

電氣的相似法による浸透流の研究

河原田 礼次郎

Studies on Seepage Flow by means of Electrical Analogue Method

Reijiro KAWAHARADA
(Laboratory of Farm Mechanics II)

目	次
第1章 緒 論..... 1	第1節 問題点とその解析方針
第1節 浸透流の解析法	第2節 等角写像法による理論
第2節 流線網および電氣的相似法の研究史	第3節 電氣的相似法による実験
第3節 本論文の内容と研究経過	第4節 実験結果の考察
第2章 電氣的相似法..... 3	第5節 摘 要
第1節 電氣的相似法の原理	第6章 有限透水層における河床暗キヨの浸透流
第2節 電氣的相似法の種類とその得失	量.....56
第3節 電氣的相似法による実験の準備	第1節 河床暗キヨが一つの場合
第4節 実験の方法とその装置	第2節 河床暗キヨが二つの場合
第3章 有限透水層が一樣な場合の単式堤防下の	第3節 摘 要
浸透.....15	第7章 仮締切工における浸透.....63
第1節 MUSKAT の理論	第1節 問題点とその解析方針
第2節 MUSKAT 理論の展開	第2節 等角写像法による理論
第3節 展開式の実用化とその数値計算の結果	第3節 電氣的相似法による実験 I
および考察	第4節 電氣的相似法による実験 II
第4節 電氣的相似法による実験	第5節 電氣的相似法による実験 III
第5節 適 用 例	第6節 電氣的相似法による実験 IV
第6節 堤防も透水性である場合	第7節 摘 要
第7節 摘 要	第8章 開水路の地下水圧減圧工における浸透.....77
第4章 有限透水層が透水係数の異なる場合の単	第1節 問題点とその解析方針
式堤防下の浸透.....31	第2節 浸透流量についての実験結果とその考
第1節 問題点とその解析方針	察
第2節 浸透流量の算定	第3節 揚圧の分布についての実験結果とその
第3節 流線網の比較	考察
第4節 堤防下面に加わる揚圧分布	第4節 摘 要
第5節 堤防も透水性である場合	第9章 総 括.....83
第6節 摘 要	参 考 文 献
第5章 有限透水層における複式堤防下の浸透.....41	英 文 要 旨

第1章 緒 論

第1節 浸透流の解析法

浸透流の解析法には、等角写像法¹⁾²⁾あるいは変分法³⁾による数学的解法、流線網図法あるいは描場法と言われる図式的解法⁴⁾⁵⁾のほかに、砂あるいは散弾等の粗粒子の模型による方法⁶⁾、HELE-SHAWの流線を応用する方法⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾および電氣的相似法による方法^{11)~25)}のような実験的解法がある。これらはそれぞれに大きな得失があり、いかなる場合にも一概にどれを用うべきであると断定することはできない。すなわち数学的解法は、ある与えられた条件のもとにおいては、厳密かつ普遍的な結果

をうることができて有力な武器であるが、境界条件が複雑になると解析が困難となり^{1*}、たとえ解析できてもその数値計算に非常な労力を必要とすることが多い。したがって実用的なものと言えない。図式的解法はこれと全く対照的なもので、実用的にはこれで十分な場合もあるが、何と言つても一種の簡便法であるから、あくまで近似的解法にほかならない。以上の二つの方法に対し実験的解法は、実用的でもあるし、ある程度の設備と労力をかければ、信頼度の高いかつ普遍的な結果をも導きだせる利点があるのでよく用いられるが、これにも前記の三つの方法で、それぞれ大きな得失がある。例えば本研究に用いた電氣的相似法による実験では境界条件の形がはつきり決っている場合には、流線および等ポテンシャル線が定量的に求められ、浸透流量はもちろんのこと、揚圧分布曲線まで知りうる。しかも操作が容易であり規模も小さくて済むので、ほとんどひとりで実験ができ、精度も高い。しかし現実においては地下水流には毛管現象がともない、また比較的流速の大きい部分においてはパイピング、クイックサンド等の洗掘作用があるが、これらの現象は電氣的相似法では全然表わせない。したがってサンドモデルによればこれらの現象も表現できるわけであるが、これとしても実験の縮尺比を構成粒子の縮尺比と必ずしも一致させることはできず、定量的な取り扱いには困難である。またサンドモデルでやるとすれば、所要の透水係数をもたせること、さらに均質一様な模型を作ることにも相当の困難があり、また実験を行なつていくにつれて内部の組織がかわつて透水係数の値が変化したりするが、一番大きな欠点は境界条件が複雑な場合、模型自体の透水係数を直接測定できないことである。したがって装置も大きく人手も多くいる割には流線の大体の傾向と浸透流量のその条件のときの値しかえられず^{2*}、また等ポテンシャル線も直接追跡することができない。この点電氣的相似法による模型はサンドモデルの欠点を完全におぎなつている。つまりポテンシャル理論を是認した立場よりすれば、電氣的相似法による方がはるかにすぐれている。ところが電氣的相似法には大きな、そしてただ一つの欠点がある。それはあとでのべるように、堤体の浸潤線のような自由表面がある場合には特殊の装置をくふうすることにより一応とけるとされているが、これが実際にはむずかしく、いくつかの成功例¹⁵⁾¹⁹⁾も見られるが、少くとも容易でないことである。この点を完全におぎなうる実験方法が **HELE-SHAW** の流れを応用する方法である。これだと自由表面の測定はもちろんのこと、流量の測定もできるし、流線の状態もしりうる。またこの方法の大きな特徴として大事なことは、暗キヨの問題あるいは干拓堤防の浸潤線等の非定常^{3*}の浸透流をも解析できることで、これは浸透問題の未解決分野の開拓手段として大きく特筆さるべきである。すなわち電氣的相似法ではやれない欠点を完全におぎなってくれるわけである。しかしやはり等ポテンシャル線の分布はしることができず、また装置、必要な人員等については電氣的相似法による方がずつとすぐれていると言つてよい。本研究はこのような得失のもとに電氣的相似法による実験を行なつたもので、したがって自由表面のある場合および非定常の問題にはふれていない。

第2節 流線網および電氣的相似法の研究史^{4*}

流線網の根本の数学的理論は 17 世紀 NEWTON によつて導かれた微分計算に、また運動および連続の方程式は 18 世紀中に同時代の EULER, LAGRANGE および LAPLACE の仕事に基礎をおいてい

*1 境界条件が複雑になると階差法による数値解法がよく用いられるが、これは実用的な解をうるための一つの近似解法である。

*2 浸透指数のような無次元値ではないので、透水係数、水位差が変わつたときのものが類推できない。

*3 一部のもの²⁶⁾に非定常の場合には用いられないとあるが、比較的新しい文献¹⁰⁾によると非定常の場合にも用いることができると明記されている。

*4 この研究史は E. W. LANE 等の論文¹³⁾に負うところが多い。

る。そのうち GAUSS, STOKES, W. THOMPSON, HELMHOLTZ および MAXWELL 等の数学者や物理学者が、その理論や応用についての展開を試みた。かような流線網の原理が現在でもよく用いられているように、発電子の極のまわりの磁場の研究等の静電場の研究に利用されるようになってきたのである。

水理学の問題にこれが使われたしたのは、1928年 HINDERKES によつてであるが、これはサイフォン余水吐における圧力分布の研究のために用いられたものである。また H. KULKA, はローラーゲイトの下の流れの問題にこれを用いた。ついで FORCHHEIMER, PAVLOVSKI, LELIAVSKY, HARZA, TERZAGHI 等がダムの下の水の流れの研究にこの流線網の原理を拡張的に用いてきた。

電氣的相似法を水理学問題の解決に最初に応用したのは N. PAVLOVSKY¹¹⁾(1933) であると E. W. LANE¹³⁾は言っているが、同じ年に J. VREEDENBURGH と O. STEVENS も論文¹²⁾を発表しているし、その装置を R. DACHLER はその著書¹⁶⁾に引用している。すなわち地下水の問題にはじめて電氣的相似法が用いられたのは 1933 年であると思われる。その後 1935 年 R. D. Wyckoff と D. W. REED がこれに重力の影響を考慮した新しい装置を提案した¹⁵⁾。前にのべたように電氣的相似法はもともと電気学関係の分野においてよく用いられ最近でもこの関係の文献¹⁷⁾¹⁸⁾が多いが、わが国で最初に電氣的相似法を浸透に利用したのは丹羽¹⁹⁾(1950) であり、ついで著者(1952)²⁰⁾(1955)²¹⁾²²⁾、最近では小田・瀬川²³⁾²⁴⁾(1959)、緒形²⁵⁾(1960) がある。それぞれ、装置あるいはその操作上いろいろと改良の点をあげているが、原理的なものは変つていないようである。すなわち現在は、この応用の段階にあると判断される。

第3節 本論文の内容と研究経過

本論文の第2章は実験に用いた電氣的相似法についての理論とその実際について、著者の独自の方法論をも含め、本研究の実験法をのべた。第3章から第8章までは、この実験法による実際問題の解析結果とその一部の理論解析をのべ実際にすぐ適用できるよう、実用式ならびに計算結果の図を導きだしたものである。

本研究は 1950 年、九州大学大学院当初からその緒についたもので、その間いろいろの改良を重ね、1959 年から再び九州大学に国内留学するにおよび、本研究の大部分を九州大学農学部において実施した。

この研究の端緒を与えられた恩師九州大学名誉教授田町正誉博士、ならびに終始御厚意に満ちた御指導と御助言を賜わつた恩師九州大学教授高田雄之博士に対し心から拝謝する。

また研究当初から御指導御助言をいただいた神戸商船大学種子田定俊博士、九州大学応用力学研究所周部淳一、大路道雄両博士ならびに終始御指導と有益なる御助言を下さつた佐賀大学田中宏平博士に厚く御礼申し上げます。

鹿児島大学教授阿部雅雄氏、九州大学教授田辺邦美博士にはいろいろと研究上の御援助をいただきまた九州大学助教授藤川武信博士はじめ教室の各位には終始仔細にわたり研究上の御便宜をいただいたことをしるし厚く御礼申し上げます。

なお図面のとりまとめに特に御骨折りいただいた榊佳子氏、原稿の整理に御協力いただいた実姉松井喜生氏に御労苦を感謝する。

第2章 電氣的相似法

第1節 電氣的相似法の原理

1. 浸透流と電氣の流れの相似性

一般に土壌の間ゲキを流動する浸透水の運動を考えると、微視的にみた流れは、層流運動の範囲内ではすべての点において粘性流体に関する基本式である NAVIER-STOKES の運動方程式が成立しなければならない。

すなわち 2 次元で考えれば非圧縮性の場合、運動方程式は次の式で表わされる。

$$\frac{D\mathbf{v}'}{Dt} = \mathbf{K} - \frac{1}{\rho} \text{grad } p + \nu \nabla^2 \mathbf{v}' \quad (2.1)$$

\mathbf{v}' : 間ゲキ内の実質速度

\mathbf{K} : 外力

ρ : 流体の密度

p : 圧力強度

ν : 動粘性係数

∇^2 : LAPLACE の微分記号 $\left(= \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)$

$D\mathbf{v}'/Dt$: EULER の運動方程式における記号と同じように時刻 t に点 (x, y) においてもつ加速度成分

この (2.1) において右辺の最後の項は粘性による抵抗を表わすものであり、これらは間ゲキの中での速度分布から計算されるものである。しかしこのような計算は困難であるから、近似的にこれを見かけ上の速度 $\mathbf{v} = \lambda \mathbf{v}'$, λ : 間ゲキ率 に比例するとして $f\mathbf{v}$ とおけば

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u'}{\partial t} + \left(u' \frac{\partial u'}{\partial x} + v' \frac{\partial u'}{\partial y} \right) &= X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + f \cdot u \\ \frac{\partial v'}{\partial t} + \left(u' \frac{\partial v'}{\partial x} + v' \frac{\partial v'}{\partial y} \right) &= Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + f \cdot v \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

X, Y : x, y 方向の外力

u, v : x, y 方向の見かけ上の速度

ここで括弧内は微小量であるから省略し、かつ見かけ上の速度にかきかえれば、 $X=0, Y=-g$ であるから

$$\frac{1}{\lambda} \frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + f \cdot u \quad (2.3)$$

$$\frac{1}{\lambda} \frac{\partial v}{\partial t} = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + f \cdot v \quad (2.4)$$

比例常数 f を求めるために DARCY の法則を用いれば

$$u = -k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v = -k \frac{\partial h}{\partial y} \quad (2.5)$$

ここで

$$h = y + \frac{p}{w}$$

$$\therefore u = -\frac{k}{w} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (2.6)$$

また (2.3) を定常流として考えれば左辺は零となるから

$$u = \frac{1}{f\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (2.7)$$

(2.6), (2.7) から

$$f = -\frac{g}{k} \quad (2.8)$$

したがって (2.3), (2.4) は

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\lambda g} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{u}{k} \\ \frac{1}{\lambda g} \frac{\partial v}{\partial t} &= -\frac{\partial h}{\partial y} - \frac{v}{k} \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

定常流と考えれば、いずれも左辺が零となるから

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial x} &= -\frac{u}{k} \\ \frac{\partial h}{\partial y} &= -\frac{v}{k} \end{aligned}$$

すなわち
$$\mathbf{v} = -k \text{ grad } h \quad (2.10)$$

これは (2.5)、つまり DARCY の法則に他ならない。

電氣の流れにおいては OHM の法則により

$$\mathbf{i} = \sigma \mathbf{E} = -\sigma \text{ grad } V \quad (2.11)$$

\mathbf{i} : 電流密度 σ : 比伝導度 \mathbf{E} : 電界の強さ V : 電位差

(2.10)、(2.11) は互いに相対応しているから、境界条件さえ一致させれば電氣的相似法によつて求められる等ポテンシャル線およびこれと直交する流線は、実際の浸透流におけるそれとそれぞれ一致することになる。しかし (2.9) の左辺が零でないとき、すなわち非定常の場合は (2.10) が成立しえないから、かかる相似性は成立しない。

また
$$\phi = kh = k\left(y + \frac{p}{w}\right)$$

なる速度ポテンシャルを導入すると (2.10) は

$$\mathbf{v} = -k \text{ grad } \phi = -\text{grad } \phi$$

すなわち
$$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v = -\frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (2.12)$$

とあらわされる。

ここで流体を非圧縮性と考えて連続の方程式を示せば

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (2.13)$$

したがつて (2.12) を代入すれば

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \nabla^2 \phi = 0 \quad (2.14)$$

すなわち LAPLACE の微分方程式を満足するポテンシャル流である。

また (2.11) より $\mathbf{E} = -\text{grad } V$ であるから

$$E_x = -\frac{\partial V}{\partial x}, \quad E_y = -\frac{\partial V}{\partial y} \quad (2.15)$$

ここで電流における連続の方程式を考えると

$$\frac{\partial E_x}{\partial x} + \frac{\partial E_y}{\partial y} = 0$$

であるから (2.15) を代入すれば

$$\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} = 0 \quad (2.16)$$

すなわち電流も LAPLACE の微分方程式を満足するポテンシャル流である。したがつて電氣的相似法が成立する。

ここに浸透流と電流の相似関係に対応させて列挙すれば Table 2-1 のようである。

Table 2-1. Correspondences of seepage flow and electric current

Seepage flow	Electric current
h (Head)	V (Electric potential difference)
v (Seepage velocity)	i (Current density)
k (Permeability)	σ (Specific conductivity)
Q (Seepage flux)	I (Quantity of electricity)
$= \int_A v dA$	$= \int_S i ds$
$= h/R'$	$= V/R$
R' (Fluid resistance)	R (Electric resistance)
$= \frac{1}{k} \frac{L}{A}$	$= \frac{1}{\sigma} \frac{l}{S}$
L (Length of flux)	l (Length of flux)
A (Sectional area of flux)	S (Sectional area of flux)
Streamline	Electric line of force
Equipotential line	Equipotential line

2. 電氣的相似法による浸透流量算定法

(1) 流線網法

一般に浸透流量の算定は、理論的流量公式、サンドモデルによる実測をのぞけば流線網の完成をまつて、はじめて数値的に決定される。すなわち流管の数が m 個、一つの流管の頭端から尾端までの流線網の目の数が n 個あるとすると、単位幅当りの流量 q は

$$q = \frac{m}{n} kh \quad (2.17)^{4)}$$

で表わされる。したがつて実際には、 m, n の値を数えればよいのであるが、アースグムの浸潤線のように浸出面を形成する場合には、各流管によつて n の値が違ふので (2.17) を使用するわけにはいかない。MUSKAT はこのような場合にも適用できるものとして次式を示している。すなわち相隣接する 2 本の等ポテンシャル線を考え、そのポテンシャルの差を $\Delta\phi'$ 、その間にはさまれる流管の数を m 個とすれば

$$q = m \Delta\phi' kh \quad (2.18)$$

(2) 抵抗法

以上のように流線網の作図ができれば (2.17), (2.18) により流量の算定ができるのであるが、電氣的相似法はかような流線網を描きうるだけでなく、その作図を全く行なわなくても流量の算定ができるという点においてすぐれた特長をもっている。

すなわち Table 2-1 の関係から

$$Q = \frac{h}{R'} \frac{R}{V} I \quad (2.19)$$

$$\frac{R}{R'} = \frac{k}{\sigma} \frac{l}{L} \frac{A}{S} \quad (2.20)$$

ここで $A = b'd'$, $S = bd$ (d, d' : それぞれの流れにおける奥行幅) とし、また境界条件が同じであるということから $b'/L = b/l$ なる関係を用いれば

$$\frac{R}{R'} = \frac{kd'}{\sigma d} \quad (2.20')$$

ゆえに単位幅当りの流量 q は

$$q = \frac{Q}{d'} = \frac{k}{\sigma d} \frac{h}{V} I$$

實際の測定の場合には σ , d をそれぞれ測定するのでなく $\sigma d = \sigma'$ を測定するわけであるから σ' におきかえると

$$q = \frac{k}{\sigma'} \frac{h}{V} I \quad (2.21)$$

一般に抵抗体が被膜状の場合、その被膜の厚さを d とすれば $\rho/d = R'$ のことをその被膜抵抗体の素抵抗というので $\sigma' = \sigma d = d/\rho = 1/R'$ から σ' のことを以後その被膜抵抗体の素伝導度ということにする。

また OHM の法則 $V = IR$ を適用すれば

$$q = \frac{1}{\sigma' R} kh \quad (2.22)$$

すなわち流量を測定するということは結局極間抵抗 R と σ' —— あとでのべるように抵抗の測定により求まるもの —— の抵抗の測定をすることに帰するので、この方法を抵抗法という。また (2.22) から

$$\frac{1}{\sigma' R} = \frac{q}{kh} = \frac{q}{\Delta\phi} = C_s \quad (2.23)^*$$

ここで次元を考えると

$$[\sigma' \cdot R] = [\sigma \cdot d \cdot R] = [\Omega \text{-cm}]^{-1} [\text{cm}] [\Omega] = 1$$

すなわち C_s の値は無次元数であつて境界条件が同じであれば、つねに一定の値をもっている。(2.17), (2.18) の m/n , $m\Delta\phi$ もこの値にほかならない。

以上は透水層が均一な一種のものからなるときには当然成り立つが、次に数種の異層からなる場合について考えてみる。

すなわち (2.22) に相当するものは

$$q = \frac{1}{\sigma'_c R_c} k_c h \quad (2.24)$$

$$\sigma'_c = f_1 (\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3 \dots \dots \dots)$$

R_c : 極間抵抗

$$k_c = f_2 (k_1, k_2, k_3 \dots \dots \dots)$$

この k_c と σ'_c とは模型である以上、相対応していなければならない。したがつて

$$\frac{k_1}{\sigma'_1} = C_1, \quad \frac{k_2}{\sigma'_2} = C_2, \dots \dots, \quad \frac{k_c}{\sigma'_c} = C_c$$

とすれば、また

$$C_1 = C_2 = \dots \dots \dots = C_c = \text{const.}$$

が成り立つはずであり、変化するのは極間抵抗 R_c だけである。したがつて次のようにかける。

$$q = \frac{1}{\sigma'_c R_c} k_c h = \frac{1}{\sigma'_1 R_c} k_1 h = \frac{1}{\sigma'_2 R_c} k_2 h = \dots \dots = \frac{1}{\sigma'_n R_c} k_n h \quad (2.24')$$

すなわち幾何学的境界条件さえ同じであれば、 σ'_c , k_c はわからなくても、どれか一種の k_n に相当する模型の σ'_n を測り、同時に σ'_c からなる模型の極間抵抗 R_c を測定することによつて代替できる。したがつて拡張して考えれば (2.22) の関係は透水層が異種の数層のものから成る場合でも成立する。

第2節 電氣的相似法の種類とその得失

第1節でのべた浸透流と電流の相似関係から、実験においては実際の境界条件と相似な形をもち各

* この値は MUSKAT が seepage flux per unit potential drop と表現しているもので、一般には seepage factor, form factor, 浸透指数として知られている。

部分の伝導度が実際の透水係数と相対応するとみなされる電導体を用意すればよいわけであるが、その電導体のえらび方によつて次のような種類があり、またそれぞれの得失がある。

交流による方法

1. 寒天法*¹
2. 液体法*² (溶液法ともいう)

直流による方法

3. 被膜抵抗法 (電導塗料を塗布する法)

以下各項についてその長所と短所をのべる。

1. 寒天法

長所

(i) 透水係数が不連続に変つているような異層からなる場合には混入する食塩量を変えることによつて、その比が $10^2 \sim 10^3$ と大きくなつても実施できる。

(ii) その不連続面においても相似性が成り立つ。

短所

(i) 透水係数が連続的に次第に変つている場合には適用できない。

(ii) 寒天は固体であるため一度状態を変えると再現できないし、インバージョンあるいは矢板の長さの変更など条件の変更ができない。^{*3}

(iii) 実験材料の調整に長時間を要し、^{*4} これにともなつて次の (iv)(v) がおこる。

^{*4} 異層からなる透水層に相似した寒天層を作るには、まず一つの層が固まつてから、それに隣接する層として温度の高い液体状のものを流しこむから、両者には温度差があり、この差がなくなるまでは実験できない。そうしないと比抵抗が不正確な値を示す。

(iv) 極板と寒天との接触抵抗が大となり、ポテンシャル線は極板に引きつけられて流量が小さくなる。^{*5}

(v) 異層間に接触抵抗があり屈折の法則がすべての流線については成立し難い。^{*6} またその境界においてイオンの移動があり条件が違つてくる。

(vi) 寒天と容器との附着力が大きく、寒天表面は容器附近で厚さが大となり、等ポテンシャル線の分布に誤差を生ずる。

(vii) 食塩濃度が 1% 以上になると、キャパシティ・バランス用のバリコンに大きい値を必要とする。

2. 液体法

長所

(i) 透水係数が距離の一次関数で表わされるように連続的に変化する場合も実施できる。

(ii) 容器は連続的に変る場合について 1 箇、不連続的な異層からなる場合について 1 箇 (異層の数が 2 個の場合) 作れば、透水係数の比のいろいろな場合にもそのまま利用できる。すなわち液量を変えて水深の比を変えればよい。

