

土 木 研 究 所 資 料

地下埋管からの浸透機構と その応用に関する研究

昭和60年 6 月

建設省土木研究所
河川部水文研究室

[Copyright © (1 9 8 5) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。 」

地下埋管からの浸透機構と その応用に関する研究

水文研究室 吉野文雄
石崎勝義

要旨

過去の研究成果をとりまとめ、地下埋管からの水の浸透機構と、この方法を洪水処理のため雨水を地中に浸透させることに適用できることを明らかにした。

キーワード：地下埋管、浸透機構、不飽和透水係数、鉛直二次元シミュレーション、深谷
現地実験、目づまり、栽培植物影響、昭島住宅団地

まえがき（研究の背景）

流域の都市化が雨水の流出を増加させ、地下水を減少させることは、よく知られている。すなわち、洪水流量の増大は治水面で大きな負担をかける一方で、平常時の河川の流量が減少し、水質や景観の悪化をもたらすことにもつながっている。また、雨水浸透の減少により土壌が乾燥化し、動植物の生態系にまで影響を与える。このように、都市化に伴い水文環境が変化することはあたりまえのことで、ある程度やむを得ないと考えられてきた。

しかし、アメリカ環境庁の透水性舗装や東京都の並木周辺部の舗装をやめて土壌水分を確保する「品川方式」等、主に植生への配慮から、地表付近の雨水浸透を確保しようとする試みがなされていた。

住宅・都市整備公団はこれをさらに一歩進めて、洪水流出の抑制や地下水の涵養を目的として、雨水を浸透させることを検討してきており、昭和48年には、既に都下の武蔵野地区のいくつかの住宅団地において、浸透井を設置している。

建設省では、障害を伴わない地下水の利用方式を開発するために、昭和51年から総合研究「地下水涵養技術の開発」を開始していた。この研究では、「地下ダム」を掲げ、構想実現のために必要となる技術を開発しようとするもので、その中心は、わが国に適した地下水涵養技術を確立することにあった。

地下水涵養にはいろいろ方法があるが、大別すれば、1つは井戸によって直接帯水層に注入する方法であり、もう1つは、池等の水面をつくって地表から水を浸透させる方法である。わが国の事例では、圧倒的に井戸による注入が多かった。しかし、過去の事例を詳細に調べてみると、ほとんどは目づまりが発生しており、数年で実験が中止されている。外国では池を利用した涵養がよく行われているが、これも同様に目づまりが問題になる。従って、どの池でも1週間～1ヶ月おきに池の水を落として池底を乾燥させ、表層の堆積物を掻き取ることをしなければならない。このようなたいへんな作業を伴い、さらに広い土地を専有しなければならない浸透池は、わが国にはなじまないものである。

そこで、研究の中心は、目づまりの発生防止と回復方法の検討に向けられた。しかし、目づまりの発生機構についてはかなり判明したものの、その対策についてはキメ手となるものはみつからなかった。

このとき、水を土壌帯に直接給水することを思いついた。井戸に限らず、目づまりが生じるのは、水が地層に浸入する境界においてであり、しかも、この境界が水中にあることによって目づまりが進行する。目づまりは空気中に露出させることによって、ある程度解消する。土壌とは、土粒子のほかに空気と水が共存する場であって地下水帯や池内とは異って、空気がつねに在存している。土壌帯そのものは目づまりが進行しにくい条件にあるのではないかと考えたのである。問題は、大量の水を土壌にどうやって供給するかであるが、污水处理の分野で土壌浄化法の1つとして使われている地下トレンチ法が使えるのではないかと考えた。汚水の場合、1日の処理能力は30mm/日程度で小さいが、

水質がよければもう少し浸透させられるのではないか、さらに大量に浸透させる方法があるのではないかと考えたのである。

そこで、室内実験や数値シミュレーションによって検討をすすめた。一方、目づまりについては東京農大の石丸教授に研究を依頼した。これらの研究の結果、目づまりはほとんど発生せず、重力を利用して大量の水を浸透させることができることが判明した。そこで、この方法を地下埋管法と名づけることとし、総合研究の一環として埼玉県深谷市郊外で現地実験を行うことになった。実験は昭和53年9月から開始され、 $1,400\text{ mm/day}$ と予想以上に大量の水が浸透可能であることが判明した。

ちょうど、その頃、住宅・都市整備公団により、「雨水の団地内処理検討委員会」が設置された。

委員会では、当初既設井戸について注入試験を実施してその性能を調査するとともに、井戸内の土砂堆積やフィルターの分解調査などを実施し、良好な状態が維持されていることがわかった。そして更に経済的な浸透工法として地下埋管法が公団の方々の目にとまり、もう1つの団地内処理法としてこの委員会で検討していただけるようになった。昭和56年には、昭島市つつじが丘団地において、各種浸透工法とともにこの方法が採用された。ここでの試行は、新聞やテレビにもとりあげられ、多くの人々が雨水浸透の実用化を知るようになったようである。

また、地下トレンチ法の考案者とされる新見正氏が、各方面に紹介して下さったこともあり、相模原市で各戸ごとの雨水浸透が実現した。

昭和55年以降になると、雨水浸透に注目する方々がふえてきた。土木研究所では、構内の水文観測所で試験を開始し、関東地建の京浜工事々務所、江戸川工事々務所でも現地試験を開始した。

人間をとりまく環境にはいろいろな要素があるが、雨水の流出、地下水、土壌水分等の水のあり方は、環境の中でも基礎的な要素にかぞえられるものと思う。このような水文環境は、開発によって大きく変化する。変化の中には好ましいものも含まれるかも知れないが、動物・植物の生態系は、水文環境の変化によって致命的な悪影響を受けることもあろう。また、人間生活にいろいろを与える景観も、水文環境の変化によって潤いを欠くこともあろう。

開発によって水文環境が変化するのはやむを得ないと反射的に考えるのはやめて、技術的、経済的に可能な範囲で、水文環境の保全できるだけ心を配っていただくよう、関係者に訴えたい。

目 次

研究の目的と要旨	1
第1章 地下埋管の概要	5
1-1 土壌水帯の特徴	5
1-2 地下埋管の構造	5
第1章参考文献	6
第2章 不飽和帯における浸透	7
2-1 浸透の基礎式	7
2-2 不飽和透水係数	9
2-3 不飽和浸透における毛管力の作用	12
第2章参考文献	13
第3章 地下埋管からの浸透機構	14
3-1 地下埋管からの浸透機構研究の手順	14
3-2 地下埋管に関する室内実験	15
3-3 シミュレーションモデルの作成	17
3-4 シミュレーションモデルの検証	27
3-5 地下埋管の構造と浸透量の検討	27
第4章 地下埋管からの浸透機構に関する現地実験	35
4-1 現地実験	35
4-2 土壌特性と実験結果	41
4-3 団粒構造を考慮した浸透解析	46
第4章参考文献	53
第5章 地下埋管の目づまりに関する検討	54
5-1 目づまりの発生とその防止方法	54
5-2 地下埋管目づまりの基礎実験	58
5-3 長期現地実験	65
第5章参考文献	70

第6章 地下浸透の影響	71
6-1 影響の要因	71
6-2 土壌水分	71
6-3 現地実験に伴う影響調査	73
6-4 溶脱	76
6-5 調査のまとめと問題点	77
第6章参考文献	78
第7章 地下埋管による雨水の浸透	80
7-1 雨水浸透の必要性	80
7-2 地下埋管法による雨水浸透	80
7-3 目づまりの対策	82
7-4 地下埋管からの浸透に及ぼす降雨の影響	87
7-5 地下埋管法による雨水の単位設計浸透量	88
7-6 住宅団地における雨水浸透処理施設の効果	92
第7章参考文献	100
第8章 結 論	101

研究の目的と要旨

水を地中に浸透させることは、雨水の浸透処理、地下水涵養、水環境の保全等、実用上の観点から大きな関心もたれる。

例えば都市化が進行しつつある流域においては、屋根やアスファルト等によって地表面が被覆されると雨水の地中への浸透が減少し、表面流出が増大することが知られている。このため河川の洪水流量が増大し治水面では大きな負担となっている。

一方雨水の地中への浸透が減少すれば地下水涵養量が減少し、このため地下水位が低下したり、平常時の河川の流量が減少し、水質や景観の悪化等アメニティの低下につながっている。さらに雨水浸透の減少に伴う土壌の乾燥化が植物等の生態系に悪影響を及ぼす例もある。

このような場合、開発に伴う表面流出の増大をいくらかでも小さくもし総合的に水環境を保全する手段として、水を効果的に地中に浸透させる技術が期待されよう。

更に、地下水を、地盤沈下等の障害を発生させることなく永続的に利用するため、河川水利用と連結して総合的な利用を行う構想があるが、この場合には余剰河川水を経済中に地中に浸透させて地下水涵養をはかる技術が必要となる。

地下埋管法は地表近くの土壌に埋設した管から水を地中に浸透させる技術である。すなわち地表から30～60 cmくらいの深さに管径5～20 cm程度の有孔管、又はからつぎ管を埋設し、これから直接土壌に水を浸透させるものであって、構造的には地下排水暗渠と類似しているが、その作用が反対となっている。

地表面から水を浸透させる場合には地表面の目づまりが発生しやすく、その浸透能力には限度があるが、地表面をバイパスして直接土壌に水を供給する地下埋管法は目づまりの発生が少なく、地表面からの浸透にくらべて格段に大きな浸透能力を期待できる可能性がある。

この研究の目的はまず地下埋管からの水の浸透機構を明らかにし、次にこの方法を洪水処理のため雨水を地中に浸透させることに適用できるかどうかを検討することにある。

論文の構成は7章より成る。

第1章「地下埋管の概要」では地下埋管の構造と浸透現象が生じる場である土壤水帯について説明した。

第2章「不飽和帯における浸透」ではまず不飽和帯における水の流れを記述するこれまでの方法を整理する。不飽和状態における透水係数の特性について述べ、土壌の水分特性の測定から直接不飽和透水係数と吸引圧の関係が導かれることを示す。

第3章「地下埋管からの浸透機構」ではまず浸透機構を研究する手順について考察する。はじめに室内実験によって地下埋管からの浸透量を測定し、更に地下埋管の設置間隔や地下水位を変化させたとき浸透量がどのように変化するかを測定した。

次に第2章で説明した理論に基づいて地下埋管からの水の浸透を説明するシミュレーションモデル

を作成した。

シミュレーションモデルは、鉛直二次元の浸透方程式を差分法によって定式化したものである。収束計算には緩和法を使用した。

このようにして作成したシミュレーションモデルを用いたシミュレーション結果を実験値と比較したところ、計算値は実験値をよく再現できることがわかった。

このことから地下埋管からの浸透機構を考察するときの方法としてシミュレーションがかなり有効である事を確認すると共に、地下埋管のいろいろなタイプに適合するように更にモデルの改変を行って効果的な地下埋管のタイプ、諸元等を検討した。

地下埋管のタイプとしては、従来汚水処理の分野で使用されているAタイプを原型とし、浸透能力を大きくするためにパイプ内の水圧をある程度大きくしてパイプ周辺の土壌を飽和状態にするBタイプを考案した。

更にパイプを設置する土壌の透水性がそれほど大きくない場合に使用することを想定して、パイプ周辺部分の土壌を一部透水性のよい土壌、又は碎石で置換するCタイプを考案した。

以上の検討は室内実験によって検証されたシミュレーションモデルによって行なわれたものであるが、厳密に考えればこの検討結果が複雑な条件下にある現地土壌においてもそのままにあてはまるかどうかはまだわからない。このため現地土壌における実験が必要である。

第4章「地下埋管における現地実験」では、深谷市郊外の扇状地において上述の3つのタイプの地下埋管について実験を行ない、その結果をシミュレーションの計算結果と比較した結果をまとめている。

その結果、Aタイプについては実測値と計算値が一致したが、Bタイプ、Cタイプについては実測値は計算値よりずっと大きいこと、又、管内の水圧が増加した場合の浸透能力の変化がシミュレーションによる予測値より大きいことが判明した。

この理由として現地土壌に特有な土壌の団粒構造に着目し、団粒構造をもつ土壌の間隙特性について農業土木の分野で得られている既往の研究結果に基づいて、現地土壌の吸引圧変化に伴う不飽和係数の変化特性を推定し、再度シミュレーションを実施したところ、Bタイプ、Cタイプの地下埋管の浸透量や管内水圧の変化に伴う浸透量の変化に関して、ほぼ全体的に実測値を説明できることが判明した。なお、実測値と計算値は完全には一致しておらず、改良シミュレーションモデルでも説明できない現象が存在していることをうかがわせるが、実用上の観点からは浸透機構に関する所期の目的を一応達成することができた。

第5章「地下埋管の目づまりと長期現地実験」は、実用上の観点から重要な目づまり現象について検討したものである。

最初に浸透に伴って目づまりが発生する理由を考察し、地下埋管が目づまりを発生させにくい機構を有していることを説明した後、室内実験でこれを確認した。

次に、現地において2年余の浸透実験を行った結果、目づまり現象の進行が見られ、これを設計上

慮の対象とすることが必要であることが判明したが、その進行は緩やかであって、地下埋管法の実用化を不可能にする問題ではないことも明らかになった。

第6章「地下埋管法による浸透の影響」では浸透に伴って地上植物にどのような影響があるかを検討した。地下埋管法によって地下水を涵養する場合には、土地利用が高度化している我国の場合、専用の土地を使用するよりも畑や水田など作物の生産が行われている農地を利用することが経済的に有利になることが多いと思われる。

作物への影響は土壤水分の増加に伴って発生することが予測されるのでまず土壤水分と栽培植物との関係を考察した。

次に長期実験によって栽培植物への影響を調査したところ、浸透による影響が全くないとは言えないが、少なくとも収量に関して大巾な減少をもたらすことはないことが判明した。しかし、営農上の影響を避けるための配慮は必要である。

第7章「地下埋管による雨水の浸透」では開発地域における流出抑制のために地下埋管法等によって雨水を浸透させることを想定して、問題になりそうな技術上の課題を整理した上でその解決法を検討した。

検討した課題は(1)施工箇所毎の浸透施設の必要規模の決定方法、(2)目づまりに関する対策、(3)降雨時など土壤が湿潤状態の場合の浸透機能低下の評価、(4)地下水位が高い場合の浸透機能の評価、(5)浸透に伴う土壤水分の上昇とその影響の評価、である。

検討は前章の結果やシミュレーションモデルを使用し、更に実験を追加して影響の大きさを実務的に定量化する等の手法で行った。

その結果、課題(2)～(4)について、その影響の大きさを評価して単価設計浸透量を求める手順を提案した。これによって課題(1)が解決する。なお課題(5)については、第6章の長期実験に基く検討から、大きな問題とはならないとの見通しであるが、浸透を実施しようとする現場条件はさまざまであるから、今後、事業実施のたびに慎重に調査を行って知見を蓄積することが重要と思われる。

最後に昭島市の住宅団地において実際に適用した例について説明する。この団地では雨水浸透施設として地下埋管、透水性舗装、浸透性雨水ます、浸透性U字側溝が使用された。浸透施設を設置した区域に隣接して対照区として同施設を設置しない区域を設けた。これまでに最大140mmの降雨を含めて9降雨について調査が行われたが、対照区の流出率が0.37～0.55であるのに対し雨水浸透施設を設置した団地の流出率は0.01～0.11となっており両者には顕著な差異が認められる。又、この団地に設置された地下埋管に関して、使用開始から6ヶ月を経過した時点で水道水を供給した性能試験を実施したところ、予期した性能を有していることが確認された。

以上第5章から第7章までの検討で、地下埋管法が洪水処理のため雨水を地中に浸透させることに適用できる可能性が大きいことが判明した。

もちろん地下埋管法を適用しようとする現地の地質・土壤等はいろいろであり、更に降雨等の気象条件、下流河川の排水能力等も異なるであろう。そのため、適用にあたって今回の検討だけでは対応

できない技術的課題も生じる可能性はある。これらについては、今後の研究によって一つ一つ解決すべきものと思われるが、とりあえず本研究によって地下埋管法の実用化にあたっての基本的な事項については取扱いの方法が一応確立したものとする。

第1章 地下埋管の概要

1-1 土壤水帯の特徴

土壤水帯は地層の表層を構成する部分であり、雨水・表流水が浸透する際にフィルターとして重要な役割を果たす。地下水の水質が良好であるのは、この土壤水帯のフィルターとしての働きによるところが大きい。また土壤水帯は、植物が根によって水分、養分を吸収するところであり、有機体が土壤微生物によって無機体へと変換されるところでもある。

土壤水帯は、図1-1-1に示されるように、土粒子、空気、水の3相よりなっている。水分は主に降雨によって供給される。降雨の一部は、地下水を涵養し、土壤水帯に貯留された水分の一部は、蒸発散によって大気に還元される。土壤水帯は、水分とともに常に気体が存在するため、不飽和帯と呼ばれることもある。これは、土粒子の間隙がすべて水によって飽和されている帯水層と大きく異なる点である。土壤水帯での水の動きは、液体と気体の界面に働く表面張力に起因する毛管圧及び重力に支配されている。このように、土壤水帯は、浸透水の流動特性においても、多種多様な土壤微生物が生息することでも、地下水帯とはかなり異なった特性を有しているといえよう。

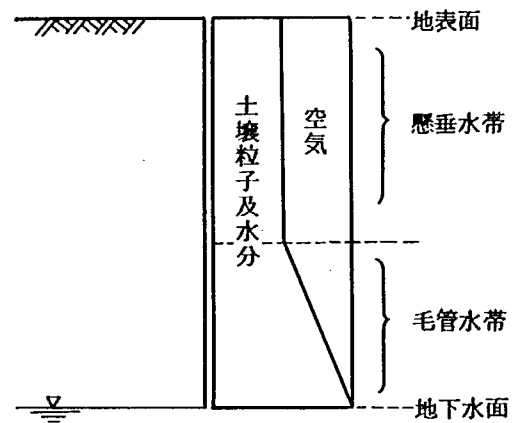


図1-1-1 土壤の三つのゾーン

土壤表面は、自然状態では空隙が大きいいため、雨水の浸透が比較的容易であるが、造成地の盛土地盤のように土が締め固められると雨水は浸透しにくくなる。又、雨滴が土壤表面に直接あたると、雨滴の落下エネルギーによって表面での土壤の団粒が破碎され、微粒子による不透水性膜が形成される。このため、土壤表面の間隙がふさがれ、雨水の浸透能が非常に小さくなることが報告されている。¹⁾

1-2 地下埋管の構造

地下埋管は地下水人工涵養の一手法である。地下水の人工涵養は大きく注入法と抽水法に分けられる。注入法は井戸を用いて涵養する方法で占有する土地面積が少なくすみ、揚水井としても利用できるという利点を有する。しかし、狭い注入井壁を通じて長時間にわたって涵養がなされるため、比注入量（比注入量＝注入量／注入による注入井内水位上昇高）の減少をもたらす目づまりが発生しやすい。しかも、目づまりが手の届かないところで発生するため、その除去がなかなか容易でない。これに対して、抽水法は、地表面から平均的に地下水を涵養する方法であって、目づまりが生じてもその回復は比較的容易であり、涵養手法として確実性を有する。池に水を張り、池底から浸透させる浸透池法は、欧米でよく用いられている抽水法による手法であるが、かなりの面積の専用の土地が必要

であり、土地利用の厳しいわが国にとって必ずしも適切な涵養手法とはいえない。

そこで、専用の土地になるべく少なくすむような拡大法による涵養手法として開発されたのが地下埋管法である。地下埋管の構造は、その用途、浸透水の水質によって種々のものが考えられる。

図1-2-1に代表的と思われる地下埋管構造について示す。左から順に説明を加えよう。

Aタイプは、污水浄化の分野で用いられている方法であって、埋管の下にトレンチを有するものである。埋管からの供給水は、いったん下のトレンチに貯留され、周りの砂、土壌の毛管力によってまず上方へ拡散し、次いで、毛管力及び重力によって下方へ浸透することになる。土壌中を浸透する浸透水は、土壌内の豊富な土壌微生物の作用によって次第に浄化される。一般に、浸透水に有機物が含まれると、微生物が浸透面に密生し、これが目づまり現象の一因となるが、不飽和帯での浸透では、空気存在によって酸素が供給されるため、有機物が好氣的に分解され、更に微生物の増殖範囲も広くなり、目づまりが発生しにくい条件を有しているようである。従ってこのタイプは、浸透水に有機物が含まれており、地下水汚染が危惧される場合に適している。また、水分の拡散が長く期待され、畑地等に設置した場合には、かんがい効果も大きいと思われる。

Bタイプは、土壌中にそのまま地下埋管を埋設したものである。土壌の透水性が高い場合には、かなりの浸透量が期待される。又、埋管にある程度の水圧をかけることにより浸透量の増強を図ることができる。

Cタイプは、地下埋管の周囲の一部を、有効間隙率の大きい砂礫に置き換え、土壌内の貯留量を増加させるとともに、土壌に接する浸透面積を大きくし、浸透量の増加をはかったものであり、流出抑制のための地下浸透に適していると考えられる。

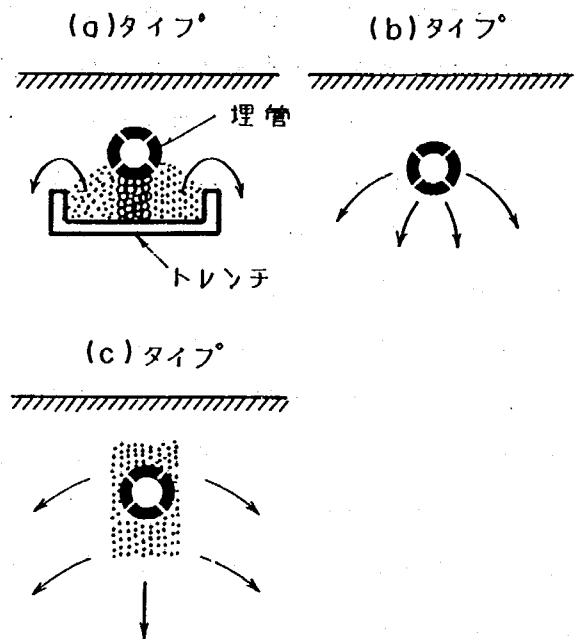


図1-2-1 地下埋管のタイプ

第1章 参考文献

- 1) 相馬 恒一：雨滴による土壌皮膜の生成，研究の資料と記録 第2集，PP23-28，1956

第2章 不飽和帯における浸透

2-1 浸透の基礎式

飽和・不飽和のちがいは、流れの中の気体の存在の有無によって区別されるが、通常両方の流れが同時に生ずる場合が多い。従って、飽和域、不飽和域の両方にわたって適用可能な浸透の基本式が望ましい。

飽和流に対しては、いわゆるダルシー則が成立する。

$$q = -K_0 (\nabla \phi + \nabla Z) \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

q ; 見かけの流速

K_0 ; 飽和透水係数

ϕ ; 圧力のポテンシャル

Z ; 位置のポテンシャル

不飽和の場合には、空気による浸透流路の遮断あるいは浸透流路断面の減少、またある場合には空気が浸透水とともに流動するといった現象がみられるため、飽和流と比較するとその取り扱いが複雑である。含水量が非常に小さくなると、水分の移動は主に蒸気体としてなされるようになり、熱収支まで含めた解析が必要となってくるが、こうした場合を除けば通常、層流抵抗に基づき、次式に示すようにダルシー則に準じた関係が仮定される。

$$q = -K(\theta) (\nabla \phi + \nabla Z) \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

$K(\theta)$; 不飽和透水係数

θ ; 含水量

つまり、空気の存在に起因する浸透流路の遮断及び流路断面積の減少を、透水係数の減少としてとらえるのである。 θ と ϕ の間には、湿潤過程、脱水過程のそれぞれについて一価の関係が存在することが知られており、湿潤過程又は脱水過程のどちらかを扱う場合には、 $K(\theta)$ は $K(\phi)$ と書き直すこともできる。

今、図2-1-1に示すような微小六面体を取り、この内部での微小時間 Δt における水の質量の保存を考えると、次式を得る。

$$\begin{aligned} & \nabla \cdot \{ \rho K (\nabla \phi + \nabla Z) \} \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta Z \cdot \Delta t \\ &= \frac{\partial}{\partial t} (\rho n S \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta Z) \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (2-3) \end{aligned}$$

ρ ; 水の密度

n ; 間隙率

S ; 飽和度

微小六面体の体積変化は Z 方向のみで、 x 、 y 方向は無視できると考えれば、(2-3)式の右辺は次のようになる。

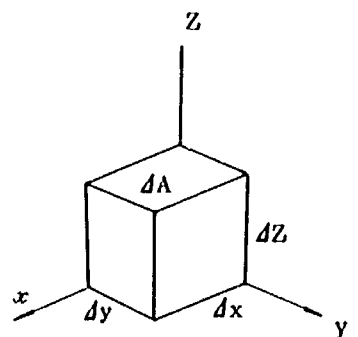


図2-1-1 微小六面体

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (\rho \cdot n \cdot S \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta Z) \Delta t \\ &= \left\{ \rho \cdot n \cdot S \frac{\partial(\Delta Z)}{\partial t} + \rho \cdot S \cdot \Delta Z \cdot \frac{\partial n}{\partial t} + n \cdot S \cdot \Delta Z \frac{\partial P}{\partial t} + \rho \cdot n \cdot \Delta Z \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \right\} \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta t \\ & \dots\dots\dots (2-4) \end{aligned}$$

さて、土粒子のスケルトン及び水の体積変化を弾性変化と仮定し、それぞれの圧縮係数を α 、 β とすれば、上式右辺の各項については次式が成り立つ。

$$\rho n S \cdot \frac{\partial(\Delta Z)}{\partial t} = \rho n S \frac{\partial(\Delta Z)}{\partial t} \cdot \frac{\partial P}{\partial t} = \rho^2 g n S \Delta Z \cdot \alpha \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

$$\rho n S \Delta Z \frac{\partial n}{\partial t} = \rho S \Delta Z \frac{\partial n}{\partial P} \cdot \frac{\partial P}{\partial t} = \rho^2 g (1-n) S \Delta Z \cdot \alpha \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$n S \Delta Z \cdot \frac{\partial P}{\partial t} = n S \Delta Z \cdot \frac{\partial \rho}{\partial P} \cdot \frac{\partial P}{\partial t} = \rho^2 g n S \Delta Z \cdot \beta \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

$$\rho n \cdot \Delta Z \cdot \frac{\partial S}{\partial t} = \rho n \Delta Z \cdot \frac{\partial S}{\partial \phi} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

ここで P は水圧であり $P = \rho q \phi$ であることを用いている。(2-5)式、(2-6)式は土粒子のスケルトンの弾性変化、(2-7)式は水の弾性変化に基づく変形である。(2-8)式は飽和度の時間変化にかかわるものであり、不飽和浸透流の場合には重要な項となる。この項は当然のことながら、飽和浸透流の場合には考慮する必要がない。(2-5)式～(2-8)式を、(2-4)式に代入すると次式を得る。

$$\nabla \cdot \{ \rho K (\nabla \phi + \nabla Z) \} = (\rho^2 g S (\alpha + n\beta) + \rho n \cdot \frac{\partial S}{\partial \phi}) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

(2-9)式において、不飽和浸透流では、土粒子のスケルトン及び水の圧縮変化は無視しえるから、右辺中かっこ内第一項は無視できる。又、 n 、 ρ は一定と考えられるから不飽和浸透流の場合は、右辺中かっこ内第二項については次のような変形が可能である。

$$\rho n \cdot \frac{\partial S}{\partial \phi} = \rho \cdot \frac{\partial n S}{\partial \phi} = \rho \cdot \frac{\partial \theta}{\partial \phi} = \rho c(\phi)$$

従って(2-9)式は(2-10)式のようになる。

$$\nabla \cdot \{ K(\phi) (\nabla \phi + \nabla Z) \} = c(\phi) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

これは、飽和浸透流の基礎式

$$\nabla \cdot \{ K_0 (\nabla \phi + \nabla Z) \} = C_0 \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

K_0 ; 飽和透水係数

C_0 ; 定数 $C_0 = \rho q (\alpha + n\beta)$

と同じ形をしているから(2-10)式で、飽和・不飽和に応じて係数を変えることによって飽和・不飽和両領域にわたる解析が可能である。ただし、(2-10)式は強い非線型性を有し、解析解を求めるのは困難であるため、実際には数値解析によって解かれることになる。

2-2 不飽和透水係数

2-2-1 不飽和透水係数の特性

前節で述べたように、浸透流の解析には浸透層固有の特性を前もって把握しておくことが必要である。特に不飽和浸透流では不飽和透水係数が重要な役割を果たす。

図2-2-1は、代表的な不飽和透水係数とサクションとの関係を図示したものであるが、これは近似的に次のような式で表現できる。

$$K = \begin{cases} K_0 & \phi > \phi_b \text{ の場合} \\ K_0 \left(\frac{\phi_b}{\phi} \right)^\eta & \phi \leq \phi_b \text{ の場合} \end{cases} \quad \dots\dots (2-11)$$

ϕ_b ; バブリングプレッシャー

η ; 浸透層の土粒子の粒径、粒度分布にかかわる定数で、粒径が大きく均一な場合には大きな値をとり、粒径が小さく粒度が広く分布している場合には小さな値をとる。

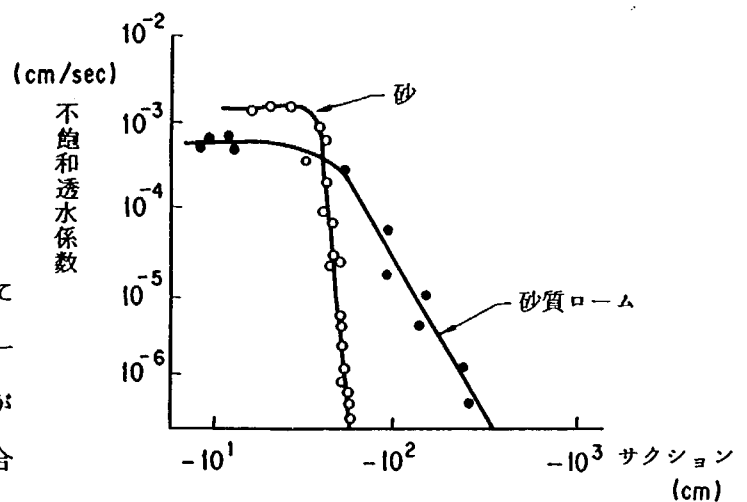


図2-2-1 不飽和透水係数の変化

バブリングプレッシャーを境にして不飽和透水

係数の傾向が大きく変化しているが、これは流動の形態が変化することに起因している。飽和度が低い、つまりサクションが大きい場合には、間隙内の空気は浸透層内の流路を遮断あるいは流路断面積を減少させるため透水係数は小さいのに対し、飽和度が高くなるにつれて、つまりサクションが小さくなるにつれて、間隙内の空気の閉塞作用が小さくなり、透水係数が大きくなっていくわけである。 ϕ_b 近くにまでサクションが小さくなると、間隙内の空気泡は流動しはじめるようになり、空気泡の閉塞作用はほとんどなくなって、不飽和透水係数は飽和透水係数とほぼ等しくなる。

K と ϕ 、あるいは θ と ϕ の関係は、 ϕ が増加していく場合と減少していく場合とで若干異なり、ヒステリシスループを描く。

湿潤状態から脱水状態へ、あるいはその逆の変化が起こる場合、その移行のしかたは、出発点が定めれば一定であり、この移行に関するモデルも提案されているが、本研究では湿潤状態のみを取り扱うので、これらの点についてのより詳細な議論はここでは行わないことにする。

2-2-2 保水特性と不飽和透水係数

不飽和透水係数の測定には熟練と手間が必要とされ、一般にあまり容易でない。それに比較して水分量とサクシヨンの関係すなわち保水水分特性の測定は短時間ですみ、測定器の操作も簡単である。先に述べたように、浸潤状態にあるのか、脱水状態にあるのかが決まれば、 K_0 , ϕ , θ の間にはそれぞれ一価の関係が存在しているから、もし $\phi \sim \theta$ 関係から $K_0 \sim \phi$ 関係あるいは $K_0 \sim \theta$ 関係が推定されれば、直接不飽和透水係数を測定する必要がない点非常に有効である。¹¹⁾

ここでそうした考え方のひとつとしてCambell(1974)によって提案された手法を簡単に紹介しておこう。Childs等(1950)によれば、次の2つの前提のもとで、不飽和透水係数は(2-12)式のように与えられる。

- ① 全体として透水性に寄与するのは連続している間隙孔のみであり、途中でとぎれているものは全く寄与しない。
- ② 透水層内の間隙孔の接続のしかたはランダムであり、ひとつの接続における流れは小さい方の間隙孔の径によって決まる。

$$K = M \int_0^R \int_0^R r^2 F(r) \cdot dr \cdot F(r) \cdot dr \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

r ; 間隙孔の径

R ; 最大保水

M ; ポワズイユ流れに基づく定数

$F(r)$; 間隙孔径の分布関数

ちなみに間隙率 n は次式で与えられる。

$$n = \int_0^\infty F(r) dr \quad \dots\dots\dots (2-13)$$

さて、図2-2-2は $\phi \sim \theta$ の測定結果の一例であるが、一般的に(2-11)式と同型な次のような式で近似しうることが示されている。

$$\phi = \begin{cases} \phi_e & \theta > \theta_e \text{ の場合} \\ \phi_e (\theta / \theta_e)^{-b} & \theta \leq \theta_e \text{ の場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

ϕ_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り、(2-11)式の ϕ_b とほぼ同じ値をとる。

θ_e ; $\phi = \phi_e$ の時の θ の値の脱水過程の場合

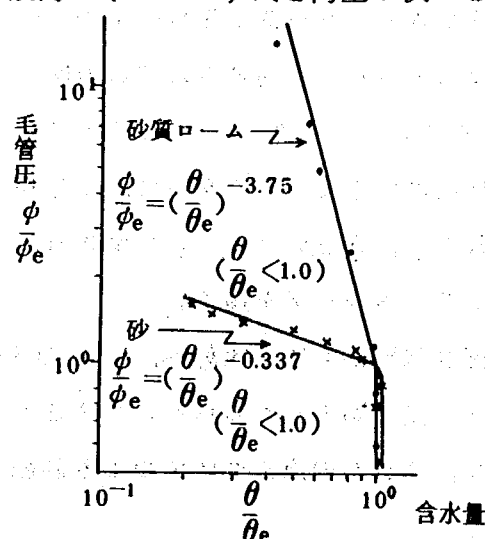


図2-2-2 毛管圧と含水量の関係 (文献⁵⁾より引用)

合は飽和含水量に等しい。

ここで毛管の上昇高さを与える式より

$$\phi = -\frac{2\sigma}{r\rho g} \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

σ ; 水の表面張力

g ; 重力の加速度

であるから、(2-14)の下式と(2-15)式より r について整理すると、

$$r = -\left(\frac{2\sigma}{\rho g \phi_e}\right)\left(\frac{\theta}{\theta_e}\right)^b \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

を得る。 $F(r) \cdot dr = d\theta$ となることに注意して(19)式を(16)式に代入して積分すると、 K と θ の関係式として次式を得る。

$$K = M' \theta^{2b+2} \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

M' ; 定数

$\theta = \theta_e$ の時、 $K = K_0$ (飽和透水係数)と考えられるから(2-17)式は次の様に書き直せる。

$$K = K_0 (\theta/\theta_e)^{2b+2} \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

(2-14)、(2-18)両式より θ を消去すれば、 $K \sim \phi$ の関係式として

$$K = K_0 (\phi_e/\phi)^{2+2/b} \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

を得る。 b は(2-14)式において $\phi \sim \theta$ の間の関係を規定する係数であるから、式(2-19)を用いれば、飽和透水係数と $\phi \sim \theta$ 関係より不飽和透水係数が求められることを示している。

以上が Cambell の手法だが、Jackson (1972) は、間隙の相互作用を考慮すると、(2-18)式に $(\theta/\theta_e)^d$ を乗じるべきであるとしている。

$$K = K_0 (\theta/\theta_e)^{2b+2+d} \quad \dots\dots\dots (2-18)'$$

従って(2-19)式は

$$K = K_0 (\phi_e/\phi)^{2+\frac{2+d}{b}} \quad \dots\dots\dots (2-19)'$$

となる。Eagleson (1978) は(2-16)式の指数 b と(2-18)'式の指数との関係について、数種の土質について調査し、 $d = 1$ とおけばよいとしている。(図2-2-3) 従って最終的に次式を得る。

$$K = K_0 (\theta/\theta_e)^{2b+3} \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

$$K = K_0 (\phi_e/\phi)^{2+3/b} \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

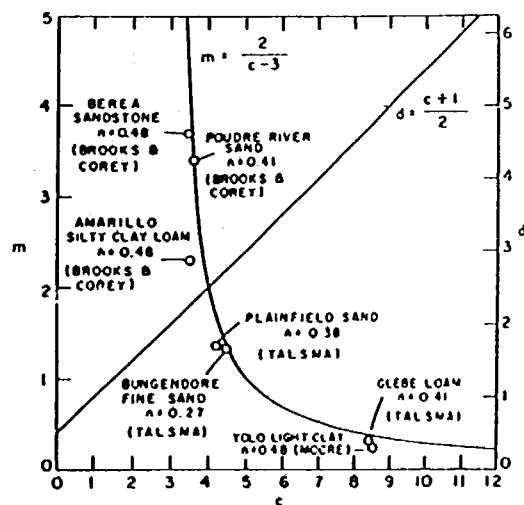


図 2-2-3 不飽和透水係数，水分の指数関数の指数の関係 (Eagleson⁷⁾による)

2-3 不飽和浸透における毛管力の作用

地下水帯から土壌水帯への毛管上昇は、毛管力によって引き起こされる静的な現象であるが、動的な現象としての不飽和浸透における毛管力の影響も、浸透現象の理解の上で見のがせない要素である。

1次元の浸透の問題として、地表面に湛水した場合の浸透量を与える式としてGreen-Ampt式⁹⁾が知られているが、これは次式のようにあらわされる。

$$I = K_0 \frac{H + Z_f + H_f}{Z_f} \quad \dots\dots\dots (2-22)$$

I ; 単位面積あたり浸透量

H ; 湛水深

Z_f ; 飽和領域の地表面からの浸透深さ

H_f ; 浸潤面における毛管圧(水頭値)

式(2-22)は地表面と浸潤面の間の動水勾配に飽和透水係数を乗じたもので、ダルシー則を適用したものである。H_fによって毛管力の影響が式中に組み込まれており、毛管力の作用が大きいと、浸透量は大きくなることがわかる。しかしながら、式(2-22) H_fの値を実際の土壌帯について把握することは非常に困難である。

Mein and Lanson (1973)は、H_fのかわりに次式で定義されるφ_{cr}(限界毛管圧)を適用しても十分な精度が得られることを示した。

$$\phi_{cr} = \int_{\infty}^0 (K/K_0) d\phi \quad \dots\dots\dots (2-23)$$

φ_{cr}は図2-3-1に示すように斜線の部分の面積が等しくなるように決定される。

一方、Bouwer (1964)¹¹⁾は、水路からの2次元不飽和浸透においても、図2-3-1に示されるφ_{cr}を境としたステップ関数として不飽和透水係数を与えても、ほぼ同様な浸透量が計算できることを明らかにしている。このことは、図2-3-2に示すように、毛管力が作用しない場合と比較して流れの幅が広くなることに対応するものであり、φ_{cr}は毛管力の影響をあらわすパラメータと考えることができる。(2-11)式とあわせ考えれば明らかだが、φ_{cr}は不飽和透水係数の特性を示すφ_b及びηによって決まる定数である。

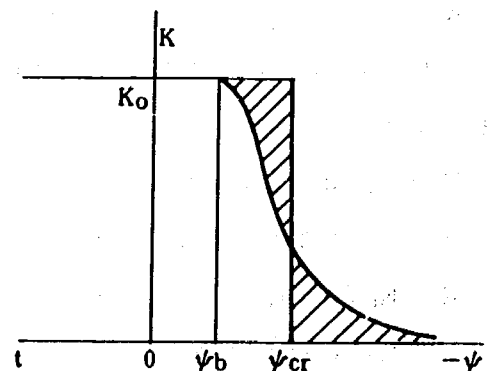


図2-3-1 不飽和透水係数と限界毛管圧φ_{cr}
〔Bouwer¹⁰⁾による〕

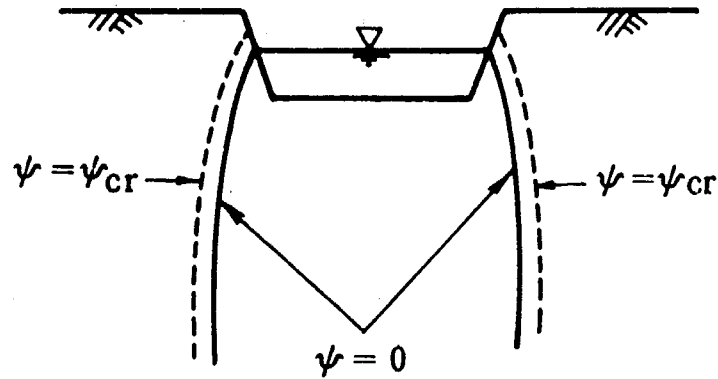


図 2 - 3 - 2 毛管圧の影響

第 2 章 参考文献

- 1) Yecheykel Mualem : Extention of the Similarity Hypothesis Used for Modeling the Soil Water Characteristics, Water Resources Research, Vol. 13 No 4, 1977
- 2) 土壤物理性測定委員会編 : 土壤物理性測定法, 養賢堂, 1972
- 3) Campbell G. S : A Simple Method for Determining Unsaturate Conductivity from Moisture Retention Data, Soil Sci. No 117, 1974
- 4) Childs E. C. and H. Collis-George : The permeability of Porous Masterials Proc. Roy. Soc. London, No 201, 1950
- 5) Masashi Nakao and Kenichi Ichii : Measurement of Hydraulic Conductivity in Unsaturate Porous Medium, Trans. JSIDRE, Jun, 1977
- 6) Jackson R. D : On the Calculation of Hydraulic Conductivity, Soil Sci. Soc. Am. Proc. 36, 1972
- 7) Peter S. Eagleson : Climate, Soil, and Vegetation (3) - A Simplified Method of Soil Moisture Movement in the Liquid Phase, Water Research Vol. 14 No 5, Oct. 1978
- 8) H. J. Morel-Seytoux and J. Khanji : Derivation of an Equation of Infiltration, Water Resources Research, Vol. 10 No 4, Aug. 1974
- 9) Mein R. G. and C. L. Larson : Modeling Infiltration during a Steady Rain, Water Resources Research, Vol. 9 No 2, Feb. 1973
- 10) Bouwer H : Unsaturated Flow in Ground Water Hydraulics, J. of A. S. C. E. Hy5, 1964
- 11) 河野伊一郎・西垣誠 : 不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 307 号, 1981

