

土 木 研 究 所 資 料

雨水浸透施設の流出抑制効果に関する研究

平成6年3月

建設省土木研究所
河川部 都市河川研究室

Copyright © (1994) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料

第3242号 1994年 3月

雨水浸透施設の流出抑制効果に関する研究

室 長 栗城 稔

研究員 坂野 章

研究員 海野 仁*

小林 裕明

田中 義人

要旨

本報告書は、雨水浸透施設の機能の評価手法を確立する目的で、関東ローム層を対象に浸透施設の浸透能力評価手法について検討するとともに、浸透施設の流出抑制効果を評価する数値モデルを作成し、実験地における流出抑制効果を評価したものである。浸透施設の機能評価では、種々の条件のもとで浸透実験を行い、浸透能力評価の一般化について検討した。また、浸透施設の流出抑制効果の評価では、浸透施設の効果が降雨波形、降雨強度などにより異なる点が把握された。

キーワード：浸透施設、静水圧の総和、最終浸透量、流出抑制効果、降雨波形、降雨強度

*現、インドネシア国派遣

はじめに

昭和30年代からのわが国の高度経済成長は、人口及び産業の都市への急激な集中を招き、大都市周辺はもちろん、ほぼ全国的に活発な宅地開発が進められ、これらにより都市域は急速に拡大されていった。このような都市化によって都市としての基盤が整備され、そこに住む人々の生活の利便性は著しく向上した。しかし、一方では都市化は雨水の不浸透域の拡大につながり、それらの土地がかつて有していた保水機能や遊水機能を著しく低下させることとなった。つまり流出機構が変化し降雨時の流出量の増大や流達時間の短縮により、下流部の低平地や都市域での水害、いわゆる都市型水害の危険度が増大してきた。この対策として、古来から河道改修を中心とする線的な改修が進められてきたが、これには巨額の集中投資や工事に長期間を要し、さらに用地事情の逼迫等により、都市河川流域の治水安全度を効率的に高める事が困難となってきた。

したがって以上のような都市化の進展に伴う諸問題に対処するためには、通常の河川改修と併せて、流域において保水及び遊水機能を確保することが必要である。雨水貯留浸透施設の整備は、このような総合的な治水対策において極めて重要な役割を果たすものである。

また、雨水貯留浸透施設は、河川への流出抑制のほか地下水涵養の効果も期待でき、地下水位低下の対策にも効果を発揮し、枯渇しつつある湧水の回復、河川平常流量の確保にも役立つものである。これまで河川管理者は「河川を改修することによって河川の表情がなくなってしまう」という悩みを持っていたが、雨水貯留浸透施設の普及によって、豊かな親しみのある水辺空間を確保しながら治水対策を行うことも可能になると考えられる。このことは都市環境対策の重要な課題であり、河川行政の中でも21世紀に向けた最重要施策の1つに位置づけられると考えられる。

しかしながら、浸透型施設の整備は現在のところまだ不十分と言わざるを得ず、今後一層の整備の推進を計るためには、流出抑制効果、地下水涵養、そして、低水流量回復等について定量的な評価手法の確立や具体的な施設整備にあたっての技術基準の策定が不可欠となっている。

本報告は、雨水浸透施設の機能の評価手法を確立する目的で、関東ローム層を対象に実施した清水注水実験の結果を中心に、浸透施設の浸透能力評価について取りまとめ、さらに流出抑制効果についても考察を加えたものである。一連の研究は昭和63年度に開始され、現在までに、清水の浸透機能、浸透施設に流入する濁質、浸透施設の目づまりなどの調査結果が報告されている^{1) 2) 3)}。これまでに、関東ローム層を対象とした実験としては多くのデータが蓄積され、また、浸透施設の流出抑制効果についても成果が得られたので、ここに報告するものである。

目 次

はじめに

1. 研究の概要	1
2. 定水位法による現地浸透実験	2
2.1 実験施設の設置	2
2.1.1 実験地の選定	2
2.1.2 浸透施設の諸元	5
2.1.3 浸透施設の施工	7
2.2 実験手法	7
2.2.1 測定項目	7
2.2.2 実験手法	7
2.3 実験結果	10
3. 浸透施設の浸透能力の評価	14
3.1 浸透能力評価の一般化	14
3.1.1 定水位実験結果を用いた浸透能力評価の一般化	14
3.1.2 変水位実験結果による裏付け	20
3.2 浸透能力評価の精度向上	24
3.2.1 地盤の均一性、異方性と浸透能力評価	24
3.2.2 浸透施設の大きさと浸透能力評価	26
3.2.3 浸透面の違いと浸透能力の評価	28
3.2.4 浸透能力強化に関する試み	31
4. 目づまりした施設の浸透能力の回復	32
4.1 浸透施設の目づまり回復実験	32
4.2 実験結果	33
5. 流出抑制効果の評価手法についての検討	34
5.1 検討の目的	34
5.2 検討方法の概要	34
5.3 検討結果	38
5.3.1 観測降雨による検討	38

5.3.2 想定した種々の降雨による検討 40

5.4 浸透施設の流出抑制効果 41

6. まとめ 42

おわりに 43

参考文献 44

参考資料-1 土質調査の詳細(相模原実験地) 47

参考資料-2 浸透量総括表(相模原実験地) 49

参考資料-3 「土木研究所における浸透型流出抑制施設に関する研究」 50

1. 研究の概要

本研究の内容は、浸透能力の評価、流出抑制効果の把握に分けられる。

浸透能力の評価では、土木研究所構内、神奈川県相模原市、埼玉県所沢市に浸透実験場を開設して円筒型とトレンチ型の浸透施設を設置し、その浸透量を大きく左右すると考えられる地盤に関する条件、流入水に関する条件、施設の大きさ等を変化させて現地実験を行い分析を加えた。

流出抑制効果の把握では、0.18ha（千葉県印西町）の集水域に複数設置した浸透型施設が流域下流地点での流量の低減にどれだけ寄与するかを計測してその効果を検討した。

2. 定水位法による現地浸透実験

浸透施設の浸透量は、浸透施設が設置される地盤の条件、浸透施設の形状や施工法などの条件、浸透施設に流入する雨水の条件などに支配される。筆者らのグループは、昭和63年度から3か年にわたり土木研究所構内の関東ローム層（土研実験地）を対象に現地浸透実験を繰り返し、浸透量を支配する条件と浸透量との関係をすでに報告書にまとめた¹⁾。今回は、浸透実験の対象地を神奈川県相模原市（相模原実験地）に拡大し、実験データを新たに蓄積したので報告する。

2.1 実験施設の設置

2.1.1 実験地の選定

この実験は、前述した浸透量を支配する条件のうち、主に浸透施設の形状や施工法などの条件と、浸透量との関係を整理することにある。したがって、地盤の条件や流入する雨水の条件は、なるべく同一のもとで実験を行うことを考えた。とりわけ地盤の条件は浸透量を大きく左右すると考えられることから、実験地は地盤の条件が均質でしかも形状の異なる浸透施設をいくつか設置するのに十分な広さを確保する必要がある。このような条件およびその他実験の都合上の条件をまとめると、次のようになる。

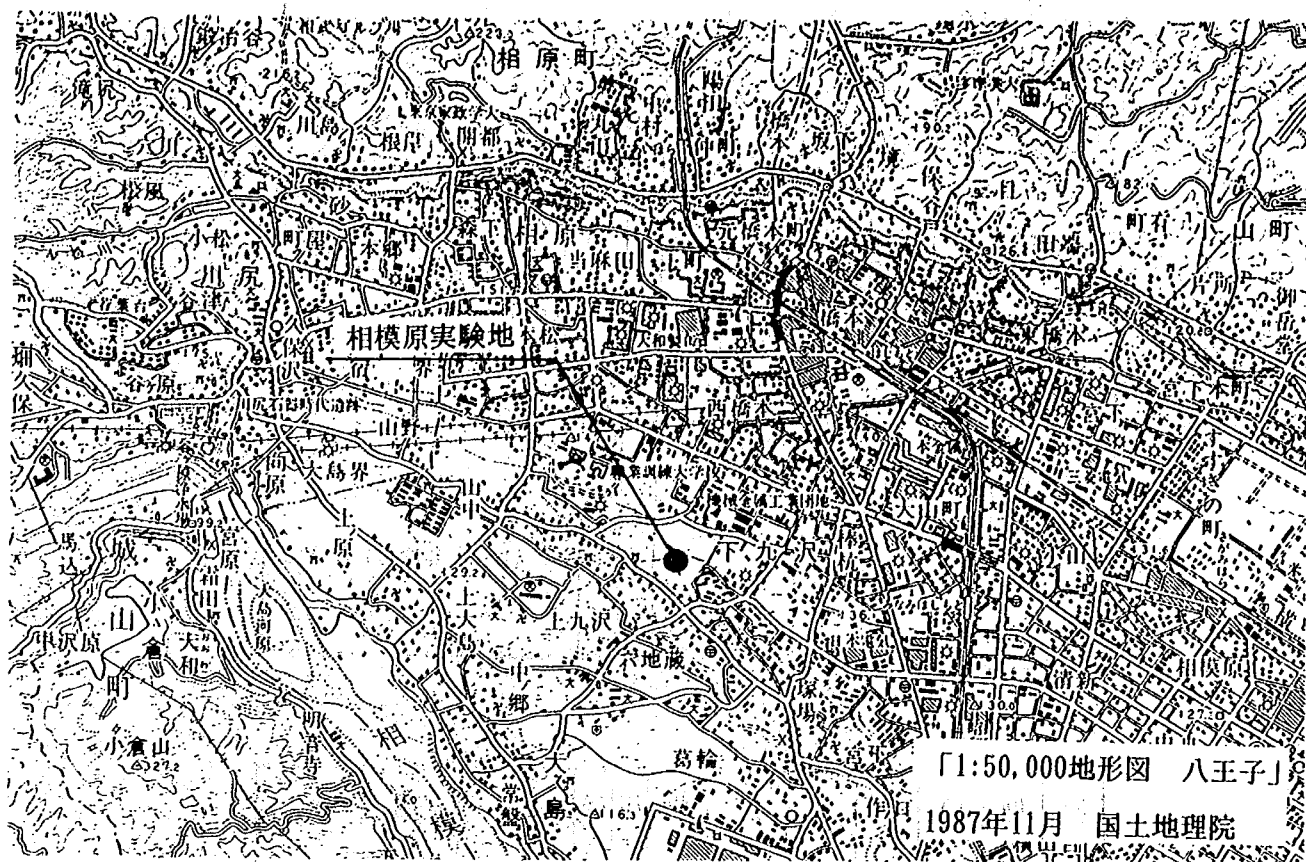
- 1) 浸透施設の効果が期待できる砂質、ローム質等の地盤であること。
- 2) 実験施設を設置するのに十分な面積であること。
- 3) 給水が可能であること。
- 4) 過去に埋め土や盛り土した地盤ではなく、自然地盤であること。
- 5) 地下水位が十分低く、地下水位の自然変動が浸透量に影響を及ぼさないこと。

以上の条件を満たす実験地を、神奈川県相模原市地内に求めた（図-2.1.1）。

相模原実験地周辺は、相模川によって形成された相模原台地と呼ばれる沖積台地が発達している。相模原台地の南半分は、境川、引地川、目久尻川等の小河川によりかなり開析されているが、北半分は未開析状態にある。

実験地はこの台地の主要な部分をなす相模原面と称される段丘面上に当たっている。相模原面は極めて平坦であり、相模川の流路勾配は $1/300 \sim 1/400$ である。

相模原面の地質層序は、上位よりローム層、相模原礫層、上総層群の順に分布する。地表部を覆うローム層は、一般に15~20mの層厚を有している。また、ローム層の下位には砂礫層が分布しているが、この砂礫層の層厚は、場所により40m以上のところもある。



図－ 2.1.1 相模原実験地位置図

浸透施設設置に先立ち、実験地内でボーリング調査を2本実施した（図－ 2.1.2）。

実験地の土質は、地表から 1.4～1.6mまでは草根や有機物が若干混入した黒ボク土が覆っている。その下層には、ローム層が分布している。このローム層は一般に関東ローム層と呼ばれ、相模原実験地では若干の腐蝕物やごく少量の粘土を含有している。地表から5.0mまでの範囲では、地下水面は確認されなかった。実験地のローム層厚は、ボーリングした範囲だけをとっても3.4mあり、浸透施設を設置するには十分な厚さと考えた。また、ローム層を覆う 1.4～1.6m厚の黒ボク土は、撤去可能と考えた。

(相模原実験地) 地形図(1:50,000)より

標 尺	標 高	層 厚	深 度	柱 状 図	土 質 区 分	色	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事
(m)	(m)	(m)	(m)			調	度	度	
1	125.55	1.40	1.40		黒ボク (Kb)	暗黒灰			草根を若干混入。 有機物若干混入。 含水は極く少ない。 1.20m付近よりロームを含有。
2									腐植物を若干混入。極く少量の粘 土を含有。 全般に含水は少ない。
3					ローム (Lm)	茶褐		非常に軟かい	
4									
5	121.50	4.05	5.45						5.0m付近は、粗粒質ロームを混入 。
6									

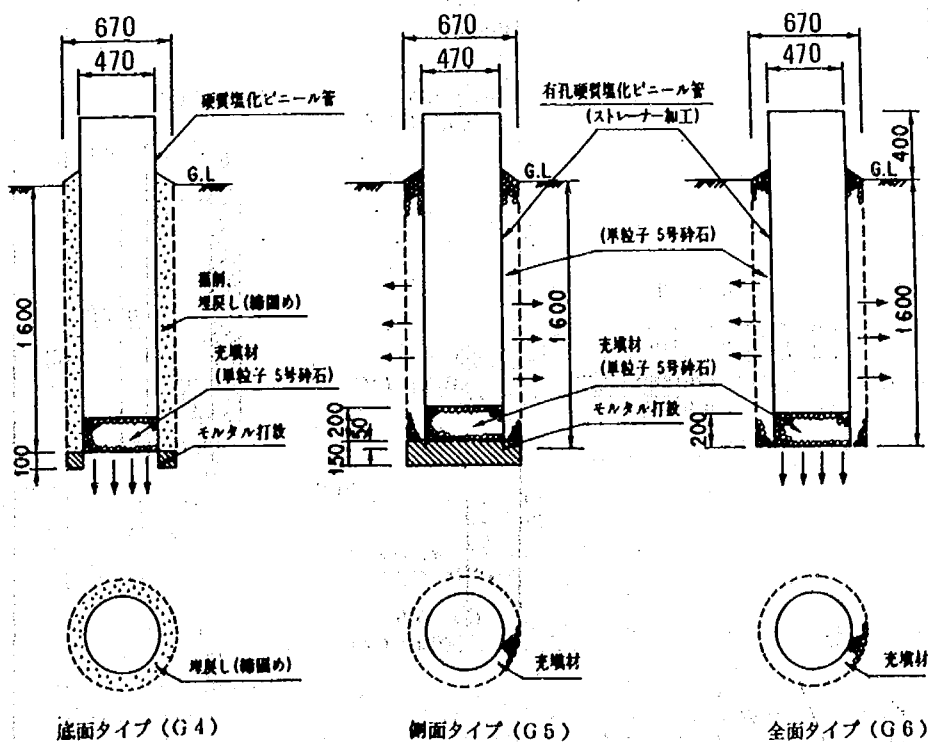
標 尺	標 高	層 厚	深 度	柱 状 図	土 質 区 分	色	相 対 密 度	相 対 稠 度	記 事
(m)	(m)	(m)	(m)			調	度	度	
1	125.48	1.60	1.60		黒ボク (Kb)	暗黒灰			含水は、極く少ない。上部にて草 根を若干混入。
2									腐植物を若干混入。 極く少量の粘土を含有。 含水は少ない。
3					ローム (Lm)	茶褐		軟かい	
4									
5	121.63	3.65	5.45						
6									

図－ 2.1.2 ボーリング調査の結果（相模原実験地）

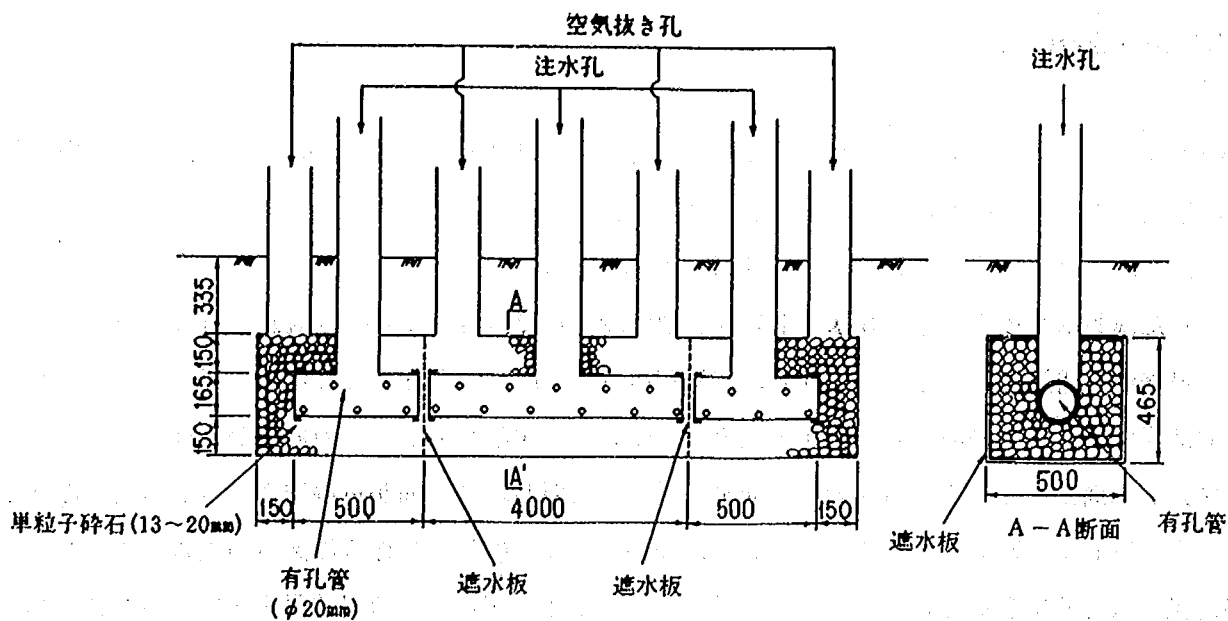
2.1.2 浸透施設の諸元

この実験は、主に浸透施設の条件と浸透量との関係を整理することにあるので、地盤条件が均質な実験地の中に形状の異なる浸透施設を設置し、形状の差異と浸透量との関係を求めるような施設計画とした。実験で使った各施設の基本的な構造を図－2.1.3～2.1.4に示す。

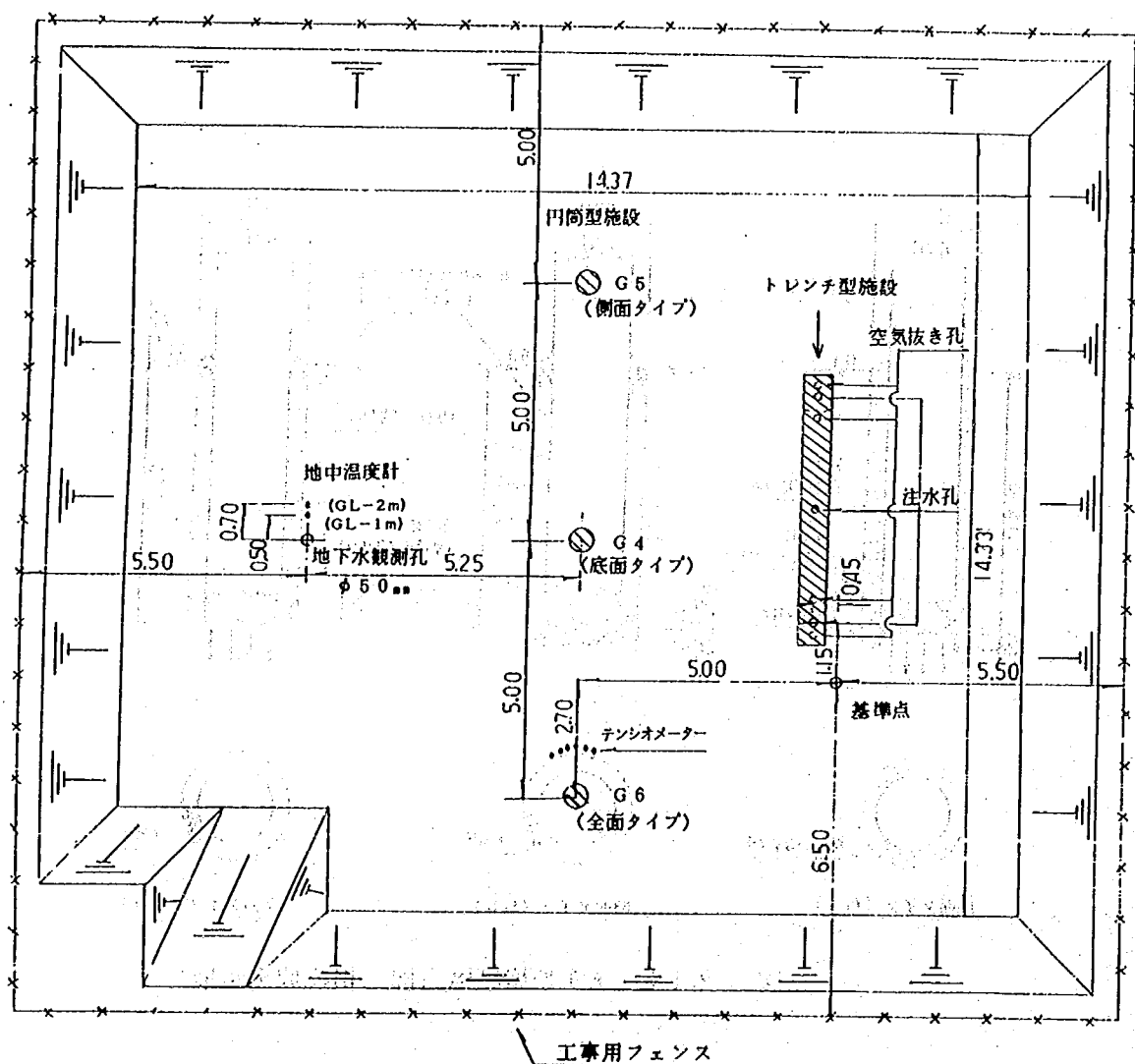
設置した施設は、ます型施設3基、トレンチ型施設1基である。ますの浸透面（施設と地盤との境界面のうち、浸透流が透過する部分）には底面と側面があるが、施設の条件と浸透量との関係を整理するために、ここでは異なるタイプの浸透面を有する施設を設置した。すなわち、ますの底面から浸透させるもの（底面タイプ）、側面から浸透させるもの（側面タイプ）、底面および側面から浸透させるもの（全面タイプ）の3方式を設置して実験した。一方、トレンチについては長さの長短に伴う浸透量の大きさに対して端部からの浸透量が大きく影響を与えと考えられることから、中央部と端部の浸透量を区別するために端部と中央部を遮水板で仕切った上、各部分に注水孔と空気抜きを設けた構造とした。設置した施設の平面配置を、図－2.1.5に示す。



図－2.1.3 ます型施設構造図（相模原実験地）



図－ 2.1.4 トレンチ型施設構造図（相模原実験地）



図－ 2.1.5 施設の平面配置（相模原実験地）

2.1.3 浸透施設の施工

浸透施設は次のような手順で施工した。まず、実験場全体を覆っている黒ボク土を撤去し、敷地全体を整地した。次に、設置するますやトレンチの形状に合わせて床掘りを行い、掘削面の目立てを行った。目立てとは掘削面を熊手のようなものでひっかけ、面を荒立てるものである。これにより、スコップ等による掘削作業によりつぶれていた浸透面が復活すると期待される。

ますについては施設本体として塩化ビニール製の有孔管を設置し、周囲をあらかじめ洗浄した碎石で埋め戻した。一方、トレンチ型施設については洗浄した碎石を底面に敷均し、塩化ビニール製の有孔管を設置した後にその回りを底面と同様洗浄した碎石で敷き詰め、最後に頂部を掘削土で埋め戻した。ここで、碎石を洗浄したのは、碎石に付着している砂やほこりが実験中に流入水と一緒に流れ出し、浸透面の目づまりを発生させる可能性があるからである。

浸透実験を実施するには給水設備が必要である。ここでは、水道事業者の協力をとりつけ、実験施設近くの消火せんより給水することとした。

2.2 実験手法

2.2.1 測定項目

測定項目については、土質にかかわるものと浸透水にかかわるものがある。土質については、一部の施設（ます型底面タイプ、トレンチ型）について床掘りをする際に底面付近で不かく乱試料を採取し、土質調査を行なった。透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ のオーダーであった。土質調査の詳細は参考資料にまとめた。

一方、浸透実験中の測定は、浸透量のほか浸透量に影響を及ぼすと思われる注水温、地中温の計測とした。また、ます型全面タイプ（G6）の近傍で、毛管圧を測定した。一方、注水の継続に伴う地下水位の変化を調べるために地下水位観測孔を掘削したものの、深度 10m の観測孔では地下水面は検知されなかった。地下水面は、その変動が浸透施設の浸透量に影響を与えないほど下方に存在すると判断された。

