわれた水質調査の結果と合せて示す(表-3、表-4)。

雨水流出水についてみると、ほぼ生活環境に係る環境基準(河川)のB類型(水道3級、水産2級)～C類型(水産3級、工業用水1級)に相当している。

ろ過水は、B類型(水道3級)以下になるものもみうけられ、ろ過槽の浄化能力は予想以上に高い。しかしながら、これはろ過水の貯水用容器が小さいために、降雨末期の比較的良好な水質を貯水したためと考えられてい

表-3 立川幸町団地降雨水、人孔流入水、ろ過水、井戸および観測孔地下水分析結果

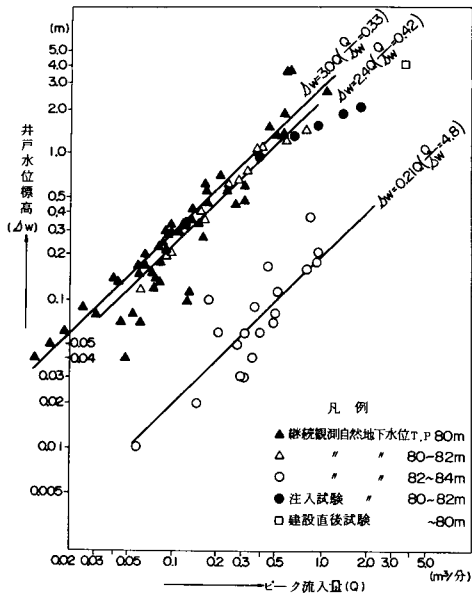
採水場所 採水日 検体種目		No. 6 号 井						No. 13 号 井				No. 6 号井	No. 1 号井
		54.10.7	55.3.30	54. 10. 7		54. 11. 18		54. 11. 18		55. 3. 30		54.10.9	55.3.31
測定項目	検体種目	降雨水	降雨水	人孔流入水	ろ過水	人孔流入水	ろ過水	人孔流入水	ろ過水	(No.12号井) 人孔流入水	ろ過水	井戸内 滞留水	井戸内 滞留水
P	H	4.6 ※	5.9 ※	6.8	6.4 ※	6.7	6.5	7.4	6.7	7.3	6.3 ※	6.3 ※	6.4 ※
色	度 (ド)	2	7	24 ※	4 ※	100	120 ※	500 ※	24 ※	56 ※	2	3	14 ※
濁	度 (＃)	3	1	12	6	24	40 ※	200 ※	4	12	1	4	4
臭	気	無 臭	微青草臭	微土臭	無 臭	微土臭	微土臭	微土臭	土 臭	微藻臭	—	無 臭	微青草臭
蒸 発 残 留 物 (mg/ℓ)			94	180	63	2.90	180	1,380	68	130	110	95	180
過マンガン酸カリウム消費量 (mg/ℓ)		2.4	10.7	47.9	3.8	72.3	33.2	29.5	13.8	23.8	6.4	4.2	5.6
BOD ₅	(mg/ℓ)			17 ※	6.2 ※	4.3 ※	3.9 ※	26.9 ※	3.1 ※	4.7 ※	1.1		< 1
亜硝酸性チッ素 (＃)		0.01	0.04	0.02	<0.01	0.04	0.03	0.01	0.01	0.07	<0.01	<0.01	<0.01
硝酸性チッ素 (＃)		0.1	1.0	0.3	0.4	0.3	0.4	0.1	0.3	2.5	2.0	1.6	6.5
塩 素 イ オ ン (＃)		1.1	11.4	1.9	1.1	1.0	0.5	1.7	1.2	6.4	—	3.9	34.7
一 般 細 菌 (1ml中)		1.8×10 ⁶	0	1.6×10 ⁵	1.9×10 ⁶	9.4×10 ⁴	1.1×10 ⁴	6.2×10 ³	1.8×10 ⁴	900	1,600	3.1×10 ⁶	0
大 腸 菌 群 数 (＃)		(—)	0	(—)	(—)	(+)	(+)	(+)	(+)	1	0	(—)	0
鉄	(mg/ℓ)			7.2	0.1	7.6	6.0	3.3	1.3	40	1	0.25	0.37
亜 鉛 (＃)				0.15	0.022	0.17	0.14	0.51	0.053	0.14	0.07	0.024	0.01
鉛				0.02	<0.01	0.03	0.01	0.11 ※	<0.01	0.02	<0.01	<0.01	0.01
硫 酸 イ オ ン		1.4	36.2										33.9
無 降 雨 月 数				2 月		2 日		2 月		5 月			
前 期 降 雨				60mm		13.5mm		13.5mm		6.2mm			

(注) ※印は原水基準(水道3級)と比較をした場合に超えていることを示す。

表－4 住宅団地雨水流出水調査例

団地名	採水位置	統計値	pH値 (室内)	色度 (度)	濁度 (度)	浮遊物質 (mg/ℓ)	COD (mg/ℓ)	硫酸 イオン (mg/ℓ)	有機性 窒素 (mg/ℓ)	蒸発 残留物 (mg/ℓ)	塩素 イオン (mg/ℓ)
藤ノ台	降雨水	平均	4.8	2	2	13	5.0	6.6	0.54	82	4.6
		標準偏差	0.7	2	1	15	3.8	6.6	0.87	48	1.9
	雨水管	平均	7.2	33	32	40	6.3	27.7	0.79	225	11.9
		標準偏差	0.3	28	44	52	6.2	14.9	0.94	63	5.9
調整池	平均	7.3	44	23	27	7.2	13.9	0.86	162	10.6	
	標準偏差	0.2	21	15	15	4.7	4.8	0.51	44	2.8	
館ヶ丘	降雨水	平均	6.0	6	6	15	4.0	12.4	0.72	108	5.9
		標準偏差	1.3	4	8	15	2.1	16.2	0.86	61	5.4
	雨水管	平均	7.2	36	18	27	4.4	49.7	1.17	236	9.0
		標準偏差	0.3	24	17	24	2.5	29.2	1.42	73	4.0
調整池	平均			19	11	11	4.1	55.8	0.38	223	5.5
	標準偏差			12	8	8	1.7	10.9	0.31	83	2.5

(調査期日：昭和52年4月7日～8月30日)



図－13 立川幸町団地No.2号井継続観測 Sw－Q 関係図

る。

なお、井戸内の滞留水は、軽処理（砂ろ過、消毒程度）で飲用となりうる水質である。

6. おわりに

調査の結果、当初懸念された目詰りによる性能低下は極めて微々たるもので、設計浸透量5.4m³/分（降雨強度60mm/時間処理）は、いまだ十分保持しているものと考えられた。これは当地区の良好な砂礫層の存在、地下水位が低いこと等にもよると思われるが、この他にも降雨を注入対象とする特性、即ち降雨の間欠性や降雨強度（流入量）の変動等も大いに寄与しているものと思われる。ちなみに今回の継続観測においても、井戸内水位の上昇量が1mを越えるのは極めてまれであり、幸町団地等の3団地の浸透井に限って言えば、前述した理由から半永久的な性能を有していると言えよう。

このように、雨水処理としての浸透井は、その浸透能力において、十分実用可能な工法である。今後の課題としては、地下水質に与える影響の検討、あるいは、より浄化効率が高く、かつ雨水処理に適した前処理施設の開発が残されている。

5. 下水道における流出抑制対策

1. 雨水流出抑制型下水道システムの開発

1. はじめに

東京都区部の下水道普及率（人口）は55年度末74%である。未整備地区は荒川以東の3区及び板橋区、練馬区、世田谷区等々と周辺区に移りその面積は次第に縮小されてきている。

当建設事務所の所管は杉並区、中野、豊島、北、板橋、練馬区の城北6区であるが板橋区、練馬区を除けば普及率は100%かほぼそれに近く、板橋、練馬区においても既に86%、58%の普及率となっている。

排除方式は合流式を採用しており、汚水量の3倍までは処理場で処理され、雨水は雨水吐から河川に放流される。したがって放流量は河川の能力に制約されることが多く、当地区の雨水は石神井川、白子川へ放流される計画となっているが、河川改修の遅れから（現在これらの河川は降雨強度30mm/hr 対応）降雨強度50mm/hr の下水道からの雨水を放流することを制限されている。現状においては河川の具体的な改修計画もまだなく、一方にお

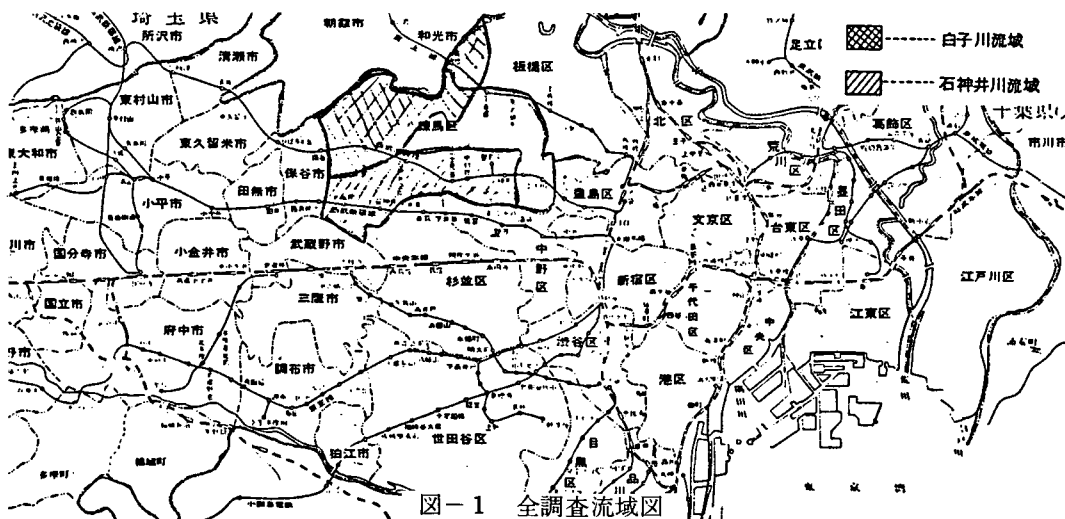
いては下水道整備に対する住民の要望は強く、河川改修の遅れを理由に整備を延ばすことはできない。河川の改修を待たずに、下水道を整備する方法を考えることが急務となっている。そこで種々の方法を模索してみたが、建設省土木研究所で実験しており、住宅・都市整備公団では各地の団地で既に実施済みでも実績がある「浸透式による雨水抑制型下水道」を公共下水道に採用することを前提に調査・解析及び実施設計を進めることにした。

以下、この方式を採用するのにあたって、流域調査の概要・解析方法及びそれらの結果をふまえた具体的方策、実験工事の概要等について紹介する。

2. 調査の概要

1) 調査対象地域

調査した範囲は、下水道未整備地区を主体に石神井川流域1958ha、白子川流域は1366haで、その流域を石神井川については2分割、白子川は4分割とし各々6社のコンサルタントが設計コンペのスタイルによって具体的方策の検討を行った。ここではそのうちの一つの方法について説明する。



本調査対象区域は、保谷市に接する練馬区内に位置しこの区域のほぼ中央を東西に流れる石神井川に雨水を排除する計画となっている。調査範囲は800haでそのうち下水道が整備されている面積が約570ha、未整備流域面積は約230haとなっており、未整備地域のほぼ全域にわたり在来管（公共下水道布設前に地域の雨水対策のために布設した管きょ）が布設されている。その在来管は下流の既設管（公共下水道管きょ）に接続されているものもあれば、直接石神井川に放流されているものもある。

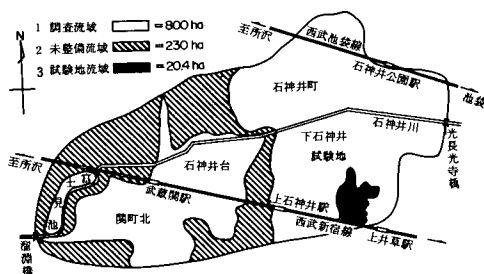


図-2 本調査対象区域図

本調査は未整備流域面積の現況流出機構を含む全流域800haの流出特性を求め、その中から流出モデルを作成するための試験地を選定して降雨による流出のメカニズムを小流域に適合した新しい解析手法「メッシュ法」により解析を行ったものである。

2) 流出解析のための「試験地」の選定と観測

流出解析のための「試験地」としては、練馬区下石神井4、5丁目の20.4haの地区を選んだ。（管きょ延長94.7m、最下流の管径1500mm、管きょ勾配2.0‰）

この地区は既に公共下水道管きょが布設されている地区である。雨水流出の際の水位と流速の観測は、石神井川本川のH.W.Lの影響を受けない地点で管きょの直線部中央の人間人孔に計器を設置して行うこととした。

降雨量の観測は、昭和55年11月から56年5月までの7ヶ月で年間を通じて降雨量の少ない時期ではあったが、日雨量が最大で

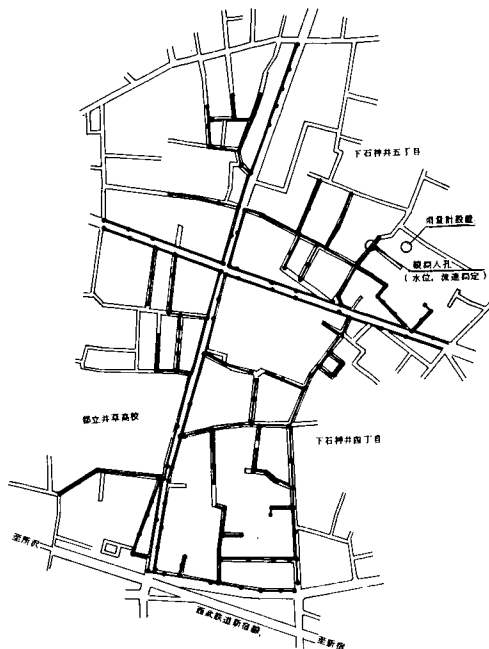


図-3 試験地既設管渠系統図

表-1 雨量観測状況表

		単位 mm									
日	月	S 55.11	.12	S 56. 1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8
1	—	—	—	2.5	4.0	1.5	—	—	—	—	—
2	—	2.5	2.5	—	—	—	—	—	0.5	—	—
3	—	4.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	7.0	3.5	1.2	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	0.5	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	1.5	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	4.3	—	—	—	—
8	—	1.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	3.5	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	1.5	1.6	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	1.0	—	—	—	—
12	—	2.0	—	—	—	—	1.5	—	—	—	—
13	—	—	—	—	—	6.0	1.0	—	—	—	—
14	—	—	—	—	13.0	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	31.0	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	14.5	—	—	—	—	—
17	—	—	—	23.0	—	8.5	—	—	—	—	—
18	—	—	—	8.5	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	7.4	1.0	—	—	—	—
20	—	—	—	—	18.0	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	30.0	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	24.0	—	6.5	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	2.5	—	—	18.0	—	—	—	—
25	—	—	—	—	24.5	14.0	1.0	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	33.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	3.0	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	0.5	—	—	—	—	—	—

註) バックシャドは検証降雨

表-2 降雨記録抜粋表

観測場所：練馬区下石神井5丁目（試験地）

＊ 期間：S55年11月～S56年6月

総降雨単位表

順位 (総降雨)	項目	年 月 日	総降雨量 (mm)	降 雨 時 間	備 考
1	17	56-5-18	85.0	19日 18日 7:30～1:00	
2	19	＊-4-20	74.5	19日 20日 18:30～5:40	
3	7	＊-5-7	43.0	5:20～20:10	
4	28	55-11-29	33.0	28日 29日 22:50～8:20	
5	21	56-3-22	30.0	21日 22日 14:30～8:30	
6	24	＊-3-25	24.5	24日 25日 23:00～18:40	
7	23	55-12-24	24.0	23日 24日 20:10～13:00	みぞれ有り
8	17	56-2-17	23.0	2:20～18:00	
9	20	＊-3-20	18.0	2:00～7:00	
10	24	＊-5-24	18.0	14:30～23:40	

5分間降雨単位表

順位 5分間降雨	項目	年 月 日	5分間雨量 (mm/5分)	降 雨 時 間	備 考
1	19	56-4-20	4.5	19日 20日 18:30～5:40	
2	7	＊-5-7	2.0	5:20～20:10	
3	17	＊-5-18	2.0	17日 18日 7:30～1:00	
4	28	55-11-29	1.5	28日 29日 22:50～8:20	
5	21	56-3-22	1.0	21日 22日 14:30～8:30	
6	24	＊-5-24	1.0	14:30～23:40	
7	23	55-12-24	0.5	23日 24日 20:10～13:00	みぞれ有り
8	17	56-2-17	0.5	2:20～18:00	
9	20	＊-3-20	0.5	2:00～7:00	
10	24	＊-3-25	0.5	24日 25日 23:00～18:40	

註）バックシェードは検証降雨

85mm, 5分間の降雨量が最大4.5mmを観測することができた。

3. 流出解析法について

1) 従来の流出解析法

雨水流出の解析法を大別すると「雨量－流出の変換型（例：ユニットハイドログラフ）」と「雨水追跡法（例：RRL法）」の二通りがある。

(1) 雨量－流出変換型について

雨水－流出変換型は変換の関数を求める方法を数学的に表現する方法で、下式①のようになる。

$$y(t) = \int \gamma(t-\xi) K(\xi) d\xi \dots\dots\dots \textcircled{1} \text{式}$$

$y(t)$ ：流出量

$\gamma(t)$ ：降雨量

$K(\xi)$ ：変換関数

すなわち、降雨量にある係数 $K(\xi)$ をかけたものが流出してくるという考えで、その時間に対する積分値（一次結合と考えられる）をもって流出量とする考え方である。この方式に必要なものは、伝達関数 $K(\xi)$ である。①式は一般的には積分方程式といわれるもので、理論的には $\gamma(t)$, $y(t)$ が与えられれば数学的に解くことができるはずであるが、実際には数学的に解けるケースが少ない。

情報理論によれば、input(γ)とoutput(y)の信号から、それぞれの自己相関係数をとることにより伝達係数(K)を求める方法が確立されている。これを利用した水文解析も用いられているが、これから求められる伝達関数は1降雨毎のものであり、一般性をもつ解は得られにくい。ここでいう伝達関係 $K(\xi)$ がユニットハイドログラフに相当するものである。

ユニットハイドログラフは1932年に Sherman により開発されたものであるが、ユニットハイドログラフ($K(\xi)$)を求めるのは極めて難しい。

タンクモデルも一種の伝達関数と考えることができる。タンクモデルが n 段あるとき全体を一つの伝達関数と考えると、それは①式の積分方程式の一般解の一つであることが数学的に証明されている。

いずれの考え方にせよ雨量－流出変換型に分類される伝達関数は流域全体を一つのシステムと考えているためマクロな取扱いとならざるをえない。それゆえ、この手法は中、大河川流域に適用されるものであるが、下水道の対象となるような小規模流域においては、再現性がないし予測の精度がおちることとなり、適用には必ずしも適当といえない。

(2) 雨水追跡法について

下水道計画の対象となるような小流域においては別の手法を考えなければならない。その一つが雨水を追跡し合成していく方法であり、合理式、RRL法がその具体例である。

合理式の場合は、流出ハイドログラフを求めるということではなく、雨水追跡のメカニズムを利用して流出量の最大値を推定しようとするものである。その推定法には、いくつかの仮説があり最大流量となるような条件が成り立つことはほとんどないといわれている。

RRL法 (Road Research Laboratory Method) は雨水を追跡するモデルであり物理的には極めて合理的なものである。

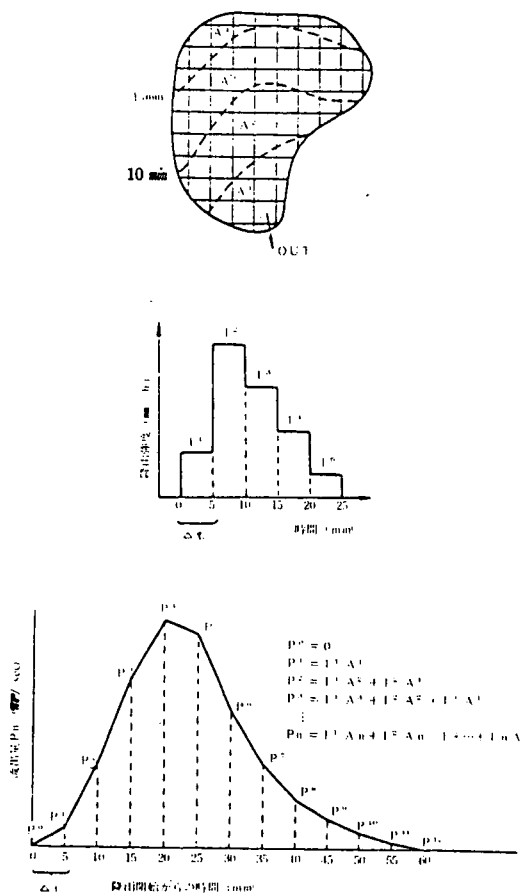


図-4 インフローハイドログラフの算出

RRL法を簡単に説明すると次のようになる。

- イ. 有効降雨量を推定する。
- ロ. 等到達時間図を作成する。
- ハ. 有効降雨量を線型結合 (時間的遅れを考慮して) により求める。
- ニ. 下水管内の貯留を考慮して流出ハイドログラフを求める。

このプロセスの中にはいくつかの仮説があり、仮説と実情との間のギャップがモデルと実測値とのずれとなっている。

次に仮説とその問題点について考えていくことにする。

① 有効降雨量の推定

降雨は表面を流出する表面流出水と蒸発量、凹地貯留、地下への浸透等に分かれ、地下水の多くはいつれ河川に流出するといわれている。しかし降雨のうちどれだけが河川ないし下水道へ流入するかは、降雨条件、先行降雨条件、土壌の性状等によって異なる。雨水流出は実測が困難なことで、上記で述べたようないくつかの「ブラック・ボックス」がありほとんどわからない。

有効降雨の流出は、「不浸透面積率に相当する不浸透域から流出が起る」という仮説が用いられる。

すなわち、流域内の舗装道路、屋根、駐車場、舗装された公園、校庭等の不浸透面に降った雨が全量流出し、畑、グランド等の浸透面に降った雨はすべて浸透し、直接流出しないという仮説である。この仮説は一応納得のいくものであるが降雨が続くと必ずしもこの仮説が成り立たなくなり、浸透面に降った雨水も流出することがある。

この有効降雨の算定は流域を一つのものとみなしている所がもう一つの仮定である。流域内が均等に浸透面と不浸透面とに分れていると考えているのであるが、実際には上流部と下流部において、不浸透面の分布が異なり上の仮説をとれば流出パターンが異なってくることが多い。

② 等到達時間図

一般に流達時間は流入時間と流下時間の

和で表わされるが、流入時間を考慮しないのがこの方法である。

しかし、実際には流入時間が5～10分程度であると考えられており、この項を考慮する必要がある。

RRL法の場合、等到達時間帯は5分きざみで描かれている。また雨量計のデータも5分きざみであることから、流出パターンも5分きざみで追跡する方法をとった。

③ 貯留関数の導入

RRL法は、上述のモデルで対象地点での流出ハイドログラフを作成するが、ここで管内の貯留を考慮して最終的な流出ハイドログラフを決定する。

そのために前者を流入ハイドログラフ(inflow hydrograph)といい両者を区別している。現実には河道や下水管内に貯留がおきるが、RRL法だけにこの貯留関数を導入するのは理由があきらかでない。合理式は勿論、ユニットハイドログラフ法にも貯留は考えられていない。

実際の貯留関数法とその解析法をみる限りでは、実際の下水道管内における洪水追跡というより貯留関数というシステムを導入することにより、流入ハイドログラフを修正していると考えた方が納得がいく。

2) 新しい流出解析手法

(1) メッシュ法

本調査では、東京都練馬区石神井川流域の下水道整備を行うに当たって、雨水流出量の正確な予測と石神井川への影響を推定し、正しい評価を行うことが要求された。

そこで従来の雨水流出予測法では、前節で述べたようにその目的を達成するための適切なモデルが見当たらないので、新しいモデルとして「メッシュ法」を採用することにした。こういう手法は大型電子計算機の利用が容易になった賜物である。

メッシュ法は、基本的にRRL法と同じ雨水追跡型であるが流出区分を細かくとり雨水流出の追跡をより厳密に行うところに特徴がある。メッシュ法のフローを示すと

次のようになる。

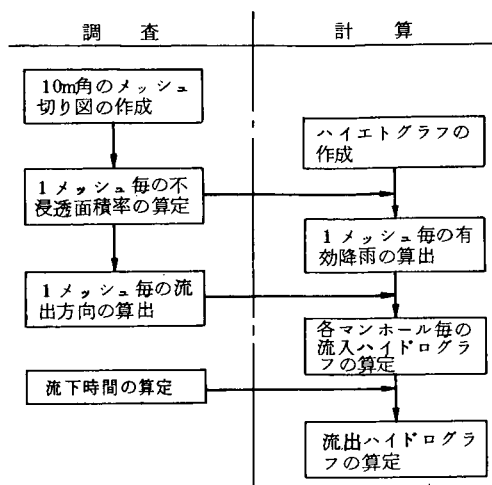


図-5 メッシュ法のフロー

(2) 解析の手順

① 流域特性及び流入機構

流域内のメッシュは、住宅地図を基に図-6のように10m角に切り、これを基に現場踏査を行い、不浸透面積率(排水面積に対する不浸透面積の割合)と流出方向を現地で調べる。

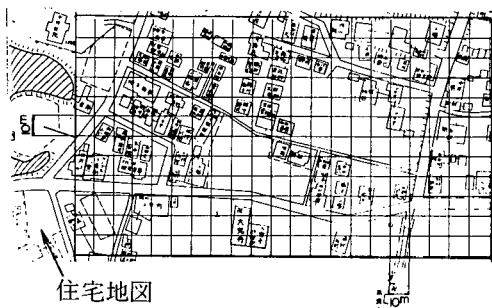


図-6 メッシュの作成

不浸透面積率は図-7のように0%～100%まで20%オーダーで6段階にとり、表示方法は不浸透面積率100%を5, 80%を4, 60%を3と……0%を0と表示番号を付ける。また流出の方向はマンホールに向かって将棋の王様の動きをする。(図-8参照)

この方法では、マンホールの上に雨水が

流入するということを前提条件にしており、マンホールのスパンが長く（実際には雨水枳から流入する）非現実的と思われる箇所については、雨水枳をマンホールにおきかえ雨水枳に流入することにした。

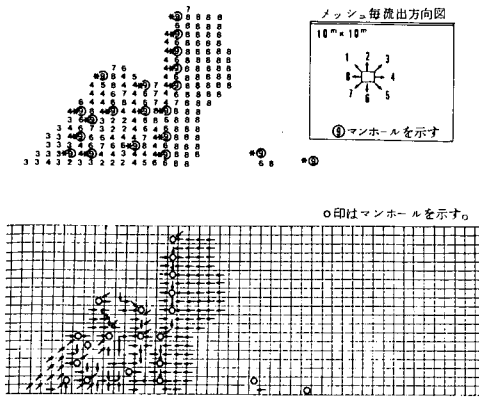


図-7 表示番号と流れ

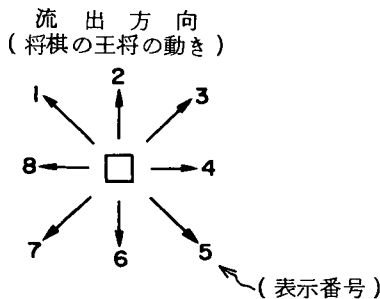


図-8 メッシュ毎の流出方向図

流入ハイドロの算定は、メッシュの流れの方向を $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow M$ とし、有効降雨 t_1, t_2, t_3 に対して流出量を $\bigcirc, \triangle, \square$ で表現すると下図のようになる。

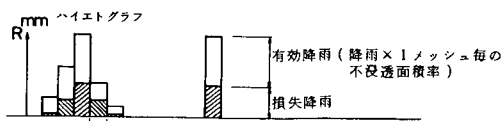


図-9 流入ハイドロの考え方

② 地表流

メッシュ間の移動は、地表面で行われるものとし、かつその流入時間はカーベイ式によって求めた。

$$t = \left\{ 2/3 \times 3.28 \left(n / \sqrt{s} \right) \right\}^{0.467} = 4.22 \left(\frac{n}{\sqrt{s}} \right)^{0.467}$$

t : 流入時間 (分)

l : 斜面距離 (m) ここでは10m とする

n : 粗度係数 (0.02~0.2程度)

s : 勾配

上記のカーベイ式から試験地流域のメッシュ間の移動時間（流入時間）を算定すれば、舗装部分3分、グランド6分、畑地は9分となった。

③ 管きよ内の流出量

管きよ内の流速は、マンギの式から求めるが、水理特性曲線から実際流速を求めその流速から流下時間を算出し、流出末端での流出ハイドログラフが求まる。

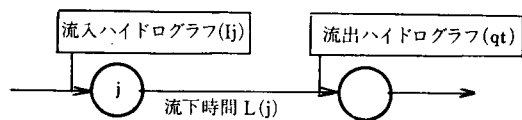
流出末端の流出ハイドログラフは、各マンホールでの流入ハイドログラフの一次結合として示せる。

$$q(t) = \sum_j I_j (t - L_j)$$

$q(t)$: 流出ハイドログラフ

I_j : j マンホールの流入ハイドログラフ

L_j : j マンホールから末端迄の流下時間



3) メッシュ法の検証

メッシュ法は従来のモデルを改良し、物理的に雨水の動きを再現しているという点にその特徴がある。

今回、この手法を採用してみたが実際にどの程度有効なのか不明である。したがってここで検証を行うことにした。

メッシュ法の検証には、降雨と流出量の実測値が必要になってくる。特定地域を定めて、系統だった観測値が少いため、ここでは今回の調査対象地域となっている練馬区石神井地区の実測値と、建設省土木研究所が観測した神戸市花隈地区、東京都豊島区の谷端川上流部の3地区の実測値を利用してモデルの検証を行った。

3 地区の概要は次表のとおりである。

表-3 モデル地区の概要

試験地区	流域特性 流域(ha)	平均 舗装率	主方向 平均勾配	用途地域
石 神 井	20.0	0.39	4 ‰	住 宅
花 陽	13.0	0.83	45	商業住宅
谷 端 川	109.0	0.40	3.4	住 宅

しかし、ここでは紙面の都合上、3モデルのうちの一つであり今回水文観測を行った「試験地」である練馬区石神井地区の検証結果を紹介することにする。

(1) 石神井地区「試験地」の概要

石神井地区内の試験地は前述の水文観測を行った地区(図-3)であり、ここで実測値と計算値を対比させてみる。この地区は、昭和50年から52年の間に公共下水道が既に布設されており、住宅街の平坦地である。

この系統図を基にして、流域内に $10^m \times 10^m$ のメッシュをかけたものが図-10のメッシュ図となる。このメッシュ図は、図-3の系統図から各メッシュ毎の流入がマンホールに向って最短距離でなるように番号を付けたものである。

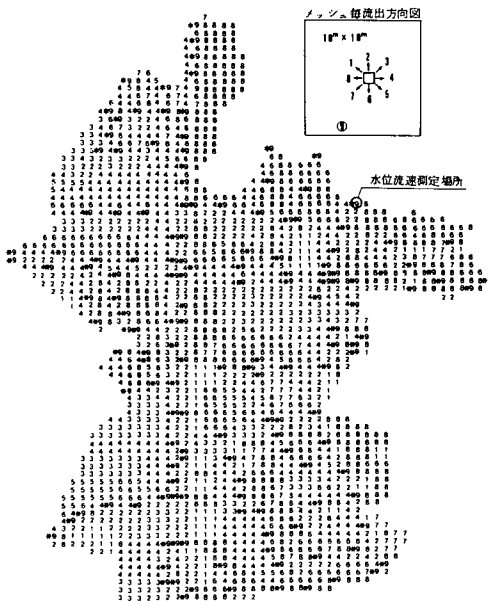


図-10 メッシュ図

各メッシュ毎の有効降雨は、住宅地図から屋根、道路、駐車場等の不浸透面積と、畑、グラウンド等の浸透面積とに分け、20%単位で不浸透面積率を求め、これと降雨の積から求まる。

図-11の有効降雨の表示は、畑、グラウンド等の浸透面を0、道路、屋根、駐車場等の不浸透面積を5としたものである。なお、この不浸透面積番号の0~5に0.2をかけたものが不浸透面積率となる。

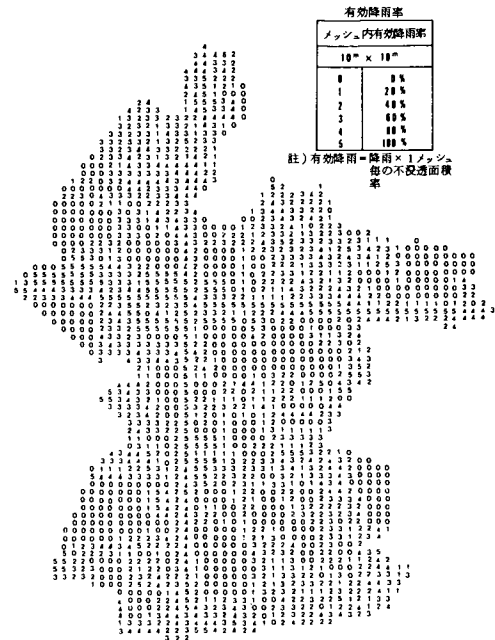


図-11 有効降雨の表示図

(2) 実測流量と計算の結果

次の表は実際の降雨である。

表-4 実測降雨

項目 降雨番号	年 月 日	総 雨 量	5 分間 最大降雨量
D 4	55. 12. 23	24.0mm	0.5mm/5分
D30	56. 4. 19	74.5	3.0
D33	56. 5. 7	43.0	2.0
D34	56. 5. 17	85.0	2.0

この4つの降雨資料を基に試験地区内の不浸透面積率とメッシュ通過時間とから流出量を求める。

一方、実測流出量は試験地内の水位データからマニング式により算出したものであ

る。各降雨ごとの実測流量と計算結果の流出量をグラフにしたものを図-12から図-15に示す。

降雨番号 D 4 (12月23日降雨) は IP (メッシュ通過時間) 3分の計算値が実測値とよく合っている。午前0時前後のピー

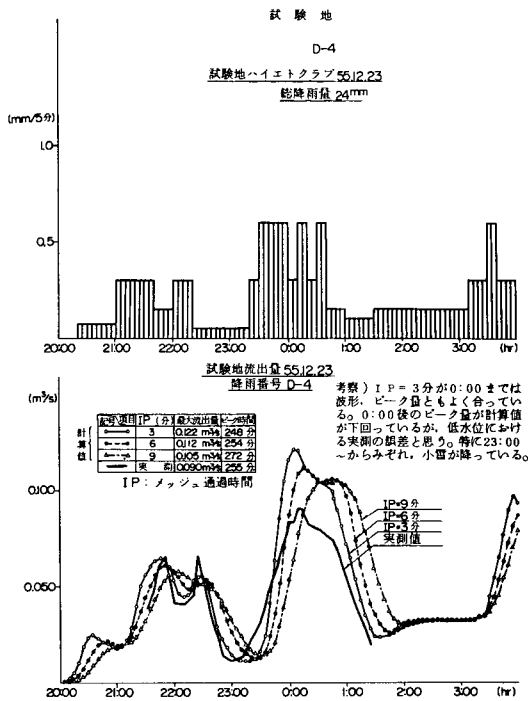


図-12

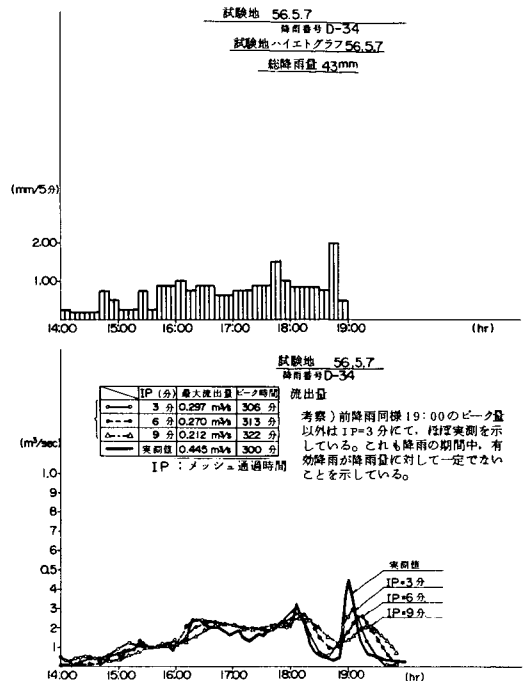


図-14

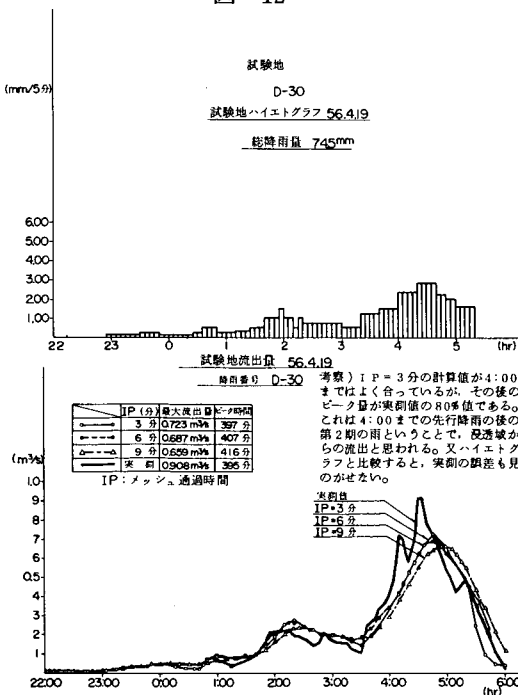


図-13

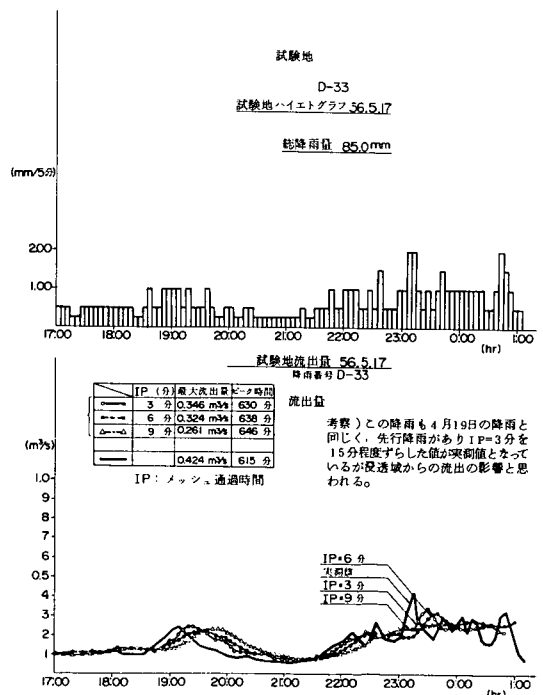


図-15

ク量が違うのは、低水位による測定誤差と思われる。

降雨番号 D30（4月19日降雨）は降雨量、降雨時間とも大きく、最大流出量は $1.0\text{m}^3/\text{sec}$ 近くになっており D 4 の約10倍となっている。この時の計算値は、午前3時30分から4時頃まではほぼ実態を示していると考えられるが4時以降の降雨に対しては、実測値に対して計算値の約80%となっており、またピーク時間が実測値より約10分遅れている。これは有効降雨を一定にしたため、この降雨のように約5時間にわたり計38mmの降雨があり、その後にも大規模な降雨があったことに起因していると思われる。すなわち第二期降雨のため、浸透面に降った雨が浸透されずに一部流出したものと考えられる。

これは、降雨の期間中、有効降雨が降雨量に対して一定の比で示されない例であろう。

(3) 浸透域からの流出を考慮した検証

少い検証データでは、観測値との適合性を確実に確かむことは難しいが、各降雨共 IP 3分の計算値の波形、ピーク流出量が観測値にほぼ適合しているといえる。降雨データがあれば流出波形は十分求められる

表-5 降雨観測値

項目 降雨番号	晴天時の 流量 (a)	最大流出量				ピーク時間			I P
		観測値 (b)	観測値 (A) (b)-(a)	計算値 (B) m^3/sec	差異率 (C) $\frac{(B)-(A)}{(A)} \%$	観測値 (D) 分	計算値 (E) 分	差異 (F) (D)-(E)	
D 4	m^3/sec	m^3/sec	m^3/sec	0.122	40		248	7分	3分
55.12.23	0.003	0.090	0.087	0.112	29		254	1	6"
				0.105	21	255	272	-17	9"
D 30				0.799	-11		400	-10	3"
56. 4.19	0.001	0.897	0.896	0.691	-23		413	-23	6"
				0.692	-23	390	416	-26	9"
D 33				0.418	0		381	-6	3"
56. 5.17	0.005	0.424	0.419	0.339	-19		392	-17	6"
				0.309	-26	375	401	-26	9"
D 34				0.340	-20		300	0	3"
56. 5. 7.	0.007	0.430	0.423	0.330	-22		308	-8	6"
				0.207	-51	300	314	-14	9"

と考え、メッシュ通過時間を3分に固定する。

しかし、表-5の観測値によれば降雨番号 D 4（12月23日）のデータは、みぞれ、小雪が降ったために問題あるが他の降雨については、観測値に対して計算値のピーク量が少なく出ており、またピーク時間は5分~10分程度遅れて出てくる。

そこで次に、再検証として降雨強度が増した場合に浸透域からの流出を考慮して計算することにする。

① 再検証

検証降雨（表-6）のうち最大流出量を記録した降雨番号 D30は、IP を3分に固定して有効降雨を不浸透域の流出率100%とし、浸透能以上の降雨については浸透域からの流出率を表-7のように5%、10%、15%、20%の4ケースに変化させ観測値との対比を行った。その結果、D30の降雨が計画降雨強度に近くパラメータの決定に適している。よって、D30降雨を検証降雨とする。

表-6 検証降雨

項目 降雨番号	年 月 日	mm 総 雨 量	mm/5分 5分間 最大降雨量	備 考
D 4	55.12.23	24.0	0.50	-
D 30	56. 4.19	74.5	4.50	-
D 33	56. 5.17	85.0	2.50	-
D 34	56. 5. 7	43.0	3.30	-

表-7 ケース別最大流出量

項目 ケースNo	試験地内 平均不浸 透面積率 (%)	不浸透域 (%) 直接流出率	浸透域か らの流出 率 %	最大流出量			ピーク時間			備考
				観測値 (A) m ³ /sec	計算値 (B) m ³ /sec	差異率 (C)=(B)-(A) %	観測値 (D) 分	計算値 (E) 分	差異 (F)=(D)-(E) 分	
ケース1	39	100	5	0.896	0.837	-7	390	400	-10	図-16参照
ケース2	39	100	10	0.896	0.873	-3	390	400	-10	図-17参照
ケース3	39	100	15	0.896	0.908	1	390	400	-10	図-18参照
ケース4	39	100	20	0.896	0.944	5	390	400	-10	図-19参照

② 検証の結果

浸透域からのケース別最大流出量は、
表-7のとおりとなる。

- 注) 1. IP: メッシュ通過時間は3分と固定した
2. 観測値は、ピーク時間に対応する晴天時汚水量を差し引いたものとする。
3. 浸透域からの流出は、降雨強度2.5 mm/5分 (30mm/hr) を越える降雨についてのみ起るものとした。
4. 検証降雨は降雨番号 D30 (56年4月19日) の降雨とした。
5. 降雨番号 D33は、最大降雨強度2.5 mm/5分 (30mm/hr) であったが、浸透域からの流出は起きなかった。

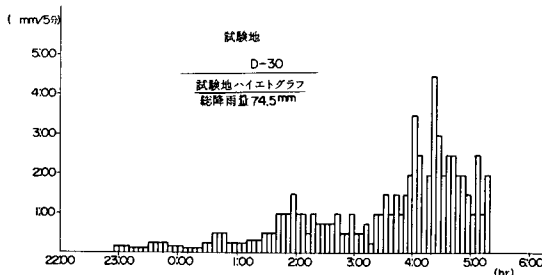


図-16

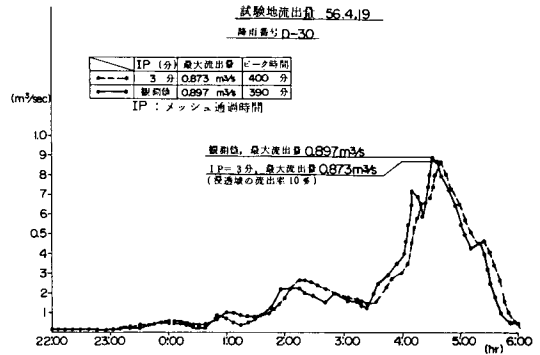


図-17

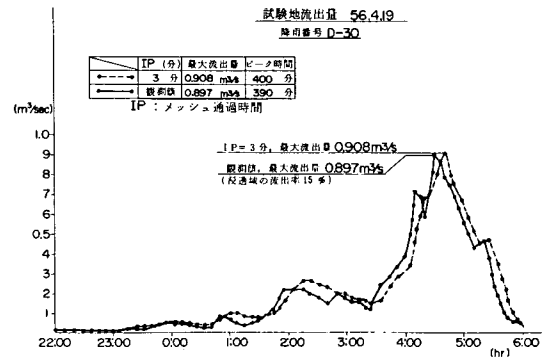


図-18

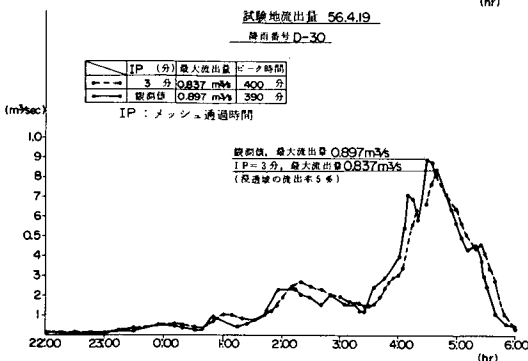
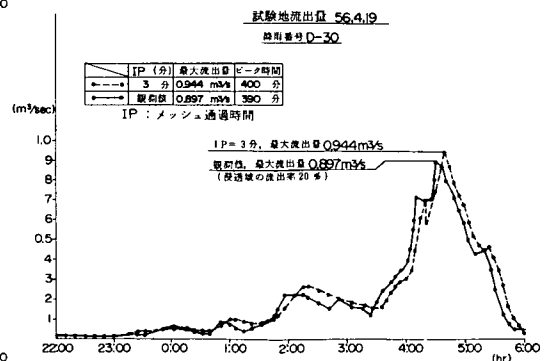


図-19



以上の結果よりケース3, すなわち浸透域からの流出率15% (降雨強度2.5mm/5分) としての値が観測値とほとんど一致しており最も適合性がある。よって今後のメッシュ法解析には, ケース3のパラメータにより, IP: 3分, 有効降雨は不浸透域からの流出率を100%, 浸透域からの流出率を15%とした値を用いて計算する。

4) 流出モデルによる解析

上記の流出モデルを用いて, この試験地に50mm/hrの降雨を与えた場合の流出量を予測し, その抑制対策について検討を行った。

(1) モデル降雨

東京都の降雨強度公式は合理式においてタルボット型 $I = \frac{5,000}{40+t}$ を用いている。降雨強度30mm/hrの場合には $I = \frac{3,000}{40+t}$, 50mm/hr には $I = \frac{5,000}{40+t}$ をあてはめ, この式を満足する型の中央集中型の降雨 (図-20) が起るようなハイトグラフを構成する。

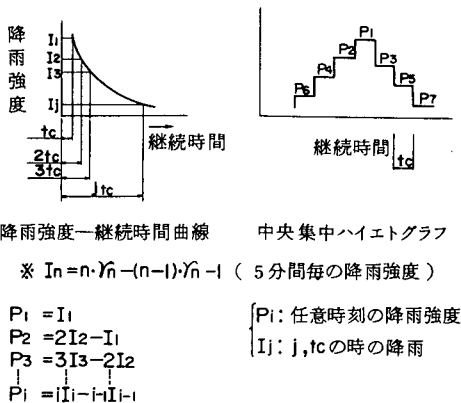


図-20

上記の考え方を基に, 降雨強度30mm/hr及び50mm/hrのハイトグラフを構成すると, モデル降雨は図-21及び図-22のとおりとなる。

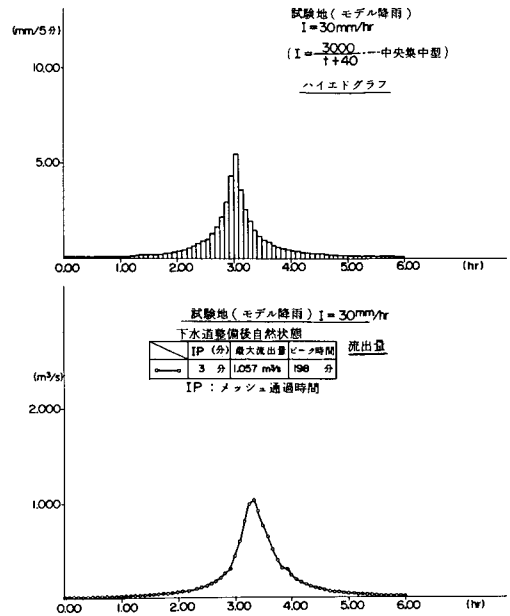


図-21

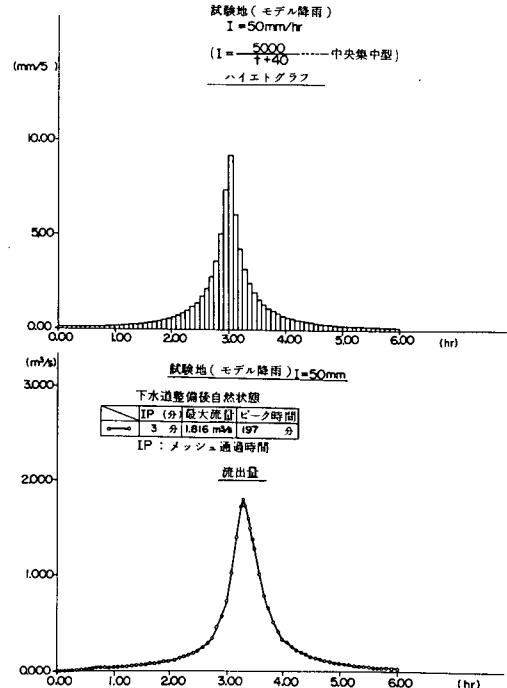


図-22

(2) 解析の分類

解析は次の4つの条件で流出量を算出した。

①降雨強度30mm/hr (下水道整備後の流出量)

- ② " 30mm/hr(" 未整備, 在来管流出量)
- ③ " 50mm/hr(下水道整備後の流出量)
- ④ " 50mm/hr(" 未整備在来管流出量)

(3) 解析結果

4つの条件による解析の結果は, 表-8のとおりとなった。

表-8 解析結果

下水道整備状況 時間降雨	下水道未整備 (在来管よりの流出量)	下水道整備後
時間降雨30mm/hr	0.884m ³ /sec	1.057m ³ /sec 図-21参照
時間降雨50mm/hr	1.496m ³ /sec	1.816m ³ /sec 図-22参照

上の表から下水道未整備の場合と整備後の流出量を比較してみると

① 時間降雨30mm/hrの場合

$$\frac{\text{下水道整備後の流出量}}{\text{下水道未整備の流出量}} = \frac{1.057\text{m}^3/\text{sec}}{0.884\text{m}^3/\text{sec}} = 1.20$$

② 時間降雨50mm/hrの場合

$$\frac{1.816}{1.496} = 1.21$$

よって下水道整備後の流出量は未整備時の約20%の流出量の増加が予想される。

「試験地」での解析結果は, モデル降雨50mm/hr(下水道の整備完了後)の流出量 $Q_1 = 1.816\text{m}^3/\text{sec}$, モデル降雨30mm/hr(現状河川的能力)の流出量 $Q_2 = 1.057\text{m}^3/\text{sec}$ となる。

従って, 削減すべき流出量は $(Q_1 - Q_2 = 1.816\text{m}^3/\text{sec} - 1.057\text{m}^3/\text{sec} = 0.759\text{m}^3/\text{sec})$

sec) $0.757\text{m}^3/\text{sec}$ であることが判明した。

4. 流出削減の具体的方策

(1) 目的と概要

流出量削減の基本方針は, 下水道整備後に流出する最大流出量(時間降雨50mm/hr)を石神井川の現況許容流出量(時間降雨30mm/hr)に抑制することにある。

具体的方策としては, 市街地でしかも実現可能なものとして次のものが考えられる。

(2) 具体的方策

① 透水性舗装

透水性舗装は, 舗装体を通し雨水を直接路床へ浸透させる機能と併せて地下水の涵養を計るものである。

東京都土木技術研究所の実験結果では, 浸透舗装は降雨強度40mm/hrから50mm/hrの雨水の全浸透を目安としている。

浸透速度: $1.4 \times 10^{-3}\text{cm/s}$

舗装工費(36型) 5,339円/㎡(中級舗装4,396円/㎡)

② 浸透雨水枿

浸透雨水枿は, 降雨による流出水の発生そのものを初期の段階で抑えようとするものである。

この方法は雨水枿を二枚蓋構造とし, その底部を底抜けにしておき下部砕石層を通して地下浸透させる方法である。

浸透強度 $1.29 \times 10^{-4}\text{m/s}$ (昭島つつじヶ丘ハイツの実験結果から)

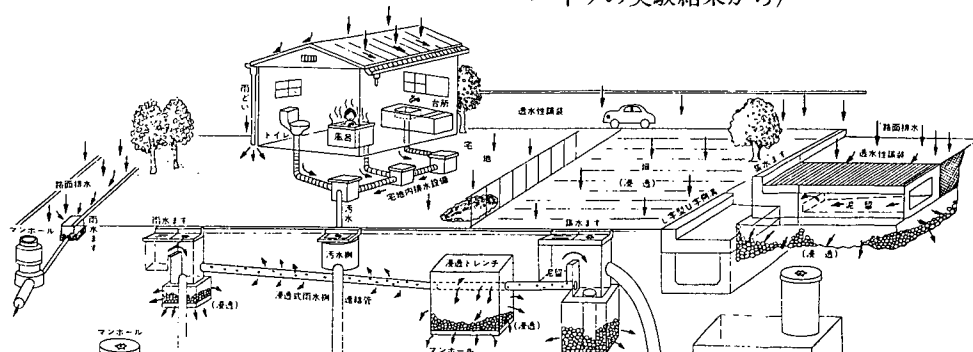


図-23 雨水の流出を抑制する下水道

雨水枡単価 68,333円/個 (標準枡27,831円/個)

③ 地下浸透トレンチ

雨水枡どうしを有孔管で連結し、そのまわりを碎石層で被い、雨水を浸透あるいはストックさせようとする方法である。

設計浸透能 $3.16 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$

工事費用 21,000円/m

④ 地下注入井

浸透雨水枡及び地下浸透トレンチで浸透しない雨水を地下の透水層に直接注入する方法である。

設計注入能力 $0.034 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{本}$

工事費用 1,800,000円/本

⑤ 管きよの迂回

管きよの迂回は雨水の流達時間をできる限り遅らせることによって、最大流出量を抑制し河川のピーク量の緩和を計ろうとする方法である。

管きよ迂回による最大流出量の変化をグラフに示したものが図-24及び図-25である。また管きよ迂回による流出削減量と削減率を示せば表-9のようになる。

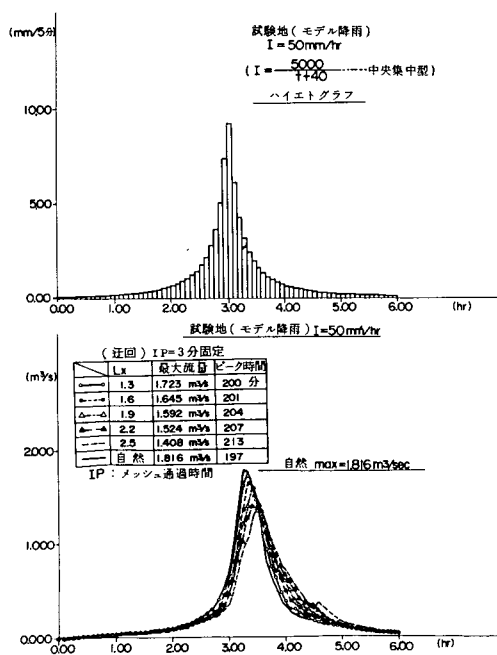


図-24 迂回によるハイドログラフ

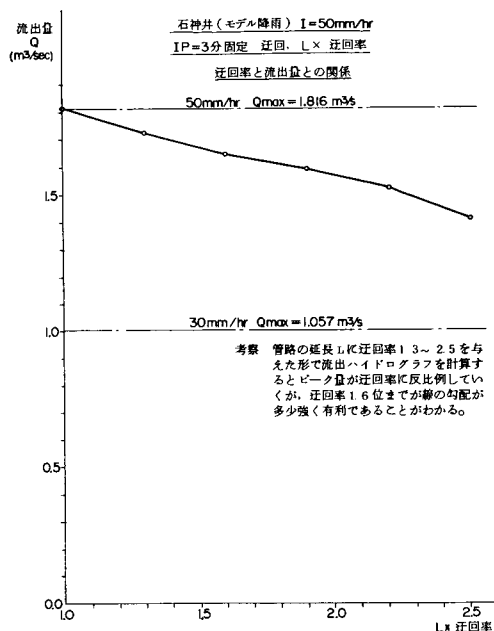


図-25 迂回による流出量の変化

表-9

管渠迂回倍率	最大流出量 (I=50mm/hr) Q m³/s	削減量 q=1.816-Q m³/s	削減率 $\frac{q}{1.816} \times 100\%$
1.0	1.816	0	0
1.3	1.723	0.093	5
1.6	1.645	0.171	9
1.9	1.592	0.24	12
2.2	1.524	0.292	16
2.5	1.408	0.408	23

⑥ 管内貯留

管内の堰上げによる貯留と流速の遅れによって最大流出量を抑制する方法である。

管内堰上げは、人孔内に固定堰を設け汚水は堰下の制限断面より流出させ、雨天時流出量発生時は、堰下の制限断面及び堰上から流出させる。

なお、管内貯留による効果は、貯留関数 α を0.5~1.0と変化させて解析したものである。(図-26及び図-27)

その結果、抑制効果は最大 $1.794 \text{ m}^3/\text{sec}$ で自然状態の1.2%程度であり、管内貯留による効果はほとんど期待できないことが判明した。

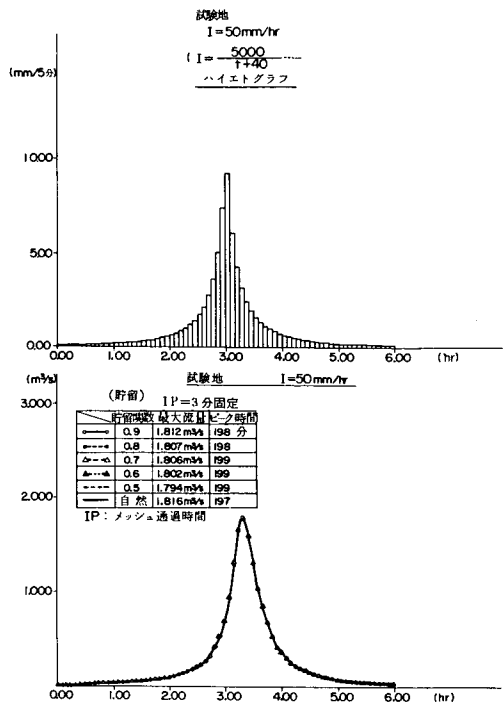


図-26 管内貯留によるハイドログラフ

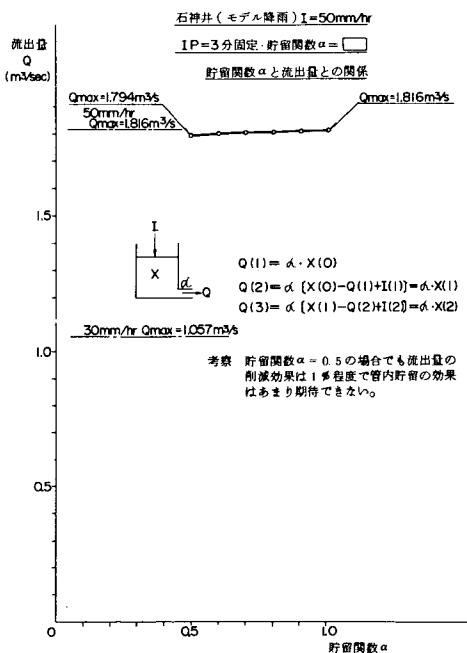


図-27 貯留による抑制効果

⑦ 地表流の遅れ

メッシュ法流出解析では、1メッシュ(10m×10m)毎に地表流の流向を調査し、メッシュ通過時間をカーベイ式より3分と定め

て解析している。この地表流の時間を人工的に遅らせば、ピーク流出量を抑制することが可能である。雨水の流出は、雨水枡を通過し管内に流入する。この時に、雨水枡の間隔を20mから40mに延ばせば、メッシュ通過時間も2倍となり地表流が遅れることになる。