第3章 地下埋管からの浸透機構

3-1 地下埋管からの浸透機構研究の手順

前章までに、土壤水帯での水の動きについてこれまで明らかにされている知見を必要な範囲で説明してきた。

地下埋管によって地下水の涵養や流出の抑制のための雨水の浸透を事業として行うためには、浸透施設の最適な構造形態を求めたり、その機能を定量的に評価する必要がある。また、時間の経過に従って進行が予想される目づまり現象についても、その見通しや防止対策等が明らかにされなければならない。

このような工学的要請に応えるためには、地下埋管からの浸透機構を解明することが是非必要である。

前章までの説明で明らかなように、土壤水帯の水の動きの基本原理や、不飽和透水係数についての性質は一応明らかになっているので、これを地下埋管の構造に応じた境界条件のもとで演繹的に展開することが作業の基本的な流れとなる。

しかしながら、土壤水帯の水の動きに関する基本原理がどの程度の普遍性を有するかについては、まだ十分に確かめられていない。すなわち、土壤水帯の水の動きに関しては、これまで比較的単純な境界条件のもとで研究されており、今回のような土壤帯の中にソースをもつような例については研究事例がほとんどない。

このような意味で、地下埋管からの浸透の解明にあたっては、基礎式に基くシミュレーションと平行して実験を行って、シミュレーションが現象を正しく説明していることを検証することとした。シミュレーションの検証のための実験は、実験条件をいろいろ変化させる必要があるので、室内で小規模に行われる。

検証が終わったシミュレーションモデルによって、地下埋管の構造や並列的に設置する場合の効率の低下などについて見通しが得られる。

上記の知見に基づいて、実物大の規模で地下埋管の現地実験が行われるが、この段階でもシミュレーション結果と現地実験の結果が同一になるかどうか再度検証される。なぜならば、現地での土壤構造は気候や生態系の影響下にあつて、その性質は室内で試験される土と必ずしも同じでないことがしばしば指摘されているからである。

第3章と第4章は以上に述べたような手順で、地下埋管からの浸透機構についての検討結果を述べている。その手順は図3-1-1に示すフローである。

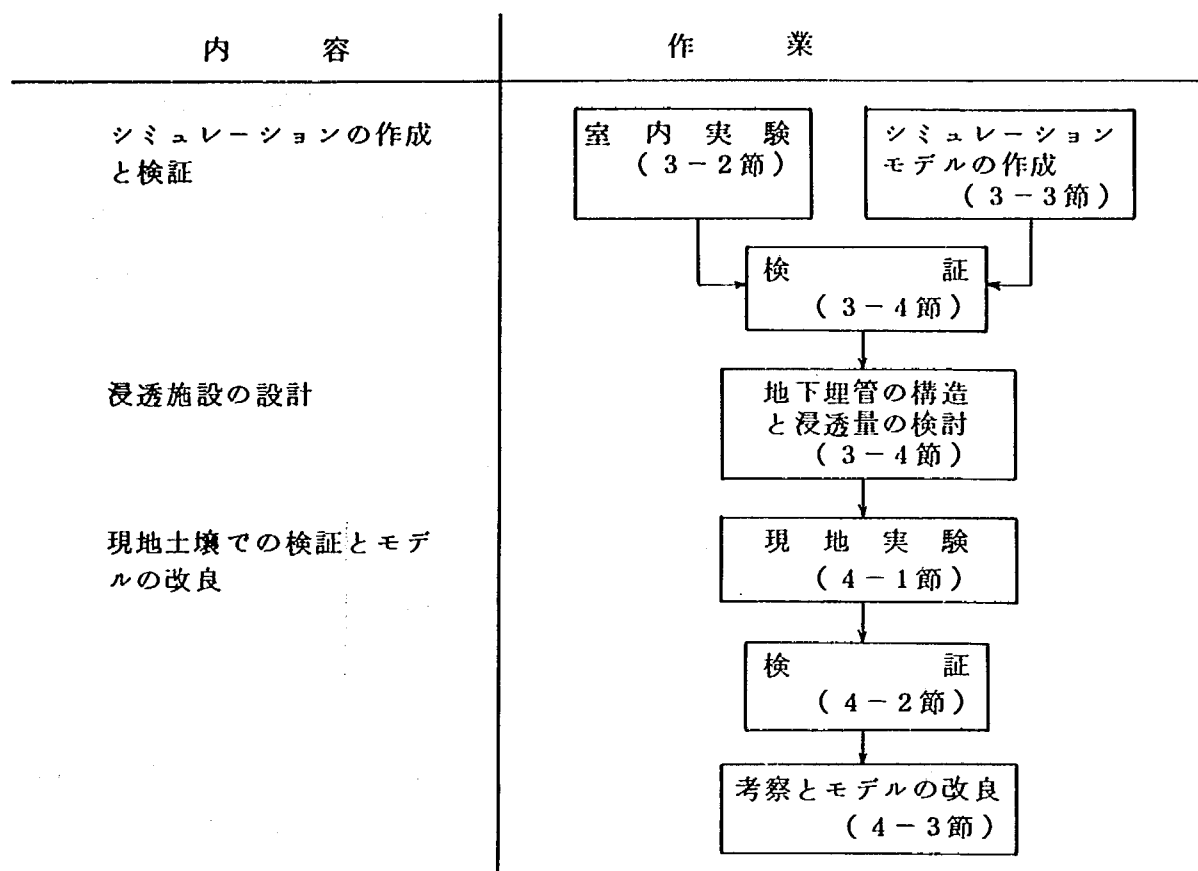


図 3-1-1 地下埋管からの浸透機構の検討手順

3-2 地下埋管に関する室内実験

本節では、図1-2-1のAタイプ埋管について室内模型実験を行った結果を紹介する。図3-2-1に実験施設の概略を示す。

実験装置の大きさは、長さ70cm、幅30cm、深さ60cmであり、槽内に充填した砂の特性は、表3-2-1のとおりである。図3-2-1の(a)は移動可能な側壁であり、この間隔を変えることによって隣接した埋管との設置間隔が変わることに対応できると考えた。又、図中の(b)は連通管であり、これによって地下水位をある一定の位置に保てる仕組みになっている。

表 3-2-1 実験施設の諸元

	室内実験	現地の想定スケール
埋管下皿の幅	3.0 cm	20.0 cm
＃ 高さ	2.5 cm	7.0 cm
＃ 中水深	1.0 cm	3.5 cm
土 か ぶり	26.0 cm	58.0 cm

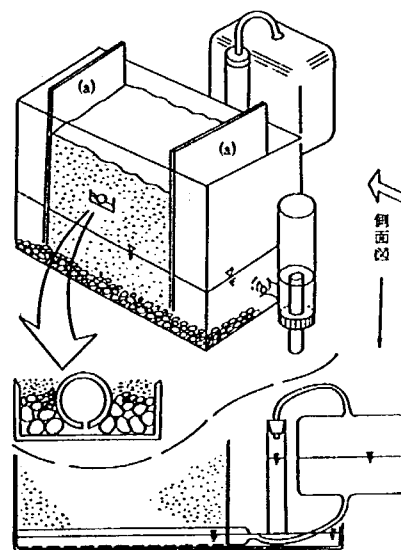


図 3-2-1 実験装置

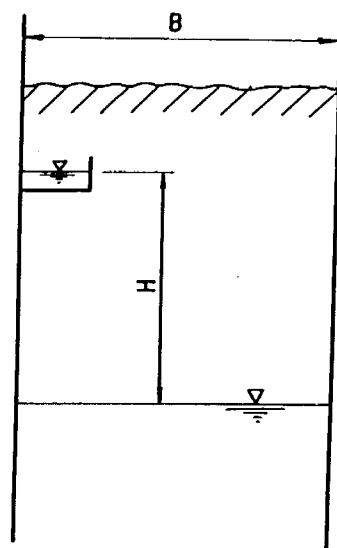
一方水の供給の方だが、電極を用いた制御により、トレンチ内の水位が一定値まで下がると指定した上限値まで自動的に給水されるようになっており、この際の電磁弁の開閉回数をカウントすることによって浸透量を計測できる。

浸透の媒体としては、豊浦標準砂を用いた。その粒度分布は $105\mu\sim 149\mu$ のものが87%を占め、ほぼ均一粒径であると考えられる。その他の諸元は、表3-2-2に示すとおりであった。本実験に豊浦標準砂を用いたのは、その物理的性質が一般の土壌と異って安定しており、その取り扱いが容易であることによる。

表 3 - 2 - 2 実験砂の特性

比	重	2.64
間	隙	率
透	水	係
数		$1.01 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

図3-2-2に実験条件を示す。トレンチ内水位と地下水位（実験槽内水位）との水位差 H を5ケース、それぞれについて側壁間隔を3ケース変化させ、全部で15ケースについて定常状態における浸透量の測定を行った。



$H_1 = 4 \text{ cm}$	$B_1 = 10 \text{ cm}$
$H_2 = 9$	$B_2 = 21$
$H_3 = 14$	$B_3 = 32$
$H_4 = 19$	
$H_5 = 24$	

図 3 - 2 - 2 実験条件

実験結果をグラフの形でとりまとめたのが図3-2-3である。

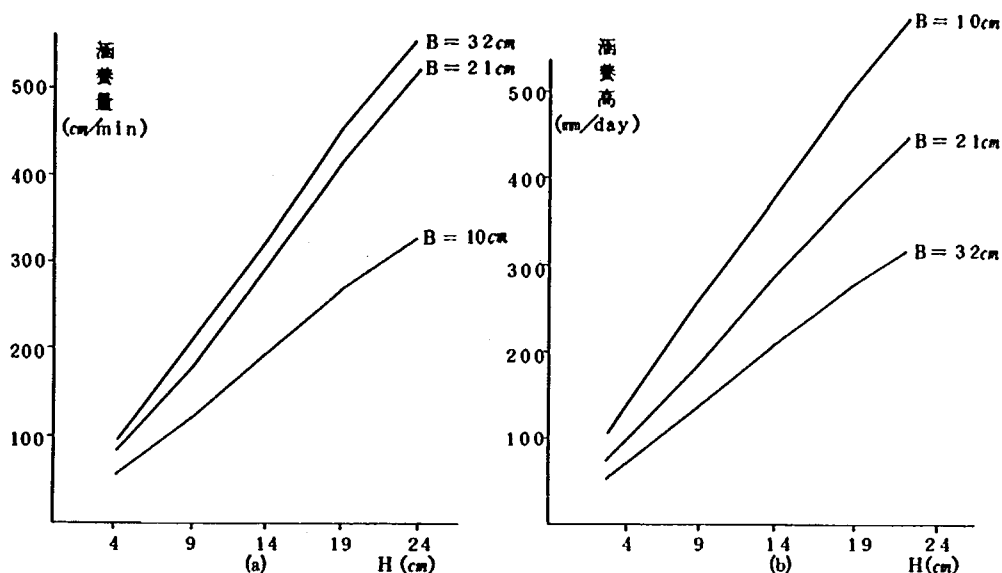


図 3-2-3 実験結果

ここで、涵養量 (cm/sec) は、各ケースにおける浸透量そのものの値であり、涵養高 (mm/day) は、それを 1 日あたりに換算した量を埋管の支配面積で除した値である。水位差 H 及び幅 B を増加させるに従って、涵養量が大きくなることが示されている。ただ幅 B の増加による涵養量の増加は直線的でなく、ある程度まで広がると H に対して一定の浸透量に近づくものと考えられる。これは、毛管作用による浸潤の影響範囲に限界があるためであろう。 H の増加についても、いずれ平均的な全ポテンシャル勾配が一定値に近づくであろうから浸透量は一定値に漸近するものと考えられる。

本実験で浸透媒体として用いた豊浦標準砂は実際の土壌と異っているため、実際の土壌での実験や数値解析によってより詳細な検討を行う必要はあるものの、地下埋管からの浸透機能の基本的性質は明らかになったといえよう。

3-3 シミュレーションモデルの作成

前節で述べた室内実験では、限られた条件のもとでの、しかも A タイプ埋管についてのみ取り扱った。更に広範な条件のもとでの浸透量について検討するためには、シミュレーションモデルを作成し、それによる数値的検討が必要である。本節はその過程を説明する。

ここでは、地下埋管の浸透施設としての有効性を評価することが目的であるため、定常的な浸透量について解析する。従って (2-10) 式は時間項が落ちて簡略化され、次の様になる。

$$\nabla \cdot [K(\phi)(\nabla \phi + \nabla Z)] = 0 \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

これを鉛直 2 次元の場合について書き下すと次式のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial x} [K(\phi) \frac{\partial \phi}{\partial x}] + \frac{\partial}{\partial z} [K(\phi) \frac{\partial \phi}{\partial z} + K(\phi)] = 0 \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

今、図 3-3-1 に示すような微小要素を考える。

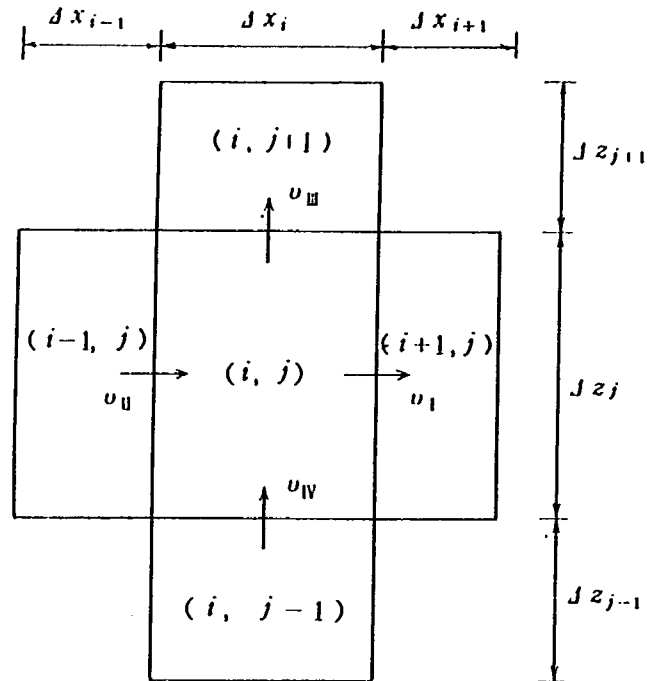


図 3-3-1 計算メッシュ

図中の I, II, III, IV の点における ϕ の値に対応する不飽和透水係数を, $K(\phi_I)$, $K(\phi_{II})$, $K(\phi_{III})$, $K(\phi_{IV})$ として (3-2) 式を差分表示すると,

$$\frac{\frac{K(\phi_I)(\phi_{i+1,j} - \phi_{i,j})}{(\Delta x_i + \Delta x_{i+1})/2} - \frac{K(\phi_{II})(\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})}{(\Delta x_{i-1} + \Delta x_i)}}{\Delta x_i} + \frac{\frac{K(\phi_{III})(\phi_{i,j+1} - \phi_{i,j})}{(\Delta z_j + \Delta z_{j+1})/2} - \frac{K(\phi_{IV})(\phi_{i,j} - \phi_{i,j-1})}{(\Delta z_{j-1} + \Delta z_j)/2}}{\Delta z_j} + \frac{K(\phi_{III}) - K(\phi_{IV})}{\Delta z_j} = 0 \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

これを $\phi_{i,j}$ について解き, 整理すると

$$A\phi_{i,j} = B\phi_{j+1,j} + C\phi_{i-1,j} + D\phi_{i,j+1} + E\phi_{i,j-1} + F \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

$$A = \frac{K(\phi_I)}{\Delta x_i (\Delta x_i + \Delta x_{i+1})} + \frac{K(\phi_{II})}{\Delta x_i (\Delta x_{i-1} + \Delta x_i)} + \frac{K(\phi_{III})}{\Delta z_j (\Delta z_j + \Delta z_{j+1})} + \frac{K(\phi_{IV})}{\Delta z_j (\Delta z_{j-1} + \Delta z_j)}$$

$$B = \frac{K(\phi_I)}{\Delta x_i (\Delta x_i + \Delta x_{i+1})}$$

$$C = \frac{K(\phi_{II})}{\Delta x_i (\Delta x_{i-1} + \Delta x_i)}$$

$$D = \frac{K(\phi_{III})}{\Delta Z_j (\Delta Z_j + \Delta Z_{j+1})}$$

$$E = \frac{K(\phi_{IV})}{\Delta Z_j (\Delta Z_{j-1} + \Delta Z_j)}$$

$$F = \frac{K(\phi_{III}) - K(\phi_{IV})}{2 \Delta Z_i}$$

を得る。これは中央の値 ϕ_{ij} が、まわりの4点での値 $\phi_{i+1,j}$, $\phi_{i-1,j}$, $\phi_{i,j+1}$, $\phi_{i,j-1}$ から求まることを示している。従って領域を要素分割し、各要素について上記方程式を立て、境界条件を入れて連立方程式を解くことにより、すべての要素についての $\phi_{i,j}$ が求められることになる。

以下に計算のフローチャートとプログラムを掲げる。

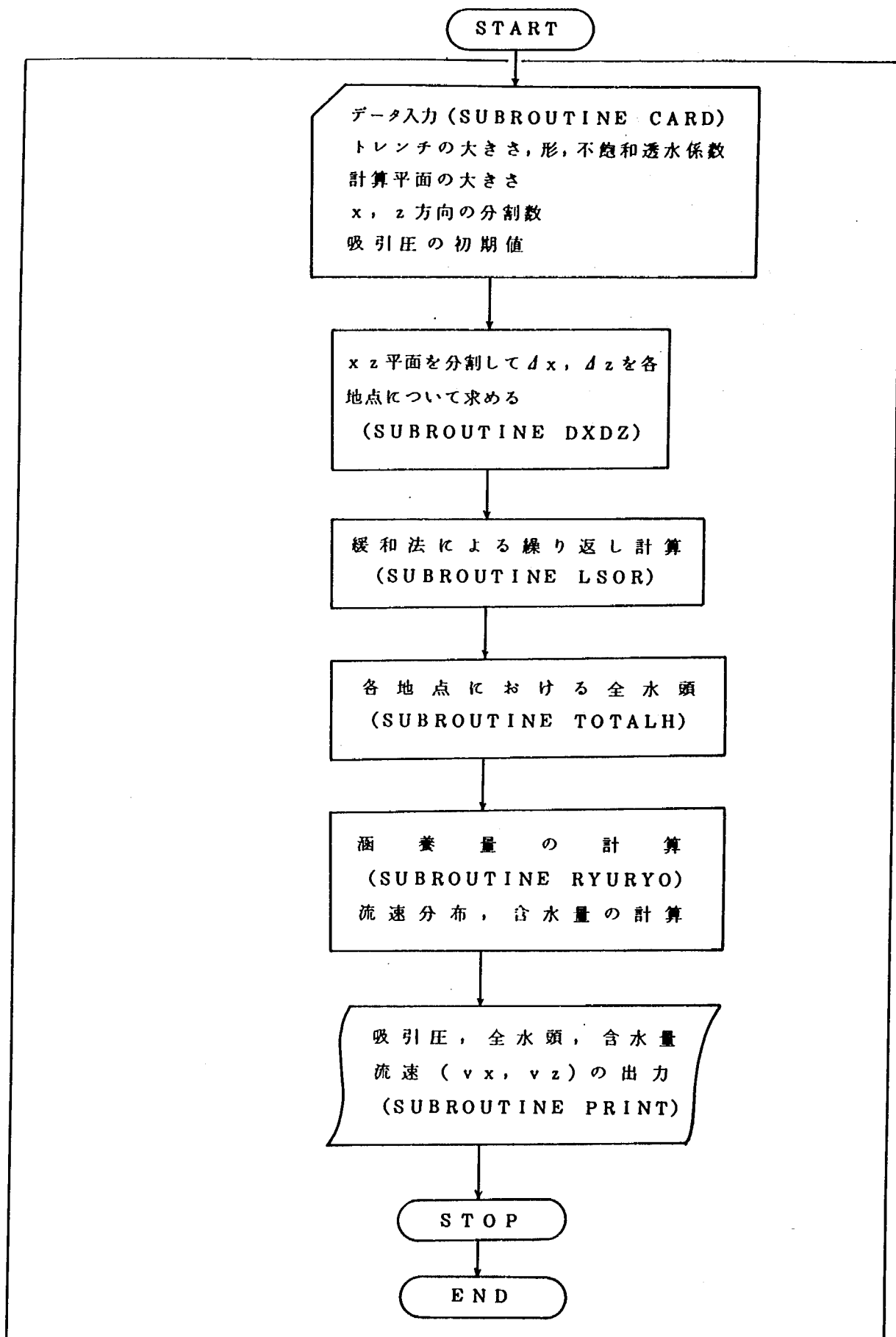


図 3-3-2(a) 計算のフローチャート

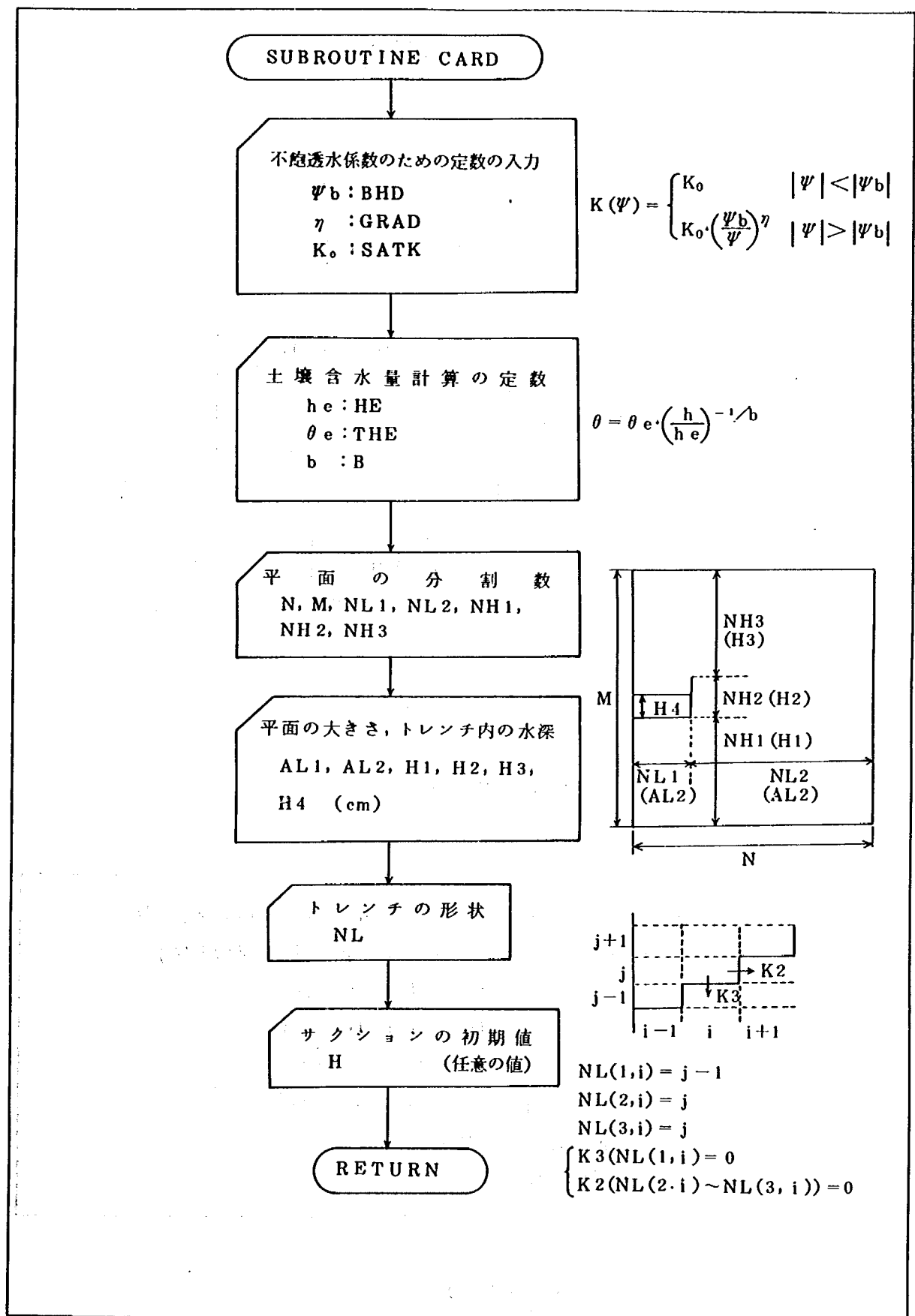


図 3-3-2(b) 計算のフローチャート

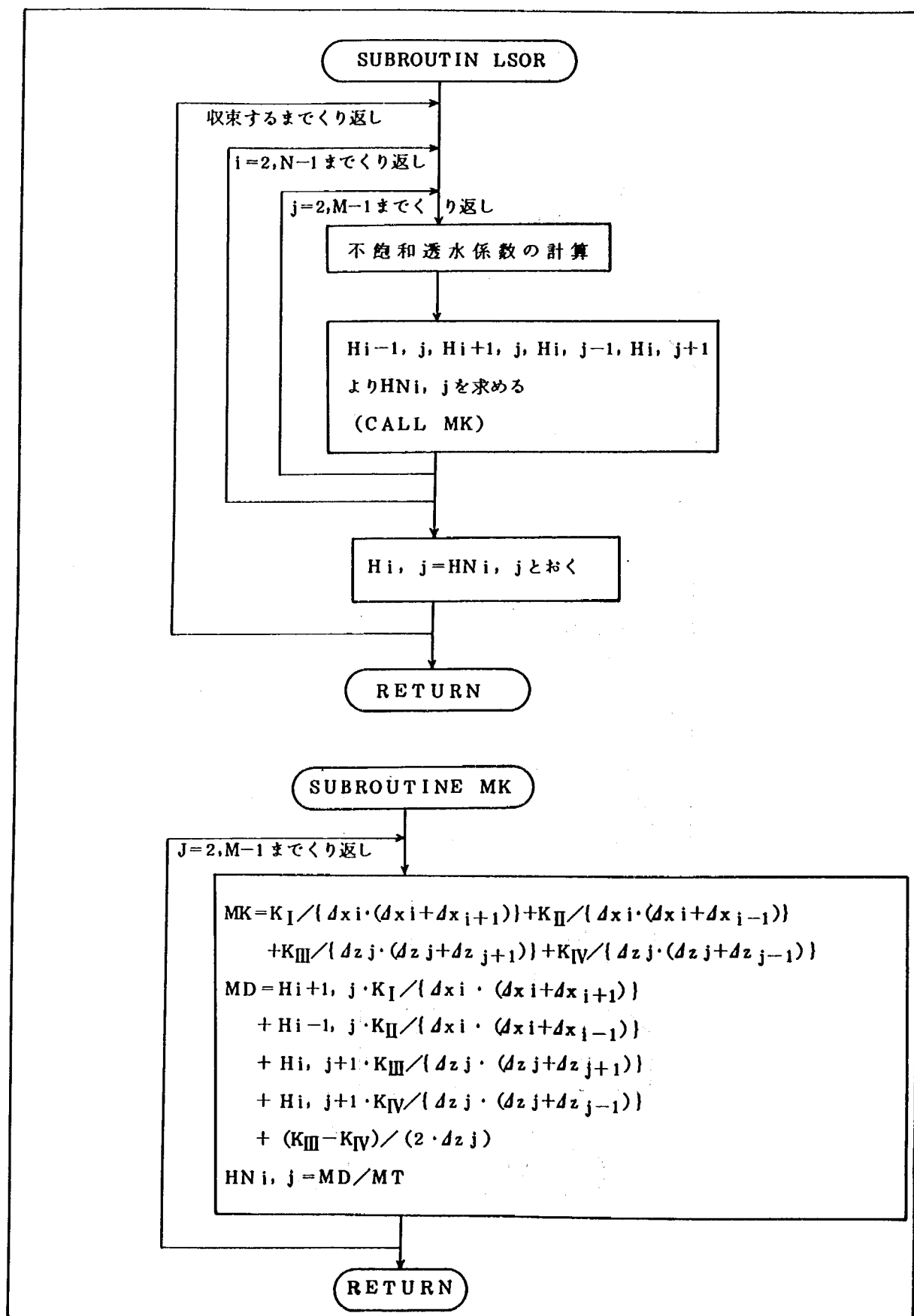


図 3 - 3 - 2(c) 計算のフローチャート

```

1      COMMON /A/ M(50,50),TH(50,50),NM(50,50)
2      * /B/ OX(50),OZ(50),OX1(2,50),OZ1(2,50)
3      * /C/ AL1,AL2,M1,M2,M3,M4
4      * /D/ HEIGHT,ALENGTH
5      * /E/ ITARAT
6      * /G/ ME,THE,B
7      * /H/ NM1,NM1
8      * /I/ NL(3,50)
9      * /K/ VX(50,50),VZ(50,50)
10     * /L/ NM
11     CALL CARD(M,M,NL1,NL2,NM1,NM2,NM3)
12     NM1=M-1
13     NM1=M-1
14     OM=25.0
15     DO 10 I=1,M
16     M(I,M)=0.0
17     M(I,1)=0.0
18 10    CONTINUE
19     DO 20 J=1,M
20     M(1,J)=0.0
21     M(N,J)=0.0
22 20    CONTINUE
23     M1=M1-OM
24     HEIGHT=HEIGHT-OM
25     M1=M1+OM
26     HEIGHT=HEIGHT+OM
27     CALL OXOZ(NL1,NL2,M1,M2,M3)
28     NM4=NM1+1FIX(M4/OZ(NM1+1))
29     DO 80 I=2,NL1
30     IF(NL(I,1).GE.NM4) GO TO 90
31 80    CONTINUE
32     NM=I-1
33     DO 30 I=2,NM1
34     OX1(I,1)=1.0/(OX(I)+(OX(I)+OX(I+1)))
35     OX1(2,1)=1.0/(OX(I)+(OX(I)+OX(I-1)))
36 30    CONTINUE
37     DO 40 J=2,NM1
38     OZ1(I,J)=1.0/(OZ(J)+(OZ(J)+OZ(J+1)))
39     OZ1(2,J)=1.0/(OZ(J)+(OZ(J)+OZ(J-1)))
40 40    CONTINUE
41     WRITE(6,810) M,M,NL1,NL2,NM1,NM2,NM3
42     WRITE(6,811) HEIGHT,M1,M2,M3,ALENGTH,AL1,AL2
43     WRITE(6,113)
44     WRITE(6,115) (OX(I),I=1,M)
45     WRITE(6,114)
46     WRITE(6,115) (OZ(J),J=1,M)
47     WRITE(6,932)
48     CALL LSOR(M,M,NL1,NL2,NM1,NM2,NM3,NM4)
49     CALL TOTALH(N,M)
50     J2=NM1+NM2
51     J1=J2+1
52     CALL RYURYO(NL1,J1,J2,OZ(J1),OZ(J2),Q)
53     OSUL=0
54     CALL RYURYO(NM1,2,1,OZ(2),OZ(1),Q)
55     QWL=0
56     Q=43200.0*(OSUL-QWL)/ALENGTH
57     DO 60 I=2,NM1-1
58     I1=I+1
59     DO 70 J=2,NM1
60     VX(I,J)=VX(I,J)+(TH(I,J)-TH(I1,J))/(OX(I)+OX(I1))*2.0
61     VZ(I,J)=VZ(I,J)+(TH(I,J+1)-TH(I,J))/(OZ(J)+OZ(J+1))*2.0
62 70    CONTINUE
63 60    CONTINUE
64     DO 700 I=2,NM1
65     DO 600 J=2,NM1
66     MO=ABS(M(I,J)/ME)
67     IF(MO.LT.1.0) GO TO 500
68     NM(I,J)=THE*(1.0/MO)**(1.0/8)
69     GO TO 600
70 500   NM(I,J)=THE
71 600   CONTINUE
72 700   CONTINUE
73     WRITE(6,921) ITARAT
74     WRITE(6,923) OSUL,QWL,Q
75     WRITE(6,926)
76     CALL PRINT(M,TH,M,M)
77     WRITE(6,927)
78     DO 100 I=2,NM1
79     DO 100 J=2,NM1
80     T=ABS(M(I,J))
81     IF(T.LE.0.0) GO TO 100
82     TH(I,J)=ALOG10(T)
83 100    CONTINUE
84     CALL PRINT(TH,M,M,NM1,NM1)
85     WRITE(6,928)
86     CALL PRINT(VX,VZ,NM1-1,NM1)
87 113    FORMAT(10X,17H*** OX (CM) ***//)
88 114    FORMAT(10X,17H*** OZ (CM) ***//)
89 115    FORMAT(10X,10F10.3)
90 810    FORMAT(10H,10X,12H*** DATA ***//10X,2HN=,13,5X,2HM=,13,10X,
91     * 4HNL1=,13,5X,4HNL2=,13,5X,4HNM1=,13,5X,4HNM2=,13,5X,
92     * 4HNM3=,13)
93 811    FORMAT(10H,7HHEIGHT=,F8.3,7H (CM) =,F8.3,3H + ,F8.3,3H + ,F8.3,10X,
94     * 7HLENGTH=,F8.3,7H (CM) =,F8.3,3H + ,F8.3)
95 920    FORMAT(1H ,10F13.3)
96 921    FORMAT(1H ,8HITARAT =,15,1)
97 922    FORMAT(1H0)
98 923    FORMAT(1H0,5HOSUL=,E11.4,11H (CM**2/S) ,2X,4HQWL=,E11.4,
99     * 11H (CM**2/S) ,2X,2HQ=,E11.4,8H (CM/D) ,1)
100 924    FORMAT(1H0,12H*** POTENTIAL (CM) ***//)
101 926    FORMAT(1H0,24H( SUCTION , TOTAL HEAD ) //)
102 927    FORMAT(1H0,27H( SUCTION , WATER CONTENT ) //)
103 928    FORMAT(1H0,10H( VX ,VZ ) //)
104 932    FORMAT(1H0,12H*** CONDUCTIVITY (CM/S) ***//)
105 1000  CONTINUE
106     STOP
107     END

```

図 3-3-3(a) プログラムリスト

```

1      SUBROUTINE CARD(N,4,NL1,NL2,NM1,NM2,NM3)
2      COMMON /A/ H(50,50),TH(50,50),HN(50,50)
3      * /C/ AL1,AL2,M1,M2,M3,M4
4      * /D/ HEIGHT,ALNGTH
5      * /F/ BMD,GRAD,SATK,AO
6      * /G/ HE,THE,B
7      * /I/ NL(3,50)
8      READ(5,130) BMD,GRAD,SATK
9      READ(5,130) HE,THE,B
10     AO=SATK*BMD**(-GRAD)
11     READ(5,100) N,M,NL1,NL2,NM1,NM2,NM3
12     READ(5,120) AL1,AL2,M1,M2,M3,M4
13     READ(5,140) ((NL(J,I),J=1,3),I=2,NL1)
14     ALNGTH=AL1+AL2
15     HEIGHT=M1*M2*M3
16     NM1=M-1
17     NM2=M-1
18     DO 10 J=2,NM1
19 10    READ(5,110) (H(I,J),I=2,NM1)
20     DO 70 I=1,M
21     DO 70 J=1,M
22     H(I,J)=H(I,J)
23 70    CONTINUE
24     DO 80 I=2,NL1
25     DO 80 J=1,3
26     NL(J,I)=NM1+NL(J,I)
27 80    CONTINUE
28     DO 90 I=NL1+1,N
29     DO 90 J=1,3
30     NL(J,I)=M+1
31 90    CONTINUE
32 100   FORMAT(10F5)
33 110   FORMAT(10F8,0)
34 120   FORMAT(8F10,0)
35 130   FORMAT(4G15,3)
36 140   FORMAT(16I5)
37     RETURN
38     END

1      SUBROUTINE LBRN(N,4,NL1,NL2,NM1,NM2,NM3,NM4)
2      COMMON /A/ H(50,50),TH(50,50),HN(50,50)
3      * /E/ ITARAT
4      * /H/ NM1,NM1
5      * /I/ NL(3,50)
6      * /J/ HC(50,4)
7      * /K/ VX(50,50),VZ(50,50)
8      * /L/ NH
9      ITARAT=0
10     DO 100 KKK=1,10000
11     ITARAT=ITARAT+1
12     HO=(H(2,1)+H(2,2))*0.5
13     CALL CONDUCT(HO,HC(1,3))
14     J1=1
15     DO 30 J=2,NM1
16     H1=(H(2,J)+H(3,J))*0.5
17     H3=(H(2,J)+H(2,J+1))*0.5
18     CALL CONDUCT(H1,HC(J,1))
19     CALL CONDUCT(H3,HC(J,3))
20     HC(J,2)=0.0
21     HC(J,4)=HC(J1,3)
22     J1=J
23 30    CONTINUE
24     HC(NM1,3)=0.0
25     HC(NM1+1,4)=0.0
26     HC(NM1,3)=0.0
27     CALL MK(2)
28     HN(2,NM4)=0.0
29     DO 10 J=2,NM1
30     VX(2,J)=HC(J,1)
31     VZ(2,J)=HC(J,3)
32 10    CONTINUE
33     DO 40 I=3,N-2
34     K=I
35     I1=I+1
36     DO 20 J=2,NM1
37     HC(I,2)=HC(J,1)
38 20    CONTINUE
39     J1=1
40     HO=(H(1,1)+H(1,2))*0.5
41     CALL CONDUCT(HO,HC(1,3))
42     DO 50 J=2,NM1
43     H1=(H(1,J)+H(1,J))*0.5
44     H3=(H(1,J)+H(1,J+1))*0.5
45     CALL CONDUCT(H1,HC(J,1))
46     CALL CONDUCT(H3,HC(J,3))
47     HC(J,4)=HC(J1,3)
48     J1=J
49 50    CONTINUE
50     DO 70 J=NL(2,1),NL(3,1)
51     HC(J,1)=0.0
52 70    CONTINUE
53     HC(NL(1,1),3)=0.0
54     HC(NL(1,1)+1,4)=0.0
55     HC(NM1,3)=0.0
56     CALL MK(K)
57     DO 130 J=2,NM1
58     VX(I,J)=HC(J,1)
59     VZ(I,J)=HC(J,3)
60 130   CONTINUE
61     40    CONTINUE
62     DO 150 I=2,NM
63     HN(I,NM4)=0.0
64 150   CONTINUE
65     I=NM1
66     I1=I-1
67     HO=(H(1,1)+H(1,2))*0.5

```

図 3-3-3(b) プログラムリスト

```

68      CALL CONDUCT(MD,HC(1,3))
69      DO 60 J=2,MM1
70      HC(J,2)=HC(J,1)
71      60 CONTINUE
72      J1=1
73      DO 80 J=2,MM1
74      HC(J,1)=0.0
75      H3=(H(1,J)+H(1,J+1))/0.5
76      CALL CONDUCT(H3,HC(J,3))
77      HC(J,4)=HC(J1,3)
78      J1=J
79      80 CONTINUE
80      HC(MM1,3)=0.0
81      CALL MK(1)
82      DO 140 J=2,MM1
83      VX(1,J)=HC(J,1)
84      VZ(1,J)=HC(J,3)
85      140 CONTINUE
86      DO 90 I=2,MM1
87      DO 90 J=1,MM1
88      H(I,J)=HN(1,J)
89      90 CONTINUE
90      100 CONTINUE
91      RETURN
92      END

```

```

1      SUBROUTINE MK(I)
2      COMMON /A/ H(50,50),TH(50,50),HM(50,50)
3      * /B/ DX(50),DZ(50),DX1(2,50),DZ1(2,50)
4      * /H/ MM1,MM1
5      * /J/ HC(50,4)
6      REAL MT(50),MD(50)
7      J1=1
8      I1=1-1
9      I2=1+1
10     DO 10 J=2,MM1
11     MT(J)=HC(J,1)+DX1(1,1)+HC(J,2)+DX1(2,1)
12     * HC(J,3)+DZ1(1,J)+HC(J,4)+DZ1(2,J)
13     MD(J)=H(I2,J)+HC(J,1)+DX1(1,1)+H(I1,J)+HC(J,2)+DX1(2,1)
14     * H(1,J+1)+HC(J,3)+DZ1(1,J)+H(1,J1)+HC(J,4)+DZ1(2,J)
15     * 0.5*(HC(J,3)+HC(J,4))/DZ(J)
16     J1=J
17     10 CONTINUE
18     DO 20 J=2,MM1
19     HN(1,J)=MD(J)/MT(J)
20     20 CONTINUE
21     RETURN
22     END