2.2.2 実験手法

実験は、ます、トレンチ両施設とも定水位で行なっているが、浸透量に影響を及ぼす水位の影響を調べるため、ます型施設については湛水深を 0.3m、0.5m、1.0m、1.3m、1.5m に、トレンチ型については 0.29m（トレンチの管頂部に近い湛水深）、0.465m（埋め戻し碎石の頂部にあたる湛水深）及び 0.7m を基本として水位を設定した。それぞれの水位と施設断面との関係を、図－2.2.1 及び図－2.2.2 に示す。ます型施設を例にとって、浸透量の測定の模式図を示すと、図－2.2.3 のようになる。

実験は次のような手順で実施した。まず、設置完了後に浸透施設を水で満たした。これは、同一施設で実施する湛水深の異なるいくつかの実験の初期条件をそろえるためである。次に、各実験ケースの所定の水位

になるよう湛水深を調節し、常時この水位を保つよう注水量を調節した。

実験ケースは各浸透施設について湛水深の異なる4～5ケースを設定し、同一施設の中では湛水深の低いものから順に実験を行った。注水量の調節は電磁バルブと水位センサーを組み合わせて実施した。注水量は貯水タンクに設置したポイントゲージから水位低下量を読みとり、減少した水の容積に換算した。実験の継続時間は、各実験ケースとも所定の水位に湛水深を設定した後（これを「初期水位の設定」と呼ぶ）6時間とし、水の継続的な注入による浸透能力の変化を調べた。前出の土研実験地では、各ケースについて実験を4日間継続したが、この結果より仮に期間を短縮しても安定した結果が得られることが期待できると考えられるため、相模原実験地での実験期間は1日とした。この間、注水量は10分間隔で、また、地中温、注水温は2時間間隔で測定した。

実験は各ケースとも天候の安定している日を中心におこない、小雨程度であれば浸透量に大きな影響は及ばさないと考え、実験を継続した。

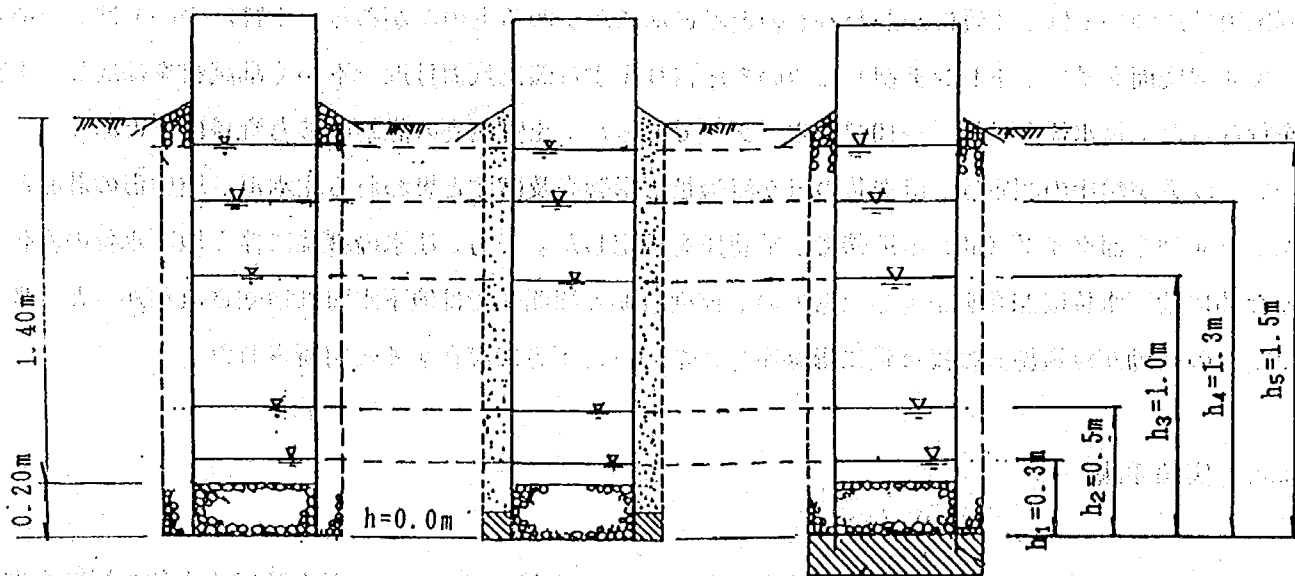
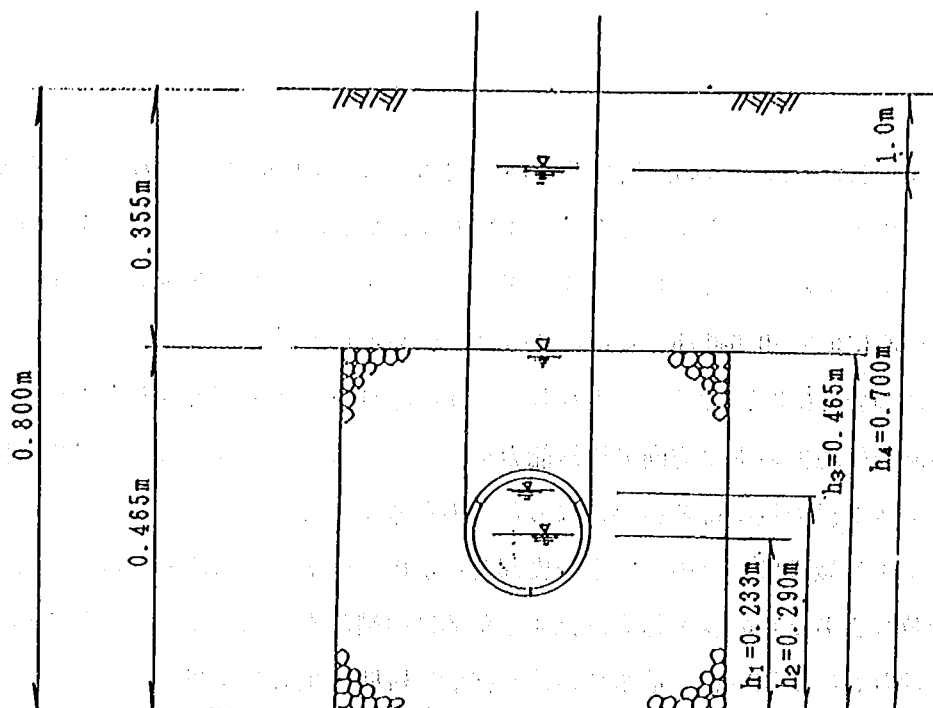
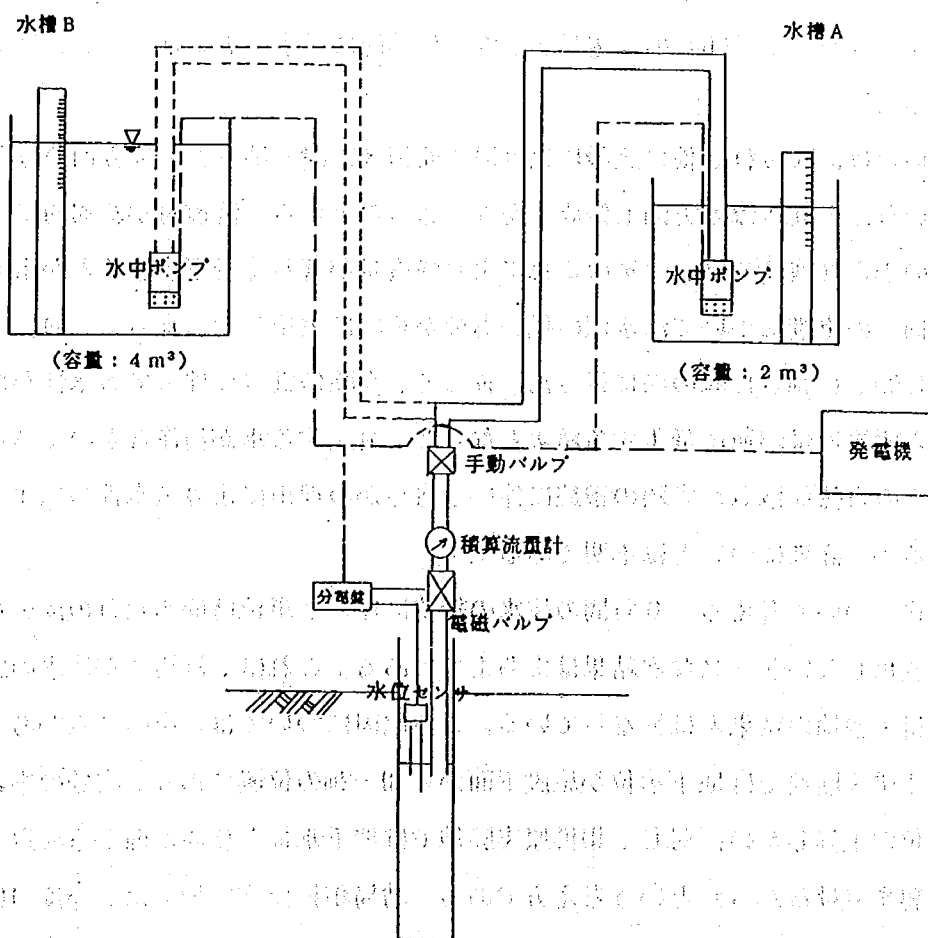


図-2.2.1 ます型施設の断面と湛水深（相模原実験地）



図－ 2.2.2 トレンチ型施設の断面と湛水深（相模原実験地）



図－ 2.2.3 ます型施設の浸透量の測定（相模原実験地）

2.3 実験結果

各施設の各湛水深における浸透量の経時変化を図-2.3.1に、1時間当たりの浸透量を参考資料-2に示す。

各施設の浸透量を比較する。まず型底面タイプ(G4)の浸透量は極めて小さく、いずれの湛水深においても浸透量は $0.1\text{m}^3/\text{h}$ 以下である。これに対します型側面タイプ(G5)、ます型全面タイプ(G6)の浸透量は、湛水深が高いケースを中心に $0.3\sim 0.6\text{m}^3/\text{h}$ と底面に比べ高い値を示している。

また、トレンチについては $0.7\sim 2.6\text{m}^3/\text{h}$ となり、ます型施設の各タイプよりも大きな値を示している。これは、トレンチ型施設は地盤の水平方向の浸透能力を生かしたものであり、この施設の特性が実験地の地盤の特性に適合し、大きな浸透量を得る結果となったものと考えられる。

ところで、トレンチ型施設は、その端部と中央部を遮水板で仕切った構造となっている。これは当初、トレンチ型施設の単位長さあたりの浸透量を評価するために両端部を仕切ったものであるが、端部と中央部の浸透量に著しい不釣り合いが見られ、遮水板の遮水機能に疑問を生じる結果となった。そこでここでは、両端部と中央部の浸透量の和が信頼性の高いデータであると考え、施設全体の浸透量をトレンチ型施設の浸透量として採用した。

次に、湛水深と浸透量との関連について比較する。ます型底面タイプ(G4)を除き、各施設とも湛水深が高くなるに従って浸透量が増大する結果となった。これは、飽和浸透流を表現する Darcy 則にもあてはまっている。ここで、ます型底面タイプ(G4)の浸透量が、唯一例外的に湛水深を上げるに従い低下するのは、次のような理由が考えられる。

G4は浸透面が底面だけに限られ、他の施設に比べ浸透面積（施設と地盤との境界面のうち、浸透流が通過する面積）が小さいうえ、浸透流の方向も鉛直下向きであることから、浸透量が絶対的に小さい施設である。このような浸透量の小さな施設では、浸透の継続により浸透量が著しく低下することが指摘されている⁵⁾。一方浸透実験は、同一の施設について湛水深の低いものから順に実施した。従って、G4についても実験は湛水深 0.3m 、 0.5m 、 1.0m 、 1.3m 、 1.5m の順に行った。従って、実験の継続に伴って透水性が悪化し、湛水深を深くしたにも関わらず浸透量が逆に低下する結果となった。流入する水が清浄なものであっても浸透量が低下する原因には、土の自然な構造が実験の継続に伴い、何らかの理由により透水性の悪化する方向に変化することが考えられるが、詳細については不明である。

浸透量の経時変化について考える。6時間の注水の継続に伴い、単位時間当たりの浸透量が徐々に増加するケース、あまり変化しないケースなど結果はまちまちである。これは、浸透量が注水の継続に伴い指数関数的に減少した土研実験地の結果とは異なっている。この原因については、次の2点が考えられる。

まず第1点は、土研実験地では地下水位が施設下面から $0\sim 2\text{m}$ の位置にあり、実験の継続によって飽和域が拡大し、地下水位が上昇したのに対し、相模原実験地では地下水位が施設底面から 8m 以上も下方にあり、飽和域の拡大の影響を受けなかったという考え方である。結局相模原実験地では、深度 10m のボーリング孔を設置しても、実験期間を通じて地下水位の確認はできなかった。

もう1点は、もともと地下水位が低かったために、実験を継続しても不飽和域の土中水分量があまり変化せず、浸透現象の外力の1つである毛管圧が低下しなかったという考え方である。議論の根拠を、以下に示

す。

G6（全面浸透タイプ）の実験の際に地盤の湿潤度の変化を測定した結果がある。地盤の湿潤度は、テンシオメーターにより測定した毛管圧から求められる。地盤の毛管圧（毛管ポテンシャル）は、地盤の湿潤状況により変化する。毛管圧を水頭（重量ポテンシャル）で表示し、この常用対数を取ったものがp F 値であり、地盤の湿潤度の指標とされている。すなわち、

$$p F = \log_{10} (-\phi) \quad (2.3.1)$$

ϕ : 毛管ポテンシャル[g/cm²]

ϕ は負圧であるから常に負の値をとり、p F 値は毛管圧の絶対値が大きいほど大きな値をとる。テンシオメーターは施設(G6)の中心から水平方向に1.0m離れた位置に0.6m、0.9m、1.2m、1.5m、1.8mの深度で埋設した。テンシオメーターの埋設位置を図－ 2.3.2に、測定結果を図－ 2.3.3に示す。

p F 値の計測は、湛水深1.0m、1.3m、1.5mの実験ケースで良い結果が得られた（湛水深0.3m、0.5mのケースでは、メーターの水で満たされている部分に空気が混入し、良いデータが得られなかった）。ここで、浸透実験の継続によりp F 値が下層より徐々に低下するといった土研実験地で見られた現象は、相模原実験地ではいずれの湛水深のケースについても確認できず、p F 値はほぼ一定の値を示すか、実験ケースによっては増大する結果となった。この結果は、浸透実験の継続によっても毛管圧の低減がもたらされず、p F 値もその結果単位時間あたりの浸透量も低下しないという現象を裏付けている。

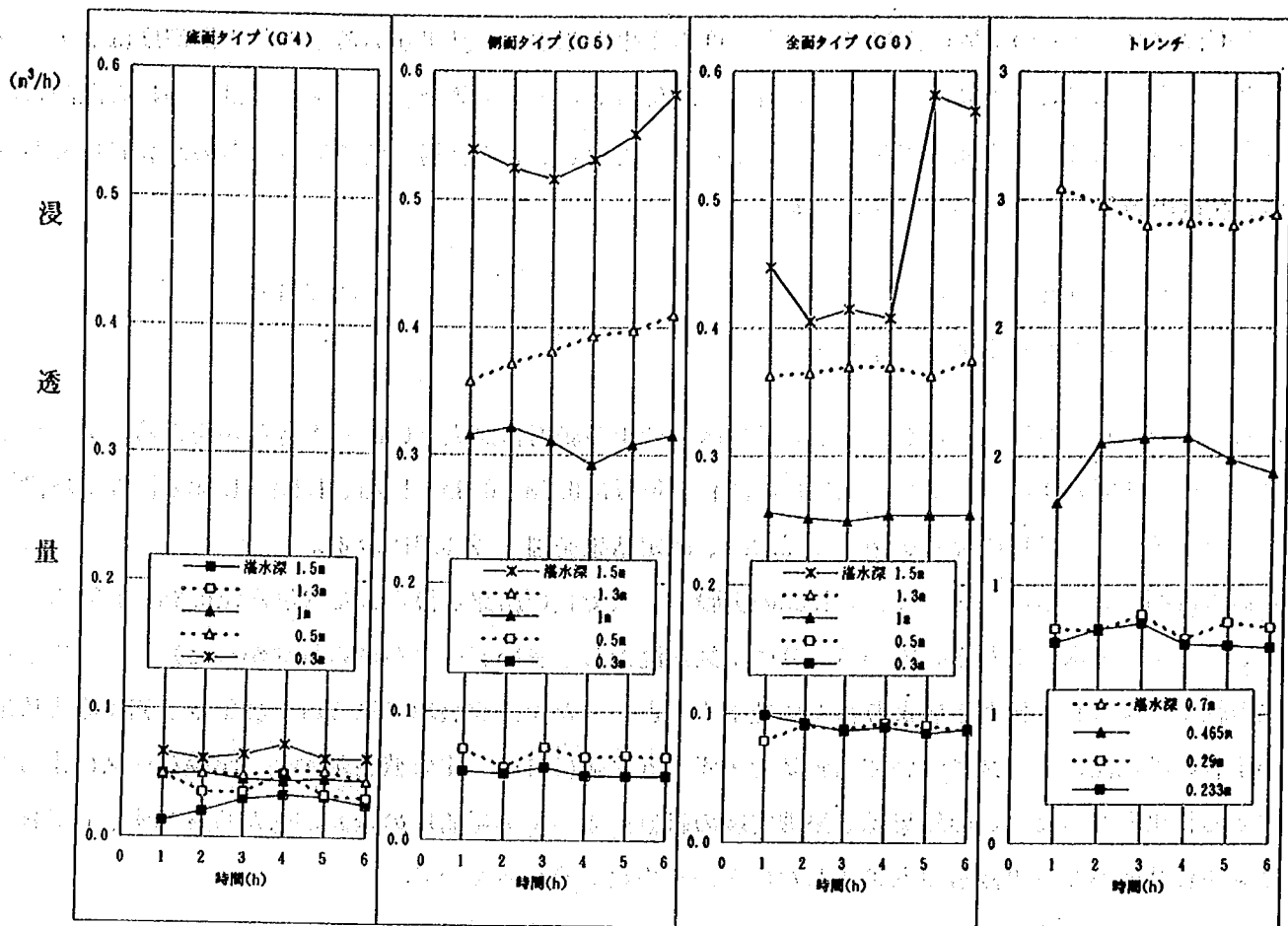
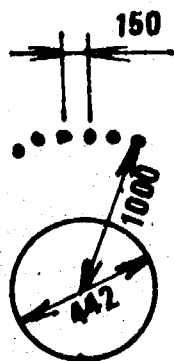


図- 2.3.1 浸透量の経時変化 (相模原実験地)



右から埋設深0.6m、0.9m、1.2m、
1.5m、1.8m、1.2m

図- 2.3.2 テンシオメーターの埋設
(相模原実験地)

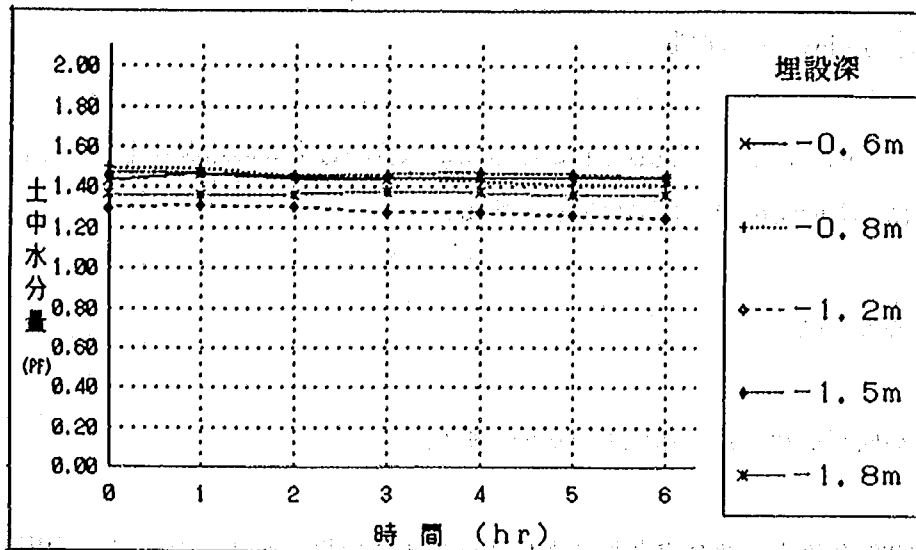


図- 2.3.3(a) p F 値の測定結果(G6) (湛水深1.0m)

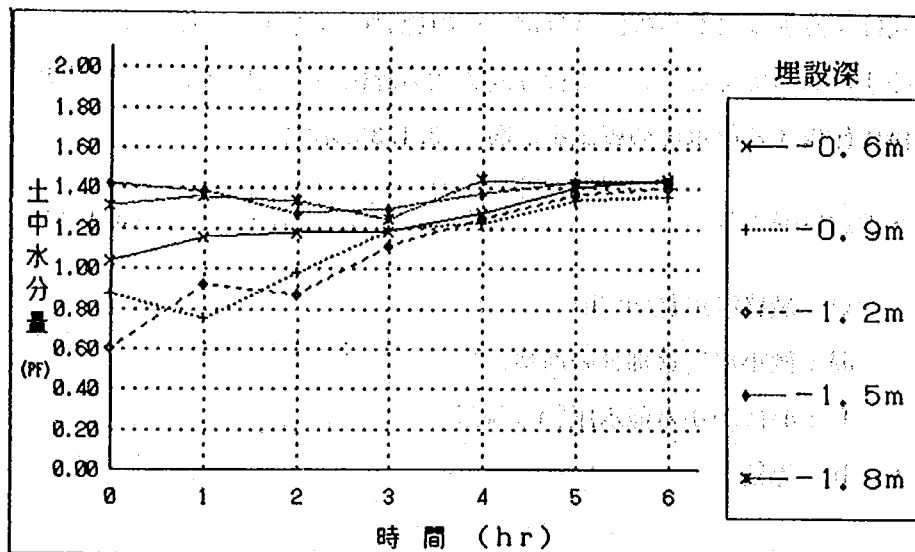


図- 2.3.3(b) p F 値の測定結果(G6) (湛水深1.3m)

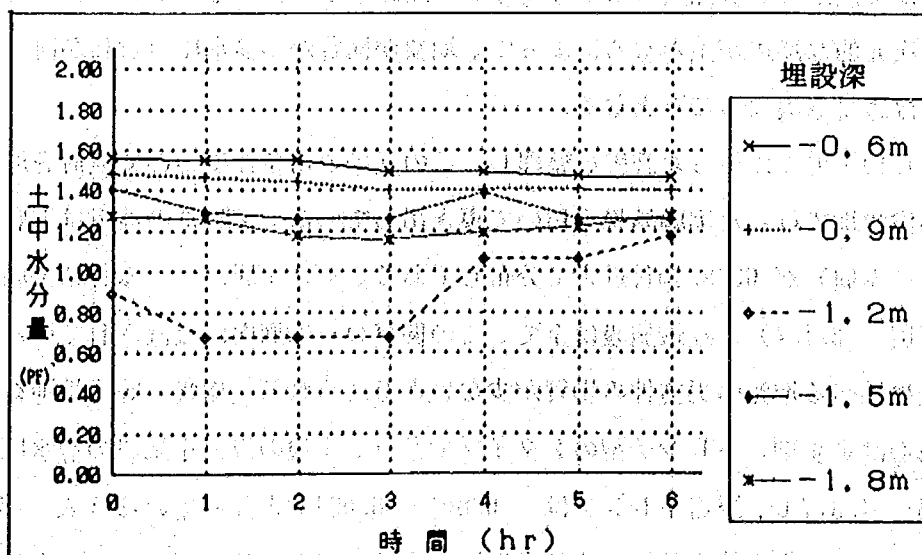


図- 2.3.3(c) p F 値の測定結果(G6) (湛水深1.5m)

3. 浸透施設の浸透能力の評価

本章では、土研実験地、相模原実験地でおこなった定水位浸透実験の結果をもとに、浸透能力評価の一般化を試みるとともに、その精度向上について言及する。

3.1 浸透能力評価の一般化

3.1.1 定水位実験結果を用いた浸透能力評価の一般化

土研実験地で昭和63年度から平成2年度にかけて、大きさの異なる種々のます型（円筒及び角筒）・トレンチ型の浸透施設（図－3.1.1～図－3.1.2）を用いて行った浸透実験結果より、式（3.1.1）が導き出されている。^{*)} この式は「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面積に加わる静水圧の積分値の一次関数である」ことを意味するものである。ここで行う浸透能力評価の一般化は、この式を基本式型として行うこととする。浸透施設に作用する静水圧の概念を、図－3.1.3に示す。

$$Q = a \int_A P \cdot dA + b \quad (3.1.1)$$

ここに、 Q ：最終浸透量[m³/hr]

dA ：微小な浸透部分の面積[m²]

P ： dA にかかる静水圧[t/m²]

a, b ：係数

係数 a は設置地盤の土質別、浸透状況等によって変化する。浸透状況は浸透施設の構造によって異なり、ます型浸透施設では施設から3次元的な広がりをもせて浸透するのに対し、トレンチ型浸透施設ではトレンチの横断面内に2次元的な浸透が主となる。よって、地盤が同質かつ静水圧の総和が同一であっても、施設の構造が異なれば浸透量も異なることとなる。

