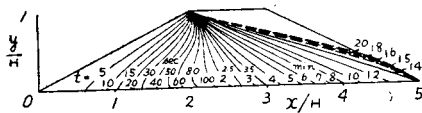


図-10 梯形断面における自由境界



きくなつて原点附近のポテンシャルが一様に1近くなると滲入面の影響が小さくなつて、両曲線は近づく傾向をもつ。法面勾配が小さい場合程曲線は上方に移動する筈である。

6. 結 言

図式解法を交えた近似計算ではあるが、矩形断面の滲透体に対し実験とよく一致する非常常滲透法則(21)(22)が得られた。これらは洪水の際地下水が外法面まで滲出するに要する時間  $t_s$  を与える点で実用的に重要と考えられる。 $t_s$  は式 (21) から

$$t_s = 3\alpha x_c^2 / 8\kappa H \dots\dots\dots(25)$$

例えば  $H=5$  m,  $x_c/H=5$  なる堤防をとり、仮りに  $\alpha=0.3$ ,  $\kappa=10$  cm/day とすると、 $t_s=140$  day とな

る。堤体の不均質性をも考慮すると長期の洪水に対しては危険となることが判る。一次元流として計算すると、 $t_s = \alpha x_c^2 / 2\kappa H$  を得るから (25) はこれに比し、同じ距離を 314 倍の時間で滲透することが判る。

終りに臨みこの研究に対し非常な御好意を賜つた本間教授並びに河田教授に篤く感謝の意を捧げる次第である。尙実験の一部は昭和 25 年度文部省科学研究費の助成により行われた。附記して感謝の意を表する。

文 献

- 1) 本間 仁: 高等水理学, (1942), 168.  
高木俊介: 応用物理, 17 (1948), 241.
- 2) 内田茂男: 理工学研究所報告, 3 (1949), 97.  
" : " , 4 (1950), 39.
- 3) M. Muskat: The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, (1937), 453.
- 4) 内田茂男: 理工学研究所報告, 1 (1947), 101.
- 5) P. Nemenyi: Wasserbauliche Strömungslehre, Leipzig (1933), 225. (昭.26.9.28)

UDC 624.131.433  
624.131.38

現地における地盤透水係数の一測定法

正 員 松 尾 新 一 郎\*  
准 員 赤 井 浩 一\*\*  
准 員 池 田 一 郎\*\*\*

A FIELD DETERMINATION OF PERMEABILITY

(JSCE Feb. 1952)

Sinichirō Matsuo, C.E. Member, Kōichi Akai, C.E. Assoc. Member,  
Ichirō Ikeda, C.E. Assoc. Member

**Synopsis** In order to determine permeability of undisturbed field ground, a new method using simple pool is proposed instead of unreasonable assumption or troublesome method. Theoretical formulae on which this method depends is deduced, and the result in trial of this method and its proof are discussed.

**要旨** 攪乱されない現地地盤の透水性を決定するために、従来の不合理な仮定や煩わしい測定方法に代るべき簡単な野外試験池を利用する新しい方法を提案し、これを基礎づける理論式の誘導、試験測定の結果とその検証につき述べたものである。

1. 結 言

\* 京都大学助教授, 土工学教室  
\*\* 京都大学大学院特別研究生, 土工学教室  
\*\*\* 横浜市水道局麻溝工事事務所長

土質工学において定義された土の透水係数は Darcy の法則によつて基礎づけられているが、これを測定する方法としては透水試験器による室内測定方法と地盤の成層状態を乱さずに行う野外測定方法とがある。

少量の試料をもつて行う室内試験では採取した試料が攪乱せられ、透水性に影響をもつ成層状態が現地のそれと異なるのが普通であつて、貫入試験その他によつても両者の対応関係を定量的に確定させることが極めて困難であり、さらに透水試験器の容器壁と試料との