```

```

1      SUBROUTINE PRINT(A,B,M,N)
2      DIMENSION A(50,1),B(50,1)
3      KK=1
4      MM=(N-1)/0.2+1
5      DO 400 I=1,MM
6      IF(I.EQ.MM) GO TO 200
7      WRITE(6,900) KK,KK+4
8      DO 100 J=1,M
9      JJ=M-J+1
10     WRITE(6,910) (A(K,JJ),B(K,JJ),K=KK,KK+4)
11     100 CONTINUE
12     KK=KK+5
13     GO TO 400
14     200 CONTINUE
15     WRITE(6,900) KK,N
16     DO 300 J=1,M
17     JJ=M-J+1
18     WRITE(6,910) (A(K,JJ),B(K,JJ),K=KK,N)
19     300 CONTINUE
20     400 CONTINUE
21     FORMAT(1H0,3H1 =,13,4H TO ,13)
22     910 FORMAT(1H ,1H(,4(E10.3,1H,,E10.3,1H),2X,1H(,E10.3,1H,,E10.3,1H))
23     RETURN
24     END

```

```

1      SUBROUTINE CONDUCT(MD,HC)
2      COMMON /F/ BMD,GRAD,SATK,A0
3      IF(MD+BMD) 10,20,20
4      10 CONTINUE
5      MD=-MD
6      HC=A0+MD**GRAD
7      RETURN
8      20 CONTINUE
9      HC=SATK
10     RETURN
11     END

```

図 3-3-3(c) プログラムリスト

```

1      SUBROUTINE DX02(NL1,NL2,NH1,NH2,NH3)
2      COMMON /B/ DX(50),DZ(50),DX1(2,50),DZ1(2,50)
3      /C/ AL1,AL2,M1,M2,M3,M4
4      N1=NL1
5      N2=N1+1
6      N3=NL1+NL2
7      M1=NH1
8      M2=NH1+1
9      M3=NH1+NH2
10     M4=M3+1
11     M5=M3+NH3
12     ALM1=1.0/FLOAT(NL1-1)
13     ALM2=1.0/FLOAT(NL2-1)
14     NM1=1.0/FLOAT(NH1-1)
15     NM2=1.0/FLOAT(NH2-1)
16     NM3=1.0/FLOAT(NH3-1)
17     DO 1 J=1,N1
18     DX(J)=AL1*ALM1
19     1 CONTINUE
20     DO 2 J=1,N3
21     DX(J)=AL2*ALM2
22     2 CONTINUE
23     DO 3 J=1,M1
24     DZ(J)=M1+NM1
25     3 CONTINUE
26     DO 4 J=1,M2
27     DZ(J)=M2+NM2
28     4 CONTINUE
29     DO 5 J=1,M4
30     DZ(J)=M3+NM3
31     5 CONTINUE
32     RETURN
33     END

```

```

1      SUBROUTINE TOTAL(N,M)
2      DIMENSION ELEVH(50)
3      COMMON /A/ H(50,50),TH(50,50),HN(50,50)
4      /B/ DX(50),DZ(50),DX1(2,50),DZ1(2,50)
5      ELEVH(1)=0.0
6      DO 10 J=2,M
7      JM1=J-1
8      ELEVH(J)=(DZ(J)+DZ(JM1))*0.5+ELEVH(JM1)
9      10 CONTINUE
10     DO 1 J=1,M
11     DO 2 I=1,N
12     TH(I,J)=ELEVH(J)+H(I,J)
13     2 CONTINUE
14     1 CONTINUE
15     RETURN
16     END

```

```

1      SUBROUTINE RYURYO(L,J1,J2,Z1,Z2,0)
2      DIMENSION HC(50)
3      COMMON /A/ H(50,50),TH(50,50),HN(50,50)
4      /B/ DX(50),DZ(50),DX1(2,50),DZ1(2,50)
5      DO 10 I=2,L
6      HD=(H(I,J1)+H(I,J2))*0.5
7      CALL CONDUCT(HD,HC(I))
8      10 CONTINUE
9      Z=0.0
10     DO 20 I=2,L
11     Z=Z+2.0*(TH(I,J1)-TH(I,J2))+HC(I)*DX(1)/(Z1+Z2)
12     20 CONTINUE
13     WRITE(6,30) (HC(I),I=2,L)
14     30 FORMAT(1H0,(10F10.5,/1H ))
15     RETURN
16     END

```

図 3-3-3(d) プログラムリスト

3-4 シミュレーションモデルの検証

室内実験のスケール及び境界条件のもとに(3-3)式を数値解析した結果を紹介しよう。 $K(\phi)$ については、標準砂に関する測定結果より、 $K_0 = 1.01 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$, $\phi_b = -3.6 \text{ cm}$, $\eta = 1.8.2$ とした。計算値と実験値との比較を示したのが図3-4-1である。計算値の方がHの増加に対する涵養高の増加率がゆるやかであるが、両者はほぼ対応しており、解析結果が妥当であることが示されている。

地下埋管には、図1-2-1に示したような3タイプが考えられるが、各タイプに応じた境界条件を与えることにより、それぞれのタイプについての数値シミュレーションが可能である。具体的に述べると、Aタイプの場合には下皿の部分の不透水境界にする。Bタイプの場合は、管の周囲で $\phi = 0$ （水圧をかけた場合にはその値を与える）。Cタイプの場合にはBタイプと同様で、ただし管周辺の置換部分の土壌特性パラメータを原土壌のものと変えるわけである。地表面、地下水面、隣接埋管との境界等での境界条件の与え方は勿論共通である。

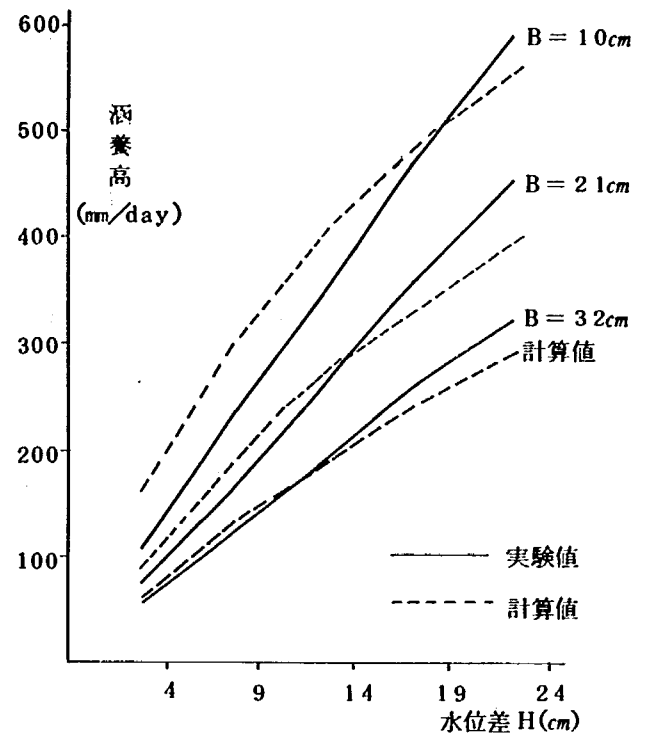


図3-4-1 実験値と計算値の比較

3-5 地下埋管の構造と浸透量の検討

本節では、実物大の現地実験を行うにあたって、地下埋管からどの程度の浸透量が期待できるかをあらかじめ知るため、前節で妥当性の示されたシミュレーションモデルを使用して、現地施設規模を対象とした数値解析を行う。

地下埋管の構造としては、既に述べたA, B, Cの3タイプを対象とし、構造のちがいによって浸透量がどのように変化するかを検討する。

地下埋管は一本だけ設置される場合もあるが、地下水涵養を効率的に行うためには、並列して設置される場合も考えられる。又、地下水位が高い場合には、地下埋管からの浸透量はその影響を受けて小さくなることも考えられる。シミュレーションモデルを使用すれば、このような条件下での浸透量を検討することもできる。

もちろん、シミュレーションモデルの妥当性は室内の小規模な実験で検証したものであるから、これがそのまま現地での浸透現象を説明する保証はない。従って、シミュレーションによる検討の結果は、現地浸透実験結果によって、再びその妥当性を検証する必要がある。その意味では、本節での検討結果は、現地実験を行う前に行われた予測結果であって、現地実験結果をもとにした訂正がなさ

れることも予想される。

3-5-1 Aタイプの地下埋管からの浸透量

図3-5-1は、表3-2-2に示した寸法の地下埋管からの浸透量の計算結果である。浸透層は砂質ロームと考え、図2-2-1より $K_0 = 5.6 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 、 $\eta = 3.5$ 、 $\phi_b = -40.0 \text{ cm}$ とした。ここでは、トレンチ内水位と地下水位の水位差に対する涵養高の変化を、埋管の設置間隔をパラメータとしてあらわしている。これによると、涵養高は、水位差 H が小さい場合にはその影響を強く受け、特に設置間隔が小さい場合には、水位差の増加に伴う涵養高の増加勾配が大きくなっていることがわかる。しかし、いずれの設置間隔においても、水位差 H がある程度以上に大きくなると、水位差の影響はなくなり、水位差 H が1 m以上であれば、涵養高はほぼ一定値になっているようである。現地においては、水位差は1 m以上あることが普通であるから、むしろ設置間隔 B による影響を考慮する必要がある。

図3-5-2は、設置間隔と涵養高の関係を示したものである。設置間隔が広くなっても、涵養高の減少はゆるやかである。

図3-5-3は、地下埋管のまわりの水分分布の解析例を示したものである。図3-5-4に計算条件を示す。吸引圧分布から水分量への換算には、(2-14)式を用いた。(2-14)式中の定数は、図2-2-2から読みとった値を用いた。図3-5-3で、地下埋管のまわりの含水量上昇は、埋管からの浸透によるものであり、下方で水分量が多いのは、境界条件として与えた地下水面からの毛管上昇によるものである。

図3-5-5は、同じ条件のもとでの水分の移動状況を、矢印の大きさ及び向きであらわしたものである。地下埋管近傍で流れが大きくなっているが、地下水面に到達するあたりではほぼ一様になっていることがわかる。

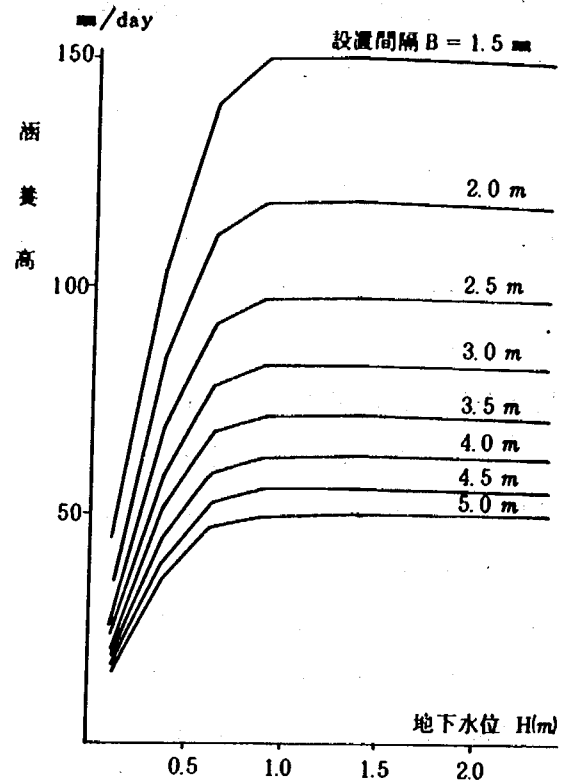


図3-5-1 計算結果

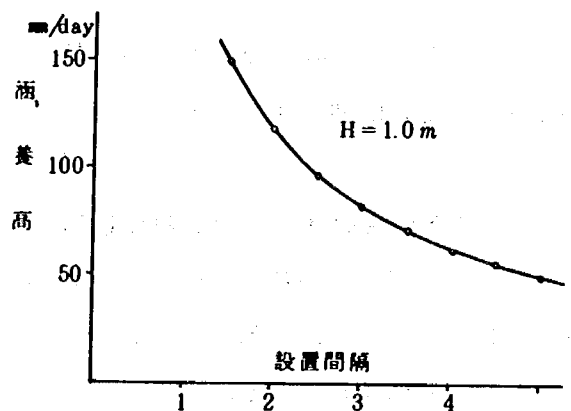


図3-5-2 設置間隔と涵養高

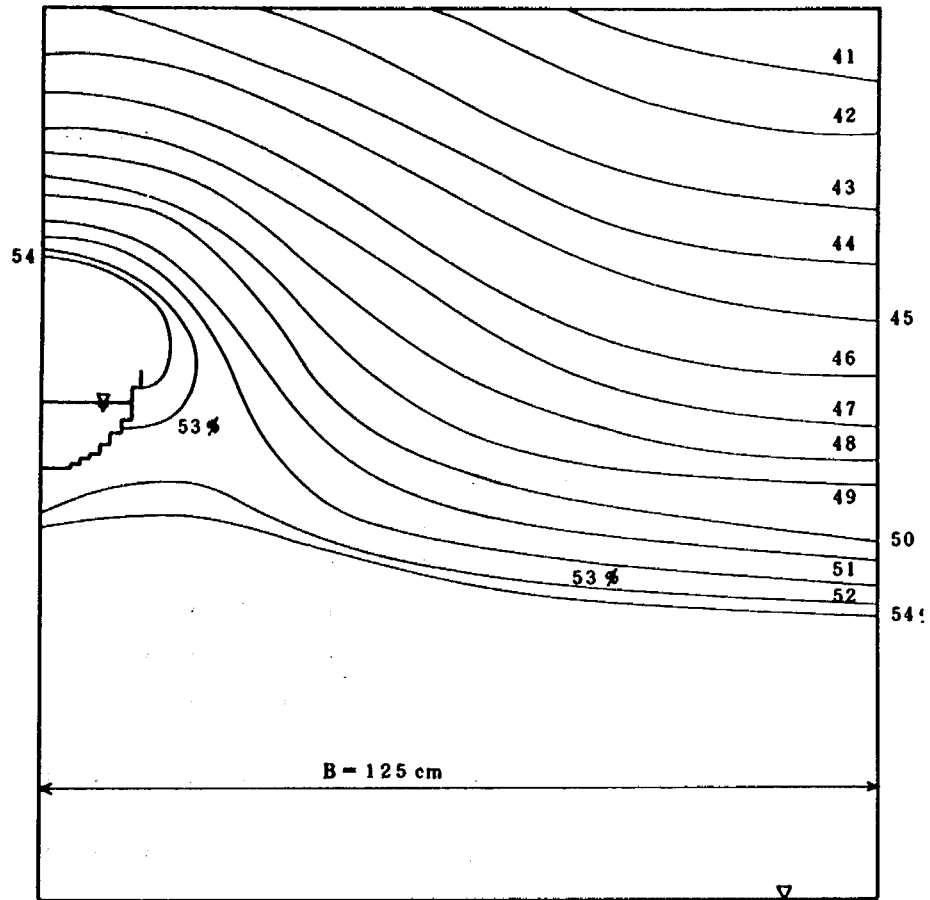


図 3 - 5 - 3 水分分布

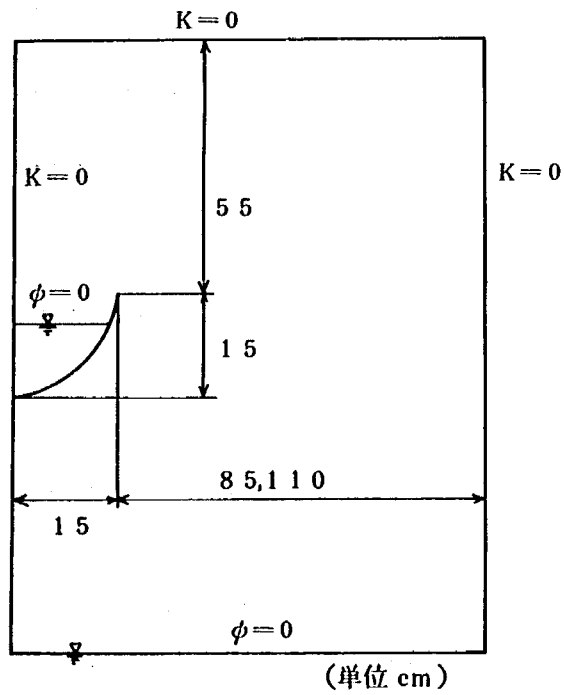


図 3 - 5 - 4 計算条件
(境界条件および
計算スケール)

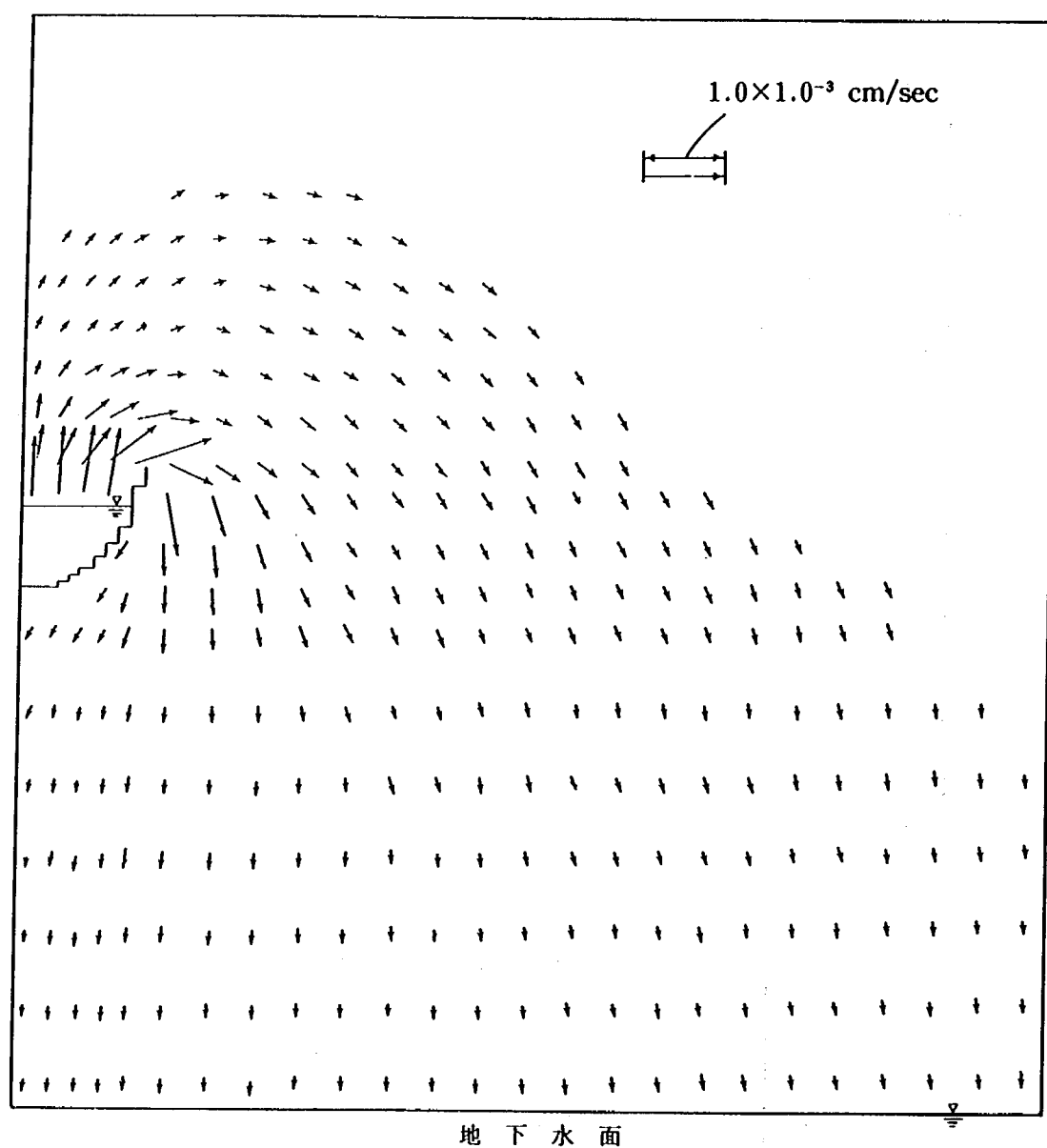


図 3-5-5 流速，流向分布図

3-5-2 Bタイプの地下埋管からの浸透量

地下水涵養を積極的に行う場合には，直接埋管から浸透させる方が効果的である。というのは，埋管にかかる水圧を大きくすることによって浸透量を増加させることが可能なためである。図 3-5-6 は，地下埋管に水圧が 10 cm かった場合における吸引圧分布と，全ポテンシャル分布を示す。浸透層の透水係数は A タイプについて検討した場合と同じである。埋管に 10 cm の水圧がかかっていながら飽和領域は埋管のごく近傍に限られていて，ほとんどが不飽和領域であることが示されている。計算の対象とした地下埋管は，埋設間隔 250 cm，埋設深 50 cm とし，地下水位が地表から 260 cm のところにあるとしている。地下埋管にかかる水圧と浸透量の関係を図 3-5-7 に示す。水圧の上昇

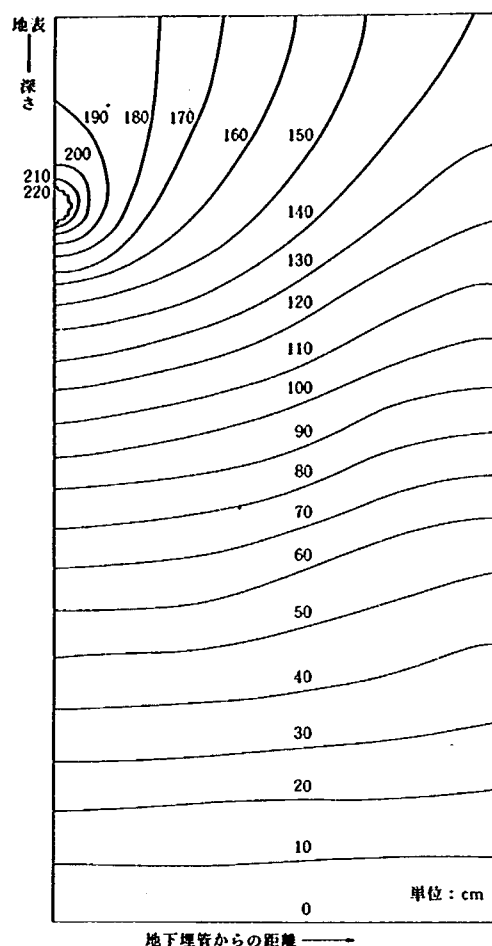
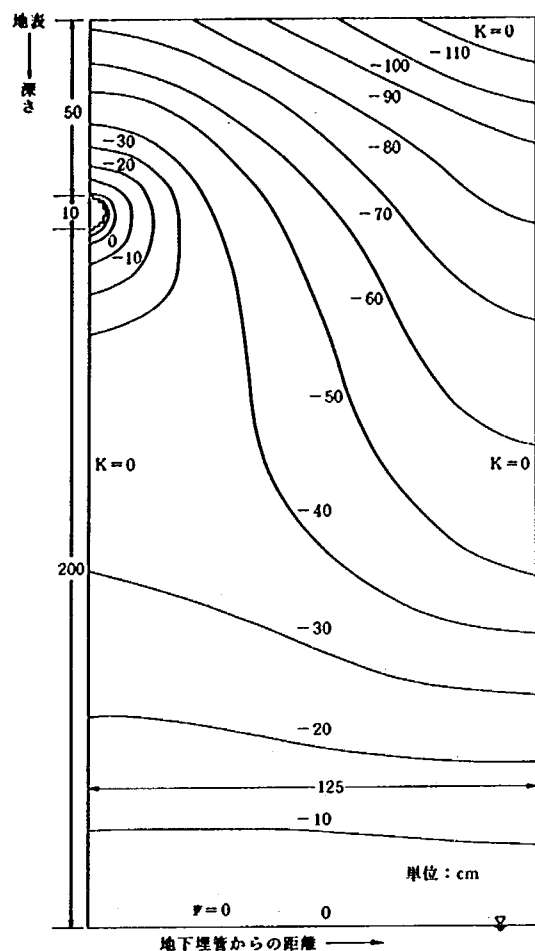


図 3-5-6 毛管圧分布と全ポテンシャル分布

に従って浸透量はほぼ直線的に増加するが、水圧が高くなるとその増加はやや鈍くなっているようである。又、水圧が 0 cm 近くになっても浸透量は 0 にはならない。これは、地下埋管が満水状態であるとしているため、毛管力による浸透が生ずるからである。

図 3-5-8 は、埋設間隔と浸透量の関係を図示したものである。B タイプの地下埋管においては、下方向の浸透が主体であって、隣接した埋管相互の干渉が小さく、そのため埋設間隔によって浸透量が変化することはほとんどない。埋設間隔が 2.5 m 以上であれば、埋管からの浸

透量はほぼ一定であることが示されている。従って、B タイプの地下埋管においては、埋設間隔を小さくすることによって単位面積あたりの浸透量を増加させ、積極的な地下水涵養を行うことが可能と

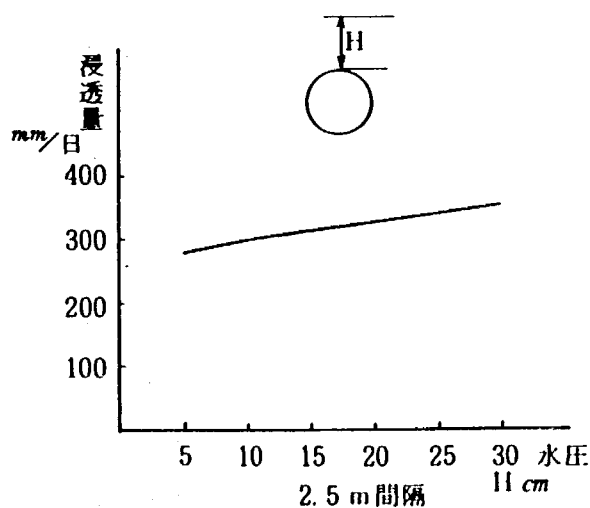


図 3-5-7 埋管にかかる水圧と浸透量

なるであらう。

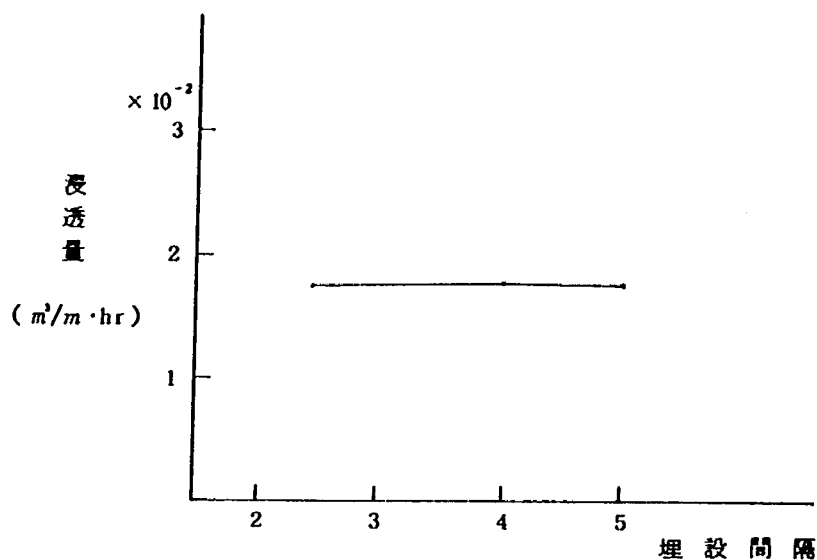


図 3-5-8 Bタイプの浸透量
(埋設間隔との関係)

3-5-3 Cタイプの地下埋管からの浸透量
Cタイプの地下埋管のまわりの土壌を一部有効間隙率が高く透水性の大きい砂礫で置き換えたものが、Cタイプの地下埋管である。図3-5-9は、幅30cm、深さ80cmにわたって砂で置き換えた場合の吸引圧分布を示している。土壌の透水係数に関する定数はBタイプの地下埋管について検討した場合と全く同じであるとした。又置換砂については、平均径0.4mm程度の均一な砂を想定し、 $K_0 = 0.1 \text{ cm/sec}$ 、 $\eta = 18.2$ 、 $\phi_b = -10 \text{ cm}$ とした。埋管にかかる水圧は10cmと仮定している。図3-5-6と比較すると、飽和領域ははるかに大きくなっているが、これは砂に置き換えたことによって土壌面に対する水圧が大きくなったことと、水圧のかかる面積が広がったことによるものであろう。又、図3-5-10は、地下埋管にかかる水圧と浸透量の関係を示したものであるが、図3-5-6の場合と比べ、約1.4倍の浸透量になっている。

図3-5-11は、Cタイプ地下埋管の埋設間

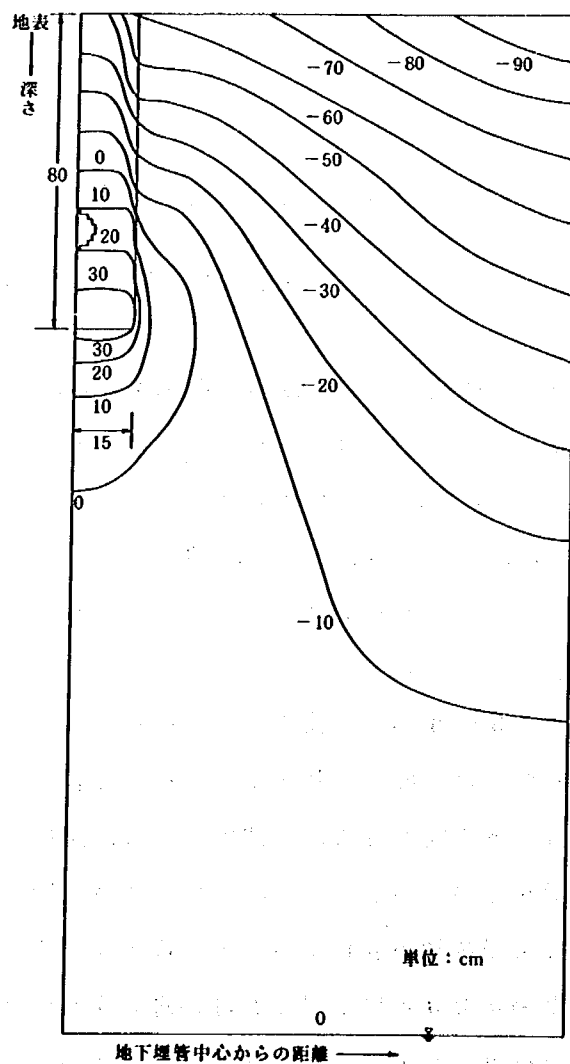


図 3-5-9 Cタイプの毛管圧分布

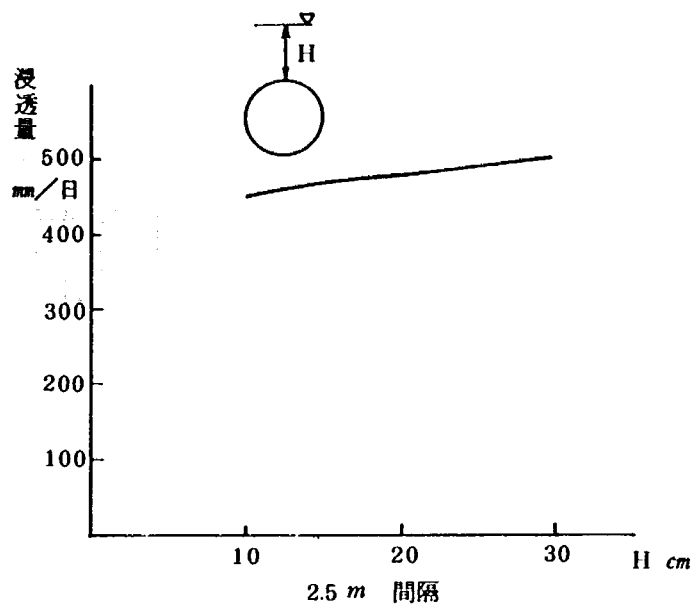


図 3 - 5 - 1 0 C タイプの場合の埋管にかかる
圧力と浸透量

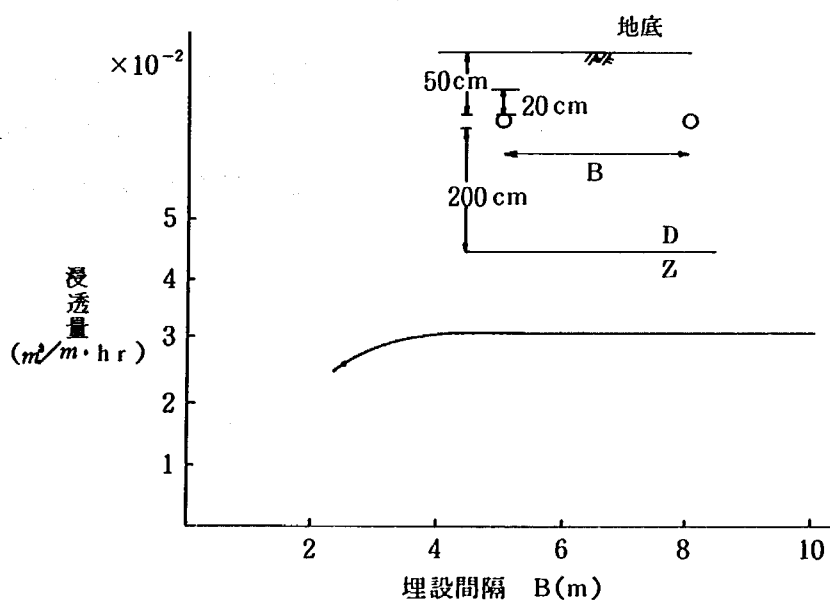


図 3 - 5 - 1 1 C タイプ地下埋管の埋設間隔と浸透量

隔と、埋管からの浸透量の関係を示す。ただし砂による置換幅を 50 cm、埋管にかかる水圧を 20 cm、地下水位は地表から 260 cmとしている。埋設間隔が浸透量に及ぼす影響は、B タイプ地下埋管の場合に比べて大きくなっているが、これは砂による置換のために飽和領域が大きくなり、従って埋管相互の干渉も大きくなるためであろう。

図3-5-12は、Cタイプ地下埋管からの浸透量に対する地下水位の影響を示したものであるが、地下水位の影響はほとんどないといえよう。

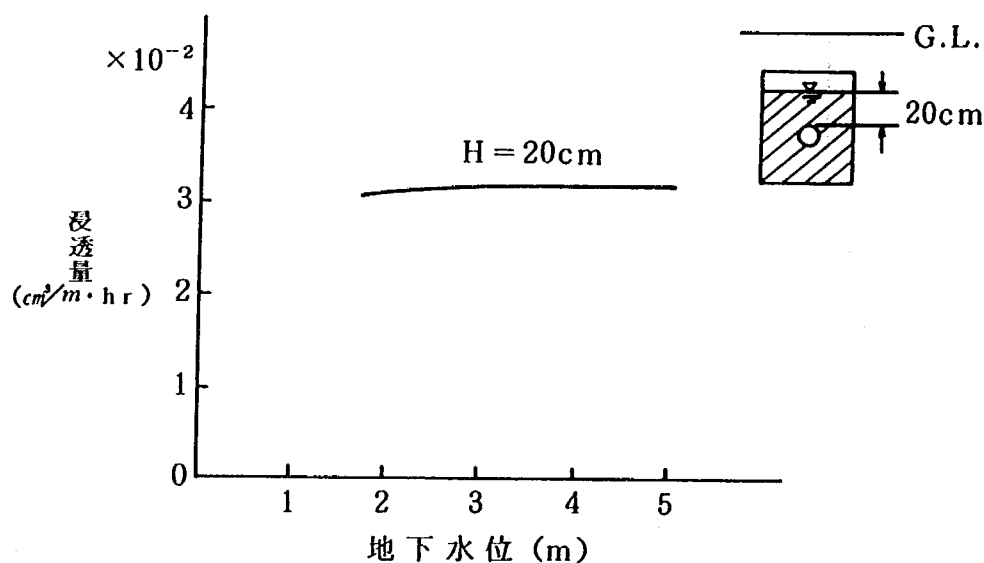


図3-5-12 Cタイプの地下埋管の浸透量と地下水位

(C)タイプの地下埋管で最も重要な検討項目のひとつは、置換の形状であろう。図3-5-13は、置換幅が大きくなるに従って浸透量が大きくなり、又増加率も大きくなっていくことを示している。実際の置換幅の決定にあたっては、埋管埋設の費用や施工の容易さ等も考慮に入れる必要があるだろう。

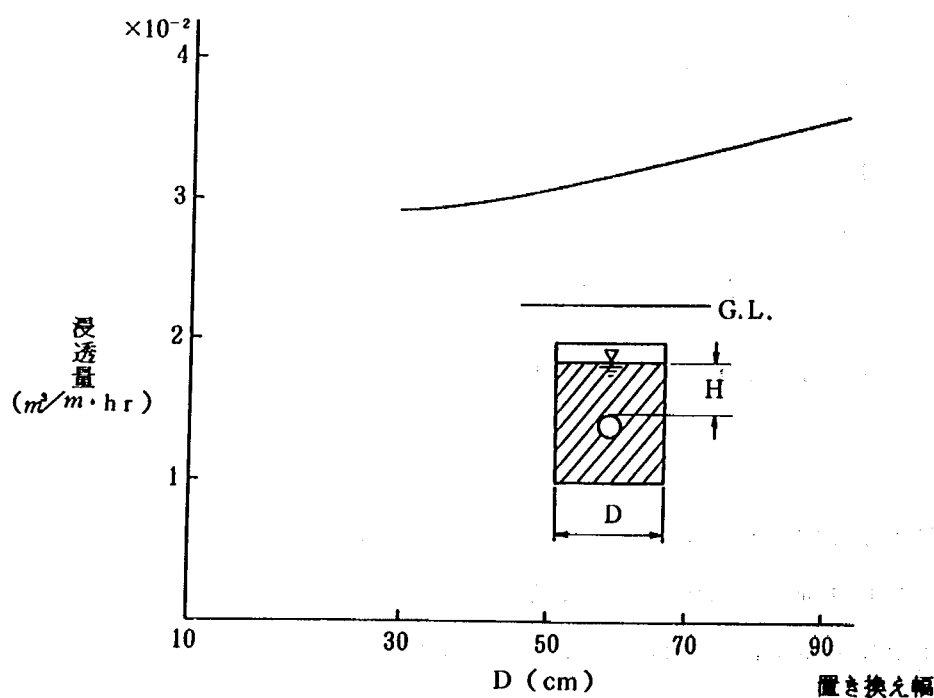


図3-5-13 Cタイプの地下埋管の置き換え幅と浸透量

第4章 地下埋管からの浸透機構に関する現地実験

これまで、均質な土壤水帯を前提として、まずそこでの地下浸透機構について理論的な検討を行った上で、室内実験及び数値解析を通じて地下埋管からの浸透に関する定量的な検討を加えてきた。本章では前章までの検討結果をふまえ、現地において地下埋管の実験を行った結果を前章の結果と比較検討し、現地での地下埋管からの浸透の特性について考察を加える。

4-1 現地実験

4-1-1 実験地の概要

現地実験は、埼玉県深谷市郊外の荒川左岸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いて、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、それ以下は砂礫で形成された帯水層となっている。現地土壤は、表4-1-1のような3層に分けられる。それぞれの層の土壤分析結果は、表4-1-2の通りである。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。