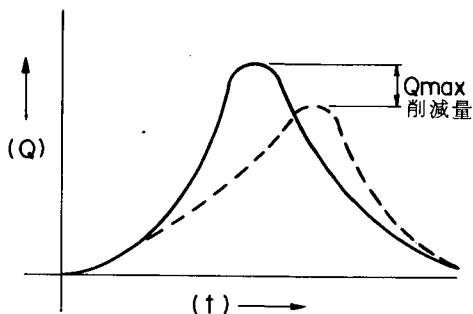


図-28 ピーク流出量の削減

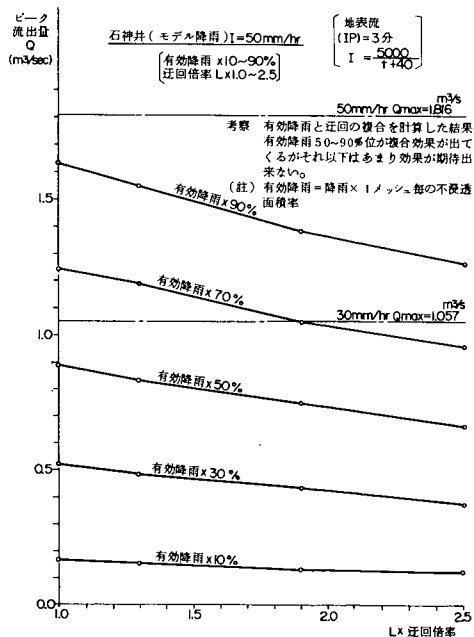


図-29 複合方策 (浸透+迂回)による効果

しかし今回の解析では地表流は全域にわたり3分としており、各メッシュ毎の地表流の変化を検討していないので概念だけにとどめておく。

上記の①から⑦までの具体的な方策について、複合的に組み合わせることによって、放流先である河川的能力 (降雨強度30mm/

hr) 以下に流出を抑制することが可能である。その中でも最小限、雨水浸透型施設に管きょの迂回 ($L \times 1.9$ 倍以上) を併用することが必要である。

以上のような検討をもとに、このような流出抑制策が実際の現場でどのような効果があるかを検証するため、公共下水道の枝線管きょ工事の中にこの方策を組み込んだ実験工事を行うことになった。

5. 実験工事の概要

工事件名 練馬区石神井町7丁目付近枝線工事

工 期 昭和56年9月～昭和57年3月

排水面積 12ha

管きょ延長 250mm～1500mm 2130m

流出抑制策 透水舗装 5786㎡

浸透雨水枳 201か所

浸透トレンチ 3200m

地下注入井 5か所

管内貯留 2か所

観測内容 自記雨量計 1か所

流量計 2か所

観測井戸 (水位・水質) 36か所

周辺井戸調査 一式

この地区は住宅とわずかに残された畑の混在した山の手の高台である。そのために下水道整備は河川的能力不足 (降雨強度30mm/hr対応) のため、雨水の流出を抑制する下水道によって整備する以外方法がない。そのためか、住民も協力的であり、地元説明会は設計段階で1回、工事発注後1回と計2回行なったが、工事に反対する住民は見当らず施工のし易い場所である。

この工事は現在施工中であり、しゅん工後の各種の観測と解析を行って雨水流出の抑制効果がどの程度はかられるか実証する予定である。

またこの実験工事は単にその効果を計るための実験ではなく、この対策について地元住民との対応、施工方法私道排水設備の助成方法、道路管理者との協議など含めた総合的な実験工事の意味も含まれている。

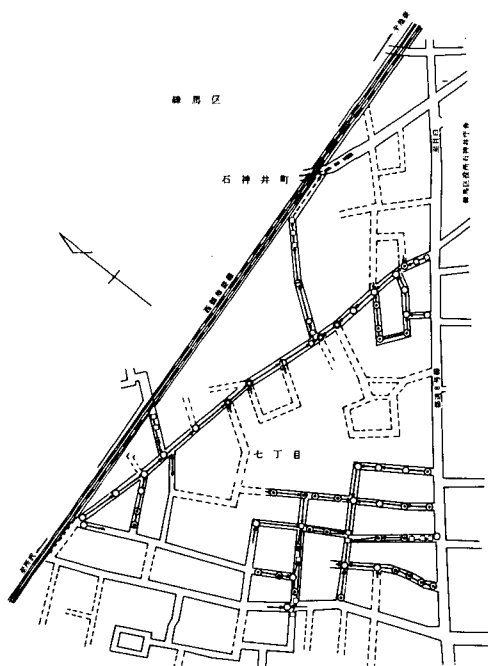


図-30 実験工事本管配置図

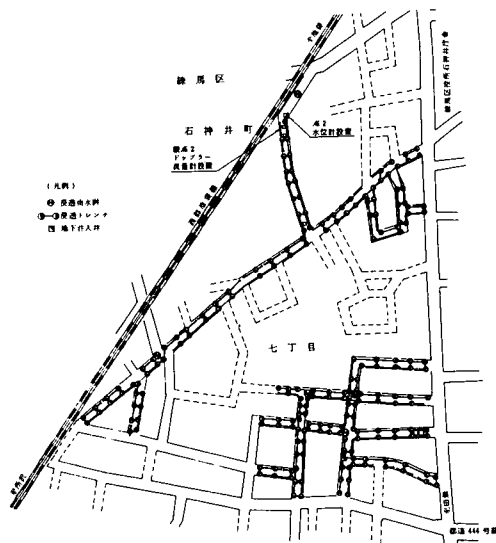


図-31 実験工事配置図

さらにはこの方法の決定的な欠点となる恐れのある目づまりの発生と地下水の汚染について周到な追跡調査を行うこととしている。

6. 今後の課題と展望

この方法は、河川整備の遅れから止むを得ず実現可能な対策として考えだされたもので

あるが、公共下水道にこの方策を採用したということは、総合治水の考えにも合致するものといえよう。

しかし、この方策を今後本格的に進めていくためにはいくつかの問題があり、これをつめて解決していく中で新しい方向が見出せるものと確信している。

問題点を列举すると次のようになる。

(1) 各施設の効果の定量化

雨水浸透施設、貯留施設のそれぞれの効果とその施設が河川に対してどのような影響を与えるのかを定量的に評価できるように解析手法を確立しなければならない。

それによってこの方策が実用的に採用可能となるのである。

(2) 各施設の構造の検討

目づまり対策、地下水の汚染対策を含めて、各施設の効果を十二分に発揮でき、しかも施工、維持管理が容易な構造としなければならない。そのためには実験工事の徹底的な追跡調査が必要である。

(3) 工事費と住民の協力

この方式による工事費は、一般的な合流式下水道と比較すると約2割程度割高となる。また、宅地内の排水についても雨水と汚水を分けてもらわないとこの方式の効果が発揮できない。雨水と汚水を別々に取付けることにより、場合によっては住民の負担が増えることもあり、住民の協力が必要になってくる。

7. おわりに

調査は今年度もひきつづき継続しており、「降雨と流出のデータ収集」「解析モデルの精度向上」「流域全体の解析」「各施設の構造検討」「実施設計」などを行っているもので、いずれはその結果もでるものと思う。いずれ稿を改めてその結果を発表したいと考えている。

また今回この調査、検討にあたり、種々の

御助言をいただいた建設省下水道部、建設省土木研究所、住宅・都市整備公団、東京都新都市建設公社、東京都建設局、東京都練馬区役所、板橋区役所などの関係者の方々に心から御礼申し上げます。

2. 平塚市型雨水地下浸透工法

1. 流域の概要

平塚市は神奈川県のはば中央に位置し、東に相模川、西に金目川が貫流している。この二川は、その豊富な水量と良好な水質で県民の上水源として欠くことの出来ない河川である。昭和35年の所得倍增計画に端を発する高度経済成長は平塚市周辺を、湘南工業地帯の中心地として発展させ、数多くの工場が誘地された。相模川流域は市街化及び工業化が著しくこれから排出される下水量の増大につれて汚濁現象が進んできたことから昭和44年神奈川県第3次総合計画で公共用水域の汚濁を防止し、かつ県民の生活基盤である水質の保全、及び水資源の確保の抜本策として、相模川流域下水道事業が計画された。

平塚市においては、昭和39年に単独公共下水道事業として、国鉄平塚駅を中心に393.27haの事業認可を受け、下水道建設に着手していたが、上記の相模川流域下水道計画に整合性を持たせ、現在1377.29haの区域の整備を進めている。その普及率は認可区域面積で50%になっている。

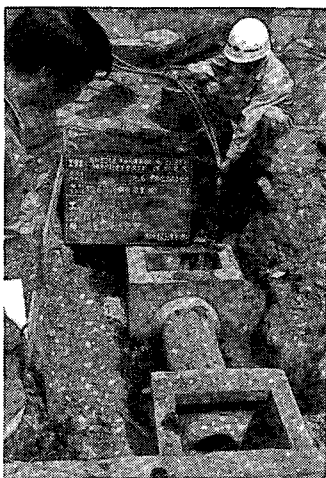
2. 計画までの経緯

昭和53年の夏季干ばつにおける樹木の枯渴

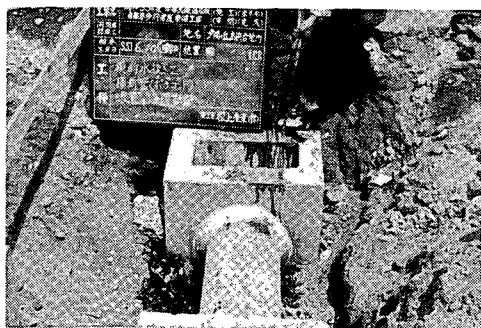
第3回目 $\frac{62-28.3}{62}=0.544=54.4\%$

表－1 試験結果

	歩道雨水槽 より入れた 水量	雨水槽に 出た水量	所用時間	浸透率
1回目	75ℓ	28.3ℓ	5分30秒	62.3%
2回目	70	28.3	2 10	59.6
3回目	62	28.3	1 17	54.4



写真－1



写真－2

下水道における雨水処理については従来通り雨水管渠による自然流下を原則に、すみやかに排除することになっているが、平塚市においても相模川、金目川の改修事業は、用地問題と膨大な事業費による財政的な問題で昭和48年のオイルショック以来遅れている現状

である。

本来遊水池的な役割を果たしていた地域も都市化の著しい波を受け、中小排水路の改修も、河川改修の遅れに伴い、吐口の調整をよぎなくされている。平塚市も公共下水道の遅れが道路側溝に委ねられている現状であり、路面排水が本来の目的である側溝を雨水及び一般排水の処理に利用している。側溝は道路の縦断勾配に合った排水勾配を取っている関係上、雨水の流達時間を早め、車道は完全に舗装されているため、雨水の浸透は皆無となり、溢水の要因となっている。

これらの対策として、雨水を地下浸透させることよってのメリットは計りしれないものと判断し、雨水の分離、雨水の地下浸透工法の公共下水道への導入及び開発事業指導要綱、建築行為等の行政指導を積極的に行っている。

ちなみに、平塚市の年間雨量についてのデーターを表－2に記載する。

表－2 降雨状況 (S.47年～S.55年.9年間)

—平塚市東部ポンプ場調べ—

単位：mm

年度	雨量状況 年間雨量 合 計	年間降雨 日 数 (日)	各年間時間 最大雨量	年間1日 最大雨量
S 47年	1,415.0	75	9/12 (21:20~22:20) 46.0	9/15 140.0
S 48年	959.0	91	11/10 (9:50~10:50) ※ 72.0	11/10 139.0
S 49年	※ 1,737.5	107	3/21 (2:55~ 3:55) 33.0	7/8 132.0
S 50年	1,320.5	87	10/4 (13:10~14:10) 28.0	7/4 116.0
S 51年	1,684.5	※ 112	9/11 (1:30~ 2:30) 45.0	9/11 ※160.0
S 52年	1,564.5	90	7/3 (21:05~22:05) 38.0	9/10 127.0
S 53年	993.5	89	5/18 (20:00~21:00) 19.5	6/23 47.0
S 54年	1,501.5	104	10/9 (11:30~12:30) 25.0	5/14 63.5
S 55年	1,480.5	113	10/14 (17:30~18:30) 38.0	10/14 93.5
平均値 (S 47~S 55)	1,406.3	96	38.0	113.1

※は最大値を示す

下水道の設置及び開発行為、建築行為の行政指導内容は次の通りである。以下、配布用

パンフレット及び構造図を図-2～図-7に示す。

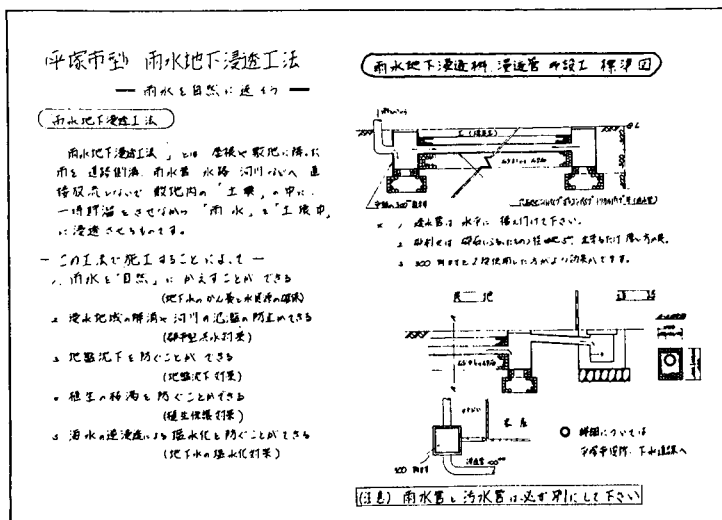


図-2 雨水地下浸透柵、浸透管、布設工標準図

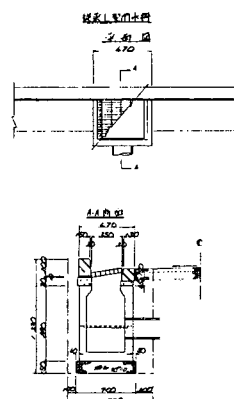


図-3 公道内での車道の雨水地下浸透工法についての構造

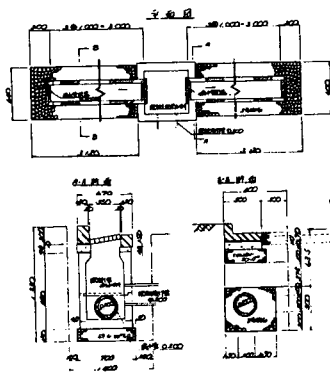


図-4 浸透柵設置工
(既設L型雨水下柵用)

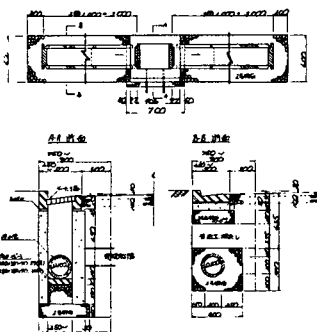


図-5 浸透柵設置工

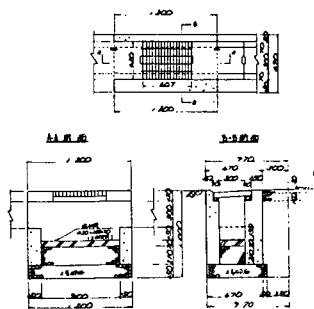


図-6 浸透柵設置工

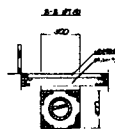
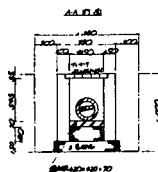
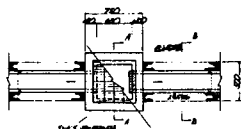
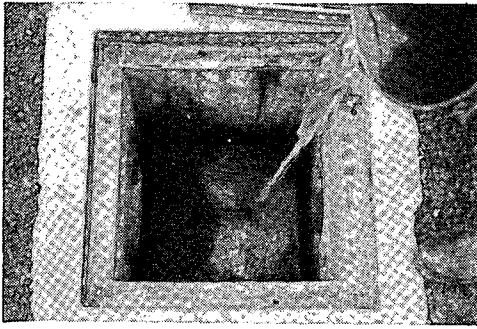
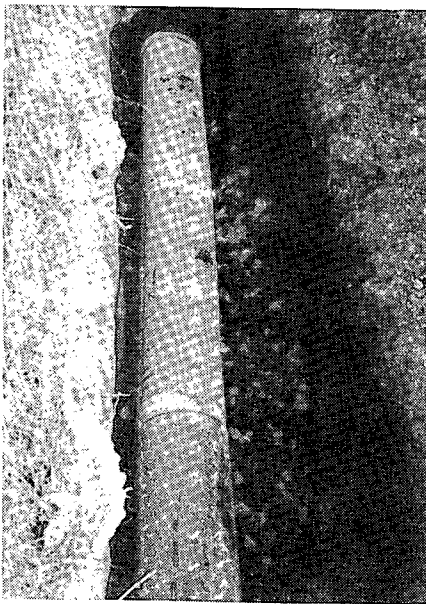


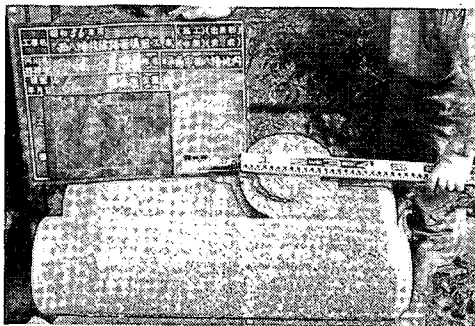
図-7 浸透柵設置工 (集水柵用)



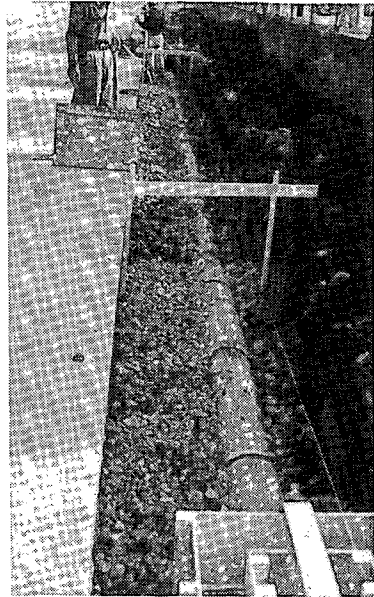
(写真-3)



(写真-4)



(写真-5) 透水管及び蓋



(写真-6)

4. 地下浸透実験

平塚市の雨水地下浸透工法について、ポラコンパイプ K-200を用いて地下浸透実験を行なった。

(1) 実験の目的

ポラコンパイプによる地下水の人工涵養において、濁水による目づまり状態を観察すること、土質による浸透量の変化を調べることが目的とする。なお、浸透方法としては、ポラコンパイプ流下時の重力浸透とする。

(2) 測定項目

1) 土質による浸透量の測定

土質は土の透水係数により次の2種類とする

a. $k=10 \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$

b. $k=10 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$

置換材は4号砕石(30~40mm)とし、大きさは次の2種類とする。

a. 管底下 10cm

b. 管底下 30cm

2) 濁水による浸透量の測定及び目づまり状態の観察

清水による浸透量測定後、濁水による浸透量の測定及び目づまり状態の観察を行なう。なお、濁水浸透後、清水による浸透量の測定も行なう。

濁水の SS 濃度は1500ppm (一般道路150 ppm の10倍) で粒径は 840μ 以下とする。

3) 土の物理試験

- a 土の粒度試験 (JIS A 1204)
- b 土の透水試験 (JIS A 1218)

(3) 実験方法

1) 材料のセット

試験装置底よりポリコンボード、荒目砂 (排水層) →土又は砂→碎石 (30~40) →ポリコンパイプ K-200→碎石 (30~40) →土又は砂の順でセットする。なお土の転圧比は1:1.4, 砂, 碎石は加圧振動機で十分締め固めるものとする。

2) 清水の注入

材料セット後、清水 ($Q = 1 \text{ l/sec}$) を1時間注入し、置換材が飽和するまでの時間、置換材の飽和水が浸透する (マノメーターにより測定) までの時間を測定する。なお注入はポンプ2台で還流させて行ない、前もって注入量 $Q = 1 \text{ l/sec}$ となるように水槽のバルブ調整を行なしておく。

3) 濁水の注入

清水注入後、SS 濃度1500ppm の濁水 ($Q = 1 \text{ l/sec}$) を10時間注入し、ポリコンパイプからの流出量の測定及び目づまり状態を観察する。

態を観察する。

4) 清水の注入

濁水注入後、清水 ($Q = 1 \text{ l/sec}$, 総注入量 $Q = 3600 \text{ l}$) を注入し、目づまりによる浸透量の減少を測定する。

5) 目づまり状態の観察

清水注入後、ポリコンパイプ、置き換え材を掘り起こし、目づまり状態を観察する。

6) 土質及び置換材の大きさ

土質は、黒土:砂 = 1:5, 黒土の2種類とし、置換材は4号, 碎石 (30~40) で大きさは管底下10cm, 30cmの2種類とする。

7) 樹の堆積物及び注水中の SS 分の粘度分析

表-4 材料表

材 料	試験1回の使用量	総 使 用 量
土	$0.7\text{m}^3 \times 1.4 = 0.98\text{m}^3$ $0.61\text{m}^3 \times 1.4 = 0.85\text{m}^3$	$1.83\text{m}^3 \rightarrow 3\text{m}^3$
砂	$0.7\text{m}^3 \times 1.4 = 0.98\text{m}^3$ 0.04m^3 (排水層)	$1.10\text{m}^3 \rightarrow 2\text{m}^3$
砕 石 (30~40)	$0.25\text{m}^3 \times 1.3 = 0.33\text{m}^3$ $0.16\text{m}^3 \times 1.3 = 0.21\text{m}^3$	$0.87\text{m}^3 \rightarrow 1.5\text{m}^3$
ポリコンパイプ K-200	3 本	5 本
ポリコンボード $300 \times 300 \times 60$	9 枚	12枚
濁 水 材 料 840μ 以下	$1.5\text{kg}/\text{m}^3$	$4.5\text{kg} \rightarrow 9\text{kg}$
清 水	$3,000 \text{ l}$	$9,000 \text{ l}$
実 験 装 置		1 台
ポ ン プ		2 台
流 量 計		2 台
水 槽		2 ケ
バ ル ブ		1 ケ
樹		1 ケ
浸透水受け皿		1 ケ

表-3 実験 TYPE

TYPE	土 の 種 類	置換材の大きさ
A	黒土・砂 = 1:5	管底下 30cm
B	" " = 1:5	" 10cm
C	黒 土	" 30cm

表-5 土質による浸透量の実測値及び計算値

TYPE	透水係数 k (cm/sec)	置換材の幅 B (mm)	置換材の水深 H (mm)	浸透長さ L (mm)	浸 透 量 (l/sec)		
					計 算 値	実 測 値	実/計
A	2.2×10^{-2}	48	37.25	95	0.18	0.30	1.67
B	2.2×10^{-2}	48	19.45	95	0.14	0.12	0.86
C	1.1×10^{-3}	48	38.95	95	0.0091	0.062	6.81

(注): 計算値は Wedernikow の貯水池からの浸透計算式を用いた

1. 清水注入実験

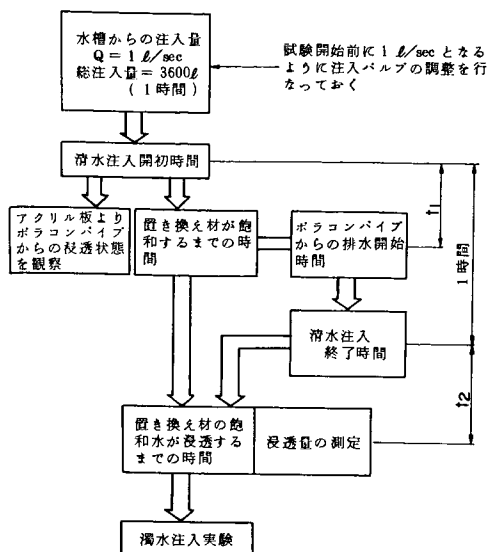


図-8 清水注入実験

2. 濁水注入試験

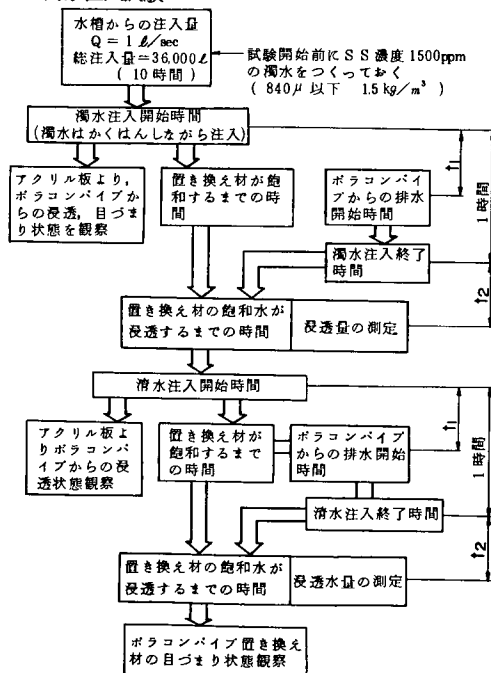


図-9 濁水注入試験

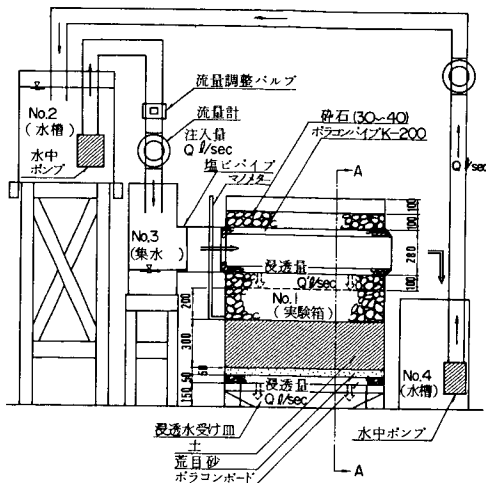


図-10 ポラコンパイプによる地下浸透実験概要図

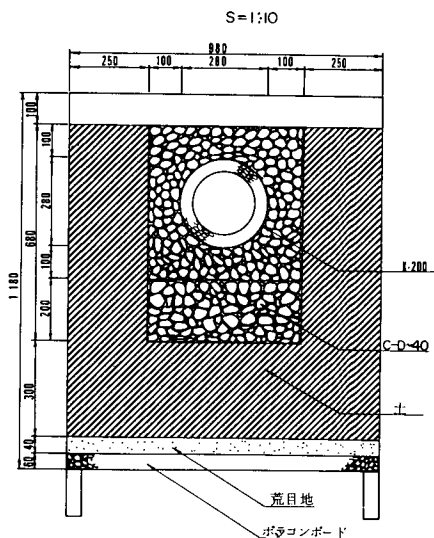
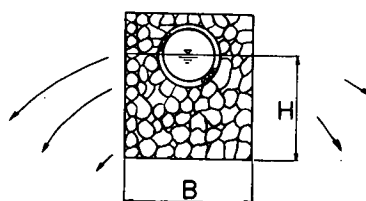


図-11 A-A 断面図 (写真-8, 9 参照)

(4) 実験結果及び考察

1) 土質による浸透量について (初期透水係数についての検討)



$$q = k_i (B+H) L \quad (1)$$

q : 浸透量 (cc/sec)

k_i : 土の初期透水係数 (cm/sec)

B : 置換材の幅 (cm)

H : " 水深 (cm)

L : 浸透長さ (cm)

土質及び置換材の大きさによる浸透量の実測値, 計算値を表-5, 図-12に示す。

土質による浸透量は, 透水係数が小さくなるに従い Wedernikow の計算値よりも大きな浸透量を示す傾向にある。

実験回数が少ないが, 実測値より浸透量計算式を導くと次式のようなになる。

$$q = \{1900k_i(B+H) + 0.0467\}L \quad \text{.....(2)} \\ (l/sec)$$

(注) k_i の単位は m/sec

B, H, L の単位は m

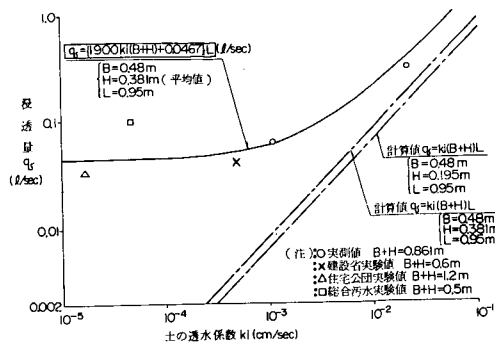
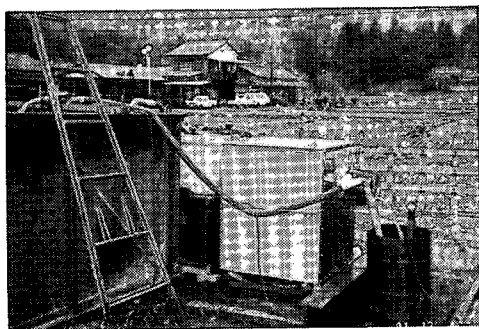
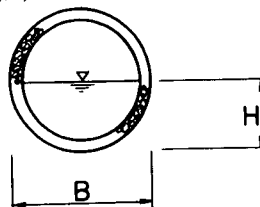
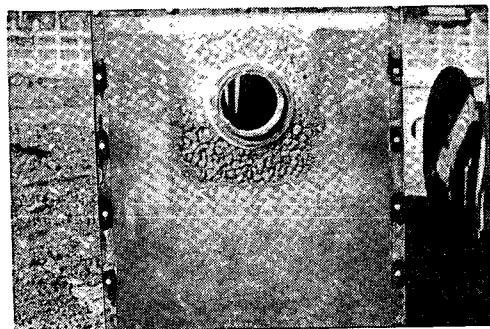


図-12 土質による浸透量

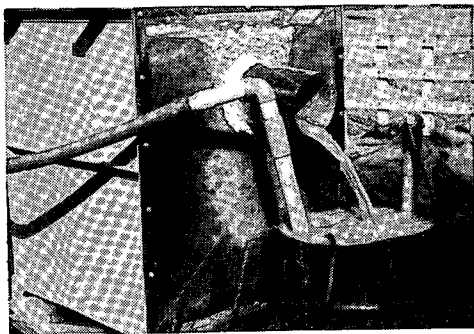
置換材なしの場合の浸透量を計算すると表-6のようになる。



(写真-7)



(写真-9)



(写真-8)

表-6 ポラコンパイプ K-200 (置換材なし) からの浸透量

透 水 係 数 (cm/sec)	内 径 (cm)	水 深 (cm)	浸透長さ (cm)	Wedernikowによる計算値	実験式による計算値
				浸 透 量 q (ℓ/sec)	浸 透 量 q (ℓ/sec)
2.2×10^{-2}	20	14	100	0.075 (0.189)	0.189 (0.406)
1.1×10^{-3}	20	14	100	0.0037 (0.0095)	0.0538 (0.0647)

(注) : () 内は置換材ありの場合の訂正值

置換材なしの場合の単位長さ当りの浸透量は、置換材ありの場合 ($B+H=86\text{m}$, 水深 $H=38\text{cm}$) に比べて約1/2に減少する。

2) ポラコンパイプの単位長さ当りの処理面積

ポラコンパイプの単位長さ当りの処理面積は、置換材からの浸透量及び置換材の貯水量より、式(3), (4), 図-13のようになる。

Wedevnikow の式

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6 \times 10^6} = k_i (B+H) + \frac{n \times B \times H}{3600 \times t}$$

$$A = \frac{3.6 \times 10^6 \left\{ k_i (B+H) + \frac{n \times B \times H}{3600 \times t} \right\}}{C \times I} \quad (\text{m}^2) \quad \dots (3)$$

実験式

$$A = \frac{3.6 \times 10^6 \left\{ 1.9 k_i (B+H) + 4.67 \times 10^{-5} + \frac{n \times B \times H}{3600 \times t} \right\}}{C \times I} \quad (\text{m}^2) \quad \dots (4)$$

ここに A : 単位長さ当りの処理面積 (m^2)

C : 流出係数 $C=0.8$

I : 降雨強度 $I=51\text{mm/hr}$

B : 置換材の幅 (m)

H : " の水深 (m)

n : " の空隙率

4号砕石 (30~40) $n=0.425$

k_i : 土の初期低抗係数 m/sec

t : 降雨継続時間

$$t = \frac{\text{最大日雨量}}{\text{降雨強度}} = \frac{R}{I} = \frac{160}{51} = 3.14\text{hr}$$

図-13より土の透水係数 $k_i=10^{-4}\text{cm/sec}$, 置換材の大きさ1.0m の場合の単位長さ当りの処理面積は4.0~8.0 m^2 となる。又、処理面積50 m^2 , 100 m^2 , 200 m^2 について、ある浸透長さ L_m に於るポラコンパイプからの排水量は次式より図-14~16のようになる。

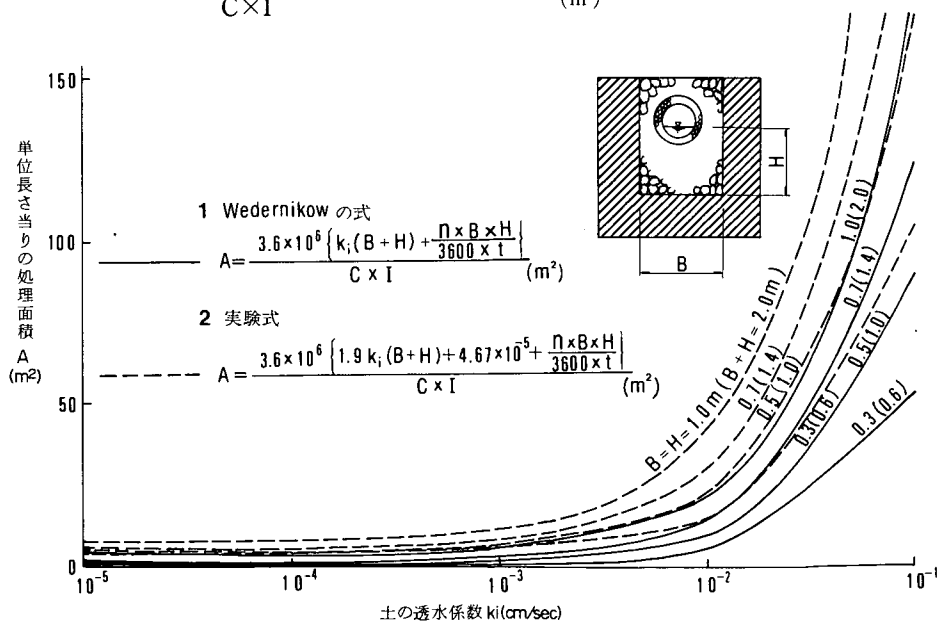


図-13 単位長さ当りの処理面積

Wedernikow の式

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6 \times 10^6} - \left\{ k_i (B+H) + \frac{n \times B \times H}{3600 \times t} \right\} L \cdots (5)$$

(m³/sec)

実験式

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6 \times 10^6} - \left\{ 1.9 k_i (B+H) + 4.67 \times 10^{-5} + \frac{n \times B \times H}{3600 \times t} \right\} L \cdots (6)$$

(m³/sec)

ここに L : 浸透長さ

図-15より処理面積100m²について、土の透水係数 $k_i = 10^{-4}$ cm/sec の場合の浸透長さ $L = 10$ m におけるポラコンパイプからの排水量は、Wedernikow の式で 0.75 l/sec、実験式で 0.27 l/sec となる。

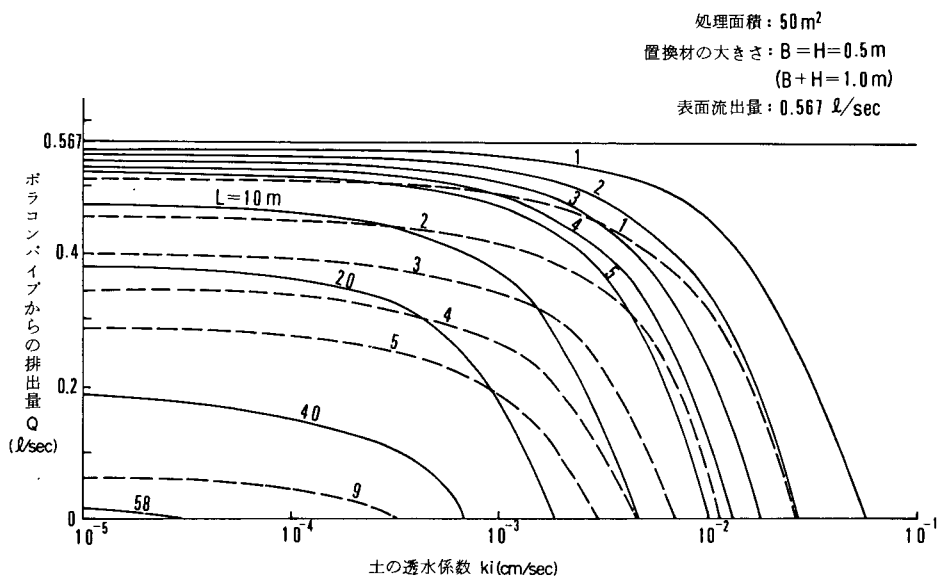


図-14 ポラコンパイプからの排水量

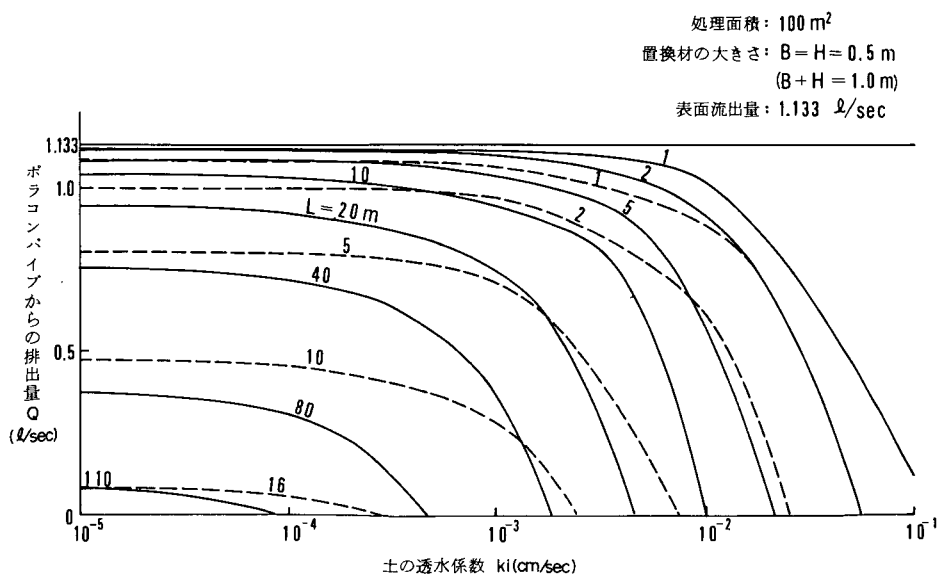


図-15 ポラコンパイプからの排水量

処理面積：200m²
 置換材の大きさ：B=H=0.5m
 (B+H=1.0m)
 表面流出量：2.267 l/sec

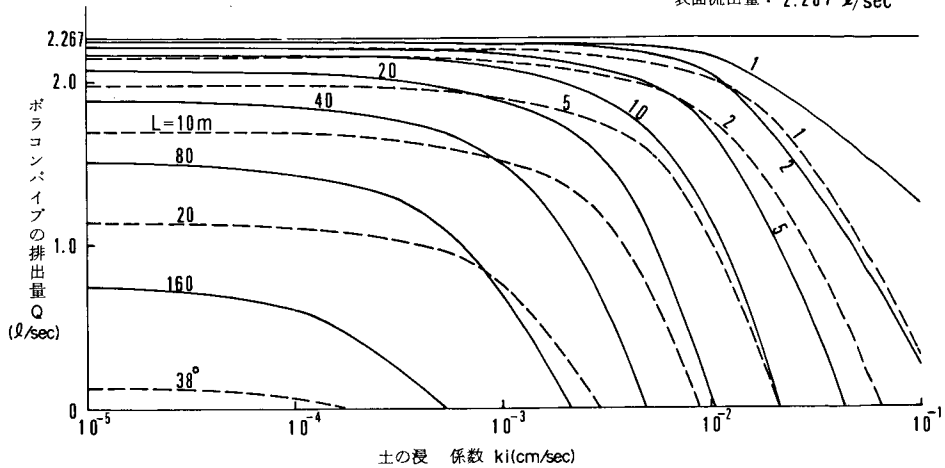


図-16 ポラコンパイプからの排出量

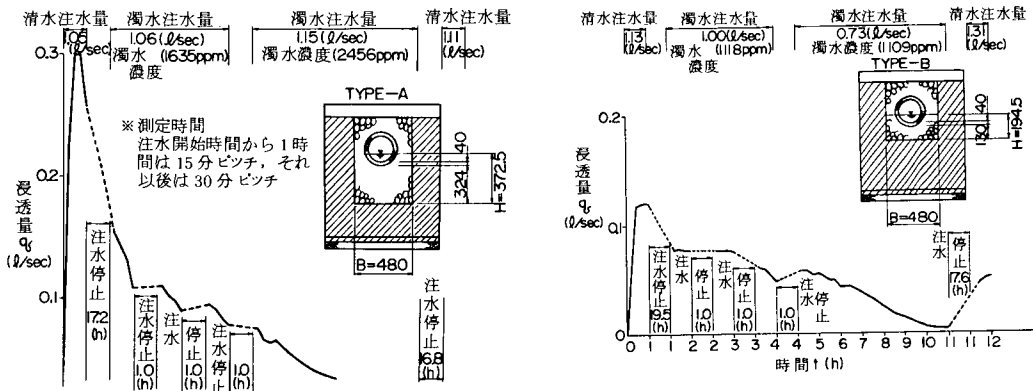


図-17 清水及び濁水による浸透量

図-18 清水及び濁水による浸透量

表-7

TYPE	処理面積 50m ²		処理面積 100m ²		処理面積 200m ²	
	年間SS量	耐用年数	年間SS量	耐用年数	年間SS量	耐用年数
A	4,000g	$\frac{44,270}{4,000} = 11.1$ 年	8,000g	$\frac{44,270}{8,000} = 5.5$ 年	16,000g	$\frac{88,540}{16,000} = 5.5$ 年
B	"	$\frac{17,590}{4,000} = 4.4$ 年	"	$\frac{17,590}{8,000} = 2.2$ 年	"	$\frac{35,180}{16,000} = 2.2$ 年
C	"	$\frac{10,860}{4,000} = 2.7$ 年	"	$\frac{10,860}{8,000} = 1.4$ 年	"	$\frac{21,720}{16,000} = 1.4$ 年

(注)：1) 年間SS量400g/m²のうち840μ粒径以下を20%として計算する

SS=400×0.2×A(g)……………(7)

A: 処理面積 (m²)

2) 浸透長さは処理面積50m²、100m²の場合L=10m
 処理面積200m²の場合L=20mとした

3) 濁水による浸透量について

濁水注水による浸透量の変化を表-7,
 図-17～20に示す。

濁水注水直後の浸透量減少は、TYPE-Aで1/2, TYPE-Bで1/1.5, TYPE-Cで1/2.2であり、清水に対して浸透量は約1/2となる。浸透量SS量1086gでの浸透量

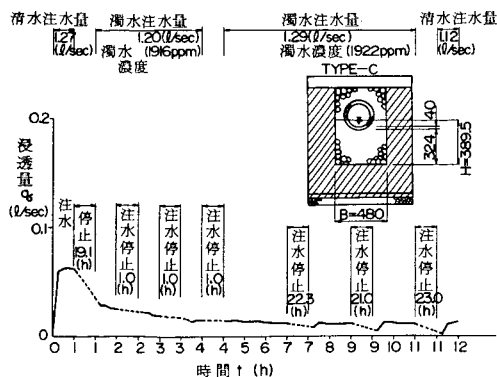


図-19 清水及び濁水による浸透量

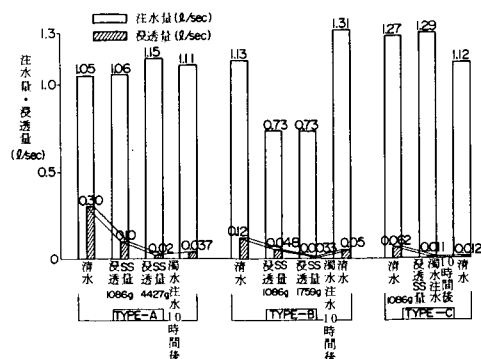


図-20 清水及び濁水による浸透量

減少は TYPE-A で1/3, TYPE-B で1/2.5, TYPE-C で1/6, 濁水注入10時間後における浸透量減少は, TYPE-A (浸透 SS 量4427g) で1/15, TYPE-B (浸透 SS 量1759g) で1/36, TYPE-C (浸透量1086g)

で1/6である。以上より濁水による目づまり対策として, 置換材の深さ H を大きくとることが有効と思われる。

一般道路の年間 SS 量を400g/m²として, 耐用年数を計算すると表-8 のようになる。

表-8(1) TYPE-A

	清 水		濁 水		水	
	注 入 量 (ℓ)	浸 透 量 (ℓ)	注 入 量 (ℓ)	浸 透 量 (ℓ)	濁水濃度(ppm)	浸透SS量(g)
注 水	3,784	1,080(28.5%)				
1 時 間	(1.05 ℓ/sec)	(0.3 ℓ/sec)				
"			11,395	1,156(10.1%)	1,635	1,890
3 時 間			(1.06 ℓ/sec)	(0.107 ℓ/sec)		
"			29,067	1,033(3.6%)	2,456	2,537
7 時 間			(1.15 ℓ/sec)	(0.041 ℓ/sec)		
"	3,983	133(3.3%)				
1 時 間	(1.11 ℓ/sec)	(0.037 ℓ/sec)				
合 計			40,462	2,189 (5.4%)		4,427

表-8(2) TYPE-B

	清 水		濁 水		水	
	注 入 量 (ℓ)	浸 透 量 (ℓ)	注 入 量 (ℓ)	浸 透 量 (ℓ)	濁水濃度(ppm)	浸透SS量(g)
注 水	4,072	432(10.6%)				
1 時 間	(1.13 ℓ/sec)	(0.12 ℓ/sec)				
"			10,740	724(6.7%)	1,118	809
3 時 間			(1.00 ℓ/sec)	(0.067 ℓ/sec)		
"			18,420	857(4.7%)	1,109	950
7 時 間			(0.73 ℓ/sec)	(0.034 ℓ/sec)		
"	4,721	180(3.8%)				
1 時 間	(1.31 ℓ/sec)	(0.05 ℓ/sec)				
合 計			29,160	1,581 (5.4%)		1,759

表-8(3) TYPE-C

	清 水		濁 水		水	
	注 入 量 (ℓ)	浸 透 量 (ℓ)	注 入 量 (ℓ)	浸 透 量 (ℓ)	濁水濃度(ppm)	浸透SS量(g)
注 水	4,585	223(4.9%)				
1 時 間	(1.27 ℓ/sec)	(0.062 ℓ/sec)				
"			12,942	238(1.8%)	1,916	456
3 時 間			(1.20 ℓ/sec)	(0.022 ℓ/sec)		
"			32,572	328(1.0%)	1,922	630
7 時 間			(1.29 ℓ/sec)	(0.013 ℓ/sec)		
"	4,026	43(1.1%)				
1 時 間	(1.12 ℓ/sec)	(0.012 ℓ/sec)				
合 計			45,514	566 (1.2%)		1,086

TYPE-A で約 6～11年に相当する実験と
言える。

4) 透水係数の変化と目づまりについて

目視観察によれば、SS の堆積状態から
垂直方向と水平方向の透水係数の差は、10
倍以上と思われ、H が大きいほど浸透に対
して有利と言える。

このことは、TYPE-A (B:H=5:4)
での浸透量減少値が1/15, TYPE-B (B:
H=5:2) での浸透量減少値が1/36より H
が2倍になると浸透量減少値が約1/2, 浸透
SS 量と同じ (4427g) とすると約1/6になる
ことから言える。

今回の実験では、浸透に支障をきたすよ
うな、ポリコンパイプの目づまりは、ほと
んど生じていない。

実験終了後の置換材の洗い試験結果を、
表-9 に示す。洗い実験から浸透 SS 量の
算出はできないが、TYPE ごとの比率はほ
ぼ計算値と同じである。

表-9 置換材の洗い試験結果

TYPE	置換材の洗い試験	浸透 SS 量計算値
A	3.41%	4,427g
B	2.22%(0.65)	1,759g(0.40)
C	0.95%(0.28)	1,086g(0.25)

(注): 1) 洗い試験の試料は置換材の底の部分から採取したも
のである

2) ()内は、TYPE-Aに対するものである

5) 枳の堆積物及び注水中の SS 分の粒度分 析について

今回用いた SS 分は、碎石場で砂洗に使
用した排水の堆積物で市街地域の雨水排水
とは異なるが、今回の実験によると、粒径
0.2mm以上のものは、70%以上枳で処理で
きられると思われるが、保守方法により、0.2mm以
上の粒径でも枳の堆積能力を越えた場合、
浸透管に浸入することも予想されるので、
保守方法並びに枳の構造も十分に検討する
必要がある。

なお、今回使用した枳の深さは送水管底
から約 5cm である。

(5) まとめ

1) 地下浸透工法の耐用年数は処理水の性質
(SS 負荷量, SS の濃度分布等) 粗大粒径
SS の処理方法 (沈砂枳ネット等), 保守方
法, 埋管の布設方法, 浸透能力等で変化す
るが, 透水コンクリート表面で堆積を生じ
させず, 0.074mm以下の SS 分を浸透させる
場合(7)式の仮定を用いると, 置換材の水深
H を40cm以上, 耐用年数10年程度と考える
と初期浸透量に対して1/20～1/40の安全度
を見込む必要がある。

又, H が40cm以下の場合は, さらに安全
度を大きく見込む必要があり, 今後さらに
検討しなければならない。

2) 浸透量は置換材の深さ H に比例する傾向
にある。このことは, SS 分の堆積がトレン
チ下部に多く見られ, 垂直方向と水平方向
の透水係数の差が大きくなることと, トレ
ンチ面の水頭圧が大きく取れるためであり,
この点からも, 置換材の深さ H は大きくと
ることが有利となる。

3) 地下浸透工法における貯水能力の確保は
SS 分の堆積で決定されるが, 処理面積
A=100m²程度で置換材の水深 H=30cmと
考えた場合 (空隙率 n=35%とする) 年間浸
透 SS 量は(7)式より8000gとなり, この SS
分を L=10m の埋管で処理するものとし
ると有効貯水能力 Qs は年間で

$$Q_s = \frac{400 \times 0.2 \times A}{B \times H \times n \times L \times \rho} \dots\dots\dots(8)$$

$$= \frac{400 \times 0.2 \times 100}{50 \times 30 \times 0.35 \times 1000 \times 1.0} = 0.015$$

B: 置換材の幅50cm

ρ : SS 分の比重10と仮定する

の減少となる。よって貯水能力は10年で15%
の減少と考えられる。ただし, 粗粒 SS 分は
枳で処理するものとする。

4) 清水での実験の結果から考察すると, 一
般建物のトレンチからの雨水処理は, 浸透
枳, 浸透管 (ポリコンパイプ) で十分に対
応出来るものである。

(6) 今後の問題点

- 1) 実際の柵に流入する処理水中のSS粒度分析
- 2) 実際の柵に堆積する堆積物の量及び粒度分析
- 3) 柵でのSS処理方法

ネットなどによって処理する場合、ネットの開口径と堆積物の量及び粒度分布の把握、さらにメンテナンスの回数について、今後、検討する必要がある。

なお、ポラコンボードによる処理方法は、メンテナンスを考えた場合について軽量ネットと比較検討する必要がある。

5. 施工費の比較

一般のヒューム管を使用する場合とポーラスなパイプを使用する場合の施工費の比較は表-10のようになる。

表-10

区 分	m 当り単価	備 考
透水管 (0.200%)	9,563円	ポーラスパイプ使用 土被り0.5m レベル勾配
ヒューム管 (0.350%)	19,664円	一般ヒューム管使用 最小土被り1.2m 勾配2.2‰
集水面積0.33haにおける管径断面である		

単純に比較しても、施工の難易性はもとより施工費に相当な軽減が図られる。これからの下水道事業も莫大な事業費を必要とする事業であり、厳しい時代に直面している状況の中で、今後の大きな課題である財政基盤確立のために新しい技術の開発を促進し、今後の建設投資の最適化と効率化のために役立つものとする。

ちなみに、昭和55年～56年の2年間に施工した実績は表-11の通りである。

6. 考察

すでに都市化が進んだ現在、道路の舗装化、下水道の概念による雨水を速やかに排除する考え方の中で、河川能力の問題、雨水の浸透

表-11 雨水地下浸透工法施工状況

(S56. 10末現在)

施工区分	年度	施 工 内 容	面 積 (ha)	施工費 (千円)
平塚市	55年	透水管φ150～φ250 ℓ=793.70m	3.04	27,800
"	56年	透水管φ150～φ250 ℓ=819.90m 浸透柵 82.0ヶ所	18.63	34,000
開発行為 (建築行為を含む)	55年	透水管φ100～φ200 ℓ=712.10m 浸透柵 32.0ヶ所 透水性舗装1,080.0m ²	29.53	—
"	56年	透水管φ100～φ200 ℓ=968.0m 浸透柵 145.0ヶ所 透水性舗装1,080.0m ²	50.48	—
"	56年	透水管φ100～φ200 ℓ=968.0m 浸透柵 145.0ヶ所 透水性舗装2,870.0m ²	50.48	—
計			80.01	
合 計			101.68	61,800

の減少を考えると、河川だけに頼る洪水対策に限界がきており雨水地下浸透工法は今後の社会的要請に対応する工法と考えられる。

平塚市の年間雨量は表-2に見られるように、年間降雨日数約100日、1日最大雨量160mm、平均雨量38mmである。平塚市の設計降雨強度51mm/hrに対応するには、透水管の延長によって流出抑制が可能であり、それぞれの試験の結果から判断しても十分に浸透による効果が得られるものである。

しかしながら、新しい工法であるため様々な問題が有り、現在S. 56年12月～S. 57年3月の間に、土質、地下水の状況調査、すでに施工した個所での現場追跡調査、及び現場試験を実施し、パイプ断面の透水係数、目詰対策、今後のメンテナンスの方法について、調査研究し、問題の解明を図って行きたいと考えている。

最後に今回の実験に多大な御協力をいただきました小沢ポラコン株式会社に厚く感謝の意を表します。

3. 下水道における雨水流出抑制策

1. はじめに

相模原市は、神奈川県北部、相模平野の北半に位置し西側には丹沢山麓を中心とする山脈があり、北側は多摩丘陵という小高い丘にはさまれたほぼ長方形に近い90km²の面積をもつ人口45万人の都市である。

都心から40kmと地理的条件に恵まれ、加えて市域全体が平坦な台地であるため、首都圏のベッドタウンとして、また県北部の産業、文化の中心的役割を担う都市として、急激に人口が増加し発展してきた。

しかし、急激な都市化と人口急増のもたらす社会現象は、行政の各分野でさまざまなひずみを生じ、社会資本整備の遅れから多くの都市問題をかかえている。とりわけ、都市の基幹的施設である下水道整備は、人口急増に伴う義務教育施設等への財政需要に圧迫された関係もあって都市化に対応できず、市街地での浸水被害や家庭雑排水の処理は行政の最大の課題となっている。

本市の公共下水道は、昭和40年代の高度経済成長による財政需要の高まりとともに、生活環境の改善、水質保全への世論の高まりから昭和42年単独公共下水道として着手した。

その後相模川流域下水道計画に参画し、以来年次計画にもとづき積極的に整備の促進を図っているが、公共下水道人口普及率は56年度末見込みで20.4%で、国及び県下平均を下廻っており、また市街化区域に対する整備率は16.2%という状況である。

下水道の排除方式は分流式を採用しており、汚水は全て相模川流域幹線に、接続流入し、左岸処理場（茅ヶ崎市）で処理され、雨水は中小の都市河川へ放流することとなっている。しかし、市域の大部分が平坦な台地で雨水を排除する河川や水路が少ない本市では、この広大な台地からの雨水は、すべて下水道事業によって排除することとなるため、その

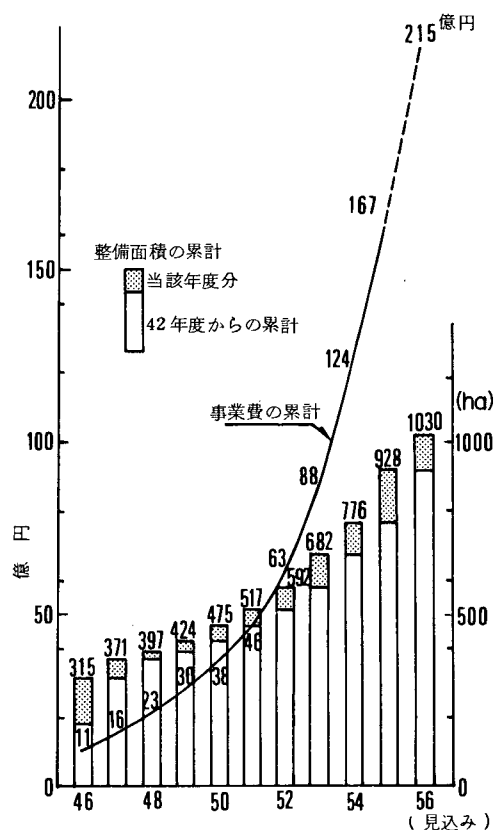


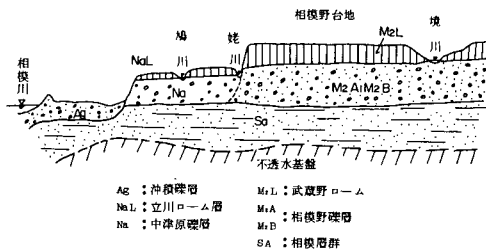
図-1 公共下水道の整備面積と事業費

雨水管建設に多額の事業費を必要とすること、また河川は未改修の状況であり放流量を制限せざるを得ない状況にある。河川改修事業は、莫大な事業費と長い年月を要する事業であるため、下水道事業との整合は現実的には不可能であることはいうまでもない。

このような問題を解決するための対策として、本市では河川への雨水流出抑制策として、住民の理解と協力を得ながら一般家庭での雨水浸透櫓の設置をはじめ、各種の雨水貯留施設の設置などを進めており、ここではその概要について紹介する。

2. 雨水流出抑制策とその背景

本市の地形は、丘陵、起伏がほとんどない単調な平坦地であり、とくに上段地域は相模野台地といわれ、その幅は4kmに及ぶ。この



図－２ 相模野台地の模式地質断面

台地には雨水を受入れる河川はなく、従来、降った雨は散在する凹地に自然集水され、地下浸透等によって処理されていた。

ところが、昭和40年代からの急激な都市化は、この凹地を含めた台地周辺に波及したため降雨時には凹地部家屋の浸水被害が続出するようになり、昭和47年の台風時には床上浸水440戸、床下浸水1,100戸という大きな被害を受けた。

このため、市では市内にプロジェクトチームを編成し対策について検討を重ねたが、下水道の排水面積が大きくて、放流先となる河川までの距離が長い為、*1下水道計画による雨水管きょへの多額の投資が財政面で困難であること、河川は未改修であるので放流にあたっては制限せざるを得ない等、河川と下水道事業との関係で多くの問題が提示され、雨水流出抑制策を積極的に進め、住民の浸水被害の軽減を図ると同時に浸水被害の*2防ぎょ体制を確立し、市民の生活を守ることとしたのである。

3. 雨水調整施設とその対応施策

下水道として、雨水の流出量を制限または調整する方策としては、一時貯留又は地下浸透による方法が考えられるが、本市の場合、

- * 1 下水道計画の雨水排除の降雨強度は、5年確率で51mm/hrを採用した。相模野台地の雨水管きょの吐口での流出量で20m³/secを超えるものは9ヶ所、そのうち最大規模は日6,200×6,200で54.15m³/secである。

市民の理解と協力を求めながら、公共施設の建設をはじめ民間の開発行為や一般住宅の建築の際、行政指導により実施しているほか、公共下水道事業における雨水対策として、これらの方法を雨水調整施設と称し一部地域で採用している。その方法は、具体的に「雨水調整池」、「雨水浸透施設」及び「雨水浸透枳」があるが、ここでは「雨水浸透施設」と「雨水浸透枳」について述べる。

(1) 雨水浸透施設

雨水を滞水させ地下に浸透させるたて穴式、横穴式及びため池式の構造の施設で、開発面積が0.5ha以下の場合を原則として行政指導を行っている。

① たて穴式浸透施設

計画対象降雨は、雨水調整池と同様に本市の下水道計画にもとづくものである。容量の算定方法は次のとおりである。

表－１ 雨水調整池の概要

項 目	陽光台雨水調整池	緑が丘雨水調整池
流域面積 (ha)	109	37
調整池全体面積 (m ²)	2,2350	10,000
うち調整池面積 (m ²)	1,7320	10,000
調整容量 (m ³)	3,6200	20,500
雨水計画値	下水道計画基準 5年確率(51mm/hr)	左 同
型 式	掘込一部地下式	掘込二段式
調整方法	自然方流	ポンプアップ
深 さ (m)	約 4	約 4 (下段)
法 面	1 : 2 ~ 1 : 3	1 : 0.5 ~ 1 : 0.7
流入 設備 事 業 費	流入管きょ (mm)	φ2,600
	流出管きょ (mm)	φ1,000
用地取得費 (百万円)	953	404
	建設工事費 (百万円)	554
計 (百万円)	1,057	645

- * 2 水害常襲予測地域対策計画を策定し、水害時に消防隊が出動し、地域住民との連けいにより防ぎょ活動を行なうもので、水害常襲予測地域の指定は、大雨時に床下浸水以上の被害が予測される地域をいう。指定された地域の浸水対策は、雨水貯留施設等を設置し、浸水被害の軽減を図る。

A: 集水面積 (ha)

(単位mm)

ブロック 390×150×190

鉄筋φ19
C160-P-40g-8
切込鉄筋50-0

人孔蓋(二重構造式)
(鉄筋製)

斜壁 φ 600×600
φ 1,200×600

下水用通気口管(透管)
通気管(透管)

モルタル
1:3

遊壁φ1,200×600
200

C160-P-40g-8

ローム層(赤土)

砂利層

宅地

※2か所以上設置する場合にはそれぞれ5メートル以上隔すこと。

ブロック 390×150×190

コンクリート C160-P-40g-8

人孔蓋
(二重構造式)