間の間隙の影響が入つて来る等の好ましくない現象を避けることが難かしい。

一方野外試験においては地盤の成層状態を乱さないという特徴があつて上記の欠点を除去しているため、多くの人々によつて種々の方法が考えられて来た<sup>1)</sup>。たとえば井戸を利用して強電解質溶液の到達時間を測定したり<sup>2)</sup>、または測定用溝の附近に数個のボーリング孔を掘つて溝からの流出水の水頭勾配を実測する方法<sup>3)</sup>等が知られている。しかしこれらいずれの場合も測定のために相当の準備を必要とし、また注入せられる水は3次元の流れをなすからその理論的解析は困難であり、多くの場合大胆な仮定に立脚しているので測定結果の信頼性が低下するものと考えられる。

そこで野外試験において3次元の流れを適当な工夫によつて2次元の流れとして処理し、理論的取扱いを容易にする方法を考え、この場合の理論式を誘導して現地地盤の透水係数を簡単に算出することができるようにした。これらが本測定法の主なる特色である。

2. 基本理論式

(1) 重力流れと自由水面 一般に土の中に流れ込む水の状態は複素共軛函数を用いると次のように表わされる。

$$\omega = \varphi + i\psi = f(z) = f(x + iy) \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに  $\varphi, \psi$  はそれぞれ2次元流れにおける速度ポテンシャルと流れの函数を示してこれらは互いに直交する流線網を形成する。

さてダム内の滲透水や溝から流出する流れの状態を決定する最も重要な要素は言うまでもなく重力であり、このような重力流れを2次元流れとして考えるとき、ポテンシャル函数  $\varphi$  と圧力の函数  $p$  とはいずれも Laplace の方程式を満足して  $\varphi$  の形は次式のようになる。

$$\nabla^2 \varphi = \nabla^2 p = 0, \quad \varphi = \frac{k_0}{\mu} (p \pm \gamma y) \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに  $\mu$  は流体の粘性係数、 $\gamma$  は流体の単位体積重量、 $g$  は重力の加速度、 $k_0$  は透水係数であつて複号は  $y$  軸の上下方向に対応する。いま大気圧を0とし  $k_0$  の代りに

$$k = \frac{k_0 \gamma g}{\mu}$$

で定義される有効透水係数を用い、 $y$  軸の下向きを正とすると式 (2) の  $\varphi$  は次のようになる。

$$\varphi = -ky \quad \dots\dots\dots(2')$$

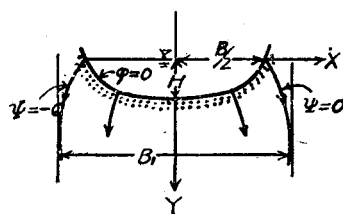
重力流れの問題が他と異なるところは流れを限定する境界の一部に自由水面を生ずることである。物理的意味で自由水面はそれに沿つて圧力が均等であるよう

な流線として定義されるものであつて、これが存在するときにはその形が境界として最初から与えられていなくて流れの圧力分布と共に決定せねばならないから、3次元流れの場合にはほとんど解くことができないほど困難であり、2次元流れにおいても特殊な境界条件の下で先に述べた共軛函数を用いる以外に数学的解析の方法はないと言えよう。

(2) 溝からの流れの解の誘導 2次元流れにおいて

図-1のよ  
うな断面の溝  
から流出する  
滲透水が自由  
水面を有する  
場合に適合す  
る複素函数の  
関係は次式で  
与えられる。

図-1 地下水位の深い場合の溝からの滲透



$$z = \frac{1}{k} \left( -Hke^{\frac{\pi\omega}{Q}} - i\omega + \frac{Q}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(3)$$

すなわち、

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{1}{k} \left( -Hke^{\frac{\pi\varphi}{Q}} \cos \frac{\pi\psi}{Q} - \psi + \frac{Q}{2} \right) \\ y &= \frac{1}{k} \left( -Hke^{\frac{\pi\varphi}{Q}} \sin \frac{\pi\psi}{Q} - \varphi \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(3')$$

式中  $H$  は断面中央の溝の水深、 $Q$  は単位の奥行きからの流出量を示す。2つの流線  $\psi=0, -Q$  は自由水面の流線であり、上式に式 (2') を代入するとこれらの流線は次の2つの式で与えられる  $y$  軸に関して対称な曲線となる。