ここで、式（3.1.1）を導くに至った経緯を整理し、この式の適用条件について検討を加える。

上式は、土研の実験地で行った実験結果を用いて導き出している。実験地の地盤は上層に火山灰質粘土層（いわゆる関東ローム層）がGL-2.7m付近まで分布しており、その下層にローム質粘土層、細砂層という構成になっている（図－3.1.4）。浸透施設は全て、この関東ローム層内に設置されている。つまり、土研実験地の地盤は、後に述べる地盤の異方性の影響が少ないと考えられる（均質・等方性地盤）。

また、施設の構造はます型、トレンチ型の2タイプであり、実験の規模を施設の静水圧の総和で表すと、浸透ますは0.016～4.317t、浸透トレンチは0.604～6.094tとなっている（表－3.1.1～3.1.2）。

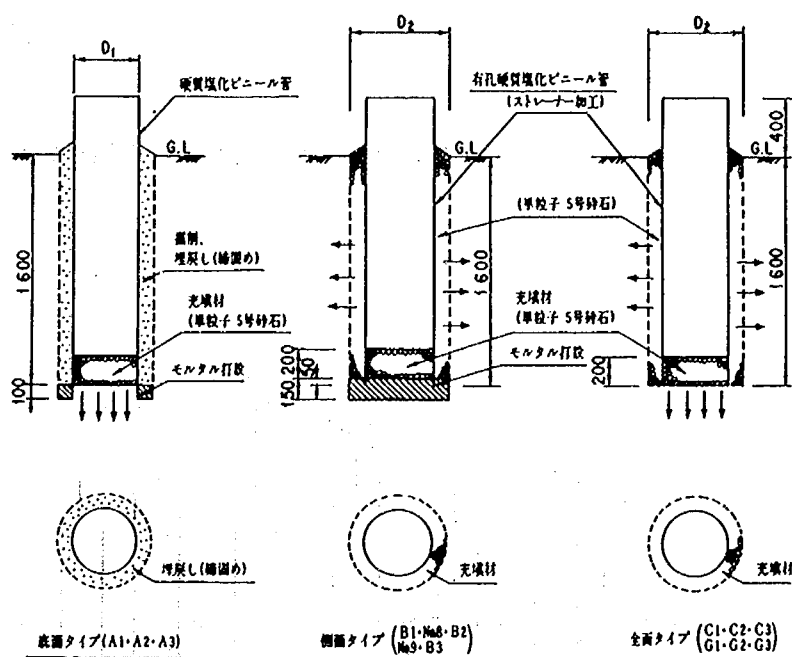
これらの浸透施設を用い定水位実験法による現地浸透実験を行い、静水圧の総和 F と最終浸透量 Q の関係を示したのが図－3.1.5である。この図より、式（3.1.1）を導き出した。

また、上式は他の実験地においても成立すると思われる。

土研実験地と同様な実験を行った相模原実験地の結果をもとに、静水圧の総和 F と最終浸透量 Q との関係を整理したものを、図－ 3.1.6に示す。地盤の条件、実験方法などについては、前章「2. 定水位法による現地浸透実験」を参照されたい。

土研実験地、相模原実験地の結果を見ると、「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面に加わる静水圧の積分値の一次関数である」ことが、ます型施設、トレンチ型施設それぞれについて言える。また、式(3.1.1)における係数 b は、ほぼゼロで無視できる程度である。従って、「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面に加わる静水圧の積分値に比例する」と言い替えることも可能であろう。

浸透能力評価の一般化は、式(3.1.1)の係数 a を浸透施設本体及び浸透施設を取り巻く諸条件から導くことと言い替える事ができる。係数 a は、表－ 3.1.3に挙げる項目に影響を受けると考えられる。

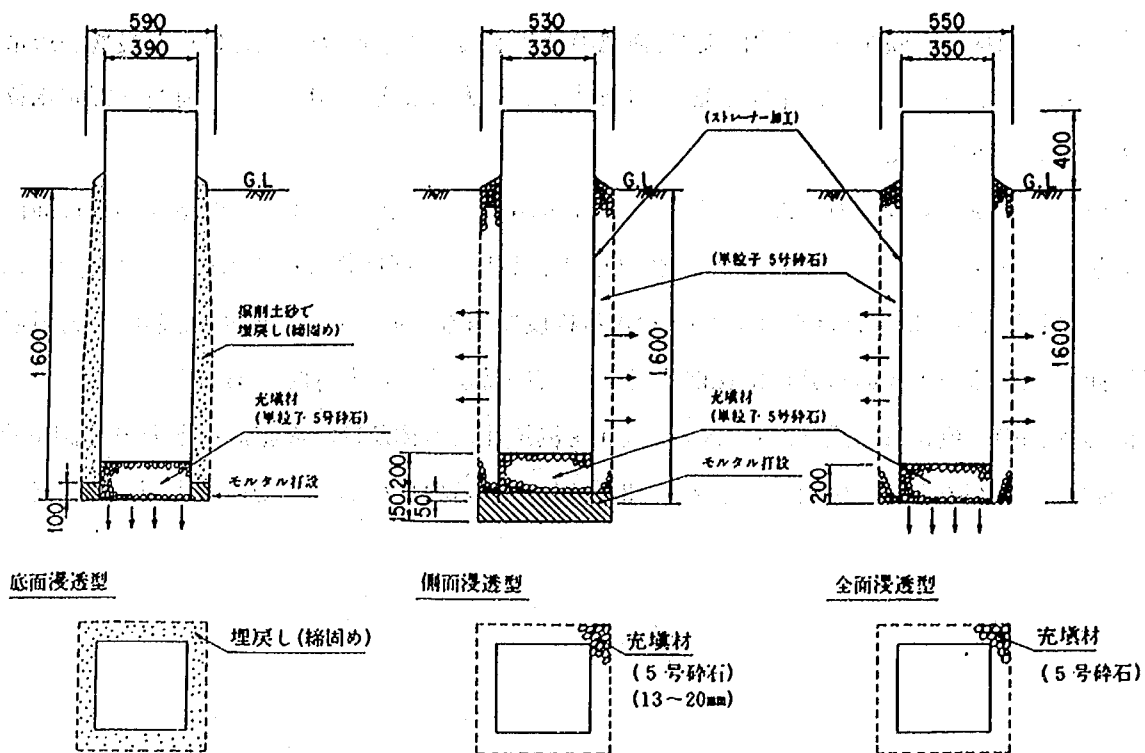


単位：mm

注) D_1 ：ます直径（塩ビ管内径）（寸法は表－ 3.1.1を参照）

D_2 ：掘削径（寸法は表－ 3.1.1を参照）

図－ 3.1.1(a) ます型施設構造図（円筒型）（土研実験地）



単位: mm

図- 3.1.1(b) ます型施設構造図(角筒型)(土研実験地)

施設寸法諸元

施設名	L ₁ (m)	L ₂ (m)	B (m)
Na 1	1.0		0.5
Na 2	2.5		0.5
Na 3	4.0	0.5	0.3
Na 4	4.0		0.5
Na 5	4.0		0.7
Na 6	6.0		0.5

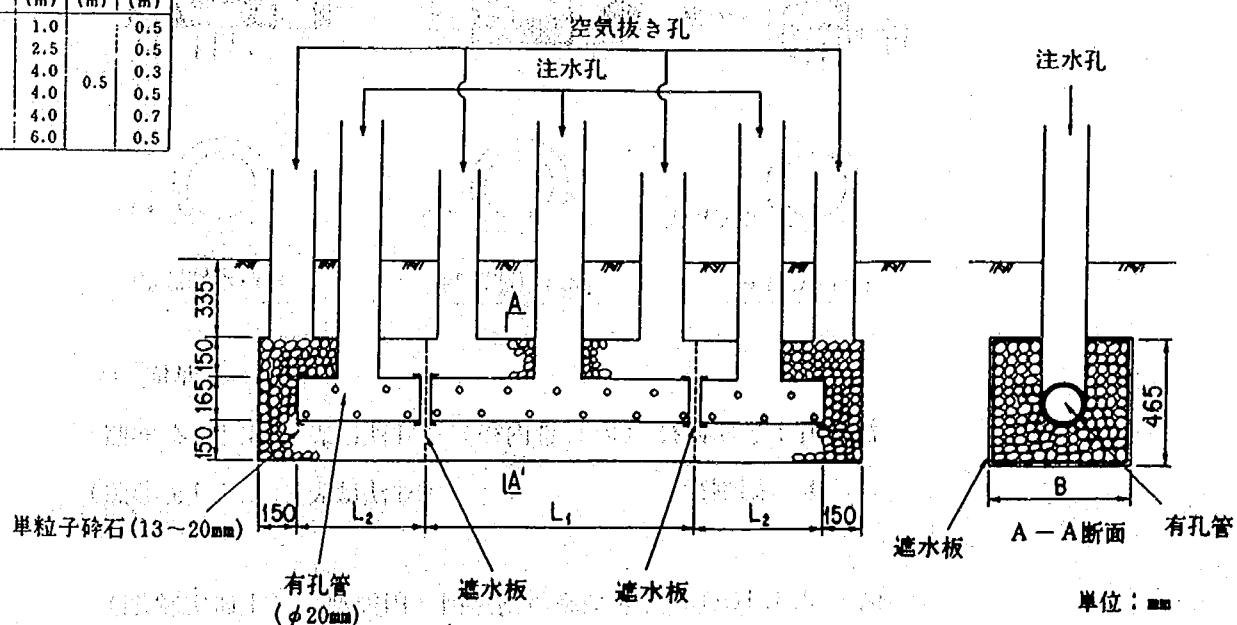
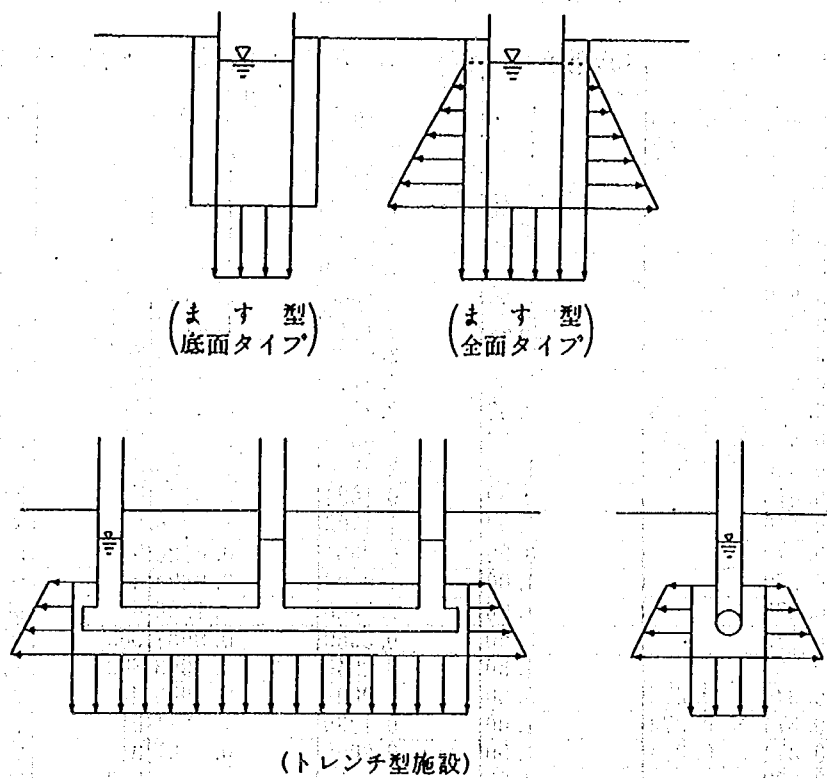


図- 3.1.2 トレンチ型施設構造図(土研実験地)



図－ 3.1.3 浸透施設に作用する静水圧の概念

標 尺 (m)	深 度 (m)	孔 内 水 位 (m)	層 厚 (m)	土 質 名	色 調	記 事	コンシス テンシー及び 相対密度 現場観察
0	0						
1	1.15		1.15	埋 土	暗茶褐	瓦レキ混じりローム。 腐食物少量混じる。木片少量混入。 0.80m付近レキ多量混入。含水量低い。	中 位
2				ロ ー ム	黄茶褐	腐食物少量混じる。 1.15m付近黒ボク薄く挟む。 含水量低い。	中 位
3	2.70		1.55	ロ ー ム 質 土	乳 灰	腐食物少量混じる。 黄褐色の粘土不規則に混入。 含水量低い。	軟 い
4	3.90	4.00 ▽	1.20	細 砂	暗褐灰	下部に行くに従い粘土分混じる。 色調の変化有り。一部固結している。 含水量高い。	軟 い
5	4.75		0.85	粘土混じり 細 砂	黄褐灰	所々粘土挟む。 含水量高い。	軟 い
	5.35		0.60				

図－ 3.1.4 浸透実験地の土質（土研実験地）

表- 3.1.1 浸透実験結果（ます型施設）（土研実験地）

施設名	浸透底面直径 または辺長(m)	実験湛水深 (m)	静水圧の総和 (t)	最終浸透量 (m ³ /hr)	設置年度	浸透方式
NO. 12角	0.550 × 0.560	0.50	0.4263	0.8825	H1	全面
NO. 12角	0.550 × 0.560	1.50	2.9288	2.5938	H1	全面
C1	φ 0.416	0.50	0.2313	1.0925	S63	全面
C1	φ 0.416	1.50	1.6741	1.8979	S63	全面
C2	φ 0.670	0.50	0.4394	1.0211	S63	全面
C2	φ 0.670	1.00	1.4050	1.7904	S63	全面
C2	φ 0.670	1.50	2.8968	2.0492	S63	全面
C3	φ 0.932	0.50	0.7071	1.5120	S63	全面
C3	φ 0.932	0.97	2.0392	1.6183	S63	全面
C3	φ 0.932	1.50	4.3173	2.7135	S63	全面
NO. 11角	0.530 × 0.533	0.50	0.2650	0.5325	H1	側面
NO. 11角	0.530 × 0.533	1.00	1.0600	0.7822	H1	側面
NO. 11角	0.530 × 0.533	1.50	2.3850	1.1406	H1	側面
NO. 8	φ 0.416	0.50	0.1634	0.5166	H1	側面
NO. 8	φ 0.416	1.50	1.4703	1.5366	H1	側面
NO. 9	φ 0.670	0.50	0.2631	0.6126	H1	側面
NO. 9	φ 0.670	1.00	1.0524	0.9824	H1	側面
NO. 9	φ 0.670	1.50	2.3680	1.1296	H1	側面
B3	φ 0.932	0.50	0.3660	0.9687	S63	側面
B3	φ 0.932	1.50	3.2940	1.9903	S63	側面
NO. 10角	0.374 × 0.374	0.50	0.0699	0.0000	H1	底面
NO. 10角	0.374 × 0.374	1.00	0.1399	1.3221	H1	底面
NO. 10角	0.374 × 0.374	1.50	0.2098	0.1507	H1	底面
A1	φ 0.202	0.50	0.0160	0.0065	S63	底面
A1	φ 0.202	1.50	0.0481	0.0873	S63	底面
A2	φ 0.442	0.50	0.0767	0.0404	S63	底面
A2	φ 0.442	1.00	0.1534	0.1331	S63	底面
A2	φ 0.442	1.50	0.2302	0.2224	S63	底面
A3	φ 0.687	0.50	0.1853	0.2926	S63	底面
A3	φ 0.687	1.50	0.5560	1.0313	S63	底面

注) ・マス型（円筒、角筒）での掘削深は（地表面から）1.6mである。

・最終浸透量は実験開始後5～6時間目の浸透量を粘性率にて補正した値である。

表- 3.1.2 浸透実験結果（トレンチ型施設）（土研実験地）

施設名 NO.	延長 (m)	幅 (m)	実験湛水深 (m)	静水圧の総和 (t)	最終浸透量 (m ³ /hr)	設置年度
1	2.360	0.528	0.290	0.6042	0.0947	H1
1	2.360	0.528	0.465	1.2036	0.1546	H1
1	2.360	0.528	0.700	2.1279	0.2734	H1
2	3.860	0.512	0.290	0.9408	0.1311	H1
2	3.860	0.512	0.465	1.8463	0.1858	H1
2	3.860	0.512	0.700	3.2843	0.3526	H1
3	5.380	0.298	0.290	0.9425	0.1362	H1
3	5.380	0.298	0.700	3.5909	0.1724	H1
4	5.365	0.515	0.233	0.9630	0.2794	H1
4	5.365	0.515	0.290	1.2958	0.5572	H1
4	5.365	0.515	0.465	2.5562	0.7173	H1
4	5.365	0.515	0.700	4.4906	0.7965	H1
5	5.370	0.713	0.290	1.6219	0.4469	H1
5	5.370	0.713	0.700	5.3249	0.5924	H1
6	7.360	0.518	0.290	1.7682	0.1408	H1
6	7.360	0.518	0.465	3.4762	0.6543	H1
6	7.360	0.518	0.700	6.0939	0.6750	H1

注) ・トレンチの高さは（砕石の底面から施設上面まで）、全て0.465mである。

・トレンチは、両端部と中央部が遮水版で仕切られており、ここに示した延長は両端部と中央部の和である。

・最終浸透量は実験開始後5～6時間目の浸透量を粘性率にて補正した値である。

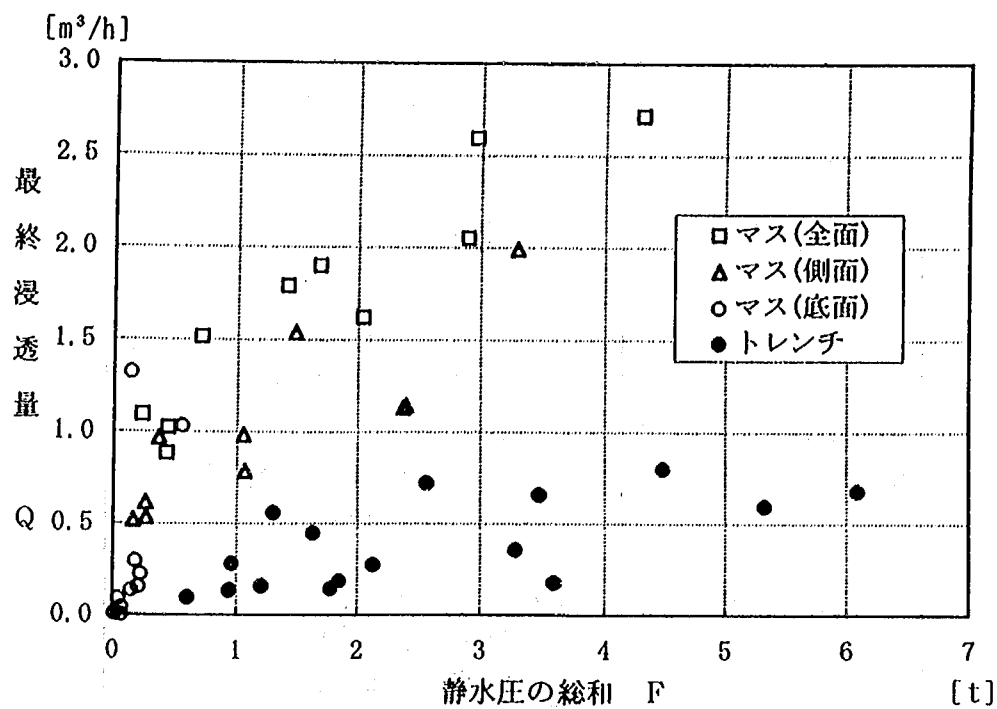


図- 3.1.5 静水圧の総和と浸透量 (土研実験地)

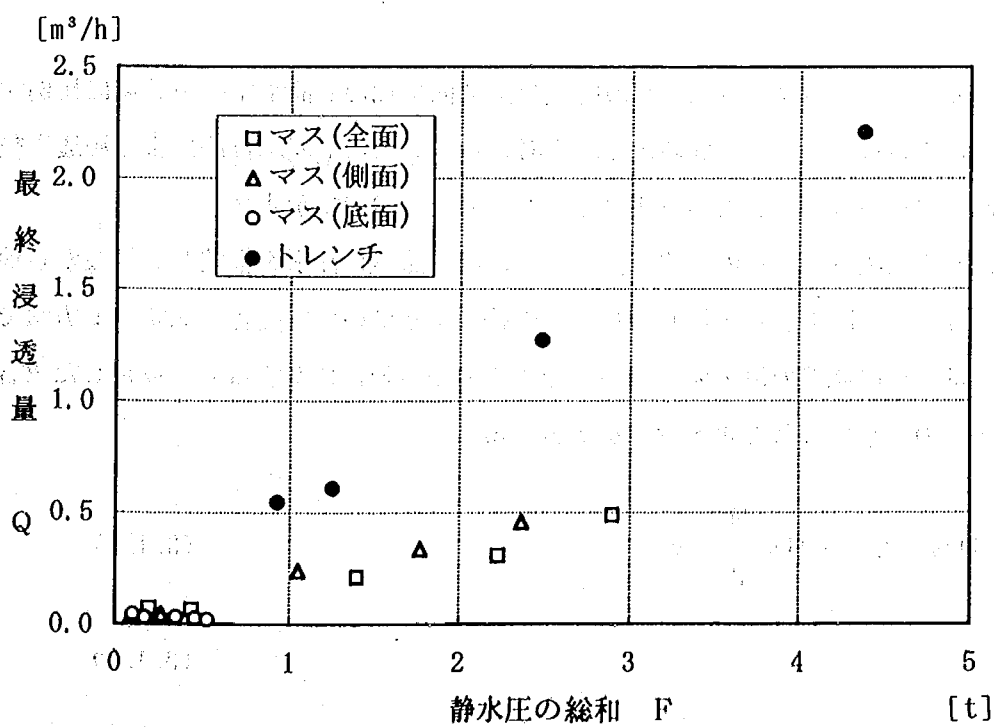


図- 3.1.6 静水圧の総和と浸透量 (相模原実験地)

表- 3.1.3 浸透能力を支配する要因

要因分類	項目
地盤に関する要因	・保水、通水特性 - 飽和透水係数 - 不飽和浸透特性 - 地下水位 - 初期含水量 ・異方性、不均一性、不均質性等
施設の設計・施工に関する要因	・施設形状 ・浸透面（底面、側面、全面） ・施設の施工の良悪 ・湛水深
上記以外の要因	・濁質による目づまり ・施設の維持管理 ・流入水の温度

3.1.2 変水位実験結果による裏付け

ここでは、「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面に加わる静水圧の積分値に比例する」と考えて実用上差し支えないであろうことを、別の視点から考える。ここに、変水位法による浸透実験を取り上げる。定水位法、変水位法などの各種浸透実験方法の比較を、表- 3.1.4に示す⁷⁾。

ここで、変水位浸透実験は、所定の水位を保つように浸透施設に注水を継続し、施設から地盤への浸透量がほぼ定常状態になった段階で注水を打ち切り、その後の湛水深の経時変化を測定する方法である。「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面に加わる静水圧の積分値に比例する」と仮定した場合に、変水位浸透実験では水位がどのような経時変化を示すか検討する。

$$F = \pi r^2 H w + 2 \pi r H \cdot \frac{H}{2} \cdot w \quad (3.1.2)$$

$$Q = a F \quad (3.1.3)$$

$$Q = - \pi r^2 \frac{dH}{dt} \quad (3.1.4)$$

ここに、 F ：円筒型浸透施設（全面タイプ）に作用する静水圧の総和[t]

r ：円筒型浸透施設（全面タイプ）の浸透面の半径[m]

H ：変水位実験における湛水深[m]

w ：水の単位体積重量[t/m³]

Q ：単位時間あたりの浸透量[m³/s]

a ：設置地盤の土質や施設の条件により定まる係数

t ：変水位実験における経過時間[h]

式 (3.1.2)は、施設の浸透面に加わる静水圧の総和を求める式、(3.1.3)は、静水圧の総和と浸透量の関係式、式 (3.1.4)は、水位低下と浸透量の関係式である。

(3.1.2)を整理すると、

$$F = \pi w (r^2 H + r H^2) \quad (3.1.5)$$

(3.1.5)を (3.1.3)に代入すると、

$$Q = a \pi w (r^2 H + r H^2) \quad (3.1.6)$$

(3.1.6)を (3.1.4)に代入し、 Q を消去すると、

$$-\pi r^2 \frac{dH}{dt} = a \pi w (r^2 H + r H^2)$$

$$\frac{dH}{H(r+H)} = -\frac{aw}{r} dt$$

$$\log \left| \frac{H}{H+r} \right| = -awt + C \quad (C; \text{定数}) \quad (3.1.7)$$

ここで、 $t = 0$ のとき $H = H_0$ (H_0 ：初期湛水深[m]) とすると、

$$C = \log \left| \frac{H_0}{H_0 + r} \right| \quad (3.1.8)$$

(3.1.8)を(3.1.7)に代入すると、

$$\log \left| \frac{H}{H+r} \right| = -awt + \log \left| \frac{H_0}{H_0 + r} \right| \quad (3.1.9)$$

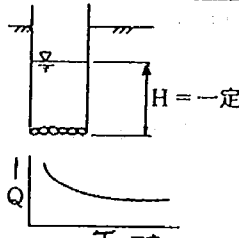
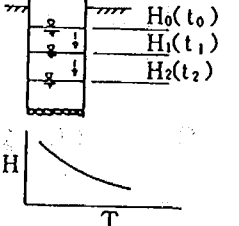
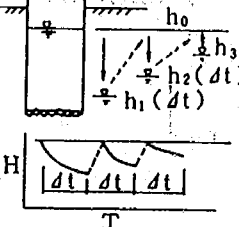
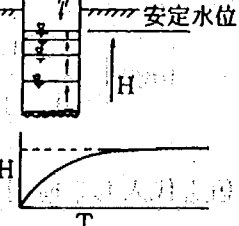
式 (3.1.9)に定水位実験から求めた a の値を代入し、時刻 t と湛水深 H との関係をプロットしたものが変水位実験結果と一致していれば、「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面に加わる静水圧の積分値に比例する」ことが変水位実験結果からも確かめられることとなる。