沈下止床版配筋図

異形鉄筋D13

φ1,200

1,800

1,800

1,500

1,800

150

150

1,500

1,800

150

図-3 たて穴式浸透施設標準構造図

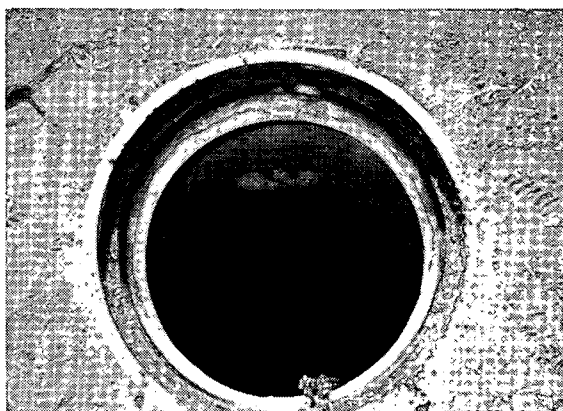


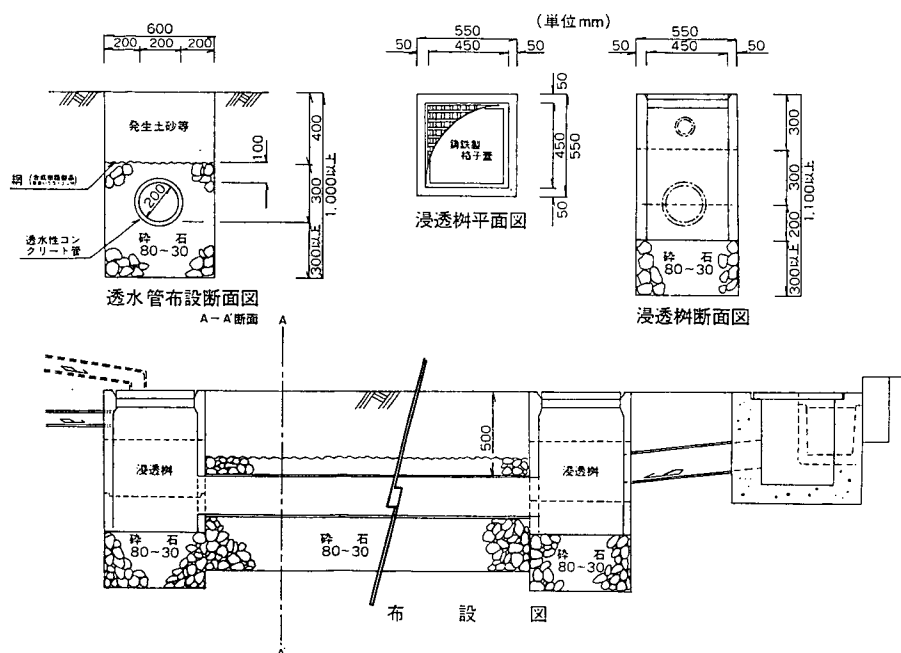
写真-1 「市立総合体育館の施工例」

径1200mm，砂利層までの深さを標準とし，
2ヶ所設ける場合は5 m以上離すことと
している。

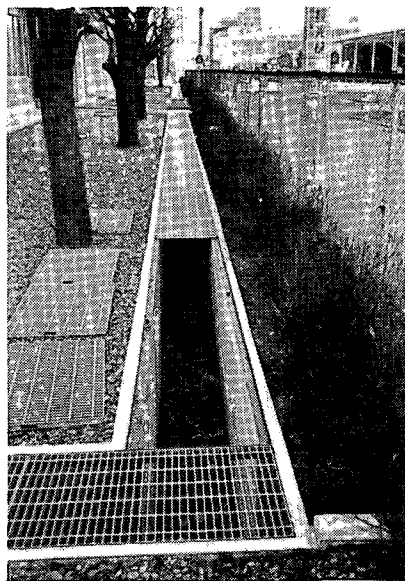
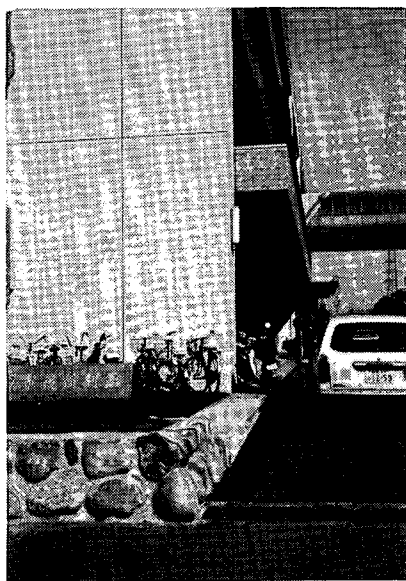
式と同基準であるが，透水管を布設し地下浸
透させるものである。

② 横穴式浸透施設

計画対象降雨及び容量算定方法はたて穴



図－4 横穴式浸透施設標準構造図



写真－2 「市役所別館の施工例」

(2) 雨水浸透枵

市街地での雨水流出を抑制するため雨水を宅地内で浸透させる方式で、雨水浸透枵は1か所あたり 0.15m^3 を基準とし、その構造はコンクリート製造メーカー及び建材小売組合の協力を得て製品化したものである。

(3) 雨水調整施設の課題と今後の対策

本市の地形、地質からみると、この方式は治水上、構造上の安全性が確保でき、土地利用の面からも効果的である。施工にあたっては容易で経済的であるなど利点が多いので、今後は既存の施設の実験を行ない、

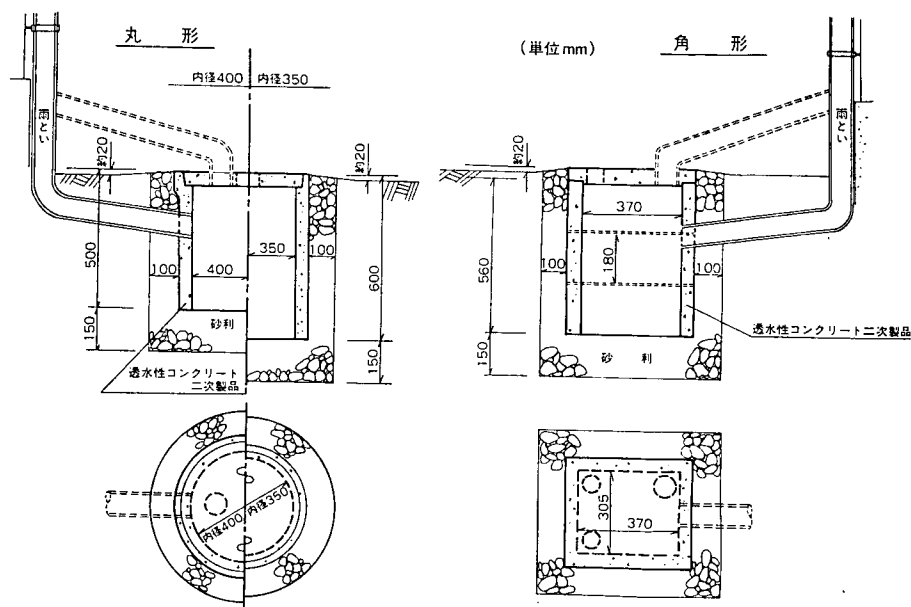


図-5 雨水浸透枵標準布設構造図

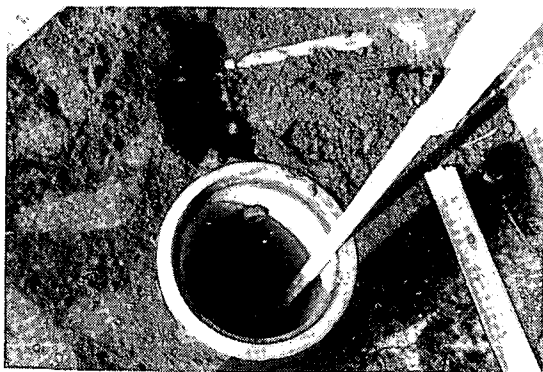
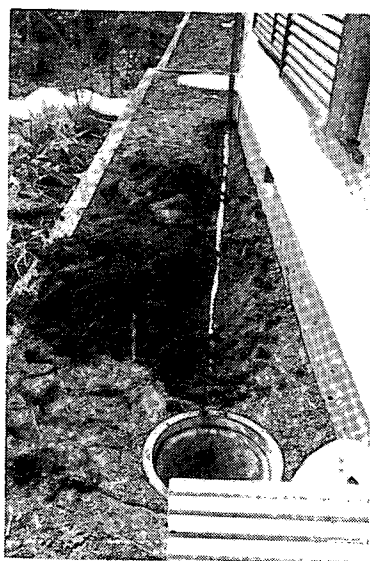


写真-3 「施工例」

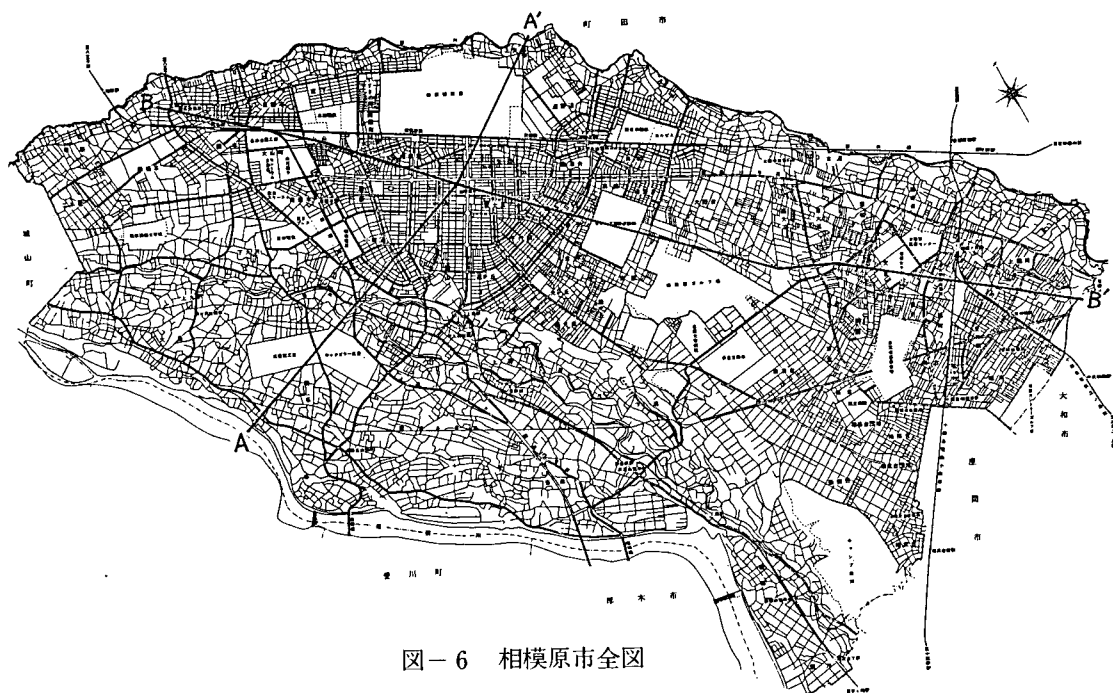


図-6 相模原市全図

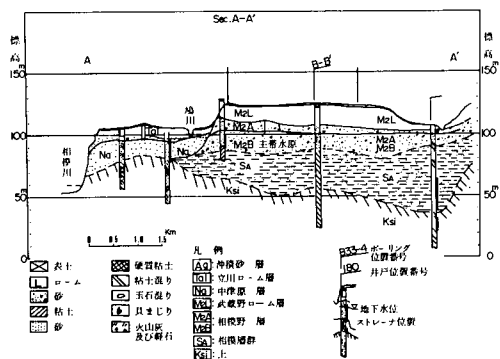


図-7 地下水及び地質断面図

下水道における雨水流出抑制として研究を重ね、さらに普及を図っていく考えである。

- ① 本市は都市化の進行によって、雨水流出量が増大傾向にありその対策に迫られている反面、地下水位が年々低下するという悪環境にある。このことは本市のみならず全国的レベルの課題であるが、このため市内の小河川の流水は生活排水がその大部分を占め、公共下水道の普及とともに河川の維持用水確保が行政の課題となりつつある。そのため、昭和55年度～58年度にかけて地下水の実態調査を進めることとなり、地下

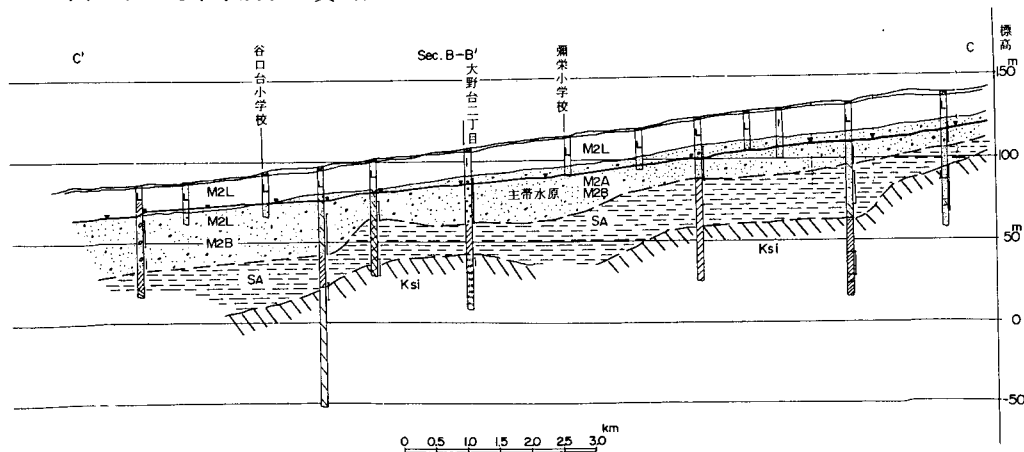


図-8 地下水及び地質断面図

水の水収支概算を行ない、将来予測をもとに都市防災と地下水管理計画の策定を急いでいるところである。

一方、市民運動として市内を流れる河川の汚濁を防除するため、「相模原の河川をきれいにする会」が設立され、「ふるさとに清流を呼び戻そう」をスローガンとして河川パトロール、水質調査、鯉の放流、螢の里づくり、河川生物相の調査など活発な活動が進められている。

- ② ミニ開発における雨水流出抑制は浸透施設がその大部分であり、過去3年間に約1000基を越えるものが設置されている。これらの全ての施設は民間管理となっているので、いずれも良好な状態で機能していることが現地調査の結果明らかであるが、今後の維持管理面でどう対応していくかが課題である。またその多くはたて穴式であるため、地下水へのかん養には効果はあるが、初期雨水が流入するという現実から地下水の水質にどのように影響するのか研究を重ねる必要がある。
- ③ 雨水流出抑制として最も即効性がある各戸貯留システムを開発し、市民の理解と協力を得ながら新築の際、その普及に努めているが、既存住宅に対する行政指導が今後の課題である。本市の公共下水道は分流式を採用しているので、水洗化工事のための宅地内排水設備の行政指導の際、雨水浸透枡を設置していただくような方法が考えられるので、技術指導の研究が課題となっている。

6. おわりに

雨水調整池は、市街地での広範囲にわたる浸水被害の軽減を図ることを目的として設置したものが多く、雨水浸透施設は局地的な道路かん水等による浸水被害の解消と、浸水被害の未然防止といった機能のため設置してい

るものといえる。また、雨水調整池は広大な面積を必要とするのに対し、浸透施設は地下構造となるので土地の上部利用が図れるといった特性がある。

いずれにしても、相模原市の場合、相模野台地の急激な都市化によって雨水の流出量が年々増大し、凹地部において多くの浸水被害が発生した。このような都市災害から市民生活を守るため、緊急課題としてその対策に追われた関係もあって研究不足の面が多い。とくに雨水浸透施設については、すでに開発行為等により多くの施設が設置されているので、これらの現地調査を十分行ない維持管理面での行政指導をさらに研究し、初期の目的を達成できるよう努めなければならないと考えている。

雨水流出抑制の行政は、下水道と河川とが密接な関係にあり、また地下水の涵養といった分野にまで及ぶ都市問題として重要な課題である。とくに都市化によって都市河川は、雨天時には氾濫を起し、また晴天時には地下水の枯渇による維持用水が減少したところに生活排水等が流れこみ河川汚濁が進んだため、これら都市河川が実質上下水路のようになっている。このように都市河川が市民に愛されなくなり、親しみが持たれなくなった今日では、都市における雨水はできるだけ流域内に貯留し、大地に浸透させるというシステムの開発が必要であることを痛感している。

6. 透水性舗装について

道路舗装の普及進展は、経済社会に大きく寄与した一方、都市域における降雨の大部分が表面排水として処理されることとなり、下水道施設の負担が増大し、前述のような流出量増大による種々の障害が起こっている。さらに地中への雨水の還元が阻止されたことにより地下水位の低下、地盤沈下、酸欠空気、地中温度の上昇等の問題を惹起させた。これ等のことから降雨を地中に還元させる機能を持つ透水性舗装が着目されるに至り、例えば東京都では昭和48年度から街路樹の育成を目的とし、とりあえず歩道を対象として試験研究が重ねられて来た。又、アメリカにおいても環境保護庁を中心に研究が重ねられ、洪水調節、公共水域の汚濁防止を目的に進展している。又、イギリスや南アフリカ共和国等では高速道路や滑走路の表層に用いハイドロプレーン現象によるすべり防止の目的で利用されている例もある。

建設省では、昭和55年5月15日付け建設事務次官通達「総合治水対策の推進について」の中で、その対策の一つとして「透水性舗装の適用等」の項目が掲げられ、「歩道における透水性舗装の適用等、保水機能の向上に努める」との方針が打ち出されている。これ等のことから、住宅・都市整備公団等では、団地内の歩道、駐車場等の舗装部分に透水性舗装を施している。

金沢市においては昭和51年度から歩道をはじめ交通量の少ない車道、駐車場に至るまで透水性舗装の施工を実施し、54年度で既に102ヶ所、延長18,800余mとなっている。繁華街や農耕機械の通る箇所ではタバコやガム、紙くず土等の塵埃による目詰りが見られるが、他は現在でもほぼ良好な通水能力を有しているとの事である。この他、東京都、大阪市、北九州市をはじめとする各地の地方自治体等で実施されており、全国的にとり上げられて来ている。又、歩道を中心に生活道路等の軽

交通を許す車道及び駐車場等の構内舗装がその適用範囲であるが、54年5月に日本道路建設業協会から「透水性舗装ハンドブック」が発刊され、透水性舗装の技術向上が図られている。ここに一例として東京都の例を載せる。

1. はじめに

都市部では、ほとんどの道路が、舗装されている。また、建物などが密集していることから、空地が少なく、緑や土の部分は減少し、降雨時には、雨水は大地に浸透したり滞水することが少なく、直ちに排水管等を経て短時間に河川や、処理場へと運ばれ放流される。

道路舗装の普及は、経済の発展に大きく寄与し、また、日常生活の便利さが得られている反面、舗装がなされた結果として、雨水の地中への浸透を阻止している。このことは、街路樹などの植物の生育環境を悪化させているばかりでなく、降雨の大部分は表面排水として処理するため、排水施設の負担を増加させているのである。

ところで従来の舗装は、その耐久性を高めるため、表層はもとより基層、路盤についても、水密性に優れた材料および構造とする技術の上になって進められてきた。したがって、舗装化が進むにつれてますます雨水は大地へ浸透還元されることなく、表面排水として処理せざるを得ない状況となるのである。

自然の状態においては、雨水は地表に到達し、浸透、滞水、流水、あるいは蒸発するなどの循環作用を繰返す、いわゆる水文学的循環作用が形成されている。しかしながら、舗装化によるこの人為的变化は、浅層地下水の枯渇、土の疲労、植物の生育環境の変化など、生態形に及ぼす影響があるものと想像される。また、舗装が不透水性であるため、雨天時に、路面を雨水が流れることや、路面凹所の水溜り、水跳ねなど、走行性や、歩行性の悪さを

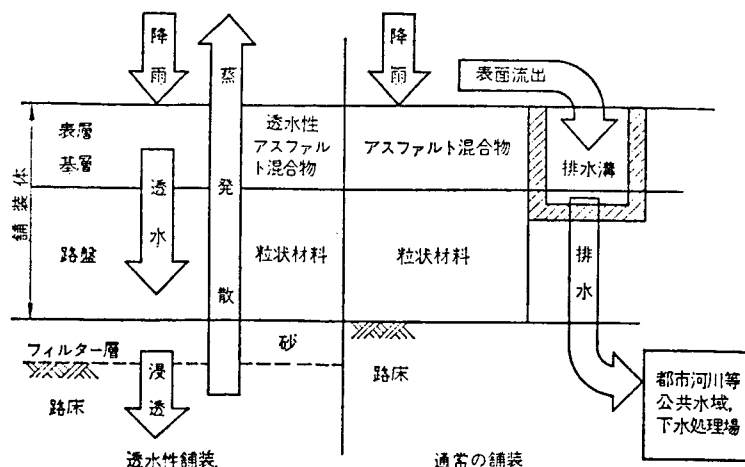


図-1 概念図

指摘することができる。

そこで、雨天時の走行性、歩行性の向上や、雨水の地下への還元による街路樹など植物育成環境の改善などのため、舗装の機能を維持したまま、透水性ならびに通気性に富む舗装として、この透水性舗装に着目し、東京都においては、アスファルトコンクリート舗装による各種試験を繰返し、昭和48年度以来昨55年度までに、約7万㎡の透水性舗装を実施している。

図-1は、従来の舗装と透水性舗装の違いを、概念的に示したものである。

2. 透水性舗装の効果

この舗装は、舗装体を通して雨水を直接路床へ浸透させ得る機能を有するものであることから、その効果の主なものを挙げれば次のことが考えられる。

2-1 植物（街路樹等）の生育環境の改善

通常の植物の良好な生育環境として、日照、通風、土中水分とその代謝及び通気作用などが適当に行なわれることが挙げられる。従来から街路樹は狭い植樹枠内の雨水の供給や、通気を強いられている。

歩道に透水性舗装が施されることにより、雨水の土中への浸透による水分の供給や、土中水分の蒸散など活発な水分代謝が行なわれ

ることにより、土の疲労も回復し、街路樹の育成環境はいちじるしく向上するものと期待している。

昭和54年度に東京都が日本大学理工学研究所に委託した透水性舗装の追跡調査によれば、街路樹の樹径年間成長率について、透水性舗装部と非透水性舗装部のそれには明らかに差のあるところがあると報告されている。

2-2 車両のすべり低抗性の増大と乱反射による眩惑の軽減ならびに歩行性の向上

自動車が雨天時に高速で走行すると、路面の湛水のため、ハイドロプレーニング現象が発生する。透水性舗装が施されれば路面の雨水は浸透排除されることから、水膜は形成されずこれを防止することができる。また、路面の湛水がないので、乱反射による車両運転者に対する眩惑ということもなくなる。平常時でも路面が粗面であるため、スリップ防止の効果があるなど、交通の安全がいちじるしく向上することが期待される。

雨天時に歩行者が悩まされる水溜りや水跳ねがなくなり、快適な歩行が確保される。

2-3 地下水の涵養

都市部及びその周辺では、地下水の過剰な汲み揚げによる水位低下や、地盤沈下、都市河川の水源の枯渇、海水の逆浸透による地下

水の塩水化等の問題を起している例が多い。一方これら地下水を供給する雨水は、都市化による建造物の密集のほか、道路や校庭などの舗装化によりその浸透が妨げられている。地下水の供給及び涵養という立場からこの舗装の活用が望まれるところである。

2-4 下水道などの排水施設の軽減と、都市河川の氾濫防止

道路に降った雨は排水管などに導かれ、河川や処理場へと運ばれるが、雨水が舗装体内に浸透し貯留されることになれば、路面排水施設をはじめ下水の処理施設、処理費の大幅な軽減が期待される。ニューヨーク市内の大学では、構内の駐車場に透水性舗装を採用し排水施設を省略することができたことから、最終的には経済的であったとの報告がなされている。

都市内の河川は、流域内の排水施設を経て急速に雨水が集められることから、急激な増水をきたし河川改修を余儀なくされているところがある。

舗装体内の貯留効果を期待して、河川氾濫防止の一手段として、この透水性舗装の活用が望まれる。

3. 透水性舗装の研究の経過と舗装構造の検討

3-1 透水性舗装の研究の経過

東京都では街路樹保護の目的で、昭和46年(1971年)、千代田区丸ノ内ほか1箇所において透水性の試験舗装(256m²)を実施している。

昭和48年(1973年)に再び街路樹育成と歩行改善等を目的として歩道を対象としたアスファルト舗装による透水性舗装の研究に取組み、以来試験舗装を含め、昨昭和55年度までに約7万m²の舗装を実施している。なお、本文の実験、研究並びに追跡調査等については、昭和48年以降に実施したものの概要である。

米国においては、1970年主として降雨を地中に浸透させるという立場で、環境保護庁の

依頼でフランクリン研究所が水汚染防止の一環として、「都市内雨水の制御のための研究」を行ない、1972年に発表している。また、南アフリカ共和国やイギリスなどでも高速道路や飛行場の滑走路のハイドロプレーニング防止のため、透水性舗装が研究、使用されている。

フランクリン研究所の調査研究は主に下水のオーバーフローによる汚染を緩和する目的で始められたが、透水性舗装により様々な利点があるとして次のようなことをあげている。

(i) 大雨の貯留

(ii) 水供給を高める。

降雨を地下に還元することによって水供給力を高める。

(iii) 排水施設の節減

(iv) 交通安全の向上

すなわち透水性舗装のためにハイドロプレーニング現象が起こらないし、降雨時の摩擦抵抗が高まるし、また滞水がないため区画線の視認性が高まる。

(v) 都市廃棄物の活用

(vi) 低い維持費

(vii) 洪水の緩和

(viii) 植物の保護

道路沿いの樹木とか植物、特に高い舗装密度の地域では、よく水不足により枯れることがあるが、透水性舗装は自然湿度の回復に効果がある。

(ix) 自然排水パターンの保護

(x) 気温と大雨制御

(xi) カラー化の可能性

(xii) 駐車場その他に水たまりが出来ないため歩行者が歩き易くなる。

透水性舗装の材料として物理的にもコスト的にも可能性のある材料は数多くある。しかし優れた物理性状、低廉な価格および従来の舗設方法で施工出来ることなどから開粒度アスファルト混合物がこの調査研究に採り上げられている。その他の材料としてはポルトランドセメント、人工芝、細かくきざまれたゴム、工場製の煉瓦、その他がある。アメリカアスファルト協会、イギリスおよびカリフォ

ルニアの仕様書に適合する種類の開粒度アスファルト混合物がアスファルト量4.0~5.5%で用いられている。アスファルト混合物の試験にはマーシャル安定度試験、凍結融解試験、耐久性試験および好気性土壌バクテリアの生存に及ぼす影響などが含まれている。

透水性舗装の工費は排水工を含めた従来の舗装の工費より安いことが指摘されている。東京都の歩道の透水性舗装と従来の舗装との単価比較をしてみると1㎡当り1.34~1.2割透水性舗装が高くなっているが、排水工を含めるとアメリカの例と同じことが言えよう。

その後ニューヨークのデラウエア大学構内の駐車場に透水性舗装を試みている。この駐車場の舗装は25cmの碎石路盤と6cm厚の透水性舗装の表層で出来ている。このアスファルト混合物の透水係数は 5×10^{-2} 程度と報告されていて、かなりポーラスなことがうかがわれる。

3-2 透水性舗装の構造

東京都における歩道の透水性舗装は、その工種として一般的に多く使用されているアスファルトコンクリートを採用している。

透水性歩道舗装の構造は、図-2に示すように上部から透水層(表層)、帯水層(路盤)、遮断層からなっている。

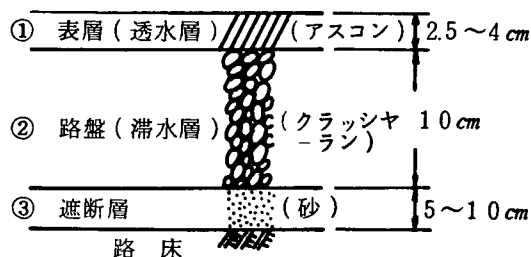


図-2 透水性歩道舗装

この舗装は、舗装体を通して雨水を地中に浸透還元させることから、表層および路盤ともに透水係数の高い層から成り立っている。この場合いくら表層のアスファルト混合物の透水能が高くても路盤の透水能がそれよりも小さいと、舗装全体の透水能は小さい方の透

水能に支配されることから折角の表層の透水能が生かされず、良い透水結果が得られない。したがって良好な透水機能を得るためには、舗装構造全体として下層は常に上層よりもより高い透水能の層で構成するよう設計ならびに施工しなければならない。

雨水が地中に浸透するための要素として、舗装体には連続した空隙がなくてはならない。また、透水量は表層、路盤および路床の空隙量によって決まるが、一方この空隙の増加は舗装の脆弱化や、路床への急激な雨水の浸透により支持力の低下を齎す。この舗装の研究に当っては各層の強度、透水能、空隙などを検討した。以下はその概要である。

表層部に要求される透水能は降雨強度に左右されるので、この降雨強度として東京都の河川および下水道の設計に用いている40~50 mm/hrを考え、全量透水を目安とした。目詰りのことを考え、できるだけ透水能の高い(空隙の多い)混合物を造るよう配慮しなければならない。したがって表層部の透水能としては 10^{-3} cm/sec オーダー以上が必要となる。

路床には急激な雨水の浸透を避け、支持力の低下を防ぐよう配慮しなければならない。このため、路盤から路床に雨水が徐々に浸透するように砂による遮断層を設けた構造としている。

4. 透水能の回復工法

経年の供用による舗装の透水能の低下は避けられない。これは持ちこまれる土砂や、街路樹の葉、塵埃などにより目詰りを起しているものと思われる。そこでこの舗装の効果を持続するためには、舗装の目詰りを取り除き、透水能を回復することが望まれるところである。

東京都においては、路面の清掃や、水洗、また散水と同時に圧縮空気の吹付けやバキュームによる吹上など、各種の実験を繰返してきたが、最近(昭和56年10月)に至り、ウォータージェットによる水圧水洗が極めて有効であることが判った。この工法により、

約7ヶ年余を経過した舗装で、ウォータージェットの水圧を放水口で30~40kg/cm²程度として、水洗速度を0.5~1.0m²/minで施行したところ、おおむね施工当初と同程度透水能に回復することができた。〔注〕当初の現場透水能：460~480cc/15sec〕

このことにより従来から心配されていた目詰りについては、この工法により適時メンテナンスを行ない透水能を持続することができるものと言える。

5. おわりに

東京都においては、昭和48年度以来試験舗装を含め昨昭和55年度までに、約7万m²の透水性歩道舗装を実施している。

当初心配された雨水の浸透による路床、路盤の軟弱化はみられず、従って舗装の破損はない。経年の目詰りによる透水効果の低減は避けられないものの、水溜り現象はほとんど起きていない。今後の課題としては、より透水能が高く、しかも透水効果の持続性ある舗装の研究が必要である。また、目詰り箇所については、透水能回復のための清掃と、その適切な機械の開発、更に地下水質と土壤への影響、凍上等に対する配慮が望まれるところ

である。

従来の舗装と異なる特性を有するこの舗装の、透水化の効果に十分注目され、水の有限であることとも考えあわせ、その幅広い活用を期待するものである。

本文は、下記文献を参考とした。

参考文献

- 1) 有山勇次郎、矢島富広：透水性歩道舗装、舗装 Vol. 9, No. 11 1974
- 2) 矢島富広：透水性舗装、月刊建設、1975 8月号
- 3) 東京都建設局街路樹等調査委員会：街路樹等の整備および管理についての答申、昭和51年3月
- 4) 東京都建設局委託・日本大学理工学部理工学研究所：透水性舗装調査研究（追跡調査）、昭和51年3月~昭和54年3月
- 5) 日本道路建設業協会：透水性舗装研究委員会透水性舗装に関する研究報告書、昭和51年9月
- 6) 日本道路協会編：アスファルト舗装要綱 昭和53年6月
- 7) 日本道路建設業協会編：透水性ハンドブック、昭和54年5月

3. 浸透型雨水貯留施設の計算による評価 及び現地浸透能力調査

1. 浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果の評価
－ K川流域におけるケース・スタディー
2. 新河岸川流域の現地浸透能力調査

1. 浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果の評価

ー K川流域におけるケース・スタディー

1. はじめに

都市化の進展，開発の促進あるいは水路網の整備等による洪水流出量の増大及び洪水到達時間の短縮という現象が指摘されて久しい。これらの現象の基本的な背景は我国における人口増加及び国民総生産（GNP）の増大にあると考えられるが，この傾向は，人口問題研究所による人口将来予測及び経済企画庁による長期経済予測等にみられるように，将来とも当分の間継続するものと想定される。

そこで，我国の人口増加予測を受けての国土計画，さらにはこれを受けての都市計画，農林業等の振興・保全計画などを背景として，河川改修を主体とした治水計画，あるいは下水道による雨水排除計画その他は，基本的には従前からの手法を踏襲しつつも，新たなきめの細かい総合的な対策の選択を迫られていると言えよう。また，その必要性が非常に高まってきており，治水対策における「総合的な治水対策」及び「総合治水対策特定河川事業」の創設等は，既に衆知の事柄である。

調査・研究の分野では，昭和40年代に入ってから，都市化の進展あるいは土地利用の変化による洪水流出形態の変化というテーマが，かなりのウェイトで取り上げられてきた。そして，その水理・水文現象に関しては，地下水の分野以外は，相当程度明らかにされてきたと思われる。

今後は，地下水に係る水理・水文現象に関して，従前にも増しての調査・研究が推進されると共に，ほぼ明確化された表面流出を，地下水を含めた水文現象の中で何如に制御していくかという課題に関しての技術開発が大いに推進されるべきであると考ええる。すなわち，河川流域における「貯留型」に加えての「浸透型」による流出抑制手法の技術開発がこれに該当する。

土木研究所においても，都市河川研究室（昭和54年度からは総合治水研究室）並びに水文研究室・下水道研究室において，この流出抑

制手法に関する基礎的な実験，一般的な検討・調査を実施してきた。この経緯については，本報告書の第一章「地下浸透を考慮した流出抑制法」で述べている。また，特に「貯留型」の流出抑制手法に関しての成果は，「雨水貯留に関する調査報告書（第1～第4報）」（表－1参照）として既に公開しているので参照されたい。

表－1 貯留型の参考文献

資料名	概 要	年 月	担 当 研究室
アメリカにおける都市域での雨水貯留の実情	屋根上貯留，駐車場貯留，防災調整池，浸透池などについて，アメリカの事例を紹介	昭和50年11月	都市河川研究室
わが国の都市域での雨水貯留の実情とその改善	1. 雨水貯留あるいは処理について 2. 防災調整池に関する各案アンケート結果 3. 写真についてのコメント 4. 防災調整池の改善について 5. その他	昭和52年9月	同 上
雨水貯留に関する調査第3報	1. 都市域河川での雨水貯留の治水（流量減殺）効果の算定 2. 雨水貯留の計画，実施例および資料集 3. 防災調整池の改善 4. アメリカ・メリーランド州2郡地域での総合治水対策マニュアル（訳） 5. アメリカでの総合治水対策関連条例（訳）	昭和53年12月	同 上
雨水貯留施設の最近の動向	1. 雨水貯留施設の最近の動向 2. 雨水貯留施設の洪水継続時間の検討 3. 雨水貯留施設の治水機能の把握と費用効果分析の例	昭和55年3月	総合治水研究室

本章は，この流出抑制手法の中の浸透型雨水貯留施設を主たる対象としたものである。なお，雨水貯留施設とは，比較的小規模な集水区域に対して設けられる流出抑制施設の一つである。（第1章の表－1参照）

2. の「治水機能〔流出抑制効果〕の計算例」では，流域面積約40km²のK川流域において，種々のタイプの浸透型雨水貯留施設を設置したと仮定した場合の設置効果すなわち流出抑制効果を，この河川の基準地点における洪水ピーク流量で評価したものである。ただし，施設の浸透能力については，一応の調査結果を基礎に設定しているが，この点に関する調査・研究が不十分な現状では単なる仮定値であると考えてもらいたい。目づまり現象によ

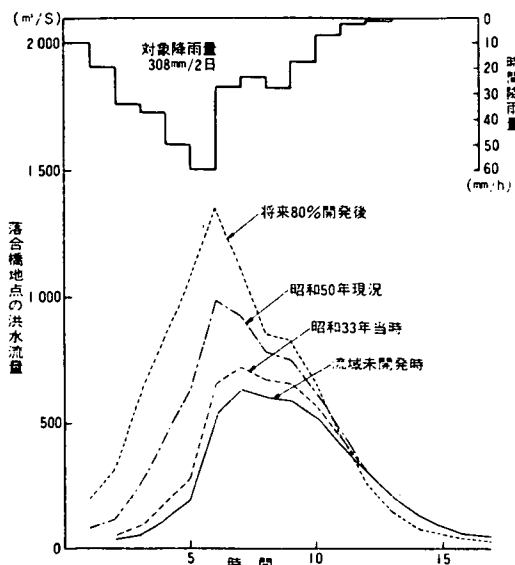
る施設的能力低下は、浸透型施設の最大の難点であり浸透能力については、今後の実験・調査をもとに逐次明らかにして行きたいと考えている。

4.の「浸透型雨水貯留施設の設置可能性」は、このK川流域における地質調査データ及び地下水調査データを基にして、浸透型雨水貯留施設の設置可能性を検討したものである。浸透型施設としては、拡水法（浸透地下トレンチ、浸透柵、透水性舗装等が該当する）及び井戸法を検討対象としている。ただし、本章の2における上記検討では、ここでの結果を充分には利用していないことをお断りしておく。なぜなら、2における解析・検討では井戸法を除外しており、さらに拡水法についても、対象とした関東ローム層の新旧及び流域の微地形等を考慮に入れると、2での解析自体が極めて複雑化するからである。

2. 治水機能〔流出抑制効果〕の計算例

2.1 調査の背景

流域の開発あるいは都市化の進展による不透水面積の増加並びに水路網の整備は、洪水流出量の増大及びピーク波形の尖鋭化をもたらし、都市内河川の治水安全度は著しく低下



▲水源地区の開発と落水地点の洪水流量の変化
図一 鶴見川流域の開発と洪水流量の変化

している。(図一参照…総合治水対策特定河川・鶴見川の事例)

一方、都市河川と称されるような河川では、河川改修の促進を鋭意図りつつも、諸般の事情から思うように進捗せず、開発と治水対策とにアンバランスが生じている。しかし、このような河川における治水安全度の向上は、緊急を要する課題であるので、河道改修の鋭意促進に加えて、流域における何らかの流出抑制対策が必要不可欠となっている。

このような背景にあって、例えば武蔵野台地のように地盤表層に関東ロームが広く卓越している地域では、元来河川状のものがあまり発達しておらず、地形端部ではかなりの湧水現象が見られる。このような地域で都市化が促進され、かつ河道の極周辺部まで開発の手が及ぶと、同一降雨規模に対して極端に低下した河川の治水安全度（河道流下能力）を早急に向上させることは容易ではない。

そこで、防災調整池・治水緑地等の河川施設の整備と合わせて、とくに大規模な宅地開発に対しては、暫定的手段として、開発者が防災調整池等を設置することを半ば義務付けている。これらの施設は、流域における流出抑制対策として位置付けられるもので、「貯留型」の施設に分類されるものである。

しかし、近年の開発行為は、小規模な宅地開発（ミニ開発）等が主流を占めており、例えば関東地方における新河岸川、中川・綾瀬川等の流域では、全体の開発行為に占めるミニ開発の割合が8割を超えている。このような流域では、現在のところ開発許可要件・宅地開発指導要綱等による貯留型施設の設置指導には限界があり、新たな対策の必要性に迫られている。

また、前記のようなオフサイトタイプ（現地外貯留）の貯留型流出抑制施設は、放流先の河川あるいは下水道本管等に対するピークカット効果が確実に期待できる反面かなりの設置面積を要し、ややもすれば土地の有効利用への障害ともなる。例えば、防災調整池用地が全開発区域に占める面積割合は、約1～5%となっている。

一方、浸透型施設の場合は、土地の多目的・立体的利用が可能で、特にミニ開発等の小規模な開発行為あるいは新たな用地の確保が困難な既成市街地における一流出抑制対策として、浸透型雨水貯留施設の設置は今後大いに検討されてしかるべきものである。ちなみに、米国においては、貯留型は勿論のこと、浸透型も含めたオンサイトタイプ（現地貯留）の流出抑制施設が積極的に設置されてきており、国情の相違はあるものの我国においてもこれらの雨水貯留施設は、河道の洪水負担軽減を図る一手法として積極的に採用されるべき時期にきていると言える。なお、米国における総合治水対策関連の諸流出抑制施設及び制度の現状については、表-1に示した一連の報告書に詳しく掲載してあるので参照していただきたい。

本調査は、昭和53年に「総合治水対策特定河川」として指定された一級河川新河岸川の一支出であるK川を対象として、浸透型を主体とした流出抑制対策の評価・検討を行ったものである。このK川は、流域面積約38km²、流路延長約15kmの小規模な河川であり、流域の表層地盤には関東ロームが広く分布している。

ただし、本検討で扱ったような小規模な流出抑制施設（雨水貯留施設）の設置に当っては、その実現化の過程における諸々の技術的・行政的課題が残されている。また、本検討の結果は、一机上計算の域を出ないが、一方防災調節池・治水緑地等の河川施設及び主として大規模な開発行為を対象として設置されてきた防災調整池等と合わせて実施すれば、かなりの効果を期待しうるものと判断される。

2.2 対象流域の概要

本調査の対象河川は、流域面積約38km²とかなり小規模な河川であるが、現在緊急な治水対策が必要とされている新河岸川の一支出をなしており（図-2参照）、「総合治水対策特定河川事業」により概ね10年後を目標とした治水暫定計画（新河岸川流域整備計画）に基づき、時間雨量50mmに対応した河川改修が鋭

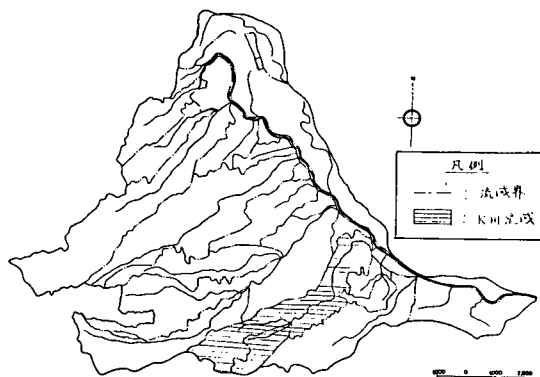


図-2 新河岸川代表河川概要図

意推進されようとしている。

以下に、対象流域の概要を述べることとする。

1) 地形

基本的な地形は、平坦な台地とそれを刻む川であるがさらに細かく見てゆくと、河川に沿う低地とそれに沿う特有な傾きを持つ何段かの平坦面に分類される。（図-3、4参照）その平坦面は河岸段丘と開折扇状地であり、一般に堆積面と浸食面に分類される。K川付近の武蔵野台地は、狭山丘陵付近を頭部とする開折扇状地とされている。

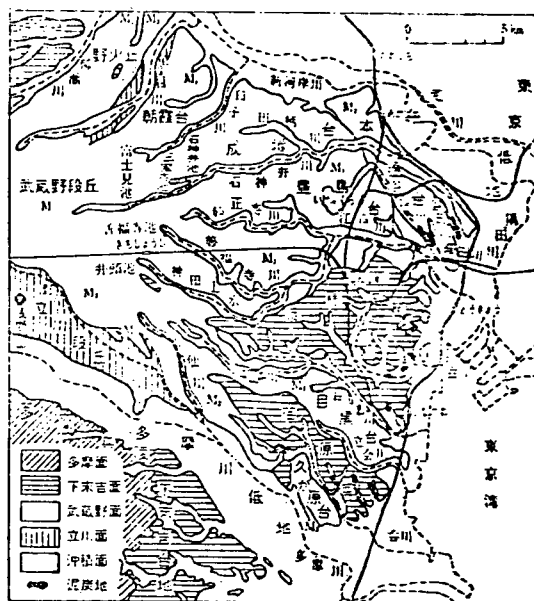


図-3 武蔵野台地の地形(貝塚 1979.)

K川は、O川合流点付近を境に下流では台地の間を大きな支流もなく流れていて、台地との比高も15～25mと大きい。上流側では、D川・O川・T川等の支流が発達し、台地間をわずかに開折している程度である。またO川・T川は地形区分の境界付近を流れており、段丘崖の湧水に源を発している。

2) 地 質

上記の台地地形は、関東ローム層あるいは赤土と呼ばれる風成火山灰層の分布で特徴づけられるが、このローム層は堆積した時代順に図-4に示される4つのローム層に区分され、低地・段丘・台地という地形面区分に対応して考えることが可能である。すなわち、より形成年代の古い、より高位にある地形面程、古いローム層から順に堆積しており、古い地形面程厚いロームの堆積をみせている。

3) 雨水排水状況

K川は、新河岸川の一支流であり、新河岸川は一級水系として指定されている荒川水系に属しているので、K川流域の雨水は、新河

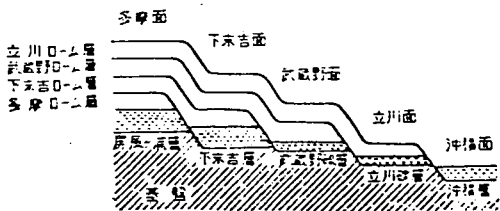


図-4 関東ローム層と地形面の関係(関東ローム研究グループ1965.)

岸川及び荒川本川を介して最終的には大平洋（東京湾）に流入することになる。ところでK川流域は、埼玉県の2市と東京都の4市から構成されるが、これらの6市では合流式下水道も含めた公共下水道雨水管の整備が充分に進んでいない現状にあるので、雨水排水状況を的確に把握することには相当の時間と労力を要するものと思われる。

そこで、K川流域内のモデル的土地利用としてA地域（過密地域）、B地域（一般住宅地域）、C地域（農村型地域）をあげ、それぞれの土地利用に対して流域内の約1km²のモデル地区を選定し、各家庭からの雨水排水経路・道路排水経路及びそれらの規模を調べ、流域に降った雨水がどういう経路で河川に流れ込むかを検討した。また、雨水を地盤に直接浸透させる区域と、何らかの施設によって直接集め処理する区域とに分類した。各地域毎の調査結果は、図-5～7のとおりである。

また、流域の開発により、農林業的土地利用から都市的土地利用に変化する場合、屋根・道路等の不透水面積の増加が洪水流出量の増大に最も寄与するものと判断される。当流域の上記モデルブロックにおいても、この状況変化を明らかにするため、特に屋根に着目して雨水排水系統を調査した。

各屋根に降った雨水は、単純には図-8のように処理されると考えられるが、当流域内の各モデル地区毎の降雨処理状況は、表-3のとおりである。

ただし、前述したように雨水排水系統を全

表-2 各地形面の地盤構成

沖積低地	沖積段丘	立 川	武 蔵 野	小 原 台	下 末 吉
沖 積 層	(堆積物なし)				
欠 如	沖積段丘レキ層	立川ローム	立川ローム	立川ローム	立川ローム
			武蔵野ローム	武蔵野ローム	武蔵野ローム
			武蔵野レキ層	下末吉ローム上半部	下末吉ローム
				小原台レキ層	
東 京 層					
江 戸 川 層					
上 総 層 群 (基 盤 層)					

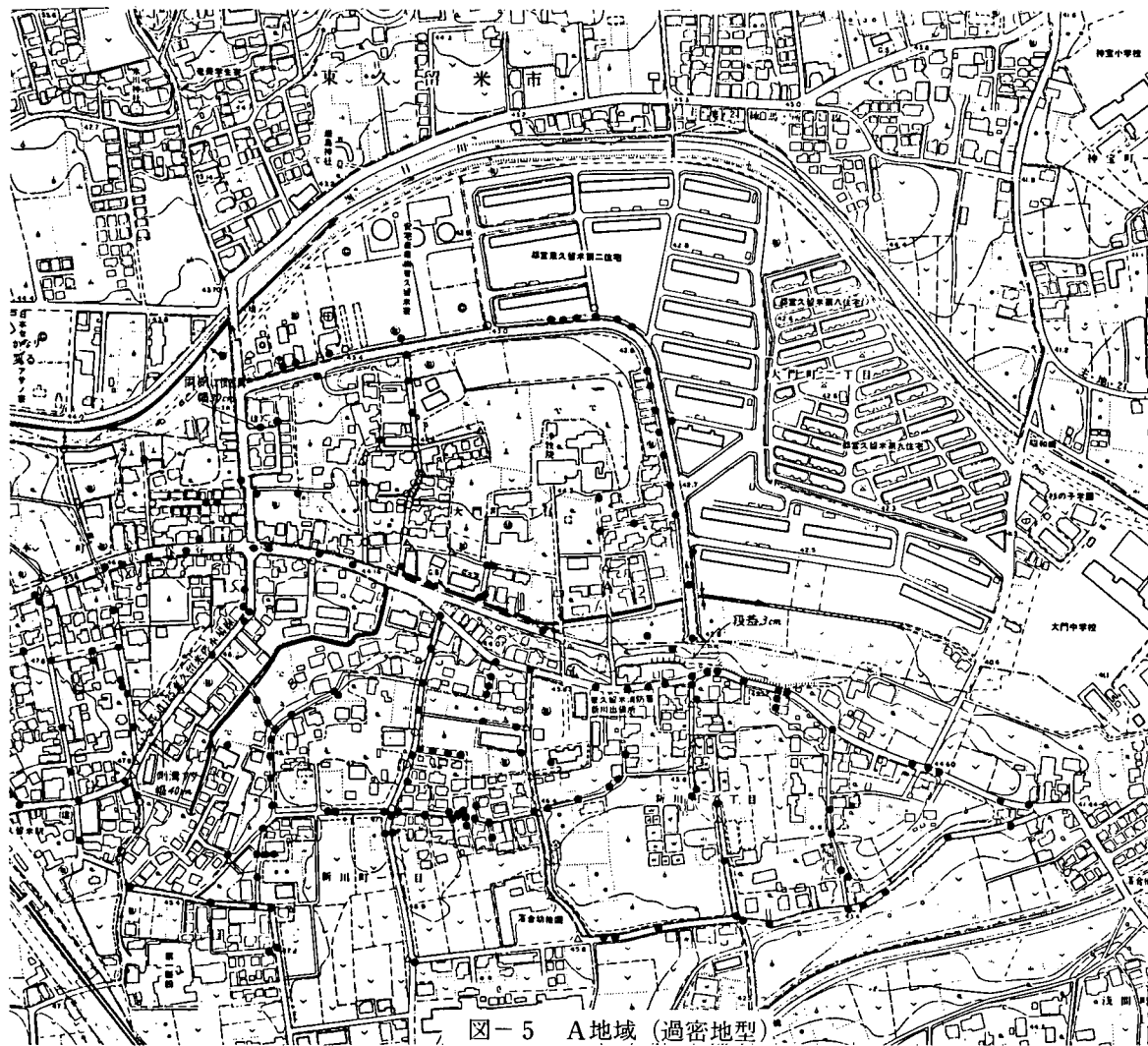
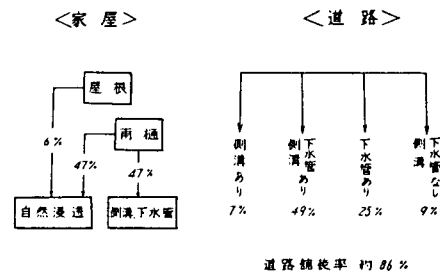


図-5 A地域(過密地型)



凡 例

- 河 川
- - - 明 溝
- マンホール雨水
- △ マンホール(汚水)
- マンホール
- ← 排水地点
- 流 向
- 雨水を自然に処理させる区域
- 雨水を人工的に直接処理する区域

A 地域(過密地型)

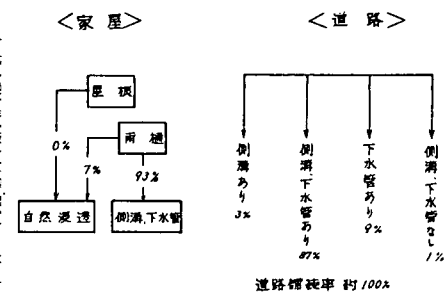
東久留米市本町～新川町

西武池袋線東久留米駅周辺であり、黒目川流域では比較的
古くから開発の進んだ地域といえる。しかし、駅周辺を除き空地、
畑、寺院等があり、それ程の密集地とは言えない。中央部を
東西に走る都道周辺のみ汚水専用下水道が整備されているが、
少し離れると、簡易下水道による川への放流や地面浸透が主
である。側溝専道路の整備は、やや遅れているが簡易下水の
整備は進んでいる。

原図は、S.51.9 修正撮影、S.52.3 測図



図-6 B地域 (一般住宅地型)



凡 例

- 側溝
- ⊗ マンホール (水路)
- マンホール (雨水)
- △ マンホール (汚水)
- マンホール
- 雨水を自然に処理浸透させる区域
- 雨水を人工的に直接処理する区域

B地域 (一般住宅地型)

東久留米市前沢～滝山

新興住宅地であり、東南角の一面を除きほとんどすべて
整然とした区画整理がなされ幅40mの77付の側溝が整備し
ている。汚水専用下水も整備されており、下水道は雨水専用
のもの2種類である。空地は校庭・駐車場を除くと
ごく一部であり、その区域のみ雨水の自然浸透が可能と思わ
れる。

原図は、S.57.9.修正撮影、S.52.3.測図。

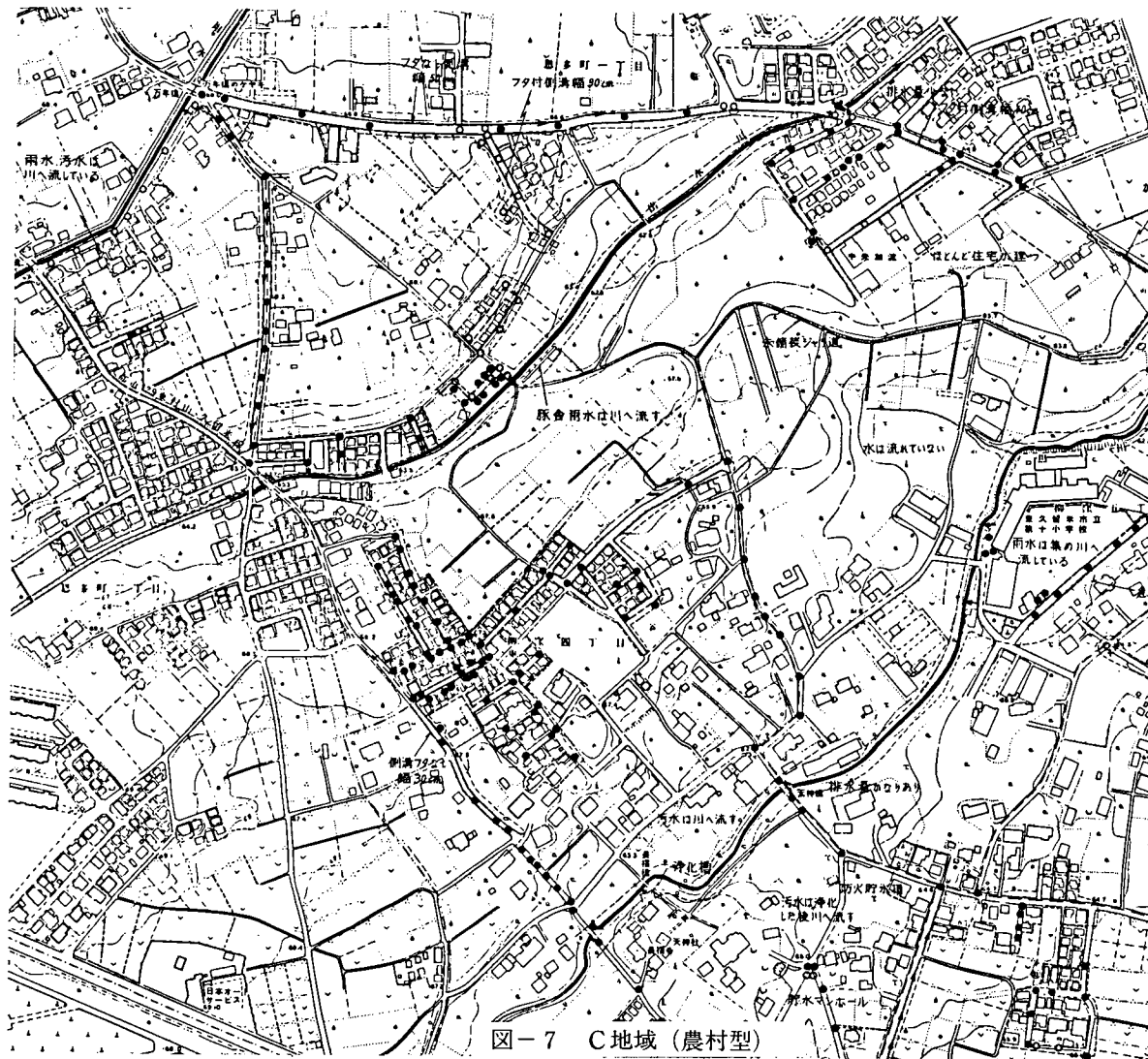
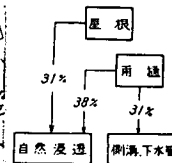
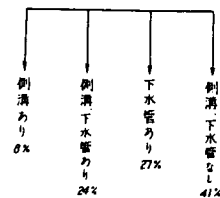


図-7 C地域(農村型)

<家屋>



<道路>



道路排水率約75%

凡 例

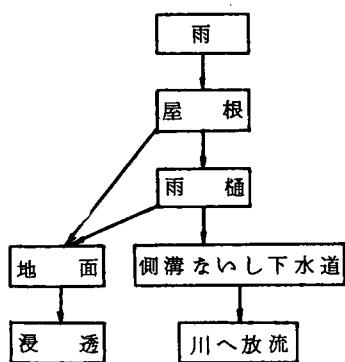
- 河川
- - - 側溝
- マンホール(雨水)
- マンホール
- ← 放流地点
- 流向
- × 吸い込み穴
- 雨水を自然に処理浸透させる区域
- 雨水を人工的に直接処理する区域

C地域(農村型)

東久留米市柳屋〜東村山市尾歩

この地区は、古い武蔵野台地のおもかげがよく残された所であり、農家や防風林に囲まれて点在する。しかし、周辺からの宅地化の浸透が極めてあり、その部分のみ下水道、側溝等がよく整備されている。古くからの農家は、雨水は地面へ、排水は川へという処理パターンを取る。

原図は、S.51/9、修正撮影、S.52/3測図。



図－8 降雨の処理パターン

流域にわたって的確に把握することは非常に困難なことであり、これらモデル地区で得られた結果を各土地利用形態別の平均的姿として取り扱うことには無理があることは勿論のこと、全国的にみても雨水排水パターンは地域毎に千差万別であり、表－3の結果は一事例にすぎないことを付記しておきたい。

表－3 各地区の降雨処理

	雨樋	処理パターン	自然浸透	道 路	道路舗装率
A 地区 過密地	有	94 側溝 47 地面 47	53	側溝有 7 側溝、下水管有 49 下水管有 25 側溝、下水管無 19	86
	無	6			
B 地域 一般住宅	有	100 側溝 93 地面 7	7	側溝有 3 側溝、下水管有 87 下水管有 9 側溝、下水管無 1	ほぼ 100
	無	0			
C 地域 農村	有	69 側溝へ31 地面へ38	69	側溝有 8 側溝、下水管有 24 下水管有 27 側溝、下水管無 41	75
	無	31			

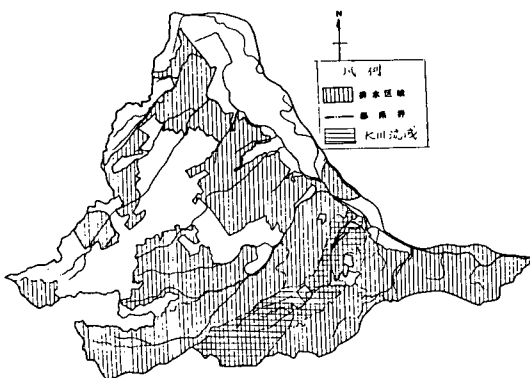
表－3に見られるように農村地域ではまだ7割の家庭が雨水を自然浸透で処理しているのに対し、新興住宅地ではそれは1割以内と対象的である。また比較的昔より開発の進んだ駅周辺の過密地域でも5割以上の家庭が雨水を自然浸透させておりこの割合は以外に大きい。従って、近年の宅地開発が必ず道路舗装、側溝の整備を伴っており、雨水の自然浸透域を著しく狭めていっていると判断される。

なお、古くからの住宅地で雨水の自然浸透を特に考慮したような施設は、今調査では確

認できなかった。また道路についても全体の舗装率はかなり高いが、側溝のあるものが農村部では3割、新興住宅部では9割、市街部では5～6割と明確な差が見られる。

以上の結果をまとめると、今回モデルとして選んだ3地区は過密型・一般住宅型・農村型というよりもむしろ市街型・新興住宅型・旧武蔵野型といった状況であり、特に新興住宅地における雨水排水設備の完全さが特筆される。旧武蔵野にしても周囲からの宅地化の波はおとずれており、そこでは雨水排水設備を伴っている。むしろ一般市街地の駅周辺等は一見かなりの密集を見せながらも雨水排水設備の面では立ち遅れており、畑地や空地も意外に多いという結果であった。

なお、現時点での、新河岸川流域における下水道計画排水区域を図－9に示す。



図－9 新河岸川流域・下水道計画排水区域

4) 河道状況

K川は、新河岸川合流点より上流10.6km(都県界)までが埼玉県区間、さらに上流4.3kmまでが東京都区間である。また現況流下能力は、埼玉県区間で100m³/s、東京都区画で40m³/s程度である。このことは、現状において当河川が時間雨量30mm程度の降雨にしか対応出来ず、これを超える降雨条件下では氾濫する危険性が非常に高い河川であると言える。事実、改修が今ほど進んでいなかったとは言え、昭和40年代は年に1～2回の洪水による被害が常にあったと言われており、近年の背後市の都市化によってますます危険度は高まってゆ