(iii) 材料が液体であるから実験条件の再現、変更が容易であり完全に行なわれる。

(iv) 流線網を描かせる場合なら、水道水をそのまま用いてもさしつかえなく^{*7} 流量を測定する場

*1,*2 これについては瀬川浩司の見解、丹羽の論文¹⁹⁾に負うところが多い。

*3,5,6 丹羽¹⁹⁾の実験によるとこの点よい結果がえられたとのべられているが、これは寒天の濃度の違いによつておこるのではないかと思われる。

*7 水道水は空気を多量に含んでいるから、ためおきの水を使うか一度沸騰させた後冷却した水を使うかした方が安全である。

合でも水道水に 0.05 % 程度の食塩を入れるだけで充分であり、したがって簡便であり経済的でもある。^{*1}

(v) 電極と液体との接触抵抗は 0.05 % 食塩液の場合 10 時間使用してもポテンシャル線において 0.1~0.2 % 程度のずれがあるだけである。

(vi) 容器壁の近傍における液面上昇は液体であるから寒天の場合ほど大きくない。

短 所

(i) 異層からなる場合、水深の不連続性によつて流線網、流量に誤差を生ずるので水深はできるだけ浅いがよいが、あまり浅いと蒸発によつて影響をうけ水深比が変わるから、ある程度深くし、不連続面に補正用のたんざく板を必要とする。²⁴⁾

(i) また透水係数の比が 100 以上になると容器を作る上から無理と思われる。($k_2/k_1=1/100$ すなわち水深の比が 1/100 とならなければならないから k_2 に相当するものを 2 mm とすれば k_1 の方は 200 mm となる)

(iii) 液体を用いるから容器は完全に水密性を保たなければならない。

3. 被膜抵抗法

長 所

(i) 相似法の主たる目的である流線網の作図にはブリッジの原理を用いるが、この方法による場合は使用電流が直流であるから前記の二方法のように交流を使う場合よりはるかに精度がよい。

(ii) また装置が前記の二方法にくらべてもつとも簡単であり、その規模も小さくてすむ。すなわち寒天法、液体法のように容器がいらない。また使用電源はその消費量がわずかであるから平角 5 号、3 ボルトの乾電池が 1 箇あれば特殊の場合^{*2}のほか充分である。

(iii) 異層からなる場合のように透水係数が不連続的に変化しているものは、被膜抵抗法をつくる際の塗料の塗布回数を変えることによつて表現できる。またその比が 200 位になつても実施できる。この不連続面には厚さの差があり、理論的には液体法の場合と同じように塗布した厚さの不連続性があるわけであるが、その厚さが 0.05~0.1 mm というように非常に薄いものであるため、その誤差はほとんどない。

短 所

(i) 一様に均一に塗布することに相当の技術の熟練を要する。

(ii) 抵抗法による流量測定の際に、抵抗法が均一でないと浸透体の部分と比伝導度を測る部分とが全く同質のものでなく誤差を生ずる。

以上三種の方法について、それぞれの得失をのべた。本研究ではその短所の点において若干の問題はあるが、精度が前記の二方法に比べてよいのと、その装置がもつとも簡単で規模も小さくてすむので、3. の方法を選んだ。

第 3 節 電氣的相似法による実験の準備

1. 被膜抵抗法の作成

被膜抵抗法の作成は前にものべたように相当の技術を要するので商品^{*3}として売られているものを

^{*1} 電解物質として硫酸銅のうすい溶液が用いられる場合もある。これは伝導度がよく、また銅板の極に偏極作用をおこすことが少い²⁵⁾。

^{*2} 浸出面を有する流れの場合のように透水層以外にも抵抗線を通じて電気が流れているときには 1 箇では不足する。しかしそれでも 3 箇以上も使うことはほとんどない。

^{*3} Western Union Telegraph Co., U. S. A. の Teledelts Type H.²⁵⁾

使用するのも一方法であるが、これにしても若干の異方性があるのと任意にその抵抗値を変えることができないので、数種の透水係数のものからなる異層の透水層の実験は実施できない。したがって本研究では適当な電導度をもつた塗料を塗布する方法を採用した。

(1) 電導塗料と被塗布材

使用した塗料は日本黒鉛工業株式会社製の“Collophite”と称する黒鉛の粉末を糊状にしたもので、これは本来、潤滑剤あるいは離型剤として使用されているが伝導度がよい^{*1}ので充分目的を達することができた。次にこれを何に塗布するかであるが、表面が平滑で吸湿性にとほしいものがよいのでセルロイド板あるいはプラスチック板も一応考えられるが、実験の際に任意の形に容易に切断できない。また実験の結果、流線網が作成されても他の紙面に写しとるのに不透明体であるためパンタグラフを要する等、適当でない。したがって多少、平滑性と吸湿性の点では劣るが操作が容易で経済的な厚い堅紙^{*2}を使用した。またできるだけ湿気を防ぐ目的で電導塗料を塗布する前に、シリコンワニス^{*}を紙に塗布してみたが溶剤の水とワニス^{*}が互いにはじき合つて電導塗料の霧状の粒子が凝集してしまうのでうまくいかなかった。

(2) 電導塗料の塗布法

前項の Collophite を水でといて紙面に一様に塗布すればよいわけであるが、いろいろの方法を試してみた結果、次のようにするのが最もよいようである。すなわち均一に塗布することが第一条件であり、またこれがすべてであるから、その方法もすべてその目的に合致するようにした。

(i) 塗布溶液は霧状体にする。

この場合、溶液の濃度はできるだけうすい方が霧の粒子の大きさも小さくなるし均一になりやすいが、あまりうすいと塗布の回数が多くなり能率的でないので、おのずから限度がある。しかしその溶液そのものを電導体に使うわけでないから寒天法、液体法のような厳密さを要しない。およそ容積%で 1~2% が適当である。次にこれを霧状にするには、その霧粒子をできるだけ微粒に、また均一にするためにコンプレッサーを動力としたスプレーガンを利用するのが能率がよい。コンプレッサーの圧力強度 3~4 kg/cm²、これを紙面から 30 cm 位のところから吹きつけるのが適当である。この際、風の影響を受けやすいから、できれば室内がよいが部屋のすみずみまで黒い粒子が附着するので注意を要する。

(ii) 紙の大きさとその支持法

紙はあまり小さいと実験材料として使うのに不便であるし、反対に大き過ぎると一様に塗布しにくいので大体、四六版全紙を 1/4 にした位のものが都合がよい。これを床面において塗布するが吹きつけの圧力で移動したり、水分を含むために紙面が平らでなくなつたりするのを防ぐために周囲を押しピン、セロテープ等で固定しておく。また一方向からのみの吹きつけでは均一性が保たれないので縦横からまんべんなく吹きつけることと、連続して吹きつけると微粒子の水滴が互いに附着して均一性をみだすので、一通り吹きつけたら少しかわくのを待つことが肝要である。

(iii) 吹きつけの回数

電氣的相似法の原理からは吹きつけの回数を規定するものはでてこない。すなわち回数が多い(少い)と、その結果として素伝導度 σ' が大きく(小さく)なるが、それに相反して抵抗 R が小さく(大きく)なるから相償い、えられる流量の値は変らない。すなわち透水層が均一な場合にはその回数は何回であつてもよいわけである。ところが Fig. 2.1 の実験の結果をみるとわかるように吹きつ

*1 黒鉛の比伝導度は金属の 1/1000 位である。

*2 できるだけ均一な平面の凹凸のないものがよいので、本実験では製図用のケント紙を用いた。

け回数と素伝導度との関係は直線的なものでなく、はじめのうち特にその変化の割合が急である。いかえれば吹きつけ回数が少いうちは、わずかの吹きつけの不均一が伝導度に大きい影響をおよぼすので、うすい被膜で一樣な抵抗体を作ることがむずかしいことを意味している。

したがって対象となる透水層が均一な単一のものからなるときは吹きつけ回数を多くすればよいが、異なつたいくつかの層から成る透水層を対象とするときは、その透水係数の比が大きいほど小さい伝導度の方の均一性を保つことが困難となり、実験値も単一の層からなる場合のものより誤差をとめないやすい。この点、塗布溶液の質を変える意味で霧吹き用の洗たく糊を溶液に混和し吹きつけ回数は多くても伝導度の小さいものを作るのも一つの方法であらう。

ここで Fig. 2.1 の数値は吹きつける溶液の濃度によつて回数が違つてくるし、また大気の温度、湿度によつても伝導度が敏感に変化するので絶対値としての意味をもたないことを附記しておく。

(3) 被膜抵抗体の調整

(2) のようにして吹きつけると被膜抵抗体ができるわけであるが、このままではやはり十分に均一ではないので調整をおこなう。すなわち実験の対象となる透水層から大体の大きさ^{*1}を決めたら、その大きさより少し大きめに長方形に紙片を切りとり、その相対する二つの辺を電極として次の第4節にのべるブリッジの理により等ポテンシャル線を描く。これらが平行で等間隔に描かれて

おればよいわけであるが、普通この条件は満足されていないので調整をおこなう。調整の方法としては等ポテンシャル線の間隔のせまい部分を綿でかるく摩擦する方法が簡便である。摩擦するとくすんだ面に光沢がでてくると同時に伝導度が大きくなるので等ポテンシャル線の間隔が広がる。かような調整をおこなえば互いに直角な方向のそれぞれについては一樣にすることができるが、両者を全く同一にする方法はない。しかしその差はおよそ5%^{*2}位であるから、実験の精度としては充分である。

第4節 実験の方法とその装置

1. 流線網を描く方法

まずその配線図を Fig. 2.2 に示す。

ABCD は電導塗料を塗布した被膜抵抗体で境界の形状にしたがつて切断し *e* の電極に相当する部

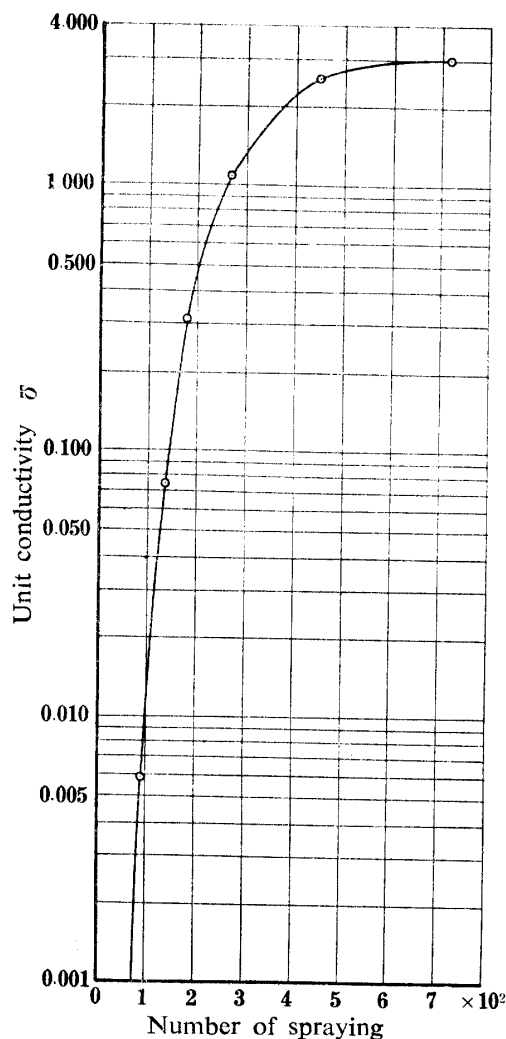


Fig. 2.1 Relation between unit conductivity and number of spraying

*1 あまり大きいと全部を均一にするのが困難であり、あまり小さくすると測定誤差が問題になるので、おのずから限度があり、一番長い辺の長さが 30 cm を越さない範囲で、理想的には 15 cm 四角位が望ましい。

*2 前記の U. S. A. の Teledeltos Type H の異方性は 12% となつている。²⁵⁾ そして計算によつて補正してある。

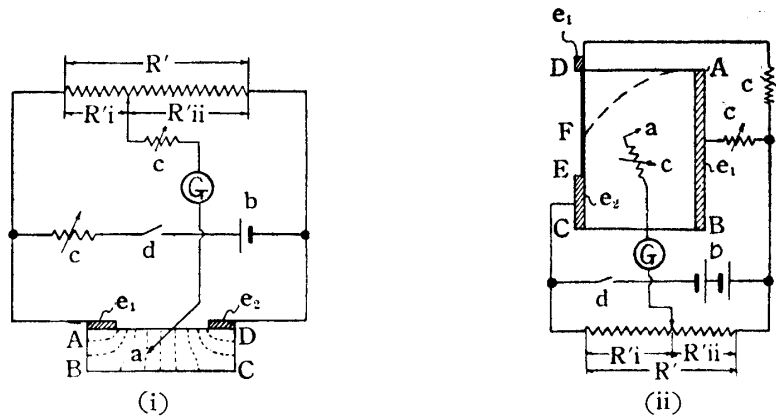


Fig. 2.2 Electrical circuits for model experiments

(i) Model without a free surface (ii) Model with gravity systems

分は流れの偏極を防止するためにデュポン製の“Conducting Silver Coating Material No. 4922”を酢酸ブチルで適当に溶かして塗布し、数時間キュアリングしたのち山型クリップではさんで電極とした。 R' は回路抵抗で精密でなければならないので本実験では横河製の4ダイヤル型の可変抵抗器を2箇所用い R'_i , R'_{ii} に使用した。Ⓞは検流計、 a は等ポテンシャル線を探るときに用いる探針、 b は乾電池で平角5号3ボルトを用いた。 c は普通の可変抵抗器で d はスイッチである。 DE は適当な電導度をもつた低抵抗線であるが、“適当な”という程度および満足すべき条件がむずかしいので1本の連続した線ではなく、これを細分して階段状の境界値を与えるというような工夫がなされている例²⁵⁾がある。

(1) 等ポテンシャル線の描き方

実験の方法は、ホイートストン・ブリッジの理を利用するもので、いま検流計Ⓞが零を示す点を探針 a で探していけば、そのときの回路抵抗における R'_i と R'_{ii} の比が e_1 電極と a 点間の電位差と a 点と e_2 電極間の電位差の比に等しくなっているから、 R'_i , R'_{ii} の比をいろいろ変化することにより所要の等ポテンシャル線をうることができる。実験の際は普通10%間隔位に等ポテンシャル線を入れれば充分であるが、その間隔が非常に離れていて流線を入れるのに不都合であつたり特にその分布状態を知る必要があるときは、もつと細かい値の線を入れる。このとき5%, 2.5%, 1.25%...というように、その値が1/2になるように選ぶ方が、あとで整理するのに都合がよい。

(2) 流線の描き方

以上のようにして等ポテンシャル線図ができれば、流線はこれに直交するように描けばよいわけであるが目測によるわけであるから正確を期するには相当の熟練を必要とする。これに対し電極とその他の境界面とを電気的に交差するいわゆる反転(インバージョン)をおこなえば正確にしかも容易に流線を描くことができる。すなわち反転後の等ポテンシャル線が反転前の流線に相当するわけである。



Fig 2.3 Method of inversion between potential and stream function

ただしこの透水層が透水性の異なる数層から成る場合には、各層の伝導度をも互いに反転してやらないと実際の流線にならない。この理論的根拠を示すと次のようである。

すなわち Darcy の法則と連続の方程式から、(2.5) を (2.13) に代入すれば

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0 \tag{2.25}$$

また
$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = 0$$

であるから (2.25) は次のようにおけば満足される。

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{k} \frac{\partial \psi}{\partial y}, \quad -\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{1}{k} \frac{\partial \psi}{\partial x} \tag{2.26}^*$$

また
$$\frac{\partial}{\partial x} \left(-\frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0$$

であるから、これに (2.26) の関係を入れると

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{k} \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{k} \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) = 0 \tag{2.27}$$

したがって (2.25)→(2.27) の変換は $h \rightarrow \psi$, $k \rightarrow 1/k$ の変換によつて可能である。すなわち等ポテンシャル線を描くには σ' を k に比例してとればよいのに対して、流線を描くには σ' を $1/k$ に比例してとらなければならないことを示している。

この反転によつて流線を描く方法は、流量算定における抵抗法と共に電氣的相似法のもつ大きな利点の一つである。

なお Fig. 2.2 (ii) は自由水面 AF がはじめからわかつていないので、この場合 ED 間ではポテンシャルは直線的に変化すべきものであるという条件のもとに試行錯誤法により左上角 ADF の部分を逐次切り除いていかねばならない。このやり方は理論的にはよいのだが、実際にはなかなかむずかしい。

2. 浸透流量の測定法

第2章第1節の2. にのべたように以上のようにして流線網が描ければ、(2.17), (2.18) により m, n の値を数えて直ちに流量が求められる。ここでは抵抗法による算定法について実際の測定法をのべる。

すなわち (2.22) によれば $q = \frac{1}{\sigma' R} kh$ であるから σ' および R を測定すればよいわけであるが、その測定の仕方によつて次の三つの方法がある。

(1) 電流計、電圧計を使つて R を求める法

これは計器のつなぎ方によつて Fig. 2.4 のように二つの方法がある。

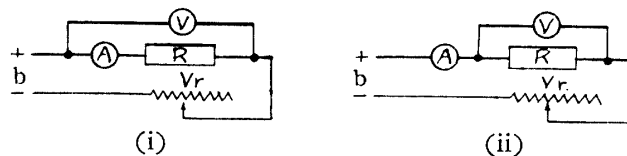


Fig. 2.4 Electrical circuits for measurement of resistance R by means of ammeter and voltmeter

Ⓐ ammeter Ⓥ voltmeter R : measured resistance
 V_r : variable resistor b : electric source of direct current

(i) の接続法で電流計の抵抗を r_a , その読みを I amp., 電圧計の読みを V volt. とすると

* これは CAUCHY-RIEMANN の微分方程式に他ならない。

$$V = I(R + r_a) \quad \therefore R = \frac{V}{I} - r_a$$

また (ii) の接続法では、電圧計の抵抗を r_v とすると

$$I = \frac{V}{R} + \frac{V}{r_v} \quad \therefore R = \frac{V}{I - \frac{V}{r_v}}$$

すなわち抵抗 R の測定のために電流計、電圧計を必要とし、しかもその接続法によつて計器自身の抵抗が測定値に影響をおよぼすので、ただ繁雑であるばかりでなく誤差を含むのをまぬがれない。この点次の二つの方法の方がすぐれている。

(2) 抵抗 R を直接求める法

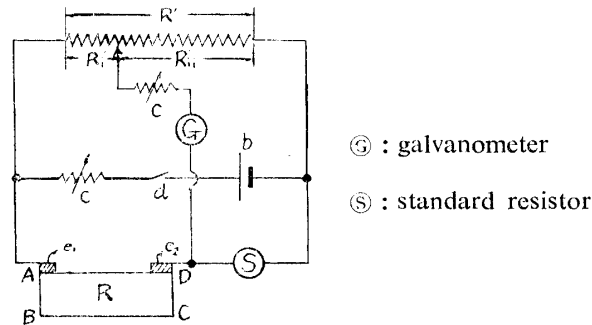


Fig. 2.5 Electrical circuits for measurement of resistance R by principle of wheatstone bridge

Fig. 2.5 に示すように Fig. 2.2 (i) の配線中に標準抵抗器 (S) を入れただけである。すなわち

$$R = \frac{R_{1'}}{R_{1''}} R_s \quad R_s: \text{標準抵抗値}$$

σ' の測定もこの方法による。すなわち

$$\sigma = \frac{1}{R_{1'}} \frac{l}{S} = \frac{1}{R_{1'}} \frac{l}{d b}$$

であるから

$$\sigma' = \sigma d = \frac{1}{R_{1'}} \frac{l}{b} \quad (2.28)$$

すなわち厚さ d なる被膜抵抗体を幅 b 、長さ l の大きさに切断し、その抵抗 $R_{1'}$ を Fig. 2.5 の方法で求めれば σ' が求まるわけである。実際の場合には $l=b$ あるいは $b/l=1/10$ のようにとれば計算しやすい。

(3) 抵抗 R と $R_{1'}$ の比の形で求める法

(2.22) に (2.28) を入れると

$$q/kh = \frac{R_{1'}}{R} \frac{b}{l} = \frac{R_{1''}}{R}, \quad R_{1''} = R_{1'} \frac{b}{l} \quad (2.29)$$

したがつて $b/l=1$ にしておけば、 σ' を測るための抵抗体の抵抗 $R_{1'}$ と浸透実験体の極間抵抗 R との比で直ちに流量が求まるわけである。すなわち Fig. 2.5 の (S) の代りに σ' を測るべき抵抗体を入れれば

$$\frac{R_{1'}}{R} = \frac{R_{1''}}{R_{1'}} = q/kh, \quad b/l=1 \quad (2.30)$$

として直ちに浸透指数が求められる。

以上の三つの方法のうち (3) がもつとも簡単で便利がよいが、本実験では抵抗測定用として精密な横河製の L-3 型携帯用組試験器*を利用したので (2.29) の関係を主として使用した。またこの際

* 測定範囲 $1 m\Omega \sim 10 M\Omega$ 、総合精度 $\pm 0.6 \sim 1.0 \%$ 、

b, l は切断すると、どうしても $b/l=1$ あるいは $b/l=1/10$ のように正確にならないので切断の後、小さい辺はダイヤルゲージのついた厚み計で、少し長い辺はノギスで精密に長さを測定した。

3. 温度および湿度の影響とその除去

電氣的な測定の際に常に問題となることであるが、大氣の温度、湿度がこの実験の場合にも多分に影響してくる。特に使用する被膜抵抗体が黒鉛からなっているため吸湿性も強く、厳密に言えば常にその性質が変動している。すなわち温度が上昇すると伝導度は低下し湿度が上ると伝導度は増加する。したがって流線網を描くときにように1枚の抵抗体が一樣にその影響をうけておれば、その変化も一樣であるから求めた等ポテンシャル線にも影響はないとみられるが、流量測定の場合のように R, σ' を測定するときは、 R, σ' を測定する抵抗体の大きさが違えば、その影響の程度が違ってくるし、2.(3) のように R, σ' を同時に測定する場合*1を除いては、その測定時間の違いによつて誤差を生ずる.*2 したがってできるだけ温度、湿度の変化を少なくするため本実験では段ボールの箱に測定する抵抗体を入れて、およそ一定値になつてから読みをとつた。かように R と σ' の抵抗体の温度、湿度に対する変化の割合を同じにしてやれば R が大きく (小さく) なるときは σ' は小さく (大きく) なり互いに償う性質をもっているから (2.22), (2.23), (2.24) における流量の測定値には何等影響をおよぼさなくなる。