表4-1-1 現地土壤の構造

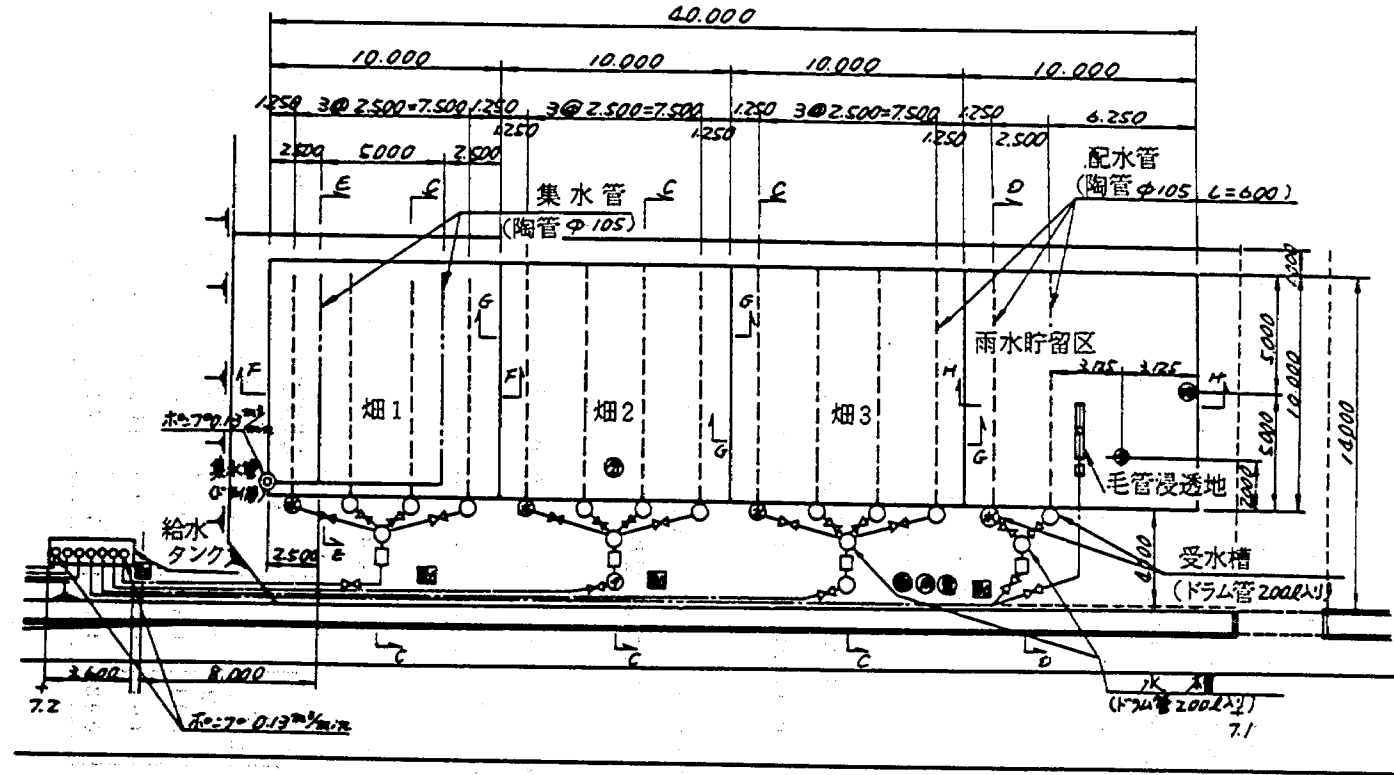
第1層 0~26cm											
腐植含む、暗褐色7.5 Y. R 3/4のL、発達中度の細粒状構造、細孔・小孔あり、緻密度11~20、可塑性弱、粘着性弱、透水性0.3Kg/cm ² 、植物根の分布あり、層界は漸変、作土の厚さ20cm。											
第2層 26~58cm											
腐植含む、褐色7.5 Y. R 4/4のL、発達中度の細粒状構造、細孔あり、緻密度24、可塑性中、粘着性中。透水性0.5Kg/cm ² 、植物根の分布少、層界は漸変。											
第3層 58cm~											
腐植含む、褐色7.5 Y. R 4/6のCL、発達中度の細粒状構造、細孔あり、緻密度22~29、可塑性中、粘着性中、透水性1.4Kg/cm ² 。											

表4-1-2 土壤分析結果

層位	PH		T C	T N	C/N	塩基置換 容 量	置 換 性 塩 基			有効態 りん酸	りん酸吸 収 係 数
	H ₂ O	KCL					Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺		
1	5.86	5.28	2.04	0.20	10.2	13.24	9.26	0.51	0.52	5.91	1611
2	5.30	4.91	1.61	0.18	8.9	10.39	4.40	0.32	0.43	0.87	2566
3	5.73	5.39	0.93	0.13	7.2	7.49	6.48	0.65	0.21	0.45	2794

(昭和51年度 埼玉県農業試験場調べ)

地下埋管浸透法平面図



地下埋管浸透法観測機器表

凡例	機器名	台数
雨	自記雨量計 (PT-5)	1
分	水分観測孔	2
電	電接计数器 (LD-100)	1
水	水位計 (RR-1)	4
蒸	蒸発計 (RR-20)	1
地	地下水位計 (RR-5)	1
手動バルブ	手動バルブ	19
タ	タイマー	2
水中ポンプ	水中ポンプ (0.13 m/min)	5
水 槽	水 槽	4
水 量 計	水 量 計	4
動力制御盤	動力制御盤電力計	3

図4-1-1 地下埋管浸透施設平面図

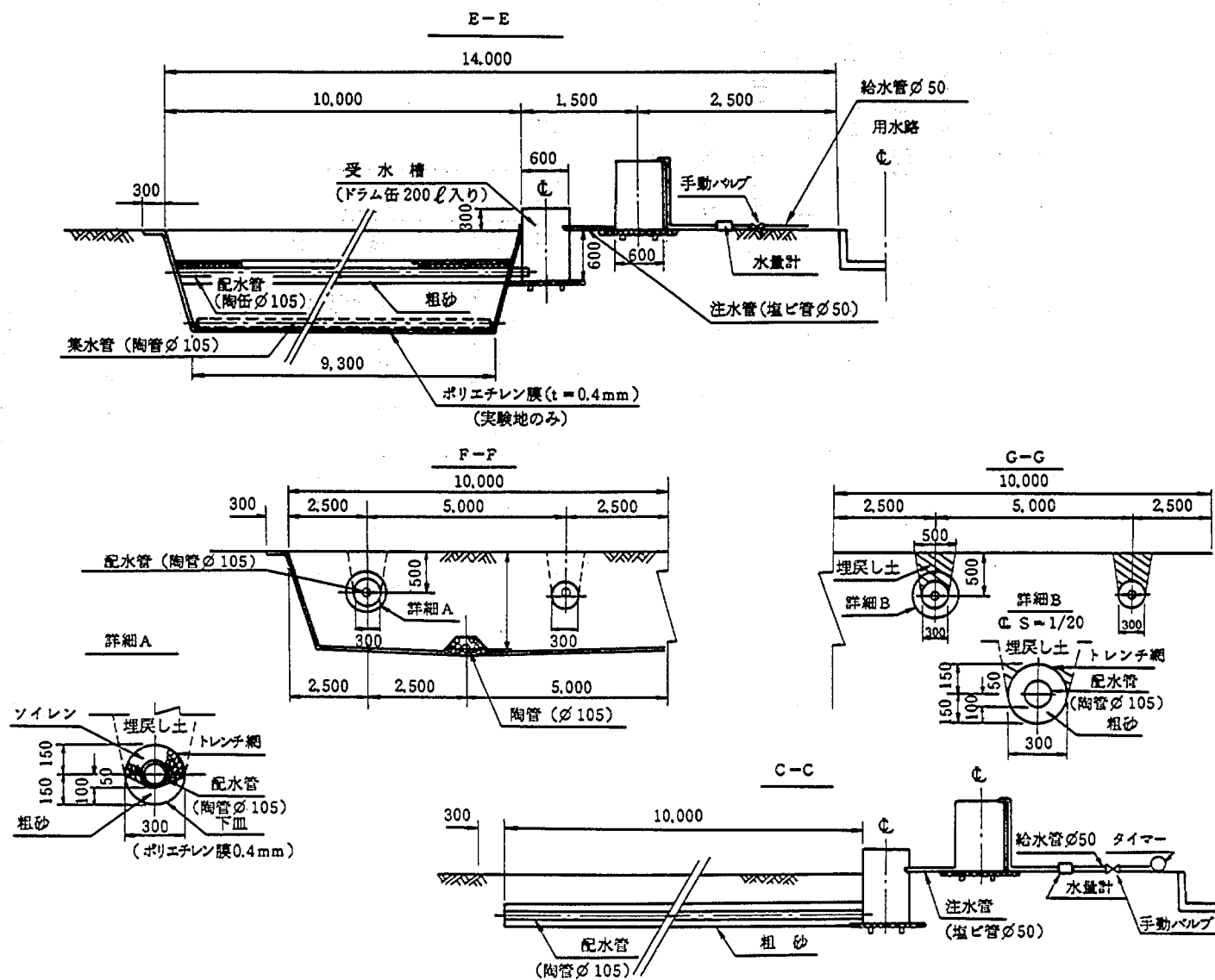


図 4-1-2 現地地下埋管施設 縦横断図

土地は主として畑として利用されている。水田は、荒川から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の作物成育への影響についての検討も合わせ行った。

4-1-2 実験施設

実験地の平面図を図4-1-1に示す。長さ10m、巾10mの実験区が4区画あり、それぞれに地下埋管を埋設した。第1～3区には、長さ10mの埋管を2.5m間隔で埋設したが、図4-1-2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のところへ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4-1-3、図4-1-4に示すとおりのものである。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。

実験水の配水フローは、図4-1-5に示す通りである。近くの排水河川からポンプ取水された実験水は、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

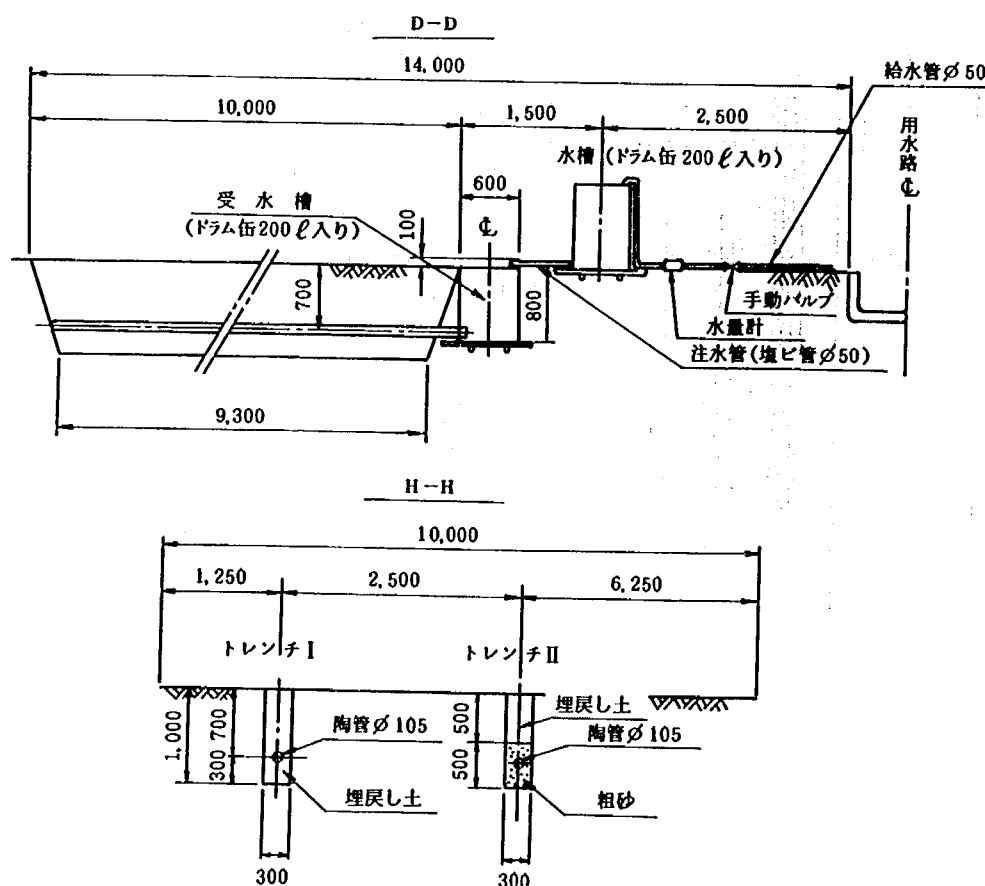


図4-1-3 Cタイプ現地地下埋管

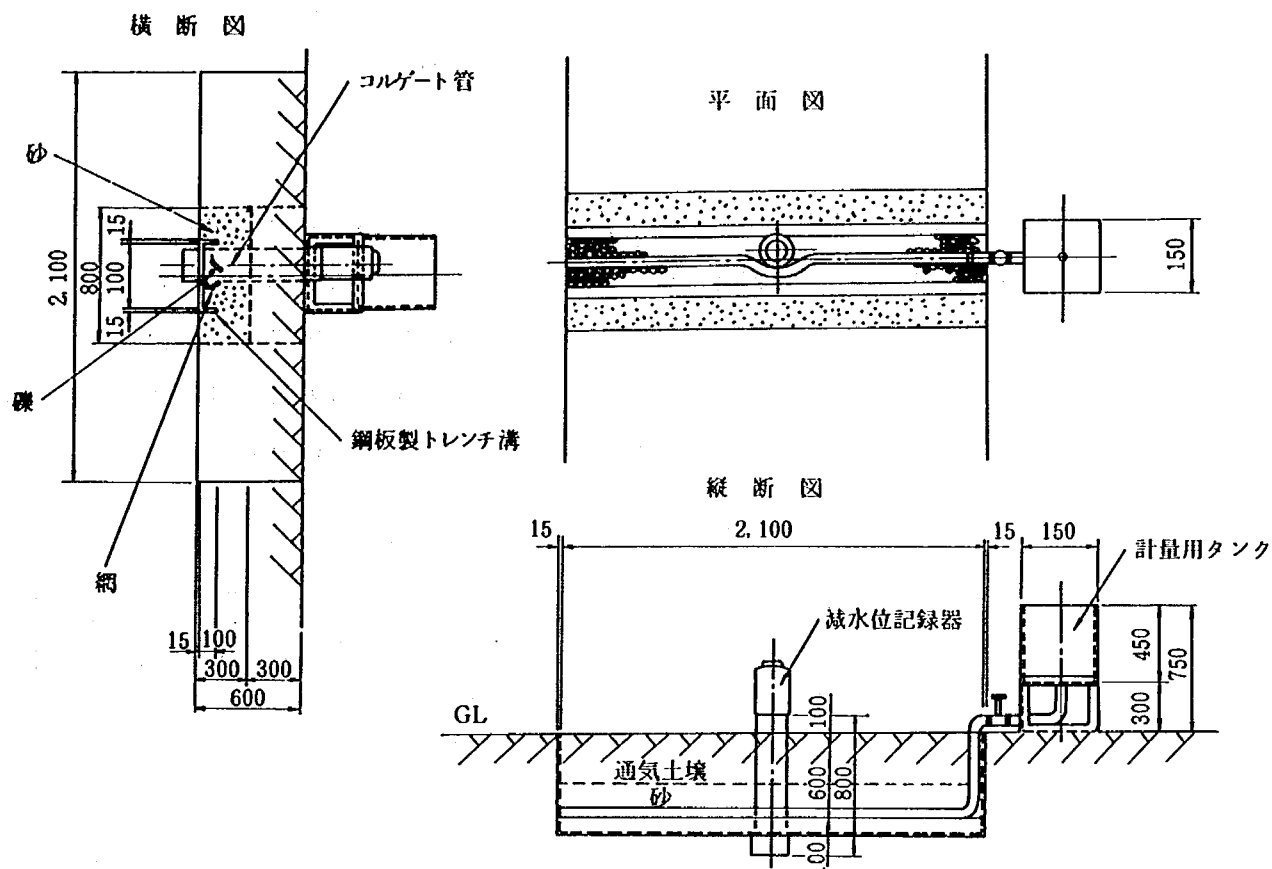


図4-1-4 Aタイプ現地地下埋管

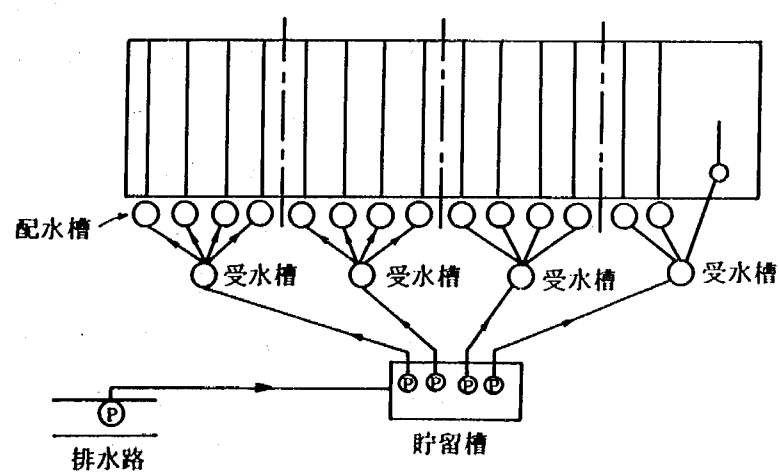


図4-1-5 実験水フロー図

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。

4-1-3 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。実験水の平均水質を表4-1-3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4-1-3 実験期間中の平均水質

pH	BOD mg/ℓ	COD mg/ℓ	NH ₄ -N mg/ℓ	NO ₂ -N mg/ℓ	NO ₃ -N mg/ℓ	T-N mg/ℓ	T-P mg/ℓ	SS mg/ℓ	Cl ⁻ mg/ℓ
7.8	4.3	6.7	0.46	0.03	2.0	1.5	0.27	1.6	1.3

4-1-4 実験内容と実験方法

実験は、地下埋管に関する基礎的な実験と、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土壌毛管圧調査及び浸透に伴う水質調査を行った。土壌特性は、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及び、浸透に伴う土壌毛管圧調査は、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。

4-2 土壌特性と実験結果

4-2-1 土壌特性調査

図4-2-1に対象地区の土壌の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, 15 cmまでの層であり, II層は15 cmから30 cmまでの層である。飽和含水比は0.7前後である。I層とII層を比較すると, II層の間隙率の方が大きい。更に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。I層は, 作土に対応し土壌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, 本土壌水帯を代表させることにする。

図4-2-2は, 図4-2-1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。

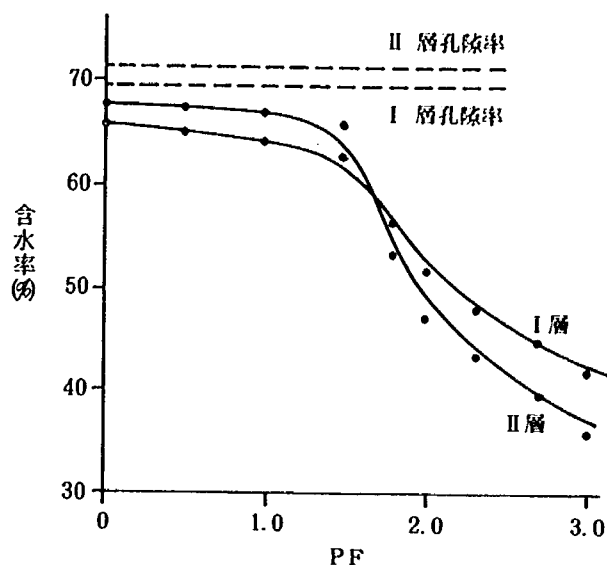


図4-2-1 現地土壌の水分特性

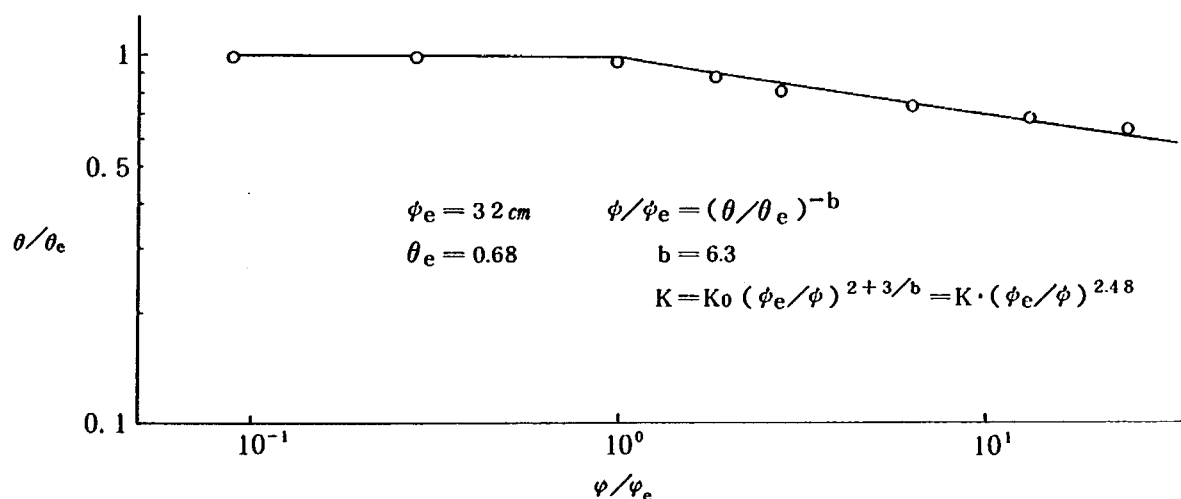


図4-2-2 水分特性の無次元化

この図から, $\phi_b = -32 \text{ cm}$, $b = 6.3$ とすれば, 第2章の(2-14)式がほぼ成立していることがわかる。

$$\phi_b = -32 (\theta/\theta_e)^{-6.3} \dots\dots\dots (4-1)$$

飽和透水試験の結果は、 $K_0 = 5.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であった。そこで、不飽和透水係数は(2-21)式より、次のように書く。

$$K = K_0 (\phi_e / \phi)^{2+3/b}$$

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

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。

4-2-2 Aタイプ埋管からの浸透量

図4-2-3は、図4-2-4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4-2-5は、水位の変化から10分間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、水位が高いため、毛管力によって下皿の側壁を超える水分量が多くなるためであろう。

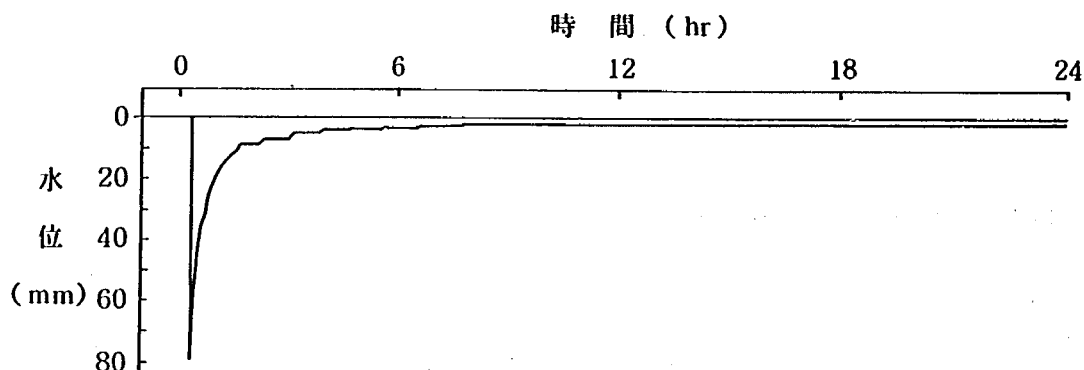


図4-2-3 (a)タイプ地下埋管下皿水位の変化

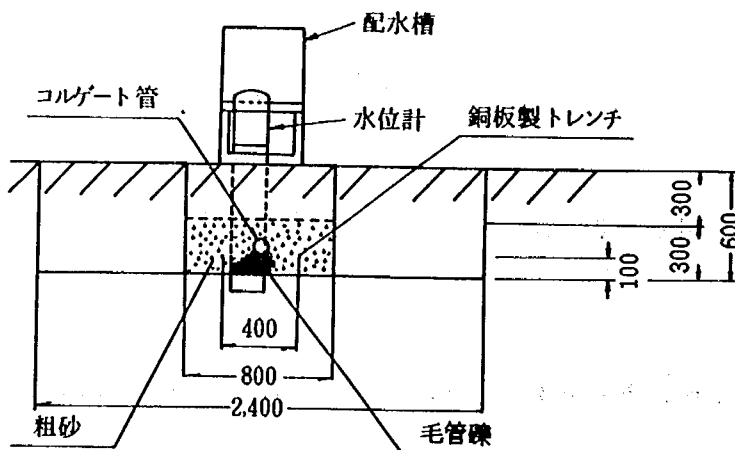


図4-2-4 現地(a)タイプ地下埋管

図4-2-6は、1時間周期で、約30ℓの給水をくり返し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30ℓが浸透していることがわかる。本実験に用いた埋管の長さは2.4 mであり、もし、5 m間隔で設置したとすると、これは下記のように1日あたり60 mmに相当する。

$$\frac{0.03 \times 24 \times 1,000}{2.4 \times 5} = 60 \text{ mm}$$

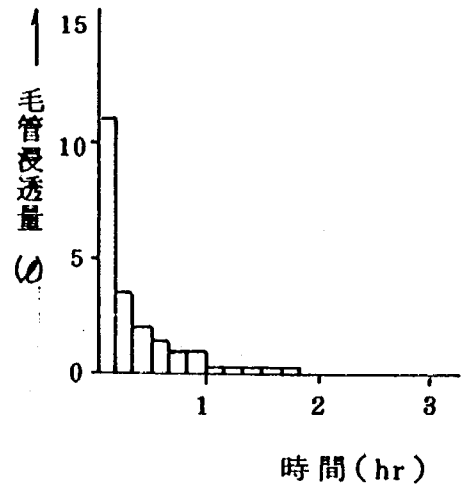


図4-2-5 毛管浸透開始からの浸透量の変化

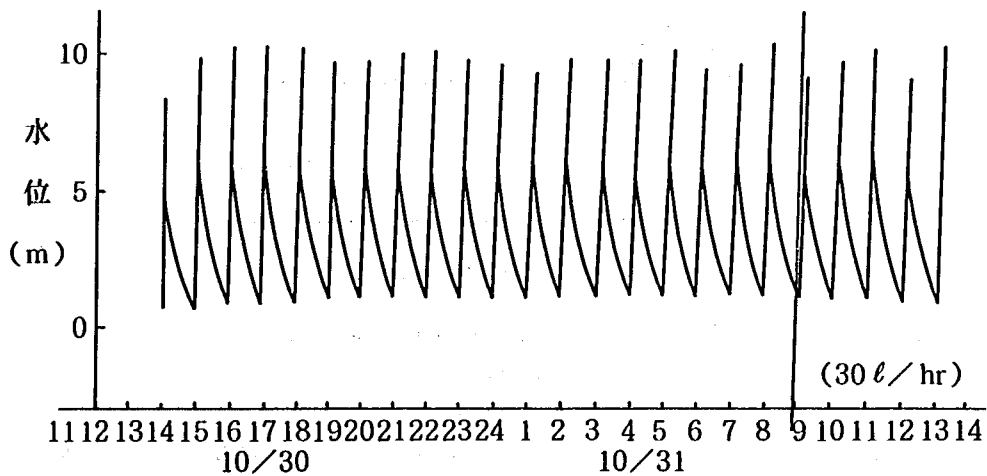


図4-2-6 供給と浸透に伴う下皿水位の変化

上記は、給水を間欠的に行ったものであり、皿の中の水位は皿の底面より8 cm～1 cmの間を変化している。浸透量を大きくするためには、皿の中の水位をなるべく高く保つ方がよい。そこで下皿内の水位を8 cmに保つように給水した場合の結果が図4-2-7である。地下埋管1 mあたりの浸透量は36 ℓ/m・hr となっている。これは、5 m間隔で埋管を埋設したとして約200 mm/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。

(4-2)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39 ℓ/m・hrを得たが、この値は、現地実験結果である。

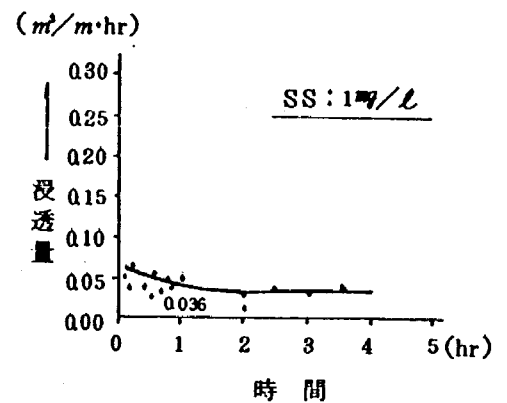


図4-2-7 Aタイプの浸透量
(皿の中の水位；
8 cm)

36 ℓ/m・hr とほぼ一致する。

4-2-3 Bタイプ及びCタイプ地下埋管からの浸透量

Bタイプの地下埋管は、パイプをそのまま地中に埋設して水圧をかけ、大量の水を地中に浸透させようとするものである。

今回の実験では、まず埋管内の水圧が20 cmになるように給水量をコントロールして、浸透量を実測した。地下埋管の埋設間隔は、2.5 mである。実測結果を図4-2-8に示す。これをみると、地下埋管1本あたりの浸透量は、101 ℓ/m・hr となっており、Aタイプの場合の浸透量に比べてかなり大きくなっている。

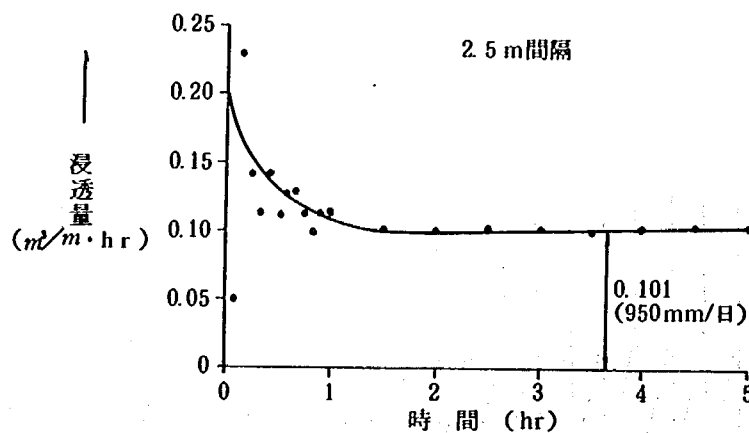


図4-2-8 Bタイプ地下埋管からの浸透量

この実測結果を、前章で行った数値シミュレーションによる予測結果と比べてみる。図3-5-7は、2.5 m間隔の場合の計算値であるが、圧力20 cmの場合、1日320 mm程度となっており、これは1本あたりに換算すると、

$$\frac{320 \text{ mm} \times 2.5 \text{ m}}{24 \text{ hr}} = 33 \text{ ℓ/m・hr}$$

となり、今回の実測結果は、予測値の3倍程度の大きさとなる。

数値シミュレーションにおいて仮定した土壌の透水係数は現地の土壌の透水係数と全く同一ではないが、そのちがいはわずかであって、このように大きく結果が異なることを説明するものではない。もっと別の理由がなくては、このように大きな差異は説明できない。

次にCタイプの地下埋管の実験結果をみよう。Cタイプは、地下埋管の周辺を砂や碎石などの透水性のよい材料で置換して浸透能力の増加をはかり、あわせて置換部分の空隙の貯留効果を見込んだもので、とくに降雨水の浸透処理に適用することを念頭に置いたものである。地下埋管の埋設間隔は2.5 mとした。実測結果は、図4-2-9のようであって、1本あたりの浸透量は125 ℓ/m・hr となっている。これは(b)タイプに比較して25%くらい大きくなっている。

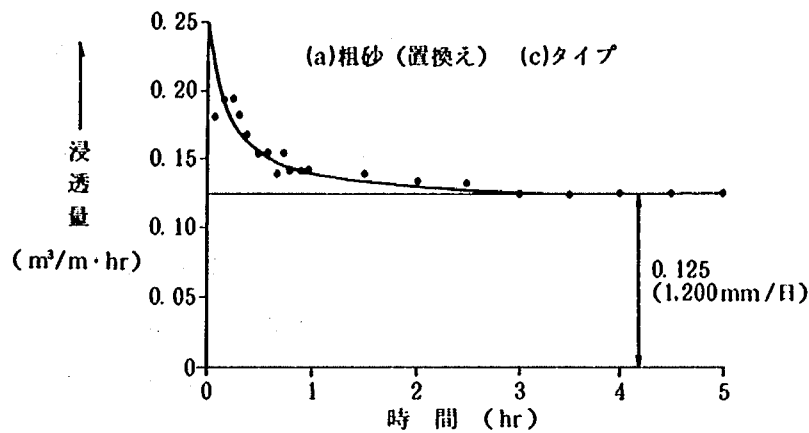


図 4-2-9 Cタイプ地下埋管からの浸透量

前章の予測計算では、水圧 20 cm の場合で $45 \text{ l/m} \cdot \text{hr}$ 程度となっているので、今回の実測結果はやはり予測値の 3 倍程度にあたる。

このように B タイプ、C タイプのいずれも実測値は予測値を大きく上回っており、室内実験で検証したシミュレーションモデルが、必ずしも現地の浸透現象を十分に説明できないことがわかる。

この点については、次節(4-3節)において詳しく検討したい。

4-2-4 埋管内の水圧と浸透量

B タイプ及び C タイプの場合には、地下埋管内の水圧を高くすることによって浸透量を増大させることができるはずである。

図 4-2-10 は、B タイプの地下埋管の場合について、管内の水圧を 5 ~ 50 cm に変化させてその時の浸透量を測定したものである。これをみると、水圧 30 cm の場合の浸透量は水圧 10 cm の場合のそれに比べて約 2 倍になっている。

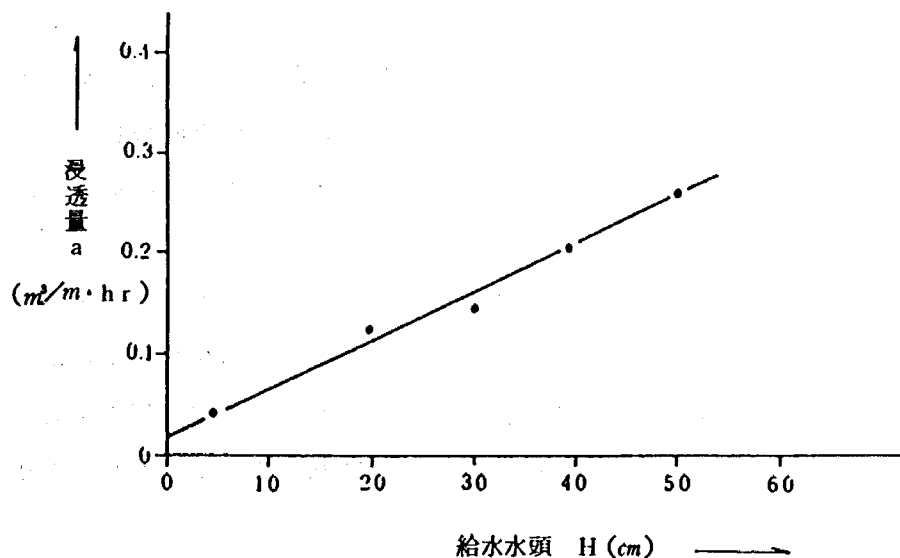


図 4-2-10 給水水頭(H)と浸透量(q)の関係 給水水頭 H(cm)

前章（第3章）においては、数値シミュレーションによつて、水圧を5～30cmと変化させた場合の浸透量の変化を予測したが、その結果は、図3-5-7のようであつた。これによれば、水圧30cmの場合の浸透量は、水圧10cmの場合に比べて20%程度の増加にとどまつており、実測値の傾向と大きく異っている。

4-2-3では、Bタイプ、Cタイプにおける浸透量の実測値、計算値が、その絶対量において異なることを説明したが、更に、現地実験において水圧を変化させた場合には、絶対値ばかりでなく、水圧の効果が計算で予測したよりはるかに大きいことが判明した。この理由についても、次節において考えたい。

4-3 団粒構造を考慮した浸透解析

4-3-1 シミュレーション結果と実験結果の相違点

前節で説明したように、シミュレーション結果と現地実験の結果は、整合する部分と整合しない部分がある。表4-3-1は、シミュレーション結果と実験結果を比較したものである。

表4-3-1 数値シミュレーション結果と実験結果の比較

種 別 地下埋管のタイプ	数値シミュレーションによる予測浸透量 ($\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{hr}$)	現地実験の浸透量 ($\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{hr}$)	数値シミュレーションの誤差 (%)
A	0.039	0.036	8
B	0.032	0.101	216
C	0.047	0.125	165

毛管力を利用したAタイプの地下埋管の場合には、浸透量はシミュレーション結果と実験結果ではほぼ同一の値となっており、シミュレーションは、現象をほぼ説明するのに成功している。

これに対して、地下埋管の管内に水圧をかけて管内と管周辺の一部を飽和状態にして水を浸透させるB、Cタイプの場合には、実験結果はシミュレーションで予測された値に対して、約3倍の浸透量を示している。

一般に、土壤中で水の通過する径路となる間隙の大きさは、大きいものから小さいものまで広い範囲に分布していることは第2章で説明した通りである。このうち、飽和状態で水が移動するときは、間隙のうちでも大きなものが径路として主要な役割を果たすが、不飽和状態で毛管力によって水が移動するときは、前述の大きな間隙はもはや水の径路としては利用されず、これより小さい間隙が利用されることになる。

現地実験に対応するシミュレーション計算で使用した透水係数の値は、現地でサンプリングした土壌を室内で試験して求めたものであるが、室内試験のためにサンプリングした土壌の間隙構成と現地

土壌のそれとが、異なるならば、サンプリングした土壌から得られる透水係数の値は、現地土壌のそれと異なることが考えられる。

現地土壌の間隙構成を考える上で特徴的な土壌構造の一つとして、土壌の団粒構造があげられる。これは、表層付近の現地土壌に特有の現象であって、サンプリングに伴う攪拌によって容易に失われるものである。すなわち、現地の乱されない土壌は、動植物等の作用によって一群の粒子が結合して粒状となり（これを団粒という）、全体がこのような粒の集まりでできているような構造をもつことが知られている。この場合の団粒間の間隙は、サンプリングし、乱した土壌の粒径分析によって知られる土粒子が空間に配列して作りだす間隙よりかなり大きい。

表4-3-1に見られるような、数値シミュレーション結果と実験結果の相違は、現地土壌のもつ団粒構造の存在によって説明される可能性がある。

4-3-2 土壌の団粒構造

図4-3-1は、土壌の団粒構造を模式的に示したものである。シルトや粘土粒子の凝集体は、多数集って土塊となり、密で固い塊りをつくる。これは単粒構造と呼ばれる。こうした単粒構造が集合して更に大きな凝集体を作るとき、これは団粒構造と呼ばれる。¹⁾

団粒構造が発達している場合には、図4-3-2のように1次団粒から更に大きな2次団粒が形成されることもある。²⁾

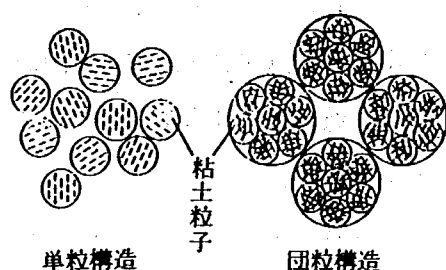


図4-3-1 土の単粒構造と団粒構造
(服部¹⁾による)

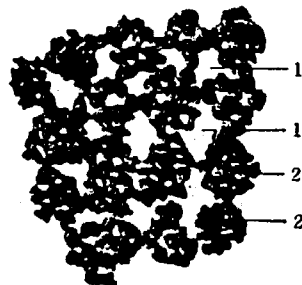


図4-3-2 小さい1次団粒から形成されている大きい2次団粒
1. 2次団粒内部の間隙
2. 小さい1次団粒内部の間隙
(ローゼ²⁾による)

団粒構造は母材の層や下部の土壌層でも形成されるが、その場合の団粒は原則として小さく、その直径は0.01mmあるいはそれ以下である。土壌の表層の腐植層で発達する団粒は一般に大きく、大きい団粒がそれより小さい団粒で構成されるという具合に多層の構造をもつことも珍しくない。

団粒構造のよく発達した土壌の間隙は一般に大きい。これは団粒の中の土粒子の間隙 (Textural pore Space) のほかに相隣り団粒相互間にもさらに別種の間隙 (Structural pore Space) が加わるからである。関東ロームの表層は多量の腐植をふくみ、団粒構造がよく発達している。

山崎らの研究³⁾によると、団粒内間隙の大きさの変化は比較的少なく、狭部の径でも0.4mm程度であ

る。この間隙量は5%前後にすぎないが、飽和時の透水はほとんどこの水みちによって行われるとされている。³⁾

なお、関東ロームの心土はカベ状の構造となっているが、太さの著しく変化する管状通路が複雑に分布しているとされている。³⁾ 自然状態における関東ロームの透水係数は土のうちでは大きく、その飽和透水係数は表土も心土も 10^{-2} cm/sec のオーダーである。(表4-3-2参照)

表4-3-2 関東ロームの飽和透水係数測定例⁴⁾

採土地	深さ (cm)	構造	間隙率 (%)	飽和透水係数 (cm/sec)
農大(表土)	0	団粒状	76	2×10^{-2}
"(心土)	80	カベ状	83	3×10^{-2}
宇都宮大(心土)	100	カベ状	78	4×10^{-2}
"(鹿沼土)	240	団粒状	87	1.5×10^{-1}

4-3-3 土壌の不飽和透水係数の変化

飽和土壌に吸引力を作用させて含水量を低下させていくと、まず大きい間隙に存在した水が吸引されてからになる。更に吸引力を大きくするとこれに見合った毛管力に相当する間隙の水分が排除されてからになっていく。このように土壌の不飽和状態における透水性は、不飽和度の高まりとともに低下していくことになる。

吸引力の変化に伴う不飽和透水係数の変化は土壌の種類によって異なる。一般に、砂質土では飽和時には通水性がよいが、一たん不飽和になると大きい間隙の水分が失われて通水性が急激に低下する。これに対して植質土では、吸引圧-40 cm位までの不飽和状態では通水性の低下はゆるやかであって、かなりの通水性が確保されることが各種の室内実験で確められている。⁴⁾

Bouwer⁶⁾は、砂、ローム、粘土の不飽和透水係数の吸引力による変化を図4-3-3のように模式

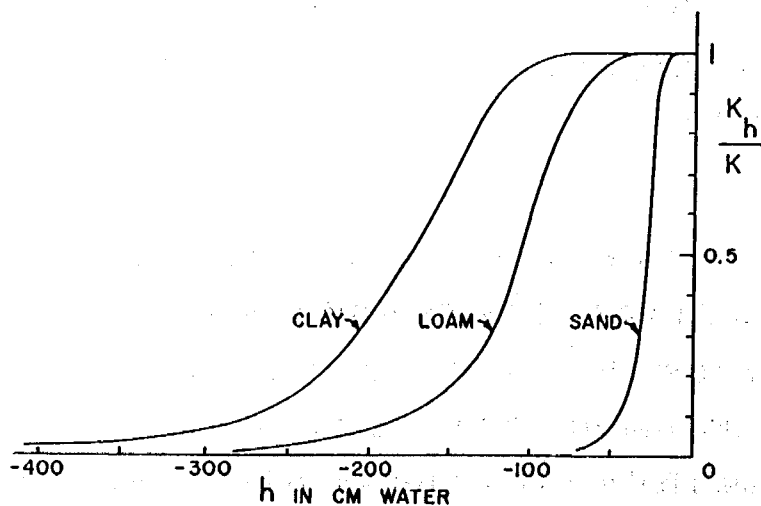


図4-3-3 不飽和透水係数の吸引圧による変化

(K; 飽和透水係数 Kh; 不飽和透水係数)
(h; 吸引圧 (cm))