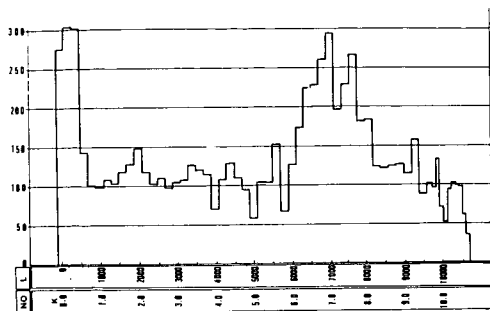


図-10 K川現況疎通能力縦断面図（安全高能力） 埼玉県区間

くと判断される。埼玉県の計画では、合流点より4.6kmまでは河道幅約40mの複断面で（図-11-(1)参照），その上流は河道幅約30mの単断面（無堤）となっており，現在の改修は，主に掘削による河積確保を実施している。又東京都の計画は，全て単断面（無堤）となっており（図-11-(2)参照），現在の改修は埼玉と同じく掘削による河積確保を逐次実施している。なお東京，埼玉いずれも将来計画の用地買収はほぼ終了している。H.W.L.は，埼玉県区間でLEVEL-1/400，東京都区間で約1/300である。又河床勾配は，埼玉県区間で1/1600~1/300，東京都区間で約1/300である。いずれも，縦断線形状はかなりの急勾配となっている。そのため将来は，埼玉，東京でも低水護岸の計画があるが，現在ほとんど施工されていない状況である。

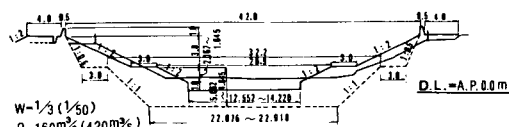


図-11(1) K川標準横断面図（埼玉県区間）

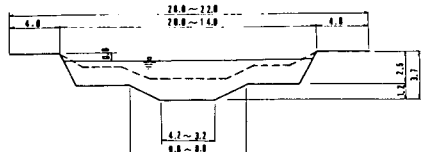


図-11(2) K川標準横断面図（東京都区間）

2.3 流出抑制効果の評価

1) 流域の土地利用状況

K川流域は，埼玉県の西南部及び東京都下

三多摩の4市から構成されており，交通網の発達が著しく東京都心に対し至近の距離にあるので，特に昭和40年代以降の高度経済成長下で大きな進展を遂げてきた。ことに，第一次産業の減少と第三次産業の増加には著しいものがある。

我国の経済は，昭和50年代に入ってから安定成長の時代に入ったと言われるが，S川流域は都心から至近の距離にあるため，市街化の趨勢は，今後若干の弱まりは想定されるものの当分の間継続するものと予測される。

K川流域における土地利用の推移は，表-4に示されるとおりであり，将来に亘って相当程度の畑地・水田・農村型集落が市街地に推移するものと予測されている。ただし，昭和75年の土地利用予測に関しては，関東地方建設局荒川下流工事事務局による一推定値であることをお断りしておきたい。

表-4 K川流域土地利用推移一覧表

(単位：%)

土地利用区分	昭和36年	昭和44年	昭和53年	昭和75年
市街地	10.68	29.29	45.34	89.43
農村型集落	16.22	12.30	10.12	0.61
水田	10.28	4.71	3.70	1.41
畑地・その他	62.82	53.70	40.84	8.55
合計	100.00	100.00	100.00	100.00

2) 雨水貯留施設の設置ポテンシャル

2).1 土地利用区分の設定

流出抑制施設には，図-12に示すとおり種々のタイプのものがある。本検討における

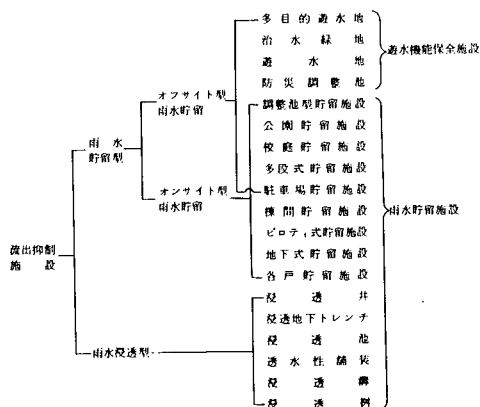


図-12

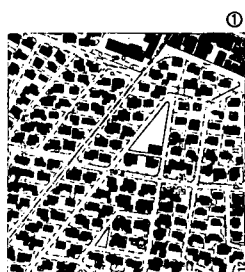
対象施設は、同図において雨水貯留施設として分類されるもののうち、雨水浸透型に入る浸透地下トレンチ・浸透樹、並びにオンサイト雨水貯留型に入る施設である。これらの施設の設置可能性の有無を考慮に入れて、表-5に示す土地利用区分を設定した。

2).2 モデルブロックの選定

以降の計算をなるべく簡易に実施するため、表-5の土地利用区分に対応した代表的モデルブロックを選定した。(図-13(1)~(4)参照)この選定作業にあたっては、流域内選定が不可能な土地利用を除いて、K川流域の特殊性を反映させるため当流域内から選定した。

表-5 土地利用の区分

市街地区域 (雨水貯留施設を設置する区域)	過密地域 (総建建物地域)	地形図における建物の密集地、高層建築街等の斜線で区分されている地域。
	住宅地域 (独立建物地域)	地形図における宅地・庭園等の地域で、樹木の少ないものに含まれる地域。
	学校地域	学校地域
	工場地域	工場地域
	団地(病院)地域	団地および病院等の比較的大きな建物として区分されている地域。
自然区域	水田地域	地形図における水田および乾田として区分されている地域。
	緑地地域	地形図における宅地に属するが、農家型の住宅の傾向を持ち、庭園や樹木等に囲まれている地域。
	その他地域 (畑地)	畑、果樹園等の耕作地、荒地、および針葉樹、広葉樹の樹林。

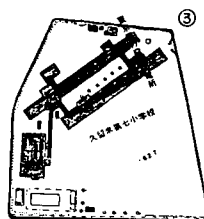


	不透水面積率
屋根	41.4%
道路	20.0%
合計	61.4%

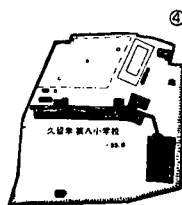


	不透水面積率
屋根	30.5%
道路	17.6%
合計	48.1%

図-13(1) 住宅地域モデルブロック



	不透水面積率
屋根	17.0%
道路	—
合計	17.0%



	不透水面積率
屋根	22.2%
道路	—
合計	22.2%

図-13(2) 学校地域モデルブロック

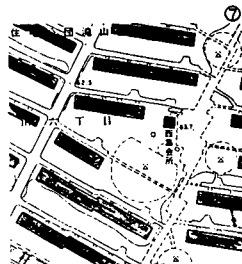


	不透水面積率
屋根	44.5%
道路	6.0%
合計	50.5%

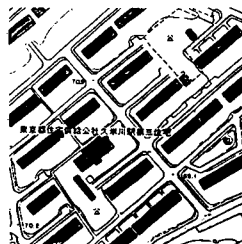


	不透水面積率
屋根	30.0%
道路	9.5%
合計	39.5%

図-13(3) 工場地域モデルブロック



	不透水面積率
屋根	17.5%
道路	19.0%
合計	36.5%



	不透水面積率
屋根	16.2%
道路	20.7%
合計	36.9%

図-13(4) 団地(病院)地域モデルブロック

表－6 K川流域道路・屋根・公園面積率

雨水貯留施設	項目 地域名	不 浸 透 面 積 率			浸 透 面 積 率			敷地面積率
		道 路	屋 根	小 計	公 園	公園以外	小 計	
設置する	過密地域	19%	53%	72%	3%	25%	28%	78%
	住宅地域	19%	19%	38%	3%	59%	62%	78%
	学校地域	—	20%	20%	—	80%	80%	100%
	工場地域	8%	37%	45%	—	55%	55%	92%
	団地(病院)地域	20%	17%	37%	3%	60%	63%	77%
設置しない	水田地域	—	—	(100%)	—	—	—	—
	緑地地域	—	—	21%	—	—	79%	—
	その他地域	—	—	—	—	—	100%	—

注) 公園面積率は、都市計画法における公園の最小面積率より仮定したものである。

表－7 雨水貯留施設設置場所別施設一覧表

地 域 名	設 置 場 所	設置場所百分率	雨 水 貯 留 型	雨 水 浸 透 型
過 密 地 域	道 路	19%	—	道 路 浸 透 型 F
	敷 地	78%	独立住宅貯留型(高密度) A	独立住宅浸透型(高密度) G
	公 園	3%	公 園 貯 留 型 B	公 園 浸 透 型 H
住 宅 地 域	道 路	19%	—	道 路 浸 透 型 F
	敷 地	78%	独立住宅貯留型(低密度) C	独立住宅浸透型(低密度) I
	公 園	3%	公 園 貯 留 型 B	公 園 浸 透 型 H
学 校 地 域	敷 地	100%	学 校 貯 留 型 D	学 校 浸 透 型 J
工 場 地 域	道 路	8%	—	道 路 浸 透 型 F
	敷 地	92%	(学校貯留型D)と同じ	工 場 浸 透 型 K
団 地 地 域	道 路	20%	—	道 路 浸 透 型 F
	敷 地	77%	棟 間 貯 留 型 E	棟 間 浸 透 型 L
	公 園	3%	公 園 貯 留 型 B	公 園 浸 透 型 H

(但し、敷地面積は建築物の面積も含む。)

このモデルブロックを用いて、道路・屋根面積を測定しその比率を求めた。さらに、土地利用区分のうちの過密・住宅・水田・緑地・その他地域の不透透面積率については、荒川下流工事事務局において検討された比率を採用した。

以上の結果を表－6に示すが、公園面積率については都市計画法に規定されている必要最小面積率(3%)を全くの仮定値として採用したものである。

2).3 施設別の設置ポテンシャル及び貯留・浸透能力

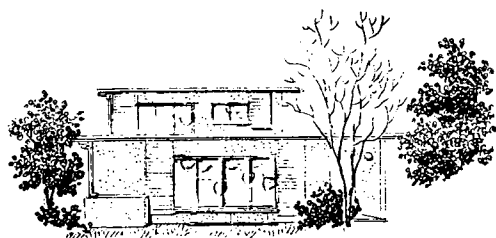
雨水貯留施設は、集合住宅・学校・公園・道路・各戸等に設置する比較的小規模な施設であるため、これらの施設の本来の利用機能や安全性から利用可能面積が定められ、流出量の抑制能力にもおのずと限界があるものと考えられる。流出量の抑制能力は、雨水貯留型の場合は利用可能面積と利用可能水深により定まり、雨水浸透型の場合は浸透可能量及び貯留可能量により定まるものである。

本施設は、本来の土地利用機能と雨水を貯留あるいは浸透させる機能を兼ねることのできる場所に設置するものであるが、宅地開発等の土地利用計画は、都市計画法・建築基準法・都市公園法等に準拠して策定されるので、これらと十分調和のとれた施設や構造が採用されなければならない。以上の条件を勘案して、雨水貯留施設として利用可能と考えられるものとして、表－7に示されるものを選定した。

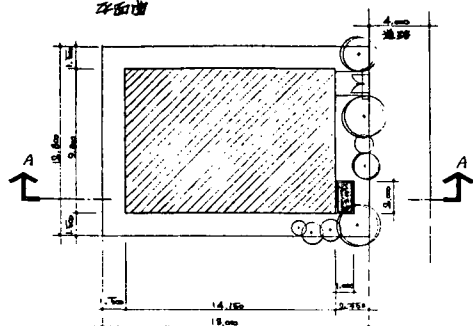
雨水貯留施設は、治水上の効果を期待して計画するものであるが、次にあげる事項に考慮をはらって諸元を計画する必要がある。

- 住民の安全
- 施設の多目的利用
- 地域の景観
- 経済的な合理性

標準的な土地利用状況から図－14(1)～(10)(雨水貯留型)及び図－15(1)～(12)(雨水浸透型)に示す様な概念図を作成し、各施設別の雨水貯留施設形状を定めた。



独立住宅雨水貯留モデル(2) 各戸貯留槽 SKETCH
図-14(1) 独立住宅雨水貯留 (各戸貯留槽)
平面図



戸巾面積 32.7㎡
建物面積 178.6㎡
延べ面積 60.7%

A~A断面

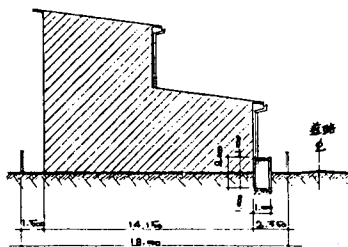
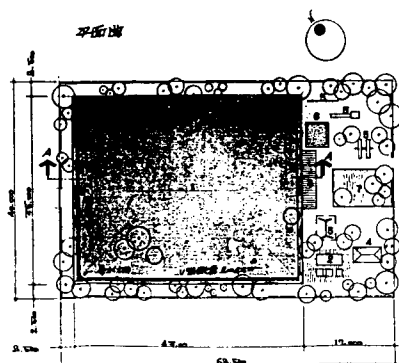


図-14(2) 独立住宅雨水貯留 (各戸貯留槽)



A~A断面

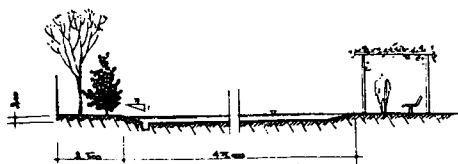


図-14(4) 児童公園雨水貯留

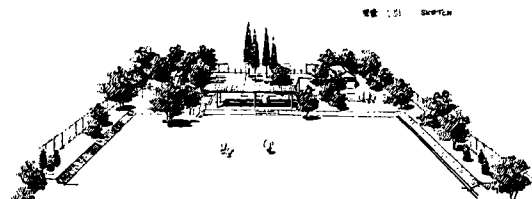
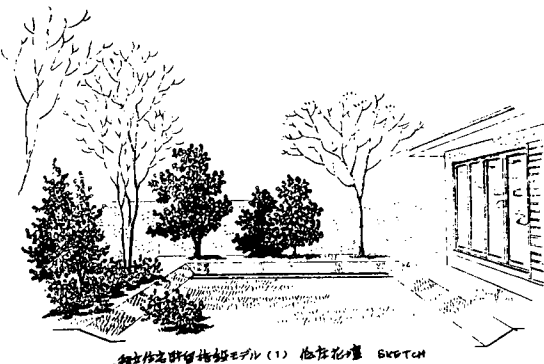
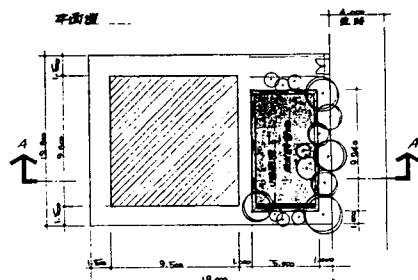


図-14(3) 児童公園雨水貯留



独立住宅雨水貯留モデル(1) 低床花壇 SKETCH
図-14(5) 独立住宅用雨水貯留 (低床花壇)



戸巾面積 32.7㎡
建物面積 92.4㎡
延べ面積 40.7%
貯留面積 46.3㎡
貯留率 20%

A~A断面

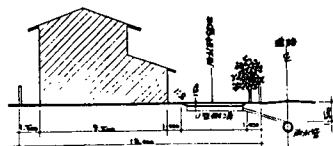


図-14(6) 独立住宅雨水貯留 (低床花壇)

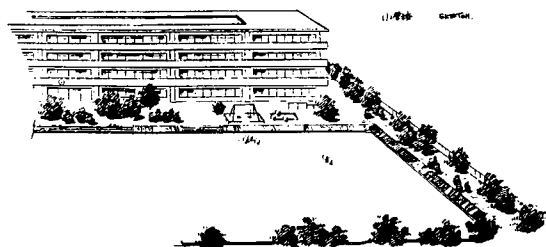


図-14(7) 小学校校庭雨水貯留

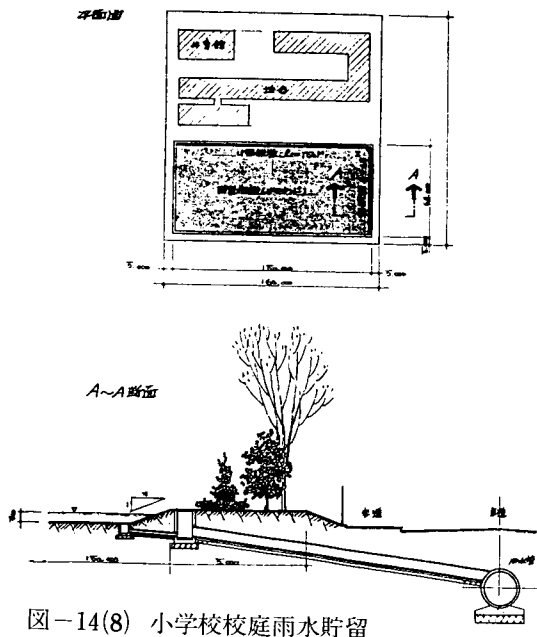


图-14(8) 小学校校庭雨水貯留

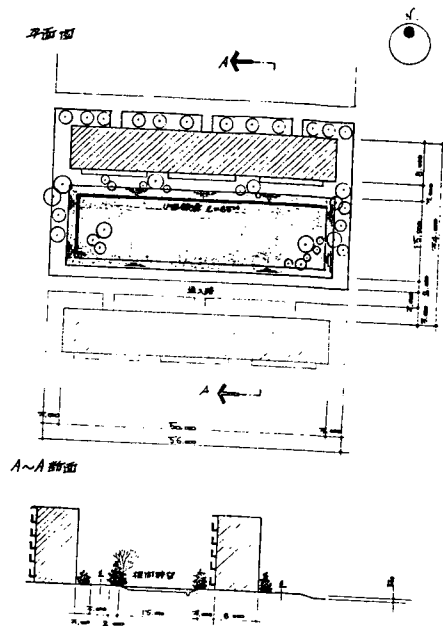


图-14(10) 中層住宅棟間雨水貯留

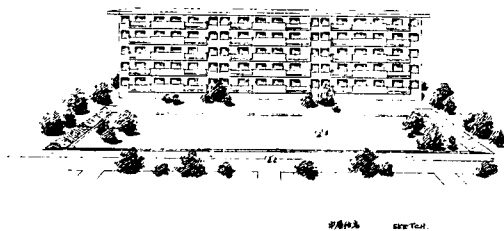


图-14(9) 中層住宅棟間雨水貯留

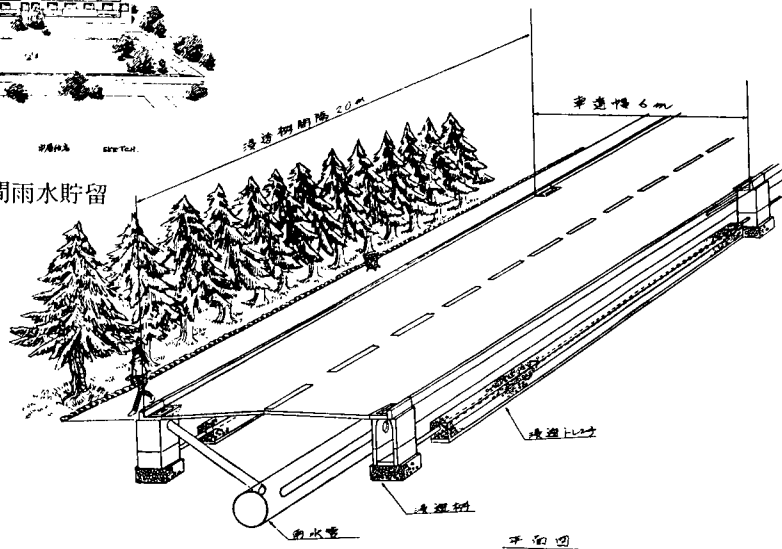


图-15(1) 道路浸透型

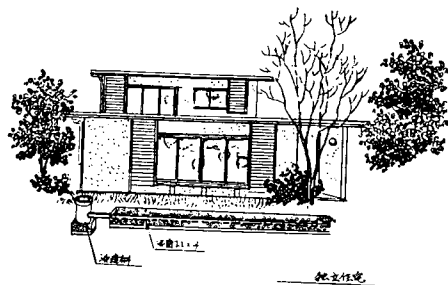
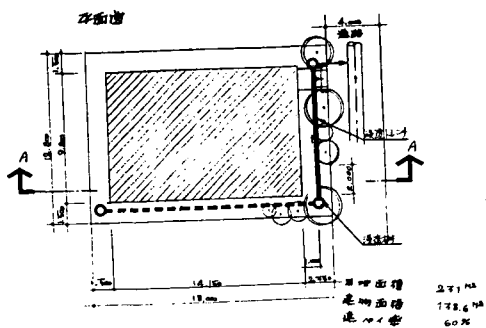


图-15(2) 独立住宅浸透型 (高密度)



A~A剖面

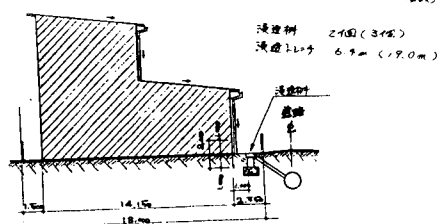


图-15(3) 独立住宅浸透型 (高密度)

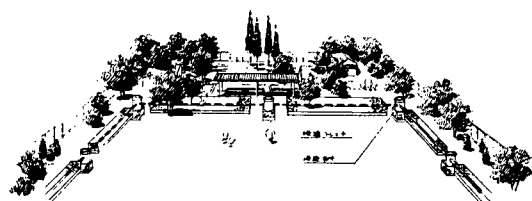
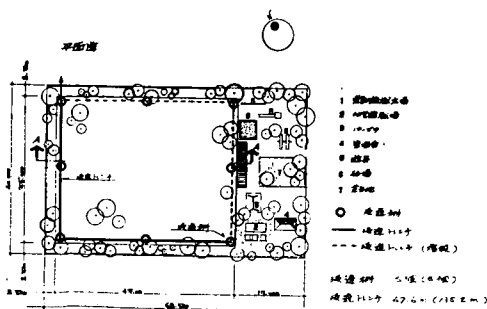


图-15(4) 公园浸透型



A~A剖面

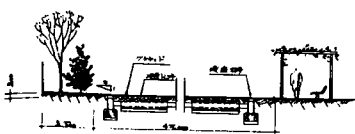


图-15(5) 公园浸透型

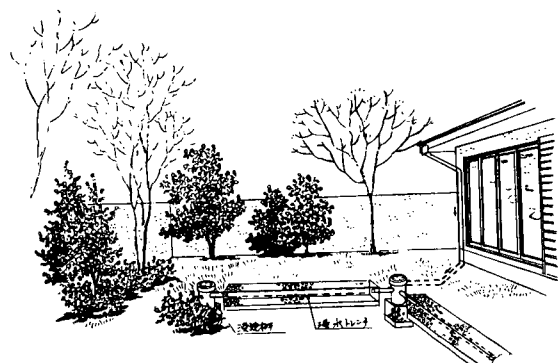


图-15(6) 独立住宅浸透型 (低密度)

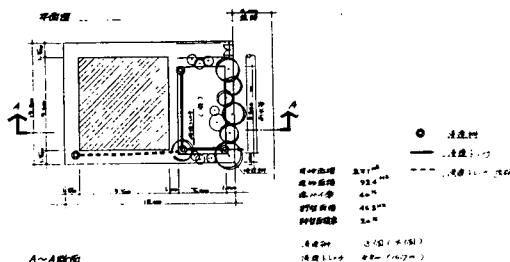


图-15(7) 独立住宅浸透型 (低密度)

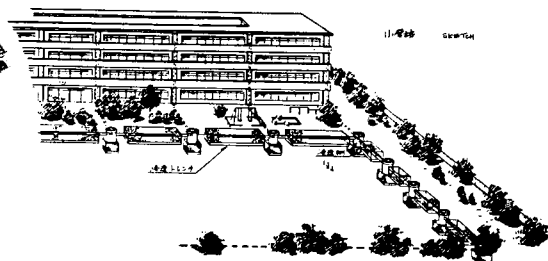


图-15(8) 校庭浸透型

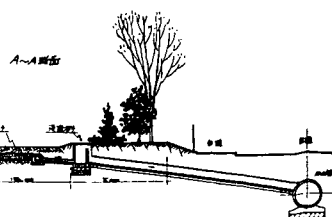
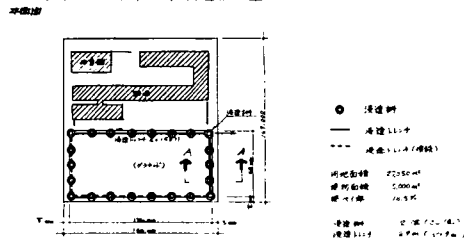


图-15(9) 校庭浸透型

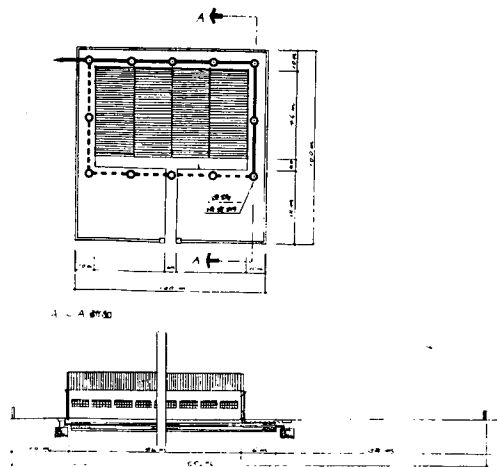


図-15(10) 広場浸透型

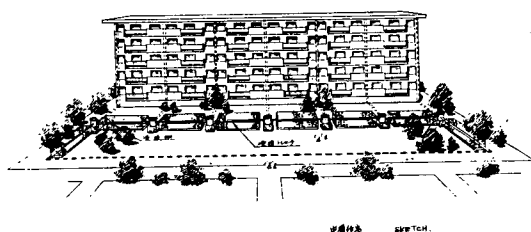


図-15(11) 棟間浸透型

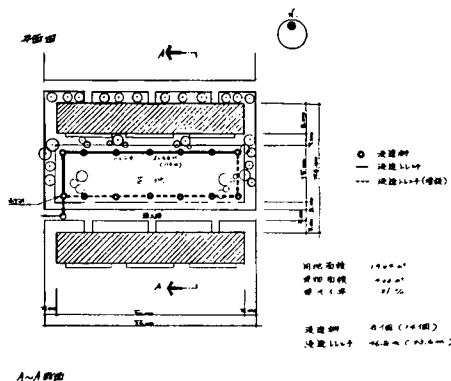


図-15(12) 棟間浸透型

ただし、貯留型については「宅地開発等に伴う雨水貯留施設技術指針（案）の現場担当者手引き（昭和53年10月）日本住宅公団」のモデルを採用し、また浸透型施設の浸透能力は下記の値を仮定した。

ところで、表-8(1)中の浸透能力値は、一応

表-8(1) 浸透型施設の浸透能力

型 式	ケース	浸透能力	備 考
暗きょ型 (トレンチ型)	1	350 l/m・hr	ケース1は、土木研究所敷地内の関東ローム地盤において観測された浸透能力でケース2、3はケース1のそれぞれ若干及び若干の値である。
	2	233 "	
	3	117 "	
樹 型	1	88.2 l/箇・hr (450)(mm/hr)	ケース1は、K川流域における現地浸透能力調査結果の平均値で、ケース2、3はケース1のそれぞれ若干及び若干の値である。
	2	58.8 (300) "	
	3	29.4 (150) "	

注) 樹型施設における()内の数値は、湛水深60cmの場合の定水頭実験結果によるもので、1時間当りの単位面積当り減水深(単位mm)である。

の目安として仮定したものであるため、実際に浸透型施設を計画する際には、今後実験的に作られる施設の多数の観測データをベースとし、かつ目づまり等による機能低下を考慮に入れた安全率を設定して、この値は決定されねばならない。また、関東ローム地盤を例にとれば、過去に建設省をはじめとして農林業の分野においても相当数の浸透実験がなされているが、明らかになっているのは現地浸透実験による地盤の不飽和透水係数(一般に透水係数とは、土壌の空隙が水分で飽和された状態における飽和透水係数のことを称している。)のオーダー程度のもので、場所によってはこの値が1オーダーから2オーダー変化しているため、個々の土壌種別に応じてなるべく数多くの浸透実験を行いデータの集積が図られることが望まれる。

なお、表-8(1)中の浸透能力値に関しては、今後以下のような課題が残されている。

イ、暗きょ型及び樹型の施設を用いた現地浸透能力実験において用いた注入水は、それぞれ中水道水及び上水道水であるが、施設に流入する雨水は、屋根・土の表面・道路等を経た無機・有機のSS分を相当程度含んだものであるため、目づまりによる機能低下がある。詳細については、第2章「土木研究所構内における地下浸透実験」を参照されたい。

ロ、現地浸透能力実験は、樹型・暗きょ型ともに無降雨時のものであるが、実施は降雨時もしくは降雨直後に機能するので、場

表－8(2) 雨水貯留施設（貯留型）貯留能力

記号	貯留施設名	集水面積 (m ²)	貯留面積率 (%)	貯留面積 (m ²)	深さ (m)	貯留量	
						1施設当り (m ³)	1ha当り (m ³ /ha)
A	独立住宅貯留型(高密度)	231	1.7	4.0	2.00	8.0	346
B	公園貯留型	2,500	60.0	1,500.0	0.20	300.0	1,200
C	独立住宅貯留型(低密度)	231	20.0	46.2	0.15	6.9	300
D	校庭貯留型	27,050	38.0	10,200.0	0.30	3,060.0	1,131
E	棟間貯留型	1,523	37.0	700.0	0.30	210.0	1,379

表－8(3) 雨水貯留施設（浸透型）貯留・浸透能力表

記号	貯留施設名	施設規模	集水面積 (m ²)	浸透施設数量		浸透量		1施設当り		1ha当り 貯留量 (m ³ /ha)	単位浸透量 (mm/hr)
				トレンチ長 (m)	樹個数	トレンチ (m ³ /hr)	樹 (ℓ/hr)	貯留量 (m ³)	浸透量 (m ³ /hr)		
F	道路浸透型	規模a	120	34.8	2	8.120	117.6	3.405	8.237	283.8	68.65
		規模b	120	34.8	2	8.120	117.6	3.405	8.237	283.8	68.65
G	独立住宅浸透型(高密度)	規模a	231	6.4	2	1.493	117.6	0.979	1.611	42.1	6.97
		規模b	231	19.0	3	4.433	176.4	2.292	4.610	99.2	19.95
H	公園浸透型	規模a	2,500	67.6	5	15.773	294.0	6.801	16.067	27.2	6.43
		規模b	2,500	135.2	8	31.547	470.4	13.301	32.017	53.2	12.81
I	独立住宅浸透型(低密度)	規模a	231	8.8	3	2.053	176.4	1.476	2.230	63.9	9.65
		規模b	231	16.7	4	3.897	235.2	2.419	4.132	104.7	17.89
J	学校浸透型	規模a	27,050	189.0	12	44.100	705.6	18.688	44.805	6.9	1.65
		規模b	27,050	379.0	22	88.433	1,293.6	37.155	89.727	13.7	3.32
K	工場浸透型	規模a	9,200	127.8	8	29.820	470.4	12.549	30.291	13.7	3.29
		規模b	9,200	255.6	14	59.640	823.2	24.797	60.463	26.9	6.57
L	棟間浸透型	規模a	1,523	46.8	8	10.920	470.4	6.069	11.391	39.9	7.48
		規模b	1,523	93.6	14	21.840	823.2	11.837	22.663	77.7	14.88

注) 単位浸透量は、施設からの浸透量を集水面積当りの平均浸透量として換算した値である。

合により浸透能力の低下が予想される。

ハ、雨水中の有機性SSは、主に地表面下50～70cmの表層地盤に生息する土壤中微生物により分解されることがある。このことは特に、暗きょ型施設の設置深度と関係がある課題である。

浸透能力に関して以上のような課題が残っているが、施設設置による浸透効果は、一般の土木技術者がこれまで想像していた以上に大きいと言えよう。

なお、旧住宅公団による浸透型施設の注入試験結果では、暗きょ型施設の場合120ℓ/m・hr、樹型施設の場合80～336ℓ/箇・hrという浸透能力が得られている。

施設別の設置ポテンシャル及び貯留・浸透能力を表－8(2)（貯留型）及び表－8(3)（浸透型）に示す。なお、浸透型施設について、規模aとは比較的無理のない配置を想定した場合を、規模bとは土地利用の本来機能に充分配慮して大規模な施設配置をした場合を想定した。ただし、浸透型施設の場合には、貯留型と比較して土地利用障害となる程度が相対的に小さいので、具体的な個々の施設配置に当っては、必要とされる流出低減量あるい

は許容放流量並びに費用負担増の程度等を充分考慮して検討することが望まれる。

2).4 K川流域の貯留・浸透ポテンシャル

K川流域では、流域特性により図－16の如く14ブロックに流域分割したのち、荒川下流工事事務所予測した昭和75年の土地利用をベースにして、ブロック別の土地利用別面積内訳が検討されている。

ここでは、雨水貯留施設の設置が可能であると判断される過密・住宅・学校・工場・団地の各地域に対して表－8(1)に示す施設を設置したと仮定して、地域毎の平均的な貯留・浸透ポテンシャルを求めたのち、その結果を表－9 集水区域平均貯留・浸透ポテンシャル

敷設場所			全市街化区域 に施設有り		将来市街地 に施設有り	
			道路に 施設有り	道路に 施設無し	道路に 施設有り	道路に 施設無し
浸透施設						
浸透型	貯留量 (m ³ /ha)	規模a	141.9	81.4	145.5	84.0
		規模b	183.2	131.5	193.0	142.0
	浸透量 (mm/hr)	規模a	28.6	12.7	29.2	13.1
		規模b	37.1	23.0	39.0	24.9
貯留型				494.5		446.5

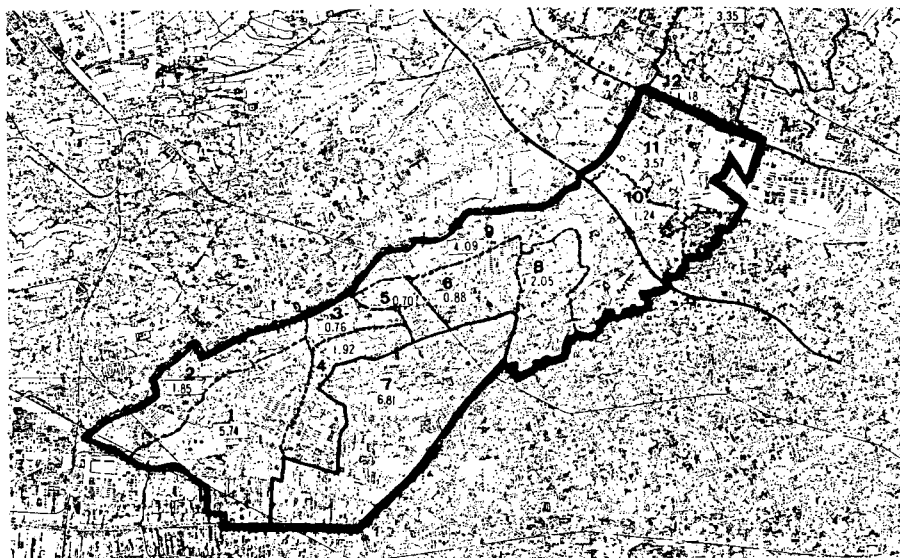


図-16 K川流域図

表-9に整理した。ただし、浸透型の貯留量は、トレンチ及び樹の空隙容量と碎石の空隙容量(30.0%とした)の合計値である。なお、将来市街地とは、将来の全市街地区域から現況の市街地区域を除いたものである。

3) 流出解析

雨水貯留施設による流出抑制効果を把握するため、施設設置後に基準点のピーク流量がどの程度低減するかを検討した。検討対象流域は、N地点(基準点)より上流の11ブロックである。(図-16参照)

本解析における解析モデルは、修正RRL法における有効降雨モデルを改良して有効降雨とし、斜面及び河道に関しては貯留関数法を用いた。浸透型施設による浸透効果を組み入れるため、修正RRL法に若干の改良を加えたものが本検討におけるモデルである。

また本モデルは、N地点において水位・流量が観測されているK川の特性を充分取り入れるため、昭和46~54年の洪水を対象として同定した結果から土木研究所が作成したモデルをベースにしている。この土木研究所が作成したモデルとは、修正RRL法における有効降雨モデルと貯留関数法を用いたものであり、基本的には荒川下流工事々務所で検討されたもの(新河岸川全流域を対象としたモデ

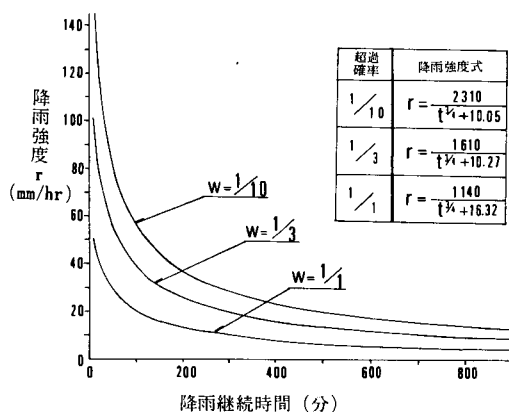


図-17 東京降雨強度曲線

ル) とほぼ同一のものである。

3).1 降雨モデル

流出計算には、図-17に示す降雨強度式(東京)を採用し、これより図-18に示す中央集中型の降雨波形を使用した。単位時間は雨水貯留施設の効果を検討できるように10分とした。

3).2 有効降雨モデル

有効降雨モデルは、図-19に示すような不浸透域・浸透域・水田・畑別のモデルを用いた。

また、昭和46年から昭和54年までの実績降雨量とN地点における流出量より、土木研究所で作成したモデルの検証計算を行った結果、

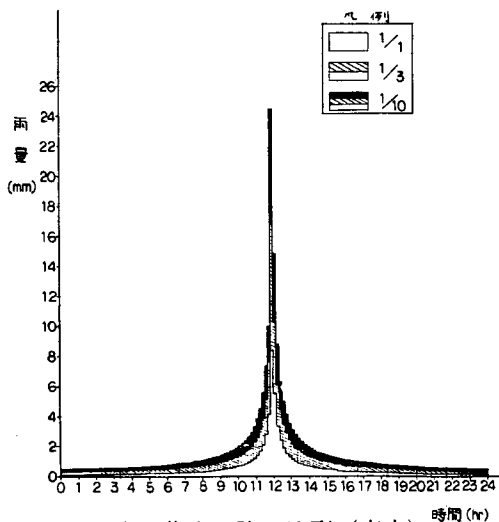


図-18 中央集中型降雨波形 (東京)

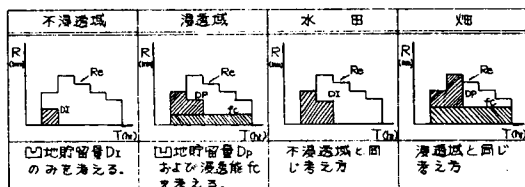


図-19 有効降雨モデル

表-10 有効降雨パラメーター

損失区域	不透透域	浸透域	水田	畑
D (mm)	2	6	50	10
fc (mm/hr)	—	8	—	50

同図のパラメーターは表-10のように同定されたため、本解析においてはこの値を用いた。

雨水貯留施設には、上記の有効雨量が流入し、雨水貯留施設の能力をオーバーした分が流出するものと考えられるため、本解析では図-20、21に示すような有効雨量計算方式により雨水貯留施設からの流出分を計算し、これを有効雨量とした。

また、有効雨量を求めるために必要な空隙損失量及び浸透損失量（浸透能力はケース2の場合）を表-11に示す。

さらに、1例として雨水貯留施設の各型式ごとに有効雨量を比較したものを図-22(1)~(6)に示すが、この図より、浸透型は降雨の裾をほぼレベルに切るのに対し、貯留型はピークをカットする形となるのが判る。ただし浸透型の場合は、地盤・地下水位条件等

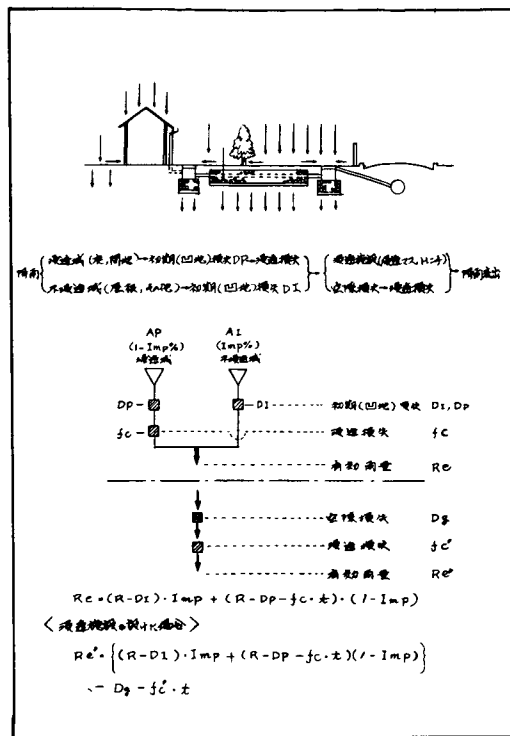


図-20 有効雨量計算方式説明図

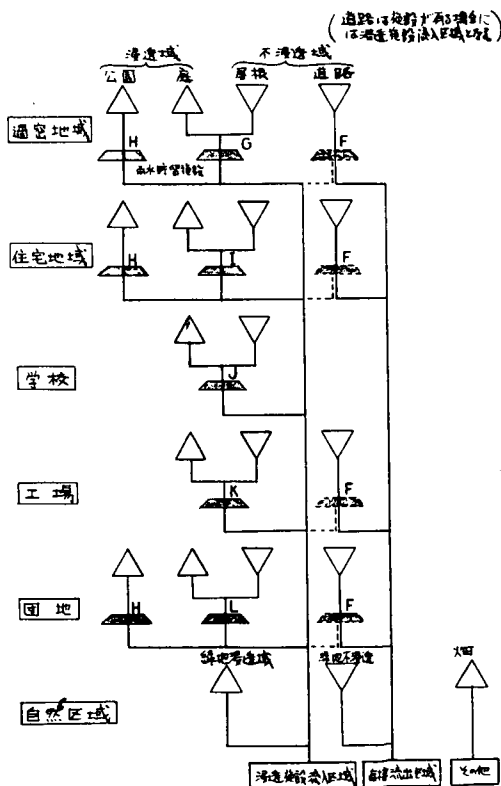


図-21 有効雨量計算模式図

表-11 浸透型雨水貯留施設による損失雨量

	不透水面積率 Imp (%)	降 雨 損 失 量			浸透施設による浸透量				備 考
		初 期 損 失		浸透損失	空隙損失(mm)		浸透損失(mm/hr)		
		D _i (mm)	D _p (mm)	f _c (mm/hr)	規模 a	規模 b	規模 a	規模 b	
独立住宅(低密度)	38.0	2	6	8	9.6	15.7	9.7	17.9	
独立住宅(高密度)	72.0	2	6	8	6.3	14.9	7.0	19.9	
道 路 浸 透 型	100.0	2	6	8	42.6	42.6	68.7	68.7	
公 園 浸 透 型	0.0	—	6	8	4.1	8.0	6.4	12.8	児童公園
学校校庭浸透型	20.0	2	6	8	1.0	2.1	1.7	3.3	
工場広場浸透型	45.0	2	6	8	2.0	4.0	3.3	6.6	
団地棟間浸透型	37.0	2	6	8	6.0	11.7	7.5	14.9	
緑 地	21.0	2	6	8	—	—	—	—	
畑	0.0	—	10	50	—	—	—	—	

により効果が一定していないので、図-22に
関しては浸透能力がケース1（最大）で規模
a（小規模）の場合の一例にすぎないことを
断っておきたい。

また同図より、浸透型は相対的に小規模な

降雨に、貯留型は相対的に大規模な降雨に対
して有効であると言える。ただし、外水のほ
か内水も含めた氾濫現象を対象として個別・
具体的なケースを考えた場合には、地盤・地
下水位、地形、雨水排水系統、集水区域規模、

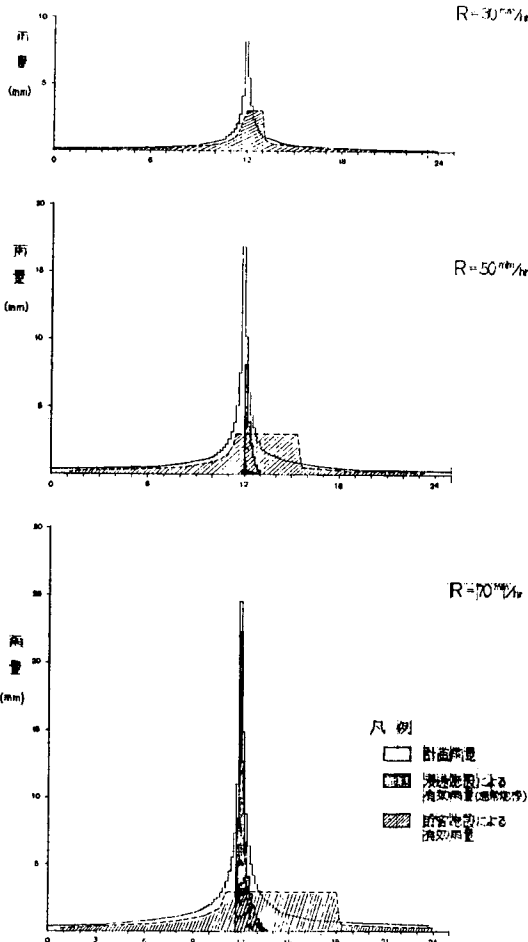


図-22(1) 雨水貯留施設有効雨量比較図〔独立住宅（高密度）雨水貯留施設〕 A. G

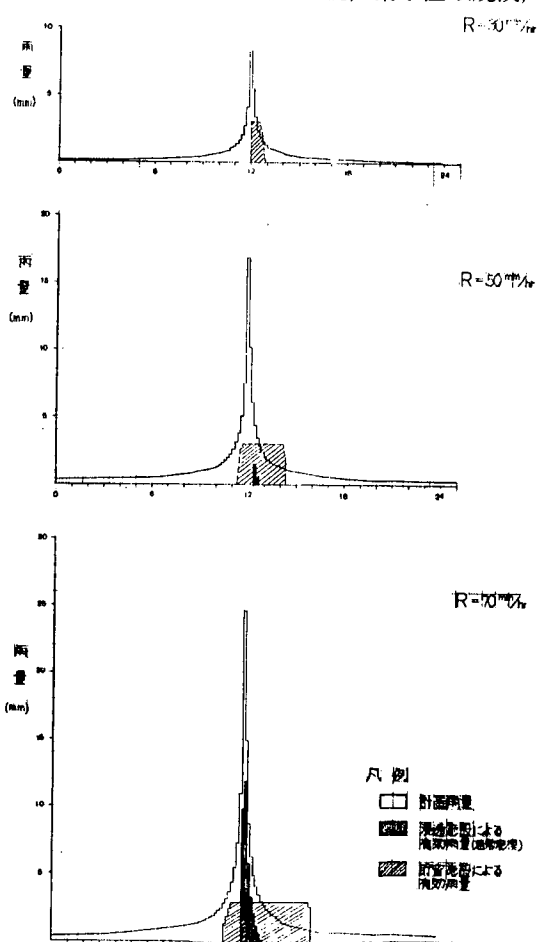


図-22(2) 雨水貯留施設有効雨量比較図〔公園雨水貯留施設〕 B. H

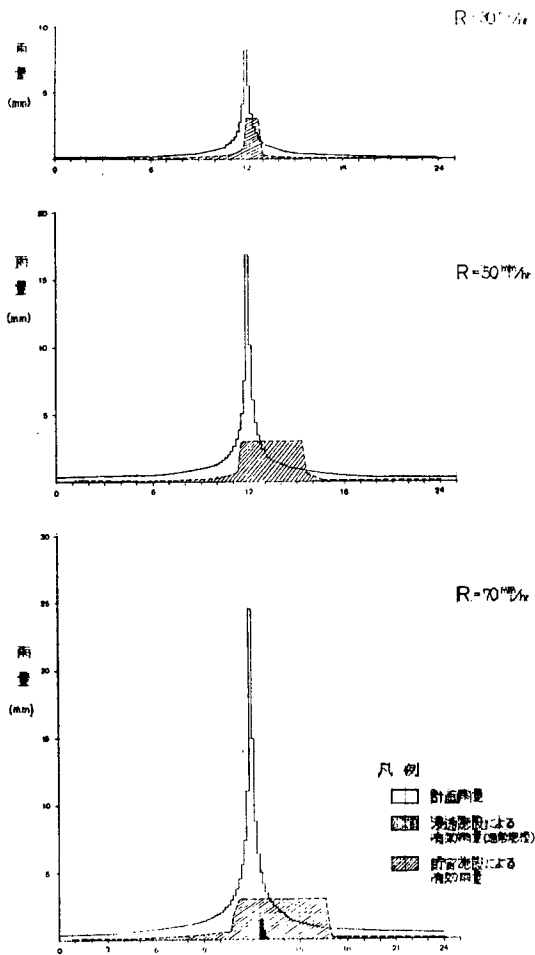


図-22(3) 雨水貯留施設有効雨量比較図〔独立住宅（低密度）雨水貯留施設〕C. I

土地利用等の条件の相違により、上記の判断は一概には成り立たない。なぜなら雨水貯留施設は、洪水負担の軽減に加えて、局地的な内水氾濫の解消にも有効であると考えられるためである。

3).3 流域斜面モデル

流域斜面モデルには貯留関数法を用いるが、このときの未知定数は K 、 P と遅れ時間 T である。

流域をひとつの平均的な勾配をもつ斜面と考えて、等価粗度法を適用すれば、未知定数の K は次式により求められる。

$$K = 7.35(N \cdot L / \sqrt{i})^P$$

ただし、定数 P は物理的に 0.6 を採用する。

等価粗度 N は都市化の程度によって変化し、流出試験地の調査によると、表-12 のように考えられる。

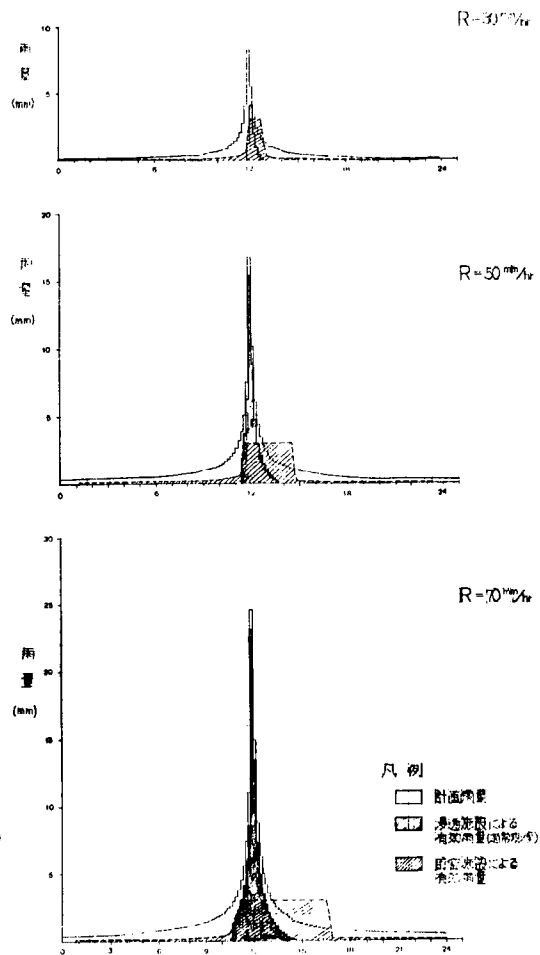


図-22(4) 雨水貯留施設有効雨量比較図〔学校雨水貯留施設〕D. J

土木研究所において、昭和46年より昭和54年までの実績洪水の資料を使用して検証計算を行ったところ川川流域の等価粗度は表-13 のように求められた。

本検討では、将来時点の流域状態を想定し、雨水貯留施設の効果を究めることが主目的であるので、等価粗度 N もこの時点を選定したものを推定する必要がある。表-12、13より、市街地の将来時点での等価粗度 N は 0.01 程度であると考えられるため、本検討ではこの値を採用して得られたブロック別の定数 K を用いて流出計算を行った。

ただし雨水貯留施設は、将来市街地にのみ設置される場合と、将来の市街化区域全域に設置される場合とを検討ケースとしたため、流出計算は図-22に示すように市街地を直接流出区域と浸透施設流入区域に分離して、そ

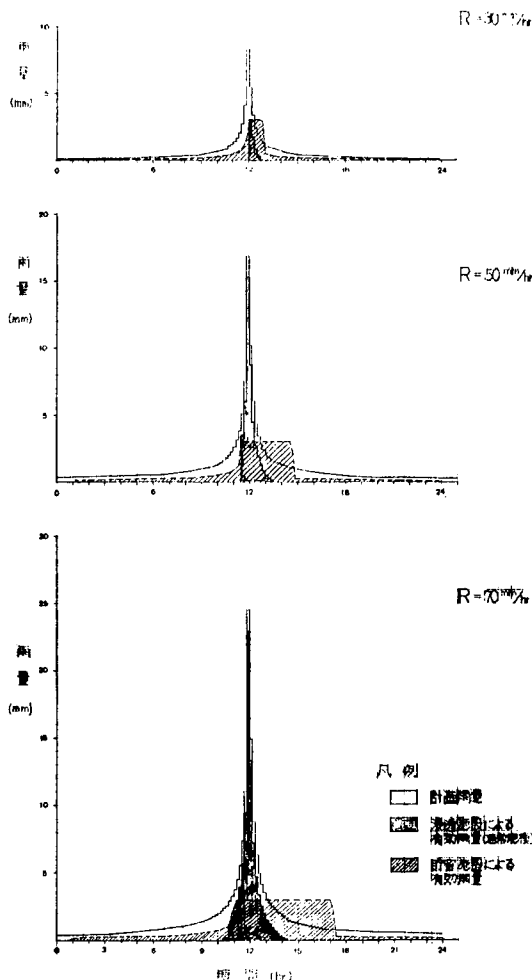


図-22(5) 雨水貯留施設有効雨量比較図〔工場雨水貯留施設〕D. K

それぞれの流出計算を行って合成した。

なお、K川の斜面延長は短いため、遅れ時間 T_l は0とした。また、雨水貯留施設は浸透域・不浸透域の雨水とも取り入れる構造のため、流出計算で両者を分離することは実態に合わないと考えられ、流出計算は浸透域・不浸透域を統合して行った。

表-12 土地利用形態と等価粗度Nの標準値

土地利用形態		N
水	田	2.0
山	林	0.7
丘陵・放牧地・公園・ゴルフ場・畑地		0.3
市街地		0.03
市街地 に よる 細 分 度 に	区画割・道路整備ができるが相当裸地面積が残る。排水路有	0.1
	道路舗装がかなり進む、下水路整備不十分	0.05
	舗装されるべき面積の50%以上が舗装され、下水路も整備十分	0.01
	舗装されるべき面積の舗装、下水路整備完了	0.005

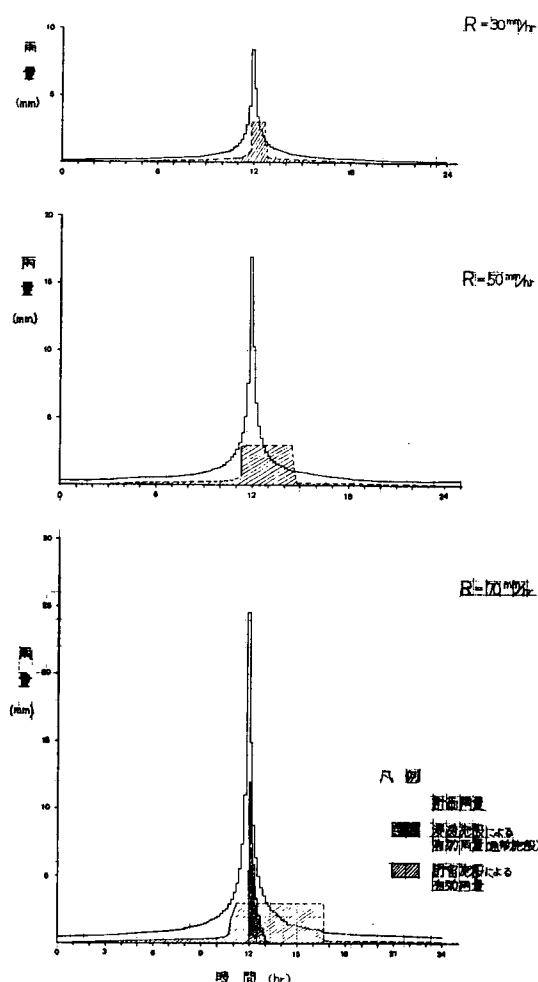


図-22(6) 雨水貯留施設有効雨量比較図〔団地棟間型雨水貯留施設〕E. L

表-13 K川流域の等価粗度N

年代	区域	市街地	水田	畑
昭和40年代		0.05	2.0	0.3
昭和50年代		0.03	2.0	0.3

3).4 河道モデル

河道には貯留関数法を用い、このモデルでは洪水の遅れ時間のみ考えたが、この遅れ時間は、「新河岸川流出氾濫解析報告書(昭和55年2月)建設省荒川下流工事々務所」で定められたものを使用した。(表-14参照)

表-14 K川河道定数一覧表

河道番号	流域面積 (km^2)	到達時間 (hr)	備考
6	5.74	1.17	最下流端より
37	11.85	0.94	"
43	6.81	0.53	"
57	24.80	0.53	"

3).5 流出計算結果

流出計算は、下記の計算条件により表-15に示す81ケースについて行った。

〔 浸透型の計算条件 〕

- 対象降雨
 - W=1/10(70mm/hr)
 - W=1/3(50mm/hr)
 - W=1/1(30mm/hr)
 - W：超過確率
- 流域条件
 - 将来市街地にのみ雨水貯留施設を設置
 - 市街化区域全域に雨水貯留施設を設置
- 浸透施設規模
 - 規模 a (小規模)
 - 規模 b (大規模)
- 浸透能力
 - ケース 1
 - ケース 2 (ケース 1 の $\frac{2}{3}$)
 - ケース 3 (ケース 1 の $\frac{1}{3}$)
- 道路浸透型
 - 有
 - 無

〔 貯留型の計算条件 〕

- 対象降雨；上記 3 降雨

- 貯留施設規模；埼玉県宅地開発指導要領の放流比流量， $q=5.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ の施設を考えた。

- 流域条件；浸透型と同様の 2 ケース。計算結果を表-16に示す。

又、貯留型と浸透型雨水貯留施設の流出抑制効果を比較するため、道路に施設がない場合について、両者のハイドログラフを図-24(1)，(2)に示す。ここで、道路に施設なしの場合で比較したのは、道路には浸透型施設のみしか設置可能性がないためである。

さらに、浸透型雨水貯留施設を設ける場合において、全市街化区域と将来市街地に施設を設けた場合の比較をしたのが図-25(1)，(2)であるが、(1)のハイドログラフは全市街化区域を対象に浸透施設を設置した場合であり、(2)のハイドログラフは将来市街地を対象にした場合である。

以上の検討結果により、以下のことが判断される。

- イ. 雨水貯留施設がない場合と比較して、貯

表-15 流出計算ケース一覧表

型式	降雨規模	雨水貯留施設設置状態 浸透能力ケース		全市街化区域に施設有り		将来市街地に施設有り		全市街化区域に施設無し
		施設規模	施設無し	道路に施設有り	道路に施設無し	道路に施設有り	道路に施設無し	
浸透型	70mm (W=1/10)	a	①	1	7	13	19	
			②	2	8	14	20	
			③	3	9	15	21	
		b	①	4	10	16	22	
			②	5	11	17	23	
			③	6	12	18	24	
		施設無し						25
	50mm (W=1/3)	a	①	26	32	38	44	
			②	27	33	39	45	
			③	28	34	40	46	
		b	①	29	35	41	47	
			②	30	36	42	48	
			③	31	37	43	49	
		施設無し						50
	30mm (W=1/1)	a	①	51	57	63	69	
			②	52	58	64	70	
			③	53	59	65	71	
		b	①	54	60	66	72	
			②	55	61	67	73	
			③	56	62	68	74	
		施設無し						75
貯留型	70mm (W=1/10)				76		79	
	50mm (W=1/3)				77		80	
	30mm (W=1/1)				78		81	

表-16 流出計算結果一覧表 (基準地点)