第3章 有限透水層が一様な場合の単式堤防下の浸透

ここに“単式堤防”とは第5章の“複式堤防”に対していうもので、この課題は一般の“堤防下の浸透”と同意義である。したがつていままでに種々の研究がなされているが、このうち理論的で比較的新しいものについてのべると、堤防下の透水層が無限の場合のいわゆる楕円浸透流については MUSKAT²⁹⁾, DACHLER³⁰⁾, 山田³¹⁾³²⁾ の研究があり、それらの理論値を計算することは比較的容易である。しかし現実には不透層が有限と考えられるところに存在する場合が多く、この場合の理論も MUSKAT³³⁾, 本間・浜田³⁴⁾, 嶋³⁵⁾ および高田・渡辺³⁶⁾ により一応解かれてはいる。すなわち前者は等角写像の理により理論解を、また後者は CAUCHY の積分定理を利用して理論解を示しサンドモデルと比較検討をおこなつた。この前者は現象的にも理論的にも厳密なものであるが数値計算が非常に複雑になり利用価値が小さい。また後者の方は理論値を計算するには前者より簡単であるが、周囲の有限な境界³⁾の大きさに応じて逐一計算を必要とする.*4 したがつて、ここでは MUSKAT の理論をもとにして、これを展開し実際に利用し易い形の式を導きだそうとするものである。

第1節 MUSKAT の理論

理論の展開を試みるにあたり、まずその基礎となる MUSKAT の理論についてのべる。

Fig. 3.1 において Z -plane を ζ -plane に写像すると SCHWARZ-CHRISTOFFEL の定理により

$$Z = c_1 \int \frac{d\zeta}{\zeta^2 - m^2} + c_2 \quad (3.1)$$

これを積分し m の値をもとめると

*1 2.(3) の場合の配線図のような回路は、いわゆる温度補償回路である。

*2 実際にやつてみると極端なときは測る度に測定値が変化した。

*3 堤防下面と不透層に有限界がある他に左右の上下流に有限界をとつている。

*4 さらにこの境界におけるポテンシャル ϕ および流線函数 ψ の分布に直線的变化を与えるという近似法をとつている点に現象的には難点があるが、これは計算過程を簡単に行っていることと実験値によくあつていという実際問題において充分許容しうるものである。

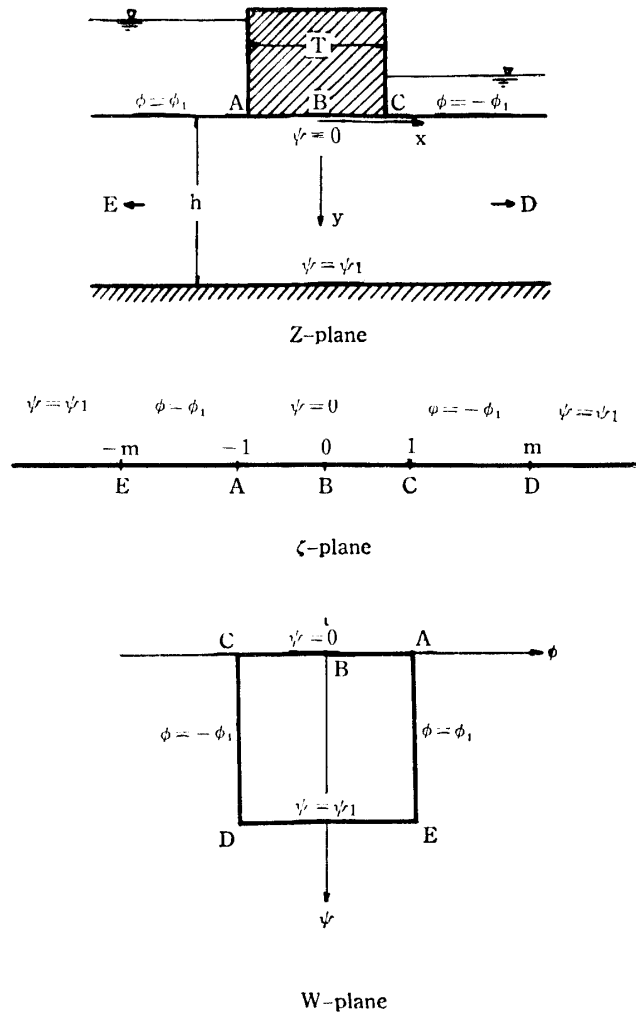


Fig. 3.1 Z-plane, ζ-plane and W-plane representations of a dam on a permeable bed of finite thickness

$$m = \zeta \coth \frac{\pi Z}{2h} = \coth \frac{\pi T}{4h} \quad (3.2)$$

これから

$$\zeta = \frac{\tanh \pi Z / 2h}{\tanh \pi T / 4h} \quad (3.3)$$

つぎに W-plane と ζ-plane との対応から

$$W = \phi + i\psi = c_1 \int \frac{d\zeta}{\sqrt{(\zeta^2 - 1)(\zeta^2 - m^2)}} + c_2 \quad (3.4)$$

これを標準形になおすために ζ-plane の $\zeta_B = 0$ が W-plane の $W_B = 0$ になるよう積分限界をえらび $c_2 = 0$ とおけば

$$W = c_1 \int_0^\zeta \frac{d\zeta}{\sqrt{(1 - \zeta^2)(1 - k^{*2}\zeta^2)}} \quad (3.5)$$

$$k^* = 1/m = \tanh \pi T / 4h \quad (3.6)$$

c_1 を決定するために $\zeta_c=1$ に対応する $W_c=-\phi_1$ の関係を (3.5) に代入すれば

$$-\phi_1 = c_1 \int_0^1 \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-k^{*2}\zeta^2)}} = c_1 K \quad (3.7)$$

ここで K は k^* を母数とする第1種完全楕円積分である。また上流から下流までの全ポテンシャル落差 $\Delta\phi$ は $\Delta\phi = \phi_1 - (-\phi_1) = 2\phi_1$ であるから $-\phi_1 = -\Delta\phi/2$, したがって $c_1 = -\Delta\phi/2K$, (3.5) はつぎのようにあらわされる。

$$W = \phi + i\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^\zeta \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-k^{*2}\zeta^2)}} \quad (3.8)$$

つぎに $\zeta_D = m = 1/k^*$ を $W_D = -\phi_1 + i\psi_1$ に対応させれば

$$-\phi_1 + i\psi_1 = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^{1/k^*} \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-k^{*2}\zeta^2)}} = -\frac{\Delta\phi}{2K} (K + iK') \quad (3.9)$$

K' は $\sqrt{1-k^{*2}} = k^{*'}$ を母数とする第1種完全楕円積分である。 $-\psi_1$ は堤防下における単位幅当りの全浸透流量 q である。また単位のポテンシャル降下当りの流量 $q/\Delta\phi$ の形であらわせば (3.9) より

$$q/\Delta\phi = K'/2K \quad (3.10)$$

実際の流量 Q は堤防の長さを L , 上下流の水位差 ΔH , 透水係数を k とすれば $\Delta\phi = k\Delta H$ であるから

$$Q = \frac{K'k\Delta H}{2K} L = (q/\Delta\phi)k\Delta H L \quad (3.11)$$

第2節 MUSKAT 理論の展開

第1節の理論を次のような各項に分けて展開する。

1. 堤防底面から堤防中央直下の任意の深さ y までの流量およびその深さにおける流速
まず (3.3) において $\zeta = \xi + i\eta$, $Z = x + iy$ とおけば

$$\zeta = \xi + i\eta = \frac{\tanh \frac{\pi}{2h} (x + iy)}{\tanh \frac{\pi T}{4h}} = \frac{\sinh \frac{\pi x}{h} + i \sin \frac{\pi y}{h}}{\cosh \frac{\pi x}{h} + \cos \frac{\pi y}{h}} \frac{1}{\tanh \frac{\pi T}{4h}} \quad (3.3')$$

ここで堤防の中心 B 点の鉛直線上を考えれば $x=0$, $\xi=0$ であるから

$$\zeta = i\eta = \frac{i \sin \frac{\pi y}{h}}{1 + \cos \frac{\pi y}{h}} \frac{1}{\tanh \frac{\pi T}{4h}} = \frac{i \tan \frac{\pi y}{2h}}{\tanh \frac{\pi T}{4h}} \quad (3.12)$$

また (3.8) は B 点の鉛直線上では $\phi=0$ であるから

$$i\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^\zeta \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-k^{*2}\zeta^2)}} \quad (3.13)$$

この式で ζ は (3.12) により $i\eta$ (虚数) であるから JACOBI の虚数変換をおこなう。

すなわち

$$\left. \begin{aligned} \zeta = i\eta = \frac{it}{\sqrt{1-t^2}} \\ t = \frac{\zeta}{\sqrt{1+\zeta^2}} \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

あるいは

とおけば (3.13) は

$$\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (3.15)$$

右辺の積分項は $t \leq 1$ で $k^{*'} = \sqrt{1-k^{*2}}$ を母数とする第1種楕円積分であるから、つぎのようにもあらわされる。

$$\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^{\sin^{-1}t} \frac{d\theta}{\sqrt{1-k^{*2}\sin^2\theta}} = -\frac{\Delta\phi}{2K} F(\sin^{-1}t, k^*) \quad (3.16)$$

F は $\sin^{-1}t$ を振幅, $k^* = \operatorname{sech} \frac{\pi T}{4h}$ を母数とする第 1 種楕円積分である.

すなわち (3.12), (3.14), (3.15) あるいは (3.16) により $T/h, y/h$ に応じてその間の流量が計算される.

またこの堤防中央直下の線上すなわち y 軸上における x, y 方向の浸透流速をそれぞれ V_x, V_y であらわせば, 等角写像の理により CAUCHY-RIEMANN の微分方程式を満足しなければならないから

$$V_x = -\frac{\partial\phi}{\partial(x/h)} = -\frac{\partial\psi}{\partial(y/h)}, \quad V_y = 0$$

また

$$-\frac{\partial\psi}{\partial(y/h)} = -\frac{\partial\psi}{\partial t} \frac{\partial t}{\partial(y/h)}$$

したがって, まず (3.15) より

$$-\frac{\partial\psi}{\partial t} = \frac{\Delta\phi}{2K} \frac{1}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (3.17)$$

(3.14) より

$$t^2 = \frac{\eta^2}{1+\eta^2} \quad (3.18)$$

(3.18) に (3.12) を代入すれば

$$t^2 = \frac{\tan^2 K_2}{k^{*2} + \tan^2 K_2}, \quad K_2 = \frac{\pi y}{2h} \quad (3.19)$$

(3.19) を (3.17) に代入すれば

$$-\frac{\partial\psi}{\partial t} = \frac{\Delta\phi}{2K} \frac{k^{*2} + \tan^2 K_2}{k^{*2} \sqrt{1 + \tan^2 K_2}} \quad (3.20)$$

つぎに (3.19) を y/h について微分すれば

$$\frac{\partial t}{\partial(y/h)} = \frac{\pi}{2} \frac{k^{*2}(1 + \tan^2 K_2)}{(k^{*2} + \tan^2 K_2) \sqrt{k^{*2} + \tan^2 K_2}} \quad (3.21)$$

したがって (3.20), (3.21) より

$$\begin{aligned} V_x &= -\frac{\partial\psi}{\partial(y/h)} = \frac{\pi\Delta\phi}{4K} \sqrt{\frac{1 + \tan^2 K_2}{\tan^2 K_2 + k^{*2}}} \\ &= \frac{\pi\Delta\phi}{4K} \sqrt{\frac{1 + \tan^2 \frac{\pi y}{2h}}{\tan^2 \frac{\pi y}{2h} + \tanh^2 \frac{\pi T}{4h}}} \end{aligned} \quad (3.22)$$

すなわち $T/h, y/h$ に応じてこの場合の浸透流速 V_x が求められる.

2. 堤防中央直下の任意の深さ y をとる流線の地表面における位置 x と地表面の任意の範囲に浸入あるいは浸出する浸透水の流量および流速

つぎに 1. にのべた (3.15) のような流量を生ずる地表 x の点をもとめるために W -plane で考えれば, それは CD 線上に相当するから, この場合の (3.8) は

$$-\phi_1 + i\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^\xi \frac{d\zeta}{\sqrt{(1-\zeta^2)(1-k^{*2}\zeta^2)}} \quad (3.23)$$

また ζ -plane では CD で $i\eta = 0$ なるゆえ $\zeta = \xi$ かつ $1 < \xi \leq m = 1/k^*$ であるから

$$\zeta = \xi = \frac{1}{\sqrt{1-k^{*2}t^2}} \quad (3.24)$$

なる変換をおこなえば (3.23) は

$$-\phi_1 + i\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \left[K + i \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \right]$$

$$\psi = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (3.25)$$

この ψ は (3.15) と同じ値をもつべきであるから (3.25) の t は (3.15) のそれと当然同じものであり、結局虚数変換した (3.14) の t の値を再び (3.24) により変換して、つぎの (3.26) と等しいとおけば x/h , x の値がもとめられる。

すなわち (3.3') において地表面においては $y=0$, $\eta=0$ であるから

$$\zeta = \xi = \frac{\sinh \frac{\pi x}{h}}{1 + \cosh \frac{\pi x}{h}} \frac{1}{\tanh \frac{\pi T}{4h}} = \frac{\tanh \frac{\pi x}{2h}}{\tanh \frac{\pi T}{4h}} \quad (3.26)$$

つぎに地表面に浸出あるいは浸入する浸透流速の x , y 方向のそれぞれの値を V_x , V_y とすれば、前記の場合と同じように

$$V_x = 0, \quad V_y = -\frac{\partial\phi}{\partial(y/h)} = \frac{\partial\psi}{\partial(x/h)}$$

また

$$\frac{\partial\psi}{\partial(x/h)} = \frac{\partial\psi}{\partial t} \frac{\partial t}{\partial(x/h)}$$

したがって、まず (3.25) より

$$\frac{\partial\psi}{\partial t} = -\frac{\Delta\phi}{2K} \frac{1}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (3.27)$$

(3.24) より

$$t^2 = \frac{\xi^2 - 1}{\xi^2 k^{*2}} \quad (3.28)$$

この (3.28) に (3.26) を代入すれば

$$t^2 = \frac{\tanh^2 K_1 - k^{*2}}{k^{*2} \tanh^2 K_1}, \quad K_1 = \pi x / 2h \quad (3.29)$$

(3.29) を (3.27) に代入すれば

$$\frac{\partial\psi}{\partial t} = -\frac{\Delta\phi}{2K} \frac{k^{*'} \tanh^2 K_1}{k^{*2} \sqrt{1 - \tanh^2 K_1}} \quad (3.30)$$

つぎに (3.29) を x/h について微分すれば

$$\frac{\partial t}{\partial(x/h)} = \frac{\pi k^{*2} (1 - \tanh^2 K_1)}{2k^{*'} \tanh^2 K_1 \sqrt{\tanh^2 K_1 - k^{*2}}} \quad (3.31)$$

したがって (3.30), (3.31) より

$$V_y = \frac{\partial\psi}{\partial(x/h)} = -\frac{\pi\Delta\phi}{4K} \sqrt{\frac{1 - \tanh^2 K_1}{\tanh^2 K_1 - k^{*2}}}$$

$$= -\frac{\pi\Delta\phi}{4K} \sqrt{\frac{1 - \tanh^2 \pi x / 2h}{\tanh^2 \pi x / 2h - \tanh^2 \pi T / 4h}} \quad (3.32)$$

すなわち T/h , x/h に応じ、この場合の浸透流速 V_y がもとめられる。

第3節 展開式の実用化とその数値計算の結果および考察

実際の計算の場合には以上の順序にしたがって計算していけば良いわけであるが、多分に繁雑となるので、もう少し整理し無次元式として計算し、図表化して考察を加える。

まず堤防底面から堤防中央直下の任意の深さまでの流量は (3.12) → (3.14) → (3.15) のように次々に代入していけば (3.14) の t を媒介として T/h , y/h に応ずる流量 $-\psi = q$ をうる。こうして計

算した結果が Fig. 3.2 である.

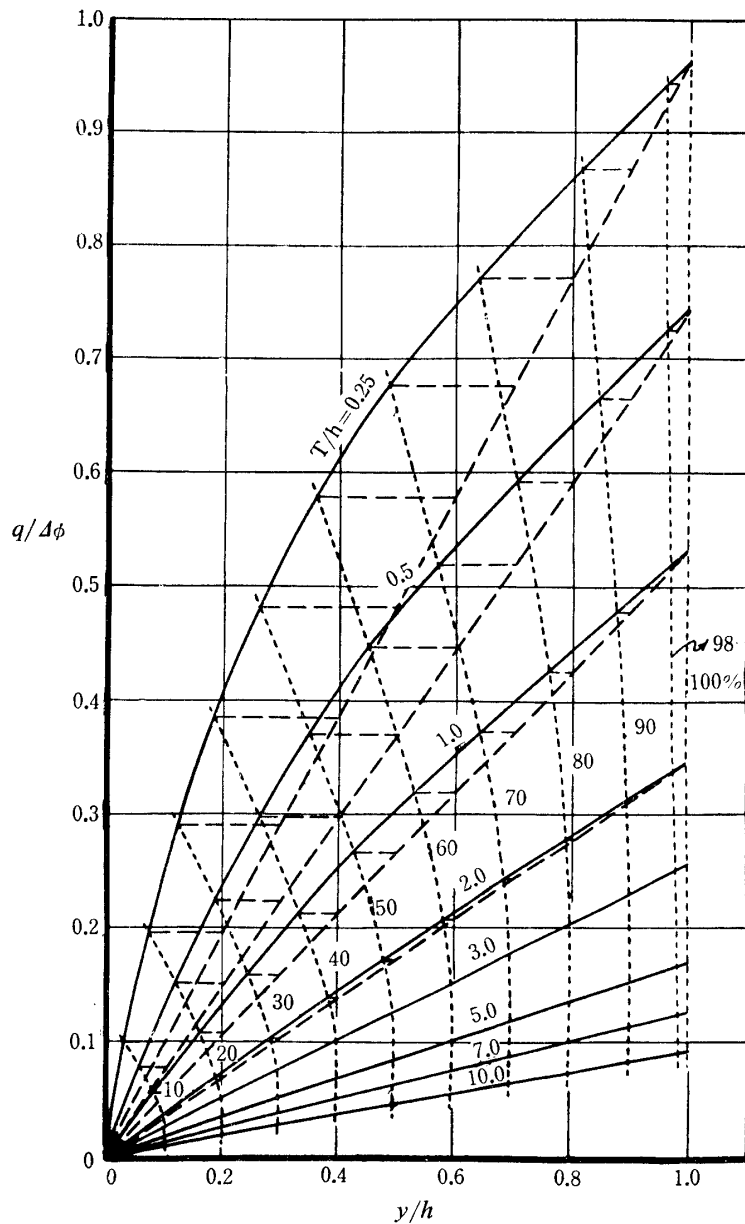


Fig. 3.2 Relation between seepage factor $q/\Delta\phi$ and y/h

y : depth from a center of dam base h : thickness of permeable bed under a dam
 T : width of dam base %: ratio to total seepage flux 100

この図をみてわかるように T/h が小さいうちは上に凸の曲線であるが、大きくなるにしたがってだんだんと扁平になり約 3.0 以上になると直線になつている。この線が曲線であるということは流線網の配置が堤防に近いほど密で遠ざかるにしたがって疎になつていくことを意味し、その度合は曲線の湾曲の度合が大きいほど大きい。このことは各曲線と浸透量 % の点線との交点から垂線を下し y/h の軸上にあらわれるそれぞれの位置により定量的にも容易に判断されるし、さらにまた (3.22) により $T/h, y/h$ に応ずる流速 V_x の値を計算してもこのことが明確である。すなわち Fig. 3.3 は (3.22) を図表化したもので T/h が 2.0 でまだ少し差異があるが 3.0 になるとほとんど一様な流速分布をしめしている。

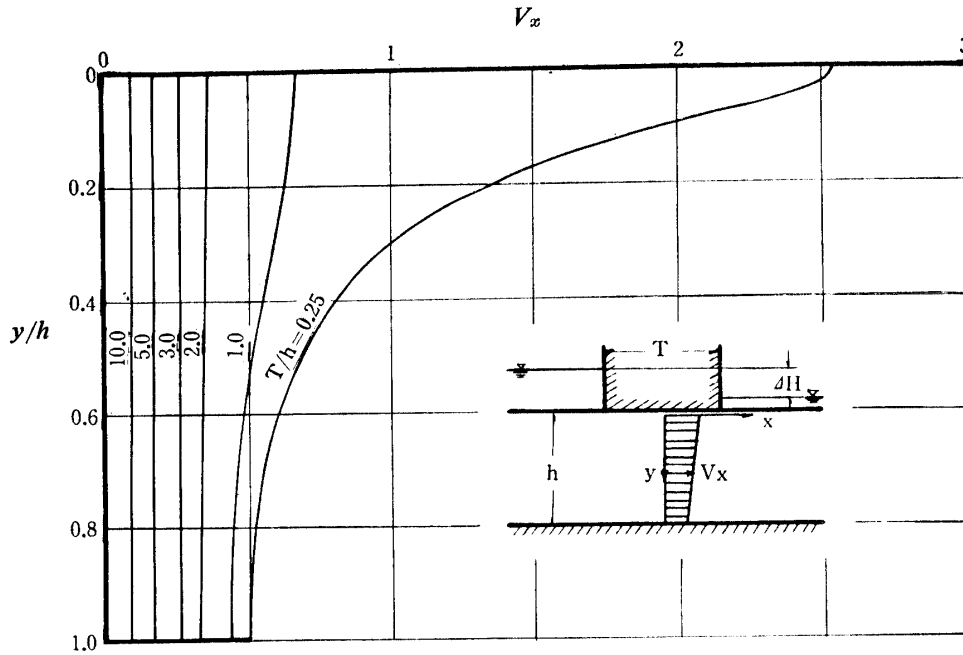


Fig. 3.3 Seepage velocity V_x at a depth y under the center of dam

透水層全域を透過する全浸透量についても Fig. 3.2 から $y/h=1.0$ の線上をみれば T/h 毎に数値が読定できるが新めて図示すれば Fig. 3.4 の曲線のようなのである。

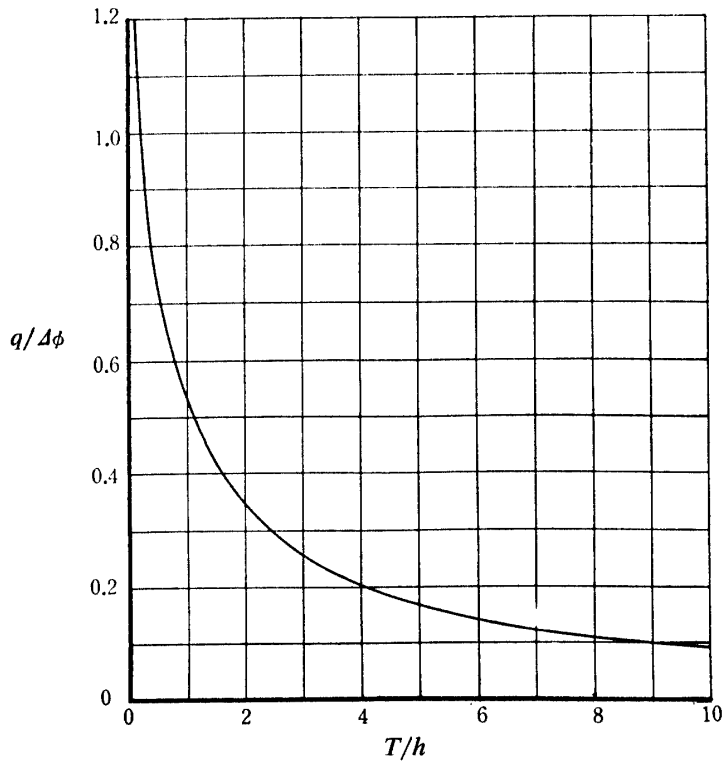


Fig. 3.4 Relation between seepage factor $q/\Delta\phi$ and T/h

この図だけを作製するのであれば (3.10) から直接もとめられるが、それにしても T/h に応じて k^* をもとめ第 1 種完全楕円積分の値を表によりもとめなければならない。この点 Table 3.1 のよう