(Bouwer⁶⁾による)

化している。

第3章の数値シミュレーションにおいて使用した関東ロームの透水係数は、これらの研究を参考とし、室内試験の結果に基づいて、吸引圧が0から-40 cm程度までは透水係数を一定として低下させず、吸引圧がこれを上回る時に一定の割合で透水係数を変化させていることは前述したとおりである（図4-3-4）。このとき、吸引圧が-40 cm以上の不飽和透水係数は 5.6×10^{-4} cm/secであって、吸引圧が0のとき、すなわち飽和状態の透水係数としてもこの値が採用されていることになる。

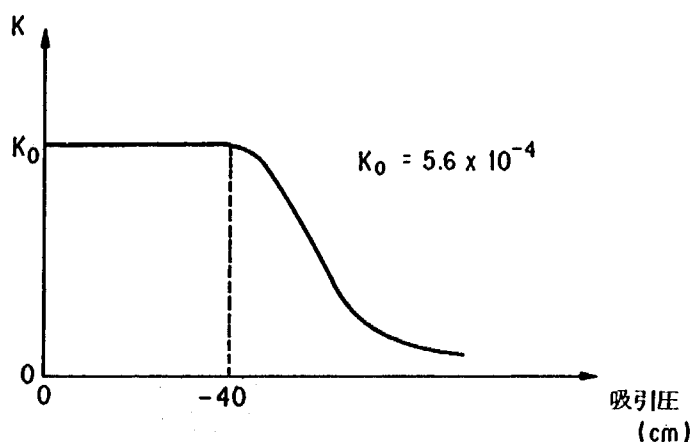


図4-3-4 第3章のシミュレーションで
用いた関東ロームの透水係数
の概念図

これを、前出の構造を有する関東ロームの飽和透水係数（ $2 \sim 3 \times 10^{-2}$ cm/sec）と比較すると、その値が非常に小さいことに気がつく。関東ロームの透水係数を、室内試験で測定する際に団粒構造を破壊しているためにこのように小さな飽和透水係数の値が得られた可能性が大きい。

さて、団粒が発達した土壌の吸引圧の変化に伴う透水係数の変化を考える場合、吸引圧が小さくて飽和に近い領域においては、水の移動は団粒と団粒の間の大きい間隙を主要な通路とするのであるから、その透水性は砂質土におけるそれと類似のはずである。このように考えれば、団粒構造の発達した土壌の透水係数は、まず飽和時にはかなり大きな値を示し、かつ吸引圧の増加に伴ってその値を急速に減じることが予想される。しかし、吸引圧が更に増加して団粒間の間隙がからになった状態を考えると、この場合には砂質土と異って、団粒内部の間隙がなお水の移動の径路となりうるので、図4-3-5のようにある程度の透水性を保有することが考えられる。

すなわち、現地土壌の場合に一定とせず、吸引圧の変化に従って増加させるように仮定することによって現象を説明できる可能性がある。事実、現地土壌の原位置透水試験によって、このような傾向を示す測定例が図4-3-6のように見られる。

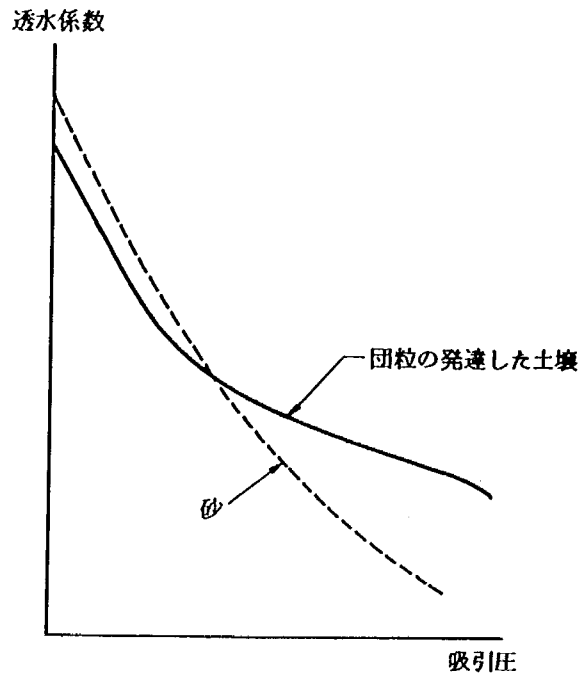


図 4-3-5 団粒の発達した土壌に
予想される透水係数の
変化 (概念図)

4-3-4 モデルの改良とその考察

前小節の考察に従って、現地土壌の透水係数を次のようにおく。

$$K(\phi) = \begin{cases} K_0 & [\phi \leq 0.0 \text{ の場合}] \\ K_0 - \left(\frac{\phi}{-4.0} \right) (K_0 - 0.00056) & [-4.0 < \phi < 0.0 \text{ の場合}] \\ 0.00056 \left(\frac{-4.0}{\phi} \right)^{3.5} & [\phi \leq -4.0 \text{ の場合}] \end{cases}$$

..... (4-3)

K_0 の値として、0.001, 0.002, 0.003, 0.004, 0.005 の 5 ケースについて浸透量を算出した。その結果は表 4-3-3 のようになって、 $K_0 = 0.0025$ とすることによって B タイプの地下埋管の浸透量 $101 \ell/m \cdot hr$ を説明できることが判明した。

表 4-3-3 K_0 の値と浸透量

K_0 の値 (cm/sec)	浸透量 ($\ell/m \cdot hr$)
0.001	48.4
0.002	85.0
0.003	122.6
0.004	160.4
0.005	198.4

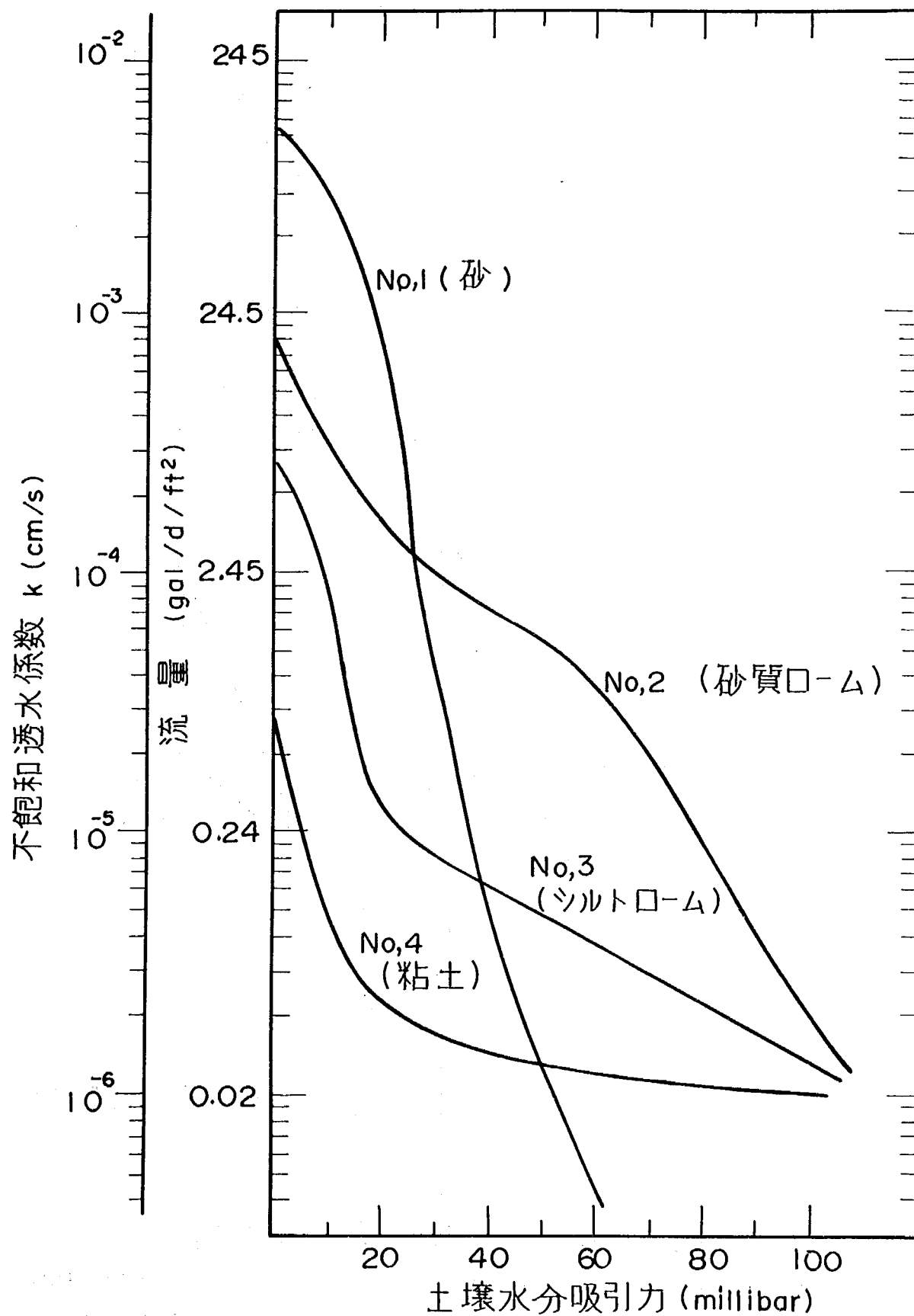


図 4 - 3 - 6 現位置試験による土壌別の不飽和透水係数の特性

(文献⁷⁾より引用)

次にこうして定めた透水係数が現地実験の他のケースを説明できるかどうかを検討する。Cタイプについて、 $K_0 = 0.0025$ とした改良後のシミュレーションモデルによって浸透量を算出すると $175 \text{ l/m} \cdot \text{hr}$ となった。これは、実測値 $125 \text{ l/m} \cdot \text{hr}$ とはまだ完全には一致していないが、第3章で行ったシミュレーションによる誤差 165% は改良後に 29% にまで減少しており、改良したモデルに基づくシミュレーションがある程度まで実際の現象を説明していることを示している。

次に、地下埋管の管内の水圧を大きくすることの効果に関して、改良後のシミュレーションがどの程度現象を説明するか検討してみよう。

図4-3-7は、管内の水圧を $10 \sim 50 \text{ cm}$ まで変化させた場合の浸透量の変化を、改良したモデルに基づくシミュレーションによって計算した結果を図示したものである。

これを見ると、実測値は改良後のシミュレーションによっても完全には説明されていないが、第3章での改良前のシミュレーションによるものに比べれば、適合度はかなり良くなっている。とくに水圧変化に対応する浸透量の変化は、改良前のシミュレーションでは増加がほとんど説明されなかったが、改良後のシミュレーションではかなり大幅に増加することが示されるようになった。

以上のように、改良したモデルに基づくシミュレーションが、現象をどの程度説明するかを検討してみた。その結果、今回のシミュレーションは現象を完全に説明するには至っておらず、現地土壌における水の浸透機構には、まだシミュレーションに取り入れてない未解明な現象が残されていることが考えられるものの、改良後のシミュレーションは改良前のシミュレーションに比べれば、浸透量の絶対値とその水圧変化に伴う変化傾向の面で現象をよく説明できるようになっている。もちろん管内水圧が更に増大した場合には、シミュレーション結果と現象の乖離が大きくなることが予想されるが、実用上大きい頻度で使用する管内圧力の範囲が $0 \sim 30 \text{ cm}$ 程度であることを考えれば、実用的な観点からみて、改良後のモデルによるシミュレーション結果は一応満足すべきものとする。

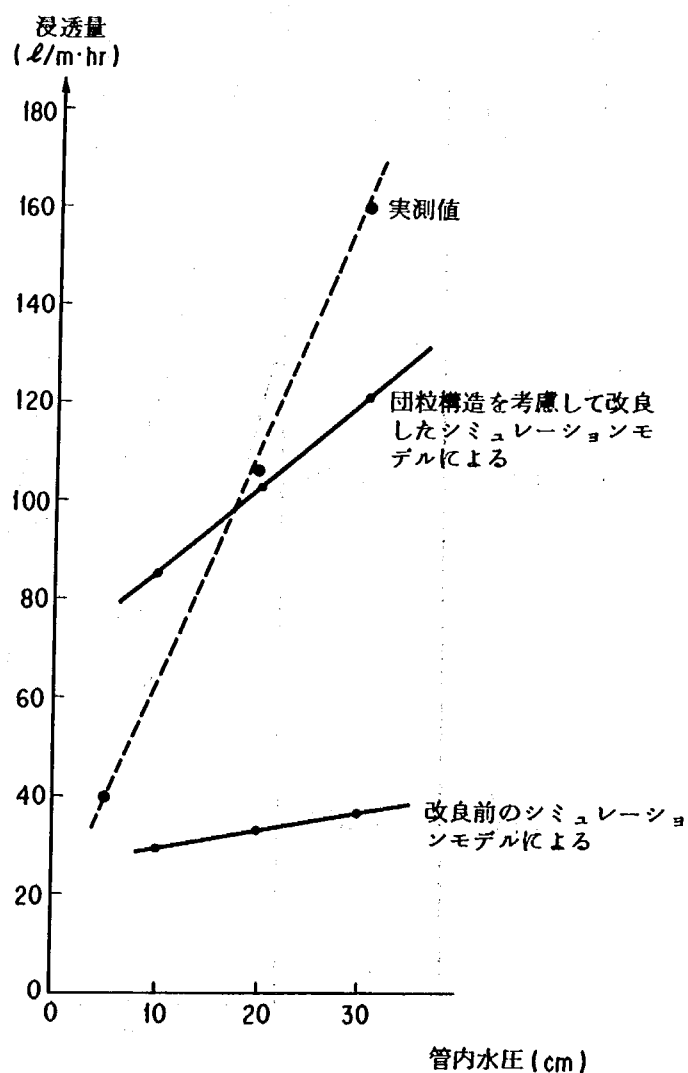


図4-3-7 管内水圧と浸透量

第4章 参考文献

- 1) 服部 勉 : 大地の微生物, 岩波書店, 1972
- 2) A. A. ロージェ著 山崎不二雄監訳, 土壌と水, 東京大学出版会, 1963
- 3) 山崎不二雄 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 No. 7, 1963
- 4) 田淵俊雄 田淵公子 長田昇 : 関東ロームの大間隙と透過性との関係, 農業土木研究別冊 No. 7, 1963
- 5) 八幡敏雄 : 土壌の物理, 東京大学出版会, 1975
- 6) H. Bouwer : Groundwater Hydrology, McGraw-Hill Book Co., 1978
- 7) Draft Guidelines for the Design and Operation of Septic and Sewage Treatment Plant Sludge Disposal Facilities, Department of Environmental Conservation, State of New York, undated.

第5章 地下埋管の目づまりに関する検討

5-1 目づまりの発生とその防止方法

5-1-1 地下水涵養における目づまり

地下水涵養を実施する上で、重要な課題の一つに目づまりの問題がある。これまでの地下水涵養においては、殆んどの場合に目づまりが発生している。図5-1-1は我が国の井戸法による地下水涵養における目づまりの進行を示したものである。¹⁾ここでいう比注入量とは、図5-1-2の如く注入量（フラックス）を井戸内水位と静水面水位との差で除したもので比揚水量に対応する概念である。これをみると、場所によって目づまりの進行の速さは異なるが殆んどのケースで注入の能力が減少して

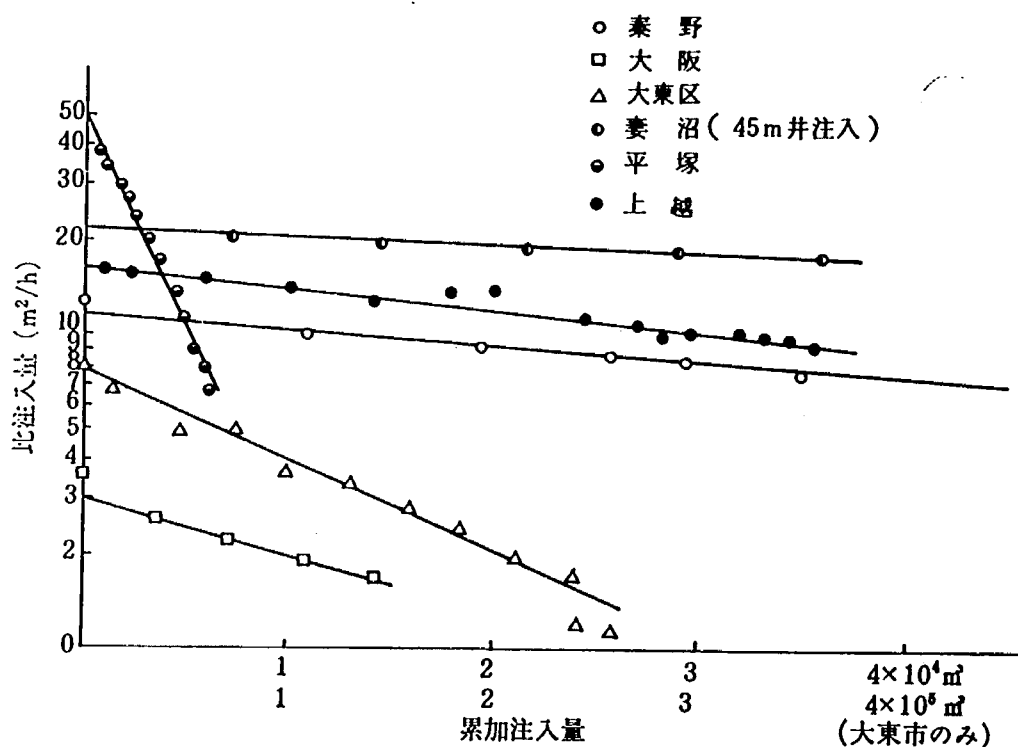


図5-1-1 既往現地実験における比注入量変化

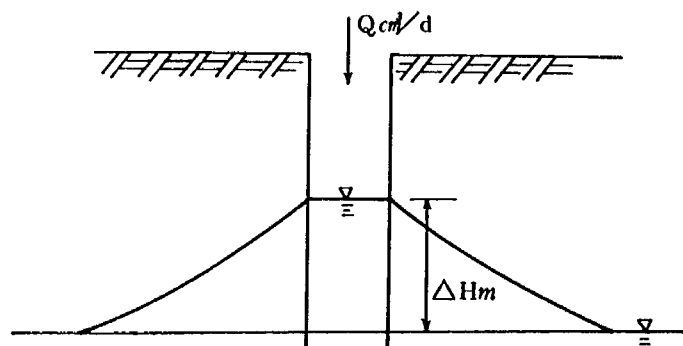


図5-1-2 比注入量の説明

$$\text{比注入量} = Q / \Delta H \cdot m^3/d$$

いることがわかる。井戸の目づまりは一たん生じるとその回復はなかなか困難であって、これが井戸法の最大の欠点となっている。又浸透池法においては浸透池底面において目づまり現象が発生する。これらの目づまりは池の水を排水して底面の目づまり面を空気にふれさせたり、目づまり層をかきとることによって、浸透能力を回復させることができる。従って井戸法にくらべれば目づまり問題のウエイトは小さいが、やはり浸透池を維持管理していく上で極めて重要な事柄となっている。

図5-1-3は、室内カラム実験において、カラムの透水係数の減少のようすの例を示したものである。³⁾ 実験水は河川水を砂ろ過したものである。これを見ると、目づまりの初期には、透水係数が指数減衰的に一定の速度で減少していく（第1段階）。次に目づまりがある程度進行したところで、急速に目づまりが進行する（第2段階）。

第1段階の目づまりは、原水中の懸濁物質が土層に抑留されるため、空隙が減少して透水性が低下するものと理解される。目づまりの進行は、原水中の懸濁物質濃度等に関係するが、その速度は一般にゆるやかである。第2段階においてはカラムからの排水には溶存酸素が殆んどないことから、この段階の目づまりの原因は嫌気状態における生物的な目づまりが主因となっていることが予想される。この段階の目づまりは、その進行が急速であり、その透水性は実用

上浸透が不可能と言える状態にまで低下する。以上は井戸法及び浸透池法における目づまりの概要であるが、次節においてはこれをもとにして地下埋管法における目づまりについて考察する。

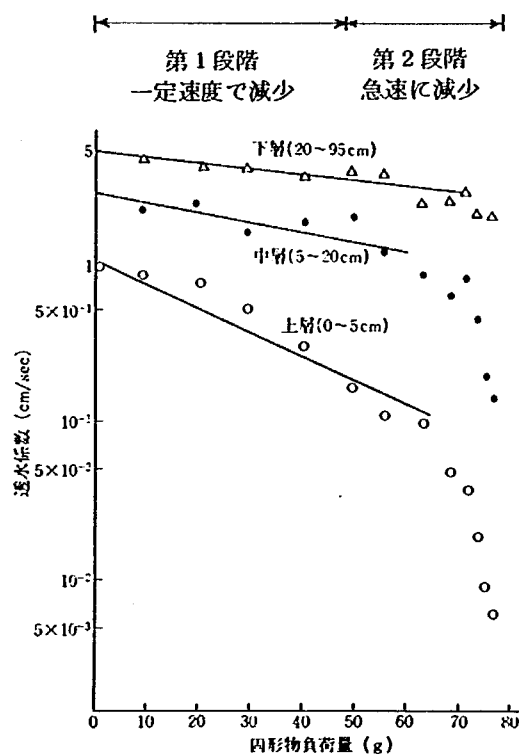


図5-1-3 固型物負荷量と透水係数
第3塔（実験砂有効径1.5mm
砂戸過水、初期浸透
速度50m/D）

5-1-2 地下埋管における目づまり

地下埋管における目づまりに関する研究は、現在のところ殆んど実施されていない。しかし、他の涵養技術におけると同様に、地下埋管においても目づまり現象は、その実用性を考える上で重要な要素になると思われる。

前節で考察した目づまりの発生原因をもとに、地下埋管における目づまりの発生を考えて見よう。図5-1-4は地下水涵養の3つの方法すなわち、井戸法、浸透池法、地下埋管法の特徴を模式的に示してある。目づまりは、地表にある水が地中に入る境界面において発生する。井戸法においては、地中にあるストレーナ付近がこれにあたり、浸透池法にあっては池底がこれにあたるが、いずれも

「水中状態」にあり、空気には触れていない。

これに対して地下埋管法においては、空気が存在する土壌帯において水が地中に入ることになる。

Aタイプの場合には、管から供給された水はレキを通じてトレンチ内に入り、ここから毛管力によって上昇してトレンチ上端付近から左右に分れて鉛直に降下していく。毛管力は土粒子間の空隙のうち小さい空隙において強く働くので、水はもっぱら土粒子の表面に近い部分を

移動していく。土粒子間の空隙の大きい部分には空気が存在している。このような空気が存在することにより目づまりの原因となる有機物の分解が好氣的に行われる点が目づまりの進行を小さくする可能性がある。

ここで地中に存在する空気の組成について考えてみよう。図5-1-5は地中における空気のガス濃度を示している。⁴⁾大気中では20%の O_2 濃度は地下2mでは10%にまで減少しているが、逆に CO_2 は大気中(3%)にくらべて地下の方が濃度が高い。これは一つの測定例に過ぎないが、一般に地中においては植物の根群及び微生物の呼吸作用によって、 O_2 が消費されて CO_2 が多くなる機構を有しているとされている。

地下水の涵養に伴って有機物が供給されれば微生物量が増加するのでこの傾向が更に強まることが予想されるが、一方、地表近くにおいては大気と地中空気の間には空気交換とガス拡散が行われ、土壌中の空気の O_2 濃度があまり小さくならないように組成の調整が行われる。このうち量的に大きいのはガス拡散であるが、その速度もやはり地表付近で大きく、地中に入るに従って小さくなる。

このような理由で好氣的条件を期待する場合には、地下埋管の位置は浅い方がよい。

Bタイプの地下埋管の場合には水が給水されているとき、管の周囲は水で飽和されており空気には触れていない。図5-1-6はBタイプ地下埋管の周辺の圧力分布を、シュミレーションによって示したものである。この場合、土壌は砂質ロームで地下埋管の直径は10cm。管には10cmの水頭がかけられているが、水で飽和している範囲は管のごく周辺に限られており、わずか2~3cm離れた位置において既に空気の共存する不飽和の領域に入ることが示されている。

Cタイプのように管のまわりにレキ等を配置して目づまりの発生場所を外側に移動させると目づまりの発生が予想される面積が大きくな

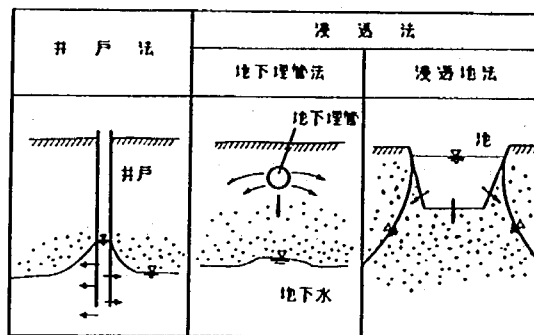


図5-1-4 地下水涵養法の種類と特徴

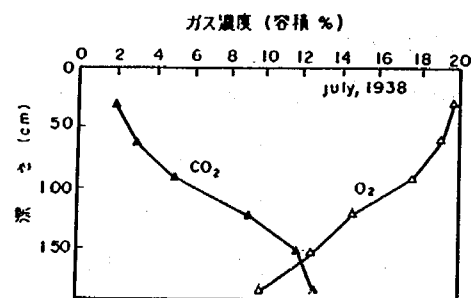


図5-1-5 地中空気の酸素及び炭酸ガス成分
(L. D. Bayer, 1941による)

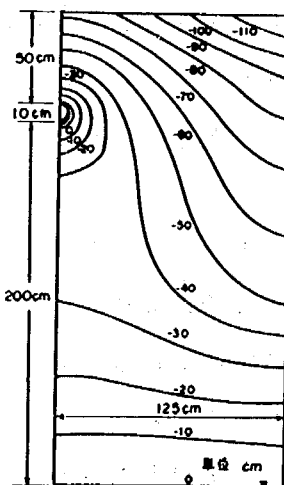


図5-1-6 Bタイプ地下埋管の圧力分布(0cm以上が水で飽和されている)

るため、単位面積あたりの汚濁負荷量は少なくなり、目づまりの進行が小さくなることが予想される。

Cタイプは、地層の透水性があまりよくない場合に適しているが、目づまり発生を小さくする観点からも広く利用されてよいと思われる。

5-1-3 間けつ給水の効果

地下埋管法の利点は土壌帯における空気存在に負うところが大きい。この空気存在を更に効果的に利用する方法として間けつ的な給水方式が挙げられる。間けつ的な給水とは水を一定速度で継続給水するかわりに、ある時間給水をつづけたらしばらく休み、また給水を行うという具合に給水、停止を繰返しながら水を浸透させようとするものである。給水中には水で満たされていた粒子間の空隙にも、給水が停止されているときは空気が流入し、スケールの小さい空隙もばっ気の機会が与えられる。

間けつ給水方式は、Aタイプの地下埋管の場合にも有益であるが、埋管周辺が飽和となって給水が行われる、Bタイプ、Cタイプの埋管においてはとりわけ効果的と思われる。

このような間けつ的な給水の原理を応用した例は水処理の各分野にみられる。間けつ砂ろ過はその代表であるが、回転円板も非常に小さいサイクルタイムでばっ気と接触を繰返していると見ることができ、浸透池法においては1日～1カ月程度の周期で浸透・乾燥をくり返すのが普通になっている。水田耕作においても夏場に田干しと称して水を一時的に落とすことが行われる。これは水田土壌の有機物の分解が盛んとなり嫌気の状態が出現することを防ぐことを目的としており、原理的には間けつ給水と同じことである。

地下埋管法においては給水をコントロールするだけで自由にばっ気状態を作り出すことが可能であるが、具体的にどのようなパターンの間けつ給水が有効であるかという点になるとまだ今後の研究に待つ点が多い。この点に関して高橋一三氏が興味ある研究を紹介しているので引用させて頂く。⁵⁾

図5-1-7は低濃度汚水(BOD 90 mg/l, SS 46 mg/l)を使用して、水量負荷を40 mm/日に一定し、間けつ給水を1回/週、3回/日、6回/日と変えて処理効果を比較したものである。¹⁰⁾ 効果の指標としてはABS(アルキンベンゼン・スルフォネートの略)の除去率がCOD除去率に比例することを利用してABS除去率を採っている。これを見ると間けつ給水回数が多いほど除去率が高くなっていることがわかる。

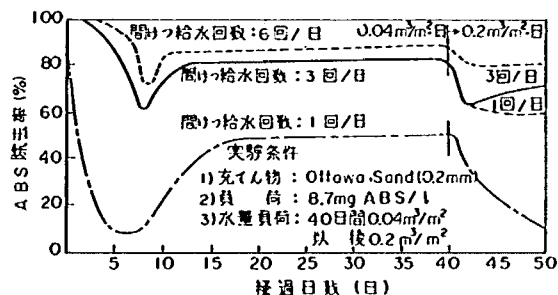


図5-1-7 間けつ給水方式の効果⁵⁾
〔Gordon, G. Robeck
による〕

最後に間けつ的な給水の具体的方法について説明しよう。

これは少しも難しいことはなく、トレンチ内に高・低2カ所の液面スイッチを設け、水位が低くなったとき給水ポンプを始動させ、高くなったとき停止せればよい。前出の図4-2-6はこのような操作で間けつ給水を行った場合のトレンチ内水位の変化を示している。

なお水田や浸透池の場合には頻度の大きい間けつ給水は難しい。これは給水開始にあたって給水停

止中に地中に含まれた空気が浸透を妨害するため最初は浸透能力が小さく、定常の浸透能力が回復するまで時間を要するためである。

図5-1-8は深谷地区における著者らの測定結果を示したもので、湛水当初の浸透能力は定常時の浸透能力の半分位しかなく、能力の回復に1.5～2日位を要することがわかる。このため水田や浸透池の間けつ給水是周期を大きくとっているものと思われる。

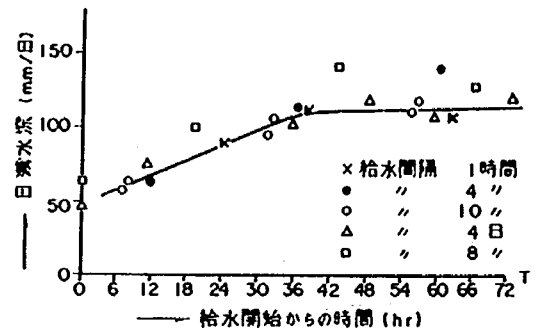


図5-1-8 給水開始後の減水深

5-2 地下埋管目づまりの基礎実験

5-2-1 連続給水の場合の目づまり

前節でふれたように地下埋管における目づまりについての研究は殆んど見当らない。

そこで、まず地下埋管において目づまりがどのように発生するのか（或は発生しないのか）を把握する目的で簡単な基礎的実験を行った。実験装置は、図5-2-1に示した装置である。

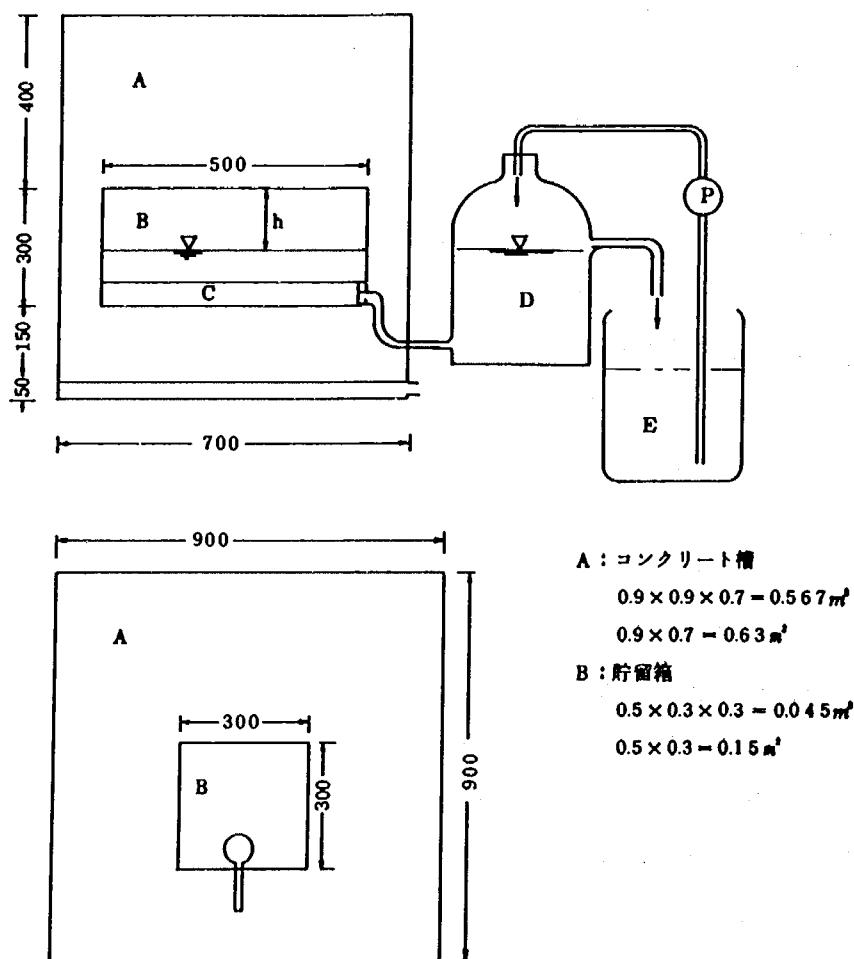


図5-2-1 実験装置

地下埋管によって浸透させる水は、一般に河川水や雨水が使用される場合が多いと思われるが、それでは目づまりの発生に時間がかかることが予想されるので、ここでは浸透原水として表5-2-1のような成分を有する合成汚水を作って使用した。合成水の分析値を表5-2-2に示す。

表5-2-1 合成汚水の成分
(蒸留水 1ℓ中)

薬 品	使用量 (mg)	成 分 (mg)
$(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$	48.2	N 23.0
K_2SO_4	15.9	$(\text{NH}_4\text{-N } 10.2)$ $(\text{NO}_3\text{-N } 12.8)$
MgSO_4	65.9	P_2O_5 13.0
KNO_3	18.5	K_2O 17.2
$\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$	59.9	CaO 20.5
KH_2PO_4	24.8	MgD 22.1
ブドウ糖	33.3	
FeCl_3	Fe_2O_3 2~5	

表5-2-2 合成汚水の水質
分析結果

成 分	濃 度 (ppm)
pH	6.80
BOD	18.7
COD	24.3
SS	0
$\text{NH}_4\text{-N}$	10.6
$\text{NO}_3\text{-N}$	15.8
T-N	26.4
D.O.	7.77

給水方法としては水面の高さをトレンチ上端から8cmになるように一定に保ち、毛管力によって水分が移動する量を測定した。実験開始後8日目に浸透能力がかなり減少し、10日目に浸透能力は非常に小さくなったため実験を終了した。

表5-2-3は合成汚水の浸透量実測値から浸透速度を算出した結果である。表5-2-4は流入成分量の累加値を示している。表5-2-5は流出水の水質を示している。図5-2-2は浸透量の変化と累加SS負荷量との関係を表わしたものである。

前節で述べたカラムでの目づまりの進行とはかなり進行の状況が異なり、今回の場合には最初の8日間は目づまりの進行がなく、浸透量は当初の能力とほぼ同じ状態が続く。次に8日目から急激に浸透能力が低下したが、このときの流出水の溶存酸素DOを見ると、それまでの値にくらべて特に低下していない。

そこで、実験中止後地下埋管内の水を逆流させて排出したところ、どろどろの微生物体が出てきた。そこで再び清水を流入せしめたところ、その浸透能力は完全に回復していた。

このため浸透能力が低下した原因は、土壌での目づまりではなく、これに至る間のパイプ内に微生物が繁殖して給水を妨げた結果と推察された。

表5-2-3 合成汚水の流入量

月 日	時 間	t-t'(分)	流入量(L)	ml/min	ml/m ² ・min
8. 24	18:00	—	—	—	—
25	9:00	900	49.0	54.4	363
	20:00	660	30.0	45.5	303
26	9:00	780	37.0	47.4	316
	12:30	—	—	—	—
	16:00	210	10.0	47.6	317
	17:00	—	—	—	—
27	10:00	1020	50.0	49.0	327
	18:30	510	21.5	42.2	281
28	9:30	900	45.3	50.3	336
29	10:00	—	—	—	—
	18:00	480	25.5	53.1	354
30	10:00	—	—	—	—
	18:30	510	24.4	47.8	319
31	10:00	—	—	—	—
	19:00	540	15.0	27.8	185
9. 1	10:00	900	3.5	3.9	25.9
2	10:00	1440	2.5	1.7	11.6

表5-2-4 流入成分量

月 日	水量(L)	累計(L)	BOD	COD	NH ₄ -N	NO ₃ -N	T-N	T-S
8. 25	49	49	0.92	1.19	0.52	0.77	1.29	15
"	30	79	1.48	1.92	0.84	1.25	2.09	24
26	44	123	2.30	2.99	1.30	1.94	3.24	37
"	10	133	2.49	3.23	1.41	2.10	3.51	40
27	50	183	3.42	4.45	1.94	2.89	4.83	55
"	25.8	208.8	3.90	5.07	2.21	3.30	5.51	63
28	45.3	254.1	4.75	6.17	2.69	4.01	6.70	76
"	10	264.1	4.94	6.41	2.80	4.17	6.97	79
29	49	313.1	5.85	7.64	3.32	4.95	8.27	94
"	25.5	338.6	6.33	8.22	3.59	5.35	8.94	102
30	48	386.6	7.23	9.39	4.10	6.11	10.21	116
"	24.4	411.0	7.69	9.98	4.36	6.49	10.85	123
31	31.8	442.8	8.28	10.75	4.69	7.00	11.69	133
"	15	457.8	8.56	11.13	4.85	7.23	12.09	137
9. 1	3.5	461.3	8.63	11.21	4.89	7.29	12.18	138
2	2.5	463.8	8.67	11.27	4.92	7.33	22.24	139

(単位 g)

表 5-2-5 流 出 水 の 分 析 値

月 日	8/25	26	27	28	29	30	31	9/1	2
pH	—	6.90	—	—	6.90	6.90	—	—	7.00
BOD	0.25	0	0.60	—	—	0.27	—	0.79	2.29
COD	0.43	0.22	0.43	—	0.51	0	0.51	0.82	1.03
SS	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NH ₄ -N	—	0.70	0.35	—	—	0.70	—	0.70	0.70
NO ₃ -N	—	9.87	10.22	—	—	11.98	—	12.69	12.69
T-N	—	10.57	10.57	—	—	12.68	—	13.39	13.39
T-S	293	159	150	—	—	205	—	223	—
DO	7.50	8.11	7.75	—	—	7.36	—	7.17	7.21

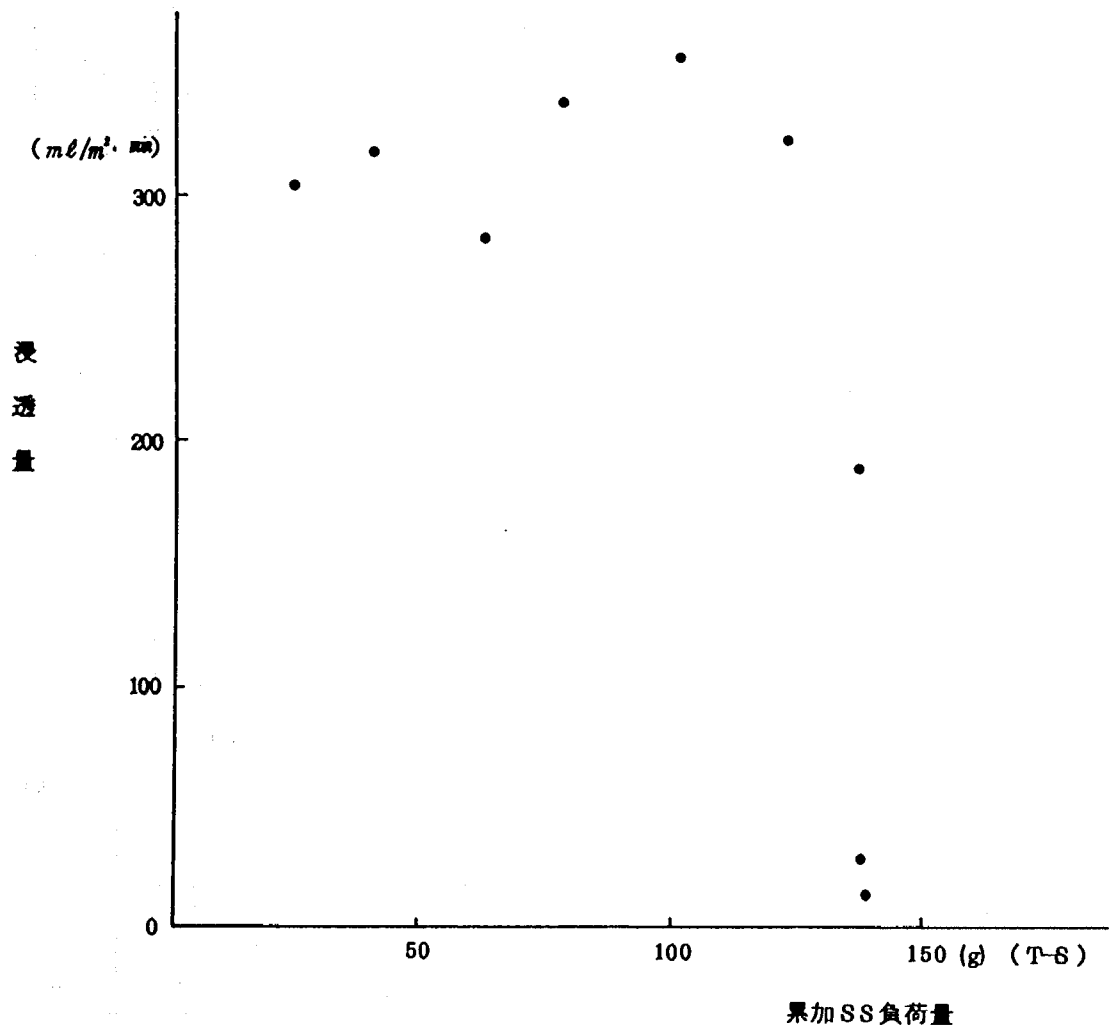


図 5-2-2 累加 S S 負荷量と浸透量の変化

5-2-2 間けつ給水の場合の目づまり

前項の連続給水の実験では、微生物が増殖したパイプ内は常に水で満されていた。これは微生物の繁殖にとって好条件となるので次に図5-2-3のように装置を改良し、給水を間けつ的に行うこととした。このためパイプ内には給水時のみ水が貯留され、常時には空気で満たされることとなる。

