

地下埋管による地下水涵養と流出抑制に関する研究

Study on Artificial Recharge and Runoff Restriction by Underground Piping

建設省土木研究所 正会員 ○ 北 川 明

同 上 同 上 石 崎 勝 義

1. は じ め に

生産活動の増大、人口集中によって、都市域の水文環境の変化が顕著になってきた。洪水流量の増大と同時に低水流量の減少さらに汚濁負荷の増加による河川水質の悪化も周知のことである。地下水の過剰揚水による地盤沈下、塩水浸入等の地下水障害は社会的な問題となって久しい。このような問題の解決に当っては、例えば地下水障害に対しては、揚水規制、また洪水流量の増大に対しては河川改修あるいは防災調整池といった従来の対策に加えて、流域の保水を積極的に図ることによって流域の開発によるひずみを少なくしていこうとした考えが生じつつある。最近、開発者は開発に伴う洪水流出の増大のみでなく、低水流出の減少にも配慮せざるをえなくなっている。

本研究は、このような流域の保水を図る有効な技術として地下埋管に着目し、その地下水涵養、洪水流出抑制手法としての有効性を明らかにし、地下水涵養技術、流出抑制技術としての確立を目指したものである。

2. 地下埋管の概要

地下水の人工涵養は注入法と拡散法に大別される。注入法は狭い注入井壁を通じて涵養がなされるため、目づまりが発生しやすく、しかも、目づまりが人の手のとどかない所で発生するため、その防御、除去が容易でない。一方拡散法は平面的に地表から浸透させるため、目づまりが生じてもその対策は容易である。しかし、浸透地で代表される拡散法はかなりの専用の土地面積を必要とし、かならずしも適しているとはいえない。そこで、専用の土地面積なるべく少なく済むような涵養手法の開発が望まれるわけである。

地下埋管法は図1に示されるように、土壤帯に管を設置し、そこから給水浸透させるものである。土壤帯は三相分布を有し、土壤微生物によって有機態が無気態へ変換され、物理的、化学的、生物的な地下水のフィルターとしての役目を荷なっている。このような土壤帯の特殊性が生物的目的の回復に大きく寄与するものと考えられる。

一方、表面流出抑制という観点から述べると、土壤表面は自然の状態では、空隙が大きいので、雨水が浸透しやすいが、造成地のように土が踏みかためられると、雨水は浸透しにくくなる。特に雨滴が土壤表面に直接当たるときは、表面で土壤の固粒が破碎され、微粒子が膜を作り雨水の浸透は非常に小さくなる。地下埋管法は、このような繊細な挙動を示す土壤表面を避けて、雨水を直接土壤帯に供給することによって、流出抑制を図ろうとするものである。

図1に代表的な地下埋管の構造を示す。(a)の場合はトレンチを有する。水はいったんトレンチへ貯えられ、トレンチから毛管力で拡散、浸透する。浸透水が汚染されている場合、土壤での浄化が期待される。(b)の場合は、土壤にそのまま地下埋管を埋設したものである。浸透水による地下汚染の危惧がなく、土壤の透水性が比較的高い場合に適している。管にある程度の水圧がかけられ、かなりの浸透量が期待できる。(c)の場合は、地下埋管の周りを一部有効間隙率の高い砂礫に置き換え、土壤内貯留量を増加させるとともに、土壤に対する浸透面積をも大きくし、さらに浸透量の増加を期待したものである。流出抑制のための雨水の地下浸透に適しているであろう。