型式	降雨規模	浸透能力 施設規模	雨水貯留施設 設置状態	全市街化区域に施設有り						将来市街地に施設有り						全市街化区域に施設無し		
				道路に施設有り			道路に施設無し			道路に施設有り			道路に施設無し					
				ケース 番 号	ピーク流量 (m^3/s)	流出率	ケース 番 号	ピーク流量 (m^3/s)	流出率	ケース 番 号	ピーク流量 (m^3/s)	流出率	ケース 番 号	ピーク流量 (m^3/s)	流出率	ケース 番 号	ピーク流量 (m^3/s)	流出率
浸透型	70mm ($W=1/10$)	規模a	①	1	34.48	0.08	7	108.48	0.19	13	205.27	0.25	19	242.71	0.31			
			②	2	108.24	0.14	8	181.41	0.25	14	236.40	0.28	20	275.90	0.34			
			③	3	212.13	0.21	9	295.38	0.32	15	289.68	0.32	21	331.39	0.38			
		規模b	①	4	14.18	0.05	10	88.18	0.16	16	196.77	0.25	22	233.50	0.30			
			②	5	21.04	0.06	11	93.74	0.17	17	198.95	0.25	23	235.86	0.31			
			③	6	137.79	0.16	12	216.20	0.27	18	252.19	0.30	24	292.36	0.35			
		施設無し													25	(253.42) 365.36	0.44	
	50mm ($W=1/3$)	規模a	①	26	9.36	0.03	32	57.91	0.14	38	118.49	0.20	44	143.02	0.26			
			②	27	16.04	0.04	33	64.50	0.15	39	121.11	0.21	45	145.87	0.26			
			③	28	80.76	0.13	34	130.96	0.24	40	149.83	0.25	46	176.65	0.31			
		規模b	①	29	5.17	0.02	35	53.62	0.13	41	116.76	0.20	47	141.14	0.26			
			②	30	7.16	0.03	36	55.84	0.14	42	117.57	0.20	48	142.02	0.26			
			③	31	23.46	0.06	37	69.00	0.17	43	123.06	0.21	49	148.02	0.27			
		施設無し													50	(142.99) 218.91	0.38	
	30mm ($W=1/1$)	規模a	①	51	0.85	0.01	57	23.52	0.12	63	38.78	0.17	69	50.07	0.22			
			②	52	1.04	0.02	58	23.68	0.13	64	38.83	0.17	70	50.13	0.22			
			③	53	3.22	0.03	59	25.79	0.13	65	39.64	0.17	71	51.03	0.22			
		規模b	①	54	0.47	0.00	60	23.18	0.11	66	38.68	0.16	72	49.96	0.22			
			②	55	0.50	0.01	61	23.22	0.11	67	38.68	0.17	73	49.97	0.22			
			③	56	1.04	0.02	62	23.68	0.13	68	38.83	0.17	74	50.13	0.22			
		施設無し													75	(43.76) 72.94	0.32	
貯留型	70mm ($W=1/10$)						76	162.39	0.44				79	270.34	0.44			
	50mm ($W=1/3$)						77	123.49	0.38				80	173.88	0.38			
	30mm ($W=1/1$)						78	67.15	0.32				81	70.93	0.32			

ただし()は $N=0.03$ の場合

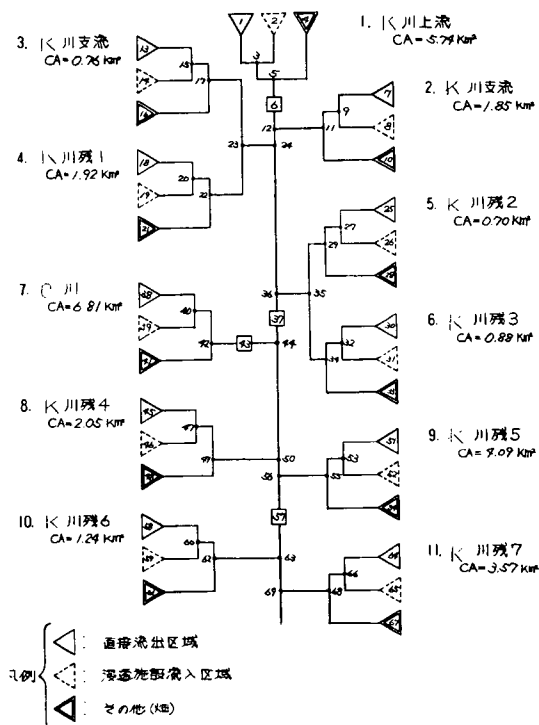


図-23 K川流出計算模式図(土研モデル)

留型は流出波形が変化だけで総流出量は変化しないが、一方浸透型は、施設の無い場合のハイドログラフの裾をカットしている流出波形となり、総流出量は、かなり

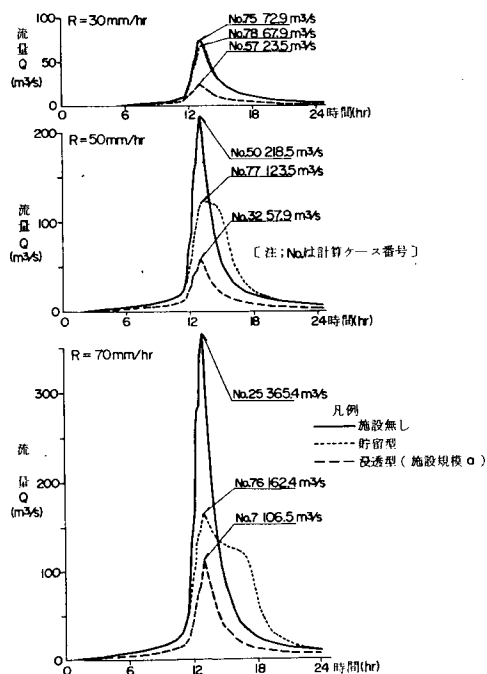


図-24(1) K川 (N地点) ハイドログラフ

低減している。ただし、図-19に関しては、浸透型の浸透能力がケース1の場合であるので、その低減の程度は当然のことながら浸透能力により変化する。(図-24(1), (2)参照)

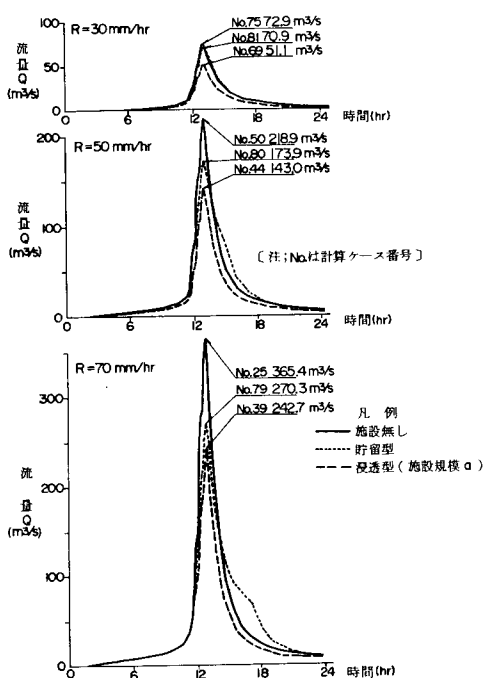


図-24(2) K川 (N地点) ハイドログラフ

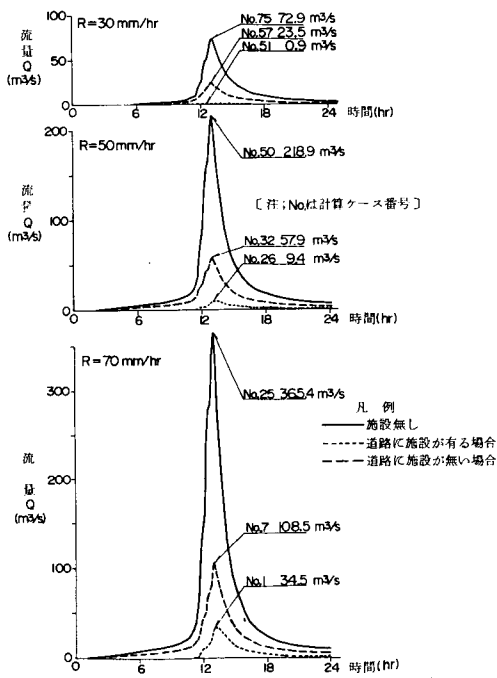


図-25(1) K川 (N地点) ハイドログラフ

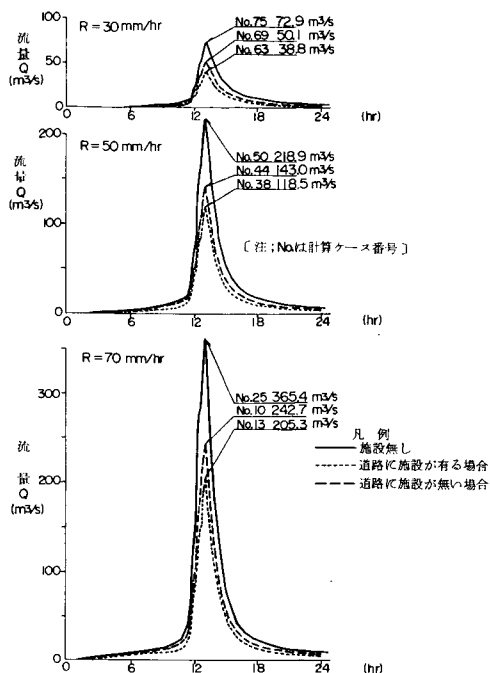


図-25(2) K川 (N地点) ハイドログラフ
ロ、ハイドログラフを形成している流出量は、浸透施設に流入しない面積によるものがほとんどであり、流出抑制の効果を得るためには、浸透施設の集水面積率を大きくとる必要がある。このことは、図-25の道路に施設がある場合とない場合の比較、並びに

同図(1)及び(2)の流域内施設設置率による比較から容易に理解される。

ハ、水路網の整備により流出増となることが、表-16の計算結果から判る。すなわち、同表の市街化区域に施設がない場合についてピーク流量の欄の()内外の値を比較すると、()外の値の方が()内の値よりも相当大きな値となっている。

水路網の整備は、雨水を速やかに排除し当該地区の浸水解消を図るという観点からは、充分その効果を有しているが、現在さらには将来に亘って河川の流下能力が充分でないか増大する見込みの小さい流域では、今後の水路網整備方針を再検討する必要がある。換言すれば、上記のような河川流域では、今後の水路網整備に当って、流域が本来有していた貯留能力を確保するとともに、浸透機能を十分に活用する整備方針を確立する必要があるだろう。

3. 流出抑制効果に関する種々の考察

3.1 雨水貯留施設の規模に関する検討

雨水貯留施設は、施設規模が大きくなるに

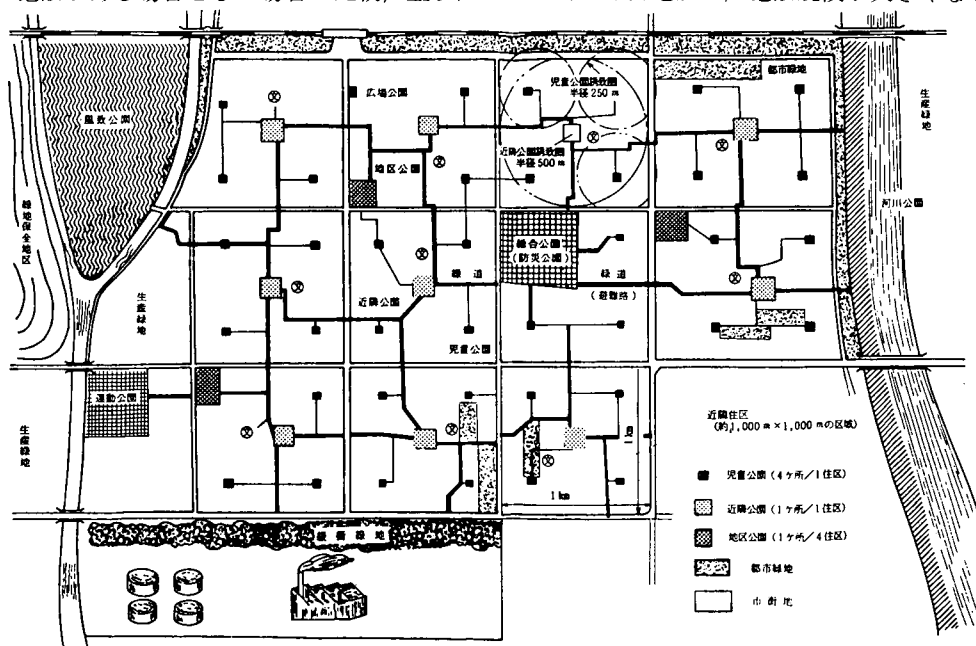


図-26 都市公園等配置模式図

つれ大きな降雨に対応可能となるが、本来の土地利用機能の障害となることなく、かつ雨水を貯留・浸透させることの可能な場所に設置する必要がある。このため、都市計画法・建築基準法・都市公園法等に準拠して計画する必要がある、その規模にはおのずと限界が生じる。

上記のような土地利用上の制約を勘案して、2.3-2) 4において、泉水区域内の平均的な貯留・浸透ポテンシャルを求めた。これを整理したのが、表-17である。この貯留・浸透ポ

表-17 集水区域平均ポテンシャル

施設型式	項目	単位	道路に 施設有り	道路に 施設無し	備 考
浸透型		mm/hr	38.1	24.0	規模 b (大規模)
貯留型		m³/ha		470.5	

但し、全市街化区域と将来市街地の平均値

テンシャルは、地下貯留施設及び公園における浸透型施設の積極的活用の課題は残るものの、土地利用上の限界に近い施設規模であるとも判断される。

なお本検討では、公園のモデル的ケースとして児童公園を用いた。しかし、近隣公園・地区公園・運動公園・総合公園・広域公園等の児童公園よりも規模の大きいものでは、公園としての機能を損なわずに浸透型施設の設置が可能なスペース（例えば、芝地・植樹帯等が該当する）が相対的に広く採れると考えられる。（図-26参照）したがって、浸透能力の高い地盤では、今後浸透型施設の採用を積極的に検討すべきであろう。

また、地下貯留施設については、さらに、表-16に示した流出計算結果より、ピーク流出量と流出率（総流出量比率）の減少率を下記の計算式より求めた。

$$\text{減少率} = \frac{\text{施設無しの流出量(流出率)} - \text{施設有りの流出量(流出率)}}{\text{施設無しの流出量(流出率)}}$$

1) 浸透型

浸透型の場合は、施設規模として規模 a（小規模）と規模 b（大規模）の 2 ケースを考えているが、浸透能力を各々 3 ケース考え比較しているため、結果的には 6 ケースの施設規模（浸透能力）を考えていることになる。これを整理したものが表-18であり、さらに、

表-18 雨水貯留施設（浸透型）の浸透能力
(単位: mm/hr)

施設設置 状況	施設 規模	全市街化区域 に施設有り		将来市街地 に施設有り	
		道路に 施設有り	道路に 施設無し	道路に 施設有り	道路に 施設無し
a (小規模)	ケース 1	28.6	12.7	29.2	13.1
	" 2	19.1	8.5	19.5	8.7
	" 3	9.5	4.2	9.7	4.4
	ケース 1	37.1	23.0	39.0	24.9
b (大規模)	" 2	24.7	15.3	26.0	16.6
	" 3	12.4	7.7	13.0	8.3

これらの施設規模（浸透能力）とピーク流量及び流出率の関係をグラフ化したものが、図-27(1)、(2)及び図-28(1)、(2)である。

以上のグラフより、以下のことが判断されよう。
イ. 流域平均浸透能を増大させた場合、ある一定の浸透能まではピーク流量、流出率ともに減少するが、それを越えた浸透能を与えてもピーク流量・流出率の低減率は小さくなるかほぼ 0 に近づく。すなわち、施設の設置範囲及び対象降雨にかかわらず、施設を有効に機能させるための限界的な規模が存在する。

ロ. 上記の限界的施設規模は、降雨規模の増加に応じて増大する。しかし、2.3-3).5 のところで述べたように、浸透型施設は、原理的には有効降雨を裾切りする施設であり、大規模降雨に対してはあまり有効には機能しないので、対象降雨は 50mm/hr 程度を限度として計画されるべきである。
ただし、50mm/hr 程度の降雨を対象として、全量浸透させるような計画が成立しうるのは、開発前の土地利用状態において土壌のもつ浸透能が非常に高く水路が全く存在しないような地域において、新規開発を行うようなケースが該当しよう。なお、50mm/hr 程度というのは、治水暫定計画として位置付けされている「総合治水対策（特定河川事業）」（中小河川の計画規模）及び下水道計画（雨水排除）における対象降雨と大方

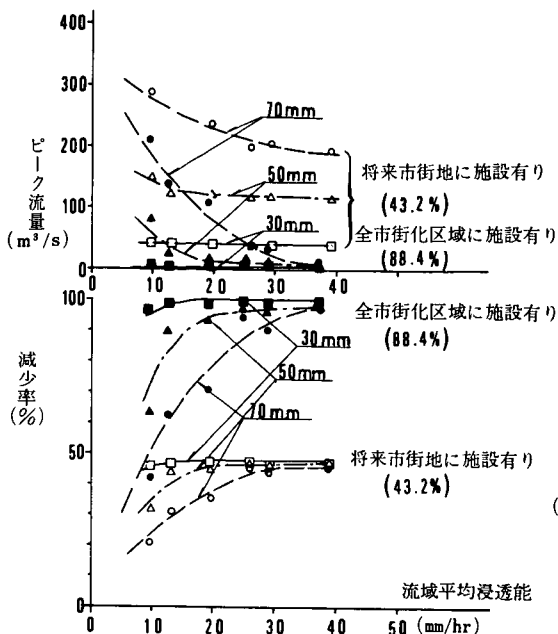


図-27(1) ピーク流量—流域平均浸透能関係
(浸透型：道路に施設有り)

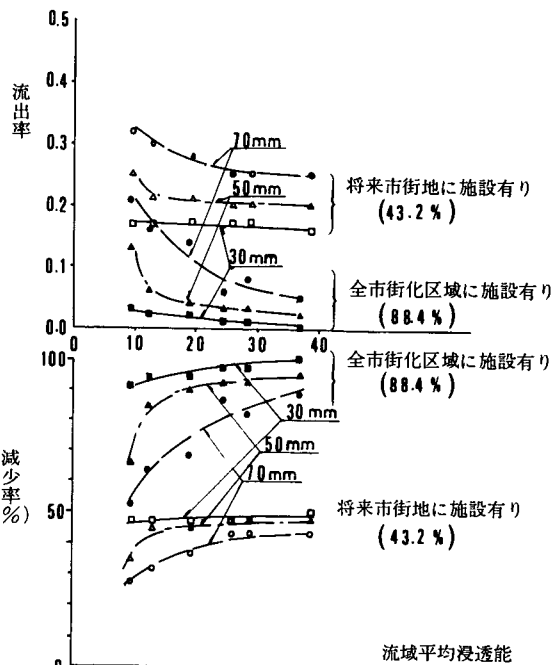


図-28(1) 流出率—流域平均浸透能関係図
(浸透型：道路に施設有り)

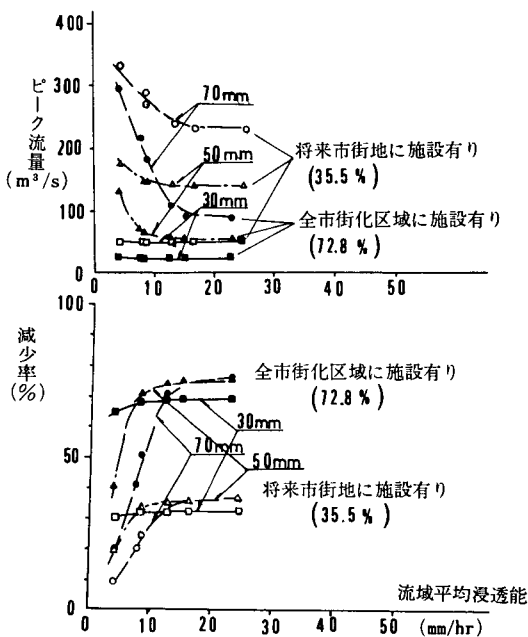


図-27(2) ピーク流量—流域平均浸透能関係
(浸透型：道路に施設無し)

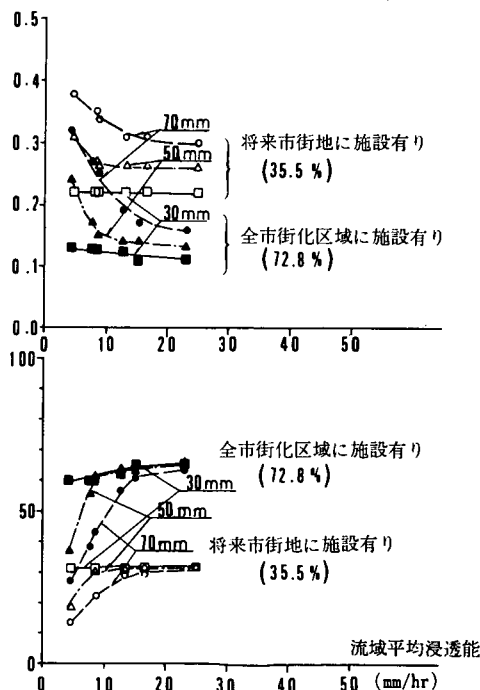


図-28(2) 流出率—流域平均浸透能関係図
(浸透型：道路に施設無し)

の場合一致している。

ハ、図-27及び図-28のグラフを用いれば、ある対象降雨に対して、それよりも小規模な降雨を対象とするケースの施設なしの場合のピーク流量まで低減させるには、流域平均浸透能をどの程度まで増加させれば良

いかが判る。さらに、所要の流域平均浸透能を確保するための施設規模が決定されることになる。

上記のような検討は、現状及び将来にわ

たって河川の流下能力が充分には確保されないようなケースに、その不足能力分を浸透型施設で対処しようとする場合の予備検討として有効となる。

- 二、ある対象降雨に対して、ピーク流量の最大値が設定された場合、ピーク流量と所要の値まで低減させるのに必要な流域平均浸透能が表-17のポテンシャルの範囲内であれば、この平均浸透能を満足する施設の設置が物理的には可能であると判断される。

ただし、以上に述べてきた判断は、河道における洪水負担の軽減という観点からなされたものである。一方、局地的な内水氾濫（浸水）の解消という観点から判断しようとする場合には、対象とすべき流域すなわち集水区域は相対的に狭いものとなるが、基本的な考え方は全く同様である。すなわち、局地的な内水氾濫を誘発している集水区域あるいは、既設排水施設が能力不足である地点より上流の集水区域を本検討における河川流域に置き換えて考えれば良いことになる。

2) 貯留型

貯留型雨水貯留施設の水利検討に関しては、これまでの「雨水貯留に関する調査報告書(第1報～第4報)」においてかなり詳細に触れられてきている。

一般に貯留型施設の場合には、許容放流量を小さくすれば調整容量は増大するため、降雨規模ごとに放流量と調整容量の関係を求めれば、各降雨規模ごとに最適施設規模は決定できる。しかし、流出抑制施設としての広義の貯留型施設の場合は、各降雨規模に対応した施設規模を求めることよりも、下流河川の流下能力等を参考にして放流量を固定し、この放流量を有効ならしめる施設規模を決定することが重要となる。

埼玉県の「都市計画法に基づく開発許可の審査に係る技術的基準(昭和53年4月)」によると、調整池からの放流比流量は最大で $q=5.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 、調整容量は 5.0ha 以上の開発の場合で $950\text{m}^3/\text{ha}$ 、 1.0ha 以上 5.0ha 未満で $500\text{m}^3/\text{ha}$ と定められている。よって、放流比流量

を $q=5.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ と決定して $30\text{mm}/\text{hr}\sim 70\text{mm}/\text{hr}$ の3降雨について流出計算を行った結果は、既に表-16に示した。この結果より、ピーク流量の減少率を求めたものが表-19である。

降雨規模とピーク流量減少率の関係を図-29にプロットすると、 $70\text{mm}/\text{hr}$ 程度で減少率が頭打ちとなっておりこの付近で最も効果が発揮されていると判断できる。ただし、貯留型の流出抑制施設には種々のタイプがあり、

表-19 雨水貯留施設(貯留型)による減少率

降雨規模	全市街化区域に施設有り (72.8%)	将来市街地に施設有り (35.5%)
70mm($W=1/10$)	0.555	0.260
50mm($W=1/3$)	0.436	0.206
30mm($W=1/1$)	0.079	0.028

注) ()内の%値は貯留型施設の設置面積率

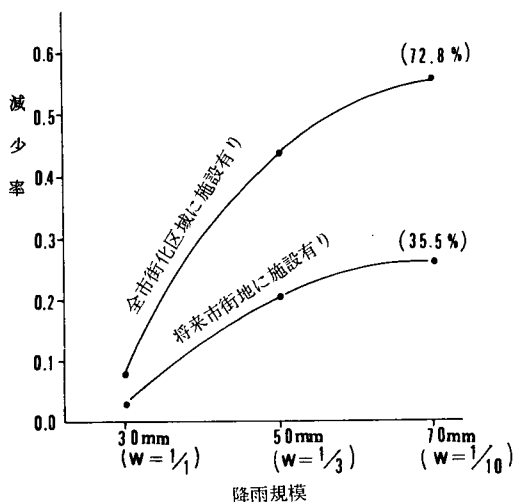


図-29 雨水貯留施設(貯留型)による効果検討図

この結果はオフサイトタイプの大規模な施設とは異なる。オンサイトタイプの小規模な施設の場合のものである。各種技術基準にも見られるとおり、オフサイトタイプの施設に関しては、超過確率 $1/30$ 以上の計画降雨に対して設計されていることは衆知の事柄である。

前記の流出計算で求められた各貯留施設の貯留量を集水区域で平均したものが表-20であるが、当表より降雨規模 $70\text{mm}/\text{hr}$ の場合は、放流比流量を $q=5.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ とすれば、 $525\text{m}^3/\text{ha}$ の調整容量が必要となることが判る。

表-20 流出計算で求められた各貯留施設の貯留量

(単位: m³)

		過密地域		住宅地域		学 校	工 場	団地地域		合 計	1 ha当り 貯 留 量
		敷 地	公 園	敷 地	公 園	敷 地	敷 地	敷 地	公 園		
雨水貯留施設	面 積 (ha)	A	B	C	B	D	D	E	B	21572	
		818	33	16248	626	1690	679	1469	59		
	70mm	1 ha当り貯留量	585	492	523	492	517	544	520	492	524
		地 域 貯 留 量	47853	1642	849770	30799	84788	36938	76388	2903	
	50mm	1 ha当り貯留量	306	246	265	246	262	279	264	246	266
		地 域 貯 留 量	25031	812	430572	15400	42968	18944	38782	1451	
	30mm	1 ha当り貯留量	69	46	54	46	53	59	54	46	54
		地 域 貯 留 量	5644	152	87739	2880	8692	4006	7933	271	
	面 積 (ha)	592	24	8258	320	570	247	467	21	10499	
		1 ha当り貯留量	585	492	523	492	517	544	520	492	
将来市街地 施設有り	70mm	地 域 貯 留 量	34632	1181	431893	13744	29469	13437	24284	1033	525
		1 ha当り貯留量	306	246	265	246	262	279	264	246	267
	50mm	地 域 貯 留 量	18115	590	218837	7872	14934	6891	12329	517	
		1 ha当り貯留量	69	46	54	46	53	59	54	46	55
	30mm	地 域 貯 留 量	4085	110	44593	1472	3021	1437	2522	97	
		1 ha当り貯留量									
	面 積 (ha)	592	24	8258	320	570	247	467	21	10499	
		1 ha当り貯留量	585	492	523	492	517	544	520	492	
	70mm	地 域 貯 留 量	34632	1181	431893	13744	29469	13437	24284	1033	525
		1 ha当り貯留量	306	246	265	246	262	279	264	246	267
	50mm	地 域 貯 留 量	18115	590	218837	7872	14934	6891	12329	517	267
		1 ha当り貯留量	69	46	54	46	53	59	54	46	55
	30mm	地 域 貯 留 量	4085	110	44593	1472	3021	1437	2522	97	55
		1 ha当り貯留量									

一方、表-15に示すとおり、土地利用上の限界ともなる貯留ポテンシャルは470.5m³/haと求められていること、さらには、埼玉県基準より1.0ha以上5.0ha未満の開発における調整容量が500m³/haであることなども参考にすれば、雨水貯留施設（貯留型）の調整容量は、500m³/haが限界と考えられる。

ただしこの結果は、K川流域という一事例から得られたものであることを述べておきたい。

以上、雨水貯留施設における浸透型と貯留型の規模に関する検討について述べてきたが、これらの評価に当っては、流域条件・対象降雨さらには設置を検討する個々の施設（住宅・道路・公園・学校等、土地利用上の施設を指す）によって判断が異なるものであり、浸透型と貯留型の優劣を一概に判断することは困難であると考えられる。むしろ、これらの雨水貯留施設を適宜組み合わせる活用することにより、所要の流出抑制効果が発揮されるように個々の施設の管理者の理解と協力を得ながら、十分に検討されることが肝要であろう。

3. 2 浸透型雨水貯留施設の防災調節（整池）に与える効果の検討

防災調節池は、防災調節池事業費補助（1・2級河川）によって築造される河川施設であり、その計画設計基準は防災調節池技術基準（案）によって示されている。一方、防災調

整池は、一定規模以上の開発行為を行う場合に、開発による流出増を抑制する目的で、自治体の宅地開発指導要綱等により、開発者に対して設置を半ば義務付けている遊水機能保全施設の一種である。後者の施設に関しては、「大規模宅地開発に伴う調整池技術指針（案）」が作られている。なお、これらの施設と同様オフサイトの貯留型施設で、下水管渠（雨水管）の機能を補完するものとしての「新市街地における下水道雨水調整池」がある。

上記の諸施設は、表-21に示されるように、「新市街地における下水道雨水調整池を除き」計画降雨が30年確率以上と治水施設としての安全性に充分配慮が払われており、小規模なものが大部分を占めている雨水貯留施設と比較すると、かなり異なった水理機能を有している。

本検討は、これらの施設の代表例として防災調節池をとりあげ、浸透型雨水貯留施設と併用した場合の効果を評価するものである。ただし公共施設としての防災調節池及び新市街地における下水道雨水調整池と、原則的に私人負担（開発者負担）で作られる防災調整池とを同一レベルで比較しえないのは当然のことであり、防災調整池にあっては、土地の多目的利用が充分可能である雨水貯留施設を積極的に評価すべきであると考えている。

表-21 各種技術基準 (案) 比較

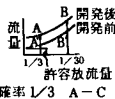
項目	大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案)	防災調節池技術基準(案)	宅地開発等に伴う雨水貯留施設技術指針(案)	新市街地における雨水調整池技術基準(案)	森林法に基づく開発行為の許可基準の運用細則																				
計画規模	確率1/3洪水までは宅地開発後のピーク流量を下流下能力の値に調節する。 確率1/30の洪水に対し開発後のピーク流量を開発前のピーク流量に調節する。	確率1/50の雨量を下廻らないものとする。 短期間集中型や長期間集中型を満足するもの。	調整(節)池等と等しいものを用いることを原則とする。 既成市街地では50mm/hrの実施可能な規模も可	ダム式では確率年1/30~1/50とし、掘込式では下水道計画に準じ1/5~1/10とする。	確率年1/30の洪水に対し、開発中及び開発後のピーク流量を開発前のピーク流量に調節する。																				
継続面降雨時降雨時間	矩形降雨が原則、実施には中央集中型降雨波形が多く用いられている。 継続時間は最大容量を与えるもの。	確率1/50降雨強度曲線による後方集中型降雨波形とする。 継続時間は洪水調節計算を行なって最大の必要容量を与えるもの。	確率降雨強度曲線による中央集中型降雨波形は24時間とする。	同 左 但し許容放流量が2~3 m ³ /s以下の場合、最大の必要調節容量を与える継続時間を用いる。	矩形降雨 継続時間は最大容量を与えるもの。																				
流量計算式	ピーク流量合理式	ピーク流量合理式 ハイドログラフ 1)  2) 修正RRL法	同 左	同 左	ピーク流量合理式 $Q_p = \frac{1}{360} \cdot i \cdot r \cdot A$																				
調節方式と必要調節容量	調節は自然放流(孔あき)方式。下流許容放流量の値まで調節するのに必要な容量。  確率1/3 A-C 確率1/30 B-B'	同 左 容量の算定は連続式による雨水調節計算。  確率1/3 A-C 確率1/30 B-B'	同 左	自然放流方式を原則とするが、これが困難な場合はポンプやゲートによることもやむを得ない。 同 左	調節は自然放流(孔あき)方式。下流許容放流量の値まで調節するのに必要な容量。 (確率1/3 A-C) (確率1/30 B-B')																				
流出係数	開発後は0.9を標準とする。 開発前の値はその容量を安全とするためかなり小さめにとる必要がある。	開発後は0.6~0.7 1) 開発前0.8(不透透面積Impが40%以下) 2) 開発後0.9(Imp 40%以上) 以上の値を標準としている。	同 左	同 左	下表基礎流出係数に基づき計算された流出係数 <table border="1"><thead><tr><th>区分</th><th>透透能小</th><th>透透能中</th><th>透透能大</th></tr></thead><tbody><tr><td>林地</td><td>0.6~0.7</td><td>0.5~0.6</td><td>0.3~0.5</td></tr><tr><td>草地</td><td>0.7~0.8</td><td>0.6~0.7</td><td>0.4~0.6</td></tr><tr><td>耕地</td><td>—</td><td>0.7~0.8</td><td>0.5~0.7</td></tr><tr><td>裸地</td><td>1.0</td><td>0.9~1.0</td><td>0.8~0.9</td></tr></tbody></table>	区分	透透能小	透透能中	透透能大	林地	0.6~0.7	0.5~0.6	0.3~0.5	草地	0.7~0.8	0.6~0.7	0.4~0.6	耕地	—	0.7~0.8	0.5~0.7	裸地	1.0	0.9~1.0	0.8~0.9
区分	透透能小	透透能中	透透能大																						
林地	0.6~0.7	0.5~0.6	0.3~0.5																						
草地	0.7~0.8	0.6~0.7	0.4~0.6																						
耕地	—	0.7~0.8	0.5~0.7																						
裸地	1.0	0.9~1.0	0.8~0.9																						
洪水到達時間	開発前 流入時間30分以内 流出時間 $t = 0.83 \cdot L / i^{0.6}$ 開発後 流入時間5~10分 流出時間 $t = 0.36 \cdot L / i^{0.6}$	1) 等流流速方式 流入時間は左に同じ 2) 土研式 3) 角屋式 以上3式により検討し、妥当な値を採用する。	左記の1)と2)により検討し、妥当な値を用へる。但し、10分以内は10分とする。	防災調節池技術基準(案)と同じ。 但し、10分未満は10分とする。	<table border="1"><thead><tr><th>流域面積</th><th>単位時間</th></tr></thead><tbody><tr><td>50ヘクタール以下</td><td>10分</td></tr><tr><td>100ヘクタール以下</td><td>20分</td></tr><tr><td>500ヘクタール以下</td><td>30分</td></tr></tbody></table>	流域面積	単位時間	50ヘクタール以下	10分	100ヘクタール以下	20分	500ヘクタール以下	30分												
流域面積	単位時間																								
50ヘクタール以下	10分																								
100ヘクタール以下	20分																								
500ヘクタール以下	30分																								
設計堆砂量	150m ³ /ha/年を標準とし、1年を下廻らないことはできない。	1) 造成完了後は1.5 m ³ /ha/年を標準とし、1年を下廻らないよう継続管理の方法等により決定する。 2) 造成中は1年目を150 m ³ /haを標準とし2年目以後1/2づつ減少するものとする。	堆砂量は設計上特に考慮しないことを原則とする。	防災調節池技術基準(案)と同じ。	1) 造成期間中 200~400m ³ /ha/年 2) 造成完了後 別途地形、地被状態より積算																				
構造形式	フィルタイプ均質型を標準とする。 15m未満のダムに適用。	同 左	掘込型が原則となるので特に規定されていないが、運用上は防災調節池の基準を適用している。	ダム式と掘込式についての規定がある。ダム式は防災調節池に同じ。	1) コンクリートダム 2) フィルダム {均一型 ゾーン型 コア型}																				
形状と安定	ダム形状は堤体材料により標準的法勾配が与えられている。 例えば 粘土 上流側1:3 下流側1:3 軟弱地盤上では安定計算による完成後は1.25以上	ダムの形状は堤体材料により標準的法勾配が定められているが、安定性については、安定計算により確認する。 1) 満水時で浸透流が定常状態のとき $Fr \geq 1.2$ 2) 空座時 $Fr \geq 1.2$ 3) 建設中および建設後 $Fr \geq 1.1$	掘込式は法面は1:2を標準とする。	ダム式では防災調節池の基準に同じ。 掘込式では法勾配を2.5~3割程度とし、法面の安定は、満水直後の水位低下時に對して安定計算により確認する。 $Fr \geq 1.2$	ダム形状は堤体材料・ダムタイプにより標準的法勾配が与えられている。 例えば 粘土: 均一型 上流側 1:3.5 (4.0) 下流側 1:2.5 ※ - 53.6 林地開発許可事務研修資料-																				
余水吐	余水吐は自由越流式とし、設計流量は確率1/100の1.44倍とする。 非越流部天端高は異常洪水水位以上とする。	余水吐は同左、設計流量は確率1/200の1.2倍とする。 非越流部天端高は異常洪水水位+0.6m以上とする。	掘込式が原則となるので特に規定されていない。	ダム式は防災調節池の基準に同じ。 掘込式は特に余水吐の規定はなく余裕高は0.3m以上としている。	1) コンクリートダムの場合 設計流量は確率1/100の1.2倍 2) フィルダムの場合 設計流量は確率1/100の1.44倍																				

表-22 A防災調節池計画諸元一覧表

項	目	単 位	数 量	備 考
流域面積	開発区域: A ₁	km ²	1.3846	
	地 区 外: A ₂	km ²	-	
	全 流 域: A	km ²	1.3846	
計画超過確率年		年	1/50	$1/50 \ r = \frac{2,589.99}{t^{\frac{3}{4}} + 12.91}$
計画降雨規模(強度)		mm/hr	115.8	
計画降雨	1 時 間	mm	25.1	
	24 時 間	mm	252.0	
流量計算方式			ランショナル式	
流 出 係 数: f			0.9	
洪水到達時間: tc		分	20	
堆 砂 量: V _c		m ³ /年	150	
放 流 量: Q _o		m ³ /S	3,408	
放流施設	タ イ プ		オリフィス	$1/200 \ r = \frac{3,248.31}{t^{\frac{3}{4}} + 13.92}$
	形 状 寸 法	m	0.79×0.79	
	敷 高	T.P.m	13.40	
余 水 吐	タ イ プ		正面流入式	
	規 模		確率(1/200)×1.2	
	設 計 流 量	m ³ /S	57.7	
	形 状 寸 法	m	B=10.0 h=2.2	
温 水 面 積: F		m ²	62,900	
湛 水 容 量: V		m ³	169,600	
比 流 量: Q _o /A		m ³ /S/km ²	2.46	

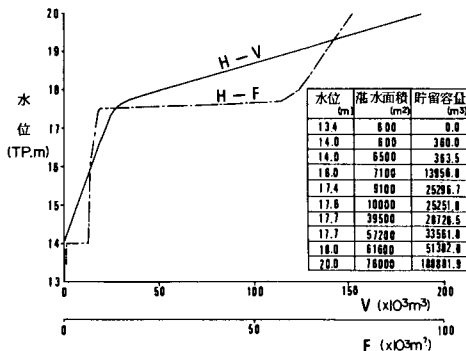


図-30 A調節池水位・容量曲線

1) 検討対象防災調節池の諸元

今回対象としたA防災調節池の計画諸元は、表-22のとおりであり、水位-容量曲線を図-30に示す。

2) 検討方法及び結果

A防災調節池は、防災調節池技術基準(案)によって計画されている。浸透型雨水貯留施設による効果の検討にあたっては、当調節池計画諸元のうち、計画降雨(50年確率降雨)に対する変化量を求めその影響量を評価するために、調節容量を算定する方法をとった。

また、A防災調節池の流域面積(138.46ha)のうち、浸透工法の面積率を50%と100%の2

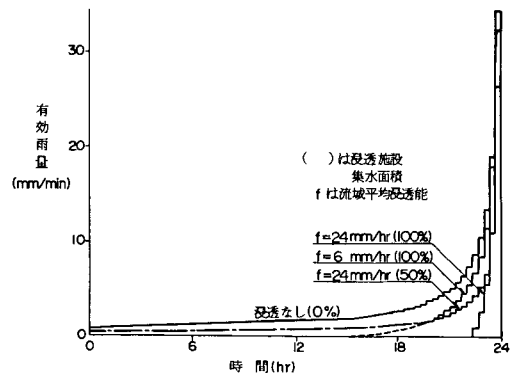


図-31 浸透による有効雨量の変化

ケースとし、流域平均浸透能(mm/hr)を変化させて有効雨量を算定し(図-31参照)洪水調節を行い表-23及び図-32~34に整理した。

3) 考 察

表-23の計算結果より、以下のことが判断される。

3).1 ピーク流量について

浸透能が有効雨量に与える影響は、図-31からも明確のように、降雨の足切りとして評価されるため、とくに防災調節池のようなオフサイトの貯留型施設では、ピーク流量に与える効果量はそれほど大きくは期待できない。

表-23 計算結果一覧表

	流域平均浸透能	流入量	流出量	貯留量	減少率	
		$Q_i(m^3/s)$	$Q_o(m^3/s)$	$V(m^3)$	流入量	貯留量
施設無し	—	40.082	4.007	169,600	—	—
浸透施設集水面積率100%	3	38.928	3.456	127,937	2.9%	24.6%
	6	37.774	3.793	109,820	5.8	38.2
	9	36.620	3.718	91,509	8.6	46.0
	12	35.466	3.657	80,763	9.0	52.4
	15	34.313	3.605	71,802	14.4	57.7
	24	30.851	3.447	52,295	23.0	69.2
"	30	28.543	3.422	42,613	28.8	74.9
	6	38.928	3.452	127,937	2.9	24.6
50%	24	30.851	3.429	71,956	23.0	57.9

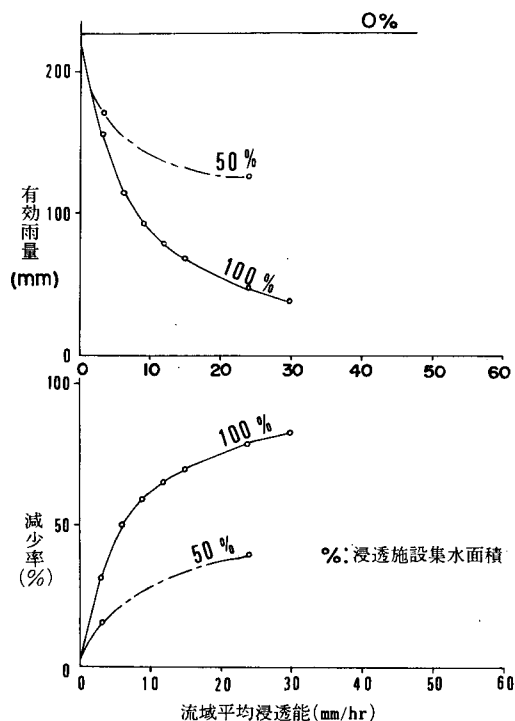


図-32 浸透工法と有効雨量の関係

3).2 貯留量について

防災調節池は、後方集中型の24時間連続降雨によって計算されその貯留量を求めているが、浸透工法を用いて24時間連続してほぼ一定量ずつ浸透させるため降雨の総有効雨量はかなり小さくなり、ピーク流量に比べて貯留量に与える効果は期待できるものと考えられる。このことは、小規模な降雨ほどその効果は大きくでくるため、今後防災調節池の多目的利用を期待するための対策としては有効であるとも言えよう。

また、防災調節池は、確率年1/50以上とする

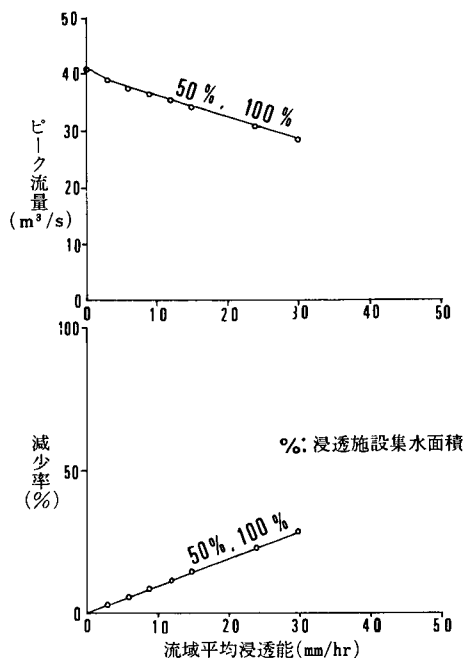


図-33 浸透工法とピーク流量の関係

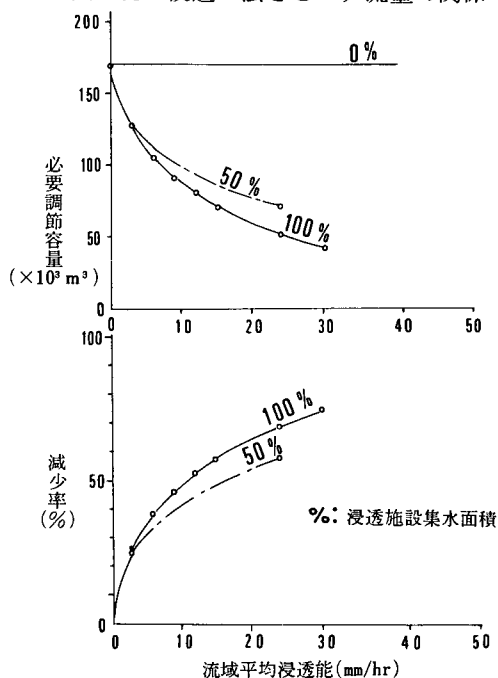


図-34 浸透工法と必要調節容量

河川施設であるために、その効果の評価としては、流域内に分散して設置される浸透施設による効果を即計画貯留量の減少とするのは、その維持・管理の問題や効果の持続に関する研究が充分でない現状では、問題点が多いと判断される。

しかし、前述したように、中小規模の降雨時の湛水時間、湛水頻度の減少や防災調節池の安全度の向上に与える効果は充分期待される。

以上の考察は、河川施設すなわち公共施設としての防災調節池に係るものであるが、一方、私人負担によって作られる防災調整池にあっても、浸透型施設との併用による必要調節容量に与える影響量の検討手法は本検討の場合と全く同様である。かつ、浸透性の高い地盤ではかなりの効果を期待できることから、開発により失われつつある水文環境を保全する観点からも浸透工法の採用を積極的に検討する必要がある。

なぜなら、必要調節容量の減少が期待できるならば、現在平均して開発区域面積の約3～4%程度を占めている防災調整池の面積を減少させることが可能となりその経済効果は相当大きなものとなることが予想されるところに、もし浸透工法採用による雨水管渠費用の増加額よりも防災調整池建設費用の減少額が大きければ、二重の経済効果となって表われるからである。

なお、浸透工法の建設費用及び在来工法との費用比較に関しては、当工法が、本報告書においてもいくつかの予測が載せられているように、最近、各地で実験的な要素も含めて実施されるようになってきているので、それらの事例を整理するとともに、施設の機能を効果的に発揮させ且つ、より安い費用で設置可能となるように充分検討した上で、今後明らかにして行きたいと考えている。

4. 浸透型雨水貯留施設の設置可能性

4. 1 はじめに

拡水法（浸透地下トレンチ、浸透枿、浸透池等）及び井戸法による浸透型雨水貯留施設の浸透能力は、地盤・地下水条件によって異なるが、この施設を計画する際には何らかの事前評価が必要不可欠である。

土木研究所では、表層地盤に関東ローム層

が卓越し、元来浸透性が高いと判断される一級河川新河岸川の一支出川K川をモデル河川として選び、浸透型雨水貯留施設の設置可能性を検討したのでここに紹介する。浸透型施設を検討する際の一参考資料に供して頂ければ幸いである。

4. 2 調査内容及び結果

本検討では、自治省消防研究所で行った土質・地下水位調査結果及びその他のボーリング資料等から、K川流域の地層図を作成し、さらにその結果及びK川流域の現位置浸透能力調査結果より、浸透型雨水貯留施設の設置可能範囲図を作成した。

1) ボーリング資料の収集・整理

図-35に示すフローチャートにより、ボーリング資料の収集・整理を行った。

2) オーガーボーリング

既存ボーリング資料の分布密度から判断すると、特に低地域の地層状況に不明確な点があったので、低地域を主体として21地点のオーガーボーリングを実施した。調査結果は、2.0mを原則としたが、解析に有効な資料が得られる場合は掘り増した。

浸透型雨水貯留施設のうちの拡水法については、表層地盤(G.L.以下深度2.0m程度迄の地盤)の浸透性を活用するものであるため、その浸透能力は表層地盤の特性に大きく左右される。ところが、既往のボーリング資料は、構造物の基礎工事、地下構造物・埋設管の築造、地下水調査等に伴うものが大部分であるため、表層地盤に関しては相対的に配慮不足となっている傾向がある。したがって、特にこの部分の土質特性を明らかにするため、深さ方向の連続的な資料を目視できる、オーガーボーリングを活用するのも一方法であろう。

3) 調査結果

3).1 地層図

各種の土質・地下水位調査データにより以

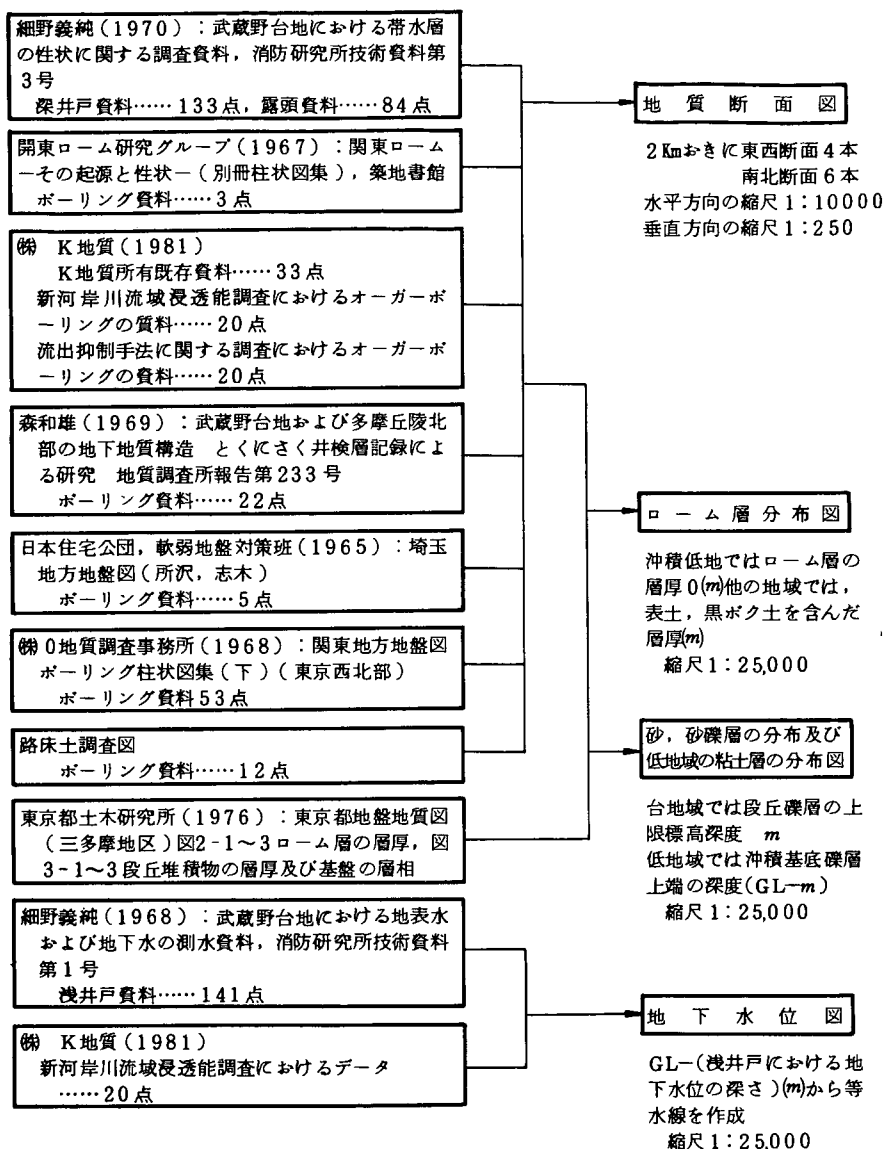


図-35 作業フローチャート

下の図面を作成した。

- ローム層厚図…図-36
- 砂・砂礫層分布及び低地域の粘土層分布図…図-37
- 地下水位図…図-38

なお、地下水位図は、主に1974年夏の浅井戸のデータを基にして、オーガーボーリングにより確認したものを加えてある。水位は標高水位で表わし、等水位線を示してある。

ただし、この調査域付近は1978年夏の異常

気象時に、地下水を過剰揚水したことが原因で、地盤沈下を引き起したと言われており、近年の地下水位はさらに下っている可能性もあるが、オーガーボーリング時の認識水位は大体この図上では調和していた。

3).2 浸透型雨水貯留施設の設置可能図

3).1の各図面とK川流域における現位置浸透能力調査(荒川下流工事事務所で実施)の結果(表-24参照)をもとに、この流域における浸透型雨水貯留施設の設置可能性につい

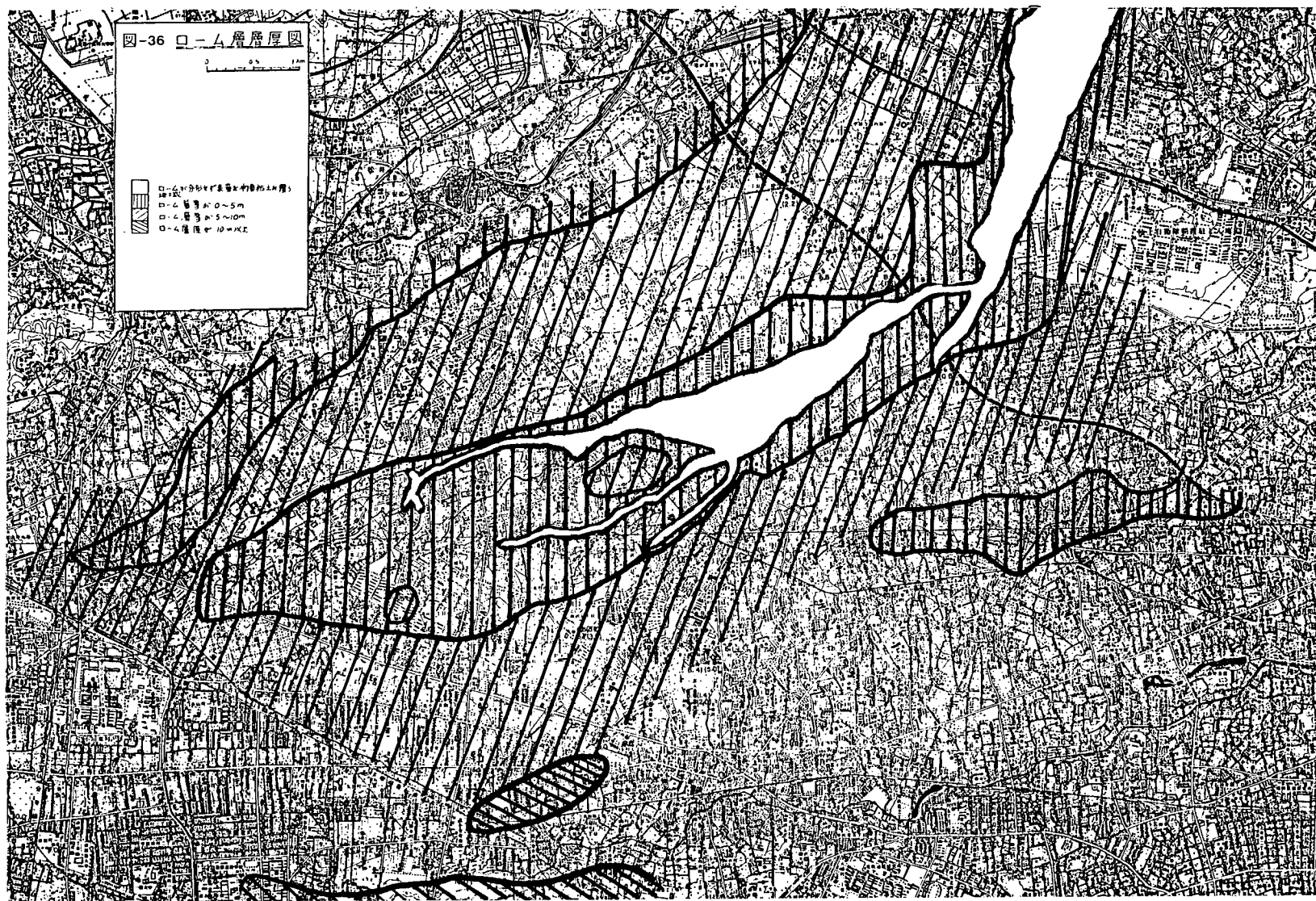


図-37 砂・砂し層分布及び低地域の粘土層分布

10m 0 5m

- ／ 低地・低し層等部等部 (間口は10m)
- 低地域 粘土分が2m以上多い
- 低地域 粘土分が2m以下

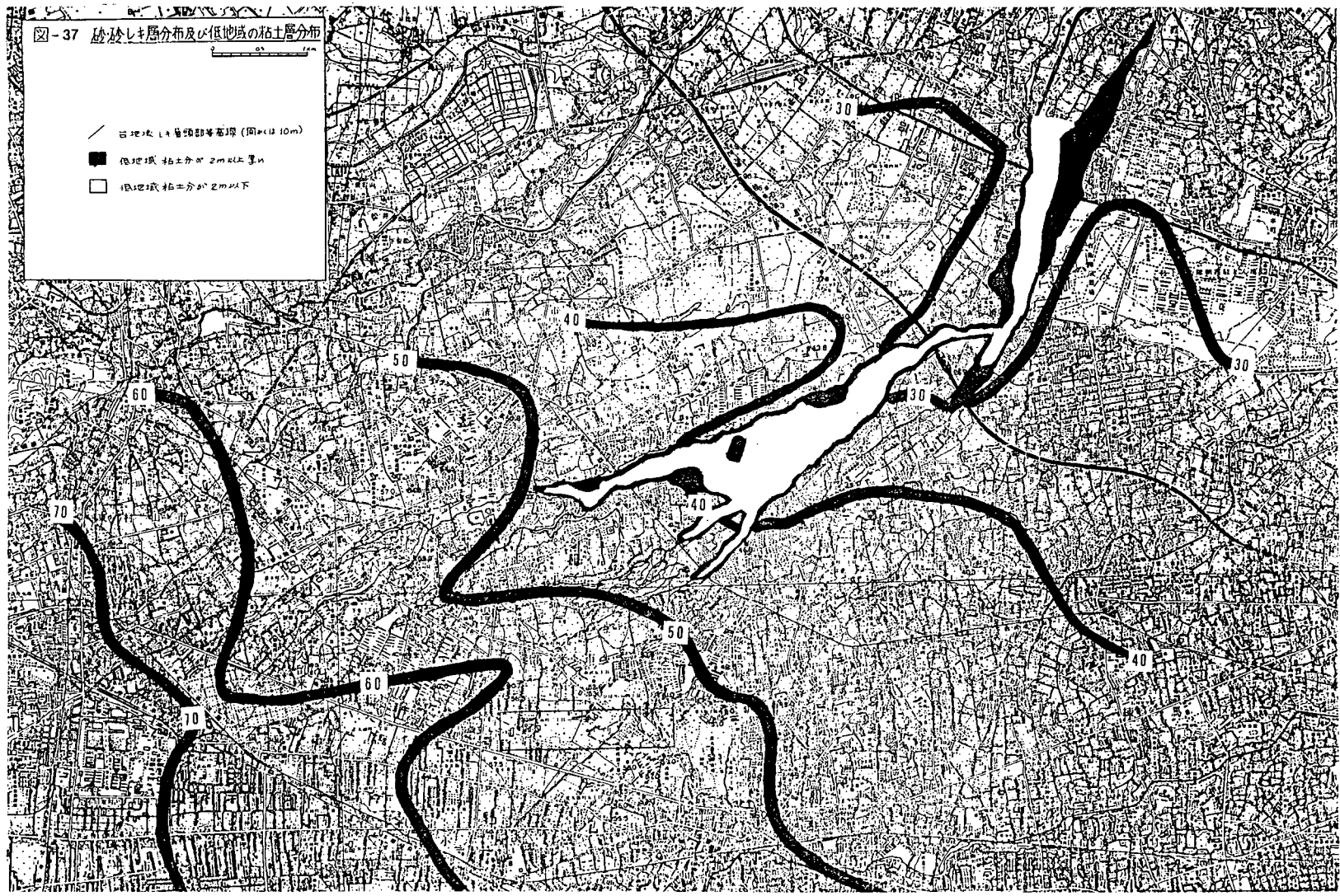
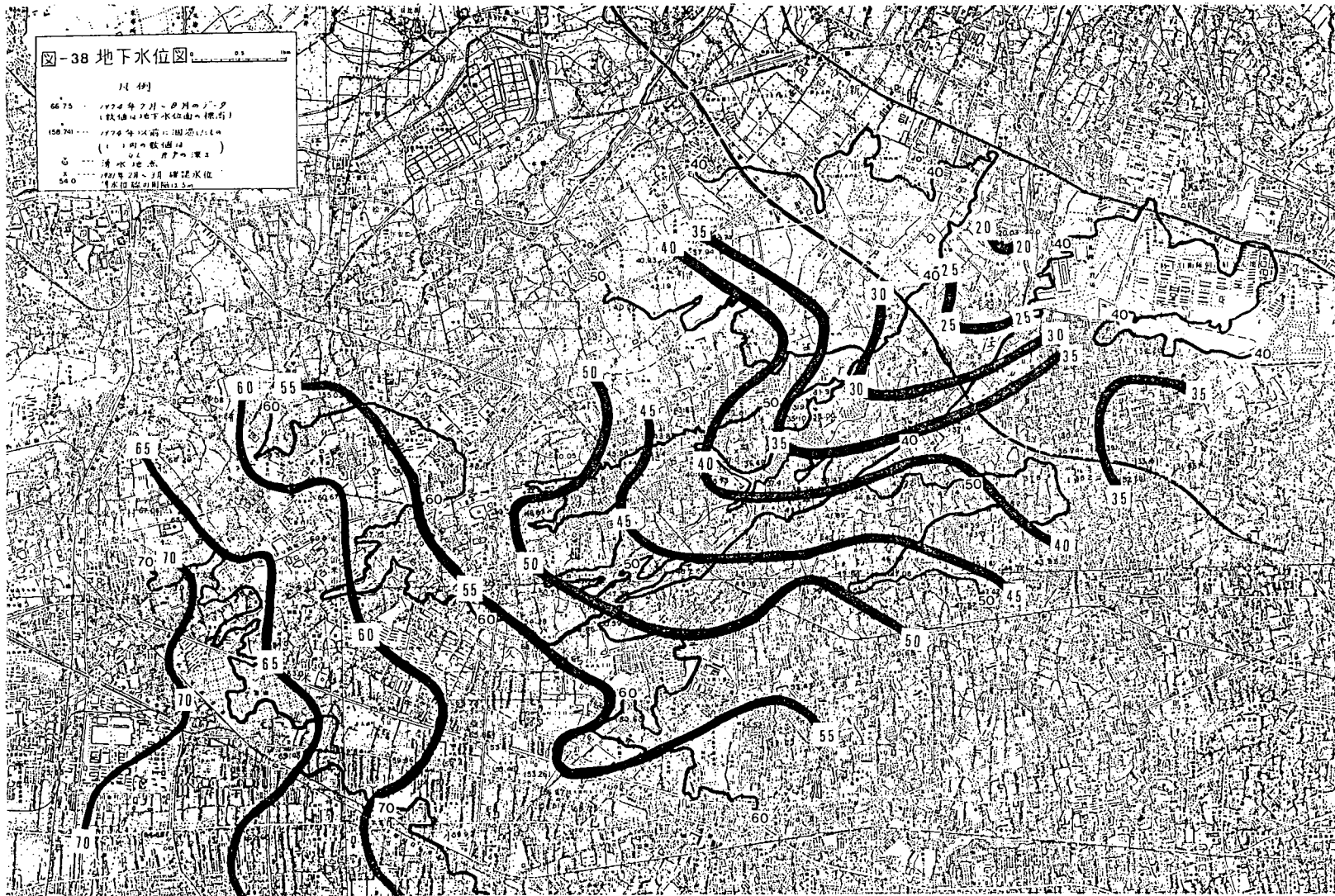