定水位実験結果を裏付ける目的で、いくつかの施設で定水位実験と変水位実験を試みた。実験場所は土研実験地並びに埼玉県所沢市（以下、所沢実験地という）の関東ローム層である。実験施設は表- 3.1.5～3.1.6に示す4施設であり、1日6時間の定水位実験を実施した後、変水位実験に移った。

定水位実験の結果を表- 3.1.5～3.1.6に、変水位実験の結果を表- 3.1.7～3.1.8に示す。また、定水位実験の結果から推算される水位の低下曲線と、変水位実験により実際に観測された水位の低下曲線の比較を、図- 3.1.7～3.1.8に示す。

ここで、2つの結果は下に凸の同様な指数曲線を描き、変水位実験による水位の低下の状況が定水位実験のデータからもおおよそ再現されている。特に、変水位実験の湛水深が施設の直径を上回る範囲においては、定水位実験の結果が変水位実験の水位変化を正確に再現している。これより、「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面に加わる静水圧の積分値に比例する」ことが、変水位実験の結果からもおおよそ裏付けられた。

表- 3.1.4 浸透実験方法の比較

実験方法	利 点	問 題 点
定水位法 所定の水位になるまで円筒内に水を注入し、その水位が変化しないように注入量を調節し、経過時間毎の注入量を測定し、注入量が安定するまで継続する。		・多量の水を必要とする。 ・注入量を測定する器具が必要。 ・常時監視の必要あり。
変水位法 所定水位になるまで円筒内に水を注入し、注水停止後の減水深を測定する。		・少量の水で実験ができる ・簡易な器具で実験ができる ・少数の人員で実験ができる
準定水位法 ① 所定の水位になるまで円筒内に水を注入する。 ② 注水を停止し、一定時間経過後の湛水位を測定する。 ③ 水位測定後、①の水位になるまで速やかに注水する。 ④ 以後、②～③を繰り返す。		
一定量注入法 一定水量を円筒内に長時間注入し、安定した時点での水位を測定する。		

表－ 3.1.5 実験施設の諸元および定水位実験結果（土研実験地）

浸透管	直径	湛水深	静水圧の 総和 F	最終浸透量 Q	Q / F
	[m]	[m]	[t]	[m ³ /h]	[m ³ /(h*t)]
土研 1	0.20	0.30	0.0377	0.0118	0.3130
土研2-2	0.30	0.60	0.2121	0.0975	0.4598

表－ 3.1.6 実験施設の諸元および定水位実験結果（所沢実験地）

浸透管	直径	湛水深	静水圧の 総和 P	最終浸透量 Q	Q / P
	[m]	[m]	[t]	[m ³ /h]	[m ³ /(h*t)]
所沢 1	0.20	0.30	0.0377	0.0724	1.9205
所沢2-2	0.30	0.60	0.2121	1.5092	7.1169

表－ 3.1.7 変水位実験の結果（土研実験地）

土研 1		土研2-2	
時間 t(hr)	湛水深 h(m)	時間 t(hr)	湛水深 h(m)
0.000	0.300	0.000	0.600
0.173	0.250	0.041	0.550
0.420	0.200	0.084	0.500
0.748	0.150	0.131	0.450
1.126	0.100	0.184	0.400
1.494	0.050	0.243	0.350
		0.316	0.300
		0.397	0.250
		0.493	0.200
		0.617	0.150
		0.771	0.100
		0.951	0.050

表－ 3.1.8 変水位実験の結果（所沢実験地）

所沢 1		所沢2-2	
時間 t(hr)	湛水深 h(m)	時間 t(hr)	湛水深 h(m)
0.000	0.300	0.000	0.600
0.028	0.250	0.003	0.550
0.068	0.200	0.006	0.500
0.129	0.150	0.009	0.450
0.204	0.100	0.013	0.400
0.314	0.050	0.018	0.350
		0.024	0.300
		0.031	0.250
		0.038	0.200
		0.049	0.150
		0.062	0.100
		0.079	0.050

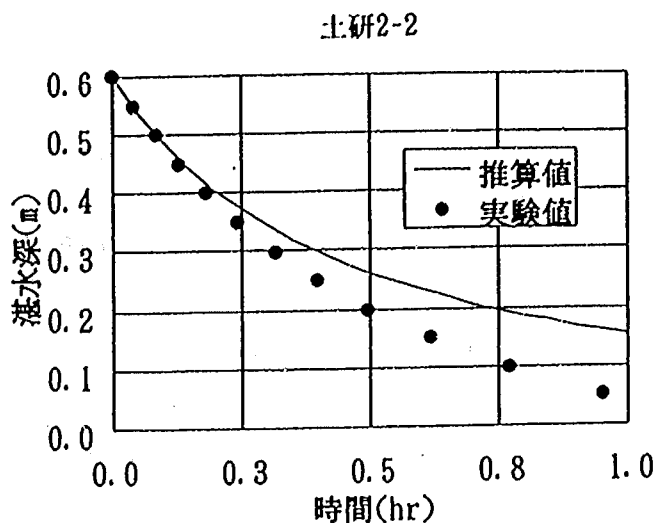
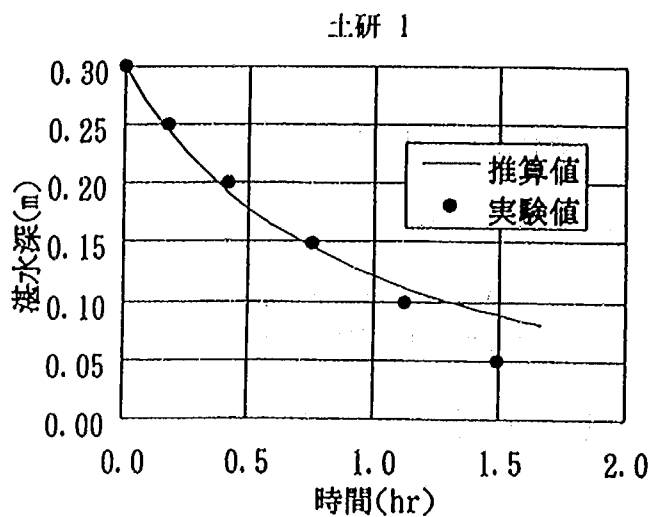


図- 3.1.7 水位の経時変化の比較（土研実験地）

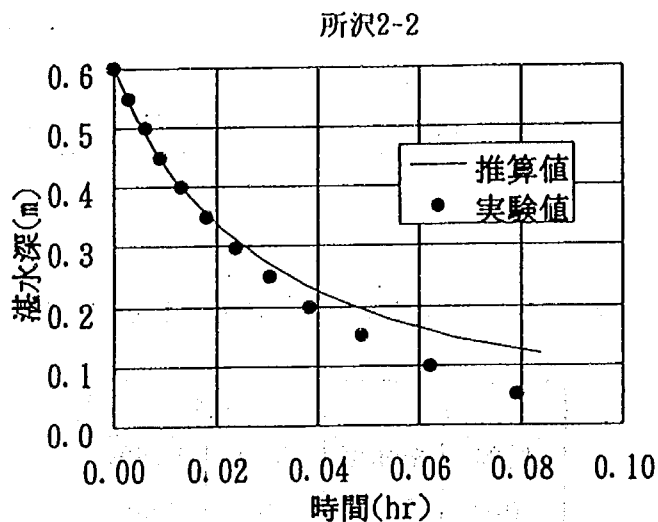
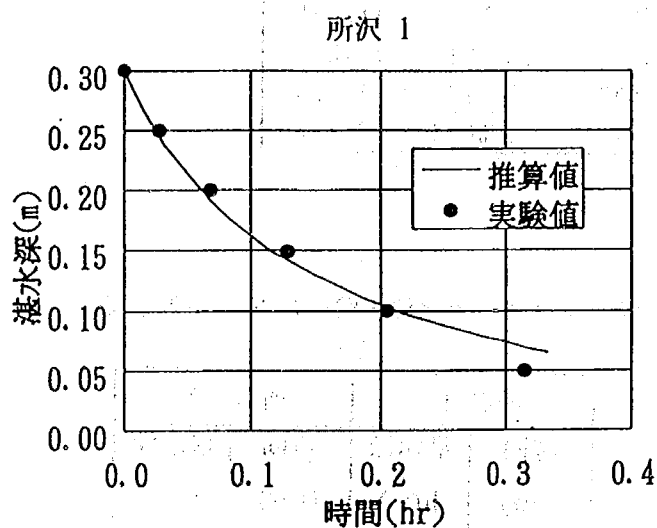


図- 3.1.8 水位の経時変化の比較（所沢実験地）

3.2 浸透能力評価の精度向上

3.2.1 地盤の均一性、異方性と浸透能力評価

地盤の透水性で重要なものに異方性の問題がある。ここで言う地盤の異方性とは、地盤の透水性が方向によって異なることを意味する。地盤の異方性は自然地盤はもちろんのこと、盛土地盤においても盛土時の巻き出しや締め固めによって形成される。

図- 3.2.1⁹⁾のように水平方向に層をなす地盤のモデルを考える。図中のAB面からDC面に向かう水平流れに対する平均透水係数 k_H は⁹⁾

$$k_H = \frac{k_1 \cdot H_1 + k_2 \cdot H_2 + \dots + k_n \cdot H_n}{H} \quad (3.2.1)$$

また、図中のAD面からBC面に向かう鉛直流れに対する平均透水係数 k_v は¹⁰⁾

$$k_v = \frac{H}{(H_1/k_1) + (H_2/k_2) + \dots + (H_n/k_n)} \quad (3.2.2)$$

となる。式 (3.2.1)、式 (3.2.2) より数理的に $k_H \geq k_v$ であることが分かる。また、図- 3.2.1 のような層状地盤において、透水係数の最大なものを k_G 、最小のものを k_L とし、その層の厚さをそれぞれ H_G 、 H_L とすると、式 (3.2.1)、式 (3.2.2) より近似的に次式のように示される。

$$k_H \approx \frac{H_G}{H} k_G \quad , \quad k_v \approx \frac{H}{H_L} k_L \quad (3.2.3)$$

これにより、水平方向の透水係数は最大の透水係数に支配され、鉛直方向の透水係数は、最小の透水係数に依存する事が分かる。

自然状態の土では、一般的に k_H は k_v の数倍～数十倍とされている¹¹⁾。また盛土地盤において、従来米国において安定計算に用いられてきた盛土材料の種類による k_H/k_v の基準値は表- 3.2.1¹²⁾ のように定められている。

以上のことから、自然地盤・盛土地盤を巨視的に見れば、程度の差はあれ異方性があると考えることができる。ただし、式 (3.2.1) と式 (3.2.2) は各層の透水係数が水平方向、鉛直方向で同じ値であるという仮定に基づいていることに注意を要する。

また、異方性と併せて地盤の透水性を論ずるときに問題となるのが地盤の不均一性である。現地採取試料を用い透水係数を測定する方法は、ある土層の均一な部分を対象としており、土層全体を対象にはしていない。したがってその測定値から全体の透水性を判断する場合には、正確には試料採取の条件、特に土層順序を考慮しなければならない。この方法（現地採取試料を用い透水係数を測定する方法）で測定される飽和透水係数は土壌（あるいは土層）の固有の物理性の1つ

として求められるものである。したがって現地採取試料を用いて土層全体の透水性を把握しようとする場合は、対象とする土層ごとに試料を採取する必要がある。

また、土層全体の透水性を把握する手法としては、現地法（原位置試験）も有効である。原位置試験の結果を、地盤の透水性を表す指標として一般化を行う際の評価式に組み入れれば、ある程度地盤の不均一性を考慮したことになると考えられる。

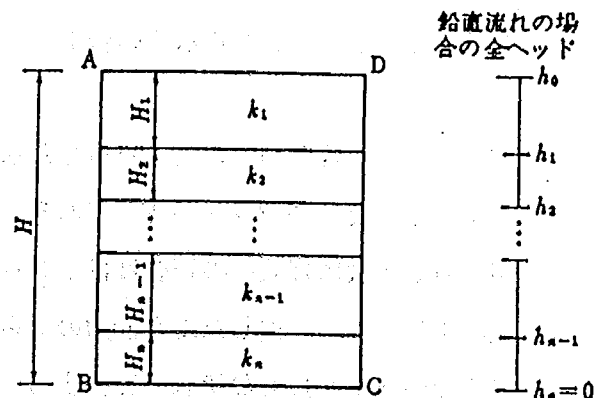


図- 3.2.1 成層地盤

表- 3.2.1 k_H/k_V の基準値

	細粒均一土	細粒土混じり粗粒土	極めて不均一な土
土の種類	CL, ML	GC, GM	
k_H/k_V	9	25	100以上

3.2.2 浸透施設の大きさと浸透能力評価

浸透施設の浸透能力評価のための基礎的検討項目の1つである浸透施設の大きさと浸透量との関係を把握するため、土研実験地に大きさの異なる浸透施設を設置し、浸透量を比較する実験を実施してきた。これらの実験では、施設に加わる静水圧の総和をパラメータに採ることにより、浸透能力評価の一般化ができるものの、実験施設が同一実験地内で10~30m離れていることによる地盤の不均一性のためか、浸透量に少なからぬばらつきを生じた。そこで、地盤の不均一性に起因した浸透能力のばらつきを排除する目的で、同一の観測孔を順次拡張して浸透実験を行い、浸透施設の大きさと浸透量との関係を整理した。

施設の設置ならびに浸透実験は、土研実験地及び所沢実験地で実施した。施設の拡張順序と実験ケースを、表- 3.2.2~ 3.2.3に示す。

浸透施設はハンドオーガーやスコップなどを使って掘削し、カマ、金ゴテなどで整形した後に、ブラシを使って浸透面の目立てを施した。フィルターは従来の碎石に代えて吸い出し防止材（合成繊維、 $t=10\text{mm}$ ）を用い、底面及び側面に布設し、注水による壁面の損傷を防止した。合成繊維を使用した結果、フィルターの撤去、施設の拡張、改造が容易となった。

実験は従来どおり定水位法とし、所定の水位を維持するよう注水を6時間継続した。浸透量は貯水タンクに設置したポイントゲージから水位の低下量を読み取り、これを注水量に換算した。注水量は10分間隔で測定した。

実験開始後5~6時間の1時間に浸透した水量を最終浸透量とし、施設に作用する静水圧の総和との関連を示したものが、図- 3.2.2~ 3.2.3である。

この図より、1次回帰式への適合性は、余り向上したとは言えない結果となったことがわかる。この実験では地盤の不均一性に起因した浸透能力のばらつきは低減したと思われるものの、施設の規模が小さいことから、浸透面の施工を良好な状態で実施することが難しく、施工上の少しの違いが実験結果に大きな影響を与えた。

表- 3.2.2 施設の拡張と実験ケース（土研実験地）

拡張順序	実験ケース	観測孔の大きさ		湛水深 h[m]	実験方法	浸透面
		直径D[m]	深さh[m]			
1	土研 1	0.2	0.5	0.3	定水位	全面浸透
2	土研2-1	0.3	0.8	0.3	"	"
	土研2-2	0.3	0.8	0.6	"	"
3	土研 3	0.5	1.2	1.0	"	"
4	土研4-1	0.67	1.6	0.71	"	"
	土研4-2	0.67	1.6	1.5	"	"

表- 3.2.3 施設の拡張と実験ケース（所沢実験地）

拡張順序	実験ケース	観測孔の大きさ		湛水深 h[m]	実験方法	浸透面
		直径D[m]	深さh[m]			
1	所沢 1	0.2	0.5	0.3	定水位	全面浸透
2	所沢2-1	0.3	0.8	0.3	"	"
	所沢2-2	0.3	0.8	0.6	"	"
3	所沢 3	0.5	1.2	1.0	"	"
4	所沢 4	0.67	1.4	1.3	"	"

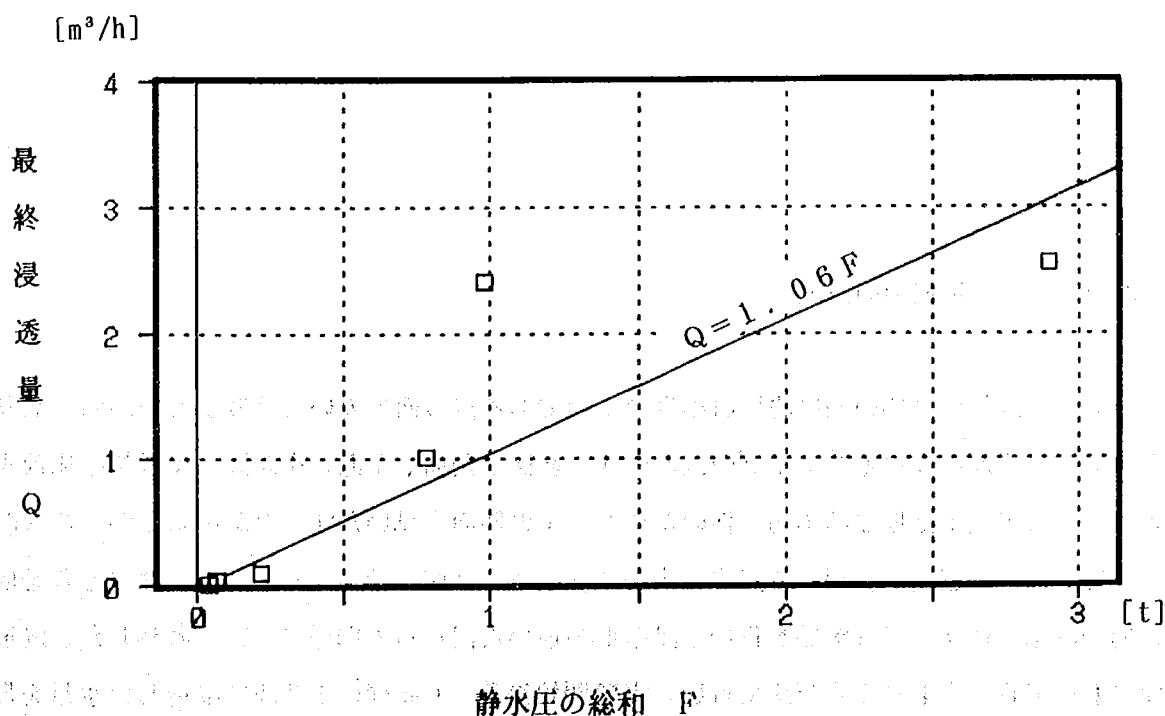
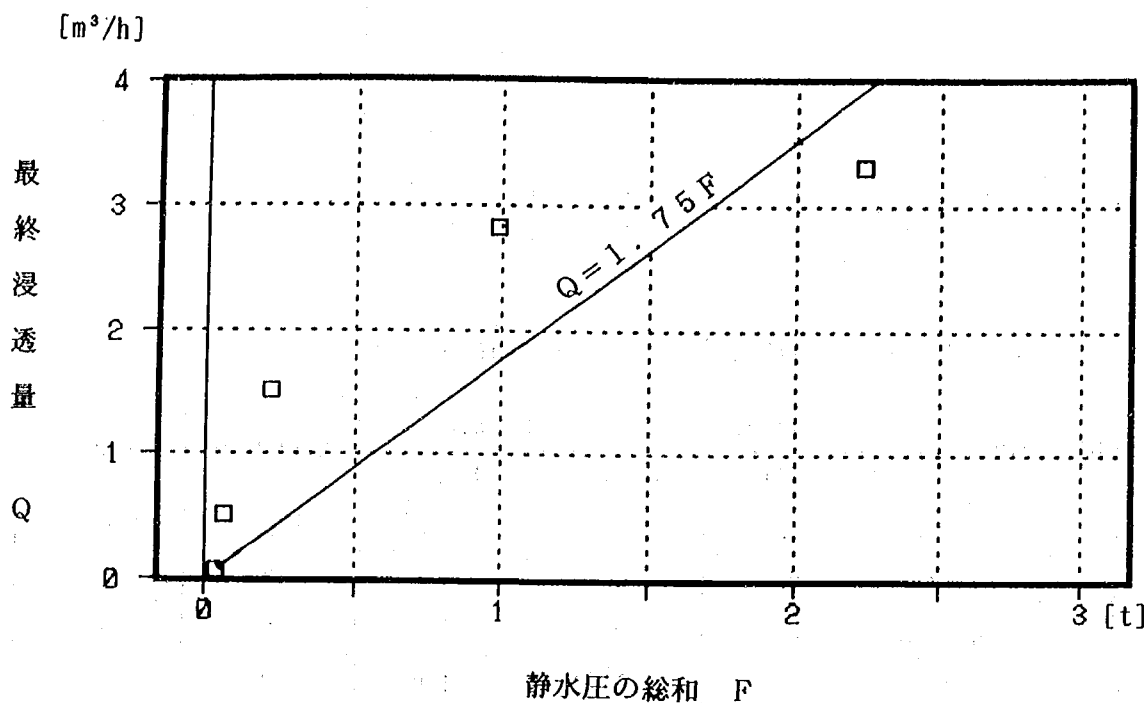


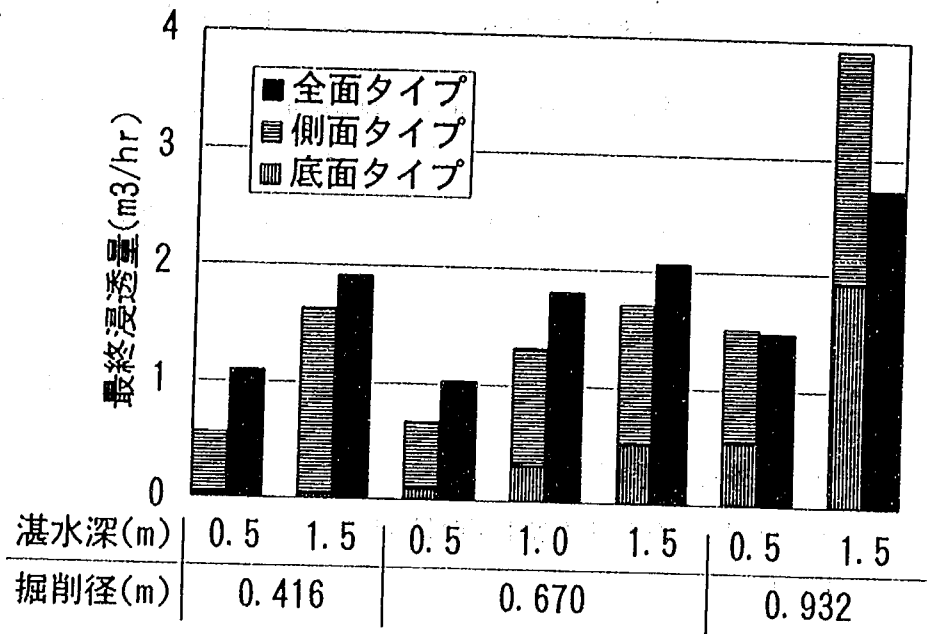
図- 3.2.2 静水圧の総和と浸透量（土研実験地）



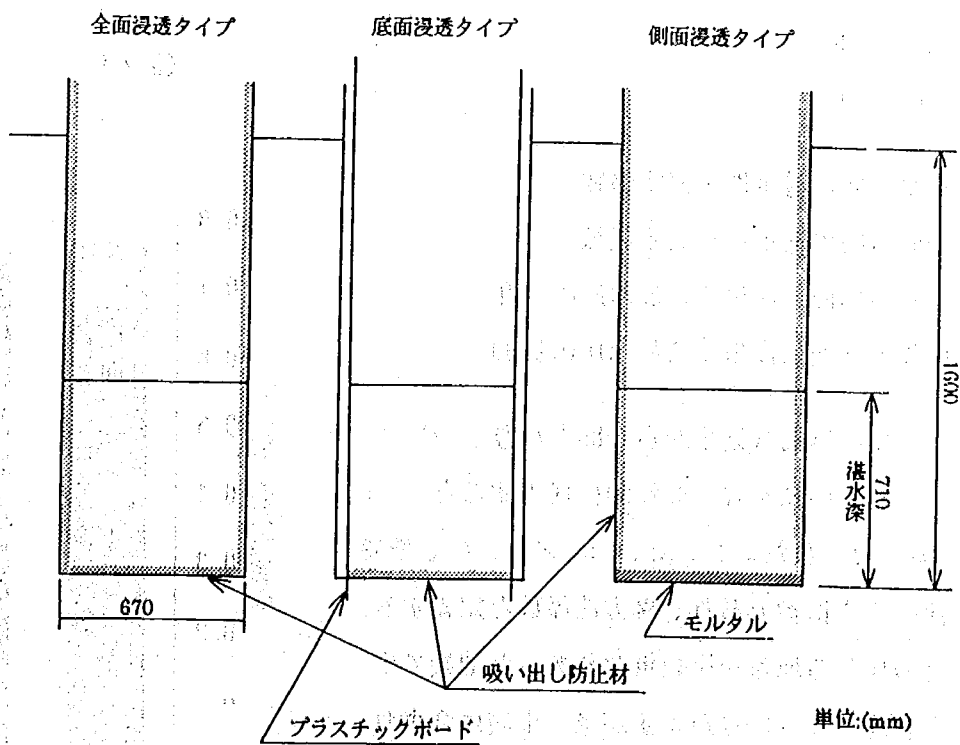
図－ 3.2.3 静水圧の総和と浸透量（所沢実験地）

3.2.3 浸透面の違いと浸透能力の評価

浸透施設の浸透能力評価のための基礎的検討項目の1つである浸透面の違いと浸透量との関係を把握するため、土研実験地に浸透面の異なる3タイプの浸透ます（底面、側面、全面）を設置し浸透量を比較する実験を行ってきた。この実験では地盤の不均一性のためか一定の傾向を見いだすことが出来なかった（図－ 3.2.4）。そこで、同一の掘削孔を用いて浸透ますを順次改造し（図－ 3.2.5）、不均一性の影響を取り除いた状態で、同一湛水深による浸透実験を行い、浸透面の違いと浸透量の関係について考察した。浸透実験は土研実験地において従来どおり定水位法で行い、実験開始後5～6時間の1時間に浸透した水量を最終浸透量とした。