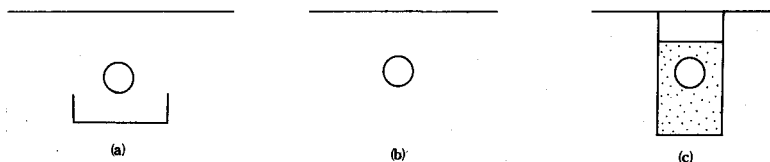


図1 地下埋管の構造

3. 地下埋管からの浸透特性

3.1 浸透の基本式

多孔体浸透の基本式は、飽和、不飽和の状態を合せて次式で表される。

$$\left\{ \rho^2 g s (\alpha + \eta \beta) + \rho n \frac{\partial s}{\partial \psi} \right\} \frac{\partial \psi}{\partial t} = \text{div} \left\{ \rho K(\psi) \cdot \text{grad}(\psi + z) \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ρ ：水の密度、 g ：重力の加速度、 s ：飽和度、 n ：間隙率、 α ：土粒子スケルトンの圧縮率、 β ：水の圧縮率、 ψ ：水頭、 z ：鉛直方向座標、 t ：時間である。

また、不飽和透水係数 $K(\psi)$ は、 ψ の関数であって、図2に示されるように、次式で近似される⁽⁴⁾

$$K(\psi) = \begin{cases} K_0 & \psi > \psi_b \\ K_0 (\psi_b / \psi)^\eta & \psi \leq \psi_b \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 K_0 ：飽和透水係数、 η ：土数子径、粒度分布に関する定数、 ψ_b ：バブリングプレッシャーの水頭値である。

水分量 $\theta(ns)$ も(2)式と同様な式⁽⁴⁾で近似しうることが知られている。

定常浸透の場合は、(1)式は簡略化され次式で表される。

$$\text{div} \left\{ \rho K(\psi) \cdot \text{grad}(\psi + z) \right\} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

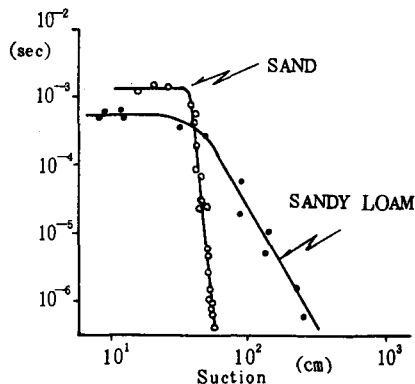


図2 不飽和透水係数

3.2 地下埋管からの浸透量（解析）

3.2.1 トレンチを有する地下埋管からの浸透量

毛管力のみによって浸透するものであるが、浸透量は土壌の特性だけでなく地下埋管の埋設間隔、地下水位によっても変わっ

てくる。図4は、図3の条件で計算されたトレンチを有する地下埋管からの浸透量を埋設間隔、トレンチ水位と地下水位との水位差によって表わしたものである。土壌は砂質ロームで、 $K_0 = 5.6 \times 10^{-4}$ cm/sec $\eta = 3.5$ 、 $\psi_b = 40.0$ とした。水位差は1m以上では、浸透量の変化はみられず、地表から地下水位まで2m以下であれば、地下水位の影響は無視できることになる。また図5は水位差1mの場合の浸透量の設置間隔による変化を示している。設置間隔が広くなるにつれて、浸透量の減少傾向もゆるやかになっていて、経済的な埋設の可能性が示されている。

3.2.2 埋管直接からの浸透量

地下水涵養を積極的に行なう場合には、直接埋管から浸透させた方が効果的

である。埋管に水圧をかけることによって、浸透量を大きくすることが可能であり、水圧と浸透量について検討した。まず図6は、水圧10cmの場合の圧力分布を、また、図7はポテンシャル分布を示す。水圧が10cmほどかかっているが、飽和域は埋管のごく近傍に限られていて、ほとんどが