図-38 地下水位図

凡例

- 66.75 1974年7月・8月の平均
（数値は10m水位面へ換算）
- 150.74 1974年以前に測定した
（1）内の数値は
0.1mの単位
- 湧水地点
- 54.0 1974年2月・3月の観測水位
（数値は10m水位面へ換算）



て検討した。

表-24

ローム層厚	浸透強度 (cm/hr/cm)	1000mm/hr以上に するための湛水深 (cm)
0 m	1.95	52
0 ~ 5 m	1.02	98
5 ~ 10m	0.74	133
5 ~ 10m (下位に凝灰質粘土あり)	0.77	

同施設については、一応下記の条件のものとした。しかし、浸透型施設の浸透能力及び適切な構造・規模についての調査・検討が不十分な現状にあっては、判定基準という程のものではない。

また、ここでマス型施設と称しているものは、浸透地下トレンチを主体とした拡水法による浸透型施設に置き換えて考えていただきたい。なぜなら、現在各地で実験的な要素も含めて設置されている拡水法による施設の大部分は、浸透地下トレンチを主体としたものの他、透水性舗装・浸透池等であるからである。さらに、浸透料のみによる流出抑制効果は非常に小さいことが判明している。

イ. マス型施設…各家庭を対象とした小規模なもの。主にローム層を対象とする。深度は2 m以内。断面積は1~2 m²。設置判断基準：粘土層の有無と地下水位が問題となる。(表-25)

ロ. 井戸型施設…広範囲の集水域(団地等)を対象として大規模なもの。主に砂・砂礫層を対象とする。深度は10~20m。

設置判断基準：砂・砂礫層の有無と地下水位が問題となる。(表-26)

表-25 マス型施設の設置判断基準

粘土層 地下水位	ナシ	0~1 m	1~2 m	1 m以深 全	2 m以深 全
0~1 m	×	×	×	×	×
1~2 m	△	×	×	×	△
2 m以深	○	○	△	×	○

表-26

砂礫層 地下水位	0~10 m	10~20 m	20 m以深	5 m以深 全	10 m以深 全
0~10 m	×	×	×	×	×
10~20 m	△	×	×	△	△
20 m以深	○	○	×	○	○

図-39、及び図-40にマス型施設及び井戸型施設の設置可能範囲を示す。

3).3 考察

イ. マス型施設

台地上では以下の条件であり、おおむね設置可能と考えられる。

○ 粘土層はK台面の中心部付近に凝灰質粘土があるが、そこでは少なくともG. L.-5 m以深である。

○ その他の地域はローム~砂レキの層厚であり、地層的には問題はなく、浸透実験でも良好な浸透性を示している。

○ 地下水位は、川筋や段丘崖の狭小な部分を除いてG. L.-5 m以深である。

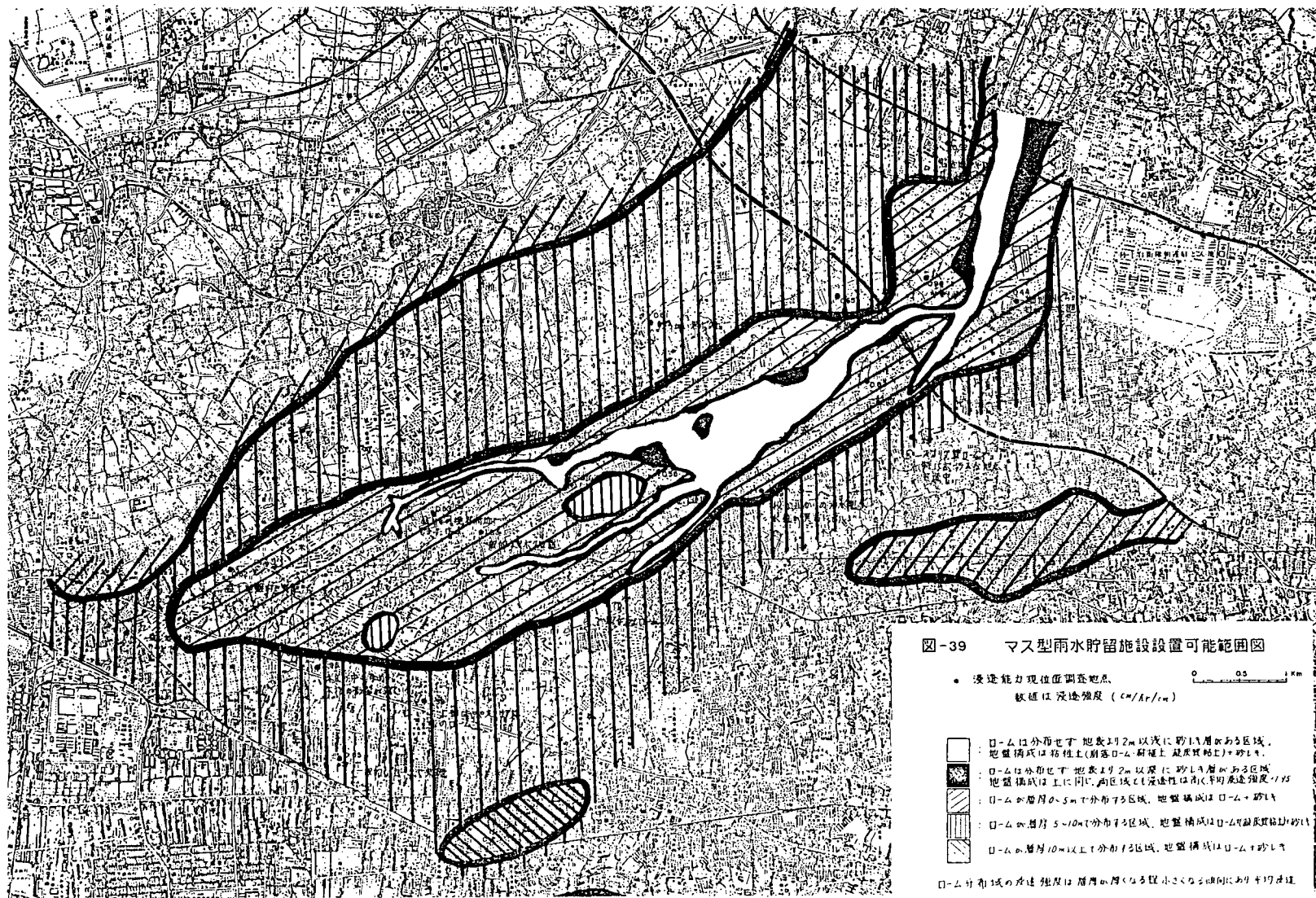
○ ローム層厚も台地末端部を除き、少くとも3 m以上とみてさしつかえない。

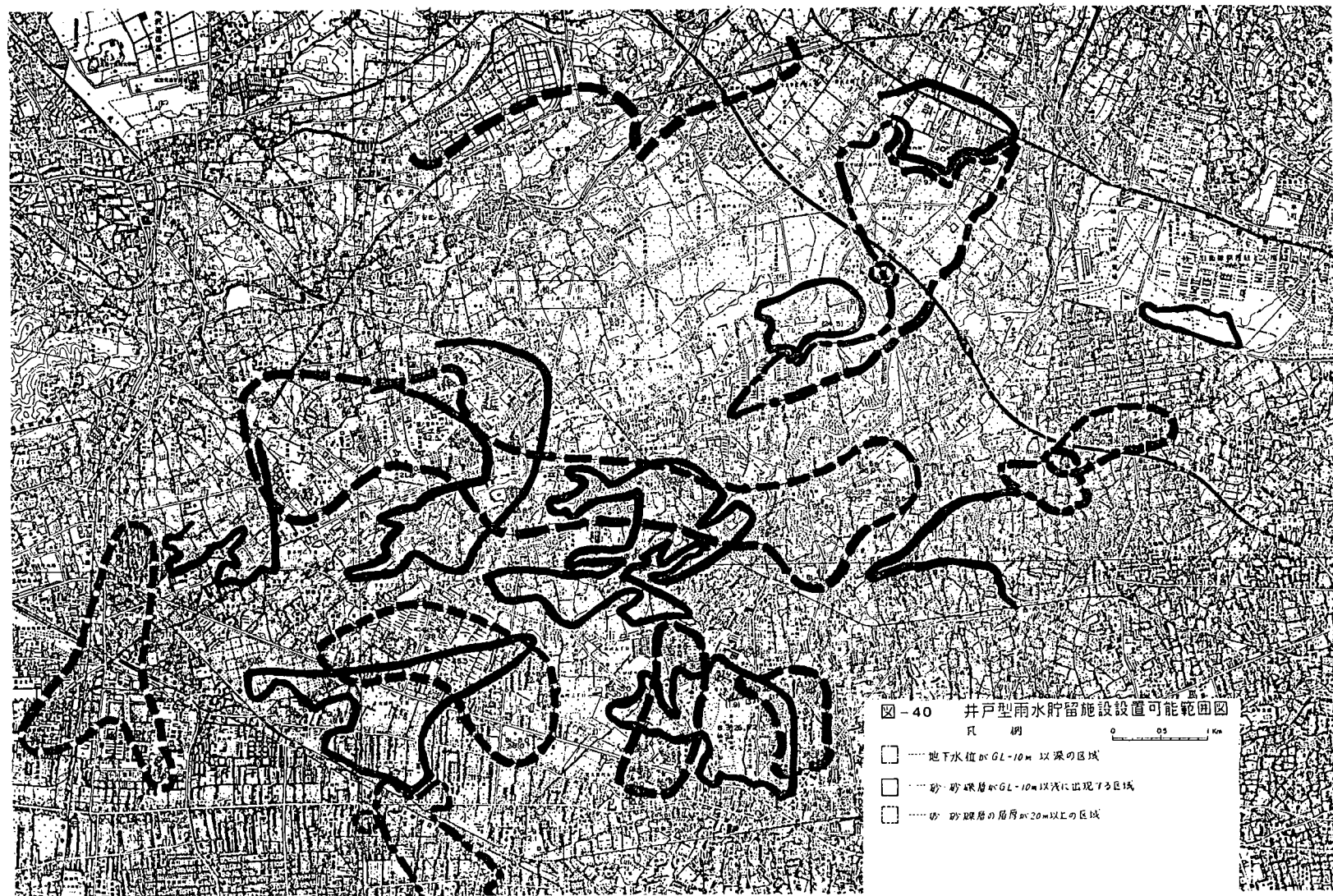
低地域では、粘土層~砂レキの層厚であり、境界はG. L.-1~3 m付近の場合が多い。しかし、浸透実験では、この粘土層の2倍程度優れており、空隙に富む崩落(二次)ロームが優勢であるためと考えられる。地下水位はおおむね砂レキ層上限付近であり、比較的高い。したがって表-25の基準にてらせば△ないし×になる訳だが、実験結果を考慮して一応可能と判断され、段丘崖の近くや沖積段丘の微高地は特に良好と思われる。

図-39にマス型雨水貯留施設の設置可能範囲を示したが、以上のような理由からほとんど全域で可能と考えられる。

また、同図には現位置試験結果を、各地点のコメントと共に記入してある。各地点の測定値はかなりバラついており、盛土地盤や盛土地盤の下位では締め固めの影響で小さめに、木の根やスコリア質ロームの地点では大きくなる傾向がある。表-24の平均値は特殊な値を除いた平均値であり、ロームの分布・層厚との相関性を示していると考えられる。そのロームの分布、層厚と低地域の表層粘土層の層厚(2 m以上又は以下)により同図では、設置可能範囲は5つのゾーンに分類した。各ゾーンの浸透性は以下の順と考えられる。

左2つのロームの分布しない低地では、特に優劣がはっきりしない。K川沿いの低地域





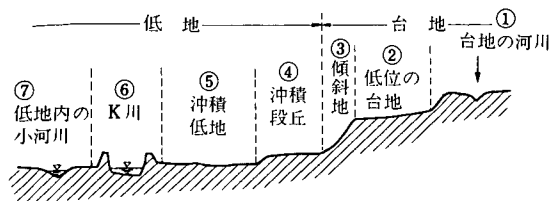


図-41 模式地形断面

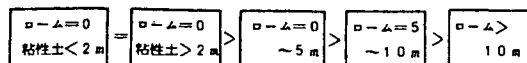


図-42(1) 地下水位変化 (1966~1977)

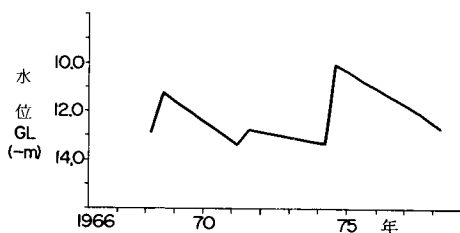


図-42(2) 地下水位変化 (1968~1978)

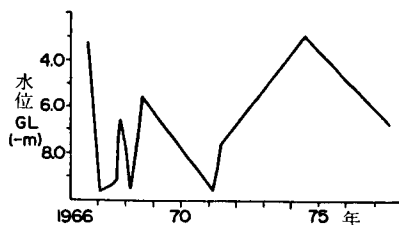


図-42(3) 地下水位変化 (1966~1977)

は、一般的な沖積粘性土はほとんど分布しないようであり、主に崩落2次ローム・ローム層の水中堆積層である凝灰質粘土・湿地状の場所にたまりやすい腐植土であり、いずれも空隙はロームより少ないと思われるが、粘性土としては透水性が良好であると考えられる。また、これらの各地質がかなり不均質に入り混じっているため、浸透性についてもかなりムラがあると考えられる。

その他、地下水位の変化が季節的にも大きく、(図-42(1)~(3)参照)、特に相当な降雨によるK川の増水時には、地下水位はかなりの上昇を見せるものと思われる。降雨により河川のピーク流量が上昇することを時間的にずらす効果としては、低地域ではロームが卓越している台地部の場合と比べ、直接沖積砂レキから河川というルートを取るわけであり効果が小さいと判断される。

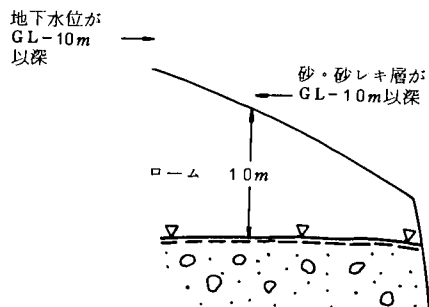
ロ. 井戸型施設

先の基準表より一応の可能性のある、地下水位がG. L.-10m以深の深い区域と砂・砂レキ層がG. L.-10m以浅の浅く出現する区域を図面より探すと、両者は一致せず隣接する傾向にある。地下水位上面と砂レキ層上限がほぼ一致するためであり、一応地質的には設置可能性は△ないし×だが、砂レキ層の下位には続いて砂・砂レキがかなり優勢であり、10m以深全てが砂・砂レキ層と考えてさしつかえない場合が多い。

いずれにしても、何らかの現位置実験で、各地点の地層状況・注入量さらには目づまり等の水理的なデータが必要と思われる。

低地域については、地下水位が高く砂・砂レキ層も浅く出現するため設置可能性は少ない。

井戸型雨水貯留施設設置可能範囲図(図-40)では、各ボーリング資料による砂・砂レキ層出現深度、同層の層厚、層厚が薄い場合は下位の粘性土の層厚等を示してある。この結果、砂レキ層がG. L.-10m以浅に出現するゾーン、地下水位が10m以深であるゾーン、



砂レキ層厚が20m以上のゾーンを表わした。特に層厚20m以上のゾーンは東西に長く幅500m程で連続するものが2～3層分布するようであり、基盤層のゆるい北傾斜構造を示しているものと思われる。

なお、消防研究所細野氏による吉祥寺における揚水実験資料によれば、揚水試験による透水量係数として、

$$T \approx 500 \sim 1,000 \text{ cm}^2/\text{min} \text{ (被圧水)}$$

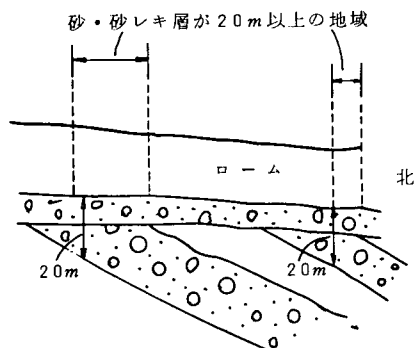
$$T \approx 70,000 \text{ cm}^2/\text{min} \text{ (不圧水)}$$

を掲げている。

被圧水は、東京層群のレキ～砂～粘土が対象層であり透水係数は小さく見つめられるのに対し、不圧水は、武蔵野段丘レキ層を対象とし層厚10mの均質な砂レキ層とすると以下のようになる。

$$T = \text{層厚} \times k \text{ (透水係数)} = 100 \times k$$

$$k = 70 \text{ cm/min} = 1.17 \text{ cm/sec}$$



透水係数は、10の0乗のオーダーであり、非常に良好である。

5. おわりに

本章は、荒川水系に属する新河岸川の一支川であるK川流域という非常に限られた地域において、現地の調査結果を踏まえて地盤の浸透能力を仮定し、流出抑制対策の一手法としての浸透型雨水貯留施設を設置した場合の効果、さらにはこの施設の設置可能性について述べたものである。

本報告書の中でも繰返し述べてきたように、浸透型雨水貯留施設についての調査・研究はその緒についたばかりである。しかし、元来

河川というよりも水路のようなものしか流れていなかった地域で、開発あるいは都市化が進行した場合に、今まで氾濫したことがないような地区で外水及び内水の氾濫が生じているという単純な疑問から発して、本施設の機能すなわち流出抑制対策の一手法として充分効果が期待できそうだということが次第に明らかになってきた。

また、浸透型施設は地盤の浸透能力という極めて非画一的な性質を活用するものだけに、目づまりによる能力低下、降雨時の浸透機構等、本施設の機能に関係する最も基本的な事項をはじめとして、施設規模・設置費用・施設の位置付けさらには行政的な諸課題など、今後充分に調査・検討されねばならない多くの問題点を残している。

しかし、試験の要素も含めて最近とみに設置事例が増えている現状にあるので、これらの課題は、相当長期に亘りこの施設の機能を追跡していかなばならないという点は残しつつも、かなり短期間の間に明らかにされていくものと思われる。

各地方建設局、自治体、公団・公社等における本施設に関する調査・検討の一層の進展が望まれるとともに、土木研究所に対して従前にも増しての理解と協力をお願いする次第である。

さらに本施設は、本報告書の主たる着眼点である流出抑制効果のほか、地下水涵養・河川流況の安全化など水文環境の保全に資する諸効果には図り知れないものが有るとともに、公共用水域の水質保全・開発に伴う流出土砂の抑制等に及ぼす効果も合わせて期待しうるものである。従って、大いに調査・検討がなされるべき技術であるとともに、この技術の応用分野は多岐多様に渡っていると言えよう。

最後に、本検討に当たって多大な協力と助言をいただいた、消防研究所の細野室長をはじめ土木研究所水文研究室の吉野室長、江戸川工事事務所の山口所長・小川技官、木曾川下流工事事務所の石崎所長、さらに建設省荒川下流工事事務所の担当者各位には深い感謝の意を表するものである。また、三井共同建設

コンサルタント（株）及び川崎地質（株）の
担当者に御努力頂いたことを申し添える。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所；アメリカにおける都市域での雨水貯留の実情，土木研究所資料第1068号，S.50.11
- 2) 建設省土木研究所；雨水貯留に関する調査第3報，土木研究所資料第1382号，S.53.3
- 3) 建設省土木研究所；雨水貯留施設の最近の動向，土木研究所資料第1579号，S.55.3
- 4) 建設省土木研究所；新河岸川流出抑制手法に関する調査，昭和55年度地方建設局依頼調査試験報告，S.56.3
- 5) 建設省土木研究所総合治水研究室；流出抑制手法に関する調査報告書，S.56.3
- 6) 建設省土木研究所総合治水研究室；新河岸川流出抑制手法に関する調査報告書，S.56.3
- 7) 吉野文雄・金木誠・小川良市・斉藤松美；浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果に関する検討，土木技術資料，Vol.23，No.9，1981
- 8) 日本住宅公団，日本河川協会；大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案），S.46.7
- 9) 日本住宅公団，地域振興整備公団，日本河川協会；改訂防災調節池技術基準（案），S.54.12
- 10) 日本住宅公団；宅地開発等に伴う雨水貯留施設技術指針（案）の現場担当者手引き，S.53.10
- 11) 日本住宅公団，（財）国土開発技術研究センター；宅地開発等に伴う雨水貯留施設技術指針（案），S.53.10
- 12) 日本住宅公団，宅地開発公団，地域振興整備公団；新市街地における下水道雨水調整池技術基準（案），S.55.9
- 13) 日本住宅公団，軟弱地盤対策班；埼玉地方地盤図（所沢，志木），1965
- 14) 関東地方建設局荒川下流工事々務所；新河岸川流域調査報告書，S.55.2
- 15) 関東地方建設局荒川下流工事々務所；新河岸川流出氾濫解析報告書，S.55.2
- 16) 関東地方建設局荒川下流工事々務所；新河岸川降雨解析報告書，S.55.2
- 17) 関東地方建設局荒川下流工事々務所；新河岸川流域浸透能調査報告書，S.55.3
- 18) 関東地方建設局京浜工事々務所；鶴見川総合治水対策，1979
- 19) 細野義純；武蔵野台地における地表水および地下水の測水資料，消防研究所技術資料第1号，1968
- 20) 細野義純；武蔵野市吉祥寺における揚水実験資料，消防研究所技術資料第2号，S.44.12
- 21) 細野義純；武蔵野台地における帯水層の性状に関する調査資料第3号，S.45.12
- 22) 埼玉県；都市計画法に基づく開発許可の審査の技術的基準，S.53.4
- 23) 東京都土木技術研究所；東京都地盤地質図（三多摩地区），1976
- 24) 貝塚爽平；東京の自然史，紀井國屋書店
- 25) 石原旭；住宅団地における地下浸透工法，河川No.413，1980.3
- 26) 関東ローム研究グループ；関東ローム—その起源と性状—，1967，築地書館
- 27) 森和雄；武蔵野台地及び多摩丘陵北部の地下地質構造・特にさく井検層記録による研究，地質調査所報告第233号，1969

2. 新河岸川流域の現位置浸透能力調査

1. はじめに

荒川水系新河岸川は、埼玉県南部を貫流し、東京都北区で隅田川に合流する流域面積約411km²、流路延長約34kmの一級河川である。

この流域は、首都東京に隣接し、交通の利便性と相まって、ここ20年程の間の都市化は著しく、これに伴ない、洪水流出量の増大と氾濫原への人口増加、資産の蓄積とによって、治水安全度の低下が大きな問題としてクローズアップされている。

こうした状況に対処する為、新河岸川では、昭和54年に総合治水対策特定河川事業の対象河川としての指定を受け事業に着手した。さらに昭和55年8月には、流域内の東京都、埼玉県を始めとして、東京都内の13市区町、埼玉県内の13市町及び、関東地建からなる「新河岸川流域総合治水対策協議会」を発足させ、河川整備と必要な流域対策について、現在、流域整備計画を策定すべく、具体的な調整を実施しているところである。

新河岸川流域の開発形態として特徴的なことは、流域内に山地や丘陵がほとんどなく、一般的に開発しやすい武蔵野台地が大部分を占めるところからデベロッパー等による大規模開発よりも、中小宅建業者等によるごく小規模な数戸建あるいは、一戸建といった開発がスプロール的に各地で行なわれていることである。

武蔵野台地は、古くは、「水食い土」と称せられ、「伊豆殿堀」（野火止用水）を開削して通水時、水路の途中で水がなくなってしまったこと、新しくは、関越自動車道の工事の際もかなり掘っても水が出なかったように、一般的に地下水位が低く、浸透能力が極めて高い土地である。

このようなことから、新河岸川の流域対策は、土地の浸透性を考慮し、浸透型施設によ

る流出抑制対策を主に実施しようと考えており、その一環としてこの浸透能力調査を行った。

前年度当事務所では、新河岸川の一支川であるK川の流域に代表的な20点を選定し現位置浸透能力調査を実施したので、その手法及び結果について概略述べることにしたい。

2. 調査方法と内容

1) 調査地点の選定

調査地点は、できる限り流域全体に様に分布することを目指すとともに、地形的観点も加味し、最も適当な地点（図-1に示す20地点）を選定した。なお、現地の適当な空地の有無や土地所有者の了承、さらには水の便等を充分考慮に入れて決定したものである。

2) 浸透能力調査

○ 測定内容は、減水深又は浸透量、地層状態（写真・オーガーボーリング柱状図を含む）、天候、無降雨日数、気温、水温、土中温、土質条件（粒度分布・含水量・空ゲキ率）、調査位置、地盤条件（切土・盛土を含む）等々である。

○ 測定器具としては、円筒型浸透計（内径304.7mm、高さ500mm、鋼管 JIS G3452-1968）、碎石（5～13mm）、鋼尺、温度計、採土器、ストップウォッチその他である。

○ 測定手順は、おおむね以下のとおりである。

- ① 測定点の選定
- ② 現場写真撮影
- ③ 表層状態の観察
- ④ 掘削…深さ約50cm、幅約50～100cm（リングセット面は出来る限り自然な

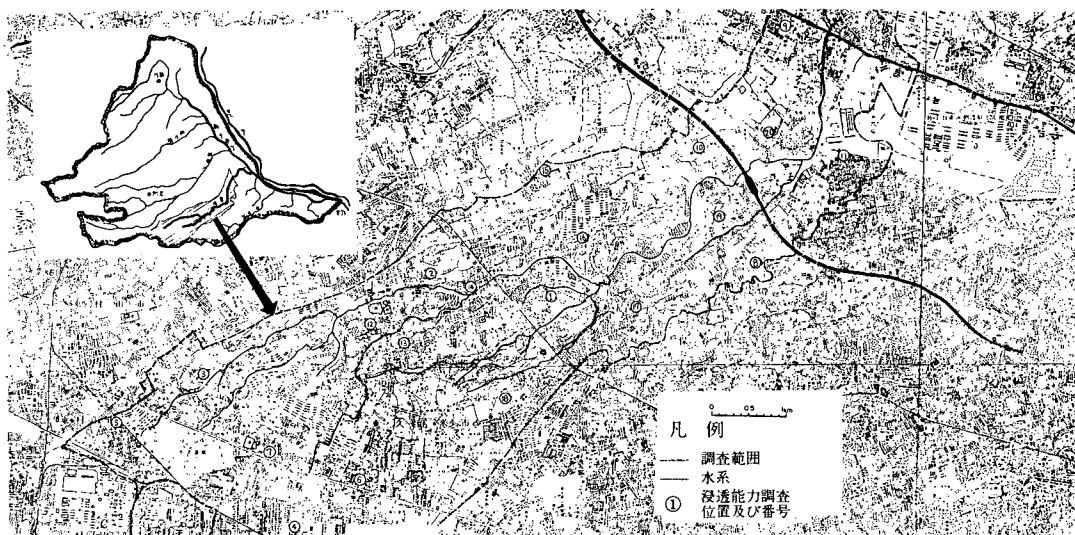


図-1

状態とする。)

⑤ 地質観察・現場写真・地中温度の測定

(地盤の硬さ・ポラス性についても可能な限り観察する。)

⑥ 採土、円筒型採土管(コアカッター)使用

⑦ オーガーボーリング(掘削孔と約50cm程度離し深度2.5mまで調査した後、柱状図を作成する。)

⑧ リング・充てん材セット(リングは衝撃を与えないように地中に押し込み、孔底からのまわり込みを防ぐため数cm貫入させる。)

⑨ 埋戻し(人力で締め固める)

⑩ 減水深・浸透量の測定

⑪ リング・充てん材の取り出し

⑫ 孔底よりの採土

⑬ 現状復帰

○ 減水深・浸透量の測定法としては、A法(変水位)、B法(完全定水位)、C法(不完全定水位)を併用した。

イ. 水の確保が困難な地点—A測定(開始5分の減水深から5cm以上なら2回)

ロ. 水の確保が可能かつ流量測定も可能な地点—A測定1時間以内に水が全て浸透したら、B測定を実施した。

ハ. 水の確保が可能だが流量測定は不可能な地点—A測定+C測定

○ 現地調査に際しては、測定野帳にデータを記し、整理に際しても、上記測定方法ごとに整理した。

なお、土木研究所では、浸透型雨水貯留施設(浸透地下トレンチ・浸透枳・注入井・浸透池・透水性舗装)を対象とした、「現地浸透能力調査測定マニュアル(試案)」を作成中であるので、次回の「雨水貯留施設に関する調査報告書(第6報)」では紹介されるものと期待している。したがって、上記の測定手法はK川流域で実施したものであり、どのような地盤でも適切とは考えられない面もあると思われるので、減水深・浸透量測定法の詳細については省略したい。

3. 対象地盤の概要

1) オーガーボーリング

オーガーボーリングは、各浸透能力試験実施個所のすぐ脇で実施した。今調査の対象となった地盤のほとんどは、いわゆる関東ローム層であり、一般にはロームないしは黒ボク土として一括されてしまうものであるが、特に今回はさらに細かい分類を行なった。

20ヶ所の調査地点は、地形区分上では、沖積段丘面、立川面、武蔵野面、小原台面の4

The diagram illustrates geological strata across various landforms from left to right:

- 砂レキ優勢地盤** (Gravel-dominant ground): Contains layers of 凝灰質粘土 (Ashy clay) and 砂レキ (Gravel).
- 沖積低地** (Alluvial lowland): Underlies the gravel-dominant area.
- 沖積段丘面** (Alluvial terrace surface): Features a thick layer of 砂レキ (Gravel) above 凝灰質粘土 (Ashy clay).
- 立川面** (Tachikawa surface): Shows a sequence of 砂レキ (Gravel), 凝灰質粘土 (Ashy clay), and ローム (Loam). Above this are layers labeled ④⑤, ①②③⑦⑧⑨, and ⑥⑩⑪⑫.
- 武蔵野面** (Musashino surface): Displays a complex sequence including 黒ボク土 (Black soil), ローム (Loam), 粘土質ローム (Clayey loam), ローム質粘土 (Loamy clay), 黒ボクヤや厚い礫向にある (Black soil or thick gravel facing), 粘土質ローム (Clayey loam), and 粘土質ローム (Clayey loam).
- 小原台面** (Kohara plateau surface): The highest section, featuring 黒ボク (Black soil), ローム (Loam), and 粘土質ローム (Clayey loam), with layers ⑬⑭⑮⑯⑰⑱ at the top.

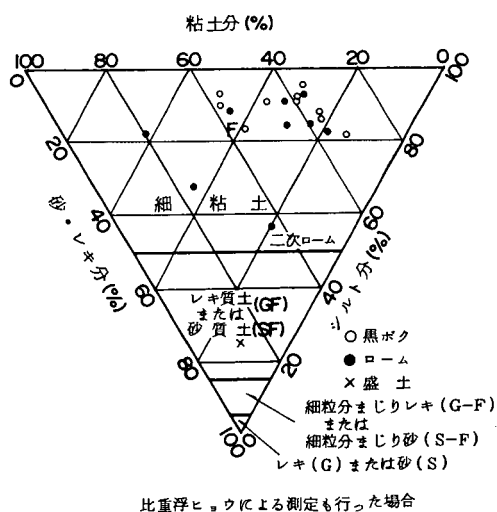
A note on the left states: 陥落・ローム・陥落・ローム ボク第二次産種物 (如により) (Collapse · Loam · Collapse · Loam Bok second-order product species (as per)).

図-2 各地形面の地層構成

試験実施資料の大半がロームないし黒ボクであるが、③はローム質土の埋土、⑤は盛土でレキ混り砂、④⑬は二次堆積ローム・崩落ロームで、一部の値がロームの一般値より離れているものもある。

図-3は粒土試験結果を三角座標で表わしており、ロームと黒ボクは、一群の分布を示すが、分布が重複し有効な分類とは言い難い。

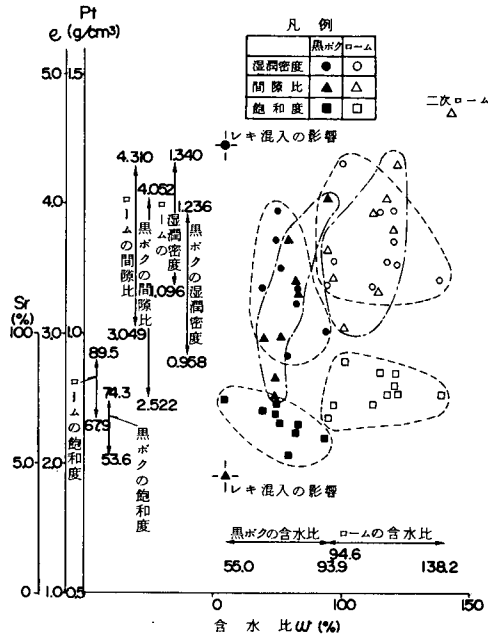
図-4に含水比(w)～湿潤密度(Pt)・間隙比(e)・飽和度(Sr)を示しており、これより含水比 $W_n=94\%$ あたりを境に、ロー



図一 3 粒度試験結果三角座標

表－1 試験結果平均値

	土粒子の 比重 G_s	含水比 $W_1(\%)$	湿潤密度 $\rho_t(g/cm^3)$	間隙比 e	飽和度 $Sr_1(\%)$	試験後の浸水試料		透水係数 $k(cm/sec)$
						含水比 $W_2(\%)$	飽和度 $Sr_2(\%)$	
黒ボク	2.551	68.4	1.094	3.147	64.8	113.7	93.4	4.23×10^{-4}
ローム	2.643	113.8	1.171	3.731	78.5	153.2	98.1	3.5×10^{-4}



図－4 含水比 (W)－湿潤密度 (Pt)・間隙比 (e)・飽和度 (Sr) の関係

と黒ボクが分かれる傾向がある。また、ロームの方が黒ボク土よりも湿潤密度 (単位体積重量)・間ゲキ比が大きく、飽和度も高い傾向がある。黒ボクとロームの試験結果平均値を表－1に示す。

以上より黒ボクとロームの間には物理状態の差があり、互いに重複する部分もあるが、含水比・飽和度は分類のパラメータとなりうるものと判断される。

4. 調査結果

浸透能力調査は、図－1に示した20地点で実施したものであり、調査地点は、台地部のローム層分布域が大半であるが、K川沿いの低地域のローム層の薄い部分ないし欠如する地点でも実施した。

○ A測定 (変水位)

$\ln H$ (減水深cmの自然対数値) $\sim t$ (時間hour) の関係を片対数グラフ上に表わすと、ほぼ直線化する傾向があり、この関係を式で表わすと次式となる。

$\ln H = -at + b$ (a, b は定数) ……(1)式
上式より減水深 H は

$$H = e^{-a \cdot t + b} \rightarrow \frac{dH}{dt} = e^{-a \cdot t + b} \cdot (-a) \quad \dots(2)式$$

となる。

また、時間当りの減水深は、 $F = \frac{-dH}{dt}$ として表わすことができ、

$$F = a \cdot e^{-at + b} = a \cdot H \rightarrow F/H = a$$

となる。従って、浸透量の大小を a (直線の傾き) の値から、比較することが可能である。

○ B・C測定 (定水位)

通常浸透強度は、初め (初期浸透強度) は

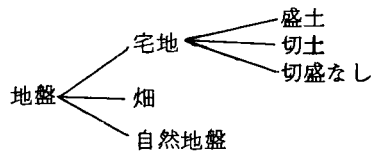
表－2 浸透能力調査

地 点	対 象 土 質	地盤条件等	A 測定 F/H=a	B・C 測定		
				測定法	浸透強度 I ($\frac{\text{mm}}{\text{sec}}$)	1cm水当りの 浸透強度 I'($\frac{\text{mm}}{\text{sec/cm}}$)
①	黒 ボ ク	宅(盛土)	1.47~53	B	3.2	0.11
②	#	宅(なし)	1.10	C	2.4	0.06
③	ローム(盛土)	宅(盛土)	0.42	C	1.5	0.04
④	#	自 然 地	1.19	C	3.9	0.10
⑤	レキ混り砂 (盛土)	宅(盛土)	0.31	B	1.8	0.05
⑥	ロ ー ム	宅(なし)	2.75~39.2	B	8.2	0.21
⑦	黒 ボ ク	宅(なし)	4.47~52.4	C	18.3	0.46
⑧	#	宅(なし)	3.19~4.16	C	10.25	0.26
⑨	ロ ー ム	宅(盛土)	1.43	B	4.45	0.11
⑩	#	宅(盛土)	1.02	C	3.63	0.09
⑪	#	畑 地	0.60	B	2.6	0.07
⑫	#	宅(なし)	0.79	C	30.4	0.08
⑬	黒 ボ ク	宅(なし)	2.25	B	1.22	0.31
⑭	ロ ー ム	宅(なし)	2.79	C	10.0	0.25
⑮	黒 ボ ク	自 然 地	1.13	B	4.45	0.11
⑯	レキ混り黒ボク	宅(なし)	2.58~7.7	C	12.7	0.32
⑰	黒 ボ ク	畑 地	4.22~7.9	C	18.1	0.45
⑱	ロ ー ム	畑 地	1.37	B	4.45	0.11
⑲	黒 ボ ク	畑 地	1.61	C	5.3	0.13
⑳	ロ ー ム	宅(なし)	1.32	C	5.1	0.13

※地盤条件: 宅=宅地, (なし)=切盛なし,
自然=自然状態

大きく、次第に小さくなり、おおむね2～3時間程度で一定（終期浸透強度）になる傾向がある。この終期浸透強度を調べるために、定水頭実験を行ない、浸透強度(I)～時間(T)の浸透強度曲線を作成した。

表－2は浸透能力調査結果を一覧したものであり、対象土質は、試験孔底の土質名であり、地盤条件としては、

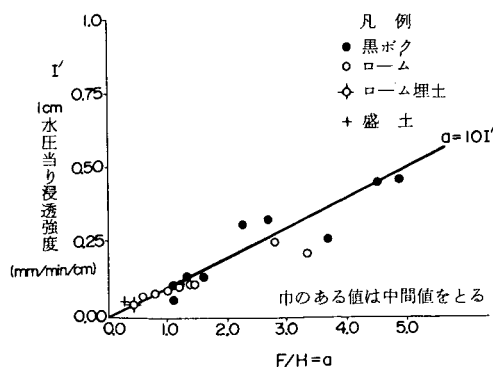


のように別れ、自然地盤以外は、かなり人の手が入っている土地条件といえる。また、浸透強度(I)は実測値であり、ばらつきや減衰傾向が地点により異なっている。1cm水压当りの浸透強度は、①番を除き、孔底上40cm一定（①は30cm）であり、水頭圧が通常の円筒浸透計と異なるのを補正する意味でつけ加えたものである（単位、mm/min/cm）。

地盤条件・土質と浸透性の関係を表－3に示す。地盤条件は、本試験が地表下0.5m以深

表－3 地盤条件・土質と浸透性

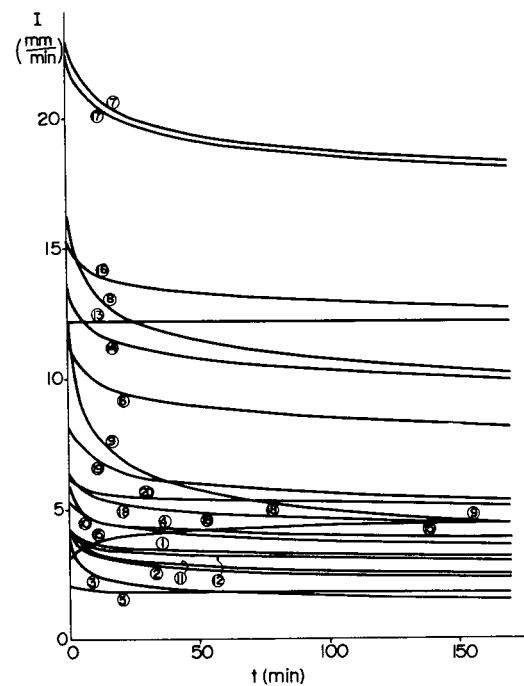
土質・地盤条件		F/H=a	I (mm/min)	I' (mm/min/cm)
黒ボク	自然・畑	1.13～4.79	4.45～18.1	0.11～0.45
	宅地	1.10～5.24	2.4～18.3	0.06～0.46
ローム	自然・畑	0.60～1.37	2.6～4.45	0.07～0.11
	宅地	0.79～3.92	3.04～10.0	0.08～0.25
盛土		0.31～0.42	1.5～1.8	0.04～0.05



図－5 F/H=aと浸透強度（単位水压当り）の関係

で実施しているため、あまり影響してはいないが、盛土地盤内は、レキ等の混入があってもよくしまっているため、低い浸透性を示している。また、ロームと黒ボクの差は、黒ボクの方が大きな浸透性を示す場合が多いが、個々の地点のばらつきも多い傾向にある。

F/Hと浸透強度の関係を図－5に示すが、ほぼF/H=a≒10 I'程度になっており、通常考えられるF/H≒I'の関係になっていない。この理由としては、普通は、定水頭、変水頭の順で実験を行なうのに対し、今回は、変水頭実験を行なった後に、定水頭実験を行なったために、土の湿潤度の違いにより、変水頭実験での結果が異常に高くなっている。



図－6 浸透強度曲線

図－6に各地点の定水位測定の結果の近似曲線を示す。この浸透強度曲線は、個々の地点の地盤条件の他、調査掘削の際の乱れ、測定精度等もあり、かなり全体にバラつきはあるが、地盤条件・土質での最終浸透力は、ほぼ以下になる。

黒ボク：I=9.91mm/min,
I'=0.25mm/min/cm

ローム： $I'=0.25\text{mm/min/cm}$

$I'=0.13\text{mm/min/cm}$

盛土： $I'=0.04\text{mm/min/cm}$

cm

5. 考察

以上の調査結果より明らかになったことおよびこの各地点のデータを面的に広げうる可能性について以下に示す。

○ 水の浸透性は人工盛土地盤を対象とした場合が最も小さく、次いでローム・黒ボク土の順で平均的には大きい傾向にあるが、個々の地点間の値の幅は最大18倍程度のバラつきがある（表-3）。

○ G.L-0.5~-0.9mの地盤を対象としたために、雑木林等自然地盤、畑地、宅地による土地利用の差は明確でない（表-3）。

○ 定水頭実験に先立って変水頭実験を行なう場合には、土を十分湿润状態にしておくことが必要である。

○ オーガーボーリング結果より、各地形区分と地盤構成の関係が図-2のように示される。また、ローム層中に既に一般のロームよりはむしろ粘性土に近い性質を示すと思われるローム質粘土が出現する場合がある。

○ 土質試験結果より、黒ボクとロームの間には明瞭な物理状態の差があると判断される。表-1より明らかなように、ロームは黒ボクに比べ、高い含水比、大きい湿润密度・間隙比、高い飽和度を平均的に有しており、従ってロームは自然状態ではより大きい間隙を持つが、水分を多く保有しており、乾燥密度は逆に小さい傾向がある。

図-7、8に水の浸透性と土質試験結果の関係を示す。このうち土の含水比・間隙比ともにロームの方が大きく、浸透性は小さい傾向があるため、含水比・間隙比が大きくなると浸透性が小さくなる印象を与えるが、ローム・黒ボクに分けると、その中の関係は不明瞭である。飽和度では、特に黒ボクの場合、飽和度の減少と浸透性の増大の間に相関関係

があると言えるが、ロームでは黒ボクの場合程ははっきりしない。

室内試験によって求めた透水係数と浸透性の関係は、より透水係数が大きくなると大き

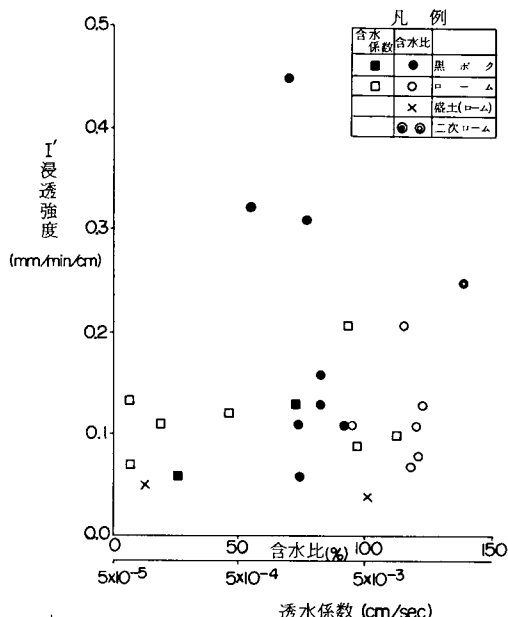


図-7 浸透強度と含水比・透水係数の関係

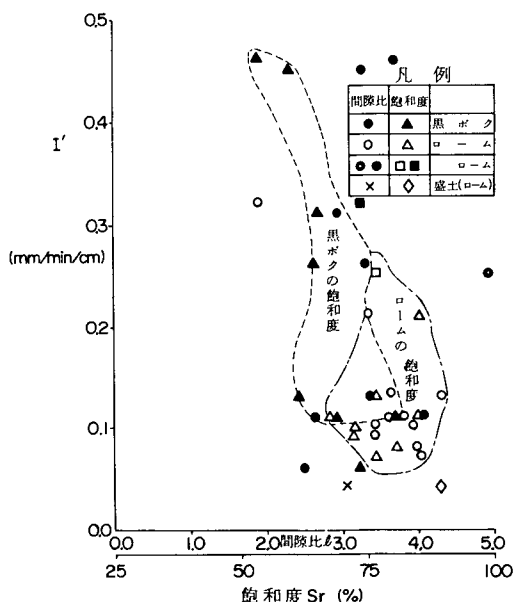


図-8 浸透強度と間隙比・飽和度の関係

な浸透性を示すと言え、特にロームの場合ははっきりした傾向にあると言える。浸透した水はローム層の空隙を満たしてゆくばかりでなく、重力的に地下へ浸透していくものと考えられる。

以上より、土質の物理定数値と浸透性については、特に黒ボク・ロームを通じて相関を示すパラメータは見つからない。

図-9に各地形区分・地下水位と浸透性の関係を示す。地形区分はオーガーボーリングや空中写真判読により為されたものであり、沖積段丘面・立川面・武蔵野面・小原台面とより古い時代に形成された地形面程標高が高くローム層も厚く堆積している。地下水位は、武蔵野台地一円でなされた消防研究所細野義純氏のデータからの地下水位図(1974~1978)から読み取ったものであり、ローム層下位の砂レキ層中の自由地下水位である場合が多く、従ってよりローム層の厚い古い地形面程、深い地下水位を示すのが一般的な傾向である。

図-9には、完全な盛土地である⑤のデータは載せていないが、その他、以下の地点では、下記の点でやや特殊性を持っている。

③：オーガーボーリングの結果、対象土はローム質盛土であり浸透性が低い。

⑦：大きな樹木が試験位置と4m程離れて数本あり、木の根が地下に張って何らかの水みちをなしている可能性がある。

表-4 各地形面の浸透性

	I' (mm/min/cm)	平均 I'
沖積段丘	0.25, 0.32	0.29
立川	0.11, 0.13, 0.13, 0.31	0.17
武蔵野	0.06	0.06
小原台	0.07, 0.09, 0.10, 0.11, 0.11, 0.11, 0.21	0.11

⑧：試験対象土の下位にスコリア質ローム (G.L-0.75~-1.80m) があり、やや透水性が大きいと考えられる。

⑫：盛土と地山の境界付近であり、地山に転圧が加えられた可能性がある。

⑰：段丘崖に近く、梅雨時に湧水して地下水位が異常に高く (G.L. 付近) なる地点である。

これら、やや特殊な値を除いて各地形面毎古い地形面程、すなわちよりロームが厚く地下水位の深い地形面程、小さな浸透性を示す傾向がある。表-4の場合、武蔵野面のデータが不足すること、沖積段丘では崩落ロームを対象としているため、個々の地点のバラつきがより大きくなること等、問題が残っている。しかし、同一地形面の浸透性を評価する目安としては、同表の値で大きな違いはないと思われる。

建設省土木研究所では、地盤の浸透性を評価する一手法として浸透強度を用いており、その単位が $\text{cm}^3/\text{hour}/\text{cm}^2/\text{cm} = \text{cm}/\text{hour}/\text{cm}$ (単位面積・単位水圧当りの1時間浸透量) である。今まで整理した浸透強度(単位水圧当り) I' は $\text{mm}/\text{min}/\text{cm}$ であり、単位を以下のように換算した。

$$\begin{aligned} \text{cm}/\text{hour}/\text{cm} &= 60 \cdot \frac{1}{10} \text{mm}/\text{min}/\text{cm} \\ &= 6 \text{mm}/\text{min}/\text{cm} \end{aligned}$$

各地点の浸透強度は表-5に示してあるが、各地形面毎の値を補正し、他の地域の比較データを合せたのを表-6に示す。筑波土研構内の値とは、近似しているが、他の地点と比べると同じロームとはいえず、K川流域のロ

表-6 地盤の浸透強度

		浸透強度 I'	透水系数	備考
今調査	沖積段丘面 崩落(二次ローム)	1.74	-	平均値
	立川面 ローム	1.02	1.7×10^{-4}	"
	武蔵野・小原台面 ローム	0.62	4.4×10^{-4}	"
比較データ	清瀬旭ヶ丘団地 盛土	0.16	1×10^{-5}	φ96cm, 60cm水深
	" ローム	0.29	-	"
	筑波土研構内 ローム	0.85	1×10^{-5}	φ70cm, 60cm水深
	住宅公団(八王子) 盛土	0.28	5.8×10^{-6}	径の小さい円筒ないし暗キョ
	" ローム	0.71	1.9×10^{-4}	
	" (昭島) ローム	0.375	1.56×10^{-5}	

※比較データは建設省土木研究所未発表資料

表-5 各調査結果の地点毎のまとめ

地点 番号	住 所 (土地条件)	深 度 (m)	標 高 (m)	地形面 区 分	土 質 名	土 質 試 験					浸透能調査			オーガーボ ーリング(イ ンゲルm) GL-m	透水係数 (変水位室 内実験) (cm/sec)	記 事	
						砂 レ キ 分 (%)	含 水 比 w (%)	密 度 ρ _t (g/cm ³)	間 ゲ キ 比 e	飽 (前 和 後) 度 Sr(%)	I I (全体)	I' (単位 水圧)	浸透 強度 (m/ hour /cm)				砂レ キの 深度
①	東久留米市新川町2-3 (宅造地・盛土)	0.5	46.0	立 川	黒ボク	7	74.3/ 110.1	1.180	2.672	69.1/ 100	3.2	0.11	0.66	(5)	5※	—	
②	東久留米市小山4-6 (宅造地・庭先)	0.5	59.6	武蔵野	黒ボク	17	74.4/ 92.8	1.236	2.522	73.7/ 91.9	2.4	0.06	0.36	(5)	9※	2.57×10 ⁻⁴	
③	東久留米市恩多1-37 (宅造地・盛土)	0.6	68.2	"	ローム (盛土)	8	101.0/ 137.4	1.340	3.049	89.5/ 100	1.5	0.04	0.24	(6)	5※	—	盛土地盤内 で実施
④	小平市大沼1-79 (地山・雑木林)	0.5	69.2	小原台	ローム	16	112.5/ 176.7	1.096	3.932	72.8/ 100	3.9	0.10	0.60	(8)	10※	4.72×10 ⁻⁴	
⑤	東村山市荻山4-2 (宅造地・盛土)	0.7	74.5	武蔵野	レキ混り シルト質 砂	75	12.3/ 18.1				1.8	0.05	0.30	(5)	5※	—	盛土地盤で実 施
⑥	東久留米市前沢5-8 (宅地・庭先)	0.5	67.0	小原台	ローム	18	114.9/ 157.2	1.236	3.355	85.8/ 100	8.2	0.21	1.26	(10)	11※	9.22×10 ⁻⁴	
⑦	小平市大沼2-857 (宅地・庭先)	0.5	67.8	武蔵野	黒ボク	18	78.8/ 122.8	0.958	3.729	53.6/ 83.5	18.3	0.46	2.76	(7)	7※	—	付近の木の根 の影響
⑧	新座市片山3-8 (宅造地・切盛なし)	0.6	46.3	小原台	黒ボク	15	83.6/ 134.7	1.093	3.358	64.6/ 100	10.25	0.26	1.56	(10)	8※	7.33×10 ⁻⁴	下位にスプリ ング質ローム出現
⑨	新座市畑中1-6 (宅造地・盛土)	0.9	40.0	"	ローム	5	120.4/ 145.2	1.238	3.813	85.4/ 100	4.45	0.11	0.66	(8)	10※	—	
⑩	新座市堀ノ内1-10 (宅造地・盛土)	0.6	45.0	"	ローム	14	96.8/ 152.8	1.142	3.441	72.5/ 100	3.63	0.09	0.54	(8)	15※	—	
⑪	新座市栄3-3 (地山・畑地)	0.6	44.0	"	ローム	8	117.7/ 153.3	1.139	4.048	76.8/ 100	2.6	0.07	0.42	(10)	14※	7.18×10 ⁻⁵	
⑫	東久留米市八幡町1-4 (宅地・庭先)	0.6	54.8	立 川	ローム	9	120.5/ 147.2	1.180	3.976	80.7/ 98.6	3.04	0.08	0.48	(5)	3※	—	上に載る盛土 の影響
⑬	東久留米市幸町4-1 (宅地・庭先)	0.5	55.7	"	黒ボク	9	76.6/ 127.0	1.129	2.977	65.4/ 100	12.2	0.31	1.86	(6)	5※	—	
⑭	東久留米市小山2-10 (宅造地・切盛なし)	0.6	47.0	沖積段丘	ローム	10	138.2/ 189.5	1.106	4.933	77.1/ 100	10.0	0.25	1.50	1.35	1.5	—	崩落ローム (二次ローム)
⑮	新座市西堀2-16 (地山・雑木林)	0.5	52.0	小原台	黒ボク	12	93.9/ 142.3	1.007	4.052	60.8/ 92.1	4.45	0.11	0.66	(10)	9※	—	
⑯	東久留米市神宝2-13 (宅造地・切盛なし)	0.5	42.5	沖積段丘	レキ混り 黒ボク	43	55.0/ 77.0	1.375	1.909	74.3/ 100	1.27	0.32	1.92	3.5	4	—	崩落ローム (二次ローム)
⑰	新座市栗原3-7 (地山・畑地)	0.5	41.2	立 川	黒ボク	33	69.7/ 93.6	1.091	2.960	60.0/ 80.5	18.1	0.45	2.70	(6)	2.10	2.79×10 ⁻⁴	湧水地点の そば
⑱	東久留米市南沢2-208 (地山・畑地)	0.6	58.8	小原台	ローム	13	94.5/ 114.3	1.097	3.653	67.9/ 82.4	4.45	0.11	0.66	(8)	10※	1.93×10 ⁻⁴	
⑲	新座市道場2-13-4 (地山・畑地)	0.6	34.6	立 川	黒ボク	16	82.4/ 123.3	1.060	3.405	61.9/ 92.7	5.3	0.13	0.78	(5)	4※	—	
⑳	新座市馬場1-9-3 (宅地・庭先)	0.6	29.4	立 川	ローム	7	121.8/ 158.4	1.135	4.310	76.8/ 99.9	5.1	0.13	0.78	(3)	6※	6.83×10 ⁻⁵	

砂レキ層の深度()付は周辺ボーリングデータからのデータである。地下水位※印は1974～1978の井戸のデータである。

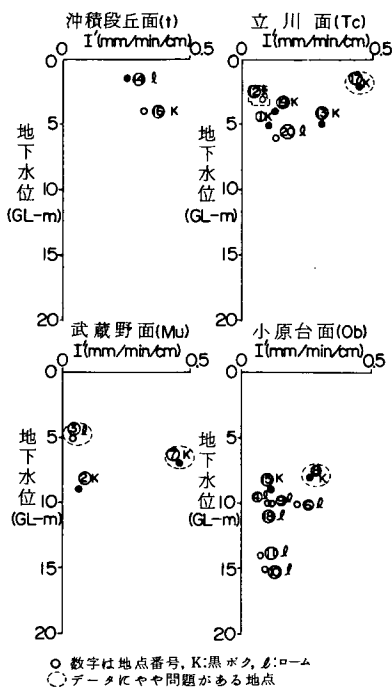


図-9 浸透強度と地形区分・地下水位の関係

ームは浸透強度が大きく、特に立川面のロームは大きな浸透能力を示している。また、透水係数と浸透強度とはよい相関を示している。

以上、求めた浸透強度 (I') を用いて、マス型雨水貯留施設を設置した場合について、以下の(3)式から、各地形面毎に浸透量を求め、結果を図-10に示した。

$$Q = I' \times H \times B^2 \quad \text{.....(3)式}$$

但し、Q：浸透量 (m³/hr)，I'：浸透強度 (cm/hr/cm) H：湛水深90cmと仮定、
B：マス型雨水貯留施設の一辺の幅 (cm)

以上より、仮りに湛水深90cm、マスの一辺を2mとした時の各地形面ごとの浸透量は、

沖積段丘面 6.26m³/hr

立川面 3.67m³/hr

武蔵野・小原台地 2.23m³/hr

のようになり、この数値自体は単なる計算結果であり絶対的な意味をもつものではないが、かなりの浸透量が期待できるものと思われる。

以上の調査では、目づまり等による浸透量

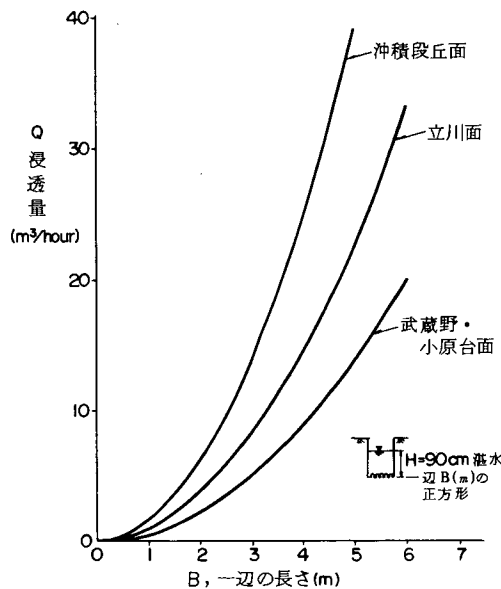


図-10 マス型雨水貯留施設の規模と浸透量

の低下等を考慮していない点で問題はあるが、流域の地盤条件・土質による浸透能力を概略ではあるが把握できたものと思われる。

最後に、本調査を行なうにあたり、建設省土木研究所総合治水研究室および用地の提供をはじめ御協力いただいた関係者各位に謝意を表する次第である。

資 料 編

1. 透水性舗装について
2. 貯留型雨水抑制手法に関する
最近の調査研究

1 透水性舗装について

1. 透水性舗装の追跡調査 ～東京都の事例～

本文は、東京都が施行した透水性試験舗装20箇所について日本大学理工学部理工学研究所並びに同学部交通工学科舗装研究室が追跡調査を行った結果をまとめた「透水性舗装調査研究（追跡調査）報告書」（S.51～54）の要約である。

1. 調査概要

東京都建設局では昭和48年度から50年度にかけて表-1に示す都内20ヶ所において透水性歩道舗装の試験施工を行ない、路床土及び舗装材料の経時変化、透水機能の変化並びに透水性舗装部と非透水性舗装部における街路樹の生育状態に差が生じたかどうかを比較するための追跡調査を行った。

表-1 調査箇所

年度	記号	路線名	試験舗装場所	舗装面積(m ²)
48	①	都450	千代田区有楽町2丁目～中央区銀座5丁目	780
	②	都431	渋谷区幡ヶ谷2丁目～本町2丁目	1,180
	③	主407	葛飾区金町3丁目～金町浄水場	1,021
49	④	都479	台東区浅草6丁目～浅草2丁目	1,895
	⑤	"	" 3丁目～入谷2丁目	2,171
	⑥	都318	世田谷区上池台4丁目	1,654
	⑦	都440	新宿区西落合3丁目	2,306
	⑧	"	中野区江古田1丁目	2,300
	⑨	都318	練馬区豊玉北3丁目	1,204
	⑩	都477	江東区大島他	1,212
	⑪	都465	墨田区業平3丁目～大平3丁目	2,803
	⑫	都107	足立区鹿浜2丁目～5丁目	2,237
	⑬	都418	港区白金台	557
	⑭	主311	大田区田園調布	338
	⑮	主 3	世田谷区三軒茶屋2丁目	2,081
50	⑯	都400	中野区江古田4丁目	2,596
	⑰	主305	豊島区西果嶋3丁目	1,056
	⑱	主308	江戸川区船場1丁目～2丁目	3,002
	⑲	都445	北区赤羽1丁目～3丁目	1,760
	⑳	都458	荒川区西尾久1丁目～2丁目	2,355
	合 計			34,508