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{1}{k} \left( -Hke^{-\frac{\pi ky}{Q}} + \frac{Q}{2} \right) \\ x &= \frac{1}{k} \left( Hke^{-\frac{\pi ky}{Q}} - \frac{Q}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

次に式 (3) が適応するような溝の形を求めるために  $\varphi=0$  を式 (3') に代入すると次式が得られる。

$$\left\{ x + \frac{1}{k} \left( \frac{Q}{\pi} \sin^{-1} \frac{y}{H} - \frac{Q}{2} \right) \right\}^2 + y^2 = H^2 \quad \dots\dots(5)$$

いま  $B$  を溝の断面の水面での巾としてこの式に  $y=0$  において  $x = \frac{B}{2}$  を代入すると、

$$B = \frac{Q}{k} - 2H, \quad B_1 = 2|x|_{y=-\infty} = \frac{Q}{k} = B + 2H \quad \dots\dots\dots(6)$$

となり、無限深所における滲透水流の拡がりの巾  $B_1$  が判明する。

上記のような簡単な結果は溝の外形が式 (5) で与

えられるものに近く、また均一な土の層が充分大きい厚さを有していて溝からの水の浸透が鉛直下方に無限に続くような場合にだけ成立するものである。しかしこれらの境界条件の中で、前者の仮定は後者に比してそれほど重大ではないことが述べられている<sup>9)</sup>。ゆえに以上の公式が用いられるのは地中深所に地下水面があるような場合においてだけであると云うことができるが、実際の場合には溝からの浸透水流は地中比較的浅い深さで普通の地下水面に達するものであつて、したがつて流線は垂直方向よりもむしろ水平方向に向うであろうと考えられる。

図-2 地下水位の浅い場合の溝からの浸透

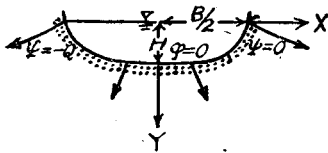


図-2 はこのような場合を示すが、このとき複素関数は次式で与えられる。

$$z = \frac{1}{k} \left( Hke^{-\frac{\pi\omega}{Q}} - i\omega + \frac{Q}{2} \right) \dots\dots\dots(7)$$

すなわち、

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{1}{k} \left( Hke^{-\frac{\pi\varphi}{Q}} \cos \frac{\pi\psi}{Q} + \psi + \frac{Q}{2} \right) \\ y &= \frac{1}{k} \left( -Hke^{-\frac{\pi\varphi}{Q}} \sin \frac{\pi\psi}{Q} - \varphi \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7')$$

2つの対称な自由水面の流線  $\psi=0, -Q$  は前と同様に次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{1}{k} \left( Hke^{\frac{\pi ky}{Q}} + \frac{Q}{2} \right) \\ x &= \frac{1}{k} \left( -Hke^{\frac{\pi ky}{Q}} - \frac{Q}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

式(4)と式(8)とを比較すると、前者は溝の断面の中央から  $Q/2k$  の距離に鉛直な漸近線があつて自由水面が地中深所でこれに近づいたが、後者では流線の深さは溝からの水平距離が増すにつれて対数的に増加することが判る。

この場合の溝の形は式(7)に適応するように  $\varphi=0$  と置いて、

$$\left\{ x + \frac{1}{k} \left( \frac{Q}{\pi} \sin^{-1} \frac{y}{H} - \frac{Q}{2} \right) \right\}^2 + y^2 = H^2 \dots\dots(9)$$