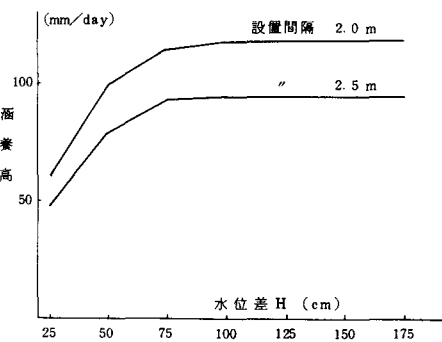


図4 浸透量

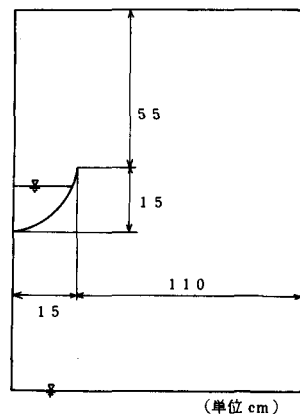


図3 計算条件

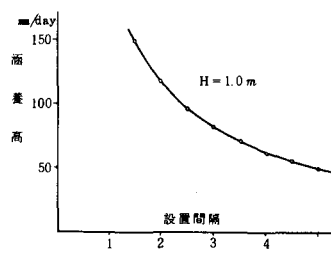


図5 間隔と浸透量

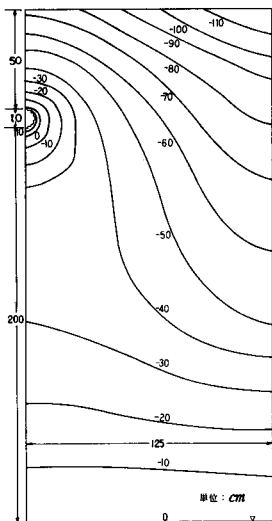


図6 圧力分布

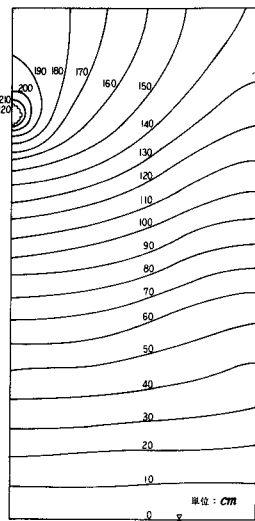


図7 ポテンシャル分布

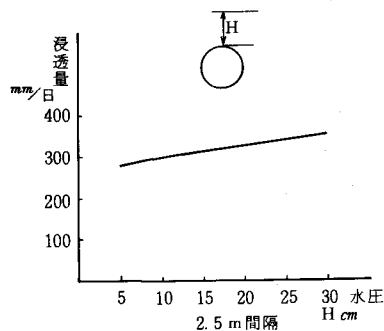


図8 管圧と浸透量

不飽和域であることが示されている。また図8は埋管にかかる水圧と浸透量の関係を示したものである。圧が高くなるにつれて、浸透量の増加はやや鈍くなっているようである。いずれにせよ、トレンチから毛管力のみによる場合と比較して約4倍の浸透量が期待しうることがわかる。

3.2.3 砂等による一部置き換えの効果

埋管付近の土壌を透水性のすぐれた材質で置き換えるのは浸透量を増加させる方法として、実に簡便な方法であろう。

図9は(b)のタイプの地下埋管を図に示す範囲を砂で置き換えた場合、つまり(c)のタイプの地下埋管での圧力分布を図示したものである。図6と同様に埋管には10 cmの水圧がかかっている。砂の透水係数として $K_0 = 0.1 \text{ cm/sec}$, $\eta = 18.2 \text{ } \mu\text{b} = 10.0 \text{ cm}$ を与えた。粒径0.5 mm程度の均質な砂を想定している。図6と比較すると、はるかに飽和域が大きくなっている。これは、砂で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る。図10は、この場合での管圧と浸透量の関係を示す。置き換えを行わない場合の約1.4倍以上の浸透量となっている。

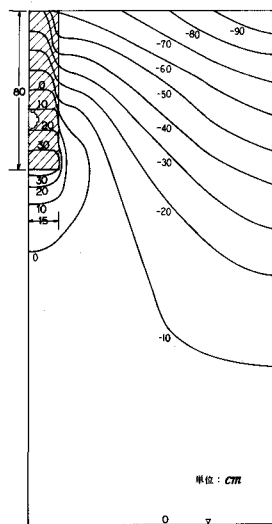


図9 圧力分布(置き換え)