建設当初心配されていた雨水の浸透による路床の軟弱化と、それに伴う舗装の早期破壊及び塵埃による目づまりの内、前者の状態は全く起らなかったことが確認された反面、後者の影響は著るしく、昭和52年度の調査では

一部で清掃による透水能力の改善を試みた。

2. 調査項目

調査は大別して路床調査、舗装調査、樹木調査である。調査項目と調査年度は表-2に示す通りである。調査方法の概要は以下の通りである。

表-2 調査項目と調査年度

調査項目	年度	51	52	53	54
含水量試験		○	○	○	○
サクシオン測定		○	○		
土のPH試験		○	○	○	○
電気伝導度試験		○	○	○	
現場密度測定		○			
粒度分析		○			
現場透水試験		○	○	○	○
定点透水試験			○	○	
アブゾン抽出		○	○	○	○
外観調査		○	○	○	○
街路樹調査				○	○
清掃実験				○	○

1) 含水量試験

試料採取位置は舗装下80cmとし、車道に接した舗装部および街路樹ますとした。含水量試験はJIS A1203「土の含水量試験方法」によった。

2) サクシオン測定

48年度施行の舗装下に埋設したテンシオメーターにより地中サクシオンの変動を測定した。

3) 土の pH 試験

含水量試験と同時に採取した試料を用い土質工学会基準「土の pH 試験方法」により pH (KCI) 測定を行なった。

4) 電気伝導度試験

サクシオン測定と同様の地点で試料を採取し、電気伝導度の測定を行った。

5) 現場密度測定, 粒度分析

路盤に関する調査として現場密度の測定及びふるい分け試験による粒度分析を行った。

6) 現場透水試験

現場透水試験器により, 従来から行われてきた15秒間における浸透量を以って舗装の透水能力を判定し, その経時的変化を調べた。

7) 定点透水試験

透水性舗装建設時点において埋設した直径15cmのパイプ上において6)の方法により透水試験を行った。これは浸透水の側方への流下を避け, 路床をも含めて透水能を把握するためであり, 江古田4丁目で行った。

8) アブゾン抽出法によるバインダの回収と性状試験

アブゾン抽出法によりバインダを回収し, 針入度, 軟化点試験を行い, 老化指数をもってバインダの劣化状況を調査した。

9) 外観調査

外観調査に当っては, 3名の調査員により施工状況, 歩行性, 目づまりの状況等について3段階評価によって行った。

10) 街路樹調査

樹木の生気判定の一資料とすべく, 高さ1.20m点での樹木の周囲測定と道路縦断方向及び横断方向の直径測定を行った。又, 同一環境条件にある付近の非透水性舗装部分においても同様の調査を行い比較検討した。

11) 清掃実験

次に示す通りの方法により清掃を行い, その効果を透水試験により判定した。

- ① 散水と圧縮空気による清掃
- ② 振動と圧縮空気による清掃
- ③ 回転式ポリッシャーと業務用真空掃除機による清掃
- ④ ポータブルスーパードライヤーによる清掃

3. 調査結果

1) 含水量調査

48年に建設した有楽町, 幡ヶ谷, 金町の3地区については, 建設後から昭和54年3月まで追跡調査を実施した。3地区とも表層の種類2~4種変化させて施工されたが, 施工直後より表層の種類による路床土含水比の差は見られない。図-1は3地区の街路樹ます下80cmの土の含水比の経年変化を示したものである。有楽町が30~40%とほぼ一定であるのに対し, 幡ヶ谷, 金町は年度によって大きく変動している。これは有楽町が気象に左右されにくい砂質土であるためで, 他は試料採取時前後の気象に大きく左右されているためと思われる。一方図-2は同様に舗装下80cmの

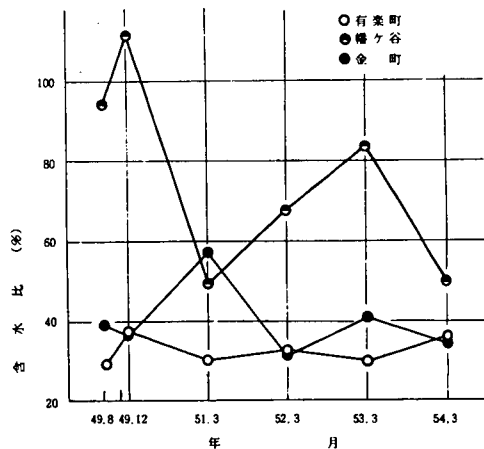


図-1 含水比の経年変化 (街路樹ます)

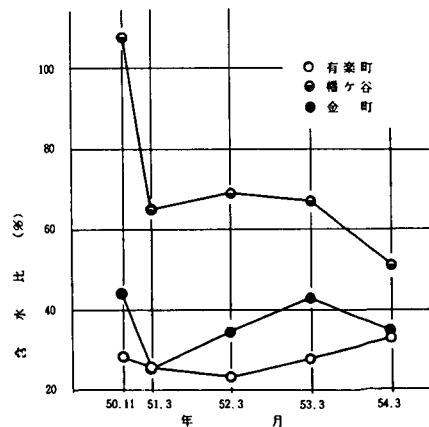


図-2 含水比の経年変化 (舗装下)

試料の含水比変化を示したものである。有楽町地区が23~33%と街路樹ます下の土の含水比よりも3~7%低下しているのに対し、金町ではここ3年間数%ではあるが舗装下の含水比のほうが高い傾向を示している。さらに幡ヶ谷においても昭和53年3月時点を除けば舗装下の土の含水比が若干ながら高い傾向にある。しかしながらどの地区においても透水性舗装としたことで路床含水比、あるいは街路樹ます下の含水比を特に高めることはない。むしろ昭和53年3月時点の幡ヶ谷における細粒アスコン下の路床含水比と透水性舗装下でのそれを比較すると明らかに細粒アスコン下の含水比が高く危険率2%で透水性舗装下の路床含水比が低いことが知られる。

また金町においても細粒アスコン下の路床含水比が高く、検定の結果では20%の危険率ではあるものの透水性舗装下の路床含水比のほうが小さいといえる。

このことから、降雨の少ない時期であればむしろ土中水分の蒸発がうながされていると考えてよいであろう。

2) サクション測定結果

サクション測定結果は、水銀柱の水頭差を常用対数換算した PF 値で示し、経時変化の1例を図-3に示した。又、図-4にサクションと路床含水比の関係を示した。3地区とも年間を通して大きな変動はなく、PF1.6~2.0の範囲にあると言える。

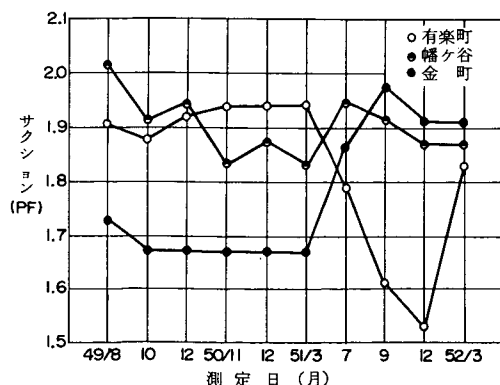


図-3 サクション値の経時変化 (車道側深さ80cm K-MIX)

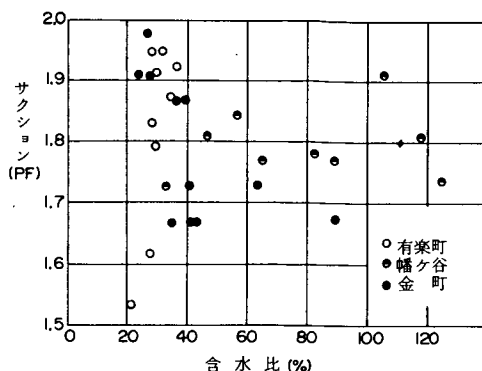


図-4 サクションと路床含水比の関係

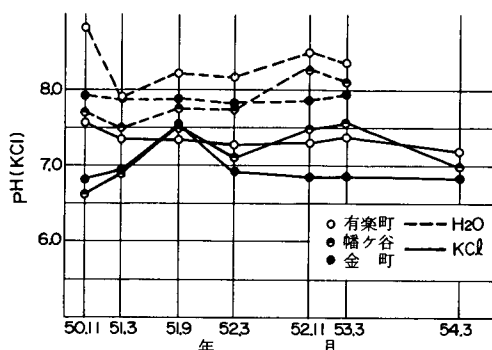


図-5 pHの経時変化 (舗装部)

表-3 5年間の平均変動

	平均	変動 (%)
有楽町	7.34	1.4
幡ヶ谷	7.15	4.8
金町	6.96	3.3

図-5は48年度施工3地区についてpHの経時変化を示したものであるが、大きな変動はなくpH=7.0付近に収束している。表-3は5年間のpHの平均および変動を示したものである。

53年3月までの調査結果では酸性土壌の地区であってもpH (H₂O) は8.0付近に収束していることが認められたが、54年3月の調査でpH (KCl) に注目してみると、7.0付近に収束していることが知られる。したがってpH (H₂O) と pH (KCl) の差は1.0程度となっているものと推定される。

4) 電気伝導度試験

図-6は建設後の電気伝導度の経時変化を

3地区とも平均値で示したものである。舗装下の平均含水比が80.6%と高い関東ロームの幡ヶ谷が $0.2 (\times 10^{-4} \text{mho} \cdot \text{sec}^{-1})$ 以上の電気伝導度を維持しているのに対し砂質度の有楽町（平均含水比26.3%）および沖積粘土の金町（平均含水比34.4%）はいずれも0.1以下 $\sim 0.15 (\times 10^{-4} \text{mho} \cdot \text{sec}^{-1})$ 程度である。

図-7は53年度調査結果について含水比と電気伝導度の関係を示したものである。

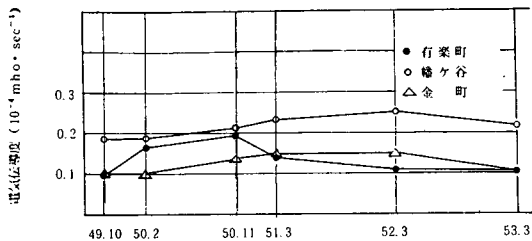


図-6 電気伝導度の経時変動

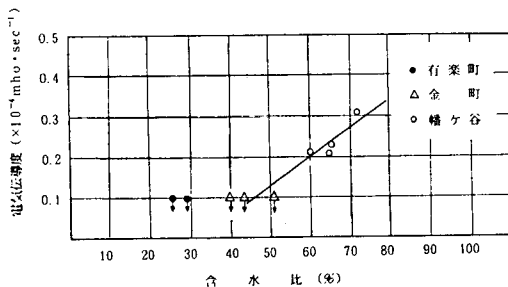


図-7 電気伝導度と含水比の関係

これより土の種類を無視すれば含水比50%以下となると電気伝導度は $0.1 (\times 10^{-4} \text{mho} \cdot \text{sec}^{-1})$ 以下となっている。また50年度、51年度調査結果をみても、含水比が40%以下となると電気伝導度は $0.1 (\times 10^{-4} \text{mho} \cdot \text{sec}^{-1})$ 程度、もしくはそれ以下となっている。

5) 現場密度測定, 粒度分布

図-8は48年に施工した3地区の建設時から3年経過した現場密度の変化を経時的に示したものである。調査した全地区において密度の低下の傾向が認められるが、特に幡ヶ谷においては顕著である。粒度試験の結果をみると、細粒分が建設時と比較して減少しており、雨水浸透による流出が原因として考えられる。

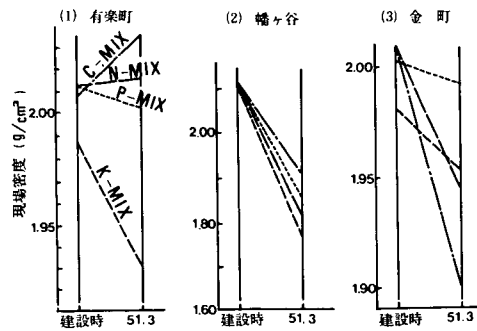


図-8 現場密度の経時変化

6) 現場透水試験

各地区の透水試験結果から、透水速度の推定を行なった。推定値は、雨水が表面より水平面に対し 60° の角度で拡散流下するものと仮定して求めたものである。結果は表-4に示したとおりである。

供用後5年を経過した3地区の舗装は一部目詰まりの著しいところを除けば平均透水速度は $3.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ (変動係数50%)程度であり、通常の降雨であれば支障なく浸透することが認められた。53年まで良好な透水能を維持していた上池台は本年度の調査で著しく透水能の低下を見たが、透水試験を行なう地点において歩道への自動車の乗り上げが見られ、そのことが原因となっているものと推定した。なお上池台もそれ以外のところでは、いまだ良好な透水能が維持されている。

全般的に見て透水性舗装は施工後2~3年後で目詰まりが進行し透水能は 400ml/sec から $15 \sim 50 \text{ml/sec}$ にまで低下する。

図-9~図-11には透水量の経時変化を示した。前述のように、建設後2~3年以後の透水能はだいたい $15 \sim 50 \text{ml/sec}$ 間で、図からもわかるように横ばいの状態を示している。したがって、異常降雨時以外は十分に透水作用が機能しているといえよう。

図-12は昭和49年度施工の3地区の経時変化を一つの図にまとめて示したものである。江古田・西落合に対して上池台の透水速度が昭和53年度まで高い透水能を示していた。今年度の試験で急激に前者と同程度の数値を示したのは前述の歩道への自動車の乗り上げに

表-4 透水能と透水速度 (推定値)

年度	記号	施工場所	混合物の種類	透水能 (ml/sec)	透水速度 (cm/sec)	雨量換算 (mm/hr)	備 考
48	①	有 楽 町	P	15	2.0×10^{-3}	72	比較的良好 良 好
			N	25	3.4×10^{-3}	122	
			K	23	3.1×10^{-3}	112	
			C	47	6.3×10^{-3}	227	
	②	幡 ケ 谷	P	4	5.0×10^{-4}	18	目詰まり著るしい
			N	12	1.6×10^{-3}	58	
	③	金 町	P	5	7.0×10^{-4}	25	目詰まり著るしい
			N	12	1.6×10^{-3}	58	
			C	24	3.2×10^{-3}	115	
49	④	浅 草	N	17	2.2×10^{-3}	79	比較的良好
			K	25	3.4×10^{-3}	122	
	⑥	上 池 台	K	14	1.8×10^{-3}	65	
	⑦	西 落 合	C _s	13	1.7×10^{-3}	61	
	⑧	江 古 田	P _s	26	3.5×10^{-3}	126	
	⑨	豊 玉 北	N	18	2.4×10^{-3}	86	
			K	21	2.8×10^{-3}	101	
	⑩	大 島	K	29	3.9×10^{-3}	140	比較的良好
			C	28	3.7×10^{-3}	133	
	⑪	業 平	P	22	2.9×10^{-3}	104	
	⑫	鹿 浜	P	18	2.4×10^{-3}	86	目詰まり著るしい
			C	9	1.2×10^{-3}	43	
50	⑬	白 金 台	K	43	5.7×10^{-3}	205	
	⑭	田 園 調 布	S L ₁₃	21	2.8×10^{-3}	101	
	⑮	三 軒 茶 屋	S L ₁₃	23	3.0×10^{-3}	108	
	⑯	江 古 田	S L ₁₃	55	7.4×10^{-3}	266	良 好
			S L _s	40	5.3×10^{-3}	191	
	⑰	西 巢 鴨	K	15	2.0×10^{-3}	72	
			K _s	11	1.5×10^{-3}	54	
	⑱	船 堀	K ₁₃	15	2.0×10^{-3}	72	
			N _s	13	2.4×10^{-3}	18	
	⑲	赤 羽	N _s	18	2.4×10^{-3}	86	
	⑳	西 尾 久	K _s	10	1.3×10^{-3}	47	
			K ₁₃	21	2.8×10^{-3}	101	

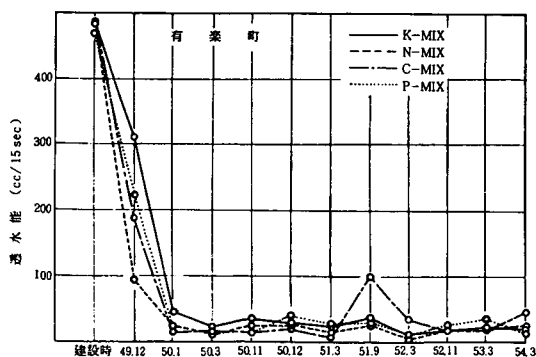


図-9 透水量の経時変化(1)

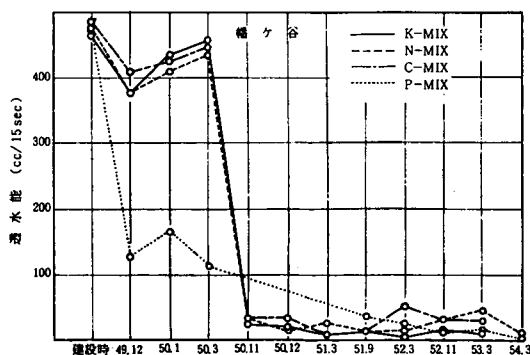


図-10 透水量の経時変化(2)

よるものと考えられる、もっとも特異な箇所のデータになっている。したがって上池台の場合、調査地点以外は高い透水能を示してい

るものと推測される。良好な状態を保っているのは、他の施工箇所に比し最大粒径に差があること、およびこれらを含む物理的性質と

建設時の施工性によるものと考える。

図-13は消石灰をフィラーの一部に用いた場合の例の経時変化を示したものである。53

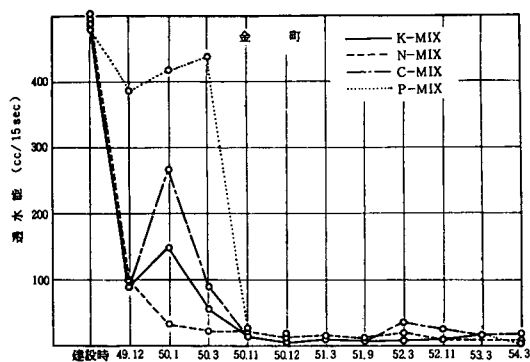


図-11 透水量の経時変化(3)

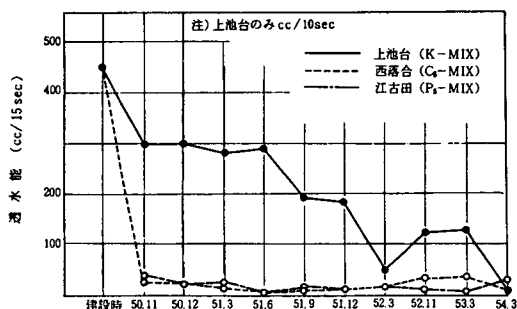


図-12 透水量の経時変化

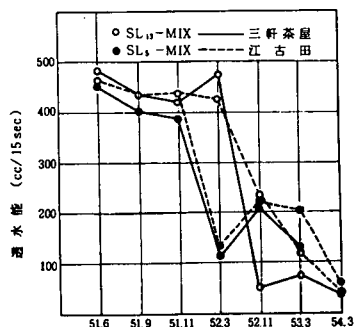


図-13 透水量の経時変化(消石灰添加)

年度から54年度にかけて透水能が低下しているのは、やはり目詰まりによるものである。

以上のように、目詰まりの原因による2～3年後からの透水能の低下とその後の横ばい状態は全般的な傾向である。にもかかわらず一定の機能を果していることと清掃による機能回復は今後の重要な課題となろう。

7) 定点透水試験

昭和50年度に施工された江古田には舗装体から路床に至るまで、直径15cmの遠心力鉄筋コンクリート管が埋設されており、透水試験の際の浸透水は舗装体内に分散することなく路床中に導かれる。この定点における透水試験結果は表-5に示すとおりである。表には透水断面と流量から求めた調査時点での透水速度も示した。表からも知られるように透水能に対して路盤厚の影響は見られない。そこで最大粒径別に建設後の透水能の経時変化を平均値で示したのが図-14である。これからもういまだ良好な透水能を維持しており、先に現場透水試験から推定した透水速度とも概略一致していることが知られる。

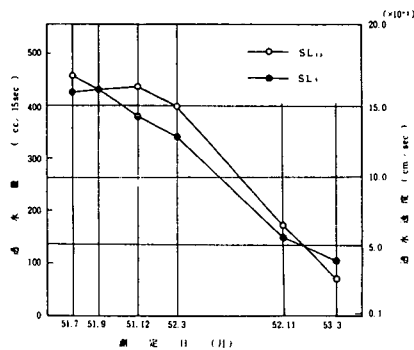


図-14 定点透水試験結果の経時変化(江古田)

表-5 定点透水試験結果 (車道側)

記号	施工場所	混合物の種類	路 盤	52 年 11 月		53 年 3 月	
				透 水 量 (cc/15sec)	透 水 速 度 (cm/sec)	透 水 量 (cc/15sec)	透 水 速 度 (cm/sec)
⑩	江 古 田	SL ₁₃	C-10	253	9.5×10^{-2}	75	2.8×10^{-2}
			C-20	89	3.4×10^{-2}	59	2.2×10^{-2}
		SL ₅	C-10	70	2.6×10^{-2}	21	7.9×10^{-3}
			C-20	225	8.5×10^{-2}	193	7.3×10^{-2}

8) 抽出アスファルトの物理試験

アブソン抽出法によりアスファルトを回収し、針入度、軟化点試験を行ない、建設時の針入度と調査時点での針入度の比をもって劣化指数とし、アスファルトの性状変化を調査した。

これまでの調査から建設時（舗装直後）で原針入度の70%に低下し、その後1年で60%程度、さらに施工後2年で30~40%と低下し、3年以上経過したアスファルトの針入度は原針入度の20~30%程度まで低下することが知られた。54年の調査結果も8地点の平均針入度は20($\sqrt{V}=4$)であり針入度の低下率（劣化指数）も平均で27%($\sqrt{V}=7\%$)となっており、53年と大きな変化は生じていない。なお、幡ヶ谷、金町において54年採取した細粒アスコンの針入度は平均で31と透水性アスファルトより約10大きく、劣化指数も40%と透水性アスファルトに比較して大きい値となっている。

以上のことから透水性アスファルト混合物は通常のアスコンに比較して早期に針入度が低下し、3年以上経過すると針入度約20~30で一定値となるようである。

一方、軟化点の平均値は60.3℃($\sqrt{V}=1.6\%$)であり、細粒度アスコンのそれと比較し2℃ほど高くなっているものの針入度低下の割には軟化点は高くない、したがって、 $P.I.=-0.4\sim 2.1$ 、平均 $P.I.=-0.9$ ($\sqrt{V}=0.5$) と通常のアスコンより大きく負に移行しているのが特徴的である。

図-15は昭和48年度施工3地区の混合物の種類別にみた針入度の経年変化を示したものである。図からも知られるように、オリジナルの針入度に無関係に低減し、5年経過した本年度は混合物の種類に無関係に平均18.2($\sqrt{V}=4.3$)にまで低下している。

図-16はそれぞれ昭和49年、50年施工の針入度変化を示したものであり、前年度と比較してさらに劣化の傾向にあるものの、前記3地区同様針入度で20付近に収束している。

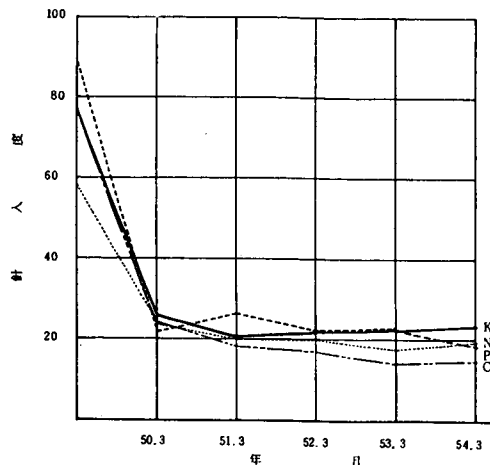


図-15 針入度の経年変化

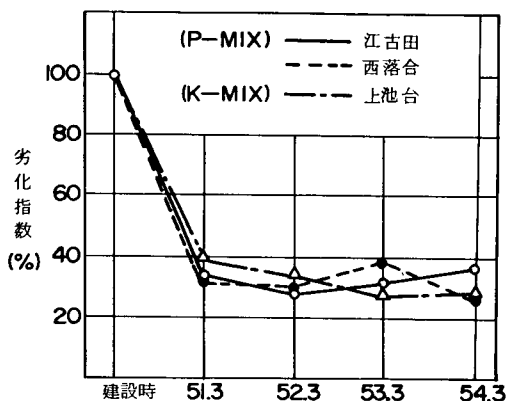


図-16 劣化指数の経時変化（昭和49年度施工）

9) 外観調査

外観調査は調査員5名より舗装表面の状況、歩行性、目詰まり状況について3段階（3，2，1）の評価を行ない、それぞれの重みを表面状況30%，歩行性20%，目詰まり状況50%として加算し最終的に100点評価とした。重み決定に当たっては、適切な評価を行いにくい歩行性の重みを小さくし、透水性に最も影響を与える目詰り状況の重みを大きくした。

評価の結果は表-6に示すとおりである。評価をおとしているのは直感的に見た目詰まり現象である。また、昨年に比べて全体的に評価が低下した。

表-6 外観調査による評価

施 工 年 度	調査箇所	53.3				54.3			
		表面性状	歩行性	目詰まり状況	計	表面性状	歩行性	目詰まり状況	計
48	有楽町	30	13.4	33.4	76.8	30	13.4	16.7	60.1
	幡ヶ谷	30	13.4	16.7	60.1	30	16.7	16.7	63.4
	金町	20	13.4	33.4	66.8	20	13.4	33.4	66.8
49	浅草	30	20	33.4	83.0	20	13.4	16.7	50.1
	上池台	30	20	41.8	91.8	30	13.4	16.7	60.1
	西落合	20	20	33.4	73.4	20	13.4	33.4	66.8
	江古田	20	20	33.4	73.4	20	13.4	16.7	50.1
	豊玉北	30	20	33.4	83.4	20	13.4	33.4	66.8
	大島	30	13.4	16.7	60.1	20	13.4	16.7	60.1
	業平	30	20	33.4	83.4	20	13.4	16.7	60.1
	鹿浜	30	13.4	16.7	60.1	20	13.4	16.7	60.1
50	白金台	30	20	41.8	91.8	30	20	16.7	66.7
	田園調布	30	20	50	100.0	30	16.7	33.4	80.1
	三軒茶屋	30	20	33.4	83.4	30	16.7	33.4	80.1
	江古田	30	20	33.4	83.4	20	13.4	33.4	66.8
	西巣鴨	20	13.4	33.4	66.8	20	13.4	33.4	66.8
	船堀	30	20	33.4	83.4	15	13.4	33.4	61.8
	赤羽	30	20	41.8	51.8	15	13.4	33.4	61.8
	西尾久	30	13.4	16.7	60.1	20	13.4	33.4	66.8

10) 街路樹調査

樹根調査は街路樹の樹根の状態を調査することによって、一般の非透水性の舗装下と透水性舗装下の場合との樹根の生育度の比較をすることを目的とした。

調査場所は葛飾区金町地区を選んだ。これは同地区の街路樹が透水性舗装試験舗装の前年度に同一樹種(イチョウ)、同一規格のものを植栽したため、比較しやすいからである。この中で透水性舗装箇所、非透水性舗装箇所各2ヵ所を選出して調査を行なった。調査の方法は街路樹を中心に放射方向別に一定距離における根の位置、太さ、本数等の調査を行なった。

調査の結果は概して透水性舗装と非透水性舗装との差異は認められなかった。

まず、根の数は透水性舗装下ばかりでなく、非透水性舗装下においても相当繁茂しているものと、あまり繁茂していないものがあり、舗装の種類による水分の補給、遮断は絶対条件ではないものと思われる。さらに、根の深さ別分布状態を調べてみると、舗装面から30cm前後に多く、これも舗装の種類による特徴的差異は認められない。

根は、一般的には水分の補給しやすい方向

に延びることが常識的に考えられるが、その点からみると各方向に長く、大きく延びているものは、その周辺に、すなわち民地側からの水分の流入などが考えられる。しかしながら、このことは都内全域同条件とは考えられないので、透水性舗装による水分補給の可能性を生かして、今後、適応箇所について検討していく必要がある。

11) 清掃試験

昨年度より目詰まり対策のために路面清掃の試験を行なったが、本年度は昨年もっとも効果のあった水圧方法(散水と同時にコンプレッサにより圧縮空気を吹きかける方法)により4ヵ所14地点(当初予定は5ヵ所8地点)について行なった。結果は表-7に示したとおりである。

清掃前後の透水試験から、昨年同様次式により透水能の回復率を算出した。

$$\text{回復率(\%)} = \frac{\text{清掃後の透水量} - \text{清掃前の透水量}}{\text{清掃前の透水量}} \times 100$$

昨年と比較して本年度は回復率が悪かった。昨年は清掃前後で数倍から数十倍の透水能の回復がみられたが、今年度もっとも回復率の

良かったのは幡ヶ谷の13mmの場合だけであった。この大きな理由は清掃時間にあったものと考えられる。つまり昨年度は試験面積約1㎡当たりに対し、約5分間の清掃を行なったのに対し、今回は実用上のことも考えて約2分間で完了させた。このことが回復率を下げた大きい原因と思われる。

今後は散水後にブラッシングを行ない、さらに圧縮空気を吹きつけるという機械化された方法の開発が行なわれ、目詰まり問題の解決をはかる必要があろう。

方法)により4ヵ所14地点(当初予定は5ヵ所8地点)について行なった。結果は表-7に示したとおりである。

清掃前後の透水試験から、昨年同様次式により透水能の回復率を算出した。

表-7 清掃試験の結果

調査地区	最大粒径 (mm)	平均透水量15ml/sec		回復率 (%)
		清掃前	清掃後	
幡ヶ谷	13	11	20	82
	5	9	15	67
江古田(1)	5	11	18	64
三軒茶屋	13	23	25	9
	5	17	20	18
江古田(4)	13	27	29	7
	5	19	20	5
平均 $\sqrt{V}$		16.7	21.0	
		6.3	4.3	

4. 調査結果のまとめ

以上述べてきた調査結果の主要な点をまとめると以下のとおりである。

- (1) 透水性舗装としたことで路床含水比あるいは街路樹ます下の含水比を特に高めることはない。むしろ幡ヶ谷(関東ローム層)における細粒アスコン下の路床含水比と透水性舗装下のそれと比べると明らかに細粒アスコン下の含水比のほうが高く、危険率2%で有為差が認められる。さらに金町(粘土質土)の場合においても、20%の危険率ではあるものの細粒アスコン下の路床含水比のほうが透水性のそれよりも高いといえる。つまり降雨時あるいはその直後を除けば土中水分の蒸発散がうながされ透水性舗装下の路床含水比のほうがむしろ低いもの

と考えられる。

- (2) 昭和48年度施工の3地区のpH(KCI)は7.0付近に収束している。また昭和49年度、50年度施工の5地区も変動はあるものの7.0~7.5に収束している。
- (3) 透水性歩道舗装の目詰まりは避けられない問題である。昭和48年度施工の3地区の透水量の平均は、一部極端に目詰まりの多いところを除けば、22.6ml/sec($\sqrt{V}=11$ ml/sec)であり、初期透水量の1/10以下に低下している。しかしながら透水速度の推定値は 3.0×10^{-3} cm/secであり、通常の舗装と比較すればオーダの違いがあり、通常の降雨であれば透水性舗装としての機能は失われていない。なおこれまで建設されてきた20ヵ所の試験舗装の平均透水量は19ml/sec($\sqrt{V}=9.8$ ml/sec)であり、透水速度は 2.5×10^{-3} cm/sec、雨量換算で約90mm/hrである。
- (4) 透水性アスファルトコンクリートは通常のアスファルトコンクリートに比較して早期に針入度が低下し、3年以上経過すると抽出アスファルトの針入度はオリジナルの針入度に無関係に20~30で一定値となる。しかしながら針入度の低下の割には軟化点はさほど高くなり、したがってP.I値は大きく負に移行している。
- (5) 外観調査中もっとも厳しい評価をうけるのは目詰まりと表面の肌の荒れである。特にオーバーヒートに起因すると思われる骨材飛散の多い箇所は、見た目にも悪く、早急に改修を要するものと思われる。
- (6) 一般の非透水性の舗装下および透水性舗装下における街路樹の樹根の生育状況(根の繁殖状況)は概してその差異は認められなかった。ただし、舗装種類には関係なく、根の繁殖状況は非常にばらつきがあり、水分の補給が絶対条件でないと考えられる。
- (7) 昨年度の清掃試験でもっとも効果の大きかった散水と圧縮空気の吹付けによる清掃試験の結果実用上のスピード(清掃時間)ではあまり効率が良くないことがわかった。清掃方法およびそのシステム開発は今後に

残されるもっとも大きな課題の一つである。

- (8) 樹木の葉の色度分析を行なったが、透水性舗装部と、非透水性舗装部とでは明らかに差が認められる。今後は葉の色度と樹木の活性あるいは生気との関連がつかまることが望まれる。

2. 透水性舗装ハンドブック

～社団法人日本道路建設業協会編
(山海堂)～

このハンドブックは、透水性舗装に関する設計、材料、施工、品質管理及び検討について「透水性舗装研究委員会」を中心に、日本道路建設業協会にて検討して来た結果と、4年間に亘る東京都建設局による試験舗装の建設とその後の追跡調査を基に、これまでの技術的知見をとりまとめたものである。以下にその要約を載せる。

1. 概 説

透水性舗装とは、舗装体を通し雨水を直接路床へ浸透させ、地中に還元する機能をもつ舗装をいう。図-1は従来の舗装と透水性舗

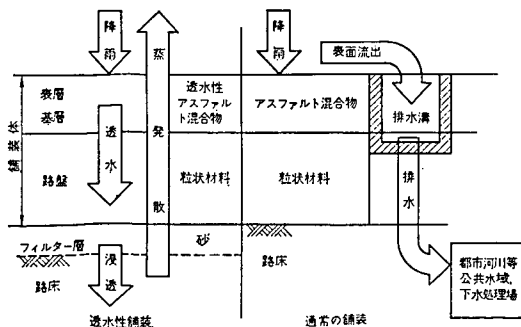


図-1 概念図

装の違いを概念的に示した図である。従来の舗装であれば雨水はすべて表面排水として側溝、下水道等で処理されるのに対し、透水性舗装は雨水を直接路床に導き、浸透及び蒸発散により処理するものである。

雨水を地中へ還元する目的からすれば、舗装体を通して路床へ直接浸透させなくても路側等に設けられた排水施設から浸透還元する方法も考えられるが、このハンドブックでは取り上げていない。また、このハンドブックでは主として加熱混合式工法による表層をもったアスファルト舗装を取り扱っている。

○適用範囲

透水性舗装の対象舗装は、歩道を中心に生活道路等の軽交通を許す車道及び駐車場等の構内舗装とする。将来、中交通もしくは重交通に適用できる資料が集積された場合には改訂を行う。

○効果

透水性舗装とした際の利点は、雨水を地中に還元あるいは一時貯留することから表面流出量が低減できることにあり、具体的には次のことが考えられる。

- (1) 植生等の地中生態の改善
- (2) 下水道の負担軽減と都市河川の氾濫防止
- (3) 公共水域の汚濁軽減
- (4) 地下水涵養
- (5) 路面排水施設の軽減もしくは省略
- (6) すべり抵抗の増大と歩行性の改善
- (7) 乱反射による眩惑の軽減

○問題点

透水性舗装は緒についたばかりであり、いまだ不明の点、解決しなければならない点などの問題点を抱えている。それらを列挙すると次のとおりである。

- (1) 路床条件の変化に伴う舗装の耐久性
- (2) 常に雨水と空気にさらされることによるアスファルト混合物の耐久性の低下、劣化及びアスファルト被膜のはく離

- (3) 最適アスファルト量決定のための配合設計方法
 (4) 目詰まり対策

2. 構造設計

透水性舗装は、表層及び路盤としての所要強度の他、透水機能を兼ね備えた舗装材料によって構成されたものでなければならない。なお、舗装表面から雨水が溢流するおそれがある場合には、排水施設の設計をあわせて行うこともある。

- (1) 歩道舗装の構造は、アスファルト舗装要綱に準拠するが、歩行の快適性を確保するに足る十分な厚さをもって構成する。
 (2) 車道、その他の舗装の構造は、路床土のCBRなどに基づいて設計するが、交通荷重に耐えるだけの十分な厚さをもち、各層が力学的につり合いのとれるように構成する。設計手段を図-2に示す。

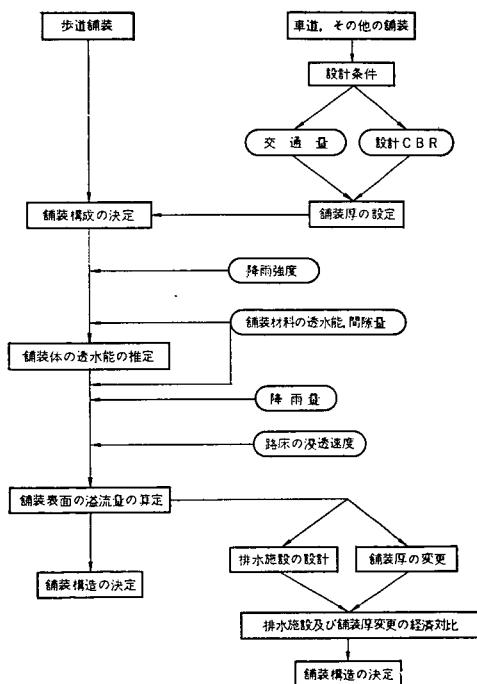


図-2 透水性舗装の設計手順

舗装の構成

透水性舗装は、路床上にフィルター層、路

盤及び表層の順に構成するが、プライムコート及びタックコートの接着層は設けないものとする。

- (1) 歩道舗装の構成は、図-3に示すとおりで、路面の横断勾配は2~3%を標準とする。
 (2) 車道その他の舗装の構成は図-4に示すとおりで、舗装の横断勾配は2~5%を標準とする。

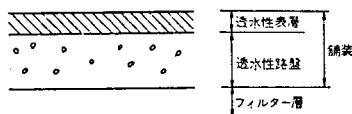


図-3 歩道舗装

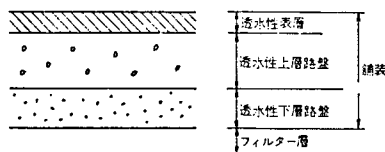


図-4 車道その他の舗装

○設計の条件

透水性舗装は下記に示す設計条件の他、舗装が予想される降雨に対して透水及び貯水機能を有するかどうかを確認するために、降雨量及び路床土の浸透速度を調査しておく和良好的。

- (1) 歩道舗装では、表層の施工性を確保するために、路盤は十分な厚さとするよう配慮する必要がある。
 (2) 車道その他の舗装では、交通量、路床土の設計CBRを調査しておかなければならない。

透水性舗装の設計を行う場合、交通量、設計CBRなど通常の設計条件のほかに考慮すべきことは、

- ① 降雨量及び降雨強度
 - ② 雨水を透水させる間隙（舗装体の透水能）
 - ③ 舗装体の貯水量（舗装厚と間隙量）
 - ④ 路床への雨水の浸透（路床の浸透能）
- などである。

○交通量

車道その他の舗装では、5年後の大型車の

1日1方向当りの交通量を推定し、表-1に示す区分のうち、いずれの区分に相当するかを判断し、設計に用いる。

表-1

交通の区分	大型車交通量(台/日・1方向)	舗 装
1	10 未 満	区画街路の軽舗装
2	10以上～55未満	簡 易 舗 装

○設計 CBR

車道その他の舗装では、設計CBRを求めるために路床土を採取して CBR 試験を行う。設計 CBR を求めるための路床土の採取方法及びCBR試験方法は簡易舗装要綱に準処する。

○降雨強度、降雨量

設計に用いる降雨強度、降雨量は、各地の気象台、測候所における観測資料などを参考にして決めると良い。

〔解 説〕

- (1) 降雨強度式を用いて、舗装表面からの溢流の有無などの確認を行う場合、降雨強度式の求め方の詳細は、「道路排水工指針」に示されているので参考にすると良い。なお、降雨強度を求めるための降雨確率年は本ハンドブックの範囲では、1年確率を標準とする。
- (2) 東京都における透水性舗装は、都区内の河川及び下水などの設計に用いられている降雨強度40～50mm/hrの雨水の全浸透を一つの目安としている。

いま、設計に用いる降雨強度を50mm/hrとすると、雨水を浸透させるために必要な舗装の透水能は、ある時間降雨が継続し、舗装表面からある深さまで飽和したとし、ダルシーの法則が適用できるものと仮定すれば、

$$v=KI$$

ここに、 v ：雨水の浸透速度 (cm/sec)

K ：透水係数

I ：動水勾配

で与えられる。また、動水勾配 $I \cong 1$ であるから、

$$v \cong K$$

となる。したがって降雨強度を50mm/hrとする

と、浸透速度 $v \cong 1.4 \times 10^{-3}$ cm/sec、すなわち透水係数 1.4×10^{-3} cm/secの透水能が舗装体そのものに必要となる。

また、路床の浸透速度を 5×10^{-4} cm/sec、舗装体の平均空隙率を15%と仮定し、50mm/hrの降雨を透水するために必要な舗装厚は式

$$H=(0.1i-3600q)100t/60V$$

(t ：降雨継続時間(min))より

$$H=(0.1 \times 50-3,600 \times 5 \times 10^{-4}) \frac{60}{60 \times 0.15}$$

$\cong 22$ cm となる。

○路床の浸透速度

路床の浸透速度は下記方法に従って求めるとよい。(路床の現場透水試験方法(案))

1. 適用範囲

この試験方法は、雨水の路床への浸透能を判定するため、現場における最小浸透速度の測定に適用する。

2. 試験用器具

- (1) 図-5に示す現場浸透試験器
- (2) JIS A1203 (土の含水量試験方法)に規定する試験用具

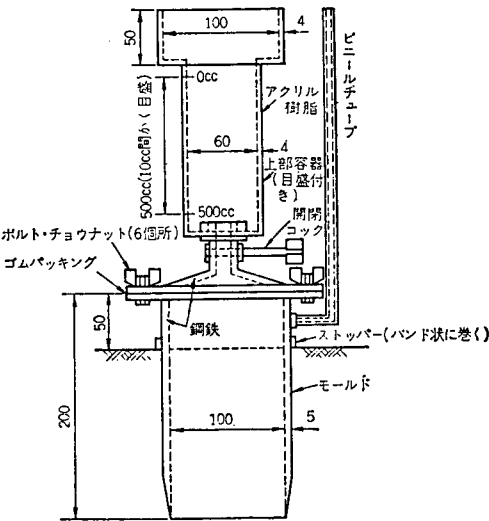


図-5 現場浸透試験器略図

3. 試験方法

- (1) 現場浸透試験器の下部モールドを、表面を平らにした路床中に鉛直に押し込む。
このときモールド内の路床上にヒビ割れが生じたり、モールド壁面と土との間に隙間が生じた場合には再度この操作を繰り返す。
- (2) 試験器の上部容器をモールドに取り付け、開閉コックを閉じたまま容器上端まで水を入れる。
- (3) 開閉コックを開いた後、15、30秒、1、2、4、6、10、15、30分、1、2…時間経過後の浸透量 Q (cm³) を目盛により読み取る。この場合、開閉コックを開き水を流し込む際にスタンドパイプを利用してモールド内の空気を抜くように注意する。
- (4) 所定時間の途中で目盛管の水がすべて浸透するような場合は、500 (cm³) 流出時の時間を測定して記録する。
- (5) モールドを押し込んだ付近の土の含水量を測定し、それを測定前の含水比として記録する。
- (6) 試験終了後、モールド内の上、中、下部の含水量を測定し、その平均をもって試験後の含水比とする。

4. 試験結果の整理

- (1) 各測定時間に対する浸透量 Q (cm³) をモールドの断面積 A (cm²) で除した値を単位面積当たりの浸透量とし、浸透速度 V (cm/sec) は次式により求める。

$$V = \frac{\Delta q}{\Delta t}$$

ここに Δq : 各測定時間間隔ごとの単位面積当たりの浸透量 (cm)

Δt : 測定時間間隔 (sec)

- (2) 浸透速度 V (cm/sec) を普通目盛の縦軸に、時間 t (sec) を対数目盛の横軸にとって(1)で整理した値をプロットし、時間 t が十分大きくなって V が一定値を示したときの値を最小浸透速度 V_c (cm/sec) とする。なお V が一定値を示さないような場

合は解説に示すカーブフィッティング法を利用する。

○舗装厚の設計

- (1) 歩道舗装は、表層 3 ~ 4 cm、路盤 10cm を標準とする。
- (2) 車道その他の舗装は、設計 CBR と表-1 の交通区分により表-2 に示す舗装厚を標準として決定する。

表-2 設計 CBR と舗装厚の標準

設計CBR 交通区分	1.5~ 2.0	2.1~ 3.0	3.1~ 5.0	5.1~ 7.0	7.1~ 10.0	10.0 以上
1	40	30	23	18	15	10
2	50	40	30	25	20	15

○舗装各層の厚さ

(1) 歩道

歩道舗装の各層の厚さは本文 3-2 の図-2 に示すとおりとする。表層はマーシャル安定度 400kg 以上の透水性アスファルト混合物を用い、路盤には修正 CBR20 以上で 0.4mm ふるい通過分の PI が 6 以下の材料を使用する。

(2) 車道その他

- (2)-1 表層は 4 ~ 5 cm とし、マーシャル安定度 500kg 以上の透水性混合物を用いる。

- (2)-2 上層路盤はクラッシャーランを使用する場合、厚さ 7 ~ 12cm を標準とし、修正 CBR60 以上で 0.4mm ふるい通過分の PI が 4 以下の材料を使用する。また透水性アスファルト処理混合物を用いる場合は、厚さ 5 ~ 6 cm を標準とし、マーシャル安定度 250kg 以上の材料とする。

- (2)-3 下層路盤の厚さは、舗装厚より表層と上層路盤との合計厚を差し引いたものとする。材料は歩道舗装の路盤に準拠する。

3. 材料

透水性舗装の主要材料は、通常の舗装同様骨材と瀝青材料である。骨材は、一般に地方

的産物で多種多様であり、骨材の品質や粒度は、舗装の性状に大きな影響を及ぼす。特に透水性舗装用材料の場合、雨水を直接受けるので、その選定に当たっては慎重でなければならない。

○フィルター層用材料

フィルター層用材料には砂を使用する。その粒度は表-3に示すものが望ましい。

表-3 フィルター層用材料（砂）の粒度

項 目	規 定
0.074mmふるい通過量	6%以下

○路盤材料

(1)歩 道

歩道用路盤材料には、クラッシャーランまたは単粒度碎石を使用する。一般には JIS A5001に規定されるクラッシャーランのうち、C-20あるいはC-30を使用することが望ましい。

修正 CBR は20%以上、0.4mmふるい通過分の PI は6以下でなければならない。

(2)車道その他

車道その他に用いる路盤材料は、クラッシャーランまたは透水性アスファルト処理混合物を使用する。クラッシャーランは、JIS A5001に規定されたものを用いる。クラッシャーランの修正 CBR は下層路盤で20%以上、上層路盤で60%以上とする。また、0.4mmふるい通過分の PI は下層路盤で6以下、上層路盤では4以下とする。

透水性アスファルト処理混合物の標準粒度範囲を表-4に、またその性状を表-5に示す。

表-4 透水性アスファルト処理混合物の標準粒度範囲

ふるい目の開き (mm)	通過重量百分率 (%)
30	100
25	95~100
20	90~100
13	25~ 85
5	10~ 45
2.5	10~ 25
0.3	4~ 16
0.74	2~ 7
アスファルト量 (%)	2.5~4.5

表-5 透水性アスファルト処理混合物のマーシャル特性値及び透水係数

項 目	特 性 値
安定度 (kg)	250以上
フロー値 (1/100cm)	20~40
空隙率 (%)	12以上
透水係数 (cm/sec)	1.0×10^{-2} 以上

使用するアスファルトは、JIS K2207、石油アスファルトのストレートアスファルトであって、その品質は日本道路協会規格に適合したものでなければならない。

○表層用材料

●アスファルト

使用するアスファルトは、JIS K2207石油アスファルトのストレートアスファルトであって、その品質は日本道路協会規格に適合したものでなければならない。

車道その他において、より高い耐久性が必要とされる場合は、プレミックス、またはプラントミックスタイプのゴム入りアスファルト、更に樹脂入りアスファルト等の改質アスファルトを使用することも必要である。

●骨 材

粗骨材は、碎石、玉砕、砂利、スラグ等を使用し、清浄、強硬、耐久的であり、細長いあるいはうすっぱらな石片、ゴミ、泥、有機物などの有害量を含んでいてはならない。粗骨材の材質は表-6に示す。

表-6 粗骨材の材質

項 目	規 定
比 重 (表乾比重)	2.45以上
吸水量 (乾燥重量百分率)	3.0%以下
すりへり減量	30.0%以下

細骨材は、砂あるいはスクリーニングスを使用し、清浄、強硬、耐久的であり、ゴミ、泥、有機物などの有害量を含まないものでなければならない。

石粉は、主として石灰岩粉末を使用するが、はく離防止対策を行う必要がある場合は、消石灰またはセメントを併用することが望ましい。

●表層用混合物

透水性舗装の表層用アスファルト混合物は表-7に示す粒度範囲及びアスファルト量を標準とする。

表-7 標準粒度範囲

ふるい目の開き (mm)	通過重量百分率 (%)
20	100
13	95~100
5	20~36
2.5	12~25
0.3	5~13
0.074	3~6
アスファルト量 (%)	3.5~5.5

●配合設計の方法

透水性アスファルト混合物の配合設計は、マーシャル試験、アスファルト膜厚の計算及び試験練りによって行うものとする。

マーシャル試験による特性値及び透水係数は、表-8を標準とする。

表-8 透水性アスファルト混合物の特性値及び透水係数

項 目	特 性 値		備 考
	歩 道	車 道	
安定度 (kg)	400以上	500以上	突固め回数は表、裏各50回とする。
フロー値(1/100cm)	20 ~ 40		
空隙率 (%)	12 以上		
飽和度 (%)	40 ~ 55		
透水係数 (cm/sec)	1.0×10 ⁻² 以上		

4. 施工

透水性舗装が一般のアスファルト舗装と異なる点は、透水機能を有することである。したがって、路床、フィルター層、路盤、表層の各層施工に当たっては、透水機能をさまたげないように種々の条件を考慮し、作業を進めることが必要である。

なお、ここに示されていない事項については、関連する要綱、指針等によるものとする。

○施工計画

施工計画は、透水性舗装の機能、特長を発揮するように立案しなければならない。

○路床

路床面は所定の形状に極力乱さないよう平

坦に仕上げなければならない。

○フィルター層

フィルター層は厚さが均等になるように敷きならし、小型ブルドーザなどで整正、転圧する。

○路盤

(1)歩 道

路盤は、所定の形状になるよう小型ブルドーザまたは人力によって材料分離を起こさないよう注意して敷きならす。

締固めは、適切な密度と透水能が得られるよう最適含水比付近で小型ローラまたはソイルコンパクタにより行う。

(2)車道その他

(2)-1 下層路盤

下層路盤は、一般にクラッシャーランを使用し、所定の形状になるように小型ブルドーザまたはモータグレーダにより均一に敷きならし、タンデムあるいはマカダム及びタイヤローラなどで、所定の密度と透水能が得られるように最適含水比付近で締め固める。

(2)-2 上層路盤

上層路盤にクラッシャーランを用いる場合は、下層路盤に準じて行う。

また、透水性アスファルト処理混合物を使用する場合は次項に準じて行う。

○表 層

●混合及び運搬

混合及び運搬は、一般の加熱アスファルト混合物と同様に取り扱うことができるが、透水性アスファルト混合物は以下のことに留意する。

- (1) ドライヤーにおける骨材の加熱及び混合温度には、十分注意しなければならない。
- (2) 冬期施工あるいは長距離の運搬をせざるを得ない場合、混合物の保温には特に注意しなければならない。

●敷きならし

- (1) 人力による敷きならしを行う場合は、混合物が温度低下しないうちに速やかに敷き

ならしを行い、また、材料分離が起これないように注意しなければならない。

- (2) フィニッシャによって敷きならす場合、人力による修正を行うと表面性状が変わり、均一な仕上がりとならないので注意を要する。

●締固め

(1)歩 道

- (1)-1 振動ローラとプレートを使用し、敷きならしが終わり次第初期転圧を始める。
(1)-2 2次転圧は、振動をかけてなるべく長い区間を連続して転圧するようにし、平坦性を確保する。

- (1)-3 人力で敷きならす場合は、温度低下が激しいので転圧は迅速に行う必要がある。

(2)車道その他

- (2)-1 転圧には、主としてタンデムローラを使用するが、マカダムローラまたはタイヤローラを使用することもある。
(2)-2 初期転圧は、混合物が変位を起こしたり、ヘアカラックを生じない限りできるだけ高い温度で行う。
(2)-3 2次転圧は、初期転圧に引き続いて十分に行う。
(2)-4 仕上げ転圧はローラマークを消せるうちに行う。

表-9 品質管理の基準

工 種		項 目	頻 度	標準的な管理の限界
歩 道	路 床	—	—	—
	フ ィ ル タ ー	厚 さ 粒度 (0.074mmふるい)	随 時 随 時	6 %以下
	路 盤	高 さ 厚 さ	20mごとに1箇所 20mごとに1箇所	± 5 cm - 4.5cm
	表 層	厚 さ 温 度 粒度 (2.5mmふるい) 粒度 (0.074mmふるい) アスファルト量 締固め度 外 観 透水性* (現場透水試験)	20mごとに1箇所 随 時 1 ~ 2 回/日 1 ~ 2 回/日 1 ~ 2 回/日 1,000m ² ごとに1 ~ 2 回 随 時 1,000m ² ごとに1 ~ 2 回	- 0.9cm — ± 12% ± 5 % ± 0.9% 90%以上 — 400ml/15sec以上
	路 床	ブルーフローリング	随 時	—
	フ ィ ル タ ー	厚 さ 粒度 (0.074mmふるい)	随 時 随 時	— 6 %以下
車 道 そ の 他	下 層 路 盤	高 さ 厚 さ 締固め度	20mごとに1箇所 20mごとに1箇所 随 時	± 5 cm - 4.5cm 93%以上
	上 層	クラッシャーラン 厚 さ 含水比 締固め度	20mごとに1箇所 随 時 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所	- 3 cm — 93%以上
車 道 そ の 他	透 水 性 アスファルト 処 理 路 盤	厚 さ 温 度 粒度 (2.5mmふるい) 粒度 (0.074mmふるい) アスファルト量 締固め度	20mごとに1箇所 随 時 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所	- 2 cm — ± 15% ± 6 % ± 1.2% 93%以上
	表 層	厚 さ 温 度 粒度 (2.5mmふるい) 粒度 (0.074mmふるい) アスファルト量 締固め度 外 観 透水性* (現場透水試験)	20mごとに1箇所 随 時 1 ~ 2 回/日 1 ~ 2 回/日 1 ~ 2 回/日 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所 随 時 1,000m ² ごとに1 ~ 2 箇所	- 0.9cm — ± 12% ± 5 % ± 9 % 94%以上 — 400ml/15sec以上

*測定方法は、日本道路公団アスファルト舗装追跡調査要領による。

● 継 目

- (1) 透水性舗装では、横継目、縦継目及び構造物との接触部が特に舗装の弱点となるおそれがあるので、十分締め固め、密着させなければならない。
- (2) 継目部に段差ができないように、余盛などあらかじめ検討しておくが良い。

5. 品質管理及び検査

透水性舗装は、その透水効果を勘案し、施工に当たっては特に使用する材料が所要の品質を有するかを確認し、施工時には必要に応じて品質管理試験を行い、常に注意と観察を怠らず、入念に施工しなければならない。

また、工事終了後は仕様書などの規定を満

足しているかどうかを確かめておかねばならない。

○ 品質管理

透水性舗装工事において、品質管理の対象とすべき項目と頻度及び規格値は表－9を標準とする。透水性舗装工事の品質及び出来形がこの基準に適合するように十分な管理を行うと良い。

○ 検 査

舗装工事の終了時またはその過程において、舗装が設計図書や仕様書を満足するものであるか否かを判断する出来形及び品質の合格判定値は表－10、11のとおりとする。

表－10 出来形の合格判定値

工 種		項 目	個 々 の 測 定 値	10個の測定値の平均 $\bar{x}_{10}$	
歩 道	路 盤	高 さ	± 5 cm以内	－	
		厚 さ	－4.5cm以内	－2.0cm以内	
車 道 そ の 他	表 層		厚 さ	－0.9cm以内	－0.3cm以内
	下 層 路 盤		高 さ	± 5 cm以内	－
			厚 さ	－4.5cm以内	－2.0cm以内
	上 層	クラッシャーラン	厚 さ	－ 3 cm以内	－1.2cm以内
		透水性アスファルト混合物処理路盤	厚 さ	－ 2 cm以内	－0.8cm以内
	表 層		厚 さ	－0.9cm以内	－0.3cm以内

表－11 品質の合格判定値

工 種			項 目	$\bar{x}_{10}$	$\bar{x}_5$	$\bar{x}_3$
歩 道	表 層		粒度 (2.5mm)	± 8 以内	± 7.5以内	± 7.0以内
			粒度 (0.074mm)	± 3.5以内	± 3.5以内	± 3.0以内
			アスファルト量	± 0.55以内	± 0.5以内	± 0.5以内
			締固め度	92 以上	92 以上	92.5以上
車 道 そ の 他	上 層 路 盤	クラッシャーラン	締固め度	95 以上	95.5以上	96 以上
		透水性アスファルト 混合物処理路盤	粒度 (2.5mm)	± 10 以内	± 9.5以内	± 8.5以内
			粒度 (0.074mm)	± 4 以内	± 4 以内	± 3.5以内
			アスファルト量	－ 0.8以上	－ 0.8以上	－ 0.7以上
			締固め度	95 以上	95.5以上	96.5以上
車 道 そ の 他	表 層	粒度 (2.5mm)	± 8 以内	± 7.5以内	± 7.0以内	
		粒度 (0.074mm)	± 3.5以内	± 3.5以内	± 3.0以内	
		アスファルト量	± 0.55以内	± 0.5以内	± 0.5以内	
		締固め度	96 以上	96 以上	96.5以上	

尚、本ハンドブックの目次は次の通りである。

目 次

1. まえがき	1
2. 概 説	3
2-1 透水性舗装	3
2-2 透水性舗装の適用範囲	4
2-3 透水性舗装の効果	4

2-4 透水性舗装の問題点	6
3. 構造設計	9
3-1 概 要	9
3-2 舗装の構成	11
3-3 設計の条件	12
3-3-1 交通量	14

3-3-2	設計 CBR	16	5-6-1	混合及び運搬	38
3-3-3	降雨強度, 降雨量	16	5-6-2	敷きならし	39
3-3-4	路床の浸透速度	17	5-6-3	締固め	39
3-4	舗装厚の設計	19	5-6-4	継 目	41
3-5	舗装各層の厚さ	20	6.	品質管理及び検査	43
4.	材 料	23	6-1	概 説	43
4-1	概 説	23	6-2	品質管理	44
4-2	フィルター層用材料	23	6-3	検 査	46
4-3	路盤材料	24	付録-1	透水性歩道舗装工事仕様書例	49
4-4	表層用材料	27	付録-2	路床の現場浸透試験方法(案)	54
4-4-1	アスファルト	27	付録-3	透水性舗装の現場透水試験方法(案)	61
4-4-2	骨 材	27	付録-4	締め固めた透水性アスファルト混合物の密度試験方法(案)	66
4-4-3	表層用混合物	28	付録-5	路盤材料の透水試験方法(案)	70
4-4-4	配合設計の方法	30	付録-6	透水性アスファルト混合物の透水試験方法(案)	76
5.	施 工	33	付録-7	関連する試験方法の一覧表	79
5-1	概 説	33	付録-8	降雨量に関する資料	81
5-2	施工計画	33	付録-9	東京都における透水性歩道舗装の追跡調査	86
5-3	路 床	36			
5-4	フィルター層	37			
5-5	路 盤	37			
5-6	表 層	38			

2 貯留型雨水抑制手法に関する最近の調査研究

1. 雨水貯留施設の費用便益分析の例(その2)

1. はじめに

都市化流域の総合治水対策では、積極的な河川改修および流域の遊水機能の保全に加えて、開発に伴う保水機能の低下を補うための雨水貯留施設の設置が行われるようになってきている。雨水貯留施設は、河川改修および遊水機能の保全とあいまって治水効果を発揮するものであり、その効果を河川改修の場合と同

様の手法により評価すれば、雨水貯留施設を総合治水対策の一手段として明確に位置づけることができると考えられる。

治水対策の効果は、一般に流量に関する検討により評価され、費用便益分析により経済的な妥当性が副次的に評価されている^{1)~4)}。前者は水理・水文学的な評価であり、後者は費用便益分析による評価と呼ばれている。雨水貯留施設の水理・水文学的な評価に関しては、その検討事例も多く、手法もほぼ確立されたと考えることができる(ただし、浸透型雨水貯留施設については今後調査研究が必要であ

る)。一方、雨水貯留施設の費用便益分析による評価に関しては、前報(「雨水貯留施設の最近の動向」, 土木研究所資料No1579, 1980)で報告されたもの以外、ほとんど見うけられない。しかし、前報において述べたように、雨水貯留施設の費用便益分析は、総合的治水対策を検討する上で有用な情報を提供しうることから、総合治水特定河川の一つであるA川を対象とし同様の事例検討を行ってみた。以下にその概要および主な結果を報告する。