図－ 3.2.4 浸透面の違いと浸透量（土研実験地）



図－ 3.2.5 浸透ますの改造（土研実験地）

実験結果を、図－ 3.2.6に示す。この図から、

$$(\text{全面タイプの浸透量 } Q_s) = (\text{底面タイプの浸透量 } Q_b) + (\text{側面タイプの浸透量 } Q_s)$$

であることがわかる。よって、浸透施設の側面と底面が交わる隅部で、両面からの浸透水が輻輳し影響を及ぼし合うことは、ほとんど無いものと思われる。

ここで、浸透能力評価の一般化を行う際の基本式 (3.1.1)及びこの実験結果から、土研実験地の異方性の度合いを求める。

$$Q = a F + b \quad (3.2.4)$$

ここに、 Q : 最終浸透量 [m^3/hr]

F : 透部面に作用する静水圧の総和 [t]

a, b : 係数

土研実験地、相模原実験地の結果を整理した結果、係数 $b = 0$ と考えて良いと思われる。係数 a は、表－ 3.1.3に示した要因により定まる係数であり、実験が正確に行われていれば、地盤の透水性により定まる係数である。全面浸透タイプの施設の底面からの浸透量を Q_b 、側面からの浸透量を Q_s とすると、

$$\begin{aligned} \frac{Q_s}{Q_b} &= \frac{a_h \cdot F_s}{a_v \cdot F_b} \\ &= \frac{a_h}{a_v} \cdot \frac{F_s}{F_b} \end{aligned} \quad (3.2.5)$$

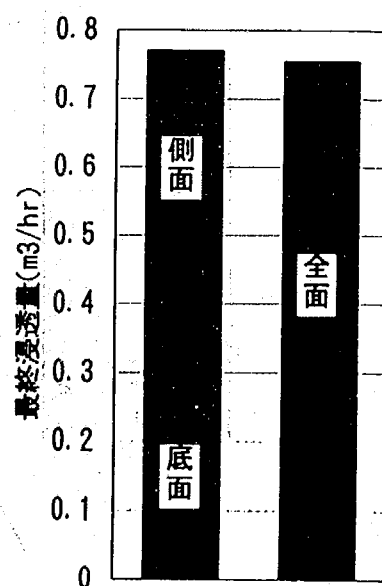
ここに、 a_h : 水平方向の透水性を表す係数

a_v : 鉛直方向の透水性を表す係数

F_s : 施設の側面に作用する静水圧の総和

F_b : 施設の底面に作用する静水圧の総和

式 (3.2.5)の Q_s/Q_b は実験結果から1.86となり、 F_s/F_b は2.12である。これらの値を式 (3.2.5)に代入すると、 $a_h/a_v = 0.88$ との値が得られた。ここで、 a_h/a_v は、地盤の浸透能力の異方性を表す指標であり、異方性係数と定義する。地盤の異方性は土質の異なる地盤が複数重なりあった地盤で生じるもので、土研実験地のように浸透ますが単一土層に含まれる場合は、異方性の度合いは少ないと考えられる。



図－ 3.2.6 実験結果 (土研実験地)

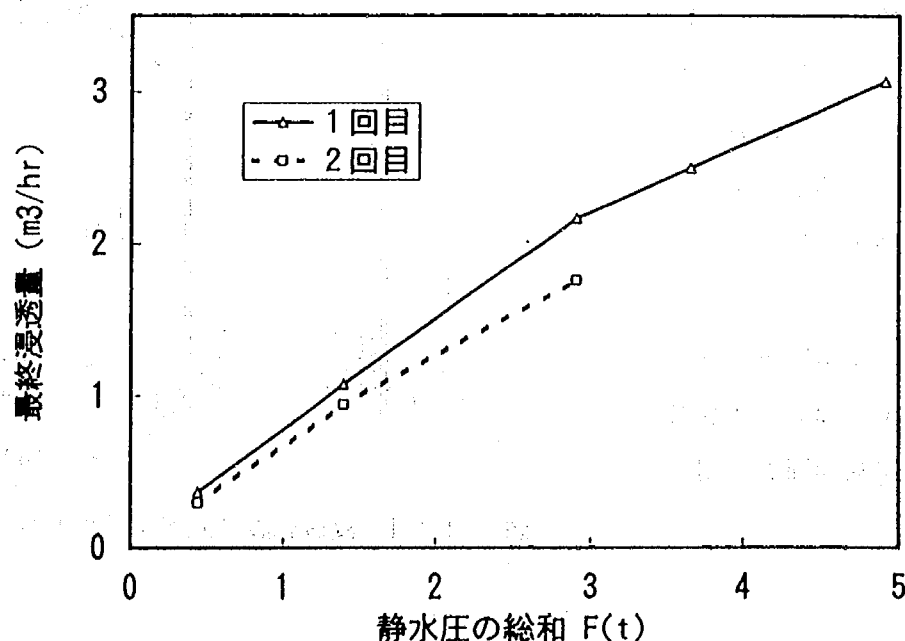
3.2.4 浸透能力強化に関する試み

定水位実験は、その途中に浸透能力が急激に増加することがあり（例えば、図－ 2.3.1(G6)）、水圧によって土粒子が動いて水みちを形成したことをうかがわせた。これを意図的に実施することができれば、浸透能力を高めることができると考えられる。静水圧の総和の非常に大きい領域での浸透実験を行い、これにより通常の領域での浸透能力に変化が生じるか否かの確認を行った。

実験は、土研実験地の関東ローム層に直径67cmの円筒型の全面浸透タイプの浸透施設を設置して実施した。施設の設置に際しては、掘削側面が鉛直になるように素掘を実施し、掘削後は全面にわたって目立てを行った。その後直径47cmの塩ビ管に穴を開け、ストレーナ加工を施したものを掘削孔に設置した。なお、掘削孔と塩ビ管との隙間には碎石を充填した。施設の形状については、図－ 3.1.1（前出）を参照されたい。

実験方法は、一連の浸透実験と同じく、定水位法とした。

図－ 3.2.7に浸透施設に作用させた静水圧の総和 F と最終浸透量 Q との関係を示す。これにより、 F がある程度大きくなっても、 F と Q との直線関係は維持されることがわかった。また、図の破線は F の大きな値での実験後に、再び F の小さな条件で行った実験結果であり、施設の湛水の履歴性が浸透能力に与える影響の把握を試みたものである。これを見ると一度大きな静水圧を作用させると、水みちの発生により浸透能力の増大が図れるものと予測したが、実験では反対に浸透量が若干低下する結果となった。これは、浸透面や注入水の中の細かな粒子分が浸透面表面をコーティングしたことが原因とも考えられるが、その状況を正確に確認することは出来なかった。



図－ 3.2.7 静水圧の総和と浸透量（土研実験地）

4. 目づまりした施設の浸透能力の回復

浸透施設の目づまりは主に注入水に含まれる濁質によって引き起こされ、それによる浸透機能低下のメカニズムについてはほぼ解明されている⁹⁾。しかし、実際に浸透能力を回復させる効率的な手法を検討するにあたっては、目づまりを引き起こした濁質の抑留位置等について、さらに検討する必要がある。ここでは既に目づまりによって浸透機能が低下した施設（底面浸透タイプ）での浸透実験によって目づまり濁質の抑留に関する検討を行い、浸透能力の回復についての効率的な手法について検討した。

4.1 浸透施設の目づまり回復実験

実験に用いた浸透施設は、土研実験地の関東ローム層に設置した浸透施設で、平成4年1月の濁質投入実験による目づまりによって、浸透機能が低下した施設である。この浸透施設は深さが1.6m、直径が0.687mの円筒型の底面浸透タイプ（図-4.1.1）であり、1日6時間の濁質投入実験を8日間にわたって繰り返し、合計30.6kgの濁質を投入した施設である。当施設は濁質投入実験後そのままの状態約2年間経過しているが、施設上部を蓋で覆い、濁質、雨水、枯れ葉等が混入しないようにしておいた。

実験の手順としては、まず目づまりした施設で湛水深を1.5mとした定水位浸透実験（ケース1）を行い、次に施設底面の碎石部分（20cm厚）を掘り起こして洗浄し空隙に抑留された目づまり物質を取り除き、同様の浸透実験（ケース2）を行った。そして最後に、碎石部分の洗浄に加え、碎石の下部の地盤を表層から5cmの厚さで剥ぎ取り、その部分も碎石に置き換えて同様の浸透実験（ケース3）を行った。

浸透実験の継続時間は、水位設定後6時間とし、注水量を10分間隔、注水温度、気温、地下水位を2時間間隔で測定した。

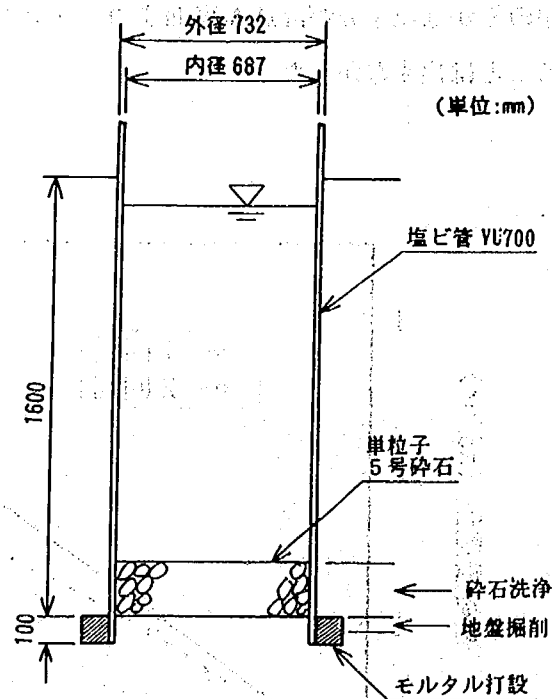


図-4.1.1 浸透施設（底面タイプ）（土研実験地）

4.2 実験結果

浸透量の経時変化を実験ケース毎にまとめたものを、図- 4.2.1に示す。同図には、浸透施設が目づまりを起こす前に実施した浸透実験の結果も、併せて示した。

これを見ると、濁質投入後のケース1の最終浸透量は、濁質投入前の最終浸透量に比べて50%以下に低下していることがわかる。そして、ケース2の砕石洗浄では濁質投入前の75.0%にまで回復しているが、ケース3の砕石洗浄+地盤置換では、ケース2に対し浸透量の回復があまり見られなかった。この実験結果から、濁質による浸透施設の機能低下は、主に砕石部分の目づまりにより引き起こされ、その下部の地盤における目づまりの影響は比較的小さいものと判断される。

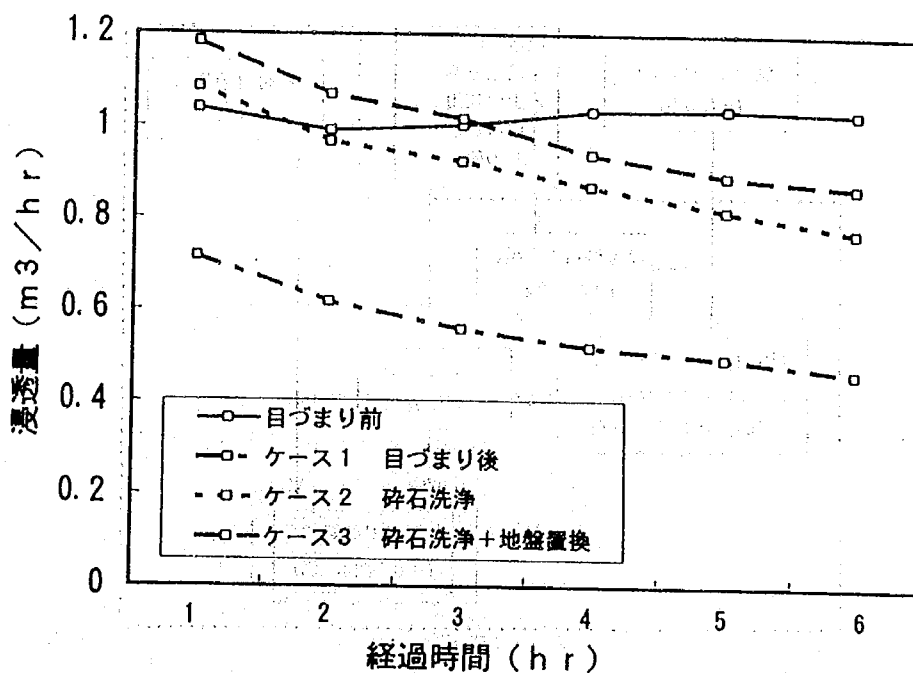
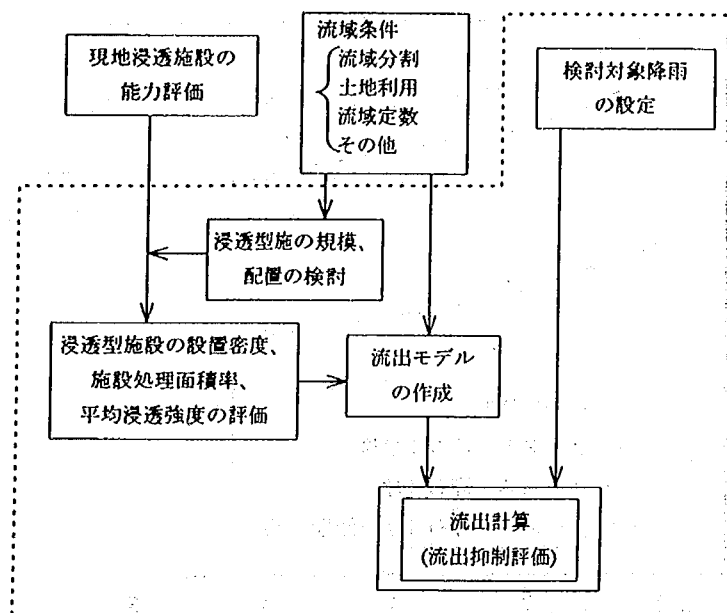


図- 4.2.1 浸透量の経時変化 (土研実験地)

5. 流出抑制効果の評価手法についての検討

5.1 検討の目的

浸透型流出抑制施設の流出抑制効果を定量的に評価するため、流出試験地において水文観測を行い、その結果をもとにシミュレーションモデルによる流出解析を行った。具体的には、住宅設置後の宅地造成地からの流出を、住宅を設置する以前の状態に保つために必要な浸透型施設の規模、数量等について、降雨波形、地盤の浸透能力等の面から検討を加えた。浸透型施設による流出抑制効果の評価手法について、その全体的な流れは図－ 5.1.1 のようになる。今回検討したのは図の点線で囲んだ範囲である。



図－ 5.1.1 流出抑制効果の評価の流れ

5.2 検討方法の概要

流出試験地は、千葉県印西町の千葉ニュータウンに設置した（図－ 5.2.1）。実験場には裸地域と屋根域のそれぞれを設け、流出量と雨量をデータロガーによって自動的に収録できるようになっている（図－ 5.2.2）。当該試験地は関東ロームによって約3m盛土された人工地盤上に設置されており、下の地盤は凝灰質の粘土となっている。

裸地域は造成後やや年月が経過し、ある程度雑草が繁茂しており、地盤表面は水平であるがその中央に深さ約20cm、幅約50cmの溝が縦断勾配約 1/150で掘ってある。一方、屋根域は南北方向に約1/20、東西方向に約 1/120の一樣勾配を持つ亜鉛鉄板製の仮想の屋根が作られており、図－ 5.2.3に示す浸透施設が5基設置されている。

ここでは、浸透施設設置前（平成5年3月～8月）の観測期間中の降雨を対象とし、裸地域と屋根域（施設設置前）のそれぞれからの流出量の観測値をもとに、以下に示す浸透流出モデルによって、浸透施設が設置された場合の流出抑制効果をシミュレーションにより評価した。このモデルの基本的な概念を図－5.2.4に示す。これは以下のような式で表される。

$$Q_o = Q_i - \frac{1}{3600} Q_p - \frac{dV}{dt} \quad (5.2.1)$$

ここで、 Q_o ：浸透施設からの流出量[m³/s]

Q_i ：浸透施設への流入量[m³/s]

Q_p ：浸透施設から地盤への浸透量[m³/h]

$\frac{dV}{dt}$ ：浸透施設内の湛水量の経時変化[m³/s]

である。施設への流入量 Q_i は、屋根域の最下流端で観測された値とした。本来は、屋根域にある浸透施設の上流域（屋根域全体の約83%の面積）での降雨が浸透施設への流入量 Q_i になり、浸透施設の下流へ降った雨は直接下流端から排出されるが、今回は屋根域への全降雨が浸透施設への流入量になるとして計算した。浸透量 Q_p は浸透施設の浸透面への静水圧の総和 $F[f]$ をパラメーターとした以下の経験式により与えた。

$$Q_p = a F + b \quad (5.2.2)$$

係数 a 、 b は実験により求まる浸透能力係数である。現地にて行われた浸透実験の結果を図－5.2.5に示す。この実験は、図－5.2.3の施設において湛水深0.7m、1.4mとして現地に設置された各施設で行った。実験方法は1日6時間注水の定水位実験とし、最後の6時間目の浸透量（最終浸透量）をその施設の浸透能力として採用した。この実験結果より、 $a=0.10$ 、 $b=0.0$ とした。この値は、土木研究所構内において行われた同様の施設による浸透実験の結果（おおよそ $a=0.5\sim 1.0$ ）と比べ、相当に小さい浸透能力であるといえる。これは、この実験地が人工地盤であることが影響しているものと思われる。また、浸透施設1基当りの浸透能力は次のように求められる。

$$\begin{aligned} F &= \pi r h (r + h) \\ &= 2.90 [t] \end{aligned} \quad (5.2.3)$$

$$\begin{aligned} Q &= a F + b \\ &= 0.29 [m^3/h] \end{aligned} \quad (5.2.4)$$

この浸透能力を降雨強度に換算すれば、本流出試験地（集水面積1800m²、施設設置数5基という条件）においては、

$$R = 0.29 \times \frac{5}{1800} \times 1000$$

$$= 0.81 \text{ [mm/h]}$$

(5.2.5)

となり、降雨強度約0.8mm/hr（最大時）に相当するものである。

ここで、式(5.2.2)のaの値として、最終浸透量に対応するものを使っている事に注意を要する。定水位浸透実験を行うと、浸透能力が時間の経過とともに低下することはよく知られていることである。これは、浸透の初期の段階では、水を供給する前に土壌に存在していた間隙が、徐々に水で満たされることにより、施設からの浸透量が大きく求められるが、時間の経過に伴い間隙を満たすのに消費される水の量が減少し、やがて供給された水の全てが地下に浸透するという平衡状態に近づくものと解釈される。

流出抑制効果の評価においては、強雨時の浸透能力、それも雨のピーク時の浸透能力が問題となり、安全性の観点からも施設の浸透能力は最終浸透能に至っていると考えるのが妥当である。

これとは逆に、地下水涵養においては、少雨の時にも注目しなければならないし、さらに結果としてどの程度のボリュームが浸透したのかという点が問題となる。従って、雨の降り始めの浸透能力を評価する必要がある。ここでは、流出抑制の観点からの検討なので施設の浸透能力としては最終浸透能を使っているが、弱い雨の時の施設の貯留量の効果を見るため、式(5.2.1)のモデルを提案したものである。

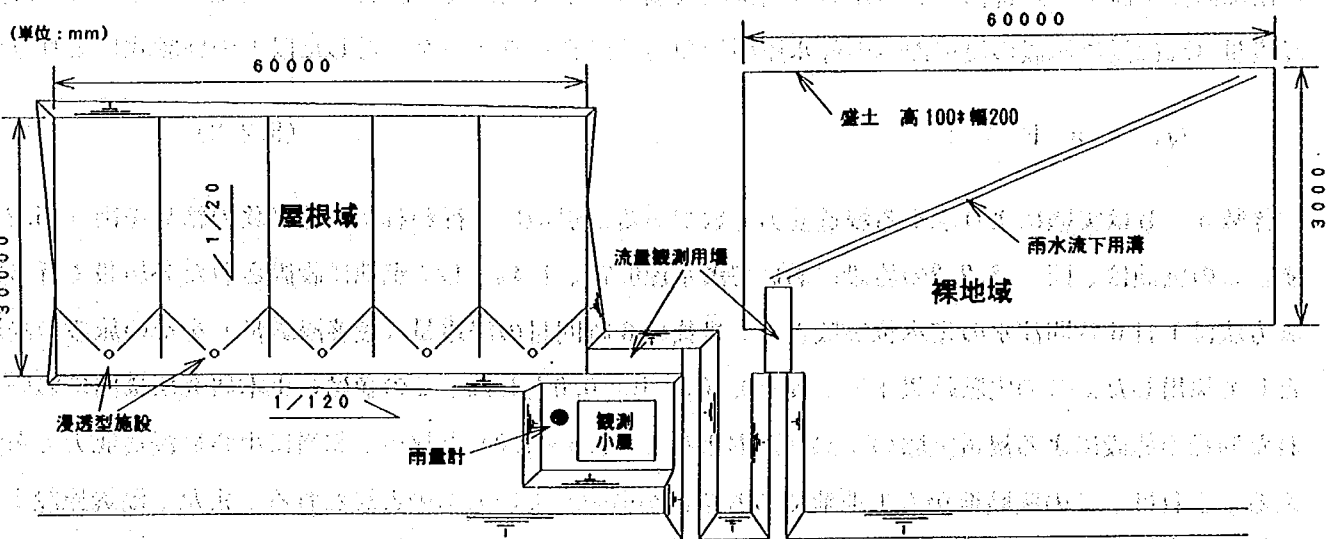


図- 5.2.1 流出観測施設平面図

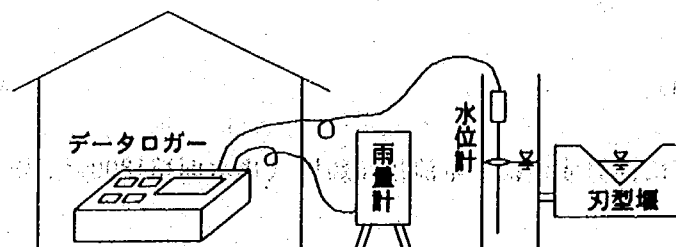
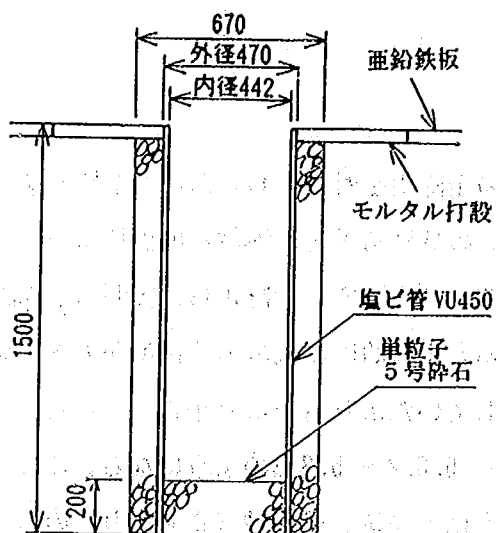
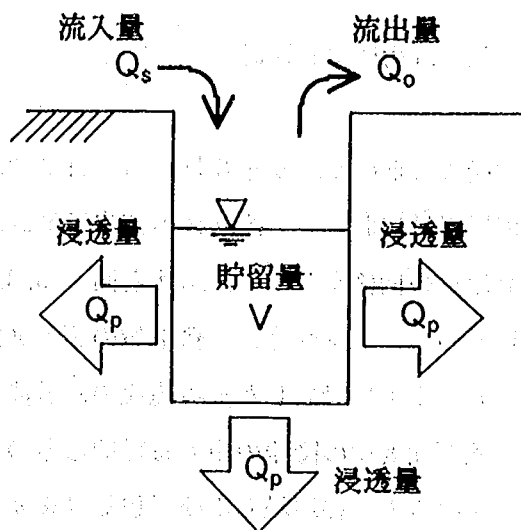