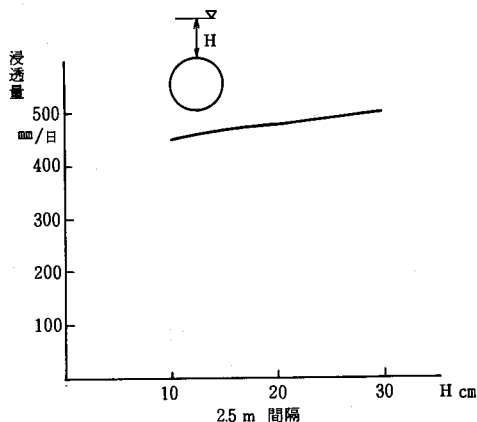


図10 管圧と浸透量

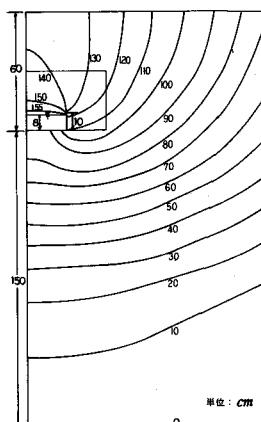


図11 ポテンシャル分布

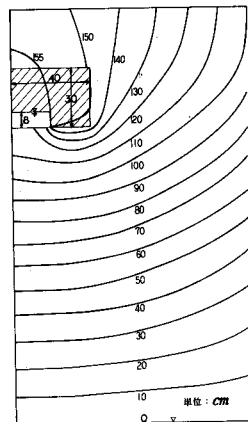


図12 ポテンシャル分布(置き換え)

図 11 と図 12 の場合は、(a) のタイプの地下埋管の置き換えの有無でのポテンシャル分布を示したものである。砂は標準砂を想定し、透水係数として $K_0 = 0.01 \text{ cm/sec}$ 、 $\eta = 18.2$ 、 $\psi_b = 36.0 \text{ cm}$ としている。図 11 と図 12 を比較すると、トレンチ付近の等ポテンシャル線の状況がかなり異なっていることが示されている。図 11 においては、浸透速度が最も大きくなるトレンチ内水位付近での損失が大きいため、全体的なポテンシャル勾配が小さくなっている。図 12 においては、トレンチ付近の置き換えのためポテンシャルの損失が小さく、そのため全体的なポテンシャル勾配が大きくなっていて、浸透量の増加が期待される。果して、図 11 の浸透量は $0.014 \text{ ml/m} \cdot \text{hr}$ (10 m 間隔で埋設されたとすれば 33 mm/日) であるが、砂で置き換えた図 12 の場合は $0.042 \text{ ml/m} \cdot \text{hr}$ (10 m 間隔で埋設されたとすれば 100 mm/日) で、3 倍の浸透量となっている。これから、(a) のタイプの地下埋管の場合は、設置間隔を小さくするより、一部砂で置き換えた方がはるかに経済的であることがわかる。

3.2.4 降雨の影響

降雨の影響を論ずる前に不飽和浸透の特性を明確にしておかなければならない。図 13 は不飽和透水係数の模式図であり、図中の ψ_{cr} は限界毛管圧とよばれ、斜線の部分の面積が等しくなるように定められる。 ψ_{cr} を決定するのは(2)式における ψ_b および η であって、どちらも土壌特性によるものである。図 14 は河川等からの浸透状況の様式図である。このような場合の浸透量は、図 12 に示すようなステップ関数的に不飽和透水係数仮定して計算しても、ほとんど変わらないことが知られている。⁽⁵⁾ このことは、図 14 に示すように毛管力によって、流動幅が広くなることに対応することがわかる。よって、 ψ_{cr} は毛管力の影響度を表すパラメータと考えることができる。毛管力は回りの土壌との相対的なものであるから、土壌の湿潤状態によって ψ_{cr} も変わってくることが予想される。つまり、降雨時によって回りの土壌の含水率が高いと、毛管力の流動幅を大きくするという効果が小さく考えられる。つまり、降雨によって地下埋管からの浸透量が小さくなることが予想される。図 15 は図 6、7 と同様な条件で、降雨 5 mm/hr を付加した場合の浸透量を比較したものである。50 mm/日 程度少なくなっている。つまり、降雨 5 mm/hr によって、埋管からの浸透量は約 2 mm/hr が減少している。地下水涵養を前提とした場合には問題とならないが、流出抑制のための雨水浸透の場合には更に検討を要す。ただし、(c) のタイプの場合は、図 9 に示されるように飽和度が高いため、降雨の影響は(b) のタイプより少ないことが予想される。