な DACHLER³⁷⁾, FORCHHEIMER³⁸⁾ の式を使う方が簡便である。

Table 3-1. Equation of seepage factor $q/\Delta\phi$ under a dam by Dachler and Forchheimer

	Dachler	Forchheimer
$T/h < 1$	$0.73 \log \frac{13+(T/h)^2}{2.54(T/h)}$	$\frac{-1}{2\pi} \log_e \frac{\cosh(\pi T/8h)-1}{3\cosh(\pi T/8h)-1}$
$T/h > 1$	$\frac{1}{0.88+T/h}$	$\frac{1}{0.86+T/h}$

これらの式は計算してみると Table 3-2 のように三桁目で差があるだけで図ではその差をあらわせない。

Table 3-2. Seepage factor $q/\Delta\phi$ under a dam by Muskat, Dachler and Forchheimer equations

T/h	0.25	0.5	1	2	3	5	7	10
Muskat	0.960	0.744	0.533	0.347	0.258	0.170	0.128	0.094
Dachler	0.961	0.743	0.532	0.347	0.258	0.170	0.127	0.092
Forchheimer	0.961	0.743	0.538	0.350	0.259	0.171	0.127	0.092

つぎに x をもとめるには (3-14) の t を (3-24) に入れたものが (3-26) と等しいとおけばよいから

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{1-k^{*2}t^2}} = \sqrt{\frac{k^{*2} + \tan^2 K_2}{k^{*2}(1 + \tan^2 K_2)}}$$

より

$$\begin{aligned} \tanh^2 K_1 &= \frac{k^{*2} + \tan^2 K_2}{1 + \tan^2 K_2} = k^{*2} \cos^2 K_2 + \sin^2 K_2 \\ &= 1 - k^{*2} \cos^2 K_2 \end{aligned}$$

$$K_1 = \tanh^{-1} \sqrt{1 - k^{*2} \cos^2 K_2}$$

$$\frac{x}{h} = \frac{2}{\pi} \tanh^{-1} \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \pi y/2h}{\cosh^2 \pi T/4h}} \quad (3-33)$$

すなわち T/h がきまれば y/h に対応する x/h がもとめられる。

特殊の場合として $y/h=0$ のとき、すなわち堤防の底面においては $\cos^2 \pi y/2h=1$ となるから $x/h = \frac{2}{\pi} \tanh^{-1}(\tanh \pi T/4h) = \frac{1}{2}(T/h)$, また $y/h=1$ のとき $x/h=\infty$ となる。

こうしてもとめた計算値を図示すると Fig. 3-5 のようになる。いずれの数値も透水層の厚さ h の比として無次元化されているから有限透水層の場合には、逐一計算の手数を要せずこの図より直ちに所要の数値が読みとられる。

また見方を変えて (3-33) の $\cos^2 \pi y/2h$ の項として、ある一定の値をとれば T/h の函数として x/h が定まるわけであるから、これらの数値を y/h のある値毎にまとめてみると Fig. 3-6 がえられる。

この図をみてわかるように T/h が約 3 以上になると x/h と T/h は直線関係になる。(附記参照) このことは Fig. 3-5 の 3 以上の曲線の形が全く同じであり、 y/h の値の等しい流線が地表面に浸出する位置 $x - \frac{T}{2} / h$ は T/h の値の如何にかかわらずすべて等しいことを意味している。(ただし $T/h > 3$) したがって $T/h > 3$ の場合には (3-33) の代りにつぎの (3-34) を用いた方が簡単でもあり便利である。

$$\frac{x}{h} = \frac{1}{2} \left(\frac{T}{h} \right) + C, \quad T/h > 3, \quad C = f(y/h) \quad (3-34)$$

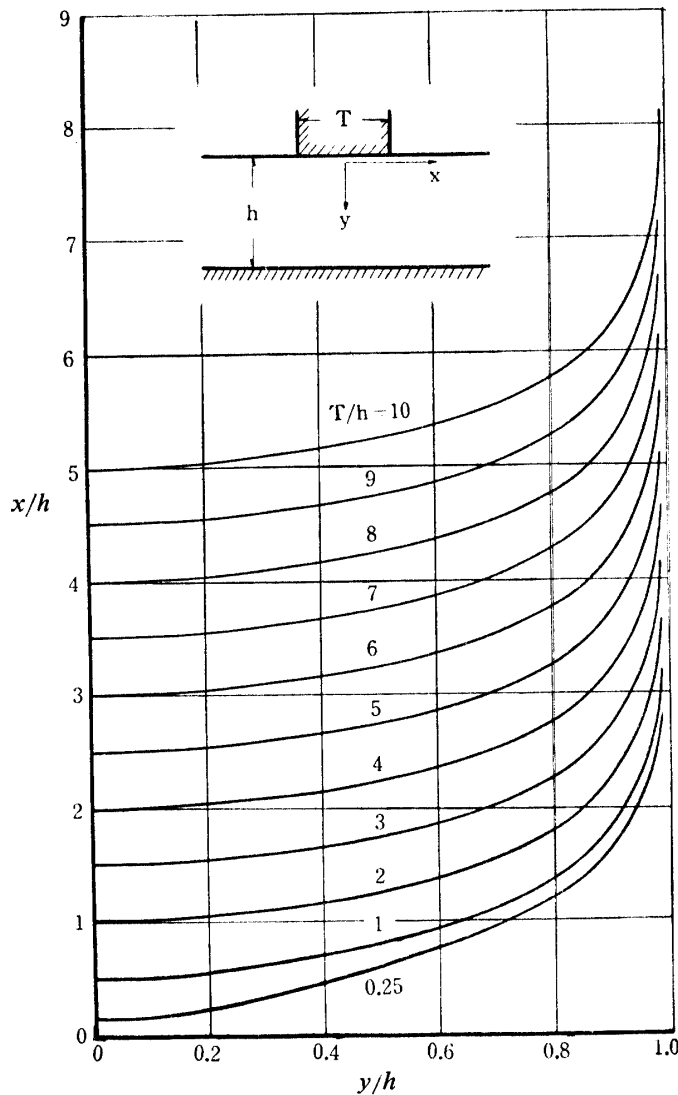


Fig. 3.5 Position x on a ground surface of the streamline that passes through a depth y under the center of dam

C の値については Fig. 3.7 が与えられる。

すなわちこれは Fig. 3.6 において直線の部分を延長した点線が x/h 軸と交わる点を結んでえられるもので、また Fig. 3.5 の $T/h > 3$ の曲線を $\frac{1}{2}(T/h)$ だけ平行移動したものに他ならない。(3.33) で $T/h=0$ としてみると $\frac{x}{h} = \frac{2}{\pi} \tanh^{-1} \left(\sin \frac{\pi y}{2h} \right)$ であるが、これは Fig. 3.6 の実線が x/h 軸と交わるもので $T/h=0$ でも $h \rightarrow \infty$ すなわち無限透水層を意味するものではない。

つぎに先にもとめた Fig. 3.2 と Fig. 3.5 の二つの関係から y/h を媒介として $q/\Delta\phi$ と x/h との関係 T/h に応じて計算すれば Fig. 3.8-1 がえられる。これはまた Fig. 3.2 をもとめたときと同じように (3.26)→(3.24) あるいは (3.28)→(3.25) とつぎつぎに代入していつでも当然同じ結果をうる。

ここで Fig. 3.8-1 は x の原点が堤防の中央にあるから実際に便利のように堤防端にその原点を移せば Fig. 3.8-2 がえられる。

すなわち堤防の上下流の地表面の任意の範囲に浸入あるいは浸出する水量が、いかほどか図示されたわけである。

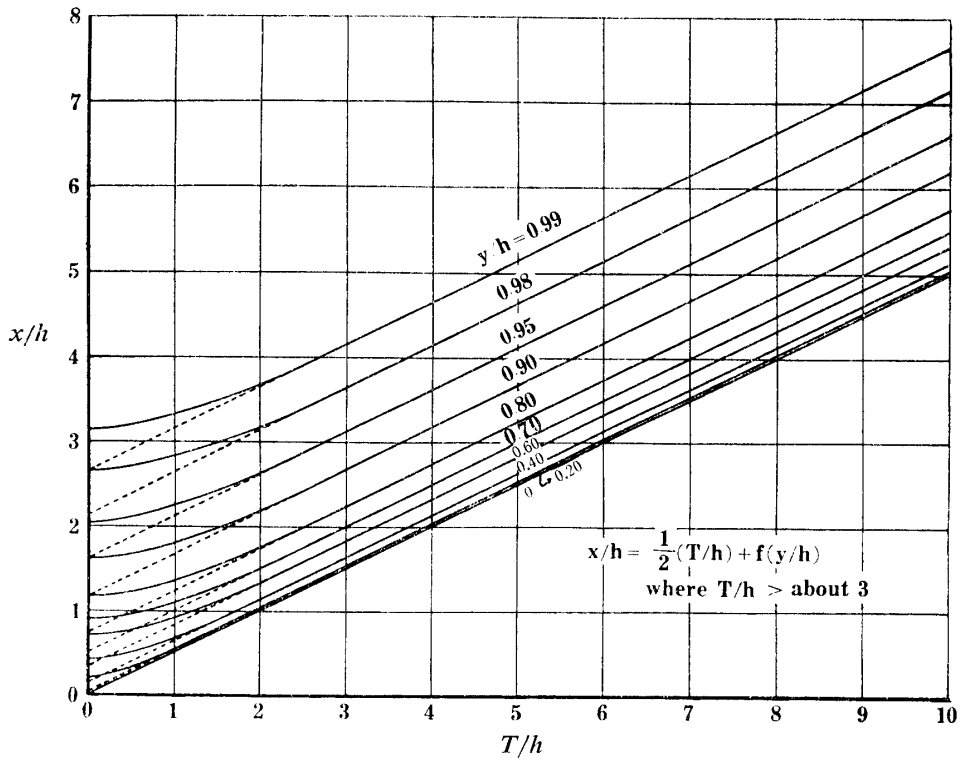


Fig. 3-6 Relation between x/h and T/h according to y/h

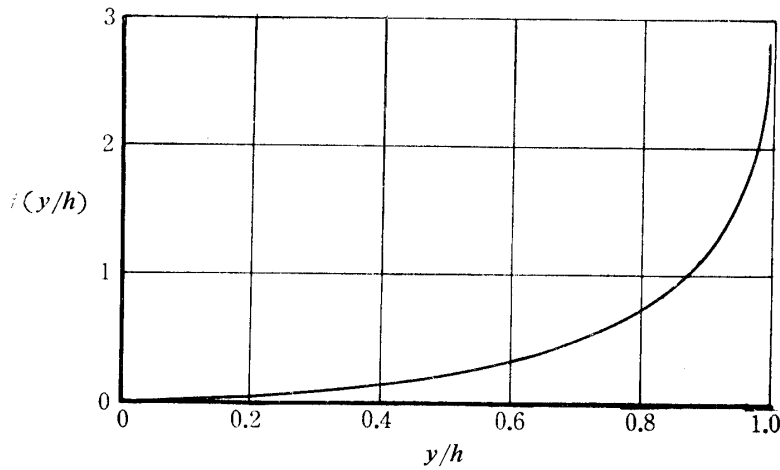


Fig. 3-7 $f(y/h)$ of Eq. (3-34)

つぎに地表面において浸出入する浸透流速 V_y を (3-32) によって計算すれば $T/h, x/h$ に応じて Fig. 3-9 がえられる。黒丸印は DACHLER の表示³⁷⁾した数値を図示したもので僅かに差異がみられるが、いずれにしても堤防に接してその速度が無限大となり、それが堤防を離れるにしたがつて急に減速することがわかる。

(附 記)

Fig. 3-6 の $T/h > 3$ の場合、直線関係になることを証明するために (3-33) を T/h について微分すれば

$$\frac{\partial(x/h)}{\partial(T/h)} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sinh^2 \pi T/4h}{\cosh^2 \pi T/4h - \cos^2 \pi y/2h}} \tag{3.35}$$

をうる。ここで

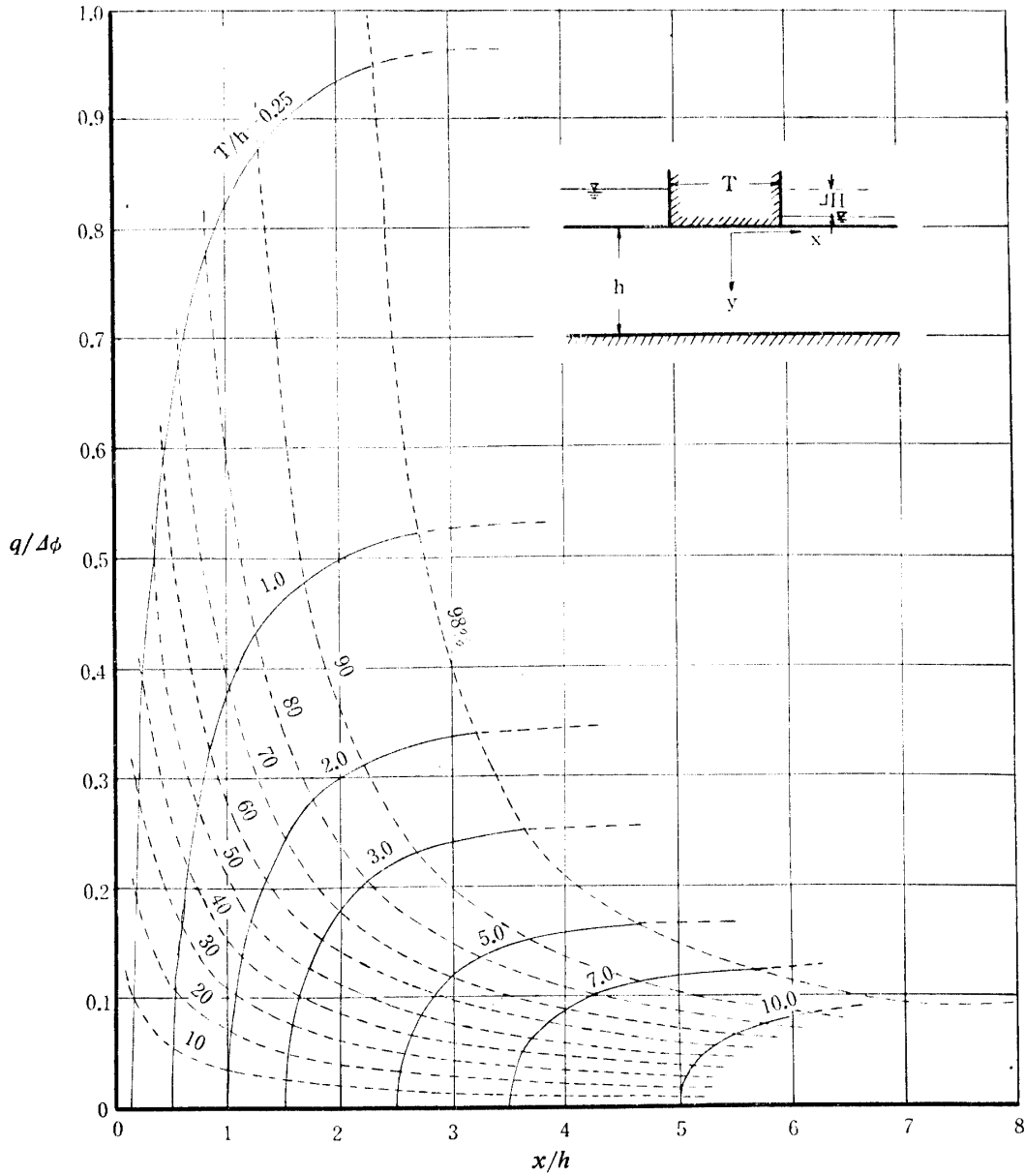


Fig. 3-8-1 Flux of water seepaged from a range of ground surface into free water

% : ratio to total seepage flux 100

$$0 \leq y/h \leq 1$$

$$\therefore 1 \geq \cos^2 \pi y/2h \geq 0$$

$$\therefore 1 \geq \sqrt{\frac{\sinh^2 \pi T/4h}{\cosh^2 \pi T/4h - \cos^2 \pi y/2h}} \geq \tanh \pi T/4h \quad (3.36)$$

$$T/h=2.0 \text{ のとき } \tanh \pi T/4h=0.987$$

$$T/h=3.0 \text{ のとき } \tanh \pi T/4h=0.999$$

すなわち平方根の値は y/h の値が小さいほど右辺に近づき、また y/h の値が大きくても $T/h > 3$ になれば、ほとんど 1 になるから勾配 $\frac{1}{2}$ の直線になるわけである。

第 4 節 電氣的相似法による実験

1. 理論値と実験値の比較

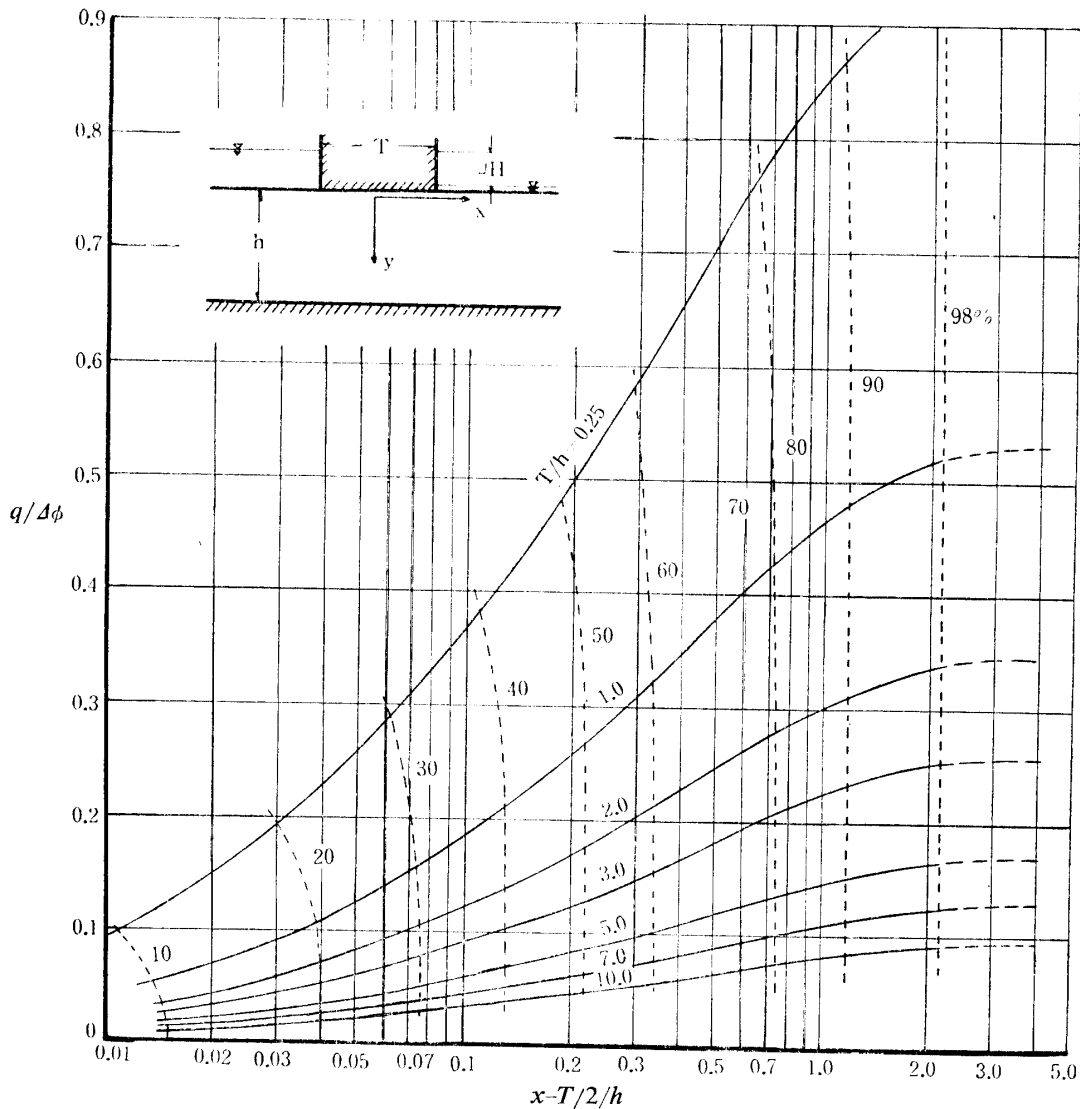


Fig. 3-8-2 Flux of water seepaged from a range of ground surface into free surface
% : ratio to total seepage flux 100

以上の計算値の確証のために電気的相似法による実験をおこない一部の理論値と比較してみるとつぎのようである。まず Fig. 3-4 に相当するものは Fig. 3-10 のようである。

すなわち T/h の値に応ずる変化の急なところほど実験値が分散しているが、よく合っているとみてよい。また Fig. 3-5 に相当するものは Fig. 3-11 のように非常によく一致している。

このような理論の裏づけから逆に電気的相似法の信頼性の高いことがうかがえる。

2. 有限な境界 L' の検討

かような実験の場合は堤防の上下流は実際の場合のように無限にするわけにいかず、ある有限の長さ L' にしてすべて実験せざるをえない。この矛盾のために流線、流量に誤差を生ずるわけだが、ある程度の大きさにすれば $L' = \infty$ の場合とほとんど変わらない。すなわち流線については Fig. 3-11 における黒丸と白丸が境界の大きさを $L'/h = 3$ と 5 にした場合のものを示しているが、ほとんど差がない。また流量については、いま $L' = \infty$ の場合の流量を q 、 $L' = \text{有限}$ の場合の流量を q'_L として、その間に生じた減少量の q に対する割合をとつてみると Fig. 3-12 に示すように $L'/h = 1.0$ にしても $T/h = 1.0$ の場合で 4%、 $T/h = 5.0$ では 2%しか浸透量に影響をおよぼしていない。したがって