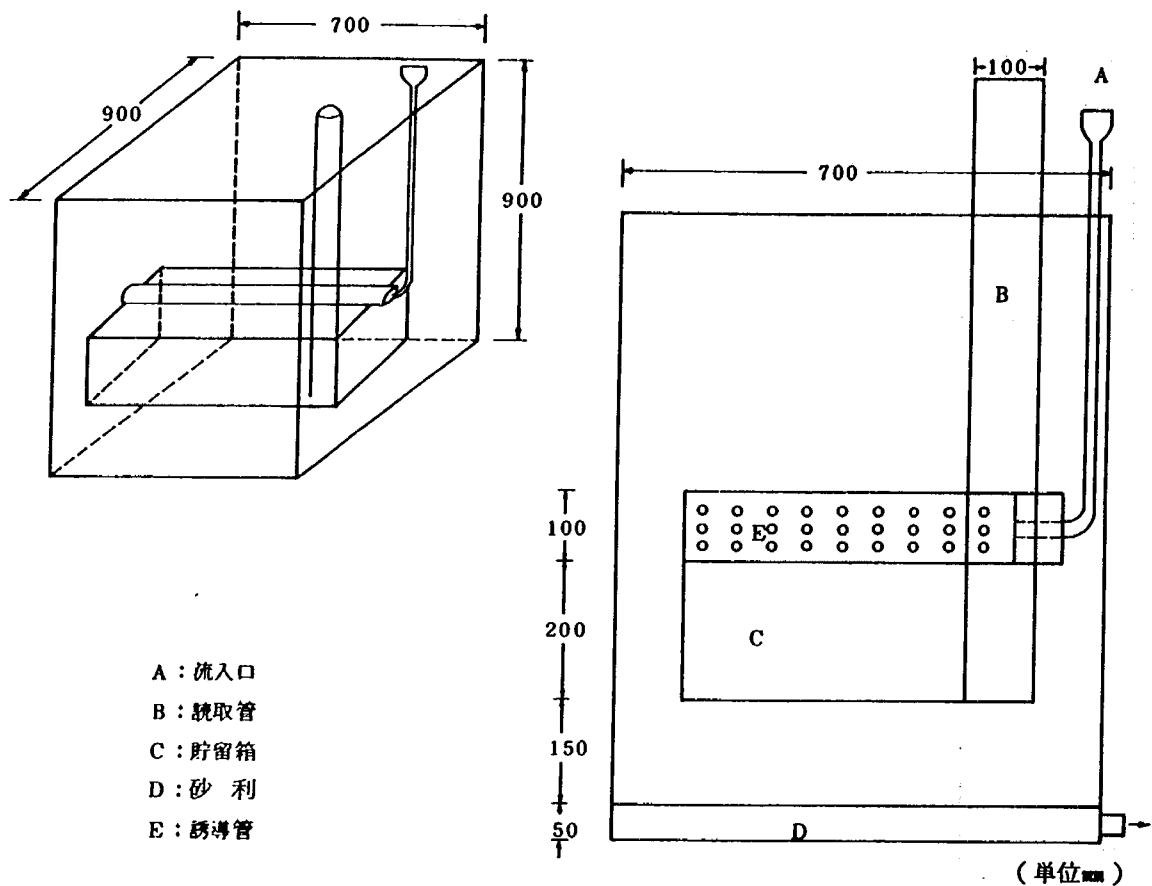


図5-2-3 地下埋管実験装置

表5-2-6 流入および流出量

月 日	流入量(ℓ)	流入のない日	流出量(ℓ)	率 (%)
11月 4日		6, 9, 13, 20, 23, 27, 30	14日 0.9	
1			15日 4.8	
11月30日	156	(4ℓ/日 17)	79	50.6
12月 1日		1, 4, 11, 25		
12月31日	200	(4ℓ/日 13, 24, 26, 31)	193	96.5
1月 1日		1, 2, 3, 4, 18, 22		
1月31日	172	(4ℓ/日 16, 19, 20, 25, 28, 29, 31)	178	103.5

浸透原水としては前項で使用した合成汚水を再び使用することとした。合成汚水の給水は1回4ℓとし表5-2-6の如く1日0回~2回、実験は11月4日から開始し1月31日まで合計約90日継続した。この間の給水量及び流出量も表5-2-6に示す。

表5-2-7 水位の経時変化

11月8日	A (cm)	B (cm)	11月29日	A (cm)	B (cm)	12月28日	A (cm)	B (cm)
9:50	15.0	16.0	9:00	17.6	18.2	9:55	19.2	20.6
10:30	9.0	11.5	9:30	12.6	15.4	10:30	14.0	15.6
11:00	6.0	8.5	10:00	8.9	12.0	11:00	10.2	12.8
11:30	4.5	7.0	10:30	7.0	10.0	12:00	7.6	10.0
12:10	3.4	6.0	11:00	6.0	8.6	14:00	5.7	7.6
13:05	2.5	4.8	11:30	5.0	7.8	16:00	4.5	6.3
13:35	2.0	4.5	12:00	4.5	7.1	18:30	3.5	5.0
14:05	1.4	4.0	13:00	3.6	6.0	19:00	3.5	5.0
14:40	1.4	3.2	14:00	3.0	5.2			
			15:00	2.6	4.8	1月10日	A (cm)	B (cm)
11月12日	A (cm)	B (cm)	16:00	2.2	4.2	9:25	18.0	20.4
9:00	16.0	17.5				9:55	14.6	16.0
9:30	11.2	14.0	12月12日	A (cm)	B (cm)	10:25	11.1	13.0
10:00	7.2	10.0	9:35	18.2	17.4	10:55	9.1	11.2
10:30	5.6	8.8	10:35	9.6	13.2	11:25	8.0	10.0
11:50	3.5	6.0	11:00	8.5	11.0	12:55	6.4	8.2
12:30	2.8	5.2	12:50	5.5	8.0	13:55	5.5	7.6
13:30	2.0	4.4	15:40	4.5	6.0	14:55	5.4	6.5
			17:05	3.0	5.2	15:55	5.0	6.0
11月18日	A (cm)	B (cm)				16:55	4.2	5.4
9:30	17.0	18.0	12月20日	A (cm)	B (cm)	17:55	4.0	5.0
10:00	10.0	14.5	9:00	19.0	19.8	19:55	3.5	4.4
10:30	7.6	10.6	9:30	14.4	16.2			
11:00	6.0	9.0	10:00	10.5	13.2	1月20日	A (cm)	B (cm)
11:35	4.5	7.5	10:35	8.7	11.0	10:20	19.4	21.0
12:00	3.6	6.8	11:00	8.0	9.5	10:50	14.5	16.0
17:00	2.0	3.0	12:00	6.2	8.0	11:20	11.5	13.4
			13:00	5.5	7.2	11:50	9.5	11.6
11月22日	A (cm)	B (cm)	14:00	5.0	6.2	12:20	8.5	10.5
9:25	18.0	18.0	15:00	4.0	5.7	15:00	6.0	7.5
10:00	10.4	14.0	16:00	3.4	5.0	16:00	5.5	6.8
10:30	7.0	10.4	17:00	3.0	4.5	17:00	5.0	6.5
11:00	6.0	8.5						
12:00	4.5	7.0						
13:00	3.4	5.8						
14:00	2.6	5.0						
15:00	2.4	4.6						
16:22	1.6	3.5						
17:00	1.5	3.4						

実験を開始してから最初の10日間は流出がなく11日目から流出が始った。

コンクリート槽の上部にはビニールを張ったため土壌平面からの蒸発は少なかったと思われる。

実験期間の給水総量は528ℓとなり前項で説明した実験における給水総量463ℓを上廻ったが、給水は完全に行われ、目づまりの徴候はなかった。

トレンチ内の水位は読取管から測定した。なお比較のため全く同一構造のもう一つのコンクリート槽を設け合成汚染の代りに水道水を同量給水した。これら2つの装置における水位の測定結果を表5-2-7に示す。

給水直後には水位の低下が急激であるが、徐々に水位低下の速度が小さくなり給水後5～7時間位で約15cmの水位低下をみる。

実験を開始してから日時が経過するにつれて水位低下のこのようなパターンは変化しないが詳細に見ると次のような変化がみられる。

- ① 給水直後の水位が日時が経過するにつれて次第に高くなっている。(図5-2-4)

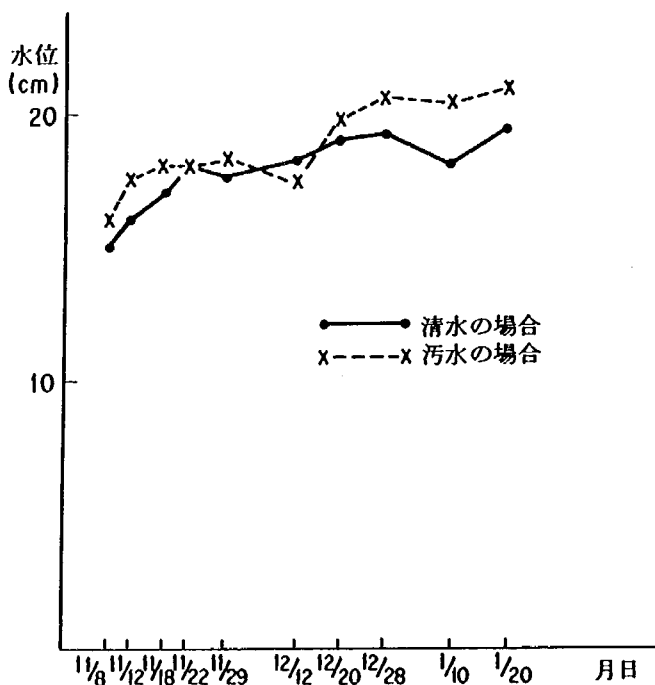


図5-2-4 (1)
給水開始直後の水位の変化

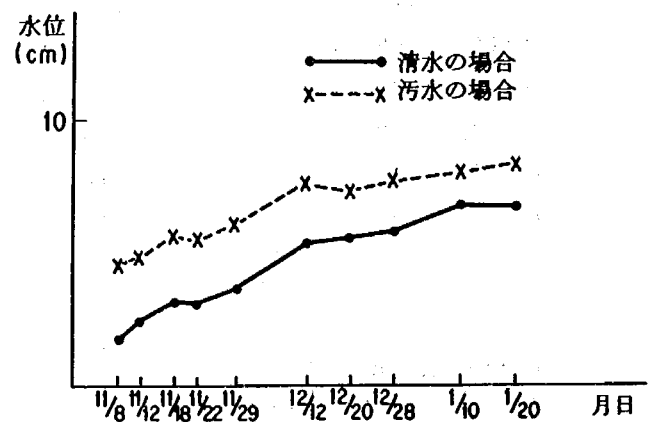


図5-2-4 (2)
給水開始後4時間経過時点での水位の変化

② 給水後4時間経過したときの水位も、(同上)日時が経過するにつれて高くなっている。

③ 水位低下に要する時間は次第に大きくなっている。(図5-2-5)

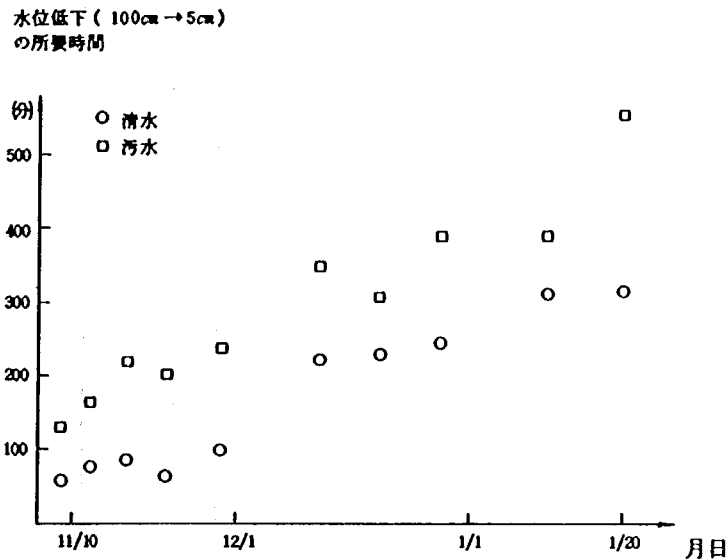


図5-2-5 浸透速度の経時変化図

以上の実験を通じて、地下埋管法が目づまりと無関係でないことは確かであるが、その進行速度は緩やかであって、浸透機能を根本的に妨げることはならないと思われる。しかし、地下埋管の構造や注水方法に関して目づまり防止の観点からの検討、工夫は必要であり、更にこれらの検討結果に基づいて、目づまりによる浸透機能の低下をあらかじめ設計に考慮することは必要であろう。

5-3 長期現地実験

5-3-1 実験方法

地下埋管が井戸法や浸透池法と並んで地下水涵養技術の一つとして確立されるためには、現地における数多くの試行が必要であろう。とくに目づまり現象は地下埋管の耐用年数と密接な関係を有しており地下埋管の経済性を決定する大きな因子の一つである。

そのため前章で説明した深谷地区において実験を継続し、この間に給水可能量に変化等が生じないかどうか調べた。

実験は、昭和53年11月より昭和55年8月まで約2年間にわたって実施された。

畑地下に地下埋管を付設した10m×10mの実験区を4区設けた。長期実験において使用した給水水源は荒川から取水した灌漑水であって、その水質は表5-3-1に示す。

実験区の地下水位は図5-3-1のようであって、降雨量の大きい期間には地表から1m以内の高さになることもあるが、概ね地表から1~4mの範囲で変動している。

図5-3-2は長期実験中の雨量、各実験区の給水量、給水中の懸濁物質濃度を示す。

表 5-3-1 涵養水水质

分析 年.月.日	S.54 8.21	S.54 12.20	S.55 1.17
項目			
PH	8.23	8.32	7.8
BOD (mg/l)	1.04	1.40	0.3
COD (mg/l)	1.06	1.70	1.1
NH ₄ -N (mg/l)	0.293	0.07	0.12
NO ₂ -N (mg/l)	0.00597	0.02	0.024
NO ₃ -N (mg/l)	16.3	5.30	8.06
T-N (mg/l)	16.8	5.4	8.2
T-P (mg/l)	0.249	0.16	0.061
A B S (mg/l)	0.0536	0.05以下	0.03
Cl ⁻ (mg/l)	5.13	11.5	9.7

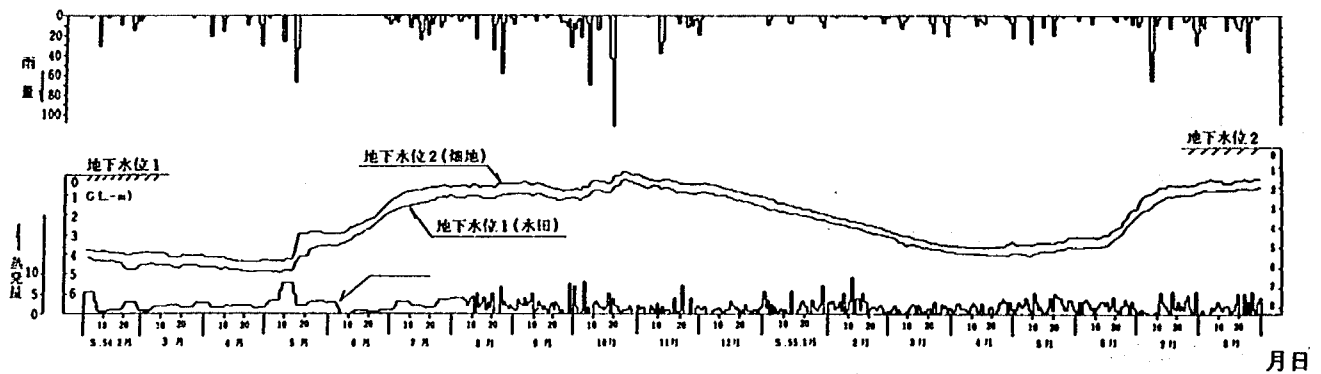


図 5-3-1 地 下 水 位

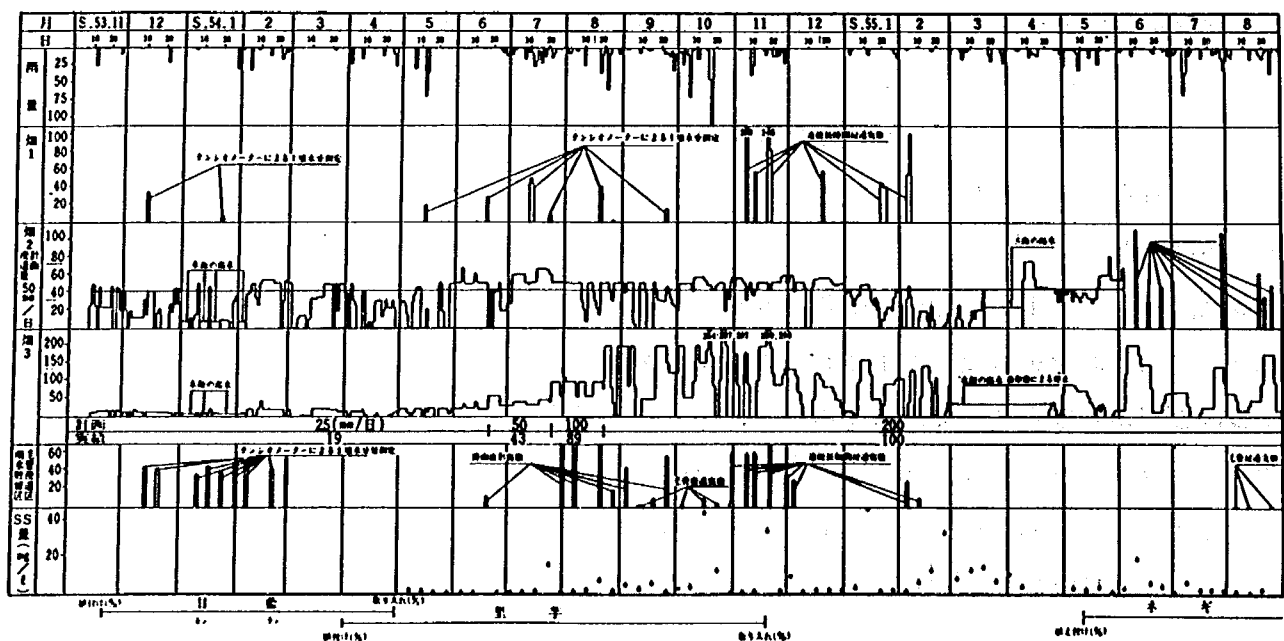


図 5-3-2 日 給 水 量 表 (地下埋管)

5-3-2 浸透特性

第2区においては、50 mm/日の涵養を、日6回に分割して行った。図5-3-3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、

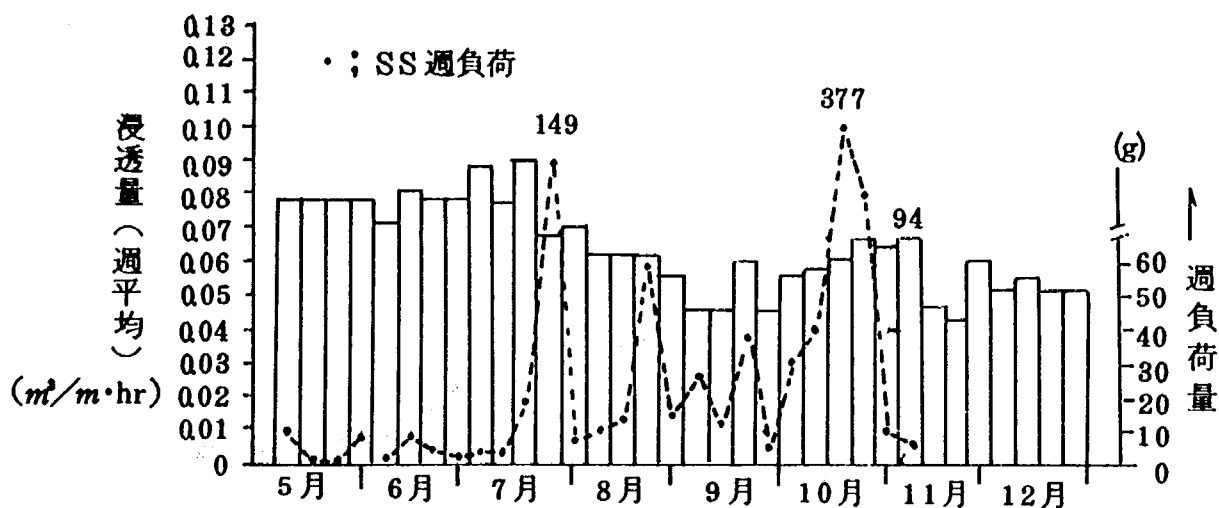


図5-3-3 SS負荷量と浸透量の関係

破線は週あたりSS負荷量である。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、浸透開始時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、これでも1日2時間程度の給水で、50 mm/dayの涵養をなし得ることになる。

昭和54年12月11日のデータを除き、他は殆んど変わらない曲線形状を示している。12月のデータがなだらかなのは、冬期のため土壌表面からの蒸発散が少いこと、及び気温が低いと水の粘性が大きく、毛管力が気温の高いときに比して小さくなっていることが原因であると思われる。

図5-3-4は日量50 mm涵養区(下皿なし)における浸透能の変化を把握するための連続給水実験の結果を整理したものである。日量50 mmを数回に分けて給水を行っているが、第1回の給水時間は約15分間であるため、これを1時間当たりの値に直している。これをみると昭和54年9月頃までは浸透能力の減少傾向が顕著であるのに対し、それ以降は減少傾向がにぶり、この実験期間内ではほぼ一定となっている。目づまりの発生や進行速度には、土壌条件、水質条件、給水方法等の多くの要因が影響すると思われ、この実験だけで目づまりに関する結論を下すわけにはいかない。

本節で述べた実験は目づまりの進行に関する一資料であって、今後異なる条件下での実験が積み重ねられることが望まれる。

なお、雨水を浸透させる目的で地下埋管が使用されるときは、無機質の汚濁による目づまりの進行がとくに懸念されるので、本論文7-3(P82以降)において、この問題を取扱う。

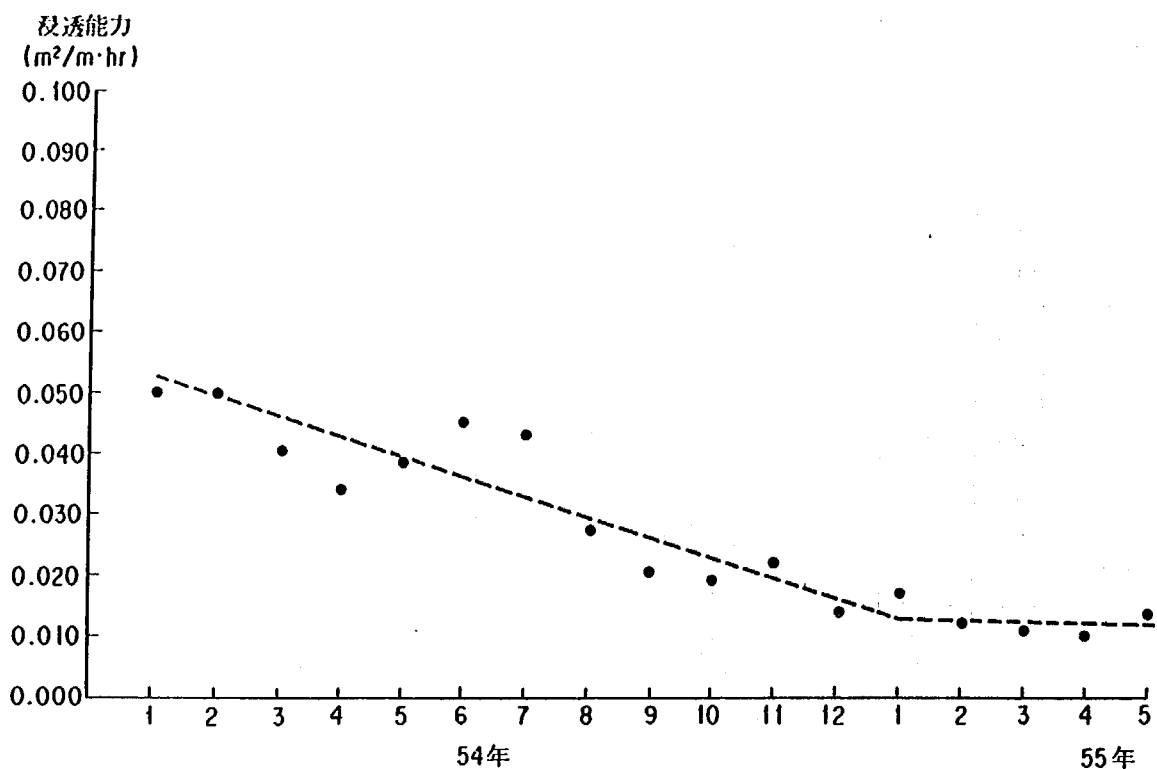


図 5 - 3 - 4 浸透能力の経時変化

5 - 3 - 3 土壤微生物調査

2年間の長期涵養実験ののちに、土壤を掘り返し、土壤微生物調査を行った。長期涵養による土壤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、土壤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、土壤中の細菌は、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、常に浸透し、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なくなるわけである。

図 5 - 3 - 5 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は埋管下方で土壌内、⑤は埋管側方で置き換え砂内、⑥は側方で土壌内、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5-3-2は土壌分析の結果、表5-3-3は原生動物数を示している。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

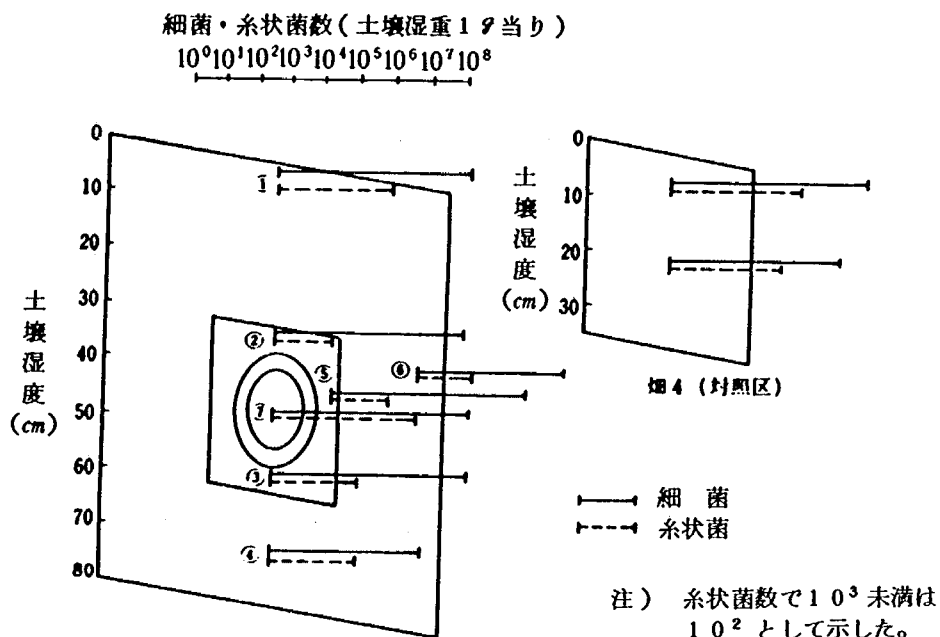


図5-3-5 資料の採取地点および細菌、糸状菌数

表5-3-2 土壌分析結果

単位: T-P, T-N ; mg/kg
T-C ; mg/g

項目 試料採取地点	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	1,880	2,618	1.4
⑥	452	713	6.2
⑦	1,960	5,620	31.0

表5-3-3 原生物数

採取地点	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
原生動物数 数/g	240	200	680	80	1,000	40	3,880	400	360

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、埋管側方砕層内で栄養塩類、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、側方土壌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、側方土壌内での保水性が高かったことが推定されるが、これは、土壌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。

土壌分析調査は、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される。

第5章 参考文献

- 1) 石崎勝義 : 地下ダムと地下水涵養, 土と基礎, 1983. 4
- 2) 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号, 1979. 2
- 3) 石崎勝義 北川明 : 注入井による地下水涵養, 土木研究所報告第155号, 1981
- 4) L. D. Baver et al : Soil Physics 4th ed, Wiley, 1972
- 5) 高橋一三 : 土壌の汚染と浄化作用, 産業用水調査会, 1974

第6章 地下浸透の影響

6-1 影響の要因

土壌帯は、国土を構成する不可欠な要素であり、同時にまた、生命活動を維持する環境を構成する重要な要素でもある。特に土粒子と土壌水が正常な状態で共存していることによって、地盤としての役割を果たすことができる。また、土壌における微生物は、土壌の存在のもとに生育し、土壌を造成し、植物を育成することにより、食物連鎖の基礎条件として生態系の構成に強く関与している。さらに土壌水は地下水となり、河川の基底流量を養い渇水時における河川の正常な機能を維持するための流量に寄与することになる。このように、土壌帯は生命活動と広く、また複雑にかかわりをもっており、地下埋管法による浸透の影響評価と対策について、十分な検討がなされるべきである。

地下埋管法において、主な影響の要因として以下のものが考えられる。

① 土壌水分量の増加

地下浸透に伴い、地表及び土壌中の水分量が増加し、過湿状態になる恐れがある。特に植物が吸収する水分は根群域に支配されるため、根群域の土壌水分量によって作物の影響を受ける。たとえば、一般畑作物の根群域は30cm（果菜、葉菜）～80cm（長根菜）の範囲にあり、この適正水分量はpF値で2.0～2.5の範囲にあるとされており、地下埋管法による場合は埋管周辺の過程が懸念される。また、地表においては、過湿により、地耐力の低下や農作業時における農機の比抵抗、附着土量の増大などの現象が起こる可能性がある。

② 土壌成分の溶脱

土壌水分の増加により、土壌中の通過水量が過剰となると、土壌中の成分の溶脱・集積が生じる可能性がある。特に根群域での溶脱作用が継続すると、植物のための養分保持ができなくなり、生育障害を引き起こすことになる。

③ 地温の変化

低水温の水を浸透水源とする場合、地温の低下を引き起こすことも考えられる。ただしこれを防止するためには、あらかじめ、貯水などによる水温上昇が考えられ、対応策は比較的容易である。

以上のことから本章では、特に①、②について現地実験により得られた知見を中心に地下埋管法による地下浸透の影響について述べることにする。

6-2 土壌水分

土壌水分について論じる場合、直接土壌水分量がおよぼす影響だけでなく、水分量の変化に伴う病原菌発生等の間接的影響も考慮する必要があるが、今回は、これには触れず直接的影響のみを扱うことにする。土壌水分を定量的に表わす場合、土壌単位体積当りの含水量（含水率）か、土粒子に吸着されている強さの示標としてP. F. 表示法で表現する方法がある。

植物が土壌水分の影響を直接受けるのは根であり、土壌水分が少ない場合には、根の水分吸収力と

P. F. との関係、また、土壤水分が大きい場合には、土壤中の空気率とこれが根の呼吸障害を起こす限度の関係が問題となる。表 6 - 2 - 1 は P. F. 値で表わした土壤水の分類を示す。植物が利用可能

表 6 - 2 - 1 作物の吸水利用からみた土壤水の分類

(pF 値)		(1.5 ~ 2.0)									
0 ←		1.8		3.0		3.8		4.2		→ 7.0	
		正常生育有効水分						非有効水分			
重力流去水 →		← 全 有		効 水 分 →							
		← 易効性有効水分		→ 難効性有効水分 →							
(水分恒数)		圃場容水量		生長障害 初期		水分点 しおれ点		永久		しおれ点	

な範囲の土壤水は、永久しおれ点 (P. F. 4.2) から圃場容水量 (P. F. 1.5 ~ 2.0) 間の有効水分である。PF 値がこれ以上になると植物は水分不足となり、これ以下では水分過剰となる。³⁾とくに地下埋管法の場合問題となる水分過剰の影響可能性の例として、土壤中の空気率を示標とした例を表 6 - 2 - 2 を示す。また、樹木ではアカマツが水分過剰に比較的強く、スギ、ヒノキの順に弱くなると言われる。⁵⁾

表 6 - 2 - 2 作物と空気量の関係

	空気率	作物の種類
もっとも空気を多く要求するもの	(24 %)	かんらん、菜豆
比較的に空気量を多く要求するもの	(20 %)	かぶ、コンモンベイチ きゅうり、大麦、小麦
比較的に空気量の要求が少ないもの	(15 %)	えんばく、ソルゴー
もっとも空気量の要求が少ないもの	(10 %)	イタリアンライグラス、水稻

また、地下埋管法による地下水涵養中の土壤水分の上昇状況は、砂質ローム土壤の地下約 50 cm のところに敷設された地下埋管を対象に行った地下水涵養時のシミュレーション結果によると、土壤水分は、図 6 - 2 - 1 のとおりである。この結果によれば、埋管の上方向および横方向 10 cm 程度のところの土壤水分は、P F 1.7 であり、また、埋管の上方 50 cm および横方向 1 m 程度離れたところでは、P F 1.9 である。この値は、一般の畑作物に対する適正な土壤水分に比べ、多少水分過剰状態といえるが、一般的にいう障害を起すほどではない。また、この結果からみれば、地下埋管から 1 ~ 1.5 m 程度

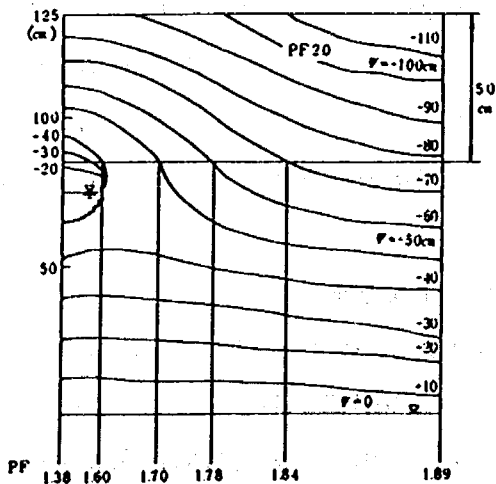


図 6 - 2 - 1 地下埋管周辺の土壤水分

までの範囲は、土壤水分過剰による植生への影響が予想されることになるが、この場合、サトイモなど好湿性の作物を栽培すれば、影響が少ない。しかし、樹木のような根が深い植生には、どのような影響がでるか今のところ予測し難い。

6-3 現地実験に伴う影響調査

6-3-1 概要

植物が生存するための環境条件は、気温、降水量、湿度、風力等の気候要因、土壤粒子の大きさや粗密、水分量、土壤養分の質や量、PH等の土壤要因、昆虫や人間の働きかけ等の動物・人間要因の他に、植物相互の競争、共存、忍耐等の干渉関係など非常に多くの要因が関係している。このため、単に地下浸透のみに伴う植物への影響をとりだすことは困難である。現地における実験は、上記の要因に支配されるとはいうものの、地下浸透を行なわない対照区を設定することによって得られた結果から、その量的差異を検討することはある程度有効と考える。

6-3-2 実験方法²⁾

荒川左岸扇状地（埼玉県深谷市）において、地下埋管法による浸透実験に併行して浸透手法及び涵養量の差異と農作物への影響との関連等を調査した。実験地で行われた涵養手法は地下埋管法によるものである。浸透方法及び作付作物の実験日程は表6-3-1のとおりである。実験区の配置図を図6-3-1に示す。又、それぞれの実験区画の浸透量を表6-3-2に示す。なお、現地浸透実験の詳細については別章にゆずることとする。

6-3-3 収量調査結果²⁾

① カンラン（S. 53.11～S. 54.4）

当初の生育調査の結果、浸透量が多い区画ほど欠株率が多かったが、生育が進んでも浸透量が多い区画の欠株が増加せず、収量調査では浸透量が多い区画ほど収量は多く、今回の浸透量はカンランには良い結果を与えた。（表6-3-3参照）別途調査でも、地下水位がある程度高いほど収量が多くなることが知られている。⁶⁾

② サトイモ（S. 54.5～S. 54.10）

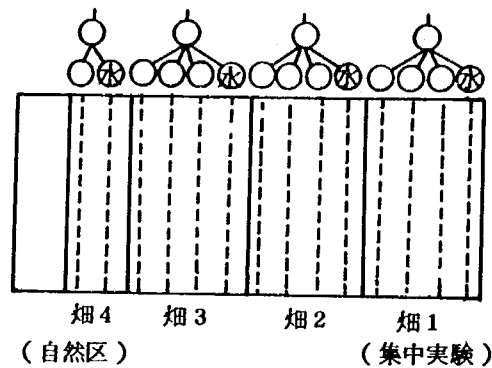
サトイモは、生育調査の段階では浸透量が多い区画ほど良好な生育状況であった。しかし、収量調査では腐敗菌の発生等により、浸透量が多い区画、特に集中実験区の収量が少なくなった。（表6-3-4参照、大芋重量比較）腐敗菌の発生原因は明らかではないが、一種の連作障害とも考えられる。一般には注水方法にもよるが、10mm/日程度の注水量（かん水）で注水なしに比較して収量増加を示す結果が得られており、⁶⁾ 今回の最大浸透量が過剰であったとも考えられる。

③ ネギ（S. 55.5～S. 55.8）

地下浸透量とネギ生育収量についての関係を表6-3-5に示す。各区画とも地下涵養地のネギ

表 6 - 3 - 1 現 地 実 験 日 程 (作 付 作 物)

作付方式	5 3 年												5 4 年												5 5 年												5 6 年		
試験方法	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月					
地下トレンチ実験	カラン 定植 → 収穫 注 水 → サトイモ 定植 → 収穫 ネギ 定植 → 収穫 (10月20日)																																						



(注) ①各区画はそれぞれ10m×10mの大きさである。
 ②⊗は水位計位置を示す。

図 6 - 3 - 1 現 地 実 験 配 置 図 (地 下 埋 管 法)

表 6 - 3 - 2 現 地 実 験 に よ る 浸 透 量

期 間	作 物	畑 1 (集中実験)	畑 2	畑 3	自然区	降 水 量 (熊谷)
53年11月3半旬 ～54年4月6半旬	カラン	7.2 (0.1)	3,883.2 (28)	1,977.8 (14)	257.1 (2)	209.0
54年5月1半旬 ～10月5半旬	サトイモ	209.2 (3)	7,120.5 (38)	13,871.4 (72)	374.5 (2)	907.6
54年10月6半旬 ～55年5月5半旬	休 閑	854.0 (4)	6,954.2 (33)	11,410.5 (45)	1,053.9 (5)	482.5
55年5月6半旬 ～8月6半旬	夏 ネ ギ	0 (0)	1,034.3 (15)	6,904.3 (65)	5.2 (0)	465.0
合 計		1,070.4	18,992.2	34,164.0	1,690.7	2,064.1

(注) 上段は累加値(㎜)
 下段は日平均値(㎜/日)

表6-3-3 収量調査結果(カンラン)

(a当り)

区画 (平均日 涵養量)	項目	全 収 量		全 球 収 量				上物歩合		上物	上物
		株数	全重	上 物		下 物		株数	球重	平均 一球重	球重 収量比
				株数	球重	株数	球重				
			kg		kg		kg	%	%	kg	%
	畑1(集中実験)	370	733.6	264	305.0	106	35.5	71	90	1.16	135
	畑2(28mm/D地)	312	641.5	278	272.2	34	11.7	89	96	0.98	120
	畑3(14mm/D地)	355	691.7	230	269.7	125	58.4	65	82	1.17	119
	畑4(自然区)	353	654.6	227	226.1	126	43.3	64	84	1.00	100
	参考(無配管地)	359	688.4	204	199.8	155	68.8	57	74	0.98	88

表6-3-4 収量調査結果(サトイモ)

(a当り)