2. 費用便益分析手法^{1)~5)}

一般に、治水対策の費用便益分析には、その対策の実施前と実施後の降雨流出解析・氾濫解析および被害解析が必要である。これらの解析手法は、文献1)~4)において詳細に述べられているので参照されたい。雨水貯留施設の評価では、雨水貯留による流出抑制をどのように見積るかがポイントである。本調査では、雨水貯留施設による流出抑制を図-1, 2に示したようにしてモデルに組み込んだ。すなわち、雨水貯留施設は新規開発区域に設置され(したがってその区域が雨水貯留施設の集水区域となる)、その区域に降

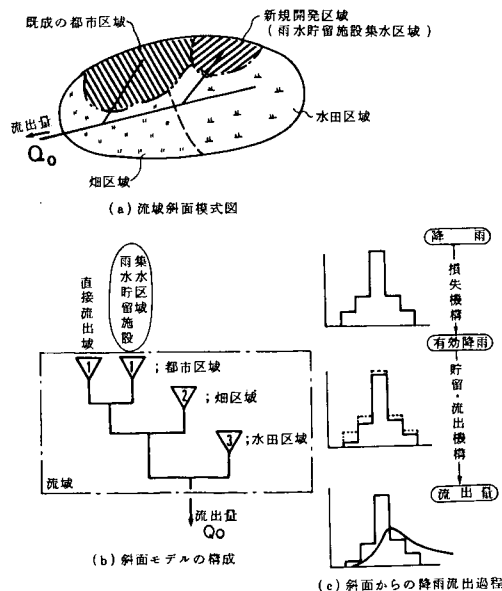


図-1 雨水貯留施設の流出モデルへの組み込み(概念図)

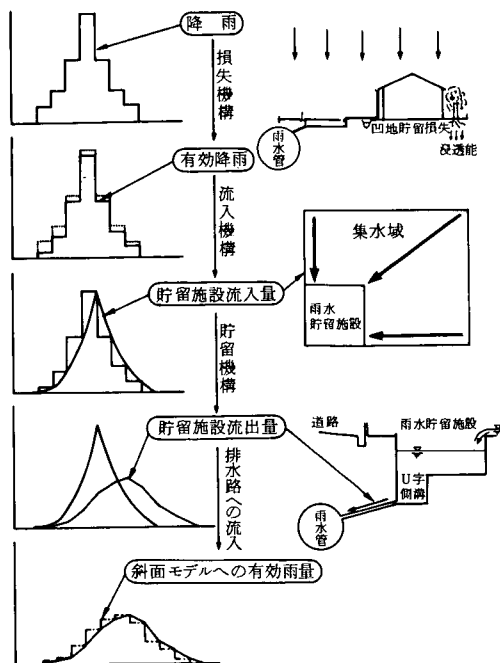


図-2 雨水貯留施設の集水区域からの流出モデル(概念図)

た雨は雨水貯留施設により流出が抑制される。雨水貯留施設を経た後の降雨流出量を斜面からの流出を計算する際の有効降雨とする。雨水貯留施設の集水区域以外に降った雨については、通常の修正RRL法の有効降雨モデルを採用した。^{3),4)}

雨水貯留施設は新規開発区域に設置されるものとしているので、一つの流域斜面からの流出計算は図-1のようになる。また、雨水貯留施設の集水区域に降った雨は、図-2に示される過程を経て流出することになる。

雨水貯留施設の集水区域の取り扱いを除いては、流出・氾濫解析および被害解析は河川改修の評価の場合と全く同様である。^{1),6),7)}

雨水貯留施設の費用便益比B/C(あるいは純便益 ΔB)は以下のようにして算定することができる。

雨水貯留施設による保全便益Bは次式で与えられる(図-3参照)

$$B = \int_{t_1}^{t_1+T} (\bar{D}_0 - \bar{D}_1) dt \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\bar{D} = \int_{F_0}^{\infty} p_r(F) \cdot D(F_0, F, S) dF \quad \dots\dots\dots(2)$$

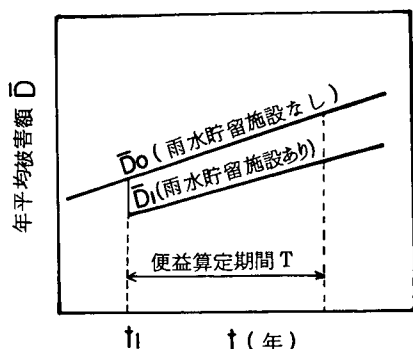


図-3 年平均被害額図

ここに、 $P_r(F)$: 外力 F の発生確率密度関数、 $D(F)$: 外力 F に対応する被害額、 F_0 : 無被害最大外力、 S : 被害ポテンシャルである。

また、 $\bar{D}_0$ および $\bar{D}_1$ は t_1 年における現在価値で与えられているものとする。²⁾

一方、雨水貯留施設にかかる費用 C は施設費用 (用地は買入しないものとする) C_0 と維持・管理費 M との和である。

$$C = C_0 + \int_{t_1}^{t_1+T} M \, dt \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 C_0 および M は t_1 年における現在価値に変換されているものとする。

雨水貯留施設の費用便益比 B/C は式(1)、(2)の比あるいは年便益と年費用との比で与えられる。純便益 ΔB は、 $B - C$ あるいは (年便益) - (年費用) で与えられる。

3. 対象流域の概要、解析モデル

1) 対象流域の概要

対象としたA川流域では、急激な都市化に対して治水対策が立ち遅れたことにより、洪水被害が頻繁に生じるようになってきている。このため、総合治水特定河川の一つに指定されており、積極的な河川改修に加えて、遊水池および雨水貯留施設の設置が計画されている。したがって、都市化流域に設置される雨水貯留施設の効果を知る上で最も適した流域であるといえる。対象流域の流域面積は約50km²で

ある。

対象流域の土地利用状況は、昭和30年、40年、50年のデータを用い、ロジスティック曲線により85年まで外挿することにより推定した。得られた結果の一例として、雨水貯留施設の集水区域および容量と関連する宅地面積の推移を図-4に示した。また、流域斜面モデルの諸定数は流域の土地利用状況に合わせて設定した⁷⁾。

2) 解析モデル

解析に用いたモデルは以下のようなものである。

- ① 降雨モデル: 降雨強度・継続時間曲線より作成された中央集中型確率降雨モデル²⁾。
- ② 有効降雨モデル: 水田、畑、既成市街地については修正RRL法の有効降雨モデル²⁾、新規開発区域 (雨水貯留施設の集水区域) については図-2および図-5に示したモデル。
- ③ 斜面モデル: 貯留関数モデル⁷⁾。
- ④ 河道モデル: 貯留関数モデル (上流) および不定流モデル (下流)⁷⁾。
- ⑤ 氾濫解析モデル: 河道および氾濫原を一体とした一次元流モデル (ロッターの式により平均粗度を算定)⁷⁾。

②~⑤の各モデル (ただしモデル②の新規開発区域のものは除く) は既往の洪水データにより検証されている⁶⁾。

降雨流出解析および氾濫解析では、図-6に示したように流域および河道を分割した。

氾濫原の資産調査では、総理府統計局のメッシュ統計データ (1km²単位) をもとに、1/2メッシュ (0.25km²) ごとの一般資産 (家屋、家財、事業所) および農作物資産 (水田、畑) の値を求めた (図-7参照)。得られた資産データと治水経済調査要綱に示される被害率とを用いて水位-被害額曲線を定め、氾濫水深から洪水被害額が求まるようにした。

氾濫解析の結果および浸水深—被害額曲線
を図-8, 9に例示した。

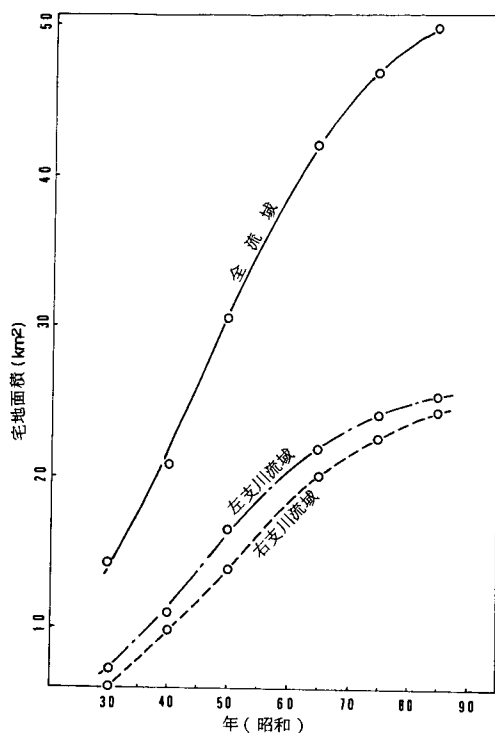
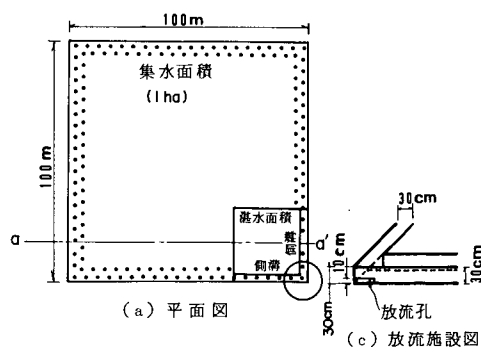


図-4 宅地面積の経年変化



注) 諸元

集水面積A	1ha
集水面積 A_r	0.1ha
A_r / A	10%
側溝L	62.95 m
側溝容量V	5.67 m³

図-5 雨水貯留施設のモデル図 (1 ha 当り)

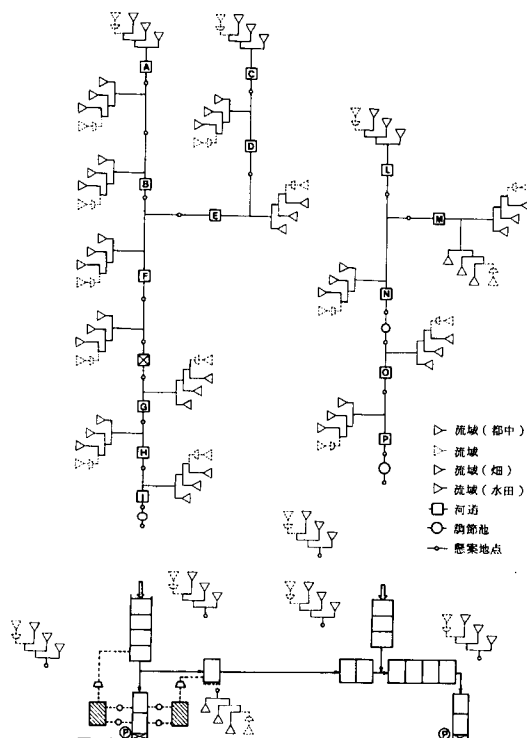


図-6 流域および河道分割図

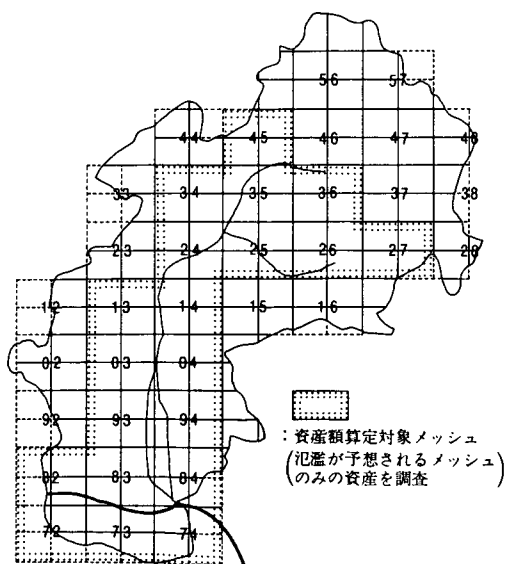


図-7 資産調査メッシュ (左支川の例)

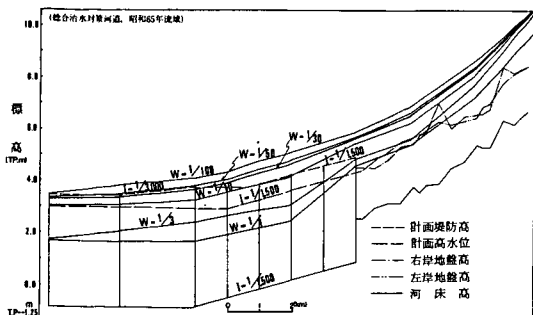


図-8 氾濫解析結果(水位縦断面図)
—左支川の例—

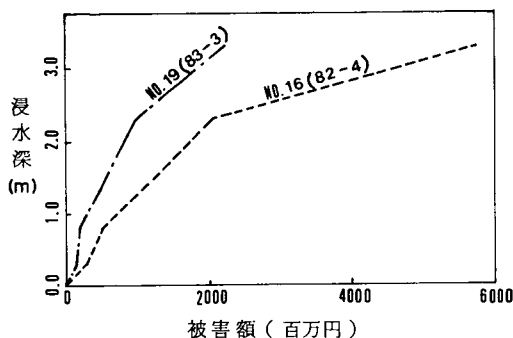


図-9 浸水深～被害額曲線(No.16, 19の例)

4. 雨水貯留施設の規模および費用

雨水貯留施設は、新規開発区域(雨水貯留施設の集水区域)において1ha当り550m³(図-4参照)のものが設置されるとした。また、雨水貯留施設からの放流孔は、50mm/hr降雨強度の雨に対して最も効果的にピーク流量をカットする大きさに設定した。雨水貯留施設の容量および費用は表-1のとおりである。費用については、最も高価と考える場合および既設のものの平均的費用とした場合の二通りのものを設定した。

5. 計算ケースおよび計算結果

雨水貯留施設の費用便益分析のために行った計算ケースは表-2のとおりである。それらの計算から得られた結果を表-3および図-10に示した。

表-1の費用および図-8(あるいは表-3)の被害額を用いて費用便益比B/Cおよび

表-1 雨水貯留施設の容量および費用

	昭和65年	昭和75年
雨水貯留施設 集水区域面積(km ²)	3.93 (393ha)	6.23 (623ha)
総貯水容量 (m ³)	216,150	342,650
工事費単価(円/m ³)	48,000 3,000	48,000 3,000
概算工事費(百万円)	10,375 645	16,447 1,028

注1) 工事費単価の上段は最も高価な一般居住地の48,000円/m³とした場合、下段は既往の施設の平均費用3,000円/m³とした場合である。

参考 (樹木に囲まれた居住地 20,000円/m³)
(独立建物地域 2,000円/m³)

注2) 昭和56年および75年時点の新規開発区域に550m³/haの雨水貯留施設をそれぞれ設置した場合の値である。

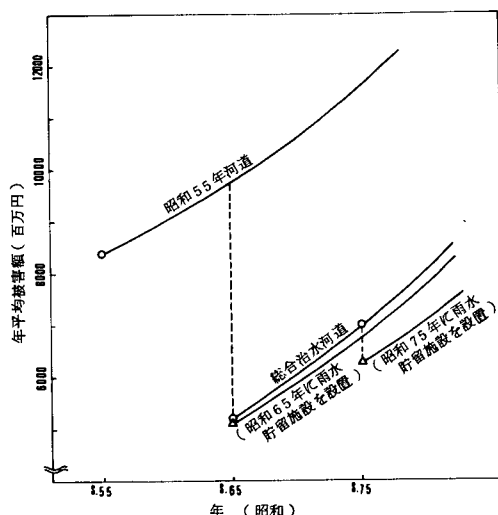


図-10 年平均被害の変化

純便益△Bを求めると以下ようになる。

1) 昭和65年に設置した場合(年便益、年費用での評価)

$$\cdot B = 5,213 - 5,117 = 96 \text{ (百万円/年)}$$

$$\cdot C = 10,375 \times 0.0506 + 10,375 \times 0.005 \\ = 576.9 \text{ (百万円/年) (維持管理費)}$$

$$\text{(又は)} \\ = 645 \times 0.0506 + 645 \times 0.005 \\ = 35.9 \text{ (百万円/年)}$$

ここに、耐用年数を40年に設定した。また、費用については48,000円/m³の場合と3,000円/m³の場合とについて算定した(以下同様)。

表-2 計算ケース

流域状況		超過確率	1/1	1/3	1/10	1/30	1/50	1/100
時点	雨水貯留施設放流孔規模	河道状況 降雨規模	30mm/hr	50mm/hr	75mm/hr	90mm/hr	95mm/hr	100mm/hr
現況	—	現況河道	○	○	○	○	○	○
昭和65年	—	総合治水河道	○	○	○	○	○	○
昭和75年	—	総合治水河道	○	○	○	○	○	○
昭和65年	50mm/hr 対応	総合治水河道	—	○	○	○	○	○
昭和75年	50mm/hr 対応	総合治水河道	—	○	○	○	○	○

注) —は雨水貯留施設を設置しないことを示す。

表-3 雨水貯留施設による被害軽減額

(百万円/年)

		年平均被害額	被害軽減額
S.65年	雨水貯留なし	5,212.6	95.7
	50mm/hr対応	5,116.9	
S.75年	雨水貯留なし	6,993.6	606.7
	50mm/hr対応	6,386.9	

したがって、B/C および ΔB は以下のようになる。

$$\cdot B/C = 0.166 \text{ or } = 2.67$$

$$\Delta B = B - C = -480.9 \text{ or } = 60.1$$

(昭和75年に設置した場合)

$$B = 6,994 - 6,387 = 607 \text{ (百万円/年)}$$

$$C = 10,375 \times 0.0506 + 10,375 \times 0.005 = 577 \text{ (百万円/年)}$$

(又は)

$$= 1,028 \times 0.0506 + 1,028 \times 0.005$$

$$= 57.2 \text{ (百万円/年)}$$

したがって

$$B/C = 1.05 \text{ or } = 10.6$$

$$\Delta B = B - C$$

$$= 30 \text{ (百万円/年)}$$

$$= 550 \text{ (百万円/年)}$$

② 施設の費用を最も高価と考えられる48,000円/㎡に設定すると、昭和65年に設置するものは約0.2となり1以下であった。一方、昭和75年に設置するものは約1となった。

③ 対象流域で設置される施設は、開発に対して義務づけられるものであり、開発による流出増によって下流の被害が増大することを防ぐためのものである。したがって、費用便益費が1以上であれば、開発による外部不経済の内部化という観点からはその施設の妥当性があるといえる。雨水貯留施設の費用は3,000～48,000円/㎡の間にあると考えられるので、同流域の雨水貯留施設の費用便益分析でみた妥当性は十分大きいと推定される。

④ 費用が既設のものの平均値に近い場合には、雨水貯留施設の費用便益比は昭和65年に設置するもので約3、昭和75年に設置するもので約12と大きい。したがって、そのような雨水貯留施設は、河川改修あるいは遊水地等の対策とともに、効率的な治水対策の一つとして位置づけられよう。

6. 結語

雨水貯留施設の効果を費用便益分析により評価した。その結果、以下のことが明らかになった。

① 施設の費用を既設のものの平均値3,000円/㎡に設定すると、費用便益費 B/C は昭和65年に設置する施設で約3、昭和75年に設置する施設で約11となった。したがって、この場合には費用便益分析でみた施設の効果は十分期待しうる。

参考文献

- 1) 山口高志・吉川勝秀・角田学：都市化流域における洪水災害の把握と治水対策に関する研究、土木学会論文報告集、No313, 1981
- 2) 山口高志・吉川勝秀・角田学：治水計画の策定および評価に関する研究(I)、土木研究所報告、No156, 1981
- 3) 吉野文雄・吉川勝秀：土地利用の変化に起因する洪水災害変化の分析と治水対策

の評価, 土木技術資料, Vol. 22, No.2, 1980

- 4) T. Yamaguchi, K. Yoshikawa: On Flood Damage Analysis and Planning of Countermeasures, Report of the Public Works Research Institute (to be published)
- 5) 建設省河川局: 治水経済調査要綱 (1968~'80) および水害統計 (1962~'78)
- 6) 建設省土木研究所総合治水研究室: 洪水危険地図作成および雨水貯留施設の費用便益分析, 1982
- 7) 吉野文雄・吉川勝秀・中島輝雄: 流域の都市化に起因する洪水災害の変化, 第25回水理講演会論文集, 1981

2. 防災調整池における効果の評価

1. はじめに

流域の開発あるいは都市化の進展に伴って、流出機構が変化したことにより、河川の治水安全度が著しく低下したことは衆知の事柄である。流出機構の変化、即ち流出量の増大やピーク流量の尖鋭化等に対処する方策として河川改修が進められていることは無論であるが、増大した流出量を流域に一時滞留させる施設として雨水貯留施設等による流出抑制がとり上げられ実施されている。この流出抑制施設は、実績が豊富な「貯留型」と最近調査研究が進められている「浸透型」に分けられる。ここでは貯留型に含まれる防災調整池について検討した。

現在、全国で大規模宅地開発やミニ開発等

による、流域からの流出増が問題とされ、住宅・都市整備公団あるいは民間ディベロッパー等の開発者により、暫定的手段として防災調整池が築造されている。しかし、この防災調整池の機能把握は、未だ十分には行われていない現状にある。

そこで、土木研究所では、千葉県松戸市内の旧日本住宅公団・牧の原団地内に築造された防災調整池を対象に、その機能評価及び調節効果の検討を行ったので、ここに報告するものである。

2. 防災調整池の概要

対象区域は、千葉県内を流れる真間川の支川である国分川上流に位置し、松戸市郊外にある牧の原団地である。この流域の土地利用状況は住宅、学校が大部分を占めており、流域面積23.2haのうち防災調整池が占める面積は約1.3haである(図-1)。図-2-1のようにこの調整池の構造は二段式になっており、下段の第一調整池は、水深が約0.6mまで常時湛水している。上段の第二調整池は、通常グランドとして使用され、第一調整池の水深が約3.1mを超える出水があった場合、接続管から流入し貯留するしくみになっている。

次に、調整池への流入・流出形態についてみると、図-2-2のような構造となっている。流入部は、二ヶ所あり、一方は第一調整池へ内径2.0mの雨水管が、他方は第二調整池へ内径1.8mの雨水管がそれぞれ接続されている。また、流出部は、第一調整池内に排

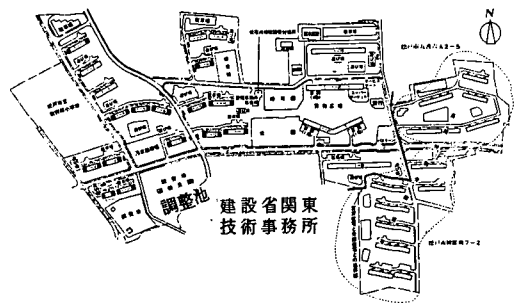


図-1 牧の原団地と調整池の平面図

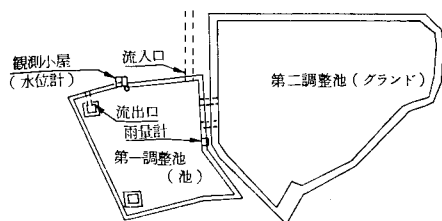


図-2-1 調整池の平面図

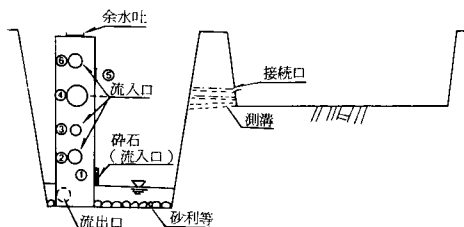


図-2-2 調整池の断面図

水塔が二ヶ所あるが、一方の排水塔は現在閉鎖状態にあり、他方の排水塔より排水が行われる構造となっている。この排水塔には6個の流出口と余水吐が設けられており、この排水塔へ流入した雨水が内径0.9mの雨水管により調整池の外へ放流される。

貯留容量については、第一調整池の水深が約3.1mで9,100m³、さらに水深が上昇すると第二調整池へ雨水が流入し、総貯留量は19,300m³となりこの時、第一調整池の底からの水深は約4.8mに達する。

3. 観測内容及び流出・流入量の計算手法

この調整池内の観測施設において、転倒マス式雨量計及び触針型水位計を用い、雨量並びに池内水深を測定している。これらのデータを用いて、この調整池の調節効果を把握するために、流出量 (Q_{out}) 及び流入量 (Q_{in}) を以下に示す手法により算定した。

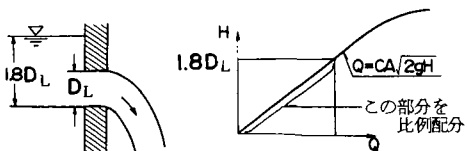


図-3-1 流出量 (Q_{out}) を求めるための概要図

* D_L : 図-2-2 ①～⑥の流入口の内径

流出量 (Q_{out}) は、実測により求めた水深～流出量 ($h \sim q_{out}$) 曲線及びオリフィス公式を用いて求めた値によって水深～流出量 ($H \sim Q_{out}$) 曲線を作成し、これを用いて算定した(図-3-2)。図-2-2の排水塔の流出口①では、水深～時間 ($H \sim T$) 曲線の低減部分より $h \sim q_{out}$ カーブを作成し、 $1.8D_L$ 以上の水深についてはオリフィス公式の流量係数

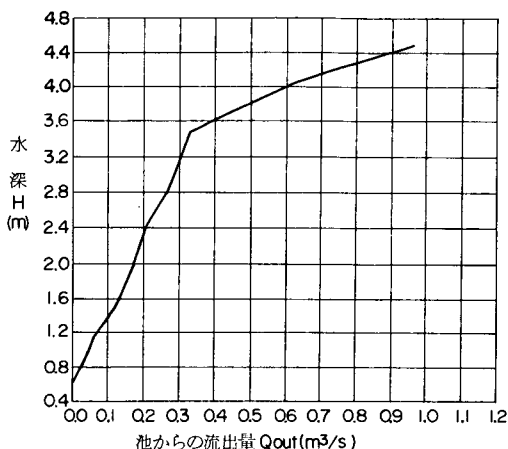


図-3-2 水深～流出量 ($H \sim Q_{out}$) 曲線

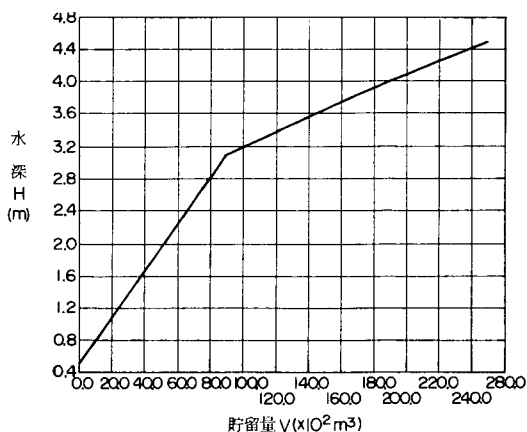


図-4 水深～貯留量 ($H \sim V$) 曲線

を推定して、流出量の式を導いた。また、水深が $1.8D_L$ 以下については、実測より求めた $h \sim q_{out}$ カーブから、 $Q = f(H)$ によって流出量を比例配分した(図-3-1)。次に②～⑥では、調整池の水深が $1.8D_L$ 以上についてはオリフィス公式を用い、流量係数は一般値0.6として流出量を求めた。さらに $1.8D_L$ 以下の

水深における流出量は、 $Q=f(H)$ により比例配分した(図-3-1)。

次に流入量(Q_{in})は、池内の水深変化より水深～貯留量($H \sim V$)曲線(図-4)を作成し、一方池の貯留量の変化は、池内への流入量と池からの流出量の差により以下のように表わせることから

$$\Delta V = (Q_{in} - Q_{out}) \cdot \Delta T \cdots \cdots (1)$$

$$\therefore Q_{in} = \frac{V_2 - V_1}{\Delta T} + Q_{out} \cdots \cdots (2)$$

$H \sim V$ カurve及び(2)式を用いて求めた。

4. 調整池の効果の評価結果

1) 個々の降雨に対する機能評価

既往降雨に対する調整池の効果を整理すると、図-5、6になる。図-5では、この降

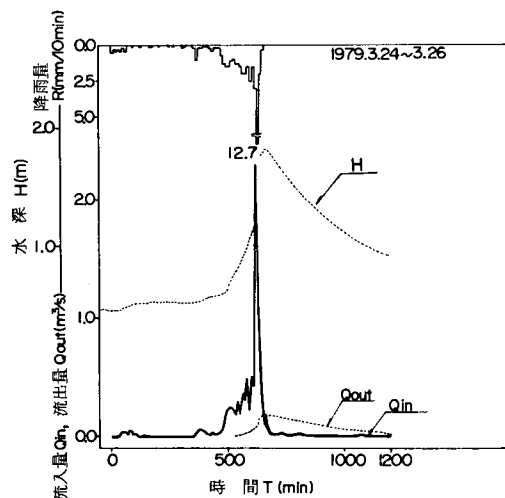


図-5 調整池の機能評価例(1)

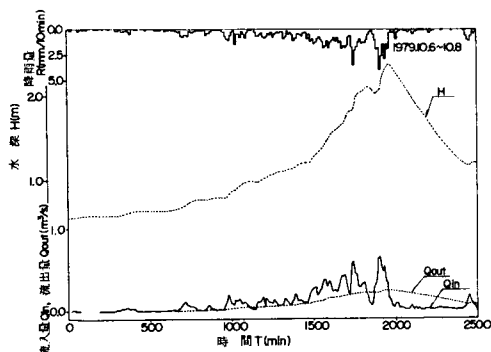


図-6 調整池の機能評価例(2)

雨波形がシャープなため調整池の効果が顕著に表われている。この図より、ピーク流量のカットを目的とした調整池の効果は、十分に発揮されていたことが判った。さらに調整池によるピーク雨量に対するピーク流量の低減効果についてみると、降雨強度76.2mm/hrの降雨に対して、ピーク流入量は2.3m³/sで、ピーク流出量は約0.2m³/sとなっており約2.1m³/sの流量が調整池によりカットされたことが判る。

次にフラットな波形で長時間にわたり降雨が降り続いた場合の結果を図-6に示す。

以上の事より、この調整池では、シャープな降雨波形の場合と比較するとフラットな降雨波形に対する調節効果が相対的に小さいことが判断される。

2) 主要降雨に対する機能評価

個々の出水について、調整池の調節効果をグラフに整理し評価を行ったところ以下の結果が得られた。

10分間及び20分間最大降雨量に対する調節効果では、ピーク流入量は対象降雨量の増加とともに増大するが、ピーク流出量は最大降雨量7mm付近を境に安定し、それ以上の降雨に対してはほぼ一定となる傾向が見られた(図-7、8)。これは、排水塔の流下能力によるものと思われる。

次にこれらのピーク流入量を基にして、この区域での流出係数を合理式により推定した

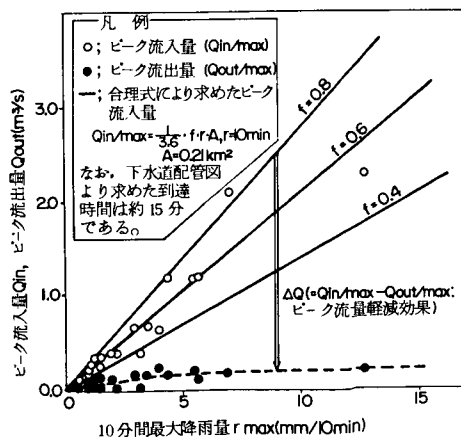


図-7 主要出水に対する調節効果の統一評価

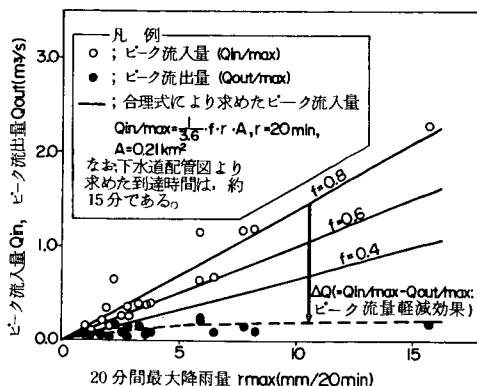


図-8 主要出水に対する調節効果の統一評価

結果、 $F=0.6$ 付近と予想された。

なお、今回この調整池の機能評価に用いた主要降雨は小規模なものであったが、今後は大規模降雨に対する調整池の効果の把握が必要であると考えている。

5. 中央集中型降雨に対する調整池の計算による効果の推定

1) 調節効果の計算手法

これは、降雨に中央集中型波形を用い、調整池への流入量を修正 RRL 法により算定し、一方池からの流出量は、貯留量の変化より池内水深を算定して図-3-2の $H \sim Q_{out}$ カーブから求めた(図-9)。なお、今回用いた $H \sim Q_{out}$ カーブは、小規模出水による観測値をもとにして作成したものである。このため、大規模降雨における調節効果の推定で

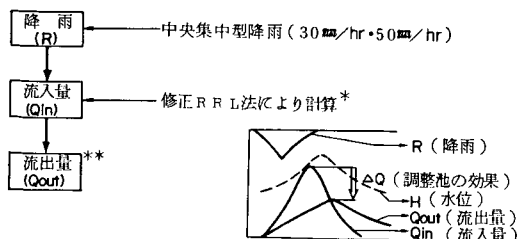


図-9 計算の概要

は、再度、 $H \sim Q_{out}$ カーブを検討し修正する必要があるが、観測の機会が少ないため、水理模型実験による確認が望まれる。

修正 RRL 法は、入力した降雨から流域の保

水能力を差し引いて有効降雨を求めた後、下水管あるいは排水路の長短による洪水の到達時間の遅れを考慮して流入ハイドロを算出し、最後に流域での貯留量(下水管内の貯留)を考慮して流出ハイドロ(調整池への流入量)を求める手法である(図-10)。

2) 修正 RRL 法によるモデルの検証

ここでは、個々の出水に対して実測データより作成した流量ハイドロ(Q_{in})の波形を基にして、モデルのパラメータを設定し検証を行った。パラメータの設定には、真間川流域で推定された値に充分配慮すると共にこの流域の特性を考慮した結果、表-1に示す値が得られた。これより昭和54年3月24日、10月

* 修正 RRL 法によって Q_{in} を計算する流れ (フローチャート)

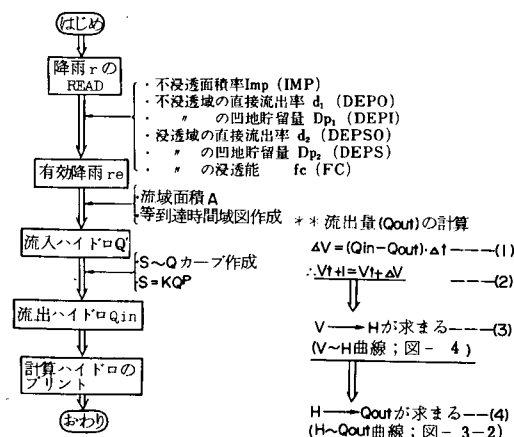


図-10 修正 RRL 法の概要

表-1 修正 RRL 法のパラメータ

不浸透面積率 Imp (IMP)	0.395
" の 直接流出率 d_1 (DEPO)	0.0mm
浸透域の " D_{p1} (DEPI)	0.0mm
不浸透域の凹地貯留量 d_2 (DEPSO)	2.0mm
浸透域の " D_{p2} (DEPS)	6.0mm
" の浸透量 f_c (FC)	3.0mm
流域面積 A	0.20879km ²
等到達時間域面積	
等到達時間	面積
0' 00" ~ 5' 00"	a_1 0.1026km ²
5' 00" ~ 10' 00"	a_2 0.1044km ²
10' 00" ~ 15' 00"	a_3 0.00179km ²

・ S ~ Q カーブ

$S = KQ^P$ (簡便法で推定)

K, P (定数), $K=0.245$, $P=0.7$

(注) 四角のワケで囲んだものは、計測したもの。

それ以外は、一般的な値を設定した。

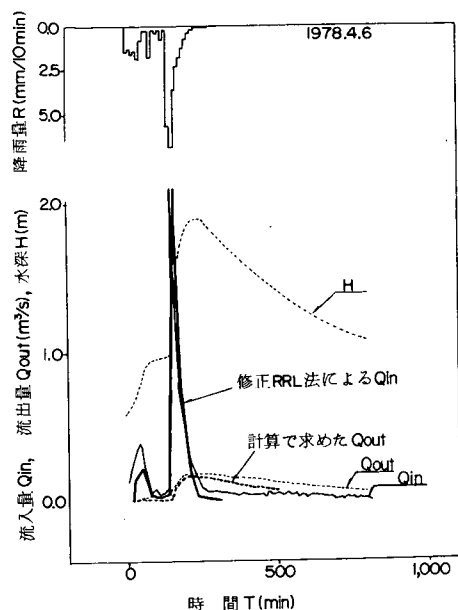


図-11 モデルの検証(1)

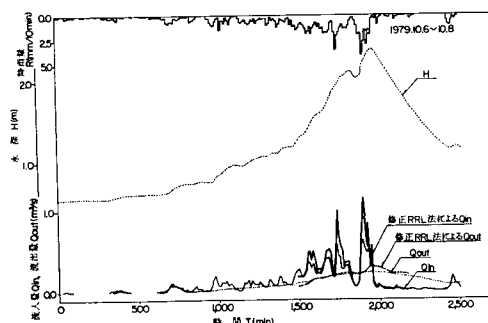


図-12 モデルの検証(2)

6日の出水は、図-11, 12になり調整池への流入量(Q_{in})では、実測より求めた流入量(Q_{in})に比べ全体に少し大きめの値になっているが、流出量(Q_{out})では流入量(Q_{in})と反対の結果が得られた。しかし、流入波形を比較すると相似形となっておりほぼ妥当な結果が得られたものと思われる。

3) 中央集中型降雨に対する調節効果の推定
土木研究所では、この調整池に観測施設を設けて雨量と池内水深を5年間測定してきたが、小規模なデータしか得られておらず大規模な降雨に対する本調整池の調節効果は確認されていない現状にある。そこで、修正 RRL

* 中央集中型降雨波形；東京中央气象台資料により作成。

法によるモデルを用いて、中央集中型降雨に対する調整池の調節効果を推定した結果を図-13に示す。なお、中央集中型波形*の降雨強度は、①30mm/hr, ②50mm/hr の2ケースとした。

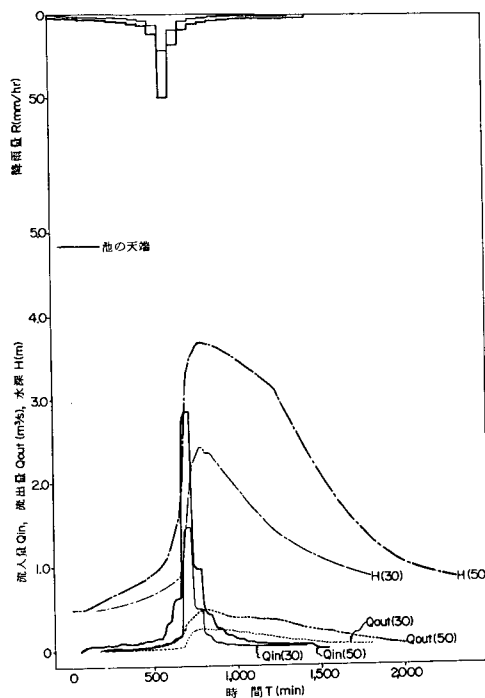


図-13 中央集中型降雨に対する機能評価例

表-2 中央集中型降雨に対する効果の推定結果

降雨強度	ピーク流入量 (Q_{in})	ピーク流出量 (Q_{out})	ピークカット率	ピーク水位 (H')
30mm/hr	1.45 m³/s	0.24 m³/s	83%	2.42m
50	2.85	0.47	83	3.65

上記の検討より、表-2に示す結果が得られた。

6. まとめ

今回の検討より、この調整池の機能、効果について以下の結果が得られた。

- ① 実績降雨（ピーク降雨、12.7mm/10min）に対する出水では、調整池の効果をピーク流入量のカット率で評価すると約92%であった。
- ② 主要降雨に対する調整池の機能評価では、ピーク流入量は降雨量の増加とともに増加

するが、ピーク流出量は最大降雨量 7 mm/10~15min 付近にて安定した。

- ③ 中央集中型降雨に対する調節効果を推定した結果、降雨強度 30, 50mm/hr の降雨に対する出水では、ピーク流入量のカット率は約 83% であった。

今後は今回用いた H~Qout カーブに、排水塔における流出口のモグリオリフィスによる流量の低減及び余水吐の H~Qout カーブを考慮して実測の大規模降雨に対する機能評価を行い、再検討する予定である。

最後に、用地及び資料を提供していただいた、現住宅・都市整備公団の関係者各位に感謝の意を表する次第である。

3. 雨水調整施設とその対応施策

1. はじめに

下水道として、雨水の流出量を制限または調整する方策としては、一時貯留又は地下浸透による方法が考えられ、地下浸透による方法は、本文第 2 章 5-3) で述べたので、本市で採用している雨水調整池について述べる。

(1) 雨水調整池

雨水の流出を一時的に貯留させ、調整放流可能な掘込式の構造、施設で、宅地造成を目的とした開発面積が 0.5ha 以上の場合に設置

指導をしているほか、浸水地域の解消のため市でもこの方策を採っている。

① 計画及び構造基準

a' 計画基準

(a) 洪水のピーク流量の算定

洪水のピーク流量は、ラショナル式によるものとする。

$$Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A$$

Q: 洪水のピーク流量 (m³/sec)

f: 流出係数

r: 降雨継続時間における平均降雨強度 (mm/hr)

A: 集水面積 (ha)

(b) 流出係数は 0.8 を標準とする。

(c) 計画対象降雨

下水道計画における降雨強度曲線 (1/15 確率) を用い、降雨継続時間に対応する降雨強度とする。

$$r_i = \frac{4,500}{t_i + 28} \text{ (mm/hr)}$$

r_i: 降雨継続時間 t_i に対応する降雨強度 (mm/hr)

t_i: 降雨継続時間 (min)

(d) 許容放流量は、雨水調整池下流の現況流下能力に対応し定める。

(e) 容量の算定方法

開発後における洪水のピーク流量を、雨水調整池下流の現況流下能力に対応する許容放流量まで、調整するために必要とする容量とする。

$$V \text{ (m³)} = (r_i - \frac{r_c}{2}) \times 60 \times t_i \times f \times A \times \frac{1}{360}$$

r_i: 降雨継続時間に対応する降雨強度

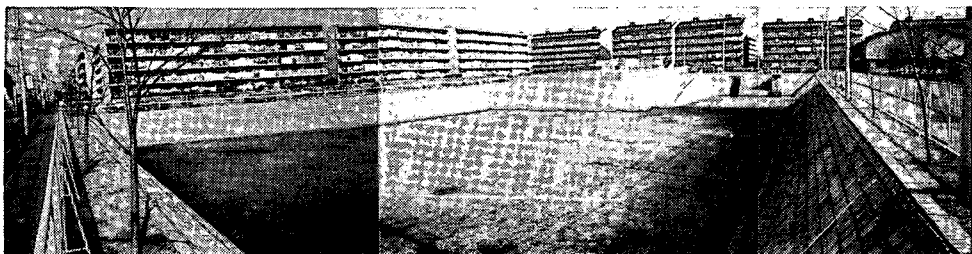


写真-1

r_c : 下流許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr)

$$r_c = 360 \times \frac{q}{t}$$

q : 許容放流量 (m^3/sec)

t_i : 降雨継続時間 (min)

$$t_i = \sqrt{\frac{4,500 \times 28}{\frac{r_c}{2}}} - 28$$

A : 集水面積 (ha)

(注) 上式は自然流下方式の場合であり、ポンプ排水の場合は $r_c/2$ を r_c に置き換えるものとする。

(f) オリフィスからの放流量

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

Q : 放流量 (m^3/sec)

C : 流量係数 0.61

a : オリフィスの断面積 (m^2)

g : 重力加速度 9.8 (m/sec^2)

h : 計画高水位からオリフィス中心までの水深 (m)

b 構造等の基準

(a) 設置の位置は、原則として開発区域内において公園と隣接した位置とする。

(b) 計画高水位以上の余裕高は、原則として 30cm 以上とする。

(c) 流入施設は、流入水により施設の損傷を防護するため、減勢工や保護工等を施すものとする。

(d) 放流施設

放流口は、原則として完全オリフィスによる自然調整方式とし、計画高水位の時に下流許容放流量に調節するものとする。

また、自然放流が不可能な水位以下の貯留量に対しては、自然放流が可能な高さにオリフィスを設置し、ポンプ排水方式とする。

(e) 放流付帯施設

放流を適正に維持するため、スクリーン、土砂留、水抜孔等の付帯施設を設けるものとする。

(f) その他の施設

施設の維持管理上、安全柵、水位標、

階段、説明板を設けるものとする。

② 雨水調整池建設に伴う問題点

市が浸水地域の解消のため当面における暫定対策として設置した雨水調整池や、民間の開発行為における雨水の一時貯留を目的として設置した雨水調整池については、次のような課題が提起されつつある。

ア) 民間の開発行為にあっては、開発面積に対し雨水調整池用地の占めるウエイトが高く、設置後の雨水調整池は市に帰属することとなるので、建築基準法にもとづく建ぺい率との関係で問題がある。そのため設置場所は、開発区域内の公園予定地に隣接した位置に指導し、公園の低床化による一時貯留及び公園または調整池内に立穴式の浸透施設を併用するなど、調整池面積をできるだけ少なくし計画基準を達成するよう努力している。

イ) 急激な都市化によって浸水地域が多発した関係もあって、布設した雨水管はいずれも土被り、流下能力の面で問題があり、許容放流量を小さくせざるを得ない状況にあるので調整池規模が大きくなる。この場合の許容放流量の算定にあたり困難な面が多く、また、ポンプ排水によるオリフィス構造となるケースが多いため維持管理面で問題がある。

ウ) 既存の住宅団地内に設置指導した雨水調整池及び過去に設置した雨水調整池は住民管理となっているので、固定資産・都市計画税及び維持管理経費について住民負担となっている。しかし固定資産・都市計画税については、土地の評価額の算定にあたり考慮しているものの、維持管理経費の公費負担については今後の課題となっている。

2. 公共下水道事業における雨水対策の事例

(1) 緑が丘・陽光台雨水調整池

本市の公共下水道は相模川流域関連公共下水道として進めているが、昭和55～56年度の

整備区域（254ha）は河川から遠く離れている。しかもその放流先となる河川は、市内で唯一の清流が保たれ、その清流を利用したつり堀りや淡水魚の増殖試験施設などが連なっている。そのため、下水道の雨水排除にあたっては、整備区域に隣接して大規模な雨水調整池を2か所建設し調整放流することとした。なお、この施設設計にあたっては、晴天時にサッカー、ラクビー、野球及び地域広場として広くその利用が図れるよう配慮し、二段式や一部地下式構造とした。そのうち、緑が丘雨水調整池はすでに完成しその機能を果しているが、陽光台雨水調整池については昭和58年3月に完成する見込みである。これら雨水調整池の概要は次のとおりである。

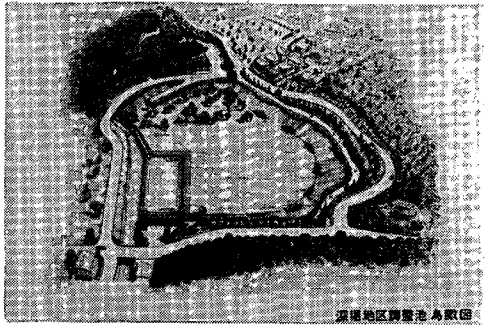
表－1 雨水調整池の概要

項 目	陽光台雨水調整池	緑が丘雨水調整池
流域面積（ha）	109	37
面 積		
調整池全体面積（㎡）	2,2350	10,000
うち調整池面積（㎡）	17,320	10,000
調整容量（㎡）	36,200	20,500
雨水計画値	下水道計画基準 5年確率（51mm/hr）	左 同
型 式	掘込一部地下式	掘込二段式
調整方法	自然方流	ポンプアップ
深 さ（m）	約 4	約 4（下段）
法 面	1：2～1：3	1：0.5～1：0.7
施 工		
投入管口径（mm）	φ2,600	φ1,800
流出管口径（mm）	φ1,000	φ 600
事 業		
用地取得費（百万円）	953	404
建設工事費（百万円）	554	241
費 計（百万円）	1,057	645

(2) 深堀雨水調整池

本市の南部地域は、近年開発によって本市内で最も市街化された地域であり、公共下水道事業を昭和57年度から着手する予定である。

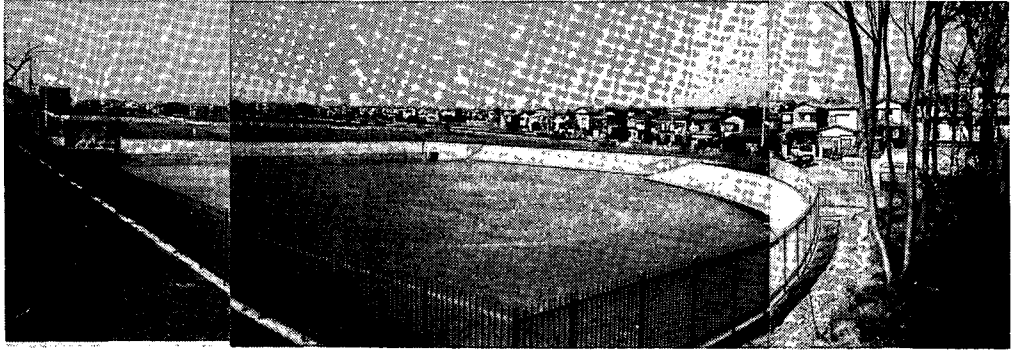
しかし、公共下水道整備にあたりその流末となる既設の都市下水路の下流部分は、トンネル構造で現況流下能力では対応できないため検討が必要となった。その再改修は、施工、経済的な面で事実上困難視されるため、雨水排除にあたっては次の事由により雨水調整池を建設し対応することとした。



写真－3

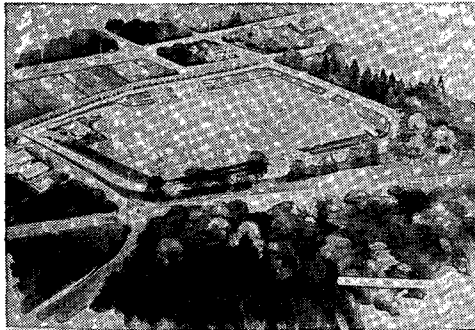
- ① 新設トンネル直上は、一般住宅や国道16号などがあり地元対応の面で困難視される（工事の困難性）。
- ② 新設トンネル案は、調整池案より直接工事費が高い（経済性）。
- ③ 調整池とした場合、市民のスポーツ、レクリエーション広場と兼用できる（多目的利用の可能性）。
- ④ 境川流域総合治水対策事業との関連で、市域は保水地域として指定されているのでその精神に合致する。

計画にあたっては河川基準と下水道基準の比較検討を行なったが、最終的には下水道基準を採用することとした。また、その流域内



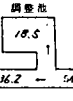
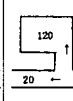
写真－2

において雨水浸透施設等による雨水流出抑制策を積極的に進める必要もある。



写真－４

表－２ 下水道基準と河川基準による計画諸元比較表

種 別		河 川 基 準		備 考	
		下水道基準 (A案)	トンネル増設案 (B案) 調整池増設案 (C案)		
計 画 の 基 準	計 画 規 模	5年 年間雨量 51.1 mm (1)	30年 年間雨量 74.2 mm (1.5)		
	平均流出係数 (f)	0.55 (1)	0.79 (1.4)		
	到達時間 (te)	51.3 分	38 分		
	計画流量 (Qp)	54.7 m ³ /sec (1)	140 m ³ /sec (2.6)		
計 画 流 量 配 分				B案は直径 6.2mのトン ネルが必要で ある。	
	単位: m ³ /sec				
	配 分	恒常係数 n = 0.015 余裕高 2 割 Q = 36.2 m ³ /sec (1)	恒常係数 n = 0.023 余裕高 15% の空面積 Q = 20 m ³ /sec (0.6)		
	調 整 池	調 整 容 量	27,000 m ³ (1)		44,000 (1.6) 57,000 (21.1)
利 用 水 深		1.9 m	4.5 m	38.0 m	
	工 事 費	7.2 億円 (1.0)	16.3 億円 (2.3)	9.56 億円 (1.33)	
長 所	① 現用地内で調整 効果をあげること ができて工事費 が小さい。 ② 多目的利用可能	① 調整効果は A 案 より大	① 調整効果は A 案 より大		
	—	① 新設トンネルが 必要とき工事 費が大 ② 多目的利用困難	① 掘削費が低くなり、施工困難で 工事費が大、現 実的に建設不可 能。 ② 多目的利用不可 能		

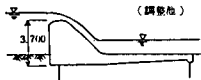
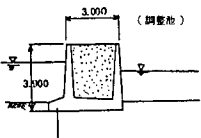
(図 () 内の値は下水道基準を 1 とした時の比率である。

3. 雨水調整池の設置状況と維持管理の実情

(1) 設置状況

市街地の浸水被害軽減のため設置されている雨水調整池は、工事中のものを含めると50か所、貯留量は約21万9千m³となる。このうち調整池の晴天時利用が可能な施設は11か所

表－３ 深堀地区調整池計画諸元

種 別		計 画 諸 元		単位 (m)	
位 置		神奈川県相模原市上鶴間3丁目			
使 域 面 積		6.30 km ²			
計 画 規 模		1/5、年間雨量 51.1mm、流出係数 f=0.55			
計 画 流 量 配 分		18.5 m²/sec ↑ 深堀路道 36.2 m²/sec 54.7 m²/sec			
調 整 池 計 画	洪水時満水位	H.W.L. T.P.717.10			
	洪水調整容量	V=27,000 m ³			
	洪水面積	A=1 140 m ²			
構 造 形 式	総 体 部	型 式	重 力 式		
		堤頂高	T.P. 710.00		
		堤 高	2.000		
	非 対 称 式	型 式	鉄筋コンクリート 逆 T 型		
		堤頂高	T.P. 726.00		
		堤 高	3.900		
		堤頂幅	3.000		
		余 裕 高	1.000		
	放 水 口 設 計	型 式	オリフィス		
		呑 口 断 面	正方形 0.800 × 0.800		

である。このうち、市が設置した雨水調整池は18か所、貯留量は約16万8千m³で、全体貯留量に対し77%となっている。また、土地の所有関係は、用地取得等により市有地としたものが全体面積に対し66%である。また、民間の開発行為により設置された調整池は32か所、貯留量は約5万1千万m³で全体貯留量の23%となる。これらはいずれも、浸水被害を未然に防止するといった雨水流出抑制の面からその効果を発揮している。

上記の表は雨水調整池の設置状況を示したものであるが、その他雨水調整施設については民間の開発行為や公共施設の建設の際土地利用の許される範囲で、たて穴式雨水浸透施設等を設置している。とくに学校建設の場合は、校庭の低床化等により雨水の流出抑制に努めている。

表－４ 雨水調整池設置状況

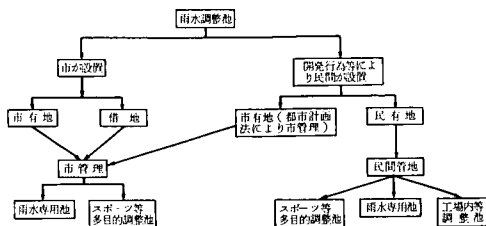
区 分		項 目	か所数	土地面積 (m ²)	調整容量 (m ³)	備 考
市 管 理	市 が 設 置		18	81,535	167,842	77
	開発行為等により民間が設置		14	9,105	16,011	?
民間管理	民間 が 設 置		18	18,878	34,837	16
計			50	109,518	218,690	100

(昭和57年度末見込み)

※ 土地の所有関係
市有地：59,533 m²
借 地：31,107 m²

(2) 維持管理の実情

雨水調整池の管理形態を大別すると、民間管理と市管理に区分される。その管理体系を図示すると次のとおりとなる。



市管理の雨水調整池については、その機能を常に良好な状態に維持し、安全性を確保するため、「雨水調整池管理要綱」(表-5 参照)を定め管理しているが、市が設置した大規模な施設については、晴天時利用の面で公園として位置づけ、管理体制を整える必要性も提起されつつあり今後検討すべき課題と考えている。

4. おわりに

雨水調整池は、市街地での広範囲にわたる浸水被害の軽減を図ることを目的として設置したものが多く、雨水浸透施設は局地的な道路かん水等による浸水被害の解消と、浸水被害の未然防止といった機能のため設置しているものといえる。また、雨水調整池は広大な

面積を必要とするのに対し、浸透施設は地下構造となるので土地の上部利用が図れるといった特性がある。

いずれにしても、相模原市の場合、相模野台地の急激な都市化によって雨水の流出量が年々増大し、凹地部において多くの浸水被害が発生した。このような都市災害から市民生活を守るため、緊急課題としてその対策に追われた関係もあって研究不足の面が多い。とくに雨水浸透施設については、すでに開発行為等により多くの施設が設置されているので、これらの現地調査を十分行ない維持管理面での行政指導をさらに研究し、初期の目的を達成できるよう努めなければならないと考えている。

雨水流出抑制の行政は、下水道と河川とが密接な関係にあり、また地下水の涵養といった分野にまで及ぶ都市問題として重要な課題である。とくに都市化によって都市河川は、雨天時には氾濫を起し、また晴天時には地下水の枯渇による維持用水が減少したところに生活排水等が流れこみ河川汚濁が進んだため、これら都市河川が実質上下水路のようになっている。このように都市河川が市民に愛されなくなり、親しみが持たれなくなった今日では、都市における雨水はできるだけ流域内に貯留し、大地に浸透させるというシステムの開発が必要であることを痛感している。

表-5

雨水調整池管理要綱

(趣旨)

第1条 この要綱は、雨水調整池(以下「調整池」という。)の機能を常に良好な状態に維持し、その安全性を確保するために必要な事項を定める。

(定義)

第2条 この要綱において、次の各号に掲げる用語の意義は、それぞれ当該各号に定めるところによる。

- (1) 調整池 雨水による浸水被害の軽減を図ることを目的として、主として市街地又は河川に隣接して設置した、築堤式又は掘込式のものをいう。
- (2) 管理者 別表に掲げる調整池を管理する下水道管理者及び河川管理者をいう。

(3) 施設 調整池及びゲート、ポンプ、安全柵その他の付属物をいう。

(調整池台帳)

第3条 管理者は、次に掲げる事項を調整池台帳に記載し、管理の明確化を図るものとする。

- (1) 調整池の所在、地目及び地積
- (2) 調整池の平面図及び構造図
- (3) 調整池の容量及び貯留方法
- (4) 調整池用地の権利関係
- (5) 前各号に掲げるもののほか、調整池の管理上必要とする事項

(接続の制限)

第4条 調整池には、下水の直接放流及び接続は認めないものとする。ただし、河川に隣接して設置した調整池にあっては、この限りではない。

(施設の巡回及び施錠)

第5条 管理者は、調整池を巡回し、施設の点検及び危険の排除に努め、必要に応じて降雨時の貯留量を測定するものとする。

2 管理者は、施設の機能を保全するため施設に施錠し、鍵を保管しなければならない。この場合において、第10条に規定する連絡員等に保管させることもできる。

(施設の清掃等)

第6条 管理者は、調整池の機能の維持及び衛生管理に努め、必要に応じてしゅんせつ、清掃及び除草を行なうものとする。

(施設の補修等)

第7条 管理者は、施設に破損が生じたときは、速やかにその安全性を確保するための措置を講じなければならない。

(ポンプ等の保守点検)

第8条 ポンプ等を備える調整池にあっては、年1回以上ポンプ等の保守点検を行うものとする。

(管理の委託)

第9条 管理者は、調整池の管理の一部を自治会その他の団体に委託することができる。

2 前項の規定により委託することができる事項は、次の各号に掲げるものとする。

- (1) 施設の巡回及び点検
- (2) 軽易な清掃及び除草
- (3) その他施設の管理上、管理者が必要と認める事項

3 管理を委託する場合は、覚書を締結するものとする。

(連絡員)

第10条 管理者は、施設の管理上必要と認める場合は、次に掲げる事項に関する業務のため連絡員を設けることができる。

- (1) 施設の点検及び損傷箇所等の報告
- (2) 調整池の貯留状況の報告
- (3) 前各号に掲げるもののほか必要と認める事項

(目的外使用)

第11条 管理者は、調整池の目的を妨げない範囲において、市民、公共機関又は公共的団体等に使用させることができる。

2 管理者は、次の各号のいずれかに該当する場合は、前項の使用を認めないものとする。

- (1) 公の秩序を害し、又は善良な風俗を乱す恐れがあると認められるとき。
- (2) 施設を損傷し、又はその機能を妨げる恐れがあると認められるとき。
- (3) 前各号に掲げるもののほか、管理者において適当でないと認めるとき。

3 調整池の使用については、相模原市市有財産例(昭和 39 年相模原市条例第 34 号)、同条例施行規則(昭和 40 年相模原市規則第 57 号)及び相模原市市有財産事務取扱規程(昭和 36 年相模原市訓令番 7 号)の定めるところによる。

(委任)

第 12 条 この要綱に定めるもののほか、調整池の使用に関し必要な事項は、別に定める。

附 則

この要綱は、昭和 55 年 12 月 1 日から施行する。

附 則

この要綱は、昭和 56 年 2 月 1 日から施行する。

2547 1878 3127 3809 2545 4624 4614 2948 4562 3209
地下浸透を考慮した流出抑制
法の開発実験に関する報告書
4301 1711 2834 2919

土研資料 第1767号
昭57年3月(1982)

4015 2331 1670 2445 1941 5162 1938 2445 3589 4617
キーワード 地下浸透型流出抑制法, 井戸法, 拡手法, 各戸貯留,
透水性舗装, 総合治水対策, 費用便益分析

要旨

流域の持つ保水機能を高めるため, 地下浸透を考慮した雨水流出抑制
法の開発実験結果及び計算による施設の評価について述べたものである。
又, 雨水貯留施設の治水効果を明確にするため, 費用便益分析を行った
結果についても述べた。

郵便はがき

切手を貼って
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

総合治水研究室 行

No.

配布先氏名

配布先住所

No.

土木研究所資料第1767号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