4. 地下埋管に関する現地実験

4.1 現地実験と計算との比較

現地実験地は関東ローム台地にある。土壌の不攪乱資料を採取し、飽和透水係数を測定したところ、 $5.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であった。これは、前節での砂質ロームの飽和透水係数にはほぼ対応する。

図 16 は、(a) タイプの地下埋管の現地実験装置であって、図 12 とほぼ対応する。図 17 は、図 16 を用い、トレンチ内水深を 8 cm に保つように操作し、浸透量を求めたものである。ほぼ 2 時間で安定し、最終浸透量として $0.036 \text{ ml/m} \cdot \text{hr}$ が得られた。この値は図 12 で計算された値とほぼ対応している。

ところが、直接埋管から、圧をかけて浸透させた場合には、計算値と実験値は大きく異なる。

図 18 は現地での地下埋管構造を示す。一部粗砂で置き換えてあ

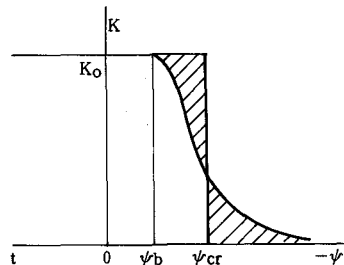


図 13 不飽和透水係数

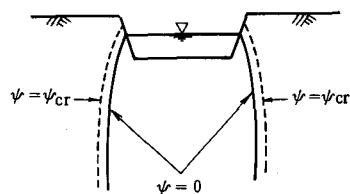


図 14 開水路からの浸透

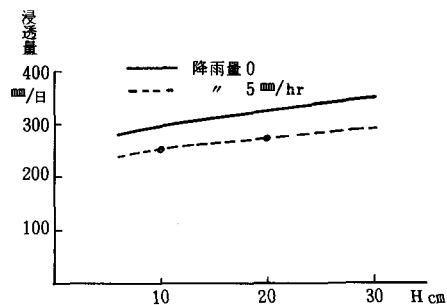


図 15 降雨の場合の浸透量の変化

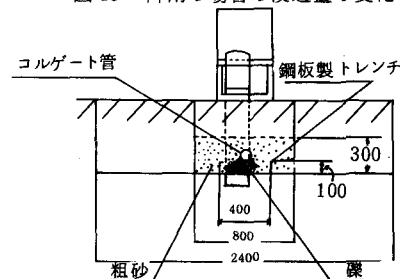


図 16 (a) タイプの現地地下埋管

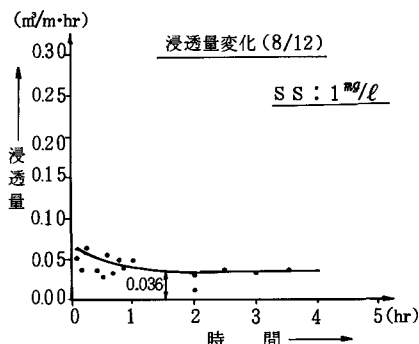


図 17 (a) タイプの浸透量

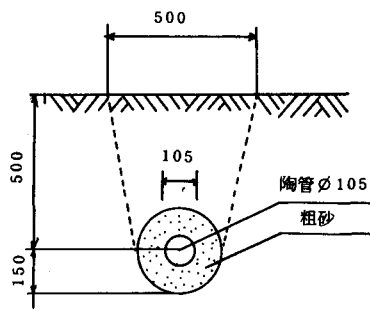


図 18 現地埋管構造

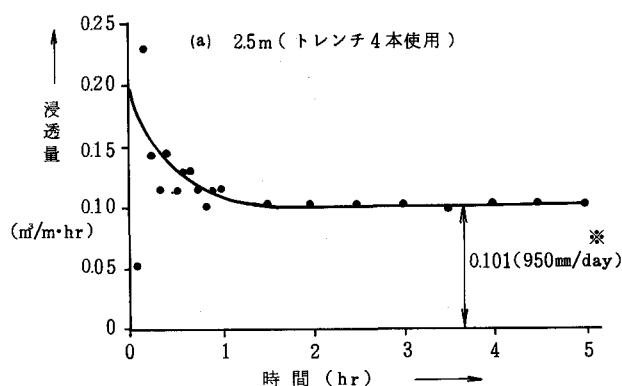


図 19 現地浸透量

る。長さ 10m で、2.5m おきに設置してある。図 19 はこの場合の浸透量の一例である。水圧は管上端から 15cm 程度であるが、浸透量は計算された値より 2～3 倍程度となっている。この原因は、土壌の不均一性にあると考えられる。つまり、土壌のクラック等からの浸透が卓越してくるものと推定される。さらに圧が加わ