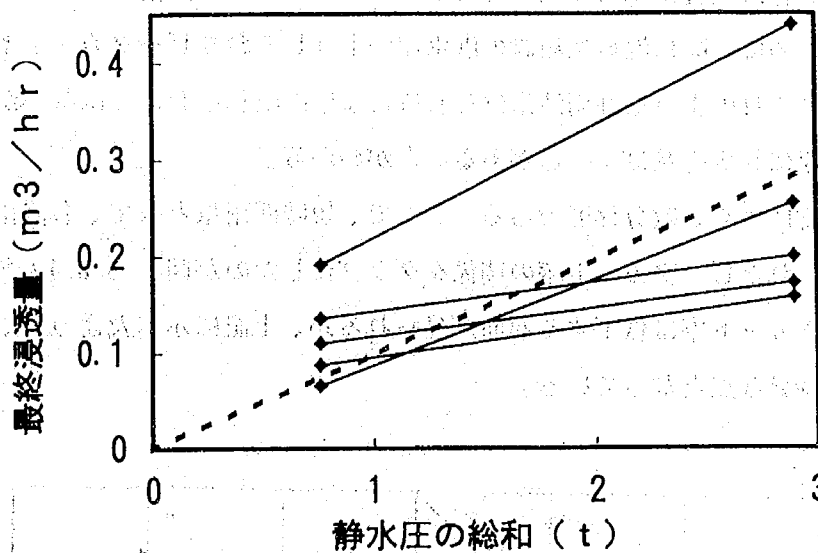
図- 5.2.2 データ収録システム



図－ 5.2.3 浸透施設断面図（印西実験地）



図－ 5.2.4 流出モデルの概念



図－ 5.2.5 現地浸透実験結果

5.3 検討結果

5.3.1 観測降雨による検討

浸透施設設置前の平成5年3月から8月までの観測期間中の全降雨を対象とし、前述の条件で浸透施設を設置前の屋根域において、設置後の流出予測計算を行った。この計算結果を裸地域と屋根域について総降雨量と総流出量の関係をグラフに示すと図-5.3.1のようになる。この図で、総降雨量は実測値、総流出量のうち屋根域のデータは計算値、裸地域のデータは実測値である。全体的に屋根域の流出率が大きくなっているが、これは現地に設置した浸透施設の浸透能力が当初期待していたよりもかなり小さかったためである。

また、観測期間中の降雨の中で特徴的なものを示すと、図-5.3.2～5.3.3のようになる。ここで、流出量のデータのうち、裸地域および屋根域（ます無し）のデータは実測値、屋根域（ます有り）のデータは計算値である。図-5.3.2は3月31日の降雨で、この降雨は図-5.3.3の6月8日の降雨と比較して降雨強度は大きい、ピークカット率（マス設置前に対する、設置後のピーク流出量の低減率）は37%と、ピーク流出量の低減効果が大きく出ている。これは前期降雨（ピーク流出量に達する前の降雨）がほとんどないために浸透型施設の貯留効果が特に顕著に現れた例である。一方、6月8日の降雨ではピーク流出量に達する前に長時間の降雨があったために、既に浸透型施設の湛水深が上昇しておりピークカット率は約9%と低い値になっている。この3月31日のような降雨波形はそれほど頻繁に現れるわけではないが、浸透施設の容量が、時として流出抑制効果に影響を及ぼすことがあることがわかる。

屋根域の流出時間は非常に短く、数分程度である。ここで、短時間雨量として、各降雨の10分間降雨強度の最大値を指標にとり、これとピークカット率の関係をグラフにしたのが図-5.3.4である。短時間の雨量強度が大きくなるとピークカット率は低下する傾向が見られるが、上記に示したように、3月31日の降雨は、ピークカット率が高く、特異な点となっている。

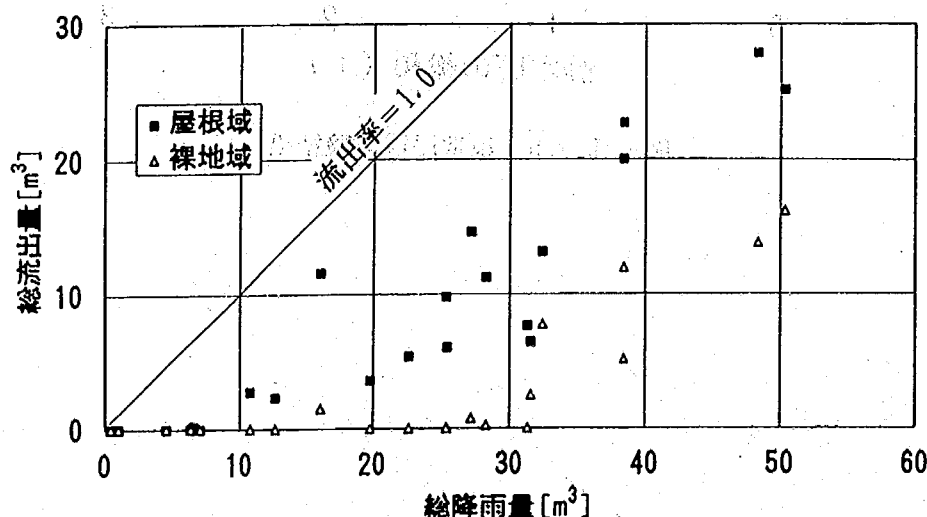
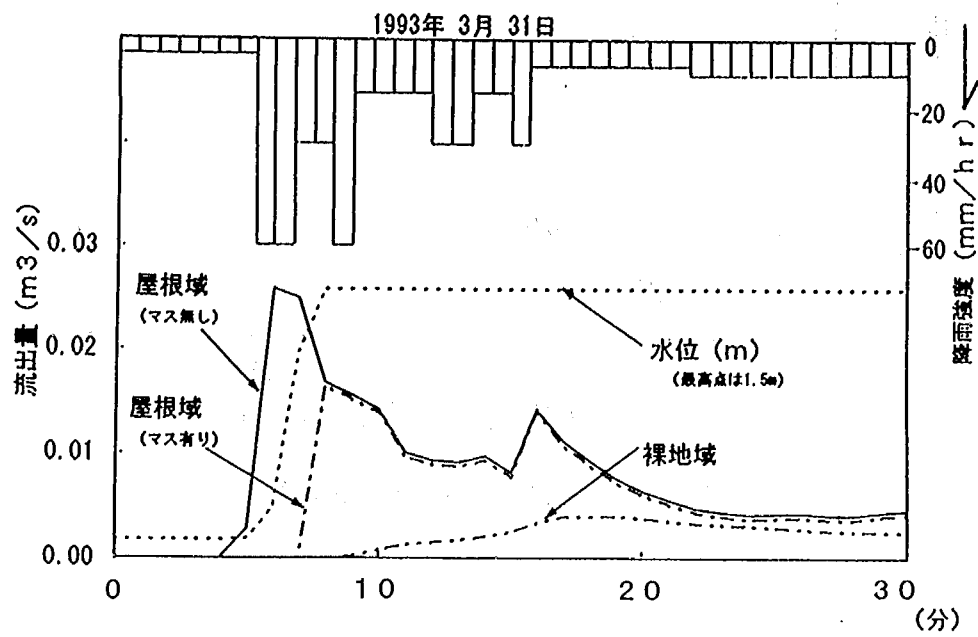
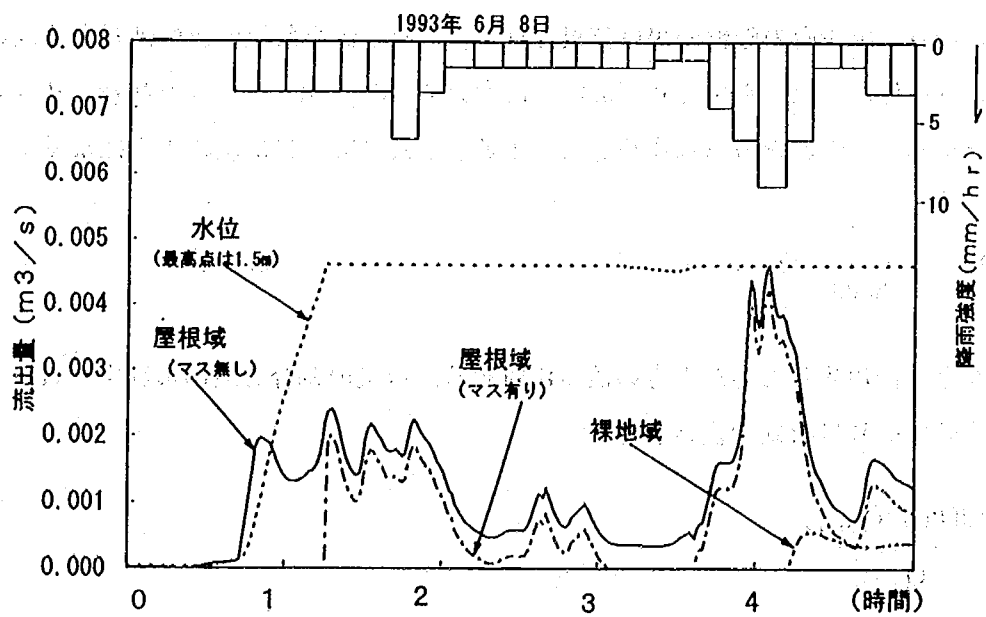


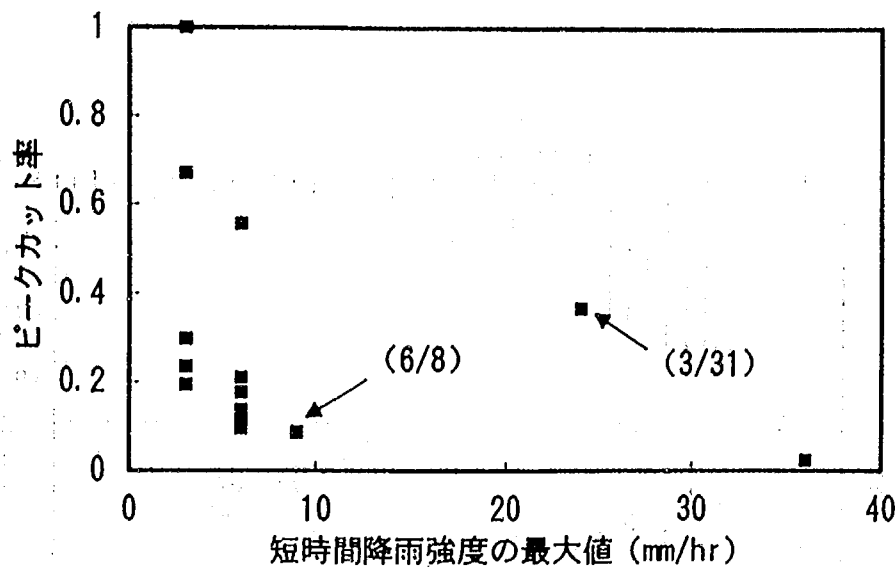
図-5.3.1 総降雨量と総流出量



図－ 5.3.2 流出量の経時変化(3/31)



図－ 5.3.3 流出量の経時変化(6/8)



図－ 5.3.4 短時間降雨強度の最大値とピークカット率

5.3.2 想定した種々の降雨による検討

今回観測されたのは比較的小さな降雨である。しかし、浸透施設の計画に当たっては計画規模の降雨も対象とする必要がある。ここでは種々の降雨強度における流出抑制効果が施設の諸元と浸透能力によってどの程度左右されるのかを概算した。計算にあたっては、対象降雨の降雨強度が浸透施設の容量に比較して十分大きく、浸透施設は短時間で満杯になってしまうと考えた。その場合、施設の浸透能力は施設の持つ最大値（施設満杯時）となり、施設内の貯留効果は無視される。また、蒸発散等の影響は考えず浸透水以外の水は全て流出するという条件とした。従って式 (5.2.1)において、 $dV/dt = 0$ となり、式 (5.2.1)の F は一定の値 (F_{max})となる。このときの Q_p を Q_{pmax} とすると、式 (5.2.1)は次のようになる。

$$Q_o = Q_s - \frac{1}{3600} Q_{pmax} \quad (5.3.1)$$

ここで、降雨が全量流出するとしたときの流量に対する浸透量の割合を流出抑制率 (K) とし、ピーク流出量を合理式で表せば、 K は次式で表される。

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{(1/3600) Q_{pmax}}{Q_s} \\
 &= \frac{(1/3600) Q_{pmax}}{(1/3.6) f \cdot R \cdot A \times 10^{-6}} \\
 &= \frac{Q_{pmax}}{f \cdot R \cdot A} \times 10^{-3} \quad (5.3.2)
 \end{aligned}$$

ここに f は流出係数、 R は時間雨量強度[mm/hr]、 A は施設の集水面積[m²]である。

$f = 1.0$ 、 $Q_{pmx} = a \cdot F_{max} + b$ とすれば、

$$K = \frac{a \cdot F_{max} + b}{R \cdot A} \times 10^{-3} \quad (5.3.3)$$

今回の試験地と同程度の浸透施設 ($\phi = 0.67\text{m}$, $h = 1.5\text{m}$) の場合、 F_{max} は約 3[t] である。また、これまでの検討結果より、 $b \approx 0$ とすることができるので、式 (5.3.3) は、 $K = (3a / (R \cdot A)) \times 10^{-3}$ となる。これにより、住宅設置後の宅地造成地からの流出を、住宅を設置する前の状態に保つために必要な浸透施設の数量について、施設の浸透能及び、降雨強度に応じた結果が得られる。例えば、対象とする降雨強度が 40 mm/h の場合、宅地造成地の地盤の浸透能力が中程度 $a = 0.5$ のとき、一つの施設が受け持つ面積を 100m² とすると $K = 0.375$ となるので、浸透施設によりピーク流出量が 37.5% 抑制できるということになる。

以上のように浸透施設の浸透能および浸透施設の規模・設置数と流出抑制率の間には一義的な関係があることがわかる。これにより、計画降雨をはじめ種々の降雨での流出抑制効果について概略把握できるため、浸透施設の計画立案の参考になるものと考えられる。

5.4 浸透施設の流出抑制効果

浸透型施設において貯留効果と浸透量変化効果（湛水深の変化による）を考慮した浸透流出モデルでは、主に降雨波形、浸透施設の浸透能、浸透施設の諸元・設置密度によって、流出抑制効果、地下水涵養効果が異なってくることを表現することができる。浸透型施設のより詳細な設計にあたってその必要性は高いと考えられる。

浸透施設の計画に当たっては、計画降雨をはじめ種々の降雨での流出抑制効果について概略把握する必要がある。この場合、式 (5.3.3) に示されるように浸透施設の浸透能 (a) ～浸透施設の規模 (F) ～設置密度（施設一基当りの集水面積）～降雨強度～流出抑制率の関係が一つの目安となると考えられる。

また、浸透施設は、その浸透能力が小さい場合、あるいは施設の設置密度が小さい場合には計画降雨のような大きな降雨での流出抑制効果はわずかであるが、低水および地下水の管理等も含めた都市域の水環境を考えるにあたっては、その重要性は高いと考えられるが、この点についての定量的検討は今後の課題である。

6. まとめ

本研究では、主に浸透施設の浸透能力の評価及び流出抑制効果の評価方法について検討した。

浸透能力の評価の一般化に当たっては、各実験地での調査結果から「浸透施設からの浸透量は、その施設の浸透面積に加わる静水圧の積分値の一次関数である。」という仮説が概ね成立し、静水圧の総和と浸透量との関係から得られる回帰係数 a を浸透能力の指標と考えることがほぼ妥当であることが分かった。

また、浸透施設の流出抑制効果は、降雨強度、降雨波形などに大きく依存するものの、比較的浸透施設の導入に不向きな人工地盤においてさえも、降雨強度が弱い場合には浸透施設の効果が認められる結果となった。

今後は、簡便な方法による地盤の浸透能力評価手法の開発や、浸透施設の地下水涵養効果、低水流況改善効果について定量的評価を進め、浸透施設の導入促進や普及を図る必要があると思われる。

おわりに

本研究では、主に浸透施設の浸透能力の評価及び流出抑制効果の評価方法について検討した。

この研究を進めるにあたりご協力頂いた建設省関東地方建設局、埼玉県河川課、千葉県都市河川課、神奈川県河港課、所沢市、相模原市、住宅・都市整備公団の関係各位にお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 吉本, 海野, 下家, 川上, 馬場; 「ます・トレンチ型浸透施設の雨水浸透機能調査」, 土木研究所資料第3080号, 1992年 3月, 建設省土木研究所河川部総合治水研究室.
- 2) 吉本, 海野, 下家, 馬場; 「浸透型施設に流入する濁質調査」, 土木研究所資料第2975号, 1991年 3月, 建設省土木研究所河川部総合治水研究室.
- 3) 栗城, 木内, 川上, 小林, 田中; 「浸透施設の目づまりに関する調査」, 土木研究所資料第3166号, 1993年 3月, 建設省土木研究所河川部総合治水研究室.
- 4) 前出1).
- 5) 前出1), pp. 14.
- 6) 前出1), pp. 27.
- 7) 山本, 斉藤; 「浸透型流出抑制施設の浸透能力把握手法に関する調査報告書」, 土木研究所資料第2126号, pp. 154, 1984年 8月, 建設省土木研究所河川部総合治水研究室.
- 8) 土木工学体系編集委員会編; 「土質力学/土の力学的挙動と地盤の応震応答解析」, 土木工学体系 8, (株)彰国社.
- 9) 前出8).
- 10) 前出8).
- 11) 土質工学会編; 「土質試験法(第2回改訂版)」, pp. 345.
- 12) 土質工学会編; 「土質調査試験結果の解釈と適用例」, 土質基礎工学ライブラリー 4, pp. 306.

参 考 資 料

NY 100 100 100 100

参考資料-1 土質調査の詳細（相模原実験地）

土の透水試験（変水位）		記録用紙
-------------	--	------

調査名・調査地点

試験年月日 3年 2月 20日

試料番号・深さ: Na 0-4 (1.3 m ~ m)

試験者 村上 常和

試験器番号: Na 試料の状態: 乱した試料, (乱さない試料) 最大粒径

供試体作製方法 土質名称

供試体飽和方法 水頭差による自然飽和 試験用水 脱気水

ガラス管: 内径		cm, 断面積 a	0.784	cm ²	試験前含水比 ^(注)	
供試体・容器	供試体の状態	試験前	試験後	容器 No.	28	
直径 ϕ cm	6.00	(供試体+容器)質量 m_0 g	235.1	248.9	m_0 g	265.7
断面積 A cm ²	28.27	質量 $m = m_0 - m_c$ g	163.1	176.9	m_1 g	198.3
長さ L cm	5.00	湿潤密度 $\rho_t = m/V$ g/cm ³	1.154	1.252	m_c g	102.6
体積 $V = A \cdot L$ cm ³	141	平均含水比 w %	70.4	84.8	w %	70.4
容器質量 m_c g	72.0	乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1 + \frac{w}{100})$ g/cm ³	0.677	0.677	容器 No.	
土粒子の比重 G_s	2.813	間隙比 e	3.155	3.155	m_0 g	
		飽和度 S_r %	62.8	75.6	m_1 g	
測定番号	1	2	3	4	5	m_c g
測定開始時刻 t_1	0	0	0			w %
測定終了時刻 t_2	0°30'	0°30'	0°30'			容器 No.
測定時間 $t_2 - t_1$ s	1800	1800	1800			m_0 g
t_1 における水頭 h_1 cm	175.0	175.0	175.0			m_1 g
t_2 における水頭 h_2 cm	100.6	101.9	103.0			m_c g
① $1/L \cdot (h_1 - h_2)$	2.40×10^{-1}	2.35×10^{-1}	2.30×10^{-1}			w %
② $2.30 \cdot a/L \cdot A$ cm	8.19×10^{-1}	8.19×10^{-1}	8.19×10^{-1}			平均含水比 w 70.4 %
③ $1/(t_2 - t_1)$ s ⁻¹	5.56×10^{-4}	5.56×10^{-4}	5.56×10^{-4}			試験後含水比 ^(注)
$k_T = ① \times ② \times ③$ cm/s	4.26×10^{-5}	4.17×10^{-5}	4.08×10^{-5}			容器 No.
測定時の水温 T °C	9.0	9.0	9.0			92
補正係数 η_T/η_{15}	1.182	1.182	1.182			m_0 g
$k_{15} = k_T \cdot \eta_T/\eta_{15}$ cm/s	5.04×10^{-5}	4.93×10^{-5}	4.82×10^{-5}	$\times 10^{-5}$	$\times 10^{-5}$	287.3
k_{15} の平均値 cm/s		4.93×10^{-5}				m_1 g
						206.1
						m_c g
						110.4
						w %
						84.8

備考

$$\text{注) } w = \frac{m_0 - m_1}{m_1 - m_c} \times 100$$

m_0 : (湿潤土+容器)質量

m_1 : (乾燥土+容器)質量

m_c : 容器質量

JIS A 1218 JSF T 311	土の透水試験 (定水位, 変水位)
-------------------------	-------------------

調査件名 _____ 試験年月日 H 3. 9. 6

試料番号 (深さ) (0.40 m ~ 0.70 m) 試験者 古谷 慎一

試料	土質名称		容器 No	1
	最大粒径 mm		内径 D_m cm	5.00
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.791	長さ L_m cm	5.10
スタンドパイプ	内径 cm	0.87	質量 m_s g	0.0
	断面積 a cm ²	0.594	試験用水	脱気水

供試体作製, 飽和方法	トリミング Co ₂ 置換後下部に引通水				
供試体 No	1	供試体の状態	試験前	試験後	
直径 D cm	6.00	(供試体+透水円筒)質量 m_1 g	113.3	123.0	
断面積 A cm ²	19.64	供試体質量 $m = m_1 - m_s$ g	113.3	123.0	
長さ L cm	5.10	湿潤密度 $\rho_t = m/V$ g/cm ³	1.131	1.228	
体積 V cm ³	100.16	乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1 + w/100)$ g/cm ³	0.469	0.469	
		間隙比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$	4.951	4.951	
		飽和度 $S_r = w \rho_s / (e \rho_w)$ %	79.5	91.2	

含水比	試験前	試験後
容器 No	35	35
m_a g	123.3	133.0
m_b g	57.0	57.0
m_c g	10.0	10.0
w, w_f %	141.1	161.7
平均値 %	141.1	161.7

測定 No	1	2	3	4	5
測定開始時刻 t_1	00 h 00 m 00 s	00 h 00 m 00 s	00 h 00 m 00 s		
測定終了時刻 t_2	0 h 2 m 0 s	0 h 2 m 0 s	0 h 2 m 0 s		
測定時間 $t_2 - t_1$ s	120	120	120		
定水位					
水位差 h cm					
透水量 Q cm ³					
TCに対する透水係数 k_T cm/s					
変水位					
時刻 t_1 における水位差 h_1 cm	50.0	50.0	50.0		
時刻 t_2 における水位差 h_2 cm	36.0	36.7	35.8		
TCに対する透水係数 k_T cm/s	4.23×10^{-4}	3.96×10^{-4}	4.29×10^{-4}		
測定時の水温 T °C	24	24	24		
温度補正係数 η_T / η_{15}	0.800	0.800	0.800		
15°Cに対する透水係数 k_{15} cm/s	3.38×10^{-4}	3.17×10^{-4}	3.43×10^{-4}		
代表値 k_{15} cm/s	3.33×10^{-4}				

特記事項

- 1) 変水位試験の場合
- 2) 透水円筒、底板、シール材などを含む。
- 3) 保水性の小さい試料は測定を省いてよい。
- 4) $k_T = \frac{L}{h} \cdot \frac{Q}{A(t_2 - t_1)}$
- 5) $k_T = 2.30 \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \cdot \log \frac{h_1}{h_2}$
 $k_{15} = k_T \cdot \eta_T / \eta_{15}$

参考資料-2 浸透量総括表（相模原実験地）

形状	規格(m) φ(径) L*B(長*幅)	湛水 深(m)	浸透量(m ³ /hr)					
			1h	2h	3h	4h	5h	6h
ます	底面 0.470	0.3	0.0662	0.0613	0.0645	0.0723	0.0613	0.0613
		0.5	0.0503	0.0503	0.0487	0.0519	0.0519	0.0440
		1.0	0.0487	0.0503	0.0456	0.0440	0.0456	0.0440
		1.3	0.0494	0.0353	0.0353	0.0494	0.0330	0.0306
		1.5	0.0126	0.0204	0.0299	0.0330	0.0314	0.0252
ます	側面 0.47	0.3	0.0535	0.0519	0.0566	0.0503	0.0503	0.0503
		0.5	0.0708	0.0566	0.0723	0.0645	0.0660	0.0645
		1.0	0.3160	0.3223	0.3113	0.2930	0.3084	0.3155
		1.3	0.3579	0.3720	0.3814	0.3932	0.3979	0.4094
		1.5	0.5391	0.5250	0.5160	0.5314	0.5507	0.5815
ます	全面 0.47	0.3	0.0990	0.0928	0.0865	0.0896	0.0849	0.0880
		0.5	0.0786	0.0912	0.0880	0.0928	0.0912	0.0865
		1.0	0.2566	0.2519	0.2495	0.2543	0.2543	0.2543
		1.3	0.3626	0.3649	0.3696	0.3696	0.3625	0.3742
		1.5	0.4473	0.4049	0.4143	0.4073	0.5816	0.5691
トレンチ	5.3*0.5	0.233	0.7769	0.8287	0.8505	0.7707	0.7651	0.7557
		0.290	0.8311	0.8240	0.8851	0.7911	0.8546	0.8334
		0.465	1.3206	1.5512	1.5699	1.5748	1.4878	1.4333
		0.700	2.5448	2.4795	2.4020	2.4135	2.4011	2.4465