区画 (平均日涵養量)	項目	全 芋 収 量				子・孫芋の大きさ別収量				大芋(40g以上) 重歩合	大 芋 収量比
		親芋	子芋	孫芋	子孫芋計	20g以下	20~40g	40~70g	70g以上		
		kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	%	%
	畑1(集中実験)	重量 30.2	重量 22.0	重量 83.8	重量 105.8	重量 8.5	重量 26.0	重量 34.0	重量 37.3	73	63
		個数 202	個数 310	個数 2,403	個数 2,713	個数 632	個数 902	個数 680	個数 499	57	68
	畑2(38mm/D区)	重量 72.5	重量 51.6	重量 154.4	重量 206.0	重量 9.8	重量 25.9	重量 62.8	重量 107.5	87	150
		個数 195	個数 613	個数 3,337	個数 3,950	個数 612	個数 888	個数 1,207	個数 1,243	73	141
	畑3(72mm/D区)	重量 64.1	重量 49.5	重量 131.2	重量 180.7	重量 7.4	重量 23.3	重量 57.9	重量 92.1	87	132
		個数 189	個数 482	個数 2,916	個数 3,398	個数 572	個数 774	個数 1,112	個数 940	73	118
	畑4(自然区)	重量 48.2	重量 40.5	重量 109.2	重量 149.7	重量 10.5	重量 25.7	重量 54.5	重量 59.0	82	100
		個数 189	個数 484	個数 2,973	個数 3,457	個数 836	個数 887	個数 1,025	個数 709	66	100
	参考(無配管地)	重量 63.0	重量 58.4	重量 132.0	重量 190.4	重量 8.5	重量 26.3	重量 67.2	重量 88.4	86	137
		個数 210	個数 681	個数 3,154	個数 3,835	個数 674	個数 839	個数 1,274	個数 1,048	73	134

表6-3-5 収量調査結果(ネギ)

区画 (平均日涵養量)	項目	全 長	白根の長さ	太 さ	茎数 (㎡)	全収量 (a)	収量比	生育の障害
								腐敗病(下位葉の開)
夏 ネギ (昭 55)	畑1(集中実験)	85.8	32.5	1.9	17	402.7	79.4	多(中)
	畑2(15mm/D)	90.1	32.1	2.0	16	448.6	88.5	中(少~中)
	畑3(65mm/D)	86.6	31.6	1.8	19	435.0	85.8	少(少)
	自 然 区	91.9	31.8	1.9	20	506.9	100.0	少(極少)

の生育は腐敗病の発生が多く、自然区に比べて15%の範囲内で減収したが、浸透量とネギ収量の関係については明らかでない。しかし、浸透実験区画中の注水パイプ管上と中間地点のネギ生育を比較すると、管上は腐敗病の発生が多く、草丈低く生育が劣り、中間地点のネギに比べて収量は低かった。

ネギは一般には地下水位40cm以下ならば生育収量の低下が少ないと言われている。今回の実験では腐敗株が多くみられた。これが注水によるものであるかは明らかでなく、年次を重ねて検討すべきものと思われる。なお、同地区での過去の試験では、ネギは地下水位25cmの区では無処理区に比して80%、地下水位50cmの区では88%の収量であったことが知られている。⁶⁾

6-3-4 地下浸透と土壌特性²⁾

現地実験における浸透量の多少が土壌状態にどのような変化を示すかを検討するため、実験区画ごとに三相分布(1区画について深さ15cm、30cmについてそれぞれ4点)を測定した。このうち図6-3-2はpF値の経時変化、図6-3-3は空気率の期別変化を示す。これらより、注入量の大小とpF値、空気率との明確な関係は見いだせなかった。しかし、図6-3-2によればpF値は、表層(15cm深)の方が30cm深のそれに比較して大きく、変動もはげしい。これは、15cm深では降雨等の地表条件の影響が大きいことに起因していると考えられる。また30cm深ではpF2.0以下を示すこともあり、畑作物にとって適湿～多湿であることがわかる。

一方空気率は図6-3-3に示すように、7月に畑2区で15%以下を示した。これは主として降雨の影響(当日5mm/日の降雨あり)であり、持続性のものではないと判断される。

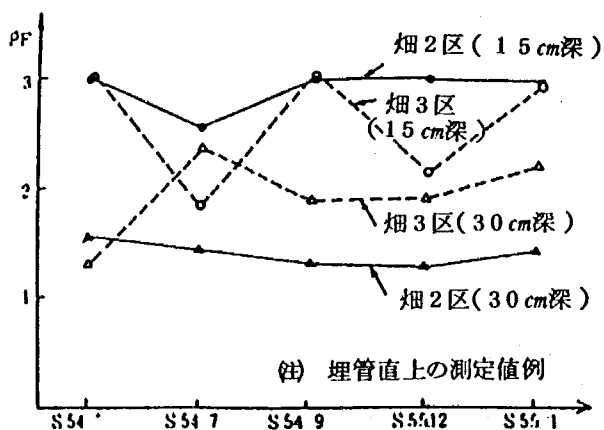


図6-3-2 pF値の期別変化

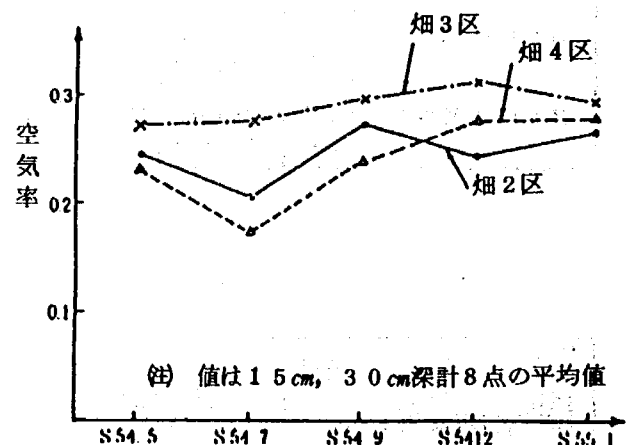


図6-3-3 空気率の期別変化

6-4 溶 脱

地下埋管を使い、畑地に涵養を行うと必然的に溶脱が起る。畑地土壌の特徴は、春から夏にかけて植物が盛んに生育している時期には窒素濃度が低く保たれるが、一方収穫後翌年の播種までは、窒素

施肥の有無にかかわらず、溶脱する硝酸が多くなることである。これは土壤有機物の無機化が冬期においても十分に進行し、しかもその窒素を吸収・利用する植物が存在しないために土壤中に集積しやすく、また溶脱しやすいためである。しかしリンなどの溶脱量はさほど多くはない。

深谷実験地においては、給水水質と浸透水水質を測定したが、施肥量が十分わからないので溶脱がどのくらい起っているか、量的にはつかめていない。ただ、多量の溶出が見られており表6-4-1に給水水質及び浸透水水質を比較したものを示す¹⁾。窒素などの溶出が多量に見られるが、これは今回ブタの尿尿を多量に散布したため、その成分が土中に著積し、浸透水とともに流れ出したものと思われる。

多量の溶脱が起ると、有機物質等が地下水に混入し、地下水汚染をひきおこす可能性があり、注意を払う必要がある。

表 6 - 4 - 1 給水と浸透水の水質

項目 \ 検体	S 5 4. 8月21日		S 5 4. 12月20日		S 5 5. 1月17日		
	給 水	浸透水	給 水	浸透水	給 水	浸透水 (第1回)	浸透水 (第2回)
PH	8.23	6.15	8.32	6.36	7.8	6.3	6.6
BOD (mg/ℓ)	1.04	0.81	1.40	0.30	0.3	0.2	0.2
COD (mg/ℓ)	1.06	2.53	1.70	1.80	1.1	0.4	0.6
NH ₄ -N (mg/ℓ)	0.293	0.260	0.07	0.01以下	0.12	0.36	0.26
NO ₂ -N (mg/ℓ)	0.00597	0.0478	0.02	0.01以下	0.024	0.009	0.011
NO ₃ -N (mg/ℓ)	16.3	1178.0	5.30	56.0	8.06	53.0	61.3
T-N (mg/ℓ)	16.8	1178.5	5.4	56.0	8.2	53.5	61.6
T-P (mg/ℓ)	0.249	0.124	0.16	0.05	0.061	0.052	0.028
ABS (mg/ℓ)	0.0536	0.0987	0.05以下	0.05以下	0.03	0.05以下	0.08
Cl ⁻ (mg/ℓ)	5.13	157.0	11.5	45.4	9.7	54.3	65.8

6-5 調査のまとめと問題点

前節で述べた実験で栽培された作物は、カンラン、サトイモ、夏ネギである。これらの収量調査結果図6-5-1に示す。これらの結果の差異は主として、腐敗病の発生、施肥、土壤、地形等の不均一によるものと考えられ、浸透量(区画)による差異は顕著にあらわれなかった。なお、腐敗病の発生は、連作障害の影響であろうが、浸透による過剰土壤水分による影響の可能性もある。

一般に地表下50cmに埋設した地下埋管法による注水が土壤に及ぼす影響は、今回の実験地である荒川左岸扇状地のような粗孔隙率の多い火山灰土壤の場合、深さ15cm~30cmまでの土層であり、それより上の作土層にはあまり影響しない。しかし、土性が粘質で、粗孔隙の小さい土壤では作土層まで水分上昇の可能性もある。また、トレンチ管周辺土壤が年次とともに目づまりして、透水係数が

区 画		作 物		カンラン(S53.11.23~S54.5.1)		サトイモ(S54.4.3~S54.11.20)		ネギ(S55.5.13~8.31)	
		平 均 涵養量	収 量 (上 物)	平 均 涵養量	収 量 (大 芋)	平 均 涵養量	収 量	平 均 涵養量	収 量
自 然 区		雨水のみ 215mm	100 200 300 (Kg/a)	雨水のみ 945mm	100 200 300 (Kg/a)	雨水のみ 449mm	100 200 300 400 500 (Kg/a)	雨水のみ 449mm	100 200 300 400 500 (Kg/a)
涵 養 区	畑 1	01mm /日 (集中実験)	100 200 300 (Kg/a)	3mm/日 (集中実験)	100 200 300 (Kg/a)	0mm/日 (集中実験)	100 200 300 400 500 (Kg/a)	0mm/日 (集中実験)	100 200 300 400 500 (Kg/a)
	畑 2	28mm /日	100 200 300 (Kg/a)	38mm/日	100 200 300 (Kg/a)	15mm/日	100 200 300 400 500 (Kg/a)	15mm/日	100 200 300 400 500 (Kg/a)
	畑 3	14mm /日	100 200 300 (Kg/a)	72mm/日	100 200 300 (Kg/a)	65mm/日	100 200 300 400 500 (Kg/a)	65mm/日	100 200 300 400 500 (Kg/a)

(注) 1) 畑1は集中実験(最大涵養量等の検討)用の圃場である。

2) 畑1~3の涵養量は1日当りの平均値である。また、雨水分は含まない。

図6-5-1 地下埋管法現地実験収量結果

減少するような場合には、表層土への影響も考えられる。以上より、埋管の深さは、普通作物では50cmで十分と考えられるが、根菜類のダイコン・ゴボウ・やさい類以外の植木、桑、果樹等では70~80cmは必要であろう。

その他、次のような営農上の問題点が考えられる。

- ① 上部土層から塩基が漸次溶脱し、下層に集積が起り、土壌成分のアンバランスが起こる可能性がある。
- ② 地下浸透と同時に畑地かんがい効果を期待する場合、作物の水分消費量に比し、過大の用水が注水されることになる。このような条件下では、作物が急激に干ばつに遭遇した場合は、無かんがいよりも干ばつ害をうけやすくなる。
- ③ 果菜や果樹では、かん水により糖度を減少するなど品質面での負の効果がある。
- ④ 各期のかん水は、風蝕防止効果が高いが、凍結時は危険である。

第6章 参考文献

- 1) 建設省：地下水涵養技術の開発，1981
- 2) 埼玉県農業試験場：地下水涵養の影響調査報告書，1981
- 3) 土壌物理性測定法委員会編：土壌物理測定法，養賢堂，1972

- 4) 農林省 : 第3回畑地現地検討会資料, 1966
- 5) 四手井綱英 : 森林保護学, 朝倉書店, 1979
- 6) 埼玉県農業試験場 : 地下水涵養の影響調査報告書, 1980
- 7) 建設省 : 地下水涵養技術の開発, 1980
- 8) 建設省 : 地下水涵養技術の開発概要報告書, 1981

第7章 地下埋管による雨水の浸透

7-1 雨水浸透の必要性

流域の都市化が雨水の流出を増大させていることはよく知られている。屋根やアスファルト等によって地表面が被覆されると、雨水の地中への浸透が減少し、表面流出量が増大する。このため河川の洪水流量が増大し治水面で大きな負担となっている。

一方、この現象を別の視点から眺めてみれば、雨水の地下浸透の減少は地下水涵養量の減少をもたらす。このために地下水位が低下したり、平常時の河川の流量が減少し、水質や景観の悪化等アメニティの低下につながっている。更に、雨水浸透の減少に伴う土壌の乾燥が土壌のアルカリ化を招き、これが植物等の生態系へ悪影響を及ぼしている例もあるようである。

こうした開発に伴う表面流出の増大をいくらかでも小さくして、総合的に水文環境を保全する手段として考え出されたのが雨水の地下浸透処理である。雨水の地下浸透処理技術としては古くから行われている浸透枿や浸透池があり、近年は透水性舗装が登場している。前節までに説明した地下埋管法は、もともとは地下水涵養を目的として研究された技術であるが、浸透能力が大きいこと、構造が簡単で安価であること、庭や棟間の地下を利用できる等の特徴を有しており、雨水の地下浸透の目的にも適用が可能な技術である。

土地の表面は、通常植生や小動物の存在によって空隙の多い状態に保たれているため、雨水の浸透が容易である。これに対して造成された土地の如く表面を固められた土地は、空隙が少なく雨水が浸透しにくい。しかし、土層の内部の状態は、造成によってもそう変っていないから、一旦表面から浸透した水が鉛直方向に移動していく速度は、造成前の状態がそのまま維持されていることが多いと思われる。地下埋管によって雨水は浸透能力の減少している地表附近をバイパスして直接地中に移動することが出来る。

井戸による雨水浸透もこれと同じ原理によるが、地中における供給地点が点的であるため、よほど透水性のよい地層でない限り地中における雨水の拡散の面で能力が限定されよう。地下埋管による供給は線的であるから、それほど透水性の大きくない地層でも雨水の地中への拡散を行える可能性がある。

7-2 地下埋管法による雨水浸透

地下埋管によって雨水を浸透させることが原理的に可能であるとしても、事業として雨水を地下処理することを現実に行なおうとする場合には、なお解決すべき課題がいくつかある。それらの課題の中には、法律や制度にかかわるものもあるが、技術的分野において主要なものを挙げれば次のような課題が考えられる。

- (1) 現地では場所によって地質・土壌が多様に変化するが、これに応じて必要な施設規模をどのようにして定めればよいか。

(2) 時間の経過とともに目づまりの発生が予想されるが、目づまりによる浸透機能の低下にどう対処するか。

(3) 雨水の浸透が必要となる降雨時には、土壌が湿潤状態にあるが、このとき土壌の浸透機能は晴天時のそれに比べてどの程度となっているか。

(4) 地下水位が高い場所においては土壌の浸透能力は減少しないか。

(5) 雨水浸透を実施することによって浸透施設附近の植生や建物等に悪い影響を与える可能性はないか。

上記以外にも事業を実施しようとするケースによって問題は生じるであろうが、比較的大きい頻度で問題になる上記の課題については、その影響の程度と対策について大よその見通しをつけておくことが必要であろう。

上記の課題(1)については事業計画を策定する上で最も重要な要素であるが、これには課題(2)、(3)、(4)、(5)についての配慮も必要とするのでこれらの課題について考察を進めた後に改めて検討することとしたい。

課題(2)については第5章において主として定性的な考察を行ったが、現実には事業計画を策定する上では目づまりによる浸透能力の減少を定量的に見積ることが必要になる。本章の第3節では目づまりによる浸透能力の減少に関する実験について述べる。

課題(3)については雨水浸透に特有の問題であって、雨水を地下埋管によって浸透させようとする時には必ずと言って良い位、土壌は雨によって湿潤の状態にあるはずである。従って土壌が湿潤な状態にあるときの地下埋管の浸透能力の変化は重要な問題である。この課題は第4章で検討したシミュレーションによって見通しを得ることとし本章第4節で検討する。

課題(4)の地下水位が高い場合の影響については第3章での検討が大よその見通しを与えている。即ち図3-5-1に見られるように地下水位が地表面から1 m以上の距離にあるときは、地下埋管の浸透能力は地下水位の影響を殆んど受けないことがこのケースの場合には明らかである。地下水位が1 mより浅い場合には、地下埋管の設置高さを高くすることによって地下水位の影響を受けないようにすることが出来る。なお、地下水位が地表より50 cm程度より浅い場合には地表附近の土壌水分が大きくなり、植物などが湿害を受けやすくなるとされている。この場合には地下埋管による雨水浸透については慎重な検討が必要になるであろう。しかし地下水位がこのように浅い位置にあるときは宅地としての土地利用を行うにあたっては50 cm程度以上の盛土が行なわれるのが通例であって、その場合には地下水位の位置は地表から1 m程度離れることになり、地下水位の影響はそれほど大きくなることが予想されるのである。

課題(5)については第6章の検討が参考になる。これによると地下埋管の直上方の土壌でも pF 1.9程度、横方向に50 cm離れた地表面では $P F$ 2.0程度であって一般的に植物にとっても障害を起すほどの水分量ではない。

雨水浸透が行なわれるのは降雨時だけであって、その量も年間の降雨量の範囲内である。

第6章で説明した現地実験は日平均浸透量50mm/日を数ヶ月連続して浸透させているケースがあるが、その場合にも地上栽培植物に顕著な害が見られないことを考えると、雨水浸透によって過湿の障害が出ることは予想しにくい。もちろん地下水位が地表近くに存在する場合や、もともと土地が低湿である場合には慎重な検討が必要であるが、一般的には過湿の障害の可能性は小さいと思われる。

7-3 目づまりの対策

目づまりについての対策としては流入水の水質をコントロールして目づまりを発生させないという方法も考えられるが、一般に雨水に含まれる汚濁物質の量は例えば表7-3-1のように微量である

表7-3-1 住宅団地における流出水質予測

水質項目	工種別年間総流出負荷量				流出水質予測値(度またはmg/l)	実測値(またはmg/l)
	道路	芝地	屋根	計		
	1,902Kg	1,174Kg	2,146Kg	5,222Kg	74.8	5.8~18

年間雨水流出量69,800m³

(住都公団降雨水の団地内処理システムに関する開発研究報告書より)

ので、これを前処理によって除去することは経済的とは言えない。むしろ或る程度の目づまりの発生を予想して、これに伴う浸透量の減少を計画の中で見込んでおくことが実際的と考えられる。目づまりの原因として雨水浸透の場合に、最も重要な役割を果すSSを対象として屋外実験を実施した。

地下埋管は図7-3-1のようにほぼ実物大の大きさのものを使用し、埋管の周辺は50cm×50cmを礫で置換えた。

地下埋管としては表7-3-2のような5種類のタイプを使用して比較することとした。

地下埋管を設置した土壌は図7-3-2のような粒度分布を有する灰褐色の砂礫である。

流入水のSSとしては74ミクロンを70%~90%以上を通過する粘土及びシルトを混入させることとした。(図7-3-3)

表7-3-2 実験に用いた管の種類

(mm)

番号	呼 び 名	φ×t×ℓ
1	透水コンクリート管(A)	200×40×1,000
2	" (B)	"
3	陶 管	200×23× 660
4	透水コンクリート管	200×40×1,000
5	有孔塩ビ管	200×70×1,000

φ ; 直 径
t ; 厚 さ
ℓ ; 長 さ

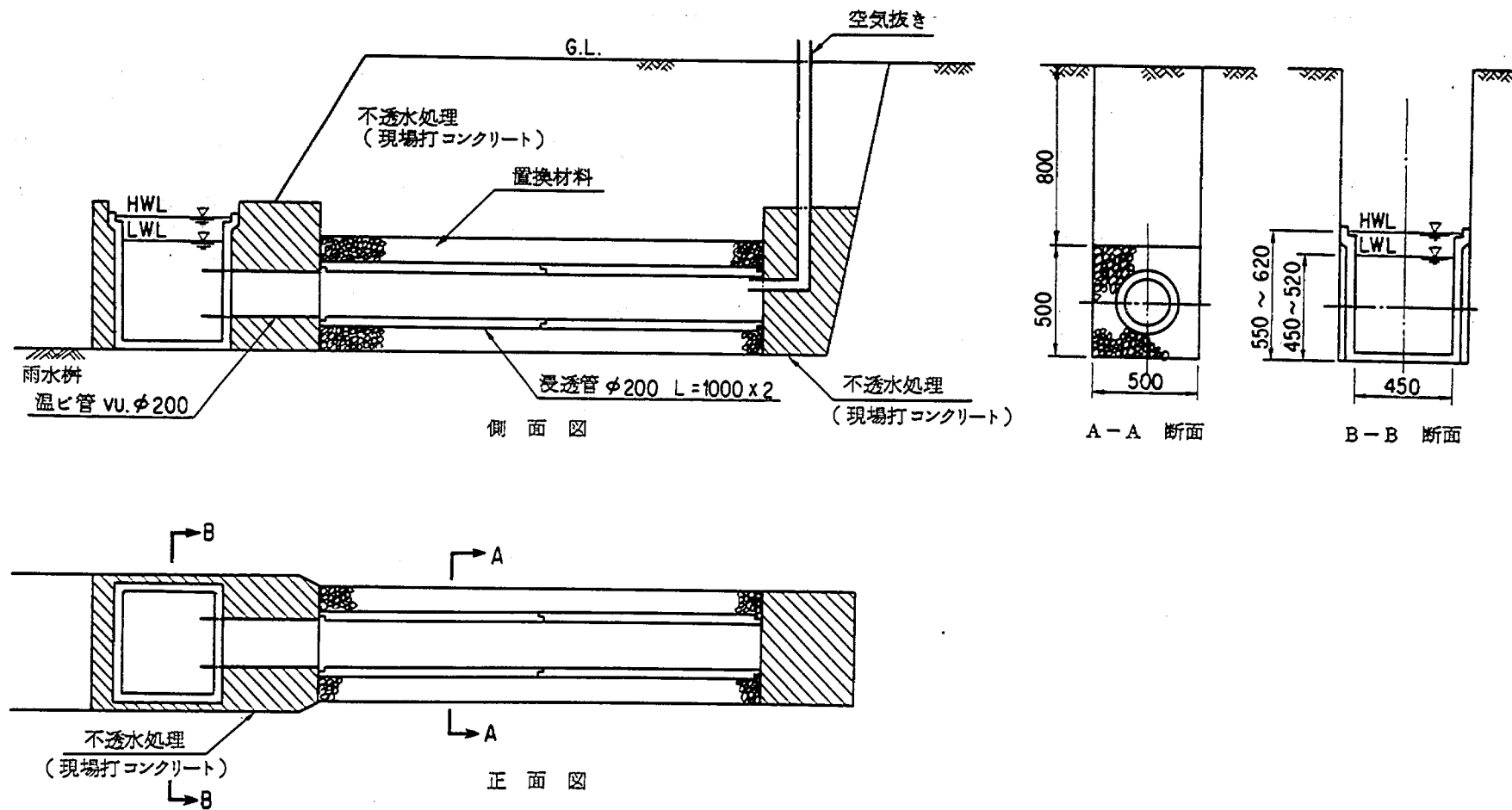


図 7 - 3 - 1 浸透管敷設断面図

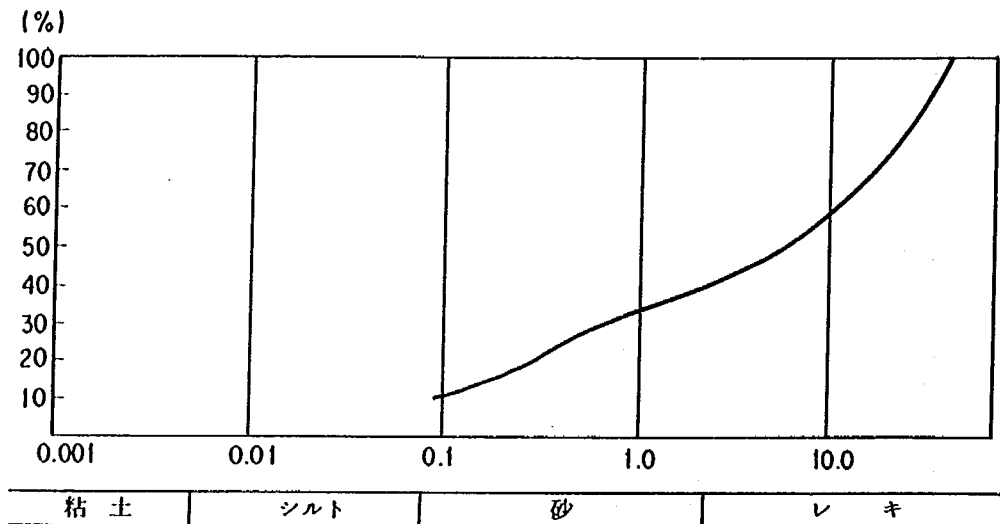


図 7-3-2 試験個所の地盤の粒度分布

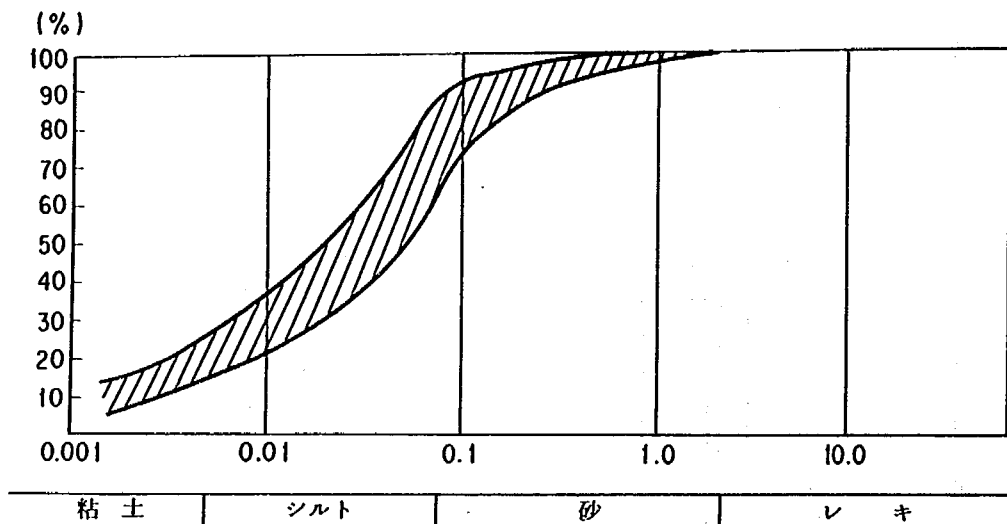


図 7-3-3 注入 SS 分粒度分布

第 6 章で説明した如く、浸透量は SS の累加量に対して指数関数的に減少することが予想されるので、その速度を捉えることに重点をおき、通常予想される SS 濃度よりは大きい 4,000 ppm 程度の負荷を与える促進実験を行った。

図 7-3-4 は注入に伴う浸透量の減少の一例を示す。

図 7-3-5 は注入した SS 累加量による浸透量の減衰を表わしたものである。これを見ると今回試験を行った 5 種類の中では № 1 の透水コンクリート管 A と № 4 の浸透用透水コンクリート管が目づまりの進行が比較的小さくなっているが、全体的に指数関数的に浸透量が減衰することは予期した通りであった。

図 7-5 において注入した SS 累加量を x (kg/m), 相対浸透量を y とすると

$$y = e^{-0.015x}$$

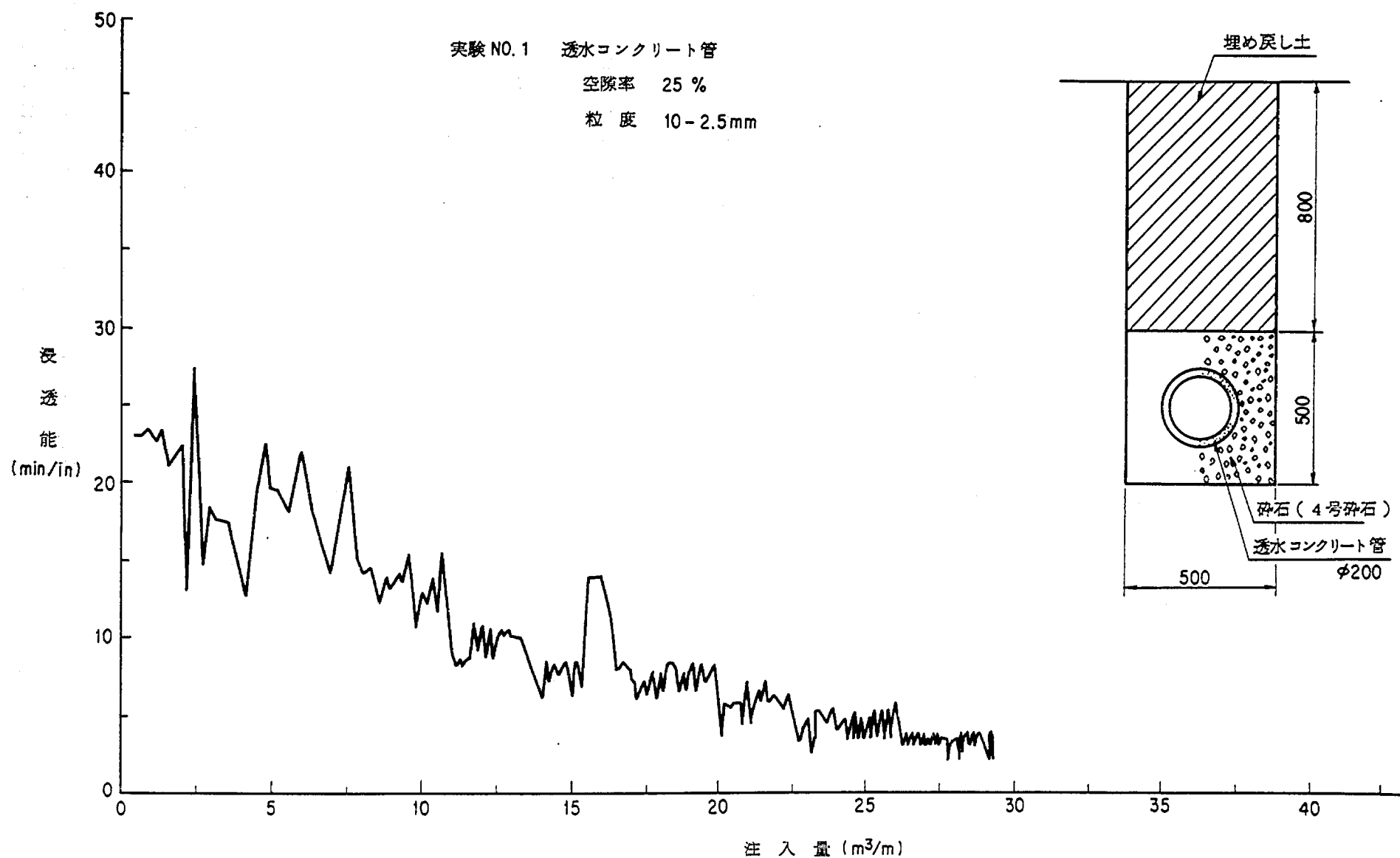


図 7-3-4 注水量-浸透能曲線

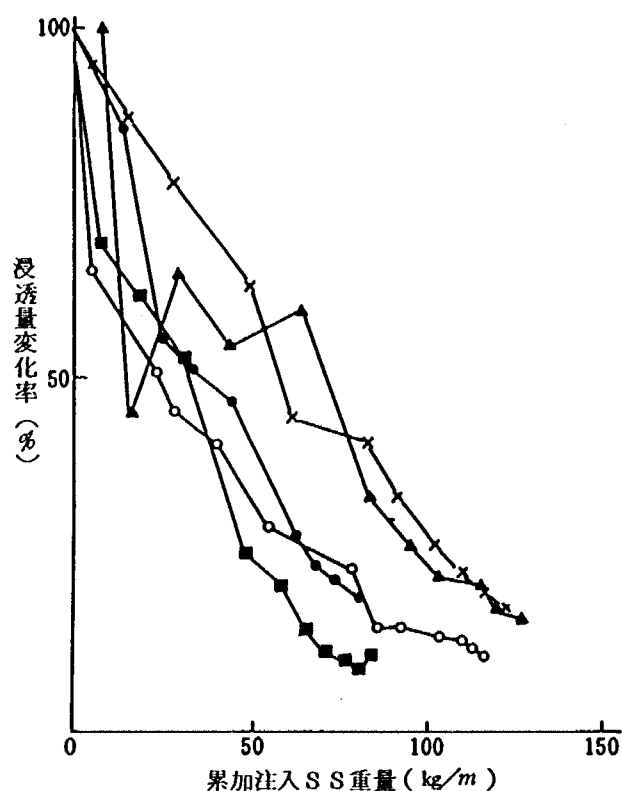


図 7-3-5 濁水注入による浸透量の変化

[・ ・ ▲ ■ × は実験に用いた 5 種類の管に対応する]

が得られた。

これによると注入 SS 累加量が 50 kg/m に達すると浸透量は当初の $1/2$ となり、また 100 kg/m に達すると約 $1/5$ になると言えそうである。

さて、以上の結論は一般的に適用できるかどうか必ずしも明らかではないが、とりあえずこの結果を使用して計画上どの程度の浸透量の減少を見込めばよいかについて考えてみよう。

目づまりによる浸透能力の低下は、供用期間、浸透施設の設置密度、流入水の水質によって変化するが、地下埋管 1 m あたりの SS 累加量は次のように表わされる。

$$X = S_0 \frac{A_f}{L} \cdot R_0 \cdot T \quad \dots\dots\dots (7-1)$$

ここに X ; SS 累加量 (kg/m)

S_0 ; 流入水の SS 濃度 (kg/m³)

A_f/L ; 浸透施設密度 (m²/m) = 1 m の地下埋管が担当する集水面積

R_0 ; 年間総降雨量 (m/year)

T ; 供用年数 (year)

表 7-3-1 に示した場合では流入水の平均 SS 濃度は 74.8 g/m³ であるのでこれをもとにして供用年数を考慮した目づまりによる浸透量の変化率を試算すると表 7-3-3 のようになる。

これを見ると設置密度 $10 \text{ m}^2/\text{m}$ の場合で30年後に約4割の機能低下が予想されることになる。

表7-3-1には汚濁量を工種毎に示して、その総量を目づまりの対象汚濁負荷としているが、屋根排水のみを雨水浸透の対象とするときは汚濁負荷が小さくなるので、目づまりによる浸透能力の低下は表7-3-3の値より小さくてすむことになる。

表7-3-3 目づまりによる浸透能力の低下(当初=1.0)

設置 密度 m^2/m \ T (年)	1	3	5	10	30	50
5	0.99	0.97	0.95	0.91	0.77	0.65
10	0.98	0.95	0.91	0.84	0.60	0.43
15	0.97	0.92	0.88	0.77	0.46	0.28
20	0.96	0.90	0.84	0.71	0.36	0.18

S_0 ; 表4-6により $0.0748 \text{ Kg}/\text{m}^2$

R_0 ; $1.5 \text{ m}/\text{年}$ (東京地区の年間平均総雨量)

7-4 埋管からの浸透に及ぼす降雨の影響

不飽和帯における浸透は、毛管力と重力に起因する現象である。重力は降雨によって変化することはないから、降雨の影響を論ずる場合は、降雨による毛管力の変化について考えることになる。降雨による毛管力は埋管まわりの土壌での水分量の相対的な差に基づくものであるから、降雨によってまわりの土壌の水分量が増加すれば、埋管からの浸透水に働く毛管力は小さくなる。従って降雨時には地下埋管からの浸透量は減少することが考えられる。さて、第2章で述べたように、毛管力は飽和浸透幅を広げるような作用を有するから、降雨によって毛管力の作用が小さくなれば浸透幅が減少し、重力のみが作用する流動に近くなるわけである。

図7-4-1はBタイプの地下埋管における、降雨の浸透量に対する影響を示したものである。計算条件は、第3章で用いたものと同じで、降雨強度が $5 \text{ mm}/\text{hr}$ の場合と無降雨の場合が比較してある。降雨 $5 \text{ mm}/\text{hr}$ によって日浸透量で約 $50 \text{ mm}/\text{日}$ 、時間あたりで約 $2 \text{ mm}/\text{hr}$ の浸透量の減少が見られる。これは降雨が定常的に連続している場合を想定しているが、その場合で降雨量に基く浸透量の約40%に相当する量が地下埋管からの浸透量の減少となることがわかる。

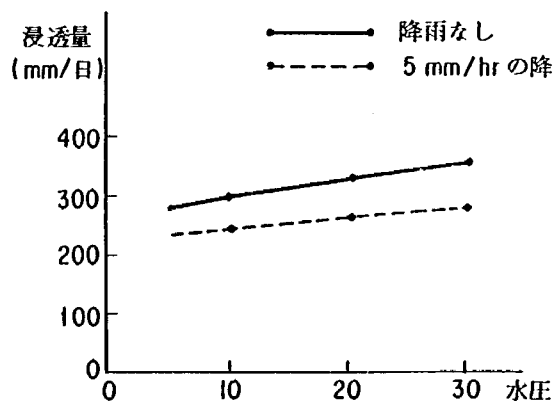


図7-4-1 Bタイプの場合の降雨の影響

図7-4-2はCタイプの地下埋管に対する降雨の

影響を示したものである。この場合には降雨 5 mm/hr によって時間あたり約 3 mm/hr の浸透量の減少が見られる。これは降雨量に基く浸透量の約 60% に相当する量が地下埋管からの浸透量の減少となっていることになる。

地下埋管からの浸透量は土壌によって異なるが第4章で説明したBタイプ、Cタイプの例では $1,000\sim 1,500\text{ mm/日}$ 、時間あたり $40\sim 60\text{ mm/日}$ となっている。降雨強度が小さいときは地下埋管の浸透量に与える影響はそれほど大きくないが、計画対象降雨の強度が大きいときはその影響が無視できないものになる。

ただし上述の検討は定常的に降雨が継続している場合を想定しているが、実際には降雨初期では雨水の土壌への浸透は時間がかかるのに対し、屋根等からの流出水が地下埋管に達するのは時間がかからないので、地下埋管からの浸透は周辺の土壌が湿潤状態になる前に行なわれる可能性が強いという事情があり、降雨による地下埋管からの浸透量の減少が上記の検討より小さくなる可能性もある。これは雨水の地中処理を適用しようとする現地土壌の透水性によって効果が左右される。

以上の考察から地下埋管からの浸透に及ぼす降雨の影響に関して次のような取扱いべきであると考ええる。

降雨による地下埋管からの浸透量の減少は対象とする計画降雨の大きさや降雨波形、及び現地土壌の透水性、設置する地下埋管の深さ等の要因が関係するものと考えられ、場合によっては大きな影響があるものと考えられる。

その影響の大きさの評価は上述のような要因が具体的に示されれば、本節で実施したようなシミュレーションによって定量的に予測することが可能である。もちろん現地土壌がシミュレーションによっては説明されない複雑な性質を有していることは第4章で説明した通りであって最終的には現地実験や試行において知見の蓄積をはかることが必要と思われる。

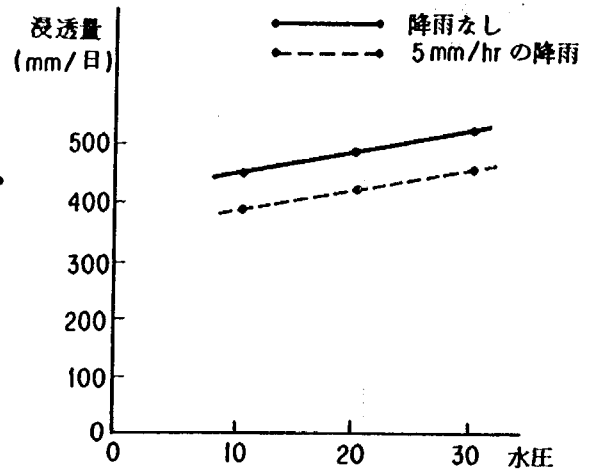


図 7-4-2 Cタイプの場合の降雨の影響

7-5 地下埋管法による雨水の単位設計浸透量

本節では、地下埋管によってどれ位の雨水浸透が可能になるかを検討する。図7-5-1は地下埋管によって、最大、どれ位の浸透が可能かを調べた実験結果である。この実験では埋管の浸透量に応じて必要なだけの水を供給し、供給量を24時間測定したものである。浸透量は実験開始3時間で一定に達し、以後ほとんど変化が見られない。一定になった後の浸透量は埋管1本、1mあたり $0.150\text{ m}^3/\text{m, hr}$ となっている。この埋管は 2.5 m 間隔に設置しているので単位面積あたりの浸透量は、 $60\text{ mm/hr} = 1,400\text{ mm/day}$ に相当する。実際の降雨は、一般に降雨強度が時間的に変化する。そこで次に、給水量を時間的に変化させて後方集中的な降雨波形に対応するように給水量をコントロールして