るとクラック幅自体も変化し、浸透に寄与するようになるのであろう。不飽和のみの浸透では、毛管力の作用が小さいクラックでの流れは起こりづらく、均質につまった部分での流れが主体となり、均質体での流れとほぼ同様になるものと考えられる。これらのことは、透水性に関して異なった事前調査が必要であることを意味する。特に雨水浸透を計る場合には、地盤での不均一性を含めた透水性を把握する調査を実施しなくてはならない。サンプルをとって室内透水試験では適切な透

水性の把握は困難と考えられる。また上記の考案は、汚水の重力浸透は地下水汚染を描くという事実とも一致する。

4.2 長期浸透実験

地下水涵養の場合長期的な浸透傾向を前もって把握しておくことは特に重要である。この長期浸透傾向は現地実験でしか検討できない重要な調査である。図 20 は長期浸透傾向を図示しようとしたものである。日浸透量 100～200 mm/日 で 1 年間実施されたが、図は 4 ヶ月間の傾向を示したものである。図中の Q は、あるパターンで日浸透がなされるが、その場合の時間当りの浸透量を表す。H は図中に示す水位で、Q/H を縦軸にとってある。目づまりが生じて、同じ浸透量に対して H が大きく、Q/H が小さくなり、目づまりの進行状況表現しえと考えたからである。図中に一定の傾向は明確でないが、目づまりが生じているようには見受けられない。水質は SS で 1～10 mg/l それほどよいものではない。浸透は間欠的であり、充分土壌微生物によって、有機物の分解と供給にバランスがとれ、顕著な浸透量の減少が生じなかったのかもしれない。実験は昭和 55 年 8 月末まで続けられたが、図 19 に示されるような状況であった。

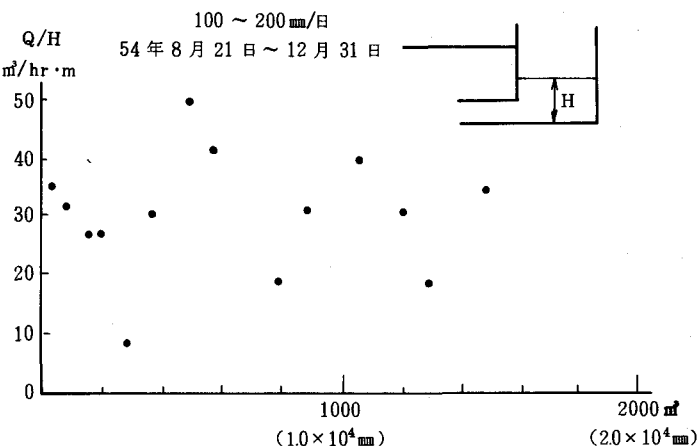


図 20 長期浸透傾向

4.3 流出抑制を念頭においた実験

都市域のピーク流量増大は流出率の増加および到達時間の減少による。地下埋管時の浸透工法は主に流出量の減少を計るものであるが、埋管付近の貯留によって、いく分到達時間を長くすることも期待しうるが、埋管の貯留能力、降雨強度によって異なってくる。