土木研究所における 浸透型流出抑制施設に関する研究

栗 城 稔*

1. はじめに

浸透型流出抑制施設は雨水を地下に浸透させることによって、下流河川への洪水流出を抑制することを目的とする流域治水対策の一つであり、流域の持つ保水機能を適正に確保するための施設として貯留型施設と双璧をなしている。具体的には、浸透ます、浸透トレンチ、浸透井、透水性舗装、浸透側溝、浸透池、レキ間貯留といった多様な形態のものが実施され、その規模も、一軒の屋根に落ちた雨を浸透させる小さな樹から、校庭の排水を浸透させるような深さ10mに達する浸透井まで様々である。

これら浸透施設は、実施の事例は増えているものの、未だ治水対策として流量計画に組み込まれているとは言えない現状にある。この点で、河川管理施設として河川改修の代替施設となっている防災調節池を含む貯留施設に遅れをとっていると言わざるを得ない。その理由は、貯留施設の保水機能が目に見え、把握し易いのに対し、地下に潜っている浸透施設は、次のような技術的難問を抱えているためである。

(1)浸透能力に影響を与える不確定要素が多い。

- ・地層を構成する土質により、浸透能力が大幅に異なる。
- ・地層の生成過程により、浸透能力が大幅に異なる。
- ・同じ形式、規模の施設を使用した時の施設毎の個体差が大きい。
- ・様々な形式、規模のものが導入されており、それぞれに浸透能力が異なる。

(2)目づまりによる機能低下がある。

- ・設置地点により実際に施設に入る濁質等の

量が異なる。

- ・泥だめ、フィルター等で、濁質を除去する構造をとることが多いが、その効果の定量的把握が困難。
- ・施設、フィルター等の清掃による機能回復の定量的把握が困難。

現在、土木研究所都市河川研究室においては、浸透型施設の機能に関する調査を実施している。本調査は、平成4年度までは総合治水研究室において実施されていたものであるが、土木研究所の機構改革に伴い、総合治水研究室が河川環境研究室に組織変更されたことから、都市河川研究室の担当となった。浸透施設に関する研究は昭和54年4月に総合治水研究室が設置される以前には、水文研究室及び都市河川研究室で実施されていたが、その設置に伴って総合治水研究室の研究課題となり、14年経過して再び都市河川研究室が研究を担当することになったものである。

この間、およびこれに先立ち、土木研究所においては、浸透施設に関する各種の試験研究を長期にわたって実施し、その特性の解明と、それに係る様々な問題の解決を図りつつ、こうした施設が流域対策の中で効果的な役割を果たすように努力してきた。そうした中で、浸透施設は、その設置の事例も増え、また、都市の水収支の面からもその効果が再認識されてきているものの、その一層の整備の促進を図るためには、なお、上記のような解決すべき技術的課題があることも否めない。

本文では、まず、土木研究所において実施された浸透施設の設置および浸透能力把握のための研究を概観し、今後の研究の方向について提案を行うものである。

* 建設省土木研究所河川部都市河川研究室長

2. 浸透型流出抑制施設の誕生

地下埋管(浸透地下トレンチ)法による浸透技術は、わが国独自のものであり、当初は地下水涵養のために開発された。土木研究所における雨水浸透施設に関する調査・研究は、水文研究室による建設省総合技術開発プロジェクト「地下水涵養技術の開発(昭和51年～55年)」の一部として開始された井戸式の地下水涵養における目づまりの基本的発生機構を明らかにするための室内実験で始まったのである。昭和51年は、室内実験の他に、それまでの既往の注入井による地下水涵養実験に関する資料の収集を行い、実験計画の基礎資料とするとともに、現地での目づまり発生機構の解明に努めている。その結果、目づまりの主因は、注入井中の懸濁物と注入井近傍における微生物の繁殖によることが明らかとなった。その後、室内実験による注入水中の懸濁物と微生物の繁殖による目づまり、及びその防止対策に関する研究を行う一方、既往の注入井による涵養実験結果をとりまとめ、目づまりの発生状況、その原因、注入効率の回復のための再揚水による逆洗の方法とその効果について明らかにしている。その結果、注入井による地下水涵養技術には、現地の特性から生ずる現象は現地でしか解決できない側面が含まれており、予備実験の必要性があること、また、注入水は、せまい注入井壁を通し、長時間にわたって帯水層内へ流入するもので、前処理によってある程度良質な注入水を得る必要があって、必ずしも経済的であるとはいえないと指摘し、また、目づまりした帯水層に直接手を加えて回復を図る方法がなく、ゆとりのある涵養方法とはいえないとしている。ここでは、井戸法による地下水涵養の技術的課題を目づまりとし、これに焦点を絞って研究を展開しているものである。

井戸法による地下水涵養技術を流出抑制の目的で使うための検討は、昭和58年からの「浸透井浸透能力調査」において実施されており、注水による室内模型実験、新河岸川流域の浸透井に関する水理・地質条件、井戸構造に応じた浸透能力評価式を提案している。しかし、これら井戸法による流出抑制手法は、地下水の帯水層に直接濁水を注入することの安全性、施設の規模の大きさ等の問

題があり、流出抑制施設のための浸透技術の主流にはなり得なかったと思われる。

さて、上記総合開発プロジェクトの下で、拡水法による浸透機構の研究が昭和52年度に始められた。拡水法は地表面に水を張って浸透させる手法の総称であり、最も一般的な手法として知られているのが、浸透池法である。この方法は浸透のための池を設置し、そこから浸透させるものであるが、国土の狭いわが国においては、必ずしも適切な技術といえないので、わが国の土地利用と整合し得ると期待される地下に管を埋設し拡水する方法について、次の2点の検討を行っている。まず、地下埋管の構造に関連して、不飽和浸透による涵養可能量を把握すること、次に、予測される目づまりの発生機構と土壌内の微生物の挙動、それに伴う涵養水の水質変化を把握することである。涵養可能量の検討は、室内実験、数値計算によって実施され、地下埋管方式による地下水の涵養は非常に有効であることが明らかにされた(図-1)。微生物による目づまりについても、浸透が間欠的であり、かつ不飽和状態であるため、土壌のいずれの部分においても好気性が保たれ、微生物の発生が1ヶ所に集中しないことから、これが生じないと推論している。

昭和53年度には、地下埋管の効果を数値計算に

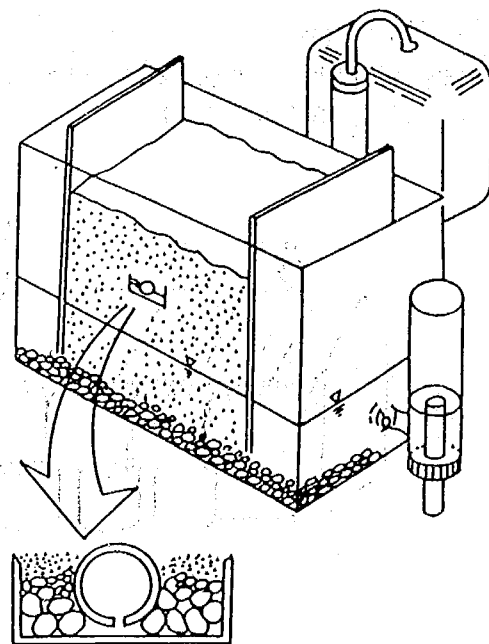


図-1 地下管の室内浸透実験装置

よって確認するとともに、水田による涵養実験、現地での地下埋管による涵養実験を実施している。この年の成果報告において、その有効性は埋管の近傍の土壌への貯留量と浸透量をもって明らかにされなければならないとしながら、地下埋管の雨水貯留効果についての記述が見られるのである。

すなわち、これらの研究成果は土木研究資料¹⁾にまとめられているが、そのあとがきに、地下埋管法について「当初は地下水涵養の手法開発を目ざしていたが、途中から副産物的に洪水の流出抑制への適用が加わって来た。これまでの検討結果では予想以上の好成績であり今後に大きな期待を抱かせる。集中的な技術開発の研究を行う価値がありそうである。」と述べられている。こうして、拡水式の浸透型流出抑制施設が世に問われるに至ったのである。その後、現地への適用に主眼を置いた研究がすすめられていくこととなった。

3. 都市河川研究室における浸透施設の 研究

昭和49年7月7日に静岡・清水両市を襲った集中豪雨は、浸水戸数2万戸を超える大きな被害をもたらした。いわゆる巴川の七夕洪水である。7時間で444mm、12時間雨量497mmという豪雨によって引き起こされたこの洪水は、河川改修の他に、氾濫原の土地利用方式、災害時の防災体制等多面的な洪水防御手法を検討することの必要性を痛感

注1 第1590号「地下埋管の原理と効果—地下水涵養と流出抑制—」(昭和55年4月)

させた。

都市河川研究室においては、以前より、米国において昭和40年代の初めから導入されていた氾濫原管理の考え方を研究し、紹介していたところであり、昭和50年度より、巴川の七夕洪水を対象に総合的な治水対策の検討を進めた。総合治水対策のメニューの一つである流出抑制施設の項目においては、防災調節池、公園貯留、棟間貯留、各戸貯留等の現地貯留が中心となっているが、昭和53年度になつて浸透がその手法のひとつとして取り上げられるに至った。また、この年、土壌の浸透特性および目づまりによる浸透機能の低下を、現地観測等により評価している。まず、図-2に示す現地観測用浸透能測定リングを試作し、現地試験を行った。さらに、住宅公団(当時)旭ヶ丘団地において、各戸貯留を念頭においた材料置換による浸透能増強および目づまり防止に関する現地実

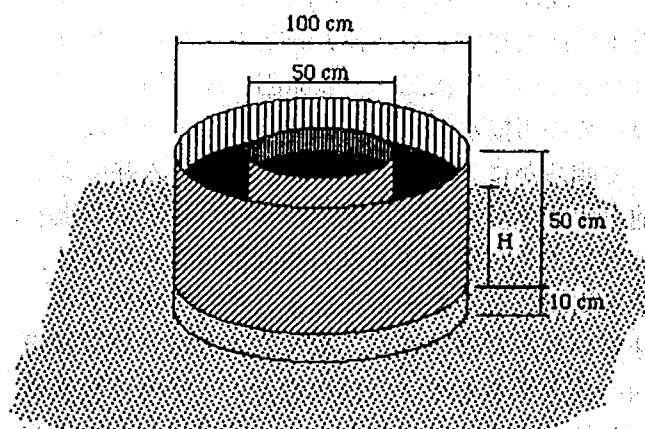


図-2 現地観測用浸透能測定リング

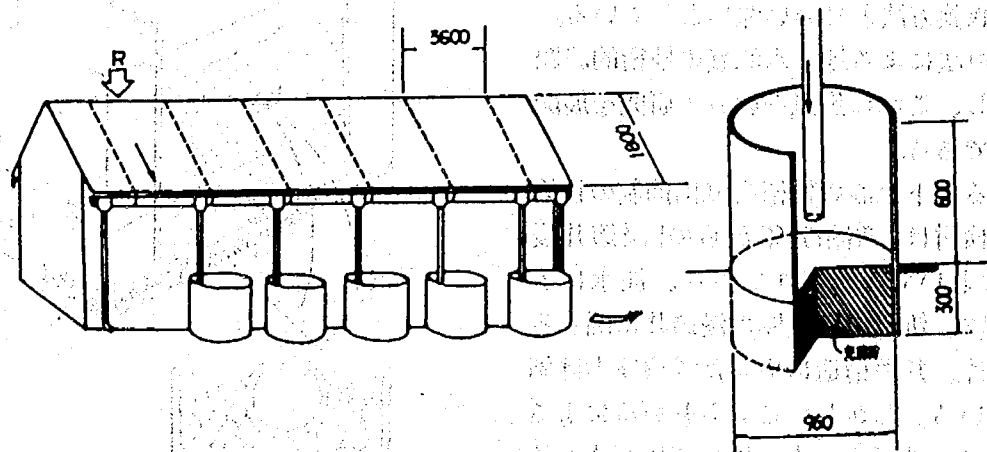


図-3 各戸貯留槽(浸透型)機能調査施設概略

験を行っている(図-3)。この種の現地実験は初めての試みであり、主に実験方法、条件設定等についての知見を得たものである。この研究課題は昭和54年に総合治水研究室が設置されるに伴い、同研究室に引き継がれた。

4. 総合治水研究室における研究(第1期)

昭和51年9月の台風17号による日本各地での未曾有の都市水害を一つの契機として、河川審議会の中に、「総合治水対策小委員会」が設置され、都市水害問題を含む近年の水害に対して検討が加えられた。翌、昭和52年6月に河川審議会より建設大臣あて提出された総合的な治水対策の推進方策についての中間答申には、わが国の総合治水対策の基本理念が述べられており、その骨子は、保水、遊水機能の確保、洪水氾濫予想区域及び土石流危険区域の設定と公示、治水施設の緊急整備計画の策定、水害に安全な土地利用の方式と建築方式の設定、関係部局、地方公共団体との協議体制の整備等の項目からなる。この答申を踏まえて、建設省河川局は、関係省庁、建設省内部での協議を重ね、昭和54年度より「総合治水対策特定河川事業」を発足させた。本制度は、従来河川空間のみを扱ってきた河川行政がはじめて真正面から流域に対して積極的な発言を試みたという点で画期的なものである。これは、それまで、地方自治体が要綱その他で模索し、建設省でも内部的に検討されてきたものを発展・総合化した制度であると言える。土木研究所が筑波に移転したのは、こうして総合的な治水対策が行政的に具体化され始めた時期であり、移転に伴う河川関係の試験所の統合、研究室の新設が議論された時に、総合治水研究室を設けることが決定されたのも、こうした流れに乗ったものである。

上記中間答申の中で、「流域の保水、遊水機能を確保する流出抑制手法の開発とその治水上の効果の検討」が、今後引き続き調査研究し、その実施を極力推進する事項として挙げられている。しかし、まだ、ここでは浸透施設がその手法の一つとしてはとらえられていない。この答申を技術的に、より具体的に説明した建設事務次官の「総合治水対策の推進について」の通達(昭和55年5月)

においてさえ、浸透に関してはわずかに「透水性舗装の設置による保水機能の向上」が述べられているに過ぎない。

こうした中でも、浸透による流出抑制についての調査・研究は着々と進められた。土木研究所構内、清瀬市内、東久留米市内その他で実施された現地実験もこれに含まれる。

これらの現地実験は、以下の目的をもって実施された。

1. 浸透型貯留槽のタイプ別能力比較
2. 浸透能力の評価手法の解明
3. 目づまりの長期的傾向の把握とその評価
4. 降雨時における浸透能力の把握
5. 充填剤(濾過材)の種類による浸透能力の相違把握
6. 土中水分量と浸透量の関係検討

まず、昭和54年度には土研構内に、円筒型、蛸足型(図-4)、暗渠型の浸透型貯留槽を設置してその浸透効果についての検討を行った。その結果一般に浸透効果が悪いと言われている関東ローム

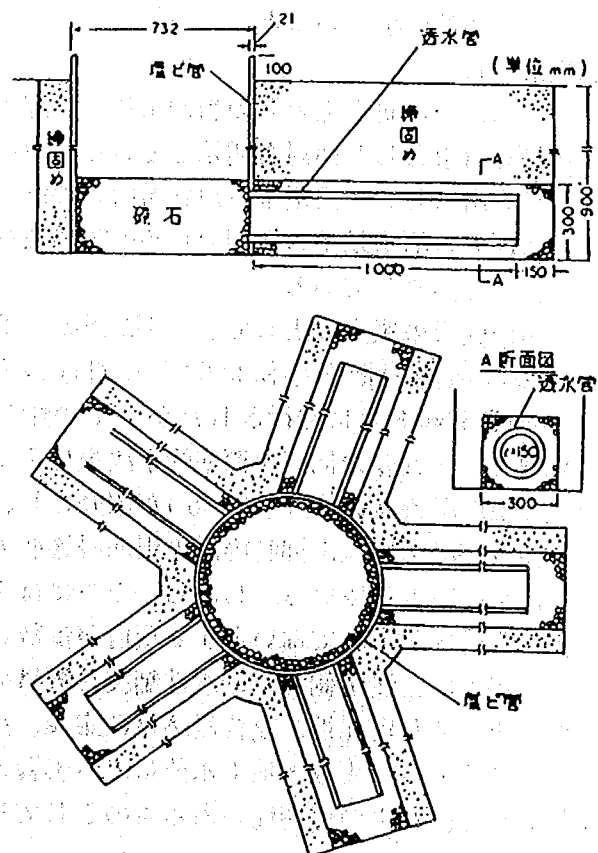


図-4 蛸足型貯留槽の構造

層においても、浸透型貯留槽にある程度の流出抑制効果を期待できることが確認された。

昭和55年度には、中性子水分計及びテンシオメータを用いて土中水分の変化、地下水位の変化を求めることにより、貯留槽から土中に浸透した水の挙動を把握した結果、浸透型雨水貯留施設は、「ローム層地盤においては、相当多くの水量を浸透させることが可能であることが分かった。」としている。

一方、模型を使った室内実験により、飽和浸透流の浸透機構を把握し、この結果と現地実験結果における浸透能力との比較検討も行っている。

さらに、これらの現地実験、模型実験によって得られた浸透特性を使い、ある集水条件の仮定の下に数値計算を行い、浸透型施設による流出抑制効果を併せて検討している。その結果、

- i) 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こと。
- ii) ポリュームカットの効果が、ピークカットの效果に比べて相当に良いこと。
- iii) 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こと。

が、理解された。

また、総合治水研究室設置の当初より、実際の河川流域を対象とした検討も開始しており、新河岸川、鶴見川において浸透型各戸貯留槽の機能把握、およびその治水効果の把握のための実験及び調査・検討を実施している。

これらの成果の集大成として、「浸透型流出抑制施設の浸透能力把握手法に関する調査報告書」²が昭和59年8月に発行されたが、その中には、現地での浸透能力把握の標準的手法を与える土研式の現地浸透実験施設(図-5)が紹介され、それを使った浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査手法が提案されている。しかし、そこには未だ技術的裏付けが十分でないとする項目が多数見られる。例えば、浸透側溝、透水性舗装を流量分担計画に組み込む可能性、最終浸透量の定義、浸透施設の形状・目づまり・地下水位による影響の算定法等が今後変更の可能性のあるものとして挙げられているのである。

注2 土木研究所資料第2126号

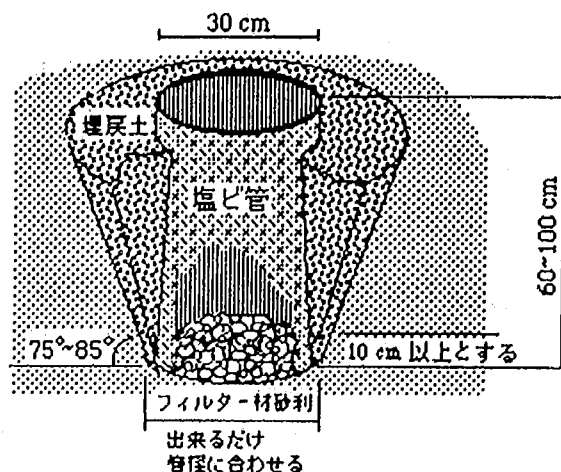


図-5 円筒型施設

このような多くの不確実性を含んだ形で、標準的手法を提案する必要があった背景として、浸透施設の設置が各自治体等の中の熱心な推進者の努力によりそれぞれに進められ、感覚的、定性的には治水に有効であると理解されながら、より広範に、より強力にこれを推し進めるためには、浸透施設装置の効果をより一般的な形で評価することが早急に求められたことがあると思われる。現在でも、宅地開発要綱等で使われている浸透能力の単位は様々であり、横並びで比較検討し、一般的な判断をする際の妨げになっている。浸透能力の程度を適切に表現することのできる一般的な単位を採用し、普及させることが必要であると思われる。

浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案は、現在、「防災調節池等技術基準(案)解説と設計事例」の付属資料として掲載されている。これは、上記土木研究所資料第2126号に含まれていたマニュアル試案の中から、主に技術的部分を抜粋したものである。

本マニュアル試案は、今後の調査・研究の進展に伴って検討の必要があるとする項目が残っているにもかかわらず、その後、変更されないままに、今日に至っており、その改訂が待たれているところである。同試案には、治水容量に組み込まれる様な防災調節池と併用する浸透施設の設計浸透能力の設定にあたっては、実際に用いる構造に近い形状のモデルを用いて現地浸透試験を実施することが必要であるとの趣旨の注意書きがある。定量

的な評価のためには、現地での実物を使った能力測定が最も確実ではあるが、実験に要する費用や、その物理的可能性から、どの程度これを省略することが出来るのかが大きな問題として残されている。

5. 浸透型流出抑制施設の現地への適用

浸透型流出抑制施設の検討は研究室での研究にとどまらず、現地での適用をまじえながら進められてきた。ここでは、土木研究所が深く関わった二つの現地適用例を紹介する。

5.1 昭島つつじが丘団地における試行施設

少し時代は遡るが、昭和55年から水文研究室を中心に土木研究所が技術的指導をしながら浸透型流出抑制施設の設置が現地で実施された例がある。東京都昭島市に建設された住宅公団(当時)の住宅団地の昭島つつじが丘ハイッである。昭和56年この団地において、埋設管を中心とした浸透型流出抑制施設が治水目的で大規模に設置されたのである。すなわち、団地の敷地面積の約7%にあたる1.7haの部分に浸透施設を導入し、この部分においては、屋根排水が浸透ますに入り、ここをオー

バーフロートしたものが浸透地下埋管に導かれることとなった。また、駐車場部分には浸透性舗装が施され、建物・店舗地区ではU字溝の底部が浸透可能な構造とされた。当団地で採用された浸透施設の組み合わせを描いたものが、図-6に示す地下浸透工法概念図である。

当団地においては、施設設置の効果を把握するため、従来型の下水道施設を設置した地域と、浸透工法を設置した区域を独立に流出測定できるようにしてあり、設置後の追跡調査によって浸透施設の効果がはっきりと把握されている。すなわち、当団地の敷地は開発前はゴルフ場として使用されていたが、浸透工法実施区域の流出係数は全体として緑地並みの値になっており、開発による流出係数の変化を浸透施設が相殺したと見なすことが出来たのである。

5.2 筑波研究学園都市西部工業団地における浸透施設の概要

昭和60年に筑波研究学園都市で開催された科学万博は全世界から2,000万人以上の入場者を集め、成功裡に終わったが、これは筑波研究学園都市西部工業団地の土地を一時借用して開催されたもの

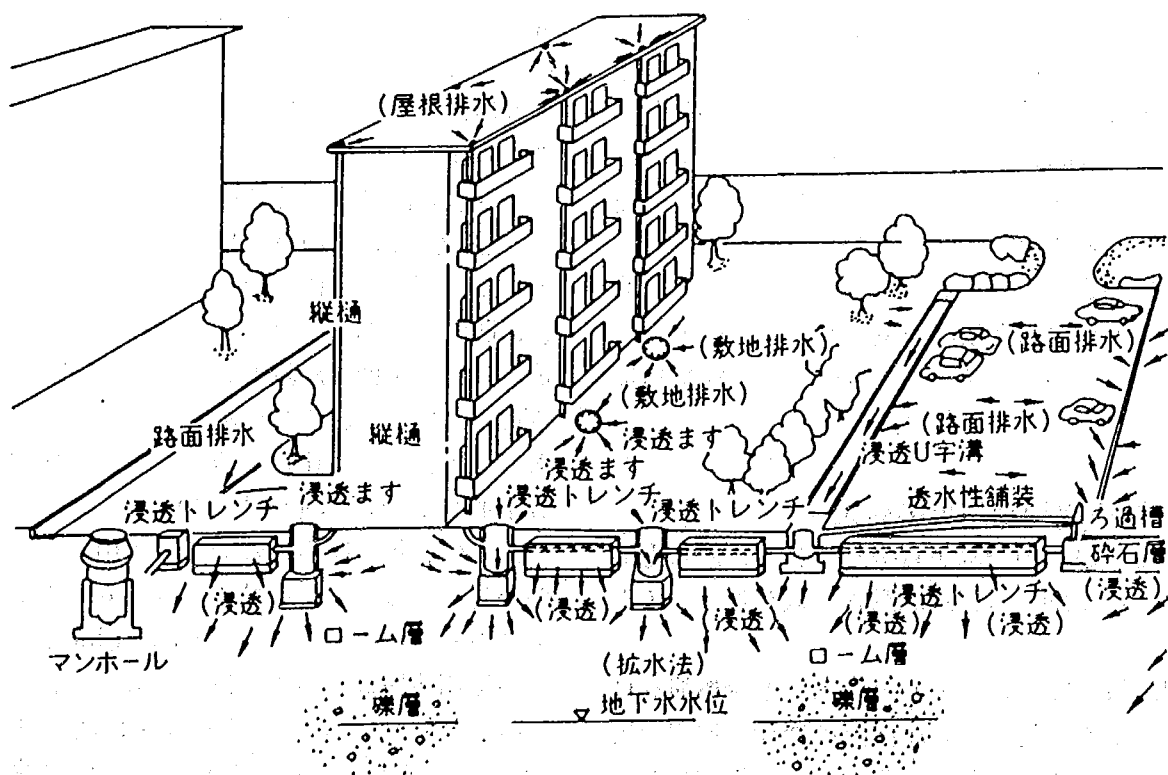


図-6 降雨水の地下浸透工法概略概念図

である。この工業団地は、開発面積約102ヘクタールを有し、つくば市中心部の西の台地に位置している。わが国で初めて浸透型流出抑制施設が治水上、量的に評価され、それが他の治水施設の規模に影響を与えたのは、この工業団地においてである。