実験を行った。

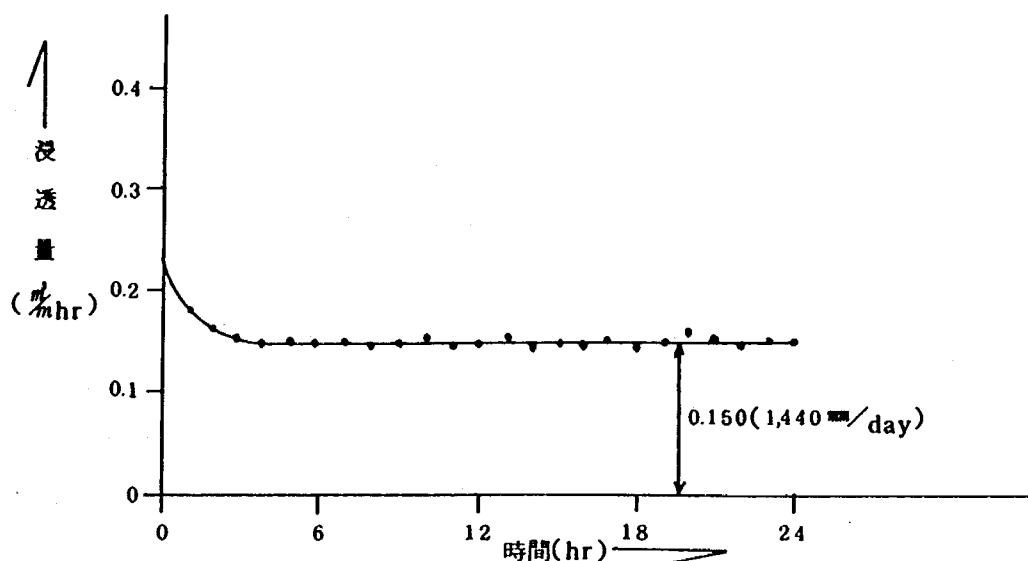


図 7-5-1 Cタイプ地下埋管からの浸透量

図 7-5-2 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。

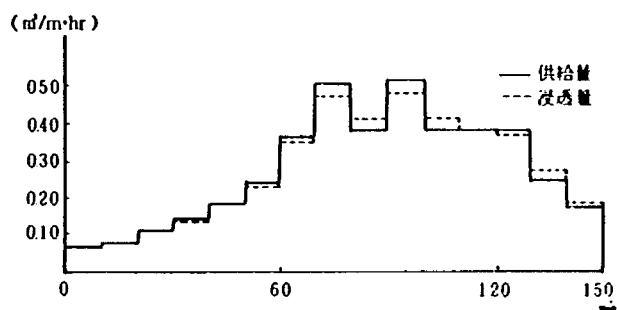


図 7-5-2 Cタイプ地下埋管への給水量と浸透量
(後方集中的な給水パターン
の場合の浸透量)

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。4-2-4でも述べたように、埋管内の水圧をあげることによって、浸透量は直線的に増加することが観測されており、この点からも配水槽との組み合わせは効果的であると言える。

次に地下埋管を利用して雨水を処理する場合に必要な地下埋管の長さについて考えてみよう。地下埋管を通して浸透できる水量は、ほぼ埋管の延長に比例する。一方、地下埋管に供給される水量は集水面積に比例する。そこで処理可能な降雨強度、又は総降雨量は集水面積あたりの埋管長さによって定められることになる。

地下埋管 1 m あたりの浸透量は、設置された土地の条件によって変化すると思われるが、ここでは埋管 1 m あたり $0.1 \text{ m}^3/\text{m}/\text{hr}$ を仮定しよう。いまこの管を 5 m 間隔に設置したとすると、浸透速度は $0.1 \text{ m}^3/\text{m}/\text{hr} \div 5 \text{ m} = 20 \text{ mm}/\text{hr}$ となる。これは 5 時間では 100 mm に相当するので、かなり大きな損失量である。この他に、地下埋管周辺の空隙として 0.1 m^3 程度が見込めるが、これは 20 mm 程度に相当し、降雨の時変動を調節する機能を果たすであろう。

地下埋管を、5 mおきに配管するという事は、例えば、200 m²の個人住宅用の敷地では、延長40 mの地下埋管が必要であることを意味する。敷地の周囲に付設するだけでも、この程度の延長は確保できる。

次に棟間貯留等の雨水貯留のための施設に地下埋管を併設することも考えられる。これによって必要な棟間貯留の敷地面積を減少させたり、浸水の頻度を小さくすることが期待できる。なお地質的に浸透の小さい所では必要な埋管の延長が大きくなる。しかし、その問題は地下埋管の付設間隔を小さくすることで解決できる。

以上のように雨水浸透によって洪水流出を抑制しようとする場合、具体的にはいろいろな方法が考えられ、更に雨水浸透を単独に実施するばかりでなく雨水貯留など他の方法と組合せて実施することも考えられる。どのような方法で雨水浸透を実施するかは現場毎の条件、例えばどの程度の流出抑制が必要になるか、雨水貯留が可能であるか、等々の条件に応じて判断されるべき事と思われる。しかし地下埋管1 mあたりでどれだけの浸透量が期待できるかを予測することは、どのような方法を採用する場合でも常に必要となる要因と思われるので次に単位設計浸透量について考えてみよう。

単位設計浸透量は次のように定式化できる。

$$f_c = CY(1 - D - E)I_r \quad \dots\dots\dots (7-2)$$

ここに f_c : 単位設計浸透量 (ℓ/m)

C : 安全率

D : 降雨による影響

Y : 供用期間中の目づまりによる影響

E : 地下水の影響

I_r : 現場注入試験による終期浸透量 (ℓ/m)

単位設計浸透量を決定する最も大きな要因は浸透を実施しようとする現地土壌の特性と浸透施設の規模・諸元である。

現地土壌の浸透に関する特性は場所毎に大きく変化する上、第4章で検討した如く室内の土質試験だけでは把握できない現状である。

一方浸透施設の諸元についても、どのようなものが最も効率的であるかは現状では決定できず、今後の研究や試行による調査にまつべき要素が多い。このため現状では、現地において実施しようとする浸透施設を、管の延長だけを短くして設置してその浸透量を直接測定する必要があると考えた。浸透量は時間的に変化するので、浸透量がほぼ一定となる終期浸透量を採用することが望まれる。

目づまりによる浸透機能の低下に関しては7-3節で検討した方法で想定する供用期間に応じた機能低下を見込む。

地下水の影響については現状では定量的に把握できないが、7-2節で述べたように地下水位が地表から1 m以上あるときはその影響が小さい。もし地下水位が高い場所で浸透を実施することがどうしても必要な場合には、現地において地下水位の影響を把握する調査を実施して浸透機能低下の予測

をたて、これを(7-5-1)式のEにおいて折込む必要がある。

降雨による影響については7-4節での考察のように、具体的な計画毎に検討する必要があるが、ここでは概略のDの値を求める方法を考えてみる。

いま図7-5-3のように集水面積を A_1 、雨水浸透に利用する土地の浸透面積を A_2 とし両者の比の値をSとする。

$$\frac{A_2}{A_1} = S \quad \dots\dots\dots (7-3)$$

A_1 : 集水面積

A_2 : 浸透面積

S : 集水面積の浸透面積に対する比

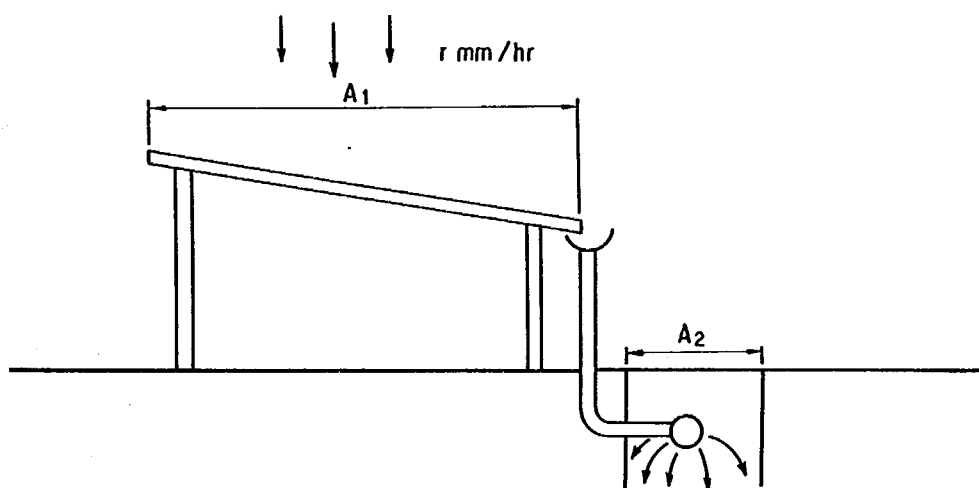


図 7 - 5 - 3

次に雨水の浸透計画において対象となる計画降雨の強度を r 、雨水を浸透させる土壤に期待する浸透速度を i とすると、質量保存の関係から次式が得られる。

$$\frac{r}{i} = \frac{A_2}{A_1} = S \quad \dots\dots\dots (7-4)$$

次に降雨時における降雨に伴う土壤の浸透能力の減少を Δi とすると次のように表わすことができる。

$$\Delta i = C_r \quad \dots\dots\dots (7-5)$$

Δi : 降雨による土壤の浸透能力の減少

C : 降雨による土壤の浸透能力の減少の降雨強度に対する割合

式(7-4)、式(7-5)の関係より式(7-2)における降雨に関する影響因子Dは、次のように表わされることになる。

$$D = \frac{A_2}{A_1} = \frac{C \cdot S}{1} = C \cdot S \quad \dots\dots\dots (7-6)$$

ここで試みに後述する昭島市における適用例の場合についてDの値を求めてみよう。

昭島市の場合、屋根面積100㎡あたり、10mの割合で地下埋管が敷設されている。いま浸透に利用される土壌面積を地下埋管の両側でそれぞれ0.5mと仮定すると、屋根面積 A_1 、100㎡に対して浸透面積 A_2 は10㎡となる。

$$S = \frac{A_2}{A_1} = 0.1$$

Cの値は前節のシミュレーション結果では0.4～0.6となっているが、物理的に最も大きくても1を越えることはない。そこで安全のためCの値を1と仮定すると次のようになる。

$$D = C \cdot S = 1 \times 0.1 = 0.1$$

昭島市の計画ではDの値は0.1が採用されている。

以上のように浸透量に影響あると予想される要因を定量的に評価してみたが、この他にも予想外の影響があるかも知れないので、事業の実施数が小さい段階では安全率によって安全を確保することが必要と思われる。

安全率をいくらに決めるかは、浸透量の予測の誤差によって生じる社会的な影響等を考えて事業実施者が決定すべきものである。すなわち、設置後の施設の浸透機能が予測より小さい場合には、降雨水が浸透しきれないで一部あふれるという現象が計画より小さい降雨で生ずることになるが、このことが被害を発生させたり、住民の反感を招く等、社会的に大きな影響を持つ場合には、多少の経済性は犠牲にしても安全の余裕を見込んでおく必要がある。ちなみに、次節で述べる住宅団地の例では、安全率Cは0.8として2割の余裕を見込んでいる。

7-6 住宅団地における雨水浸透処理施設の効果

住宅都市整備公団昭島つつじが丘ハイツは、国鉄青梅線に接し、中神・昭島両駅の中間に位置する敷地面積約27haの平坦な団地である。地質的には表層約10cmが黒ぼくであり、その下2～3mが立川ローム層、それ以下が玉石混りの砂礫層となっている。地下水位は地表から約10mのところにある。又、ローム層の透水係数は 1.7×10^{-5} cm/Sである。

昭和56年3月、本団地の敷地面積の約7%にあたる1.7haの部分について地下浸透処理施設の試行建設を行った。試行は、同公団が設けた降雨水の団地内処理検討委員会の指導のもとに行われた。試行部分においては、屋根に降った雨水はといを通じて浸透枳に入り、ここをオーバーフローしたものが浸透地下埋管に導かれる。駐車場部分は浸透性舗装が施されており、中央のショッピングセンター部分ではU字溝の底部が浸透可能な構造となっている。

以下、試行建設に先立って行われた現地実験及び、実際に設置された各種浸透施設の雨水処理効果の把握に主眼をおいて稿を進めることにしよう。

7-6-1 現地実験による浸透能力の調査

単体としての浸透施設の性能や効果については、団地内の現場事務所脇に設置した実験施設によって得られたデータをもとにして検討した。

検討項目としては、

- ① 晴天時（注入試験時）と降雨時における浸透性能の比較
- ② 長期間の使用による浸透性能の変化状況の把握
- ③ 雨水処理効果の把握

があげられる。

地下埋管2タイプ、及び浸透枡2タイプについて注入試験を行った結果、浸透枡の浸透能として 3.0 l/min 、地下埋管からの浸透能として $0.3 \text{ l/min} \cdot \text{m}$ という概略の値が得られた。これは、集中面積 10 m^2 あたり浸透枡1個、あるいは集水面積 100 m^2 あたり 10 m の埋管を設置した場合、 18 mm/hr の強度の降雨を、継続して全量浸透できる量である。

地下埋管については、更に昭和55年6月1日から11月30日までの約6か月間にわたって屋根排水を導き継続観測を行った。観測期間中、降雨日数は70日を数えたが、このうち対象降雨として10例を選び解析を行った。浸透量は、埋管への流入量から越流量を差し引くことによって得られる。この結果によれば、6か月間に、浸透能の減少は認められなかった。又、降雨の有無は、浸透能にあまり影響を及ぼしていないようであった。トレンチ内水位のピーク値と、そのときの浸透能について整理したところ、データは若干ばらついているものの、水位の増加に伴う浸透能の増加傾向がはっきりあらわれていることがわかった。

さて、こうした単体の浸透施設を組み合わせ設置した場合の雨水処理効果を調査した結果について、節を改めて述べることにしよう。

7-6-2 雨水浸透施設による流出率の低減

団地内の観測対象区域は、大きく4つのブロックに分けられる。図7-6-1にその概念を示すが、ブロックⅠ、Ⅱは、雨水の浸透処理施設を設置した部分、ブロックⅢ、Ⅳは従来型の雨水排水施設を有する部分であって、各々の面積及びその工種別内訳は表7-6-1に示すとおりである。

流量については図7-6-1に示す3つのポイント①、②、③において排水管内に越流堰を設け、その越流水深を接触式水位計を用いて計測し、事前に求めたH-Qカーブより流量に換算するという方法をとった。ここで、水が管内を移動（①→②、②→③）するのに要する時間が数分のオーダーであることから、オーダーであることから、データ整理の単位時間30分に比して無視しうるものと考えれば、流量連続の関係より、各測定ポイントでの越流量の差が同時刻における各ブロックからの流出量をあらわしていると考えることができる。ただし、ブロックⅡからの流出は0であった。

雨量については、建物の屋上と遊水池脇の部分との2か所に転倒ます型雨量計を設置した。これは、当初、場所による雨量のばらつきを考慮に入れたためだが、実測の結果両者にはほとんど差がなかつ

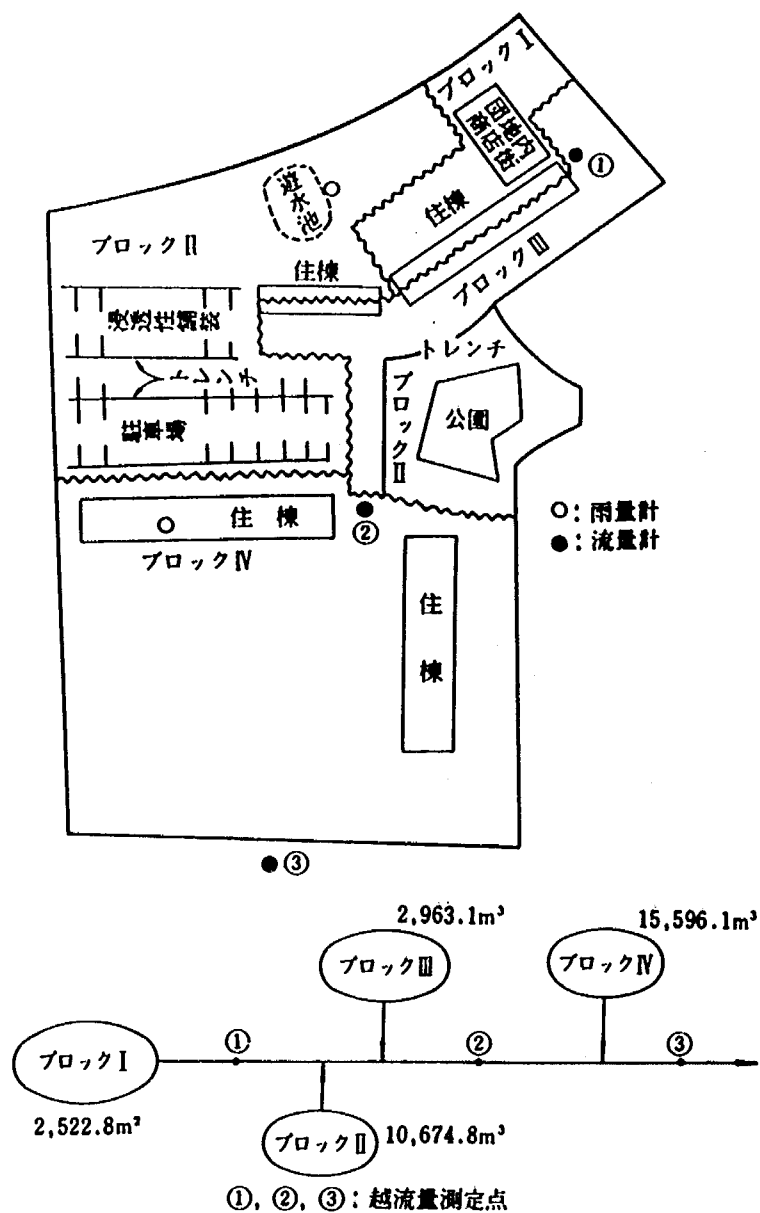


図 7 - 6 - 1 観測対象区域概念図

表 7 - 6 - 1 ブロック別集水面積

		(単位 m^2)			
工 種		ブロック 1	ブロック 2	ブロック 3	ブロック 4
建 物		1635.0	803.8	749.2	2711.9
ア ス コ ン		0.0	368.7	1145.9	4151.6
透水性アスコン		0.0	2404.5	0.0	0.0
コンクリートタイル		401.4	1462.5	371.9	1266.9
平 板		38.0	1173.9	393.0	1159.0
緑 地		448.4	4352.6	303.1	5978.5
広 場		0.0	32.2	0.0	328.2
砂 場		0.0	76.7	0.0	0.0
計		2522.8	10674.8	2963.1	15596.1

た。

さて、昭和56年6月16日に観測を開始して以来、現在までに得られている日雨量20mm以上の降雨としては(7/2~3, 7/22, 7/30~31, 8/22~23, 9/19~20, 10/1~2, 10/8~9, 10/22~23, 11/2~3)の、全部で9つの記録がある。このときの各ブロックからの流出データを整理したのが図7-6-6, 表7-6-2である。ここでは、前述の仮定のもとで求めたブロックごとの流出量を各ブロックの面積で除した値、すなわち流出高(単位mm)と降雨量(単位mm)を対比した形で示している。ここで両者のトータルの比は、降雨のうちいくらが1次的に流出するかを示す比率、すなわち流出率をあらわしている。ただし、降雨のない場合でも常時流れている流量、すなわち基底流量は0であるとみなせるため、計測された流出量すべてが対応する降雨に起因するものであると考えている。

これを見ると、降雨ごとにばらつきはあるものの、ブロックⅠ, Ⅱでの流出率が0.01~0.05であるのに対し、浸透型施設を設置しなかったブロックⅢ, Ⅳでは0.39~0.54と大きな差があらわれていることがわかる。ちなみに、図7-6-3は7月2~3日の降雨時のデータをもとにして、浸透工

表7-6-2 各ブロックからの流出データ

降雨No	日 時	降 雨		浸透工法実施地区			従来型排水地区		
		雨量(mm)	継続時間	ブロック	流 出 率	流 出 率	ブロック	流 出 率	流 出 率
No 1	7/2~3	39.8	21 ^(4a)	①	0.05	0.009	③	0.44	0.42
				②	0.0		④	0.42	
No 2	7/22	22.8	3	①	0.06	0.012	③	0.53	0.55
				②	0.0		④	0.54	
No 3	7/30~31	57.0	21	①	0.24	0.048	③	0.48	0.41
				②	0.0		④	0.43	
No 4	8/22~23	87.5	30	①	0.13	0.026	③	0.57	0.37
				②	0.0		④	0.36	
No 5	9/19~20	32.5	15	①	0.02	0.004	③	0.46	0.38
				②	0.0		④	0.38	
No 6	10/1~2	46.3	19	①	0.004	0.006	③	0.53	0.26
				②	0.0		④	0.21	
No 7	10/8~9	43.3	30	①	0.20	0.039	③	0.51	0.34
				②	0.0		④	0.30	
No 8	10/22~23	140.0	18	①	0.58	0.11	③	0.47	0.49
				②	0.0		④	0.49	
No 9	11/2~3	51.0	19	①	0.32	0.058	③	0.45	0.44
				②	0.0		④	0.47	

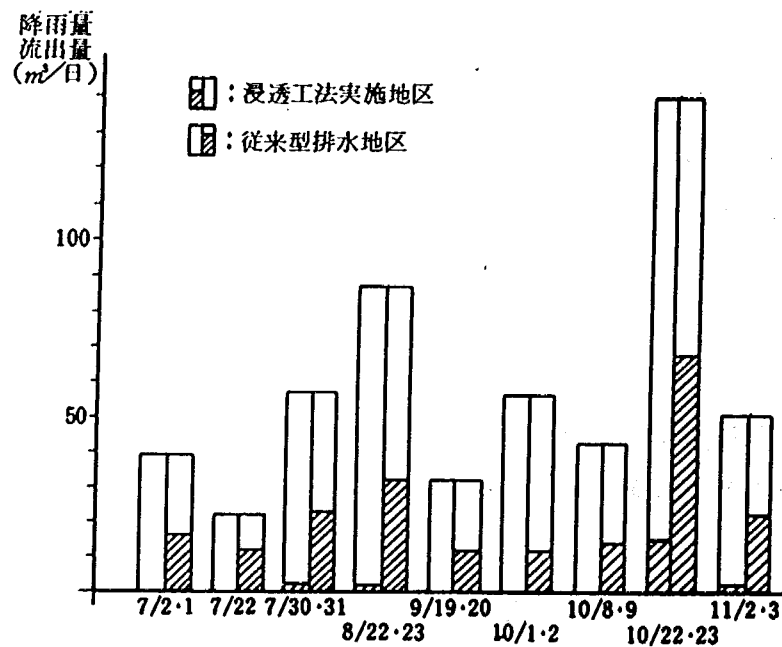


図 7 - 6 - 2 浸透施設による流出率の変化

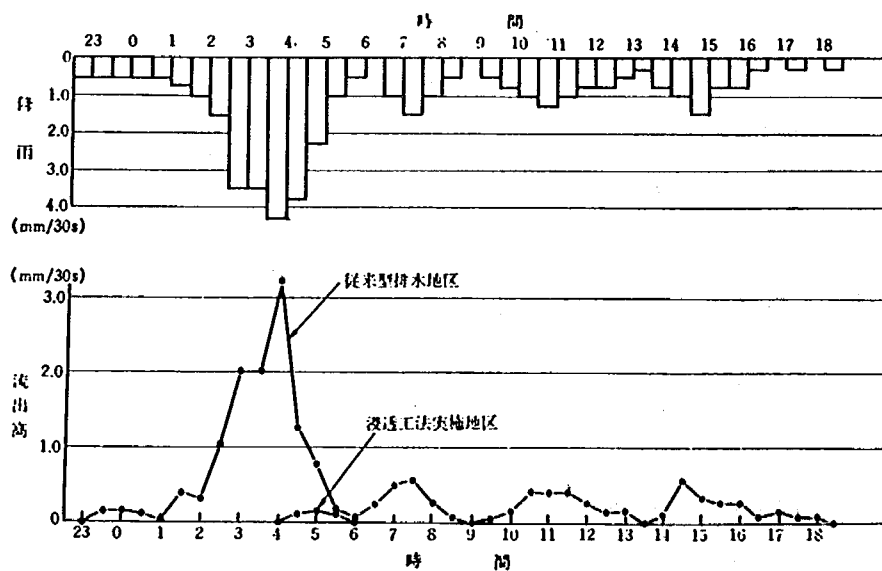


図 7 - 6 - 3 浸透工法実施地区、従来型排水地区の流出ハイドログラフ

法実施地区、従来型排水地区のハイドログラフを書いたものである。又、表 7 - 6 - 3 は降雨ピーク量と流出ピーク量との間に合理式、

$$Q = \frac{1}{3.6} f R A$$

(Q ; ピーク流量 (m^3/S) , f ; 流出係数, R ; ピーク降雨強度 (mm/hr) , A ; 流域面積 (Km^2)) を仮定した場合の流出係数を整理したものである。第 1 欄は、下水道施設基準に基く工種別流出係数

表 7 - 6 - 3 工種別流出係数

工 種	流出係数
建 物	0.95
ア ス コ ン	0.90
透 水 性 ア ス コ ン	0.4
コ ン ク リ ー ト タ イ ル	0.85
平 板	0.70
緑 地	0.1
広 場	0.2
砂 場	0.1

注：下水道設置基準、による。

(表7-6-4)を、各ブロックごとの工種別面積比率に応じた重みづけ平均した設計流出係数、第2欄は、先述の4つの実際の降雨時における実測値の平均である。これを見ると、浸透工法の実施により、全体として緑地並みの流出係数になっており、こと表面流出に関する限り、開発による水文環境の変化が保全されているといえよう。

表7-6-4 下水道施設基準に基づく工種別流出係数と実測流出係数

区 分	ブロック	設計流出係数	実測流出係数 (平均)
浸透区	1	0.779	→ 0.162
	2	0.429	→ 0.0
従来型区	3	0.798	→ 0.537
	4	0.568	→ 0.568

注：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、開発に伴う流出係数の変化が保全されていることがわかる。

7-6-3 流出量実測値に基づく考察

前小節7-6-2は各種浸透施設の組合せによる雨水の流出抑制の効果の検討であった。本小節では地下埋管のみについて実測値に基づいてその効果を検討する。

昭島つつじヶ丘ハイッで試行建設された地下埋管は有孔管の周囲に内幅60cm、深さ60cmに碎石を充填し、底部に砂層10cmを敷いた構造である。地下埋管は下水管渠を設置すべき位置に、その代替として設けられたので通水機能も必要であるため、集水面積に応じて有孔管の径をφ100、φ150、φ200の3種類とした。これら地下埋管の構造を図7-6-4に示す。

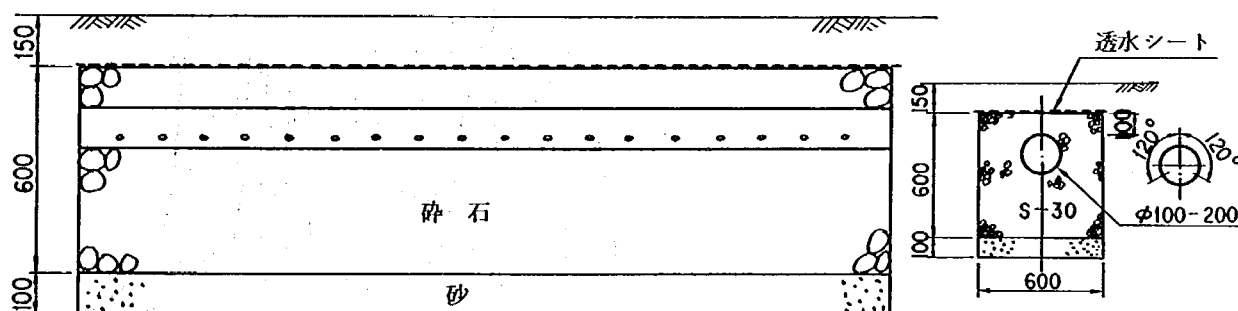


図7-6-4 浸透地下トレンチ断面図

上記の地下埋管のうちブロック2に属す診療所裏の地下埋管は地下埋管だけで診療所の屋根(63㎡)の雨水を浸透処理している。この施設は地下埋管の浸透機能を把握する目的で地下埋管内に容量式波高計を設置している。

図7-6-5は観測結果の一部であって、これから次のような手順で地下埋管からの浸透量が求められる。

① 地下埋管への30分毎の流入量 ΔQ は

$$\Delta Q = f A R$$

として求める。

ここに f : 流出係数, ここでは $f = 1$ とする。

A : 集水面積 ここでは $A = 63 \text{ m}^2$

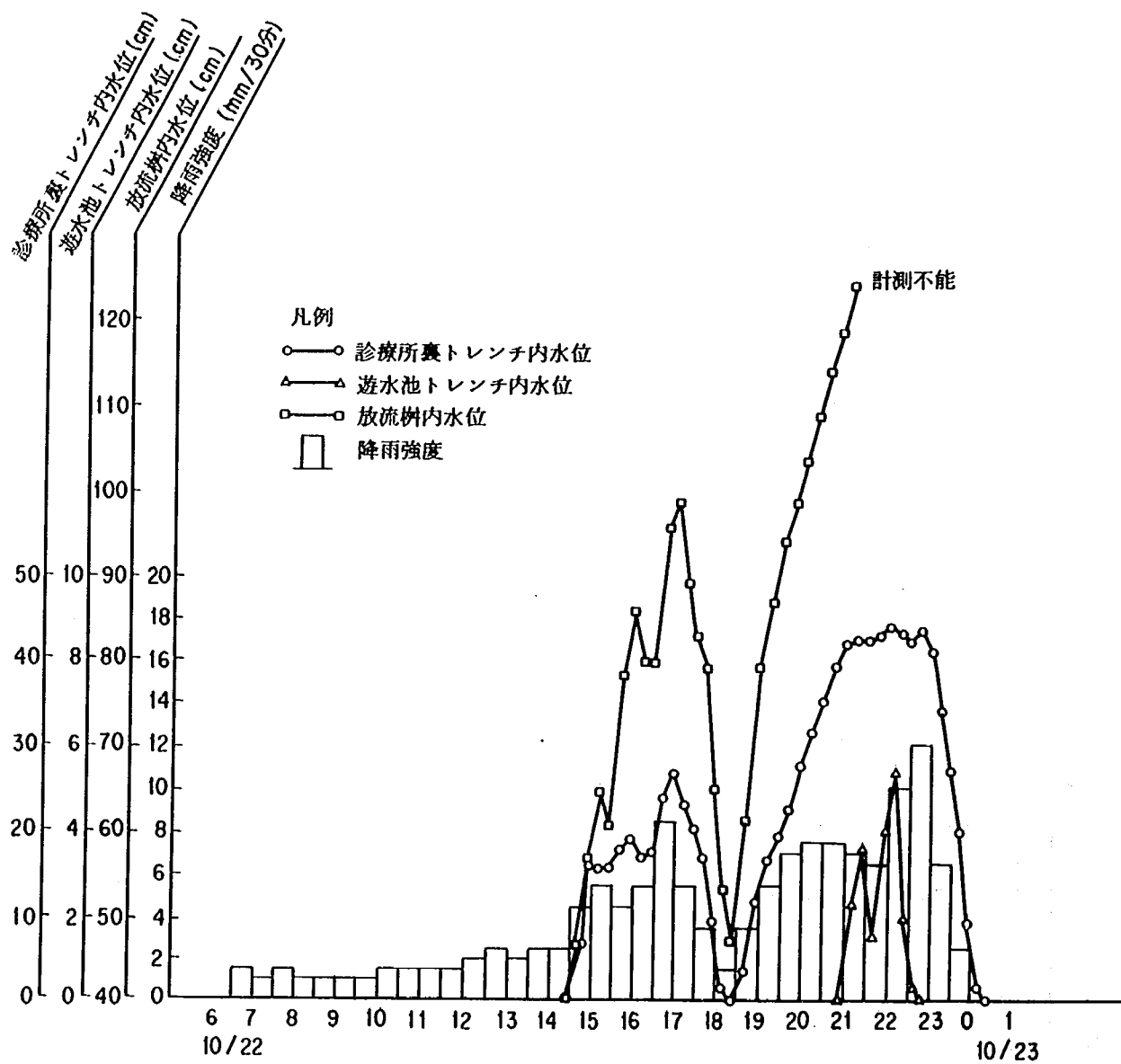


図 7-6-5 降雨時における浸透施設内の水位

R : 降雨量 (30 分間)

② 地下埋管内の水位変化より 30 分間毎の貯留量 ΔV は

$$\Delta V = \frac{1}{1000} \Delta H v LW$$

ここに ΔH : 30 分毎の水位差

L : 地下埋管の長さ

W : 地下埋管の巾 (= 60 cm)

v : 地下埋管周辺碎石の空隙率 (ここでは 0.4)

③ 地下埋管からの浸透量 I ($\ell/\text{分} \cdot \text{m}$)

$$I = \frac{\Delta Q - \Delta V}{\Delta t \cdot L}$$

ここに Δt は時間間隔 (30 分)

以上のような手順で 10 月 8 日～9 日 (総雨量 43.3 mm) 及び 10 月 22 日～23 日の降雨 (同 140 mm) における実測結果をまとめると表 7-6-5, 図 7-6-6 のようになる。図 7-6-6 には晴天時に人工的に注入して試験を行った結果も併せてプロットしてあるが, 雨天時における実測結果はほぼ同一の直線上にのっているのがわかる。ただし, 7-4 節で述べたように, 降雨による浸透量の減少は小さいと考えられるので, プロットしたデータは測定値そのものであって, 特に降雨の影響を補正したものではない。

このことは, 今回の試行の場合には雨天時においても晴天時とほぼ同じ浸透機能が発揮されることを示しており, これまでのところでは地下埋管が雨水の流出抑制に貢献していることを証明している。

表 7-6-5 診療所裏トレンチの浸透量 (トレンチの長さ 12.8 m)

降雨 No	時 刻	9:30 ~10:00	10:00 ~10:30	10:00 ~11:00					
	平均水位 (cm)	28.5	19.4	23.5					
10/8~10/9	平均浸透能 ($\ell/\text{分} \cdot \text{m}$)	1.83	1.76	0.56					
降雨 No 8	時 刻	15:00 ~15:30	15:30 ~16:00	16:00 ~16:30	16:30 ~17:00	17:00 ~17:30	17:30 ~18:00	23:00 ~23:30	23:30 ~24:00
	平均水位 (cm)	16.8	19.4	18.3	26.3	22.8	14.3	31.5	15.8
10/22~10/23	平均浸透能 ($\ell/\text{分} \cdot \text{m}$)	0.89	0.54	0.82	1.00	1.35	1.68	2.19	1.97
(参考) 晴天時の 注入試験	平均水位 (cm)	45.3	50.0	52.0	55.8	60.0	67.0		
	平均浸透能 ($\ell/\text{分} \cdot \text{m}$)	3.59	4.15	4.54	4.85	4.30	5.32		

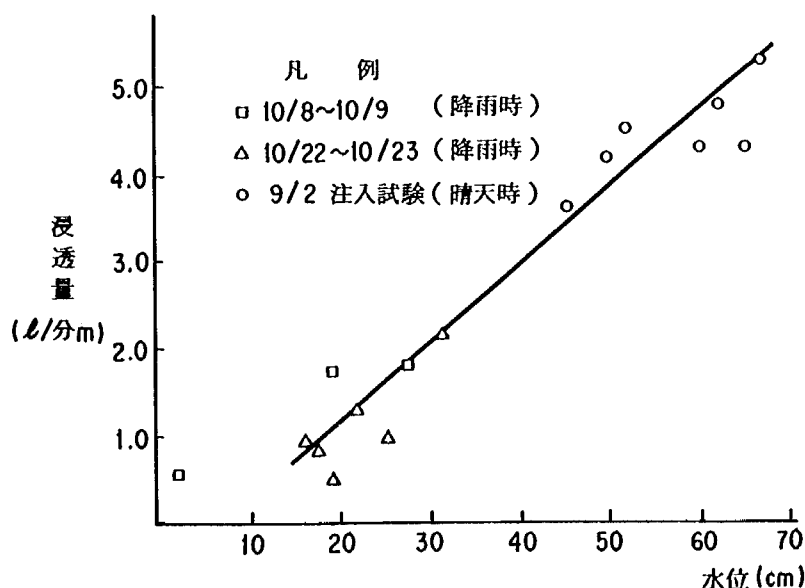


図 7-6-6 診療所裏トレンチの浸透量

第7章 参考文献

- 1) 石崎勝義, 寺川陽, 石原旭, 長沢靖之 : 雨水の地下浸透処理による流出の抑制土木学会誌, 1982. 2
- 2) 石原旭 : 住宅団地における地下浸透工法, 河川No 413, 1980
- 3) 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, 1981
- 4) 吉野文雄, 寺川陽, 田子秀徳 : 地下埋管からの浸透の数値シミュレーション, 土木学会年次学術講演会概要集, 1983
- 5) 住宅都市整備公団 : 降雨水の地下浸透処理に関する技術資料<内部資料> 1979. 8
- 6) 住宅都市整備公団 : 降雨水の地下浸透工法(拡水法)に関する技術資料<内部資料> 1982. 9
- 7) 間片博之, 市川新, 玉井信行 : 東京大学野球場に設置された雨水浸透機能実験施設の概要, 土木学会誌, 1984年4月号

第8章 結 論

本研究によって得られた知見及び今後の課題をまとめると、次のようになる。

- (1) 土壌の表面は、雨滴エネルギーによる難透水性膜の形成や踏み固めによって、透水性が悪くなっている。一方、土壌内部にはさまざまな微生物が生息し、有機物の活発な分解がなされている。地下埋管はこのような土壌の特徴をとらえ、地表部をバイパスして地下浸透を促す技術であって、特に地下水涵養、表面流出抑制のための雨水浸透処理に適している。その構造は、涵養水の水質、目的に応じ、A、B、Cの3つのタイプに大別される。
- (2) 小規模の地下埋管についての室内実験を行った結果、地下埋管は水を浸透させる可能性を有していることが判明した。
- (3) 数値解析を行い、実験値との比較によって計算の有効性を調べたあと、各タイプの地下埋管についてさまざまな条件のもとでの浸透の特性について検討を行った。その結果、次の諸点が明らかとなった。
 - ① Aタイプの地下埋管は毛管力によって、上方、次いで側方への浸透を生じ、臨接埋管相互の干渉が大きい。浸透量はBタイプ、Cタイプに比して小さい。
 - ② Bタイプの地下埋管では、下方への浸透が主体で、埋管相互の干渉が極めて小さい。従って埋設密度を大きくして浸透の増強を図ることが可能である。
 - ③ Cタイプの地下埋管では、土壌帯中での飽和領域が大きくなるため、埋管相互の干渉や地下水位が浸透量に与える影響はA、Bタイプに比べて大きい、その程度は、砂礫による埋めもどしの範囲が広がるほど大きい。
 - ④ 埋管周辺の土壌を砂礫で置き換えることにより、流れの集中する埋管付近での水頭損失を小さくすることができ、その結果浸透量の増加に効果がある。
- (4) 各タイプ埋管について現地実験を行った結果、以下の諸点が明らかとなった。
 - 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、C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、現地土壌の団粒構造の発達に起因するものである。
 - ② そこで団粒構造を考慮に入れた改良型モデルによってシミュレーションを行ったところ、計算値は実測値の傾向にかなり近づいた。このことは現地での飽和透水係数が室内カラム実験による値よりかなり大きいことを示唆している。
 - ③ 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、現地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。

- (5) 地下埋管法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程度とかなり大きかったにもかかわらず、長期的に継続して100-200mm/dayの浸透が可能であった。しかし、合成汚水を用いた室内実験では、パイプ内部の目づまり、埋管周辺での空隙状態の変化等が観察されており、細部の構造についても配慮の必要のあることが示されている。長期実験終了後、埋管周辺の土壌、置きかえ砂を採取し、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。
- (6) 地下埋管からの浸透に伴う地上への種々の影響については、まだ十分に把握されていないが、地上を畑として利用するばあいには、2年間の実験で見える限り大きな影響は生じていない。
- (7) 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、埋管にかかる水圧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。
- (8) ここで紹介した地下埋管法は、すでに水文環境の保全や雨水流出抑制を目的として実際の適用が始められているところである。住宅都市整備公団昭島つつじが丘団地では各種の浸透施設と併用して適用されたが、これまでの観測では、従来型の施設では流出率が0.5程度であるのに対し、浸透型の施設を施工したところでは、流出率が0.1程度となっている。地下埋管単体についても、十分な浸透機能を発揮していることが認められた。

あ　と　が　き

地下埋管法を利用した雨水浸透技術は現在各地で適用されるようになった。現地での適用にあたって必要となる事柄についてもそれぞれ工夫がされており，知見の集積がなされつつあるのは大変喜ばしいことと感じている。

この論文は地下埋管法を利用した雨水浸透技術に関して全体を原理的な面から整理しようとしたものである。とりまとめにあたって東京大学高橋裕教授，同玉井信行教授にご指導頂いた。又研究の実施や論文の執筆にあたり土木研究所の各位，とくに吉野文雄，北川明，佐合純造，寺川陽の各氏の協力を得た。ここに記して感謝の意を表したい。

昭和60年6月

石　崎　勝　義

地下埋管からの浸透機構と
その応用に関する研究

ISSN 0386-5878
第2246号
昭和60年6月(1985)

水文研究室 吉野文雄
石崎勝義

要旨 過去の研究成果をとりまとめ、地下埋管からの
水の浸透機構と、この方法を洪水処理のため雨水を地
中に浸透させることに適用できることを明らかにした。

キーワード：地下埋管，浸透機構，不飽和透水係数，鉛直二次
元シミュレーション，
栽培植物影響，昭島 深谷現地実験，目づまり，
住宅団地

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部水文研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2246号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 ⑩