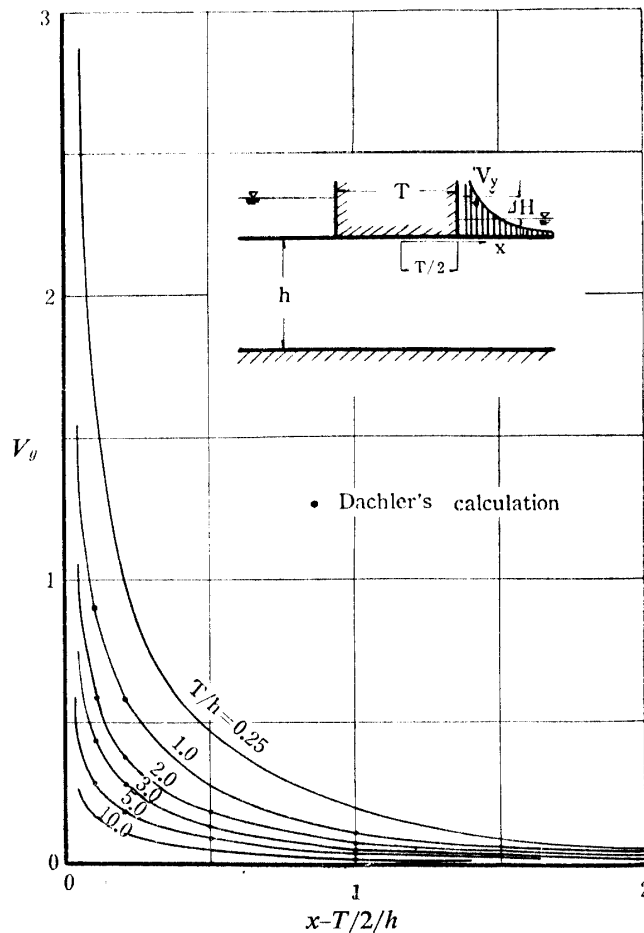


Fig. 3.9 Seepage velocity V_y at the position x on a ground surface

有限な境界についての実験上の矛盾はほとんどないといえる。このことは Fig. 3.9 の図に示されているように浸透水流が堤防の両端附近に集中しており、両端を離れるにしたがい急速にその密度が小さくなることからもうなずける。

第5節 適用例

Fig. 3.13 は長崎大干拓が単式と想定された場合の概略図であるが、図にあるように堤防築堤のために堤体より 70 m 隔たつた地区内からサンドポンプにより採砂する計画になっている。この掘削が浸透に如何に影響するかという問題である。

これを考えるに際し、まず問題となるのは堤体および基礎地盤の透水係数である。この基礎の方の値は現地の試料によりおこなわれた圧密試験の結果では大体 $10^{-7} \text{cm/sec}^{39)}$ であり、これをポンプで採砂した場合どの位の粒径まで流去し、その結果、透水係数がどの位になるか明確でない。したがって残留砂が大体 0.3~0.21 mm になるものと仮定してテストした結果では $10^{-2} \text{cm/sec}^{40)}$ であつたし、もう少し微細砂が残つたとしても 10^{-3}cm/sec と考えておけば充分と思われる。すなわち基礎地盤の値に比べ $10^4 \sim 10^5$ 大きい。ゆえに堤体内の浸透と基礎の浸透との間に融合するよな流れは考えられず、両者は一体ではあるが、流れとしてはそれぞれ別々に考えを進めてさしつかえない。ここで堤体の方であるが、外海の水位の変化を定常的にとり扱うことにすればアースダムの場合の考え方と全く同じであり、これはまた地区内の掘削については全く無関係であるから、ここでは論外とする。

つぎに基礎地盤の厚さであるが、この場合参考のために $h=15 \text{ m}$, 30 m の二つの場合を考えてみ

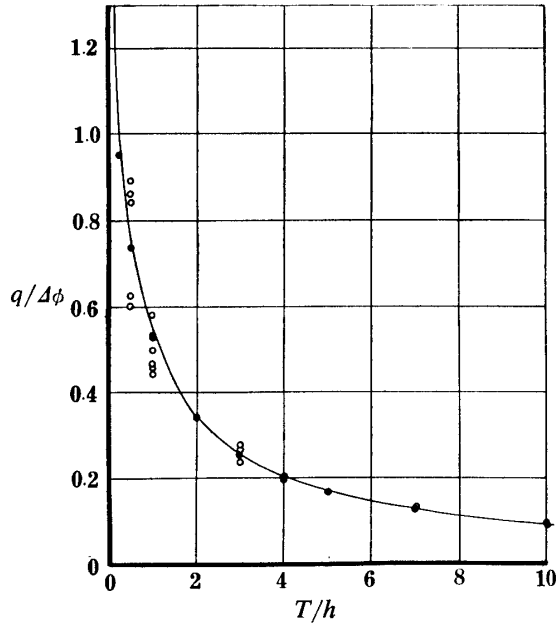


Fig. 3-10 Comparison of theories and experiments on the seepage factor under a dam

- Muskat's equation
- Forchheimer's equation
- Experiments

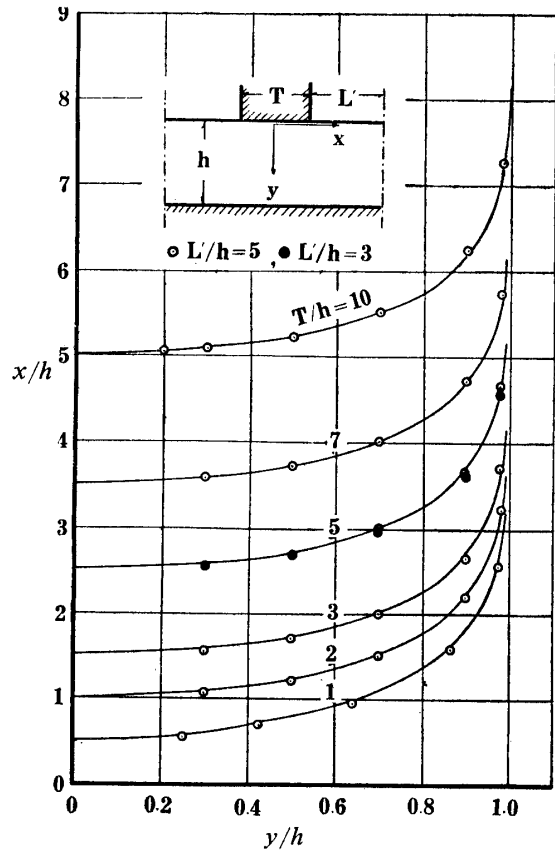


Fig. 3-11 Comparison of theories as shown by Fig. 3-5 and experiments by means of electrical analogue method

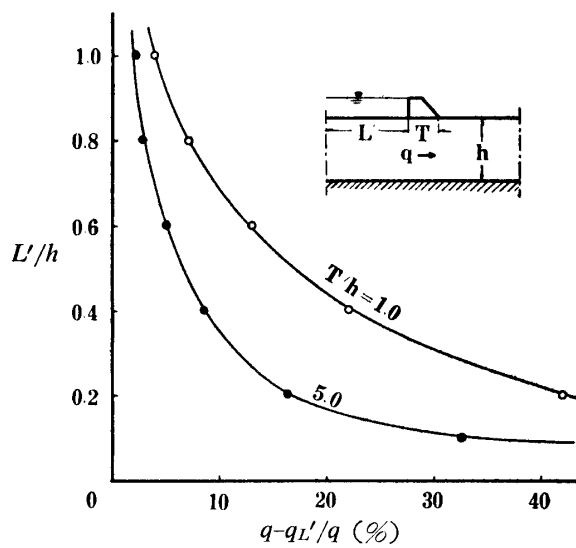


Fig. 3-12 Decrease ratio of seepage flux qL' by a finite boundary L' to flux q in $L'=\infty$

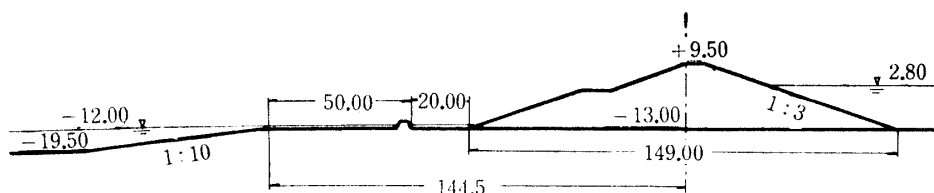


Fig. 3-13 Representation in the case of a single type of Nagasaki KANTAKU (unit meter)

る. このとき

$$T \text{ (堤体敷幅)} = 149.0 \text{ m}, \quad L \text{ (堤体総延長)} = 10,710 \text{ m}$$

$$\Delta H \text{ (内外水位差)} = 2.80 - (-12.00) = 14.8 \text{ m}$$

$$k \text{ (透水係数)} = 10^{-7} \text{ cm/sec} = 10^{-9} \text{ m/sec}$$

とする.

i) $h = 15 \text{ m}$ の場合

$$T/h = 9.93 \approx 10 \quad \text{Fig. 3-4 より } q/\Delta\phi = 0.093$$

単位幅当りの浸透量 q は (3-11) より

$$\begin{aligned} q &= (q/\Delta\phi)k\Delta H = 0.093 \times 10^{-9} \times 14.8 = 1.38 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{sec} \\ &= 1.38 \times 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{sec} = 119 \text{ cm}^3/\text{day} \end{aligned}$$

$$\text{全浸透量 } Q = 1.38 \times 10^{-9} \times 1.071 \times 10^4$$

$$= 1.43 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec} = 14.3 \text{ cm}^3/\text{sec} = 1.24 \text{ m}^3/\text{day}$$

このうち 20 m の排水キヨまでに浸出する水量は Fig. 3-8-2 の $T/h = 10$ において $x - \frac{T}{2}/h = 20/15 = 1.33$ のところをみれば

$$q_{20}/\Delta\phi = 0.087$$

$$q_{20}/q = 0.087/0.093 = 0.935$$

すなわち全浸透量の 93.5% のものがすでに浸出していることになる.

また掘削端 $20 + 50 = 70 \text{ m}$ のところまでには, 同様にして $x - \frac{T}{2}/h = 70/15 = 4.67$ のところをみれば 98% をすでにオーバーしていることがわかるが, 念のため Fig. 3-6 で $x/h = 144.5/15 = 9.63$ をみれば $y/h = 0.99$ をすでにオーバーしている. すなわち 99% 余が浸出してしまつていてよいため, この範囲における掘削が浸透を促進することはほとんどないと判断される.

ii) $h = 30 \text{ m}$ の場合

同じようにして Fig. 3-4 より $T/h = 4.96 \approx 5$ のところをみれば $q/\Delta\phi = 0.170$, ゆえに単位幅当りの全浸透量 q

$$\begin{aligned} &= (q/\Delta\phi)k\Delta H = 0.170 \times 10^{-9} \times 14.8 = 2.52 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{sec} \\ &= 2.52 \times 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{sec} = 217.0 \text{ cm}^3/\text{day} \end{aligned}$$

また Fig. 3-8-2 より $x - \frac{T}{2}/h = 20/30 = 0.666$

$$q_{20}/\Delta\phi = 0.131$$

$$q_{20}/q = 0.131/0.170 = 0.770$$

つぎに 70 m のところまでは Fig. 3-6 より $x/h = 144.5/30 = 4.82$, $y/h = 0.985$ すなわち 98.5% がすでに浸出してしまつていてよいため $h = 15 \text{ m}$ の場合より僅かに影響があると思われるが, やはり問題ないとみてよい. ただし浸透量は $217/119 \approx 1.83$ 倍に増えている.

以上の全浸透量は ΔH を最大にとつたときのものであるが, 実際には外海は一定でなくいわゆる

非定常であるからこの数値よりはるかに少い量となる。近似的には ΔH を適当に区切つて計算することが考えられる。

第6節 堤防も透水性である場合

以上、本章では堤防が不透水性で浸透はその基礎の地盤においてのみおこる場合を考えたが、実際には堤防内部にも浸透流が存在する場合が多いので、この場合について少しふれておこう。

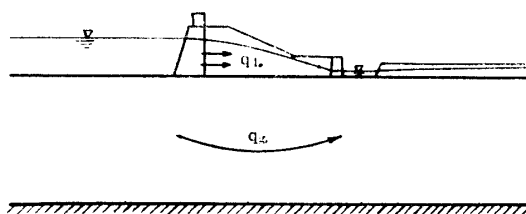


Fig. 3.14 Representation of seepage flow in the case where dam and foundation are both permeable

すなわち Fig. 3.14 のような場合、近似的には両者をそれぞれ別々に考えて加え合わせればよいとされている。これを吟味するために Fig. 3.15 のような電気相似法による実験をおこなつた。この場合、堤防内の浸潤線は CASAGRANDE の方法により計算したものをを用いた。

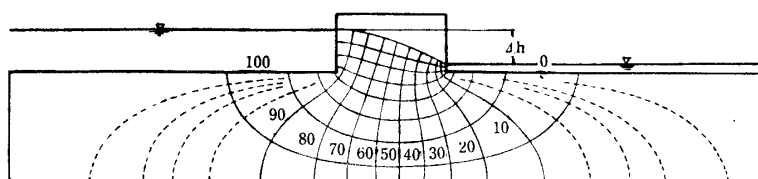


Fig. 3.15 Flow net in $T/h=1.0$, $\Delta h/T=0.4$ and $\Delta h=1.0$

また $T/h=1.0$, $\Delta h/T=0.4$ および $\Delta h=1.0$ とした。したがつて堤防内、堤防下の浸透量をそれぞれ q_a , q_g とすれば近似的な計算法では

$$q_a = 0.193 k \Delta h \dots \text{CASAGRANDE 法による}$$

$$q_g = 0.533 k \Delta h \dots \text{Table 3.2 による}$$

$$\text{全浸透量 } q = 0.726 k \Delta h$$

これに対し実験による流線網の図からは

$$q = 0.75 k \Delta h$$

と読める。これから、流量としては近似法でもよいと思われる。つぎに流線の形であるが、これは両者の単なる加え合わせでなく、それらを融合したような形になっている。したがつて浸透水の浸出範囲をうんぬんするときのように流線の位置が問題になるときは以上の理論解は使えない。

本節は堤防と基礎の透水係数が同じである場合についてのべたが、これが異なる場合については次の第4章でのべる。

第7節 摘 要

“有限な透水層における矢板を有しない堤防下の浸透について”の MUSKAT の理論をもとにして、これを展開し実際に使い易いように式をみちびきだした。またその結果を図表にし、すぐ利用できるようにした。

以下もとめえた事項を列举すれば

1. 堤防底面から堤防中央直下の任意の深さ y までの流量およびその深さにおける流速 ((3.12), (3.14), (3.15), (3.22), Figs. 3.2, 3.3, 3.4, Tables 3.1, 3.2 参照)

(i) T/h が約 3 以上になると堤防下の浸透は深さ y の如何にかかわらず一様な流れになる.

(ii) 堤防中央直下の任意の深さにおける流速は

$$V_x = \frac{\pi \Delta\phi}{4K} \left(\frac{1 + \tan^2 \frac{\pi y}{2h}}{\tan^2 \frac{\pi y}{2h} + \tanh^2 \frac{\pi T}{4h}} \right)^{1/2} \quad (3.22)$$

であらわされる.

(iii) T/h と全浸透量 $q/\Delta\phi$ との関係は計算の容易さからみて Table 3.1 の DACHLER, FORCHHEIMER の式を用いる方が賢明である.

2. 堤防中央直下の任意の深さ y をとおる流線の地表面における位置 x ((3.33), (3.34) Figs. 3.5, 3.6, 3.7 参照)

(i) MUSKAT のいくつかの関係式からつぎのような一つの関係式をみちびきだした.

$$\frac{x}{h} = \frac{2}{\pi} \tanh^{-1} \left(1 - \frac{\cos^2 \frac{\pi y}{2h}}{\cosh^2 \frac{\pi T}{4h}} \right)^{1/2} \quad (3.33)$$

(ii) T/h が約 3 をこすと x/h と y/h の関係はつぎのような T/h に関する直線式で表現できる.

$$\frac{x}{h} = \frac{1}{2} \left(\frac{T}{h} \right) + f \left(\frac{y}{h} \right) \quad (3.34)$$

すなわち T/h が約 3 をこすと y/h の値の等しい流線が地表面において示す位置は T/h の値の如何をとわず等しい.

3. 地表面の任意の範囲に浸入あるいは浸出する浸透水の流量および流速 ((3.24), (3.25), (3.26), (3.32) Figs. 3.8, 3.9 参照)

(i) 地表面における浸透水の流速はつぎの式であらわされる.

$$V_y = - \frac{\pi \Delta\phi}{4K} \left(\frac{1 - \tanh^2 \frac{\pi x}{2h}}{\tanh^2 \frac{\pi x}{2h} - \tanh^2 \frac{\pi T}{4h}} \right)^{1/2} \quad (3.32)$$

なおこれらの結果を電氣的相似法によつて実験比較し, またこれらの実際への適用例を示した. また堤防下のみでなく堤防内も透水性である場合についても吟味した.

第 4 章 有限透水層が透水係数の異なる二つの層からなる場合の単式堤防下の浸透

第 1 節 問題点とその解析方針

本問題は前章と異なり透水層が異層からなつているため, 現象的にいつて流量だけでなく流線の形も非常に変つた流況を呈する. すなわちそれぞれの層の透水係数の大きさおよびその比ばかりでなく, その層の厚さによつても流況が変化するので関係する要素が前章のように単純でない. したがつてこれを理論的にとくことは不可能ではないが非常に複雑なものとなるのをまぬがれない. ここに実験的研究の意義がある. なおこの問題について過去に研究されたものに嶋³⁾* の理論がある.

Fig. 4.1 は本問題に関係する要素を図示したものであるが, この間関係を次元解析的に示せばつぎのように表わせる.

* 等角写像の理論ではとけないので, 特殊の変分法を用い理論解を導いているが実用的でない.

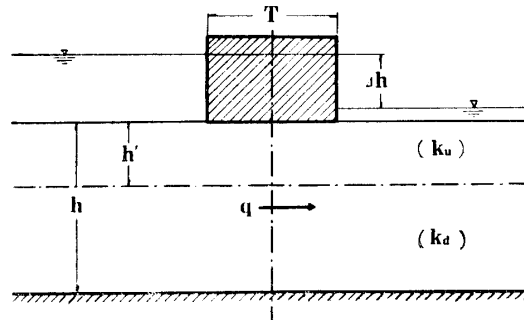


Fig. 4.1 Representation of seepage flow under a single dam on multiple permeable bed of finite thickness which consists of two different layers

$$q/k_u \text{ or } k_a \Delta h = f(k_u/k_a \cdot h'/h \cdot T/h) \tag{4.1}$$

したがって解析の方針としては k_u/k_a , h'/h , T/h に応ずる流量の変化を主として追究する。すなわち電氣的相似法の抵抗法により流量を算定する。なお流線については流線網図を作ることによりその代表的なものを図示する。またこれを層が一樣な場合と比較し堤防下面に加わる揚圧分布についてもふれることとする。なお Fig. 4.1 における $k_u > k_a$ あるいは $k_u < k_a$ によつて、流れは全く異なつたものになるので本問題では前者を Type A, 後者を Type B として分けて考えることにした。

第2節 浸透流量の算定

1. $T/h=2.0$ の場合

$h'/h=h_r$, $k_1/k_2=k_r$, $k_1 > k_2$ とし $h_r=0.33$ および 0.50 の場合につき, k_r の種々のものについて実験した結果を Fig. 4.2 に示す。この流量の算定は (2.24') による。

図中の A, B について添字は h_r の値を示す。

またこの結果を k_1 について図示する*と Fig. 4.3 をうる。 $k_1 > k_2$ であるから浸透指数は小さい値となるが対数で表現したのでばらつきが大きい。これは既に第2章でのべた被膜抵抗力の調整が異層のためにおこないにくいことと, k_r を大きくする必要から k_2 を非常に小さく, いいかえれば σ' を小さくするために Fig. 2.1 にあつたように σ' の安定した一樣なものがえられにくいことによるものである。

(i) Type A について

この場合は k_r の値がある程度大きくなると k_1 の層が上層にあるために相対的に下方の層は透水

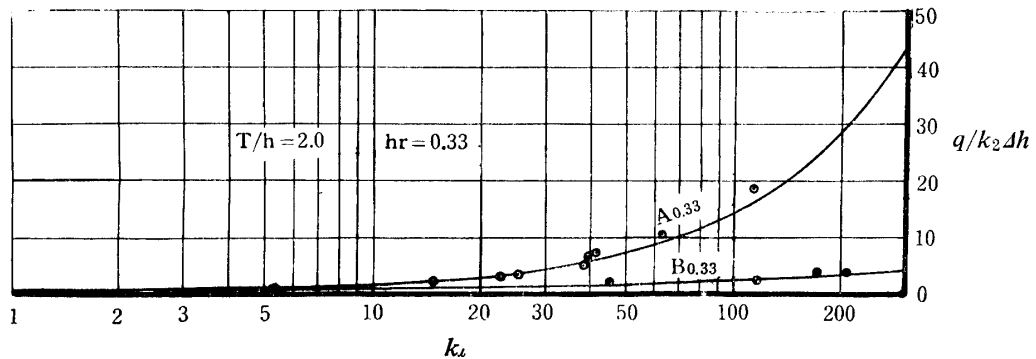


Fig. 4.2 (i) Seepage factor represented with k_2 , where $T/h=2.0$ and $h_r=0.33$

* $k_2 \rightarrow k_1$ に変換すると, $q/k_2 \Delta h = C_{s2}'$ において $k_2 = k_1/k_r$ であるから $C_{s2}' = q/(k_1/k_r) \Delta h \therefore C_{s2}'/k_r = C_{s1}' = q/k_1 \Delta h$ として $C_{s2}' \rightarrow C_{s1}'$ をうる。

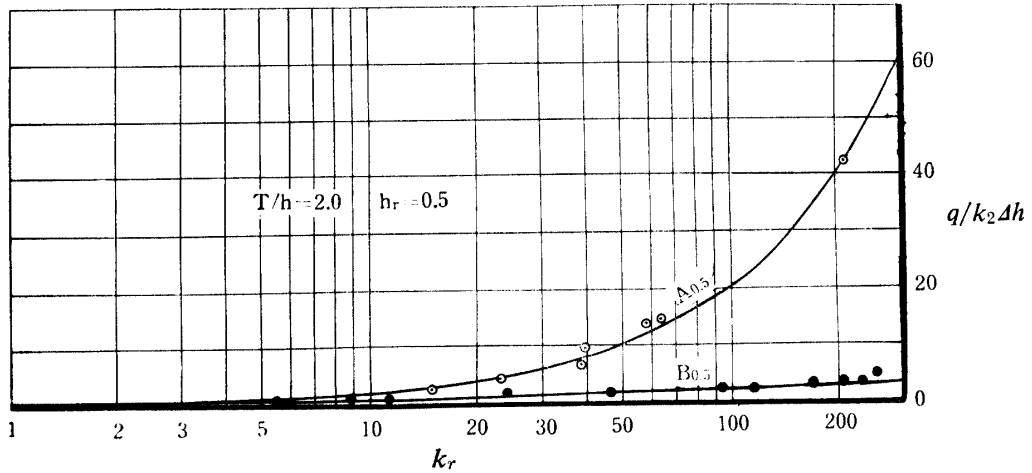


Fig. 4.2 (ii) Seepage factor represented with k_2 , where $T/h=2.0$ and $h_r=0.5$

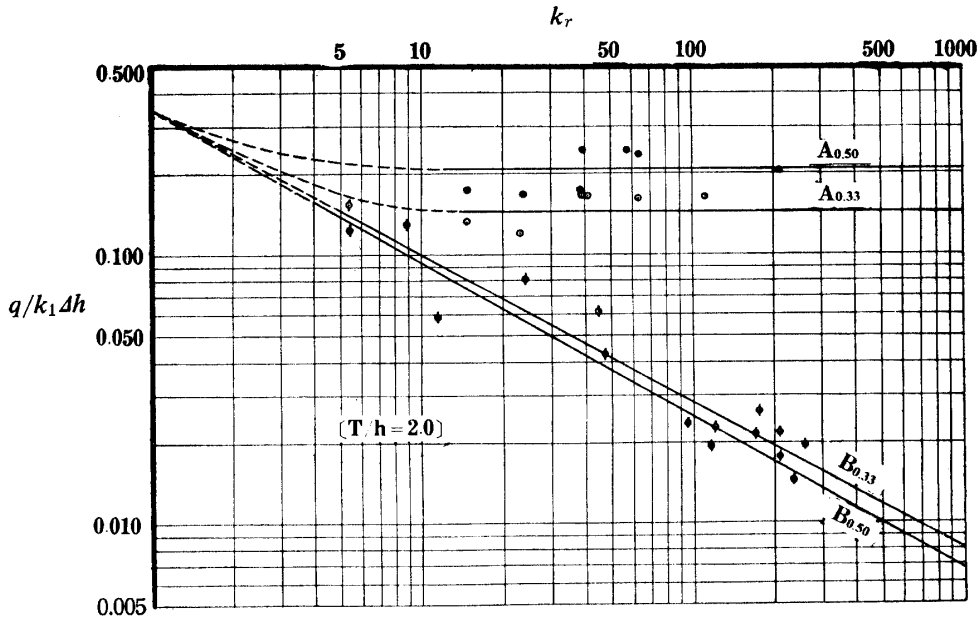


Fig. 4.3 Seepage factor represented with k_1 , where $T/h=2.0$ and $h_r=0.5, 0.33$

しにくくなり、浸透の主流は上層にのみ集中してくる。すなわち Fig. 4.3 をみてもわかるように、 k_r が約 10 を越えると Type A の曲線はいずれも k_r 軸に平行な直線になり、 k_1 によつて表わされる浸透指数は一定の値を示すようになる。このことは $T/h=2.0$ であるにかかわらず流れはあたかも $T/h=4.0$ あるいは 6.0^* の場合における k_1 なる一様な層の場合のものと等しくなることを意味している。

(ii) Type B について

Fig. 4.3 をみてもわかるように k_r と $q/k_1\Delta h$ の関係を両対数であらわすと、大体直線関係になるとみてよいかから浸透指数は

* $T/h=2.0, h_r=0.50$ の場合は $h=h'/h_r=2h'$ であるから $T/h'=2 \times 2=4$, $h_r=0.33$ の場合は同じようにして $h=3h'$ であるから $T/h'=2 \times 3=6$ となりこの h' の厚さに主として流れが集中するから、それぞれ $T/h=4$ あるいは 6 の場合と同じになる。

$$\left. \begin{aligned} C_{s1}' &= q/k_1 \Delta h = C_s (k_r)^{-b} \\ C_s &= f_1(T/h), \quad b = f_2(h_r) \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

なる双曲線で表わされる。これは (4.1) の一つの解である。ここで C_s は $k_r=1$ すなわち透水層が一様な場合の浸透指数であるから前章でのべたように T/h のみに関係した無次元数である。この場合 $T/h=2.0$ であるから $C_s=0.35^{*1}$ になっているわけである。

(iii) b の値および $T/h=2.0$ の場合の浸透流量について

b は Fig. 4.3 における Type B の場合の勾配の値を意味しているから h_r に関する無次元数である。この函数関係について少し実験を補足したところ Fig. 4.4 のような結果をえた。

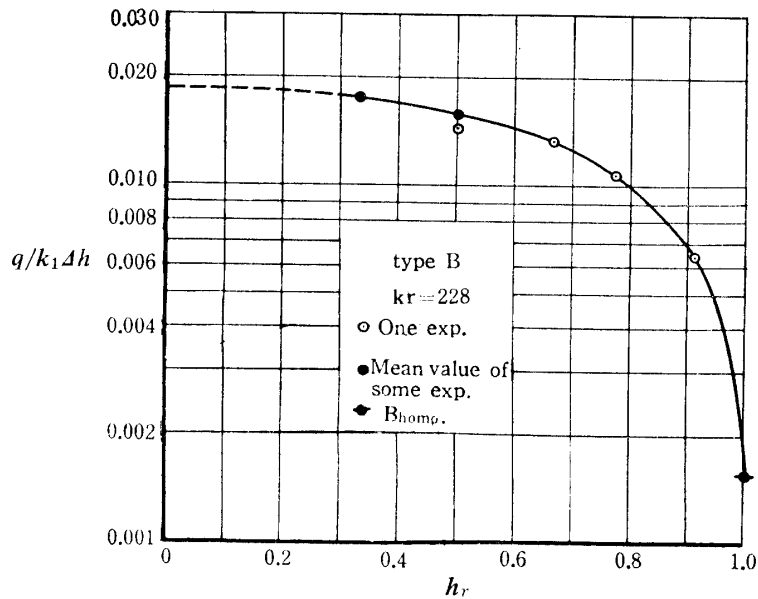


Fig. 4.4 Relation between h_r and $q/k_1 \Delta h$, where Type B and $k_r=228$

すなわち数値を極端にだすために k_r の値を大きく選び、これを一定にして h_r に応ずる流量を測定した。図中の白丸印はこれを示す。また黒丸印は Fig. 4.3 によつてえられた値を記入したものである。なお $h_r=1.0$ というのは全層が k_2 の一様な層になつた場合であるから $T/h=2.0$ という条件から一定の値がえられる。

この結果から Fig. 4.3 の $k_r=228$ の線上における浸透指数の値が h_r に応じてもとまるから、これを図中に記入し $k_r=1$ の場合の C_{s1}' の値すなわち C_s の値と結んでえられた図が Fig. 4.5 である。

なおこの場合 (i) の項の考えを用いて Type A についての値も補足したが k_r の値がいくつものときから一定の値をとるか不確実であるのでこれを破線で示している。この図からいえることは、 h_r の値が小さくなると Type A の場合と Type B の場合の流量値がだんだんと接近してくるということである。いいかえれば、透水性の大きい厚い層の上に透水性の小さな薄層がある場合の浸透量は、透水性の小さい厚い層の上に透水性の大きい薄層がある場合の浸透量と同じような値をとる。このことは h_r が小さくなるほどいえることである。^{*2}

*1 Fig. 3.4 参照。

*2 しかし $\lim_{h_r \rightarrow 0} A_{hr} = B_{\text{homo}}$ 、また $\lim_{h_r \rightarrow 0} B_{hr} = A_{\text{homo}}$ 、であり両者はこの極限の値に限りなく接近する。すなわち $h_r=0$ になると、Type A \rightarrow B_{homo}、Type B \rightarrow A_{homo}、に不連続に転換する。鎖線はこの極限の線を示すもので、これは Fig. 4.6 の $h_r=0$ のときの b の値より描いた。

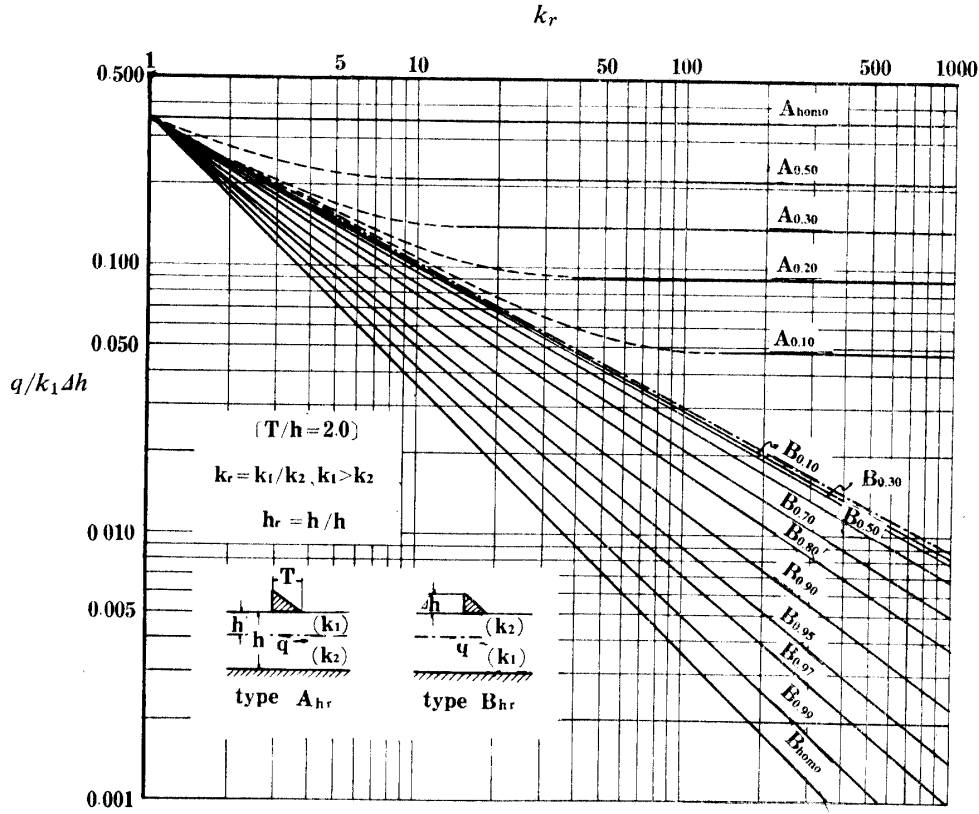


Fig. 4.5 Relation between $q/k_1\Delta h$ and k_r , where $T/h=2.0$

つぎに Fig. 4.5 の Type B の勾配から (4.2) における $b=f_2(h_r)$ の関係をもとめてみると Fig. 4.6 のようである。

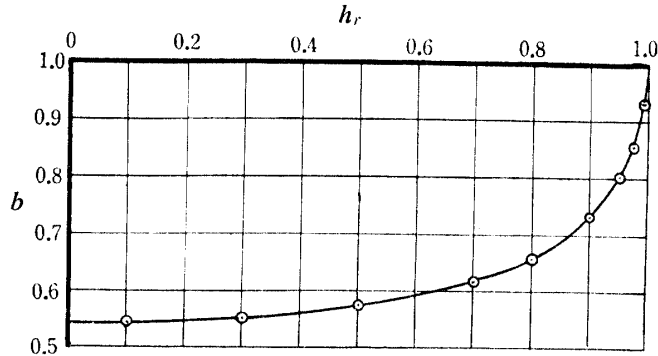


Fig. 4.6 Relation between b and h_r of Eq. (4.2), where $T/h=2.0$

また Fig. 4.3, Fig. 4.5 のような両対数目盛による図示は k_2 によつても表現されることで、この場合も Type B については、やはり直線関係が当然なりたつから (4.2) と同じようにして

$$\left. \begin{aligned} C_{s2}' &= q/k_2\Delta h = C_s(k_r)^{b'} \\ C_s &= f_1(T/h), \quad b' = f_2'(h_r) \\ b' &= 1-b \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

をうる。

以上のような解析により $T/h=2.0$ の場合についての浸透流量が図示的には Fig. 4.5 で、また解析的には Type A, Type B の場合それぞれ (i) および (4.2) で表現できた。

2. $T/h=1.0$ および 5.0 の場合

この場合についても $T/h=2.0$ と同じように浸透流量が解析できるが、前にのべたように実験の数値に若干のばらつきがみられるので、ここでは k_2 による浸透指数の図を実験結果として掲げておくにとどめる。(Fig. 4-7)

なおこれらの場合も定性的に 1. (i) および (4.2) の関係がなりたつと見られる。

3. T/h の変化にともなう浸透指数の変化については、嶋³⁾の数値計算の結果を Fig. 4-8 に示しておく.*

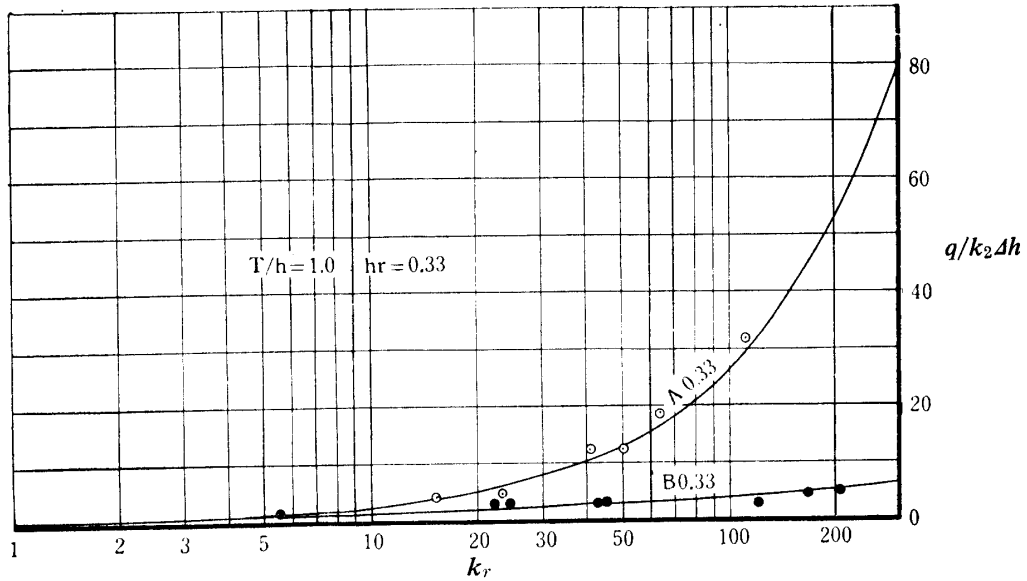


Fig. 4-7 (i) Seepage factor represented with k_2 , where $T/h=1.0$ and $h_r=0.33$

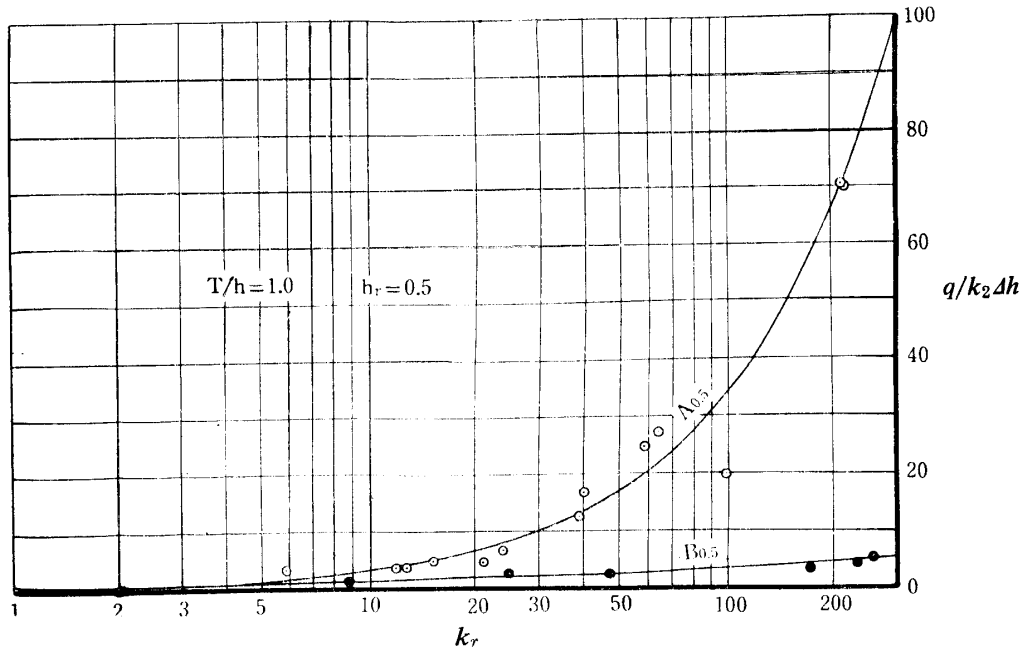


Fig. 4-7 (ii) Seepage factor represented with k_2 , where $T/h=1.0$ and $h_r=0.5$

* T/h の変化だけでなく、 k_r の小さい値のもの、すなわち Fig. 4-5 等で破線で示した部分については、この図からよく読みとれる。なお Type B については計算したものがない。

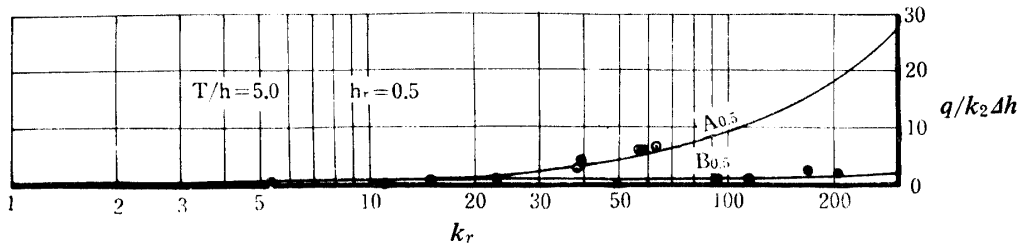


Fig. 4.7 (iii) Seepage factor represented with k_2 , where $T/h=5.0$ and $h_r=0.5$

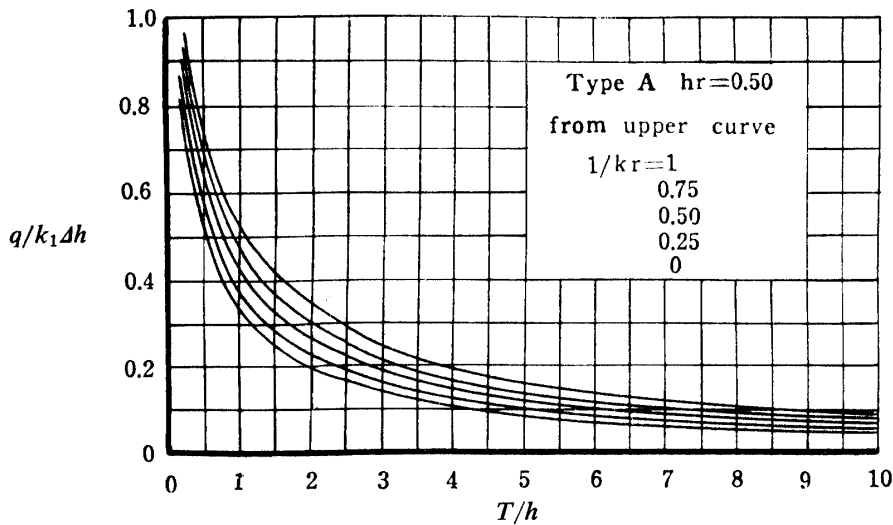


Fig. 4.8 Relation between T/h and $q/k_1\Delta h$, where Type A and $h_r=0.5$ (From Shima's numerical calculation)

第3節 流線網の比較

前にのべたように透水層が異なつた二つの層からなつてゐるために、一樣な場合のものとは流線の

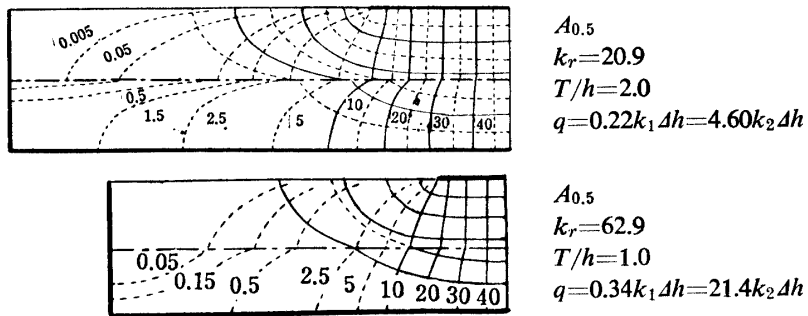


Fig. 4.9 Flow nets in Type A

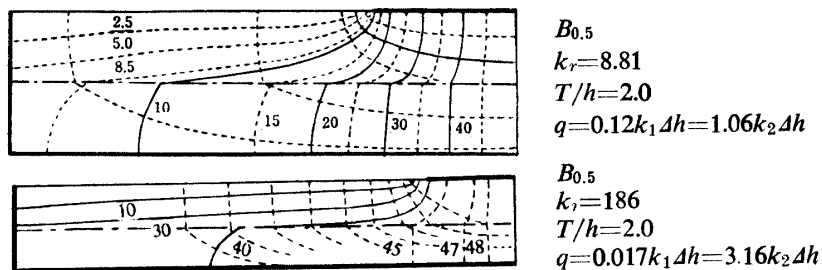


Fig. 4.10 Flow nets in Type B

形が非常に変わったものとなる。すなわちその境界の面で屈折の法則にしたがった流線の屈折がみられ、また Type A, Type B によつてその流れの趣きが判然と異なる。電氣的相似法による実験によつてえられたその流況を Fig. 4-9, Fig. 4-10 に示す。

Type A, B とも透水係数の大きい k_1 の層に流れがかたよつている様子がかがえる。なお透水層が一樣な場合のものを比較のために Fig. 4-11 に示す。

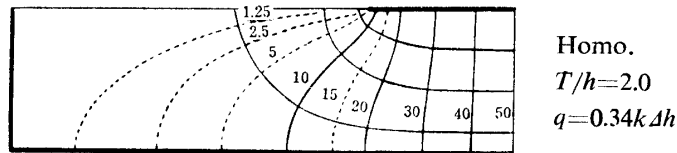


Fig. 4-11 Flow nets in homogeneous layer

いずれも堤防の中心線で流れは左右対称になるから図は片面だけ描いた。

第4節 堤防下面に加わる揚圧分布

堤防の下面に加わる揚圧については、透水層が一樣なものについては理論的にまた実験的に解析されているが^{34)41~46)}、異層からなるものについては解かれたものがない。本節では Fig. 4-9, 4-10, 4-11 によつてえられた $T/h=2.0$ の場合の流線網から揚圧分布を描いて、その比較をおこなうものである。すなわち各流線網図の等ポテンシャル線が堤防下面と交わる点に垂線を立て、それぞれのポテンシャルの値をその線上にとれば揚圧分布曲線がえられる。Fig. 4-12 にその結果を示す。

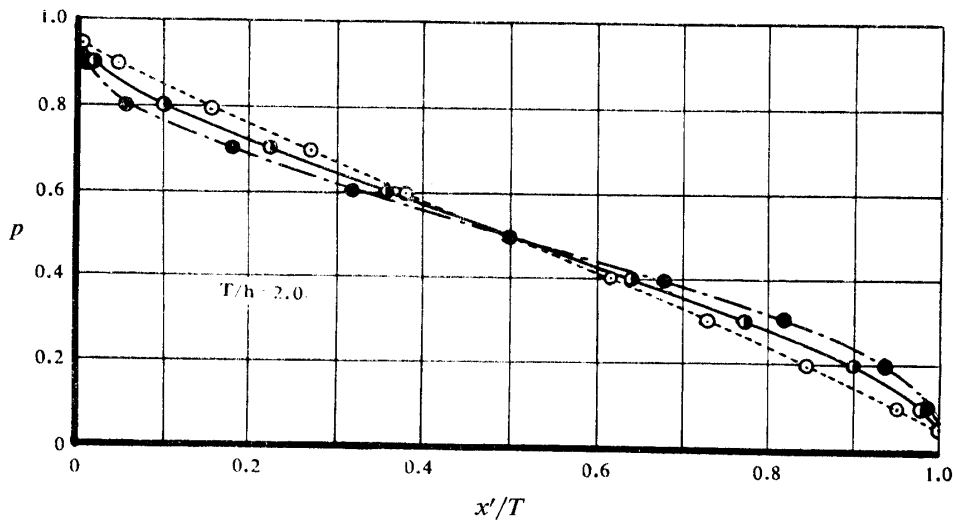


Fig. 4-12 Comparison of pressure distribution in Homo., Type A and Type B ($T/h=2.0$)

p : pressure at base for a unit total-pressure differential
 x'/T : (distance from heel of dam)/(width of base)

—●— Homo. ---○--- $A_{0.5}, k_y=20.9$ -·-●- $B_{0.5}, k_y=8.81$

この図からつぎのようなことがいえる。

(i) いずれの場合も堤防の中央における圧力は $0.5p$ であり、その上下流における圧力分布の曲線は圧力を三角形分布と考えた直線に対して上下流が互いに対称な偏差をもっている。したがつて全揚圧力 P の値は、いずれの場合も等しいが、そのモーメントの値に つぎのような差異がある。

(ii) いま便宜上モーメントの中心を堤防ギリにとり、モーメントの大きい順にならべるとつぎのようである。

① Type B ② Homo. ③ Type A ④ 圧力三角形

したがって堤防構造の力学的な問題を取り扱うときは、この基礎の透水層の状態が大いに影響する。

(iii) Type A の曲線が Homo. の場合より上流側において上側にあるということは、Homo. の場合において T/h が大きくなる、いかえれば堤防の敷幅が広くなると同じ現象で、かように揚圧分布からも第2節1(i)の*の裏づけができる。すなわち上層の透水性の大きい層に流れが集中することの結果である。Type B の場合はこれと対照的にいえば T/h の値が小さくなったときと同じ傾向にある。

第5節 堤防も透水性である場合

以上は浸透がその基礎においてのみおこる場合であるが、堤防も透水性である場合——ただし基礎と透水性が違——について前章第6節と対応してのべる。

すなわちこの場合は堤防内の流れと基礎の流れとが透水層の一樣な場合のように融合しにくい。したがって、それぞれについて別々に計算をおこなう近似法が使われてよい。Fig. 4.13, Fig. 4.14 は実験値が少いが、近似計算によつてえられる線とほぼ一致していることを示している。なお堤防内の浸潤線は前章と同じように CASAGRANDE の方法によつて計算したものをういた。

また k_L すなわち k_a, k_g のうち大きい方の透水係数であらわせば Fig. 4.15 をうる。

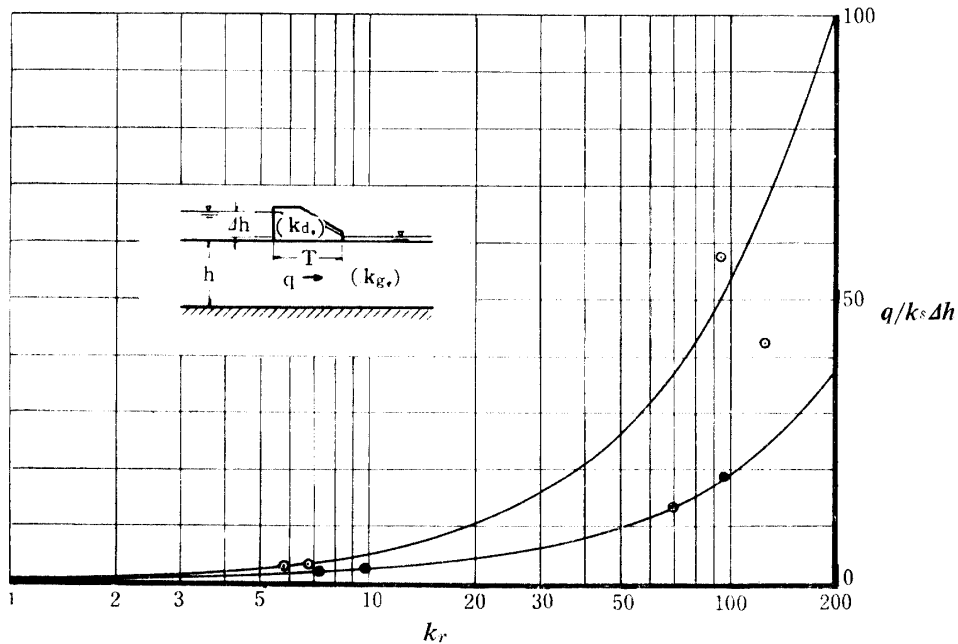


Fig. 4.13 Seepage factor represented with k_s , where $T/h=1.0$ $\Delta h/T=0.4$ and $\Delta h=1.0$
 k_s : smaller permeability in k_a and k_g . k_d : permeability of dam k_g : permeability of ground
 ● $A_1(k_g)$: $k_d > k_g$. ○ $B_1(k_d)$: $k_d < k_g$.

第6節 摘要

透水層が異なつた二つの層からなる場合の堤防下の浸透について電氣的相似法による実験をおこないつぎのような点を明らかにした。(Fig. 4.1 参照) なお $k_u > k_d$, $k_d > k_u$ によつて流れの様相が全く異なるので前者を Type A, 後者を Type B として本章は論じてある。

1. $k_r, h, T/h$ に応ずる浸透流量

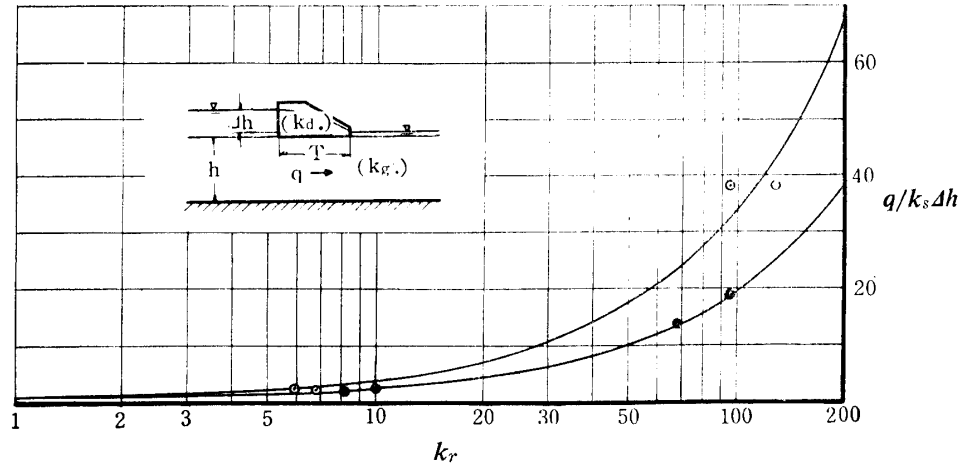


Fig. 4.14 Seepage factor represented with k_s , where $T/h=2.0$, $\Delta h/T=0.4$ and $\Delta h=1.0$
 k_s : smaller permeability in k_a and k_g . k_a : permeability of dam k_g : permeability of ground
 ● $A_2(k_g)$: $k_a > k_g$ ○ $B_2(k_a)$: $k_a < k_g$

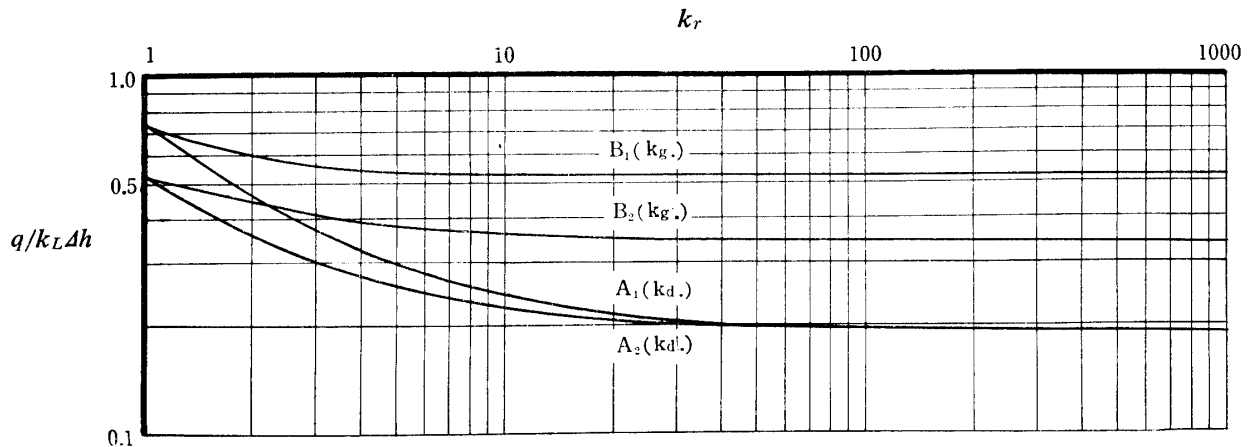


Fig. 4.15 Figs. 4.13 and 4.14 represented with k_L
 k_L : larger permeability in k_a and k_g . k_r : k_L/k_s

主として $T/h=2.0$ の場合を対象とし、つぎのような結果をえた。(Fig. 4.2, 4.3, 4.5, 4.6, (4.2), (4.3) 参照) なお $T/h=1.0, 5.0$ の場合についても流量を測定し、あわせて嶋の数値計算の結果を参考に示した。(Fig. 4.7, 4.8 参照)

(i) Type A について

k の大きい層が上側にあるため、流れがこの層に集中し、 k_r の値がある程度大きくなると、この大きい方の透水係数 k_1 で表わされる浸透指数は k_r に関して無関係に一定の値を示すようになる。

(ii) Type B について

この場合の浸透指数は (4.2), (4.3) で表わされるような $T/h, h_r, k_r$ に関する一種の双曲線で示される。

2. Type A, Type B および層が一様な場合の流況 (Fig. 4.9, 4.10, 4.11 参照)

$T/h=2.0, h_r=0.5$ の場合について流線網図を描き、これらと層が一様なものとの流況の差異を示した。

3. 堤防の下面に加わる揚圧分布 (Fig. 4.12 参照)

前項の流線網図から揚圧曲線を描き **Type A**, **Type B** および層が一様な場合のそれらの比較をおこなった。この結果、堤防ジリに対するモーメントは **Type B** の場合が一番大きく、層の一様な場合がそれにつき、**Type A** の場合がもつとも小さいことがわかった。なお全揚圧力の大きさは、いずれも等しく一般に用いられている圧力三角形の面積で代表できる。

4. 堤防も透水性である場合の流量 (Fig. 4.13, 4.14, 4.15 参照)

堤防の方が透水性が大きい場合 **Type A** と堤防下の基礎の方が透水性が大きい場合 **Type B** について流量を測定した。その結果、両者を別々に計算して加え合わせる近似計算法が使えることをたしかめた。

第5章 有限透水層における複式堤防下の浸透

第1節 問題点とその解析方針

単式堤防下の浸透について、いままでのべてきたが、これが二重に並置された場合について考えてみると、この流れは単なる重ね合わせではなくなる。すなわち Fig. 5.1 に見られるように上流側 (A 域) の水は、いつたん中央部 (B 域) の水域に入ってから下流側 (C 域) に浸透するものと、B 域には入らずに A 域から直接 C 域に浸透するものがある。この B 域の水位は、A, C 両域の水位が一定であれば自然それとつりあう水位* に落ちつき、この水域に流入する浸透量と流出する浸透量は全く等しくなる。したがって単式の堤防をただ二重に並置しただけのものであれば、この問題を規制する条件は簡単なものとなるが、複式方式による大規模干拓の場合のように B 域の水位が何等かの力で制御されると、その制御される水位次第で流れの様相がいろいろと変わったものとなる。

本章ではかような状態の問題を対象とする。したがってつぎのような事項が問題点となる。

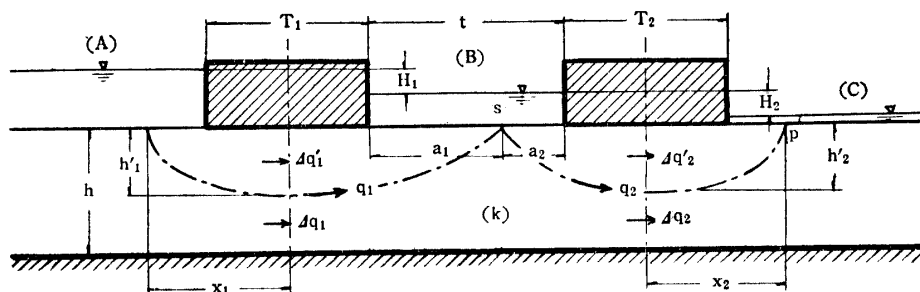


Fig. 5.1 Representation of seepage flow under double dams on a uniform permeable bed of finite thickness

(i) 堤防下の浸透量 (q)

これは前にのべたように B 域に入る量 ($\Delta q'$) と直接 C 域にでる量 (Δq) との和である。

(ii) $\Delta q'$ と Δq の境界線の流出する点 (B, C 域の s, p 点) の位置

すなわち A 域が海で B 域が淡水湖ならば、かような境界線は塩水と淡水の境目を示す線となり、s, p 点は塩水のおよぶ位置を示している。ただしこの場合、塩水と淡水の比重の差を考慮しないものとする。

これらの問題はつぎにのべるように理論的にも解析ができるが、B 域の水位のとり方に応じて写像関係が変化し、数値解析に非常に多くの労力を必要とするので、ここでは主として電氣的相似法による実験的解析による。なお本問題に対する研究はいままでにないようである。

第2節 等角写像法による理論

* Fig. 5.1 で $T_1 = T_2$ ならば B 域の水位は A, C 両域の水位の平均水位となる。

Fig. 5.1 による境界条件に, B 域の水位という条件を一つ加えると, この問題の写像関係が Fig. 5.2 のように 7 種の Type に分けて表現される.

すなわち B 域の水位に応じて Z-plane における P 点の位置が変わるから当然それに対応する ζ -plane, W-plane の P の値が変わり, かように多くの問題を解かなければならなくなるのである. Fig. 5.2 について説明すると

- Type 1. P 点が BC 線上にある*1 場合
- Type 2. P 点が C 点に一致している*2 場合
- Type 3. P 点が CO 線上にある場合
- Type 4. P 点が CD の中央 O 点に一致している場合
- Type 5. P 点が OD 線上にある場合
- Type 6. P 点が D 点に一致している*2' 場合
- Type 7. P 点が DE 線上にある*1' 場合

ここにその一つ, Type 1 についてのべる.

Fig. 5.2 (i) の Z-plane を ζ -plane に写像すると, つぎのようになる. すなわち SCHWARZ-CHRISTOFFEL の定理を応用して

$$Z = C_1 \int \frac{d\zeta}{\zeta^2 - n^2} + C_2 \quad (5.1)$$

これを積分し n の値をもとめると

$$n = \zeta \coth \frac{\pi Z}{2h} = \coth \frac{\pi t}{4h} \quad (5.2)$$

これから

$$\zeta = \frac{\tanh \frac{\pi Z}{2h}}{\tanh \frac{\pi t}{4h}} \quad (5.3)$$

この関係は P 点の位置に関係しないから Type 2~7 の場合にもなりたつ.

つぎに W-plane と ζ -plane との対応から

$$W = C_3 \int \frac{\zeta - \zeta_p}{\sqrt{\zeta^2 - n^2} \sqrt{\zeta + m} \sqrt{\zeta^2 - 1} \sqrt{\zeta - l}} d\zeta + C_4 \quad (5.4)$$

ここで $C_4 = 0$ とおいて C_3 と ζ_p の値を決定するためにつぎの二つの連立式を与える.

$$\int_B^C dW = \phi_1 - \phi_2 = C_3 \left[\int_B^C \frac{\zeta}{\sqrt{\zeta^2 - n^2} \sqrt{\zeta + m} \sqrt{\zeta^2 - 1} \sqrt{\zeta - l}} d\zeta - \zeta_p \int_B^C \frac{d\zeta}{\sqrt{\zeta^2 - n^2} \sqrt{\zeta + m} \sqrt{\zeta^2 - 1} \sqrt{\zeta - l}} \right] \quad (5.5)$$

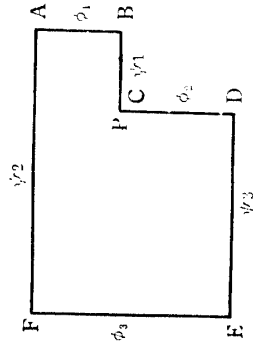
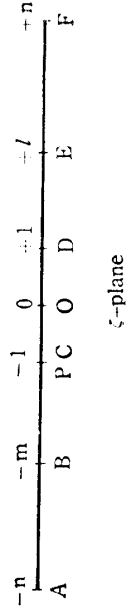
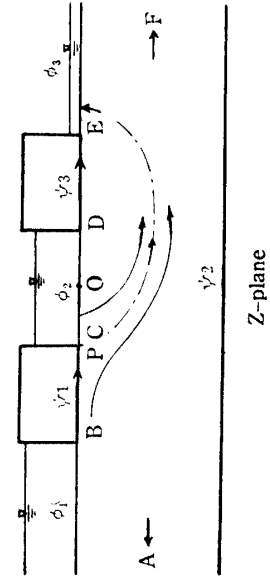
$$\int_D^E dW = \phi_2 - \phi_3 = C_3 \left[\int_D^E \frac{\zeta}{\sqrt{\zeta^2 - n^2} \sqrt{\zeta + m} \sqrt{\zeta^2 - 1} \sqrt{\zeta - l}} d\zeta - \zeta_p \int_D^E \frac{d\zeta}{\sqrt{\zeta^2 - n^2} \sqrt{\zeta + m} \sqrt{\zeta^2 - 1} \sqrt{\zeta - l}} \right] \quad (5.6)$$

(5.5), (5.6) の右辺の積分を図式積分によつておこなえば, つぎのように C_3, ζ_p がもとめられる.

$$\left. \begin{aligned} \zeta_p &= \frac{\Delta\phi_1 S_{DE} - \Delta\phi_2 S_{BC}}{\Delta\phi_1 S'_{DE} - \Delta\phi_2 S'_{BC}} \\ C_3 &= \frac{\Delta\phi_1}{S_{BC} - \zeta_p S'_{BC}} = \frac{\Delta\phi_2}{S_{DE} - \zeta_p S'_{DE}} \end{aligned} \right\}$$

*1(*1') これの上(下) 流側の極限は $\phi_1 = \phi_2$ ($\phi_2 = \phi_3$) のときであるから決して B(E) 点にはならない.

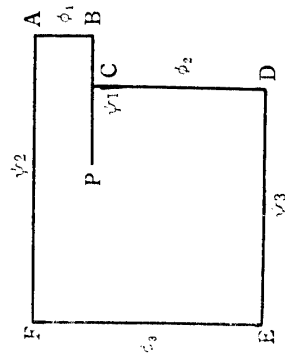
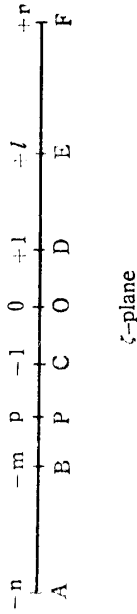
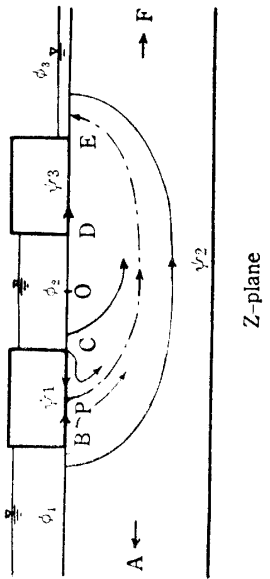
*2(*2') このときが B 域に (B 域から) 何ら流入(出) しない極限である.



W-plane

Type 2

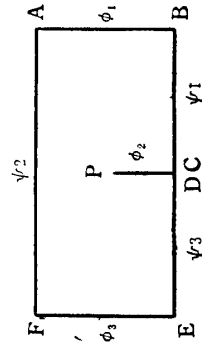
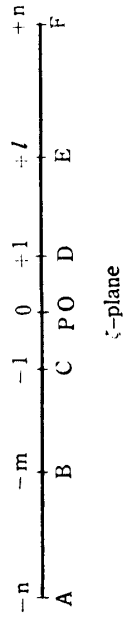
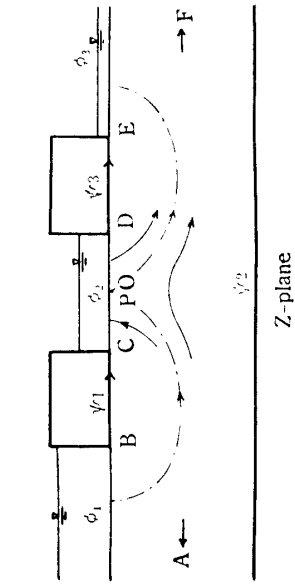
Fig. 5.2 (ii)



W-plane

Type 1

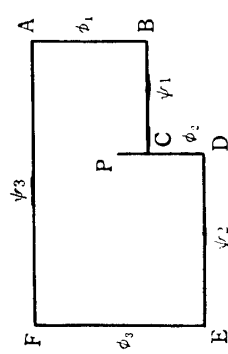
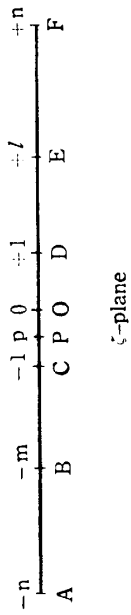
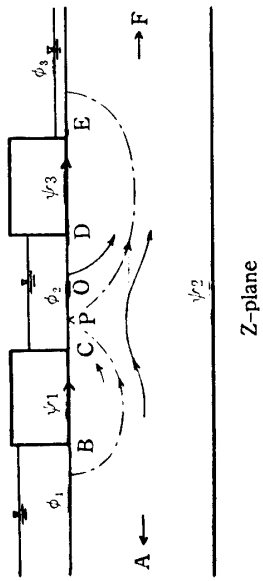
Fig. 5.2 (i)



Type 4

Type 4

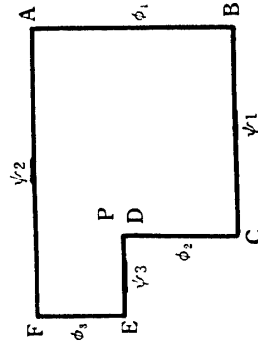
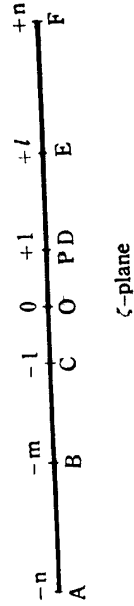
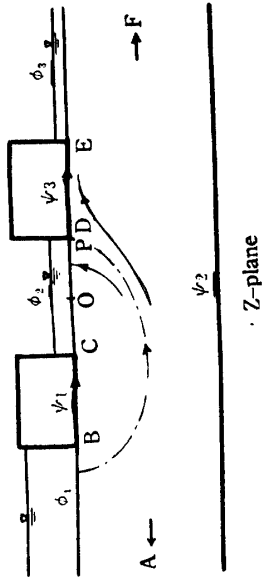
Fig. 5.2 (iv)



Type 3

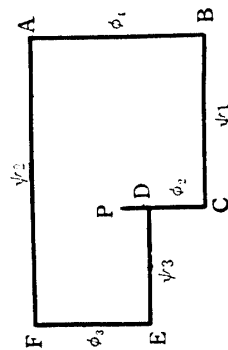
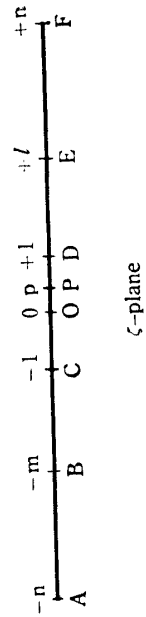
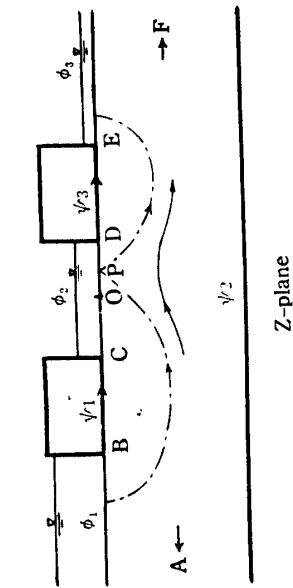
Type 3

Fig. 5.2 (iii)



Type 6

Fig. 5.2(vi)



Type 5

Fig. 5.2(v)

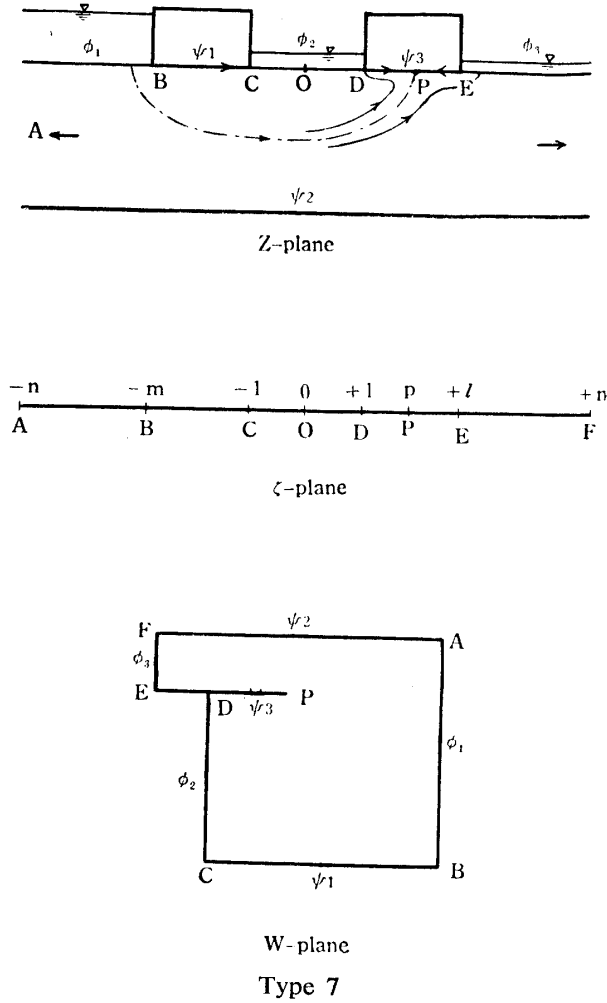


Fig. 5.2 (vii)

Representations of Z-plane, ζ -plane and W-plane on seepage flow under double dams

$$\begin{aligned}
 \text{ここで } \Delta\phi_1 &= \phi_1 - \phi_2, \quad \Delta\phi_2 = \phi_2 - \phi_3 \\
 S_{BC} &= \int_B^C \frac{\zeta d\zeta}{f(\zeta)}, \quad S_{DE} = \int_D^E \frac{\zeta d\zeta}{f(\zeta)} \\
 S'_{BC} &= \int_B^C \frac{d\zeta}{f(\zeta)}, \quad S'_{DE} = \int_D^E \frac{d\zeta}{f(\zeta)} \\
 f(\zeta) &= \sqrt{\zeta^2 - n^2} \sqrt{\zeta + m} \sqrt{\zeta^2 - 1} \sqrt{\zeta - l}
 \end{aligned} \tag{5.7}$$

(5.7) で (5.4) が計算できるわけであるが、この計算もやはり図式積分によつておこなえばよい。かようにして (5.2), (5.3), (5.4), (5.7) により Type 1 の場合については理論解をえたが、同じようにして Type 2~7 の場合についてもそれぞれ形の違ったものができるわけである。したがつて、これらの数値計算には相当の労力を必要とする。ここに実験的研究の価値がある。なお以上の問題で Fig. 5.1 の $T_1 = T_2$ の場合左右の境界条件が対称となるので簡単になり、Type 1~4 を考えればよいことになる。すなわち Type 5~7 は Type 1~3 において $\phi_3 > \phi_2 > \phi_1$ と考えれば同じ条件となる。また ζ -plane において $m = l$ と考えてよい。

第3節 電氣的相似法による実験

1. 実験の装置

この場合、Fig. 5-1 にみられるように左右の A, C 両水域の間に B 域があるので実験の装置も Fig. 2-2 (i) のもの以外に B 域に相当する電極を加えてやる必要がある。この中間の電極の電位を B 域の水位に対応させるわけである。Fig. 5-3 にその装置を示す。

この r_1, r_2 の二つの抵抗の比によつて e_2 の電位がきまるわけであるが、この際つぎのような点に注意しなければならない。すなわち $e_1 \sim e_2, e_2 \sim e_3$ 間の被膜抵抗体の抵抗をそれぞれ R_1, R_2 とすると、この電導体に電極を設置する前に r_1/r_2 の値を所要の値にとつておいても電極を設置することによつて R_1, R_2 の値が r_1, r_2 の値に影響をおよぼし r_1/r_2 の値が変わつてくるのである。すなわち r_1, R_1 がいわば並列に接続される結果、 $e_1 \sim e_2$ 間の抵抗は $\frac{r_1 R_1}{R_1 + r_1}$ となる。したがつて $r_1 = \frac{r_1 R_1}{R_1 + r_1}$ とみなされる程度の r_1 をえらぶ必要がある。この程度は、実験の精度によつて定まるものであるが、いま $r_1 = 0.01 R_1$ にすると $r_1 - \frac{r_1 R_1}{R_1 + r_1} = 0.0001 R_1$ すなわち r_1 に対し 1% の誤差となるから $r_1/R_1 = 10^{-2}$ にしておけば充分である。 r_2 についても当然同じことがいえる。

2. 実験の方法とその条件

Fig. 5-3 の装置によつて流線網を描きこの図から第 1 節 (i), (ii) の各項についての解析をおこなつた。なおこの場合、堤防の敷幅は簡単にするために両者とも等しく $T_1 = T_2 = T$ とした。

実験をおこなつた条件は $T/h = 1, 3, 5, 10$ そのそれぞれについて $t/h = 1, 3, 5, 10$, またそのそれぞれについて $H_1/H_2 = 50/50, 70/30^*, 90/10$ の各条件を与えた。

3. 実験の結果

描いた流線網図を列举すると Fig. 5-4 のようである。いずれも $H_1/H_2 = 50/50$ の場合は流れも左右対称であるから、図も半分だけとした。またこの図から Fig. 5-1 の記号による数値を読みとると Table 5 1 のようである。

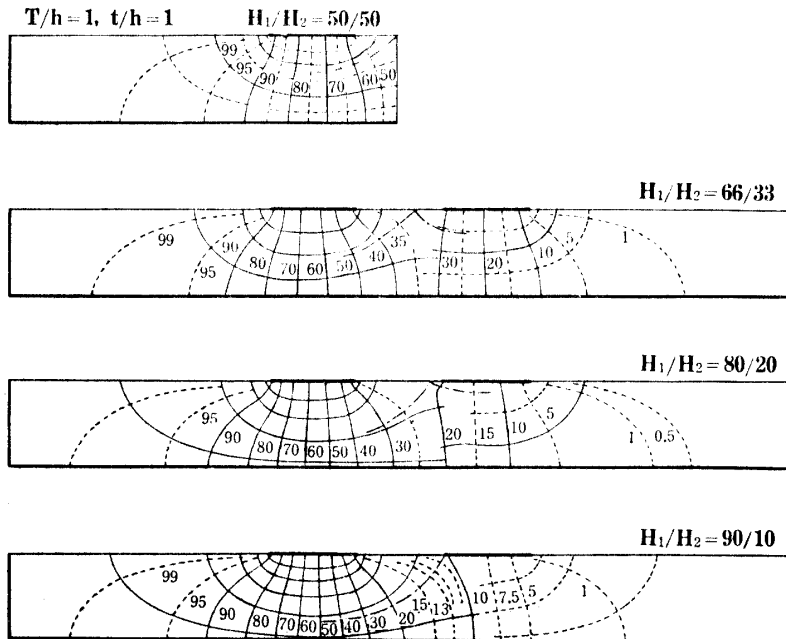


Fig. 5-4-1 (i) Flow nets in $T/h=1$ and $t/h=1$

* $T/h=1, t/h=1$ のときだけは、これを 66/33, 80/20 の二つに分けた。

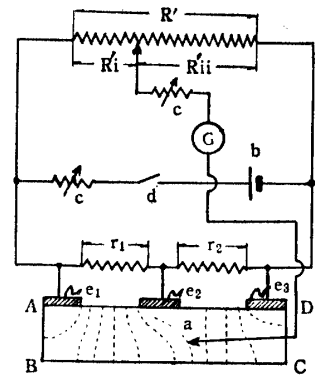


Fig. 5-3 Electrical circuit for a model experiment on seepage flow under double dams

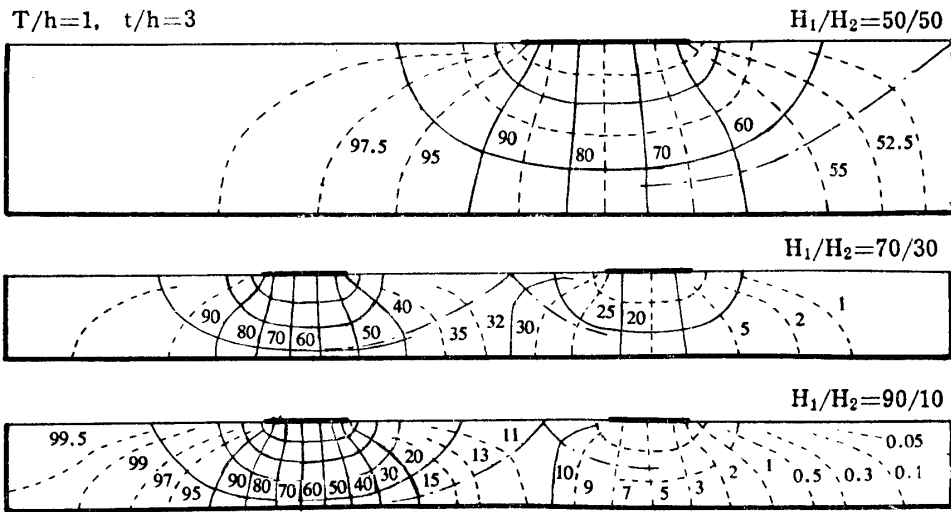


Fig. 5.4-1 (ii) Flow nets in $T/h=1$ and $t/h=3$

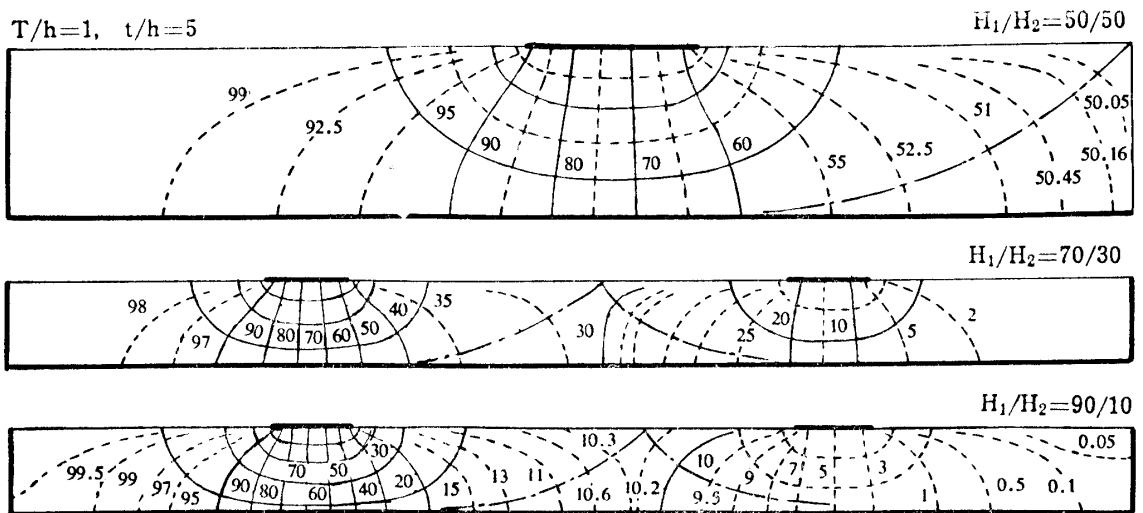


Fig. 5.4-1 (iii) Flow nets in $T/h=1$ and $t/h=5$

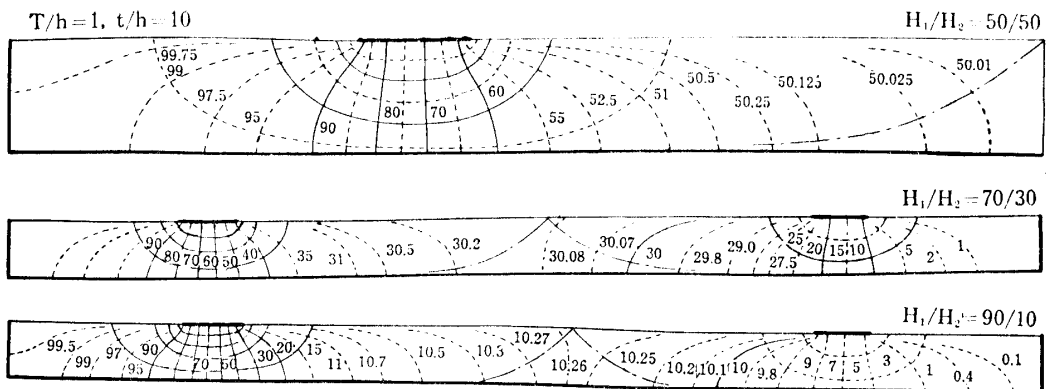


Fig. 5.4-1 (iv) Flow nets in $T/h=1$ and $t/h=10$

Fig. 5.4-2 (i) (ii) (iii) (iv), Fig. 5.4-3 (i) (ii) (iii) (iv) および Fig. 5.4-4 (i) (ii) (iii) (iv) については図面が大きくなるので割愛した。

Table 5.1-1 Results of experimental analyses obtained from flow nets on Fig. 5.4-1

$T/h=1$

t/h	H_1/H_2	$q_1/\Delta\phi$	$q_2/\Delta\phi$	a_1/t	a_2/t	$\Delta q/\Delta\phi$	$\Delta q/q_1$	$\Delta q/q_2$	$\Delta q_1'/q_1$	$\Delta q_2'/q_2$	h_1'/h	h_2'/h	x_1/h	x_2/h
1	50/50	0.275	0.275	0.50	0.50	0.155	0.564	0.564	0.436	0.436	0.405	0.405	0.70	0.70
	66/33	0.370	0.200	0.68	0.32	0.149	0.403	0.745	0.597	0.255	0.570	0.250	0.88	0.58
	80/20	0.410	0.140	0.85	0.15	0.120	0.293	0.857	0.707	0.143	0.660	0.125	1.01	0.53
	90/10	0.513	0.080	—	—	0.080	0.156	1.000	0.844	0	0.800	0	1.35	0.50
3	50/50	0.260	0.260	0.50	0.50	0.040	0.154	0.154	0.846	0.846	0.850	0.850	1.54	1.54
	70/30	0.330	0.150	0.62	0.38	0.038	0.115	0.253	0.885	0.747	0.870	0.750	1.64	1.21
	90/10	0.445	0.056	0.73	0.27	0.026	0.059	0.464	0.941	0.536	0.910	0.500	1.88	0.79
5	50/50	0.251	0.251	0.50	0.50	0.015	0.058	0.058	0.942	0.942	0.945	0.945	2.18	2.18
	70/30	0.350	0.150	0.57	0.43	0.010	0.028	0.067	0.972	0.933	0.950	0.930	2.25	2.04
	90/10	0.450	0.054	0.65	0.35	0.005	0.011	0.094	0.989	0.906	0.960	0.870	2.40	1.64
10	50/50	0.270	0.270	0.50	0.50									
	70/30	0.350	0.140	0.53	0.47									
	90/10	0.460	0.046	0.58	0.42			<0.010		>0.990				

$$\Delta\phi = k(H_1 + H_2), \quad \Delta q = \Delta q_1 = \Delta q_2$$

Table 5.1-2 Results of experimental analyses obtained from flow nets on Fig. 5.4-2

$T/h=3$

t/h	H_1/H_2	$q_1/\Delta\phi$	$q_2/\Delta\phi$	a_1/t	a_2/t	$\Delta q/\Delta\phi$	$\Delta q/q_1$	$\Delta q/q_2$	$\Delta q_1'/q_1$	$\Delta q_2'/q_2$	x_1/h	x_2/h
1	50/50	0.125	0.125	0.50	0.50	0.065	0.520	0.520	0.480	0.480	1.70	1.70
	70/30	0.167	0.083	0.75	0.25	0.061	0.362	0.730	0.638	0.270	1.90	1.56
	90/10	0.216	0.036	—	—	0.036	0.169	1.000	0.831	0	2.36	1.50
3	50/50	0.120	0.120	0.50	0.50	0.018	0.150	0.150	0.850	0.850	2.42	2.42
	70/30	0.162	0.077	0.64	0.36	0.016	0.100	0.210	0.900	0.790	2.70	2.21
	90/10	0.210	0.026	0.78	0.22	0.013	0.063	0.502	0.937	0.498	2.92	1.72
5	50/50	0.121	0.121	0.50	0.50	0.006	0.050	0.050	0.950	0.950	3.14	3.14
	70/30	0.167	0.072	0.58	0.42	0.005	0.030	0.070	0.970	0.930	3.44	2.90
	90/10	0.222	0.026	0.66	0.34	0.003	0.015	0.130	0.985	0.870	3.85	2.51
10	50/50	0.122	0.122	0.50	0.50							
	70/30	0.172	0.070	0.55	0.45							
	90/10	0.222	0.024	0.59	0.41			<0.010		>0.990		

$$\Delta\phi = k(H_1 + H_2), \quad \Delta q = \Delta q_1 = \Delta q_2$$

Table 5.1-3 Results of experimental analyses obtained from flow nets on Fig. 5.4-3

$T/h=5$

t/h	H_1/H_2	$q_1/\Delta\phi$	$q_2/\Delta\phi$	a_1/t	a_2/t	$\Delta q/\Delta\phi$	$\Delta q/q_1$	$\Delta q/q_2$	$\Delta q_1'/q_1$	$\Delta q_2'/q_2$	x_1/h	x_2/h
1	50/50	0.083	0.083	0.50	0.50	0.057	0.680	0.680	0.320	0.320	2.59	2.59
	70/30	0.112	0.055	0.80	0.20	0.049	0.438	0.900	0.562	0.100	2.78	2.51
	90/10	0.143	0.023	—	—	0.023	0.162	1.000	0.838	0	3.34	2.50
3	50/50	0.082	0.082	0.50	0.50	0.012	0.150	0.150	0.850	0.850	3.44	3.44
	70/30	0.111	0.054	0.65	0.35	0.011	0.099	0.205	0.901	0.795	3.70	3.24
	90/10	0.148	0.017	0.78	0.22	0.009	0.058	0.510	0.942	0.490	4.05	2.70
5	50/50	0.082	0.082	0.50	0.50	0.004	0.050	0.050	0.950	0.950	4.12	4.12
	70/30	0.114	0.051	0.58	0.42	0.004	0.036	0.080	0.964	0.920	4.33	3.84
	90/10	0.152	0.017	0.65	0.35	0.002	0.013	0.120	0.987	0.880	4.84	3.56
10	50/50	0.086	0.086	0.50	0.50							
	70/30	0.113	0.053	0.54	0.46							
	90/10	0.152	0.016	0.59	0.41			<0.010		>0.990		

$$\Delta\phi = k(H_1 + H_2), \quad \Delta q = \Delta q_1 = \Delta q_2$$

Table 5.1-4. Results of experimental analyses obtained from flow nets on Fig. 5.4-4
 $T/h=10$

t/h	H_1/H_2	$q_1/\Delta\phi$	$q_2/\Delta\phi$	a_1/t	a_2/t	$\Delta q/\Delta\phi$	$\Delta q/q_1$	$\Delta q/q_2$	$\Delta q_1'/q_1$	$\Delta q_2'/q_2$	x_1/h	x_2/h
1	50/50	0.048	0.048	0.50	0.50	0.029	0.600	0.600	0.400	0.400	5.13	5.13
	70/30	0.068	0.027	0.84	0.16	0.021	0.308	0.780	0.692	0.220	5.50	5.05
	90/10	0.081	0.010	—	—	0.010	0.125	1.000	0.875	0	6.05	5.00
3	50/50	0.047	0.047	0.50	0.50	0.008	0.170	0.170	0.830	0.830	5.85	5.85
	70/30	0.068	0.025	0.65	0.35	0.007	0.103	0.280	0.897	0.720	6.18	5.55
	90/10	0.082	0.009	0.78	0.22	0.004	0.053	0.500	0.947	0.500	6.55	5.21
5	50/50	0.049	0.049	0.50	0.50	0.002	0.050	0.050	0.950	0.950	6.60	6.60
	70/30	0.066	0.027	0.57	0.43	0.002	0.028	0.070	0.972	0.930	7.00	6.40
	90/10	0.082	0.009	0.78	0.22	0.001	0.013	0.120	0.987	0.880	7.40	6.08
10	50/50	0.047	0.047	0.50	0.50							
	70/30	0.068	0.026	0.54	0.46							
	90/10	0.085	0.011	0.58	0.42			<0.010		>0.990		

$$\Delta\phi = k(H_1 + H_2), \quad \Delta q = \Delta q_1 = \Delta q_2$$

第4節 実験結果の考察

以下各項に分けて考察をすすめる。

1. 堤防下の浸透量

Table 5.1 の $q_1/\Delta\phi$, $q_2/\Delta\phi$ の欄の数値がこの問題の数値に相当する。この H_1/H_2 が 30/70, 10/90 になった場合は H_1/H_2 の 70/30, 90/10 の逆の場合と同じと考えてよいから H_2 を H_1 に q_2 を q_1 にして考えれば H_1/H_1+H_2 の 0.9, 0.7, 0.5, 0.3, 0.1 についてのものが q_1 についてえられる。これらを T/h について図示すると Fig. 5.5 をうる。