すなわち、昭和57年に開始された開発に対し、土地開発に伴う流出形態の変化に対処するために設けられている茨城県の大規模宅地開発に伴う調整池技術基準が適用され、一般の宅地開発と同様に防災調節池の設置が必要とされたが、多くの浸透施設を設置することによって、その防災調節池の容量を減らしたものである。また、地下水涵養機能の確保、土壌の乾燥化の防止という点も考慮されている。ただし、将来、目づまり等で浸透施設の機能が低下し、当初に見積もっただけの浸透能力が担保できなくなったときのために、池の面積は十分に確保しており、公園の一部として利用できるよう緩傾斜とした部分を掘削することによって、必要な調節池容量が確保できるようにとの配慮がなされている。

土木研究所においては、計画の早い段階からこの浸透施設導入に関わり、限られた面積を対象としたものではあるが浸透流出抑制施設を治水施設として(すなわち、余裕の一部という考えではなく定量的に)認知するというこの画期的な試みを技術的な面から支援したものである。

なお、開発区域の内外には、調節池ならびに浸透施設による流出抑制効果、地下水涵養効果等を、長期的に調査・監視するために、雨量・流量・地下水位等各種の水文観測施設が設置されているが、浸透施設の流出量逓減効果については、定量的に把握するには至っていない。

6. 浸透流出抑制施設の普及

ここで、研究の経緯から少し離れて、浸透型流出抑制施設に関する行政的動きを振り返ってみよう。

河川流域の開発は、地域の保水・遊水機能を低下させ、雨水の河川への流出量の増加、河川の安全度の低下を招くこととなるので、宅地開発の許可を行う都市計画部局と河川管理者が一体となつ

て、これに対処している。すなわち、都道府県及び知事権限の委任を受けた市の多くは、宅地開発指導要綱を定めており、開発業者等に対し、開発行為の許可を行うに当たって調節池の整備等を行うよう指導しているのである。

土木研究所が平成2年に調査した結果によると、人口10万人以上の自治体では96%のものが宅地開発要綱を制定しており、その中の約80%が流出抑制に関する記述をしている。これら宅地開発指導要綱は、良好な都市環境を形成する上で重要な役割を果たして来たが、他方では要綱が適用されない規模の開発、いわゆるミニ開発が増加するなど、その目的にそぐわない行為が認められるようになったので、建設省は自治省と共同で宅地開発指導要綱の内容、運用の問題点の是正を求める通達(昭和57年10月)を出した。建設省はこの通達の措置方針「宅地開発等指導要綱に関する措置方針」を昭和58年7月に示したが、その中には、『流出抑制対策の方法については専用調節(整)池以外の雨水貯留浸透システムにより同様の効果を期待できる場合もあるので必要に応じ、これらの代替方策を採用し得るよう措置すべきである。』というものがあり、公園、校庭、広場、集合住宅の棟間での貯留や浸透型施設についても検討すべきことをうたったのである。

人口10万人以上の自治体を主な対象とした前述の土木研究所の調査によると、これらの自治体で浸透施設設置の指導等を行っているものは、110件(全回答数275件のうち)であった。特に目立つのは東京圏で、全体の74%にあたる76件で浸透施設に関する指導基準等がある。これは、既成市街地が多く流出抑制施設としては浸透施設に頼らざるを得ないこと、総合治水対策特定河川が8河川あること、そして比較的透水性の高い地盤が広く分布することなどに起因しているものと思われる。

例えば、新河岸川流域では、本川沿いには主に泥が見られるが、支川域ではロームが大部分を占めており、浸透による流出抑制が期待できるため、新河岸川流域総合治水対策協議会では、昭和58年に「地下浸透による雨水処理方法に関する説明書(案)」を作成し、これに従って流域自治体でも指導指針等を作成している。

その後、現在までの新河岸川流域における新規開発に伴う流出抑制対策状況を見ると、当該流域がもともと浸透性の高い台地であることを反映して、浸透による対策の比率がかなり高く(件数で約9割、容量換算で約4割)、今後小規模開発のシェアが増加することも考え合わせると、当該流域においては浸透施設による流出抑制対策がますます重要になると考えられる。

相模原市は昭和56年10月に建築指導要綱の改訂を行い「建築主は雨水について相模原市雨水調整施設設置基準に基づく雨水浸透樹を設けるよう努めなければならない」とうたって、市民の理解と協力のもとに雨水浸透の設置を実施している。

相模原市のように建築指導要綱の中で流出抑制を図ることを指導している自治体としては、板橋区、葛飾区等がある。松戸市では雨水浸透施設設置指導要綱の中で、建築主は建築確認を受けようとするときに敷地内に雨水浸透施設を設置することについて協議し、指導を受けるものとし、敷地面積に対する施設設置個数を示している。このように、要綱等の中に各戸で浸透施設を設置することをうたい、流出抑制を図ろうとする試みは、雨水浸透施設の設置指針(案)(横浜市港北ニュータウン)、雨水浸透樹設置指導基準(船橋市)、雨水浸透施設の技術準(小金井市)、雨水流出抑制施設設置指導要項(世田谷区、中野区)、雨水浸透施設整備助成要項(練馬区)、湧水保全モデル事業(国分寺市)といった形で急速に多くの自治体に波及し採用されている。

さらにその普及を促進するため、山形市、船橋市、相模原市、小平市、狛江市、国分寺市、世田谷区、中野区、練馬区、須坂市(長野県)、三島市、西枇杷島町(愛知県)、堺市、熊本市のように、設置に当たって必要となる費用の補助を行っている自治体が見られ、また今後、助成制度の導入を予定している自治体もある。

7. 総合治水研究室における研究(第2期)

建設省では、民間における建設技術に関する研究開発成果に対し、その適応性、安全性等について適正な評価を行い、それを公表することにより新技術の積極的な活用を図るとともに民間におけ

る研究開発の一層の促進をはかるために昭和53年度に建設技術評価制度を創設した。昭和61年に「浸透型流出抑制施設の開発」が、この制度による技術課題として告示され、昭和63年8月までに10件に対して実用の領域に達しているとの評価書が出された。総合治水研究室においては、その評価に当たり技術的な支援をしたが、その作業を通じ、浸透施設についてさらに詳細な調査・検討の必要性が浮かび上がってきた。

そこで、同研究室では、浸透型施設を現地に適用する上で必要な計画・設計浸透量の算出ならびに流出抑制効果の評価手法を確立するための研究を再開した。

63年度より、土木研究所構内のローム層を対象とし、清水を用いて現場浸透実験を開始し、同年は、円筒管の底面のみから浸透させる構造(底面浸透)、管の側面のみから浸透させる構造(全面浸透)、管の底面及び側面から浸透させる構造(全面浸透)の3タイプについて、また平成元年度は、トレンチ型施設について定水位試験法で実施した。さらに目づまり物質の特性を把握するために、降雨時に流出水を採水し分析するとともに、目づまり物質調査の一環として首都圏を中心に屋根への降下ばいじん量についても調査を行っている。平成3年度は過去3ヶ年にわたって土研構内の関東ローム層を対象に実施した清水注水実験の結果から浸透能力評価の一般化について検討を行い、また土研以外の関東ローム層(相模原市)を対象として、土研構内と同様の現地浸透実験を行い浸透特性について検討した。

浸透施設の浸透能力は、同一施設であれば湛水位が高くなるほど、また同一湛水位であれば施設が大きくなるほど、すなわち浸透面積が広がるほど、また浸透面に作用する水圧が大きくなるほど大きくなる傾向がある。そこで、施設の浸透面に作用する静水圧と、長時間ある水位を保った時に到達する浸透量の値(以下、最終浸透能とする)との相関を求め、浸透能力を評価した。その結果、浸透能力を評価するパラメータとして、浸透面に作用する静水圧の積分値(静水力)を提案している。

例えば、全面浸透タイプのます型浸透施設の浸透面に作用する静水圧の分布は、図-7に示され

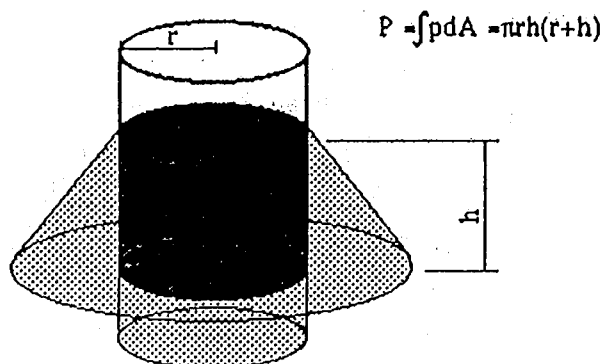


図-7 ます型浸透施設(全面浸透タイプ)に作用する静水力

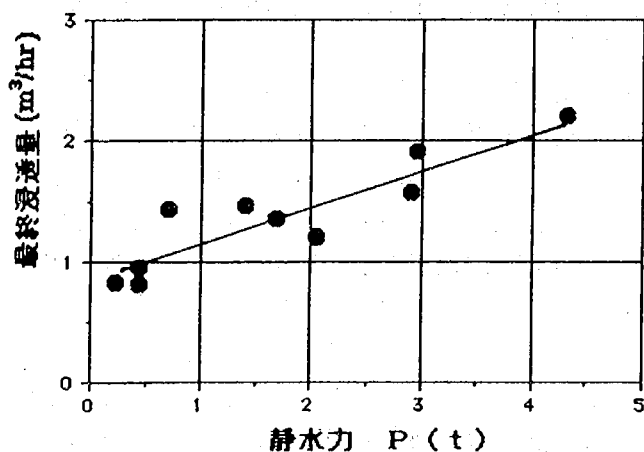


図-8 静水力と最終浸透能

るとおりであり、静水力は

$$P = \pi rh(r+h)$$

となる。土木研究所構内で実施した浸透実験の結果により、静水力と最終浸透能をプロットとすると、図-8のようになり、同一地点での実験で、地盤が同様と考えられる場合には、静水力と最終浸透能には高い相関があることがわかる。

9. 今後の研究課題

これまでの現地実験の結果によると、最終浸透能と施設の大きさの関係は非常にばらつきがあると同時に、非線型である。

ある、一つの孔において、数種類の水位で定常実験をした場合、この水位の要素を静水力で表すと、最終浸透能を直線式で非常に良く推定することが出来るのにもかかわらず、同じ場所で孔の大きさを変化させることによって静水力を変化させ

た場合、静水力の小さい小口径の孔の最終浸透能は、大口径の孔(大きな静水力を持つ)と比較したときの傾向が一定ではない。すなわち、小口径の孔の測定結果をもって直線で近似し、実用に供される程度の孔の浸透能を推定した場合、過大に評価すること、過小に評価することもある。したがって、静水力の非常に小さな施設によって得た測定結果をもって静水力の大きな施設の浸透能力を定量的に評価することは難しいと言えるが、これは、自然の地盤の持つ異方性、不均一性、不均質性、団粒構造、水みちの存在というものに帰することができよう。例えば、同一の場所でも、単に孔を深く掘っただけで、これらの条件が変化するかもしれないが、一つの孔で水位を変化させたのみでは、水位が高い時でも低い時でも、同一の条件となる孔の部分が存在するため、かなり良く直線関係に乗るのではないかと推測される。

地盤の浸透能力を簡易に推定する方法、及びその結果を様々な大きさ、形の施設の浸透能力に一般化する試みは、今後も継続して続けられるものと思われる。その一つの方向は、ある標準的な孔の大きさを決定して、その結果を一般化出来るようなノモグラムを開発するものであり、もう一つは、実際に設置される施設の形、大きさとの関係で、簡易な実験の規模を決定することとし、規模の決定の標準的手法と、決定された規模と実際に設置される施設との関係に応じた浸透能力の換算手法を示すものである。前者は高度に標準化された方法で、現場で適用する側からすると簡便であるが、どのような規模の施設にも適用できる標準的な孔の大きさの決定という難しい問題をかかえている。後者はこの最も重要な要素の決定を現場に応じて行うという点で、適用に当たって現場での作業量、計算量は増加すると思うが、より柔軟であろう。

前述の現地浸透能力調査マニュアルの発表後約10年を経過し、その間に実施された浸透能力の現地調査の事例も多い。こうした調査結果、新しい知見をもって、同マニュアルを改訂しようという動きがあり、浸透施設の普及に当たって非常に重要であると言えよう。

こうして求められた浸透能は、冒頭で述べたよ

うに非常にばらつきが大きい。このばらつきは、測定の誤差によるものよりは、地盤の性質によるものが大きいと思われる。このような、ばらつきの大きいものを扱う時、一般的には統計的手法が適用されるが、浸透施設の浸透能力評価において、これを適用した例は見られない。そこで次のように簡単なモンテカルロ法によってばらつきの効果の評価を試みた。

前述した異方性、不均一性、不均質性、団粒構造、水みちの存在といった特性を一括してとらえ、地盤の透水性のばらつきと考えることとする。すなわち、同一と思われる地質、土質においても、浸透施設程度の大きさで考えれば、様々な透水性が存在することとなる。土木研究所内の浸透実験場で採取した19サンプルの飽和透水係数の値も大きなばらつきを示したが、対数正規確率紙に落とすと図-9のように、ほぼ直線を示した。隣合った同じタイプの施設においても、同じ条件下での浸透能力が数倍の差を示すことがある由縁である。

ここで、同じ地質とみなされる地盤の不飽和透水係数が対数正規分布し、浸透型施設の最終浸透能が不飽和透水係数に比例すると仮定すると、最終浸透能も対数正規分布すると考えることができる。すなわち、最終浸透能(q_r とする)の対数が正

規分布($N(m, \sigma)$) すると考える。ここに、 m は q_r の対数の平均値、 σ は q_r の対数の標準偏差である。

これまでのアプローチは、 q_r のばらつきの程度が激しく、すなわち σ が大きく、場合によっては非常に小さな値となる恐れがあるので、測定された q_r の値に大きな安全率を掛けて設計値として用いるというものと解釈出来よう。しかしながら、 σ が大きいのであれば、当然 q_r の値が非常に大きなものとなる可能性もある訳である。

ここで、浸透能力の対数が $N(m, \sigma)$ に従う浸透型施設群の浸透能力の期待値を、 σ を変化させて比較してみた。個々の浸透施設の浸透能力の平均値を $1 \text{ m}^3/\text{hr}(m=0)$ とする。標準偏差 σ を0から0.3に変化させて(σ が0.3の場合、浸透能力が $3.1 \text{ m}^3/\text{hr}$ 以上のものが5%、 $0.32 \text{ m}^3/\text{hr}$ 以下のものも5%あるということになり、これは実際に得られる値とかけ離れたものではない)サンプルを発生させ、比較したものが図-10である。

図より、明らかに、標準偏差の大きい方が浸透能力の期待値は大きくなることが分かる。これが実際に成立するためには、設置される浸透型施設の数が非常に多いという条件が満たされていなければならないが、少なくともばらつきの効用は指摘できたと言えよう。

地盤の浸透能力の平均値(または上記の m)は、既知ではなく、一般には現地調査(サンプリング)によって推定するものである。ばらつきが大きいと、平均値の推定値の精度は下がるが、現地調査箇所数(サンプル数)を増やすことにより、平均値の推定値の誤差を減少させることが出来る。ここ

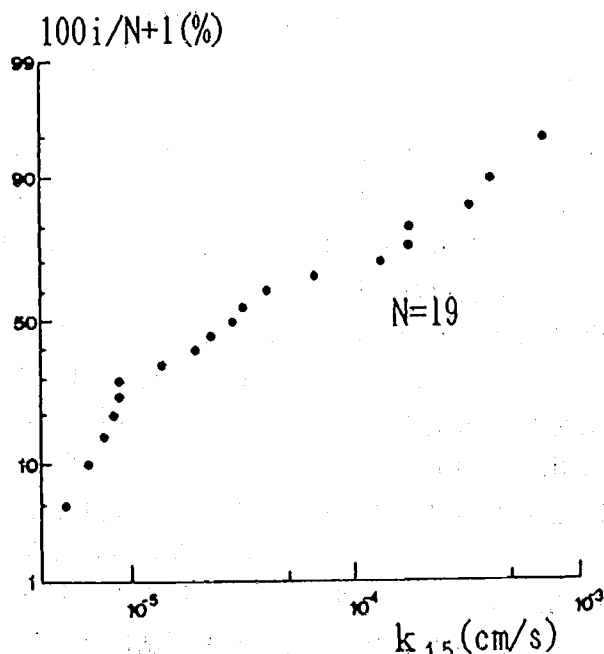


図-9 透水係数のばらつき(土研構内)

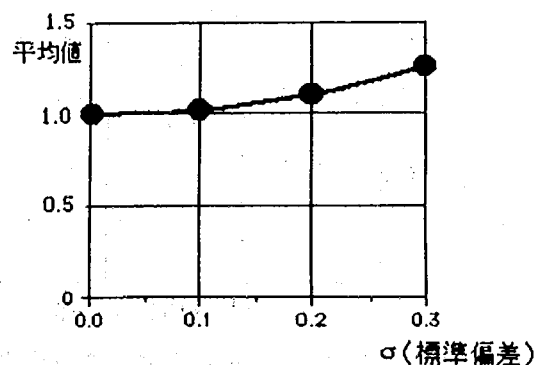


図-10 対数が正規分布 $N(0, \sigma)$ となる分布の平均値

で、平均値推定のためのサンプリング個数と標準偏差を組み合わせてその変化を見たものが図-11である。対数正規分布の平均値は、サンプルの相乗平均によって推定するが、施設的能力は合計値として評価すべきものなので、期待値は相加平均している。ここでも、やはり、ばらつきの大きいものが、現地調査の件数の多少にかかわらず、有利な結果を与えている。特に、現地調査の件数を16箇所にした場合、実際に設置した施設の浸透能力の期待値(相加平均)が、現地調査で推定された浸透能力(相乗平均)を越える確率が90%に達することが示されている。

以上は、多くの仮定に基づく試算ではあるが、このように、浸透能力を統計的に扱うことで、欠点とされているばらつきの大きさも、これまでとは異なる評価ができるのではないと思われる。

浸透型流出抑制施設は数多く設置するほど、2つの意味でその能力を発揮する。すなわち、まず、第一に浸透の総量が増えることである。浸透の絶対量が増加することにより、豪雨時の浸透による流出抑制効果とともに、弱い雨の時の浸透による地下水涵養等の効果も期待できる。第二は、浸透能力確保の確実性である。浸透施設の設置箇所数が少ないと、たまたま、地盤の透水性の小さいところにのみ配置されてしまい、期待した浸透量が確保できないという場合が考えられる。設置箇所を多くすれば、このような確率は小さくなる。この点で、拡水型の小規模な浸透型流出抑制施設は、

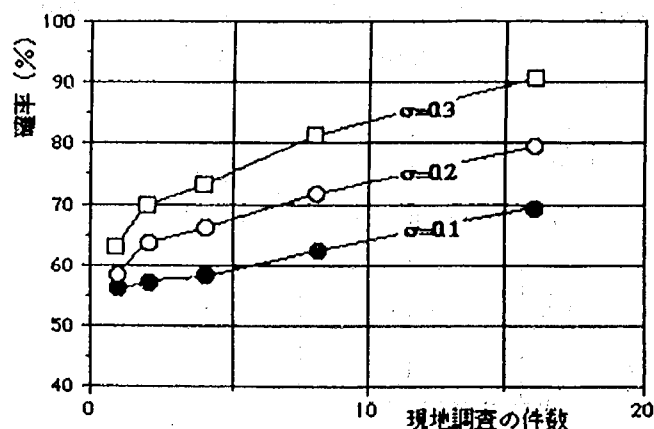


図-11 施設の相加平均値が現地調査の相乗平均を上回る確率
(施設の設置数が非常に多い場合)

大規模な井戸型のものと比べて有利であるといえる。

最後に目づまりによる機能低下の問題であるが、土粒子を多く含む水を浸透施設あるいはそれを取り巻く地盤に入れると、浸透能力は確実に低下する。この問題への対処の方法としては、いくつかの方向が考えられ、その一つとして濁水が入ることを許容するが、施設に溜まった土粒子を簡単に排除できる構造とするものがある。また、フィルターを設けたり、沈殿槽を備えた施設も考えられている。この方法の場合は定期的に掃除をすることが不可欠となるが、効果的に掃除をするためには、施設に濁質が入ったときに、どこで目づまりを起こすのか、どの部分を掃除すれば良いのか(地盤を削らなければならないのか)を把握しなければならない。また、フィルター、沈殿槽に関しては、どの粒径のものが目づまりを最も促進するのかといった点を明らかにすることが必要である。ただ、浸透施設を流量計画に量的に取り込むためには、将来においてもその浸透能力を担保しなければならないため、責任ある管理者がいない限り、定期的な掃除が必要な施設を取り入れることは難しい。

また、すこし乱暴で独立型の浸透ますの場合にしか適用できないが、施設を、例えば素堀の孔に碎石を詰めるだけといったような非常に簡単な構造としておき、能力が無くなったと判断されたら、すぐに隣に別の孔を掘るといったことも考えられる。

もう一つ別のアプローチとして、屋根排水等のきれいな水のみを入れることとするのも考えられる。消極的な方法ではあるが、確実である。屋根排水にも濁質は含まれ長年月の間には浸透能力は低下するが、そのスピードは非常にゆっくりであることが、実際に設置されたものの追跡調査(前述の昭島での調査等)、および降雨時の屋根からの流出水の分析によって確認されている。将来の目づまりを考慮して、浸透能力を低めに評価しておくのが一般的であるが、このとき施設に入る水の種類によってその割り引き率を変えるなどの工夫をし、施設的能力が極端な過小評価にならないようにすべきである。

9. おわりに

土木研究所における浸透型流出抑制施設についての研究の動きを追ったが、その間、この施設が、流出抑制施設として治水計画において定量的にその効果を評価され、治水のための施設として位置付けられる方向に向かっていることは確かである。今後ともこの動きが止まることなく、その能力が(過大にでも過小にでもなく)正当に評価されることが期待される。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：地下埋管の原理と降下－地下水涵養と流出抑制、土木研究所資料第1590号1980年4月
- 2) 吉野・金木・斉藤・小川：浸透型雨水貯留施設による流出抑制降下に関する検討、土木技術資料、1980年9月
- 3) 石崎・寺川：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、1980年10月
- 4) 石崎・北側：注入井による地下水の涵養に関する研究、土木研究報告第155号、1981年3月
- 5) 建設省土木研究所：地下浸透と考慮した流出抑制法の開発実験に関する報告書、土木研究資料第1767号、1982年3月
- 6) 山本・斉藤：現地実研による浸透型流出抑制施設の浸透機能に関する検討、土木技術資料、1984年1月
- 7) 石崎・北川：地下埋管からの浸透機構とその応用に関する研究、土木研究所報告第161号、1984年2月
- 8) 建設省土木研究所：浸透型流出抑制施設の浸透能力把握手法に関する調査報告書、土木研究所資料第2126号、1984年8月
- 9) 山本・斉藤：水理模型実研による浸透型流出抑制施設の浸透特性把握、土木技術資料、1984年10月
- 10) 山本：浸透型流出抑制施設、月刊河川、1985年1月
- 11) 建設省土木研究所：浸透井の浸透能力把握手法に関する調査報告書、土木研究所資料第2176号、1985年2月
- 12) 浜口・金木：浸透型流出抑制施設の動向と今後の課題、地下水学会誌、1987年1月
- 13) 建設省土木研究所：浸透型施設に流入する濁質調査、土木研究所資料第2975号、1991年3月
- 14) 吉本：建設省土木研究所における雨水貯留浸透技術の研究、雨水技術資料、1991年8月
- 15) 石崎：浸透施設の目づまりについて、雨水技術資料、1991年12月
- 16) 益倉・山辺：浸透施設を利用した流出抑制－筑波西部工業団地における雨水処理、雨水技術資料、1992年3月
- 17) 建設省土木研究所：ます・トレンチ型浸透施設の雨水浸透機能調査、土木研究所資料第3080号、1992年3月
- 18) 吉本・海野・下塚：雨水浸透施設に流入する懸濁物、土木技術資料、1992年9月
- 19) 栗城：雨水浸透施設に流入する濁質調査、雨水技術資料、1992年12月
- 20) 建設省土木研究所：浸透施設の目づまりに関する調査、土木研究所資料第3166号、1993年3月

雨水浸透施設の流出抑制効果に関する研究

ISSN 0386-5878

土研資料 第3242号

平成6年3月(1994)

河川部都市河川研究室

室長 栗城 稔

研究員 坂野 章, 海野 仁,

小林裕明, 田中義人

要旨

本報告書は、雨水浸透施設の機能の評価手法を確立する目的で、関東ローム層を対象に浸透施設の浸透能力評価手法について検討するとともに、浸透施設の流出抑制効果を評価する数値モデルを作成し、実験地における流出抑制効果を評価したものである。浸透施設の機能評価では、種々の条件のもとで浸透実験を行い、浸透能力評価の一般化について検討した。また、浸透施設の流出抑制効果の評価では、浸透施設の効果が降雨波形、降雨強度などにより異なる点が把握された。

キーワード：浸透施設、静水圧の総和、最終浸透量、流出抑制効果、降雨波形、降雨強度

郵便はがき

3 0 5 - □ □

五十円切手
をはって下
さい。

建設省土木研究所

河川部都市河川研究室 行

茨城県つくば市旭一番地

No. _____

No. _____

配布先住所

配布先氏名

○

土木研究所資料 第 3 2 4 2 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○