となり、 $y=0$  のとき  $x = \frac{B}{2}$  を代入すると次式を得る。

$$B = \frac{Q}{k} + 2H \dots\dots\dots(10)$$

ここで注意せねばならないのは溝の形を与える式(5)と式(9)とは形式的には同一であるが、これを

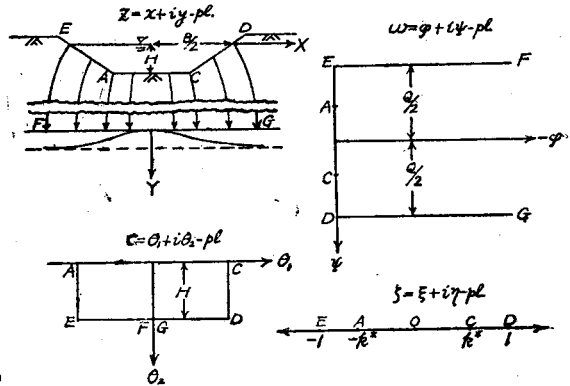
$x$  について解く場合に前者は  $\sqrt{H^2 - y^2}$  の負根をとり、後者は正根をとらねばならないことである。

(3) 溝の形が直線形よりなる場合の解法 図-3 は地中深所に地下水面のある場合に直線形の溝からの浸透流を示しているが、ここでもポテンシャル、流線および自由水面の形は等角写像によつて見出されるけれども溝の正確な形は解の終りにならなければ判明しない。この場合の解法については Wedernikow が行つているが<sup>5)</sup>、その結果は式(6)に相当するものとして次式が得られる。

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{k} - 2H \frac{K}{K'} \\ B_1 &= 2|x|_{y=\infty} = \frac{Q}{k} + B + 2H \frac{K}{K'} \dots\dots\dots(11) \end{aligned}$$

ここに  $K, K'$  はそれぞれ母数が  $k^*$ 、 $\sqrt{1-k^{*2}}$  (図-3 参照) であるような第1種完全楕円積分を示しており、特に  $K=K'$ 、すなわち  $k^* = \pm \sqrt{\frac{1}{2}}$  のときには式(6)と一致する。

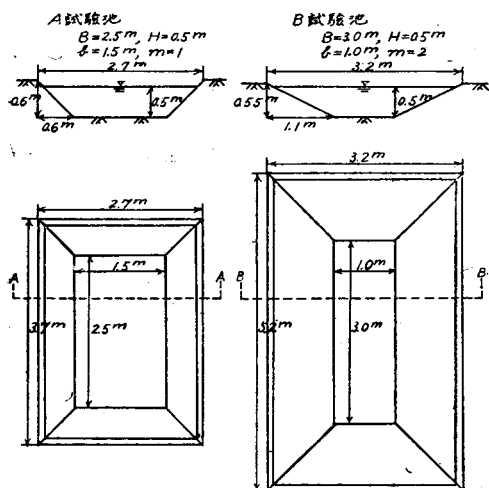
図-3 地下水位の深い場合の溝からの浸透とその  $\tau, \omega$  および  $\zeta$  平面



3. 試験測定とその結果

(1) 測定方法 神奈川県麻溝沈澱池施工現場の関東ローム層上に図-4に示すような断面を有するA, B 2ヶの試験池を掘り、いずれも常に50cmの水位を保つように絶えず注水して、それによつて各池全体から浸透する水量を測定した。測定には10リットル入りのバケツを用いてこれに満水するに要する時間を測つたが、このときの浸透水は3次元流れて地底の四方に拡散する。次にこれらの池を断面に直角の方向に数回掘さく拡大して行き、この拡大された試験池からの浸透水量と拡大する前のそれとを差引きすることによつて断面の両端附近の流れの影響を除去し、このようにして断面および単位長の奥行きから流出する水量Qを求めることにした。この方法で端の影響を除かれ

図-4 試験池



た流れは2次元流れと見なしてよく、その結果 2. で述べた基本理論式より導かれる公式を適用することができる。

試験池を掘さく拡大した長さや回数は A では 2m ずつ 2 回、B では 4m 1 回で、それぞれの差を取つた。

(2) 測定結果

a) A 試験池 ( $B=2.5\text{ m}$ ,  $H=0.5\text{ m}$ ,  $b=1.5\text{ m}$ ,

$$m = \frac{B-b}{2H} = 1$$

原池の平均流出量	19.5 cc/sec.	} 差	19.4 cc/sec.
1回拡大したとき	38.9 "		
2回拡大したとき	57.1 "	} 差	18.2 cc/sec.
平均			18.8 cc/sec.

奥行き 1cm 当りの断面 A-A からの平均流出量

$$Q_{A1} = 18.8 \div 200 = 0.094 \text{ cc/sec.}$$

b) B 試験池 ( $B=3.0\text{ m}$ ,  $H=0.5\text{ m}$ ,  $b=1.0\text{ m}$ ,

$$m = \frac{B-b}{2H} = 2$$

原池の平均流出量	112.2 cc/sec.	} 差	37.0 cc/sec.
拡大したとき	149.2 "		

奥行き 1cm 当りの断面 B-B から平均流出量

$$Q_{B1} = 37.0 \div 400 = 0.092 \text{ cc/sec.}$$

(3) 理論式の適用 この測定に用いた試験池 A,

B はいずれも掘さくの都合上簡単な直線形の断面からできているため厳密には 2.(3) で述べた方法を適用せねばならないが、前述のように池の形状の多少の異同は 2.(2) の簡単な結果が由来する諸式の適用を妨げるものでないと云う議論に従つて、式 (6) および式 (10) から透水係数  $k$  を逆算することにする。この場合この 2 つの式の中のいずれを用いるべきかは、

地下水面の深さに原因する滲透水流の拡散方向如何によるものである。この試験測定の場合には試験池を掘さくしたローム層の厚さはボーリングの結果によると 10 数 m であり、地下水面はその下の砂礫層中にあることが知られている。後に述べる如く池底に設けた横坑による観察で明らかのように、滲透水流は水平方向ではなく鉛直下方に向うことが確かめられたが、念のために試験池の巾  $B$  を与える式 (6) とさらに式 (10) との両方を用いて  $k$  を算出することにする。すなわち

$$\text{式 (6) より } k_1 = \frac{Q}{B+2H} \dots\dots\dots(6')$$

$$\text{式 (10) より } k_2 = \frac{Q}{B-2H} \dots\dots\dots(10')$$

これらの式に (2) の測定結果を適用すると、

式 (6') より

$$k_{1A} = \frac{Q_A}{B+2H} = \frac{0.094}{350} = 2.68 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.}$$

$$k_{1B} = \frac{Q_B}{B+2H} = \frac{0.092}{400} = 2.30 \times 10^{-4} \text{ "}$$

$$\text{平均 } k_1 = 2.49 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.}$$

式 (10') より

$$k_{2A} = \frac{Q_A}{B-2H} = \frac{0.094}{150} = 6.26 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.}$$

$$k_{2B} = \frac{Q_B}{B-2H} = \frac{0.092}{200} = 4.60 \times 10^{-4} \text{ "}$$

$$\text{平均 } k_2 = 5.43 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.}$$

故にこの測定を実施した関東ローム層の透水係数  $k$  は次の範囲にあることが判る。

$$2.49 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.} \leq k \leq 5.43 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.}$$

4. 測定結果の考察

(1) 透水係数の次数の検証 関東ロームの組成から判断してもその透水係数が丁度透水性と不透水性との中間、すなわち  $10^{-4} \text{ cm/sec.}$  の次数であろうと云うことは予想されたところである。また水溜りの時間的な水位低下状況による透水係数算定方法<sup>9)</sup>を用いて算出した結果は  $k=4.94 \times 10^{-4} \text{ cm/sec.}$  を与えて、前記の  $k$  の範囲に入ることが判つた。

(2) 池底の下方深所での滲透流拡散巾とその時間的变化の観察 図-5 に示す如き試験池 C から流出する滲透水が地中深所でのどのように拡散するかを調べるために、深さ 8m の堅坑に連結した水平坑道内において試験池に注水後の拡散巾 (毛細管作用による拡巾も含まれている) とその時間的变化を観察することができた。その結果前述のように、この現地では関東ローム層が厚く地下水面が相当深いため、池からの滲透水の自由流線は鉛直な漸近線を持つてることが判つた。

図-5 滲透水の最大巾の検証

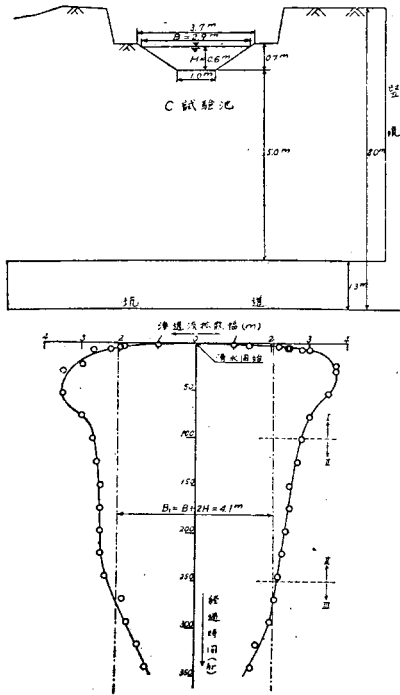


図-5 によつて知られるように滲透流の拡散巾の時間的变化は大別して3つの段階に分れている。すなわち、坑道内に湧水開始後約 100 時間(I)は滲透水は地層の毛管作用によつて水平方向に拡がろうとする傾向にあるが、それ以後の約 150 時間(II)は殆んど定常流となつて鉛直下方への滲透を続ける。それ以上時間がたつと(III)地層内に初期パイピング作用によつて池底中央部附近に流れが集中し、したがつて拡散巾は時間の経過と共に減少するようになる。

この中(II)の段階に適合する式(6)による理論的拡散巾は図-5の鎖線で示す範囲となり、実測の結果

とやや異つている。これは地層の毛細管作用および試験池の断面形の相異に起因するものと考えられ、これらの影響を控除すると両者は一層接近し、本測定法の精度は良好と認められる。

### 5. 結 語

本文では均一なローム層その他の一般に比較的中程度の透水性を有する土の透水係数を測定するために、従来行われて来た実験室内における小規模な試料による測定方法に附随する多くの重大な欠陥を除去することを目的として、アースダムまたは一般堤体の施工現場において極めて簡単な野外試験池を造りそれを拡大して行くことによつて、地盤の透水係数を従来困難視されて来た水理学的解析を通じて合理的に算出する方法を提案した。またこの方法の妥当性を実証するために横浜市水道麻溝沈澱池における関東ローム層の透水係数を実測し、その次数の検証や基本理論式の適合性の考察を行つて誤りのない結果を得ることができた。

本研究の考案、企画は松尾、他は3人で分担した。

終りに、本研究に関連して横浜市水道局と西松建設の示された好意ならびに文部省科学研究費の援助に対し感謝の意を表する。

### 参考文献その他

- 1) D. P. Krynine: Soil Mechanics, 1941, p. 75
- 2) C. S. Slichter: U. S. Geol. Survey Water Supply & Irrigation Papers, No. 67, 1902, No. 140, 1905
- 3) K. V. Terzaghi: Die Wasserwirtschaft, vol. 23, 1930, p. 318
- 4) M. Muskat: Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, 1937, p. 327
- 5) V. V. Wedernikow: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1934, p. 128, 137, 149
- 6) 別稿にて報告予定

(昭.26.10.3)

## 第6回セメント技術大会について

日本セメント技術協会では来る5月13日より16日迄の4日間、第6回大会を丸ノ内の日本工業倶楽部講堂において開催するが、講演希望者は次の要領により同協会(東京都港区赤坂台町1番地の2)宛申込まれたい。

### 講演申込要領

1. 講演時間は20分(講演15分, 討論5分)以内

2. 申込書には演題(英文を附す)、氏名(共同研究の場合は発表者に○印を附す)、勤務先及び通信先所要時間(20分以内)を明記の上3月15日迄に申込むこと。
3. 講演申込者は4月30日迄に「昭和27年度セメント技術年報」掲載用原稿を執筆の上提出のこと。尚詳細については同協会に御問合せ下さい。