下水道が敷設されている地域では、雨水排水管は下水道管へ連結されることが義務付けられている。そこで雨水排水管を地下埋管に置き換え、浸透能力以上の降雨は下水管へ流下するといった構造とする。地下埋管としても経費はほとんど同じであることが確認されている。

さて、現地実験では、後方集中的な波形を考え、給水し、浸透状況を検討した。図21に給水波形と浸透波形を示す。ほぼ給水波形に対応して浸透しているが、若干浸透しきれず後れているが、この差が図21に示す配水槽の水位を上昇させる。この分は貯留量として浅るが、この水位上昇が次ステップでの供水量を上まわって、浸透量を増加させる。実際には、雨水マスにこのような調整槽的な役目を持たせ、雨水マスから地下埋管を延ばすといった手法が効果的である。また雨水マスは、屋根等から流出するSSの沈殿池的な役割を有し、地下埋管の浸透能減少を軽減させることも可能であろう。

図22は図20のパターンで給水した場合での配水槽の水位と浸透量の関係を示したものである。短時間内では水位の上昇に伴って、かなりの浸透能力が示されている。

図22に地下埋管を用いた流出抑制の一例を示す。

5. 結 語

地下埋管は土壌の特徴を把えた浸透工法であり、地下水涵養、流出抑制手法として有効である。土壌は不均一で、全体的な透水性を現地で把握する調査法の改良あるいは開発が必要である。また、土壌特性の異なる所で、長期にわたって実施され、設計指針の確立が望まれる。

6. 参 考 文 献

- 1) 石崎, 北川; 地下埋管からの浸透, 昭和55年 年講
- 2) 石崎, 北川; 地下埋管による地下水涵養, 昭和55年9月, 土木技術資料
- 3) 建設省土木研究所; 地下水涵養技術の開発, 昭和55年3月
- 4) P. Eagleson; Dynamic Hydrology, Mc Graw Hill
- 5) H. Bouer; Theory of Seepage From Open Channels, Advances in Hydrosience, Vol. 5 - 1969

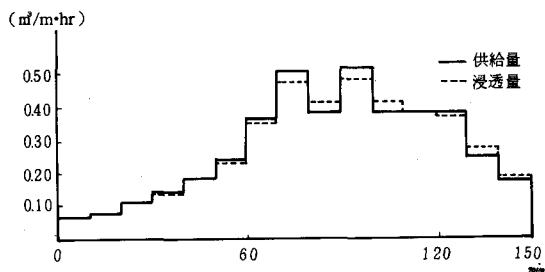


図21 給水と浸透

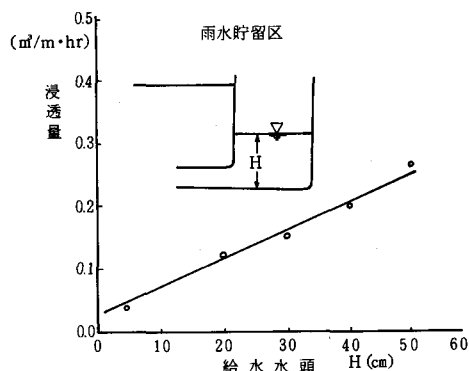


図22 水位と浸透量

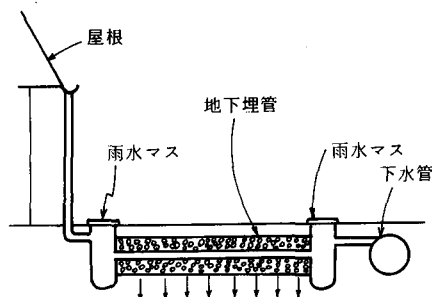


図23 地下埋管を用いた流出抑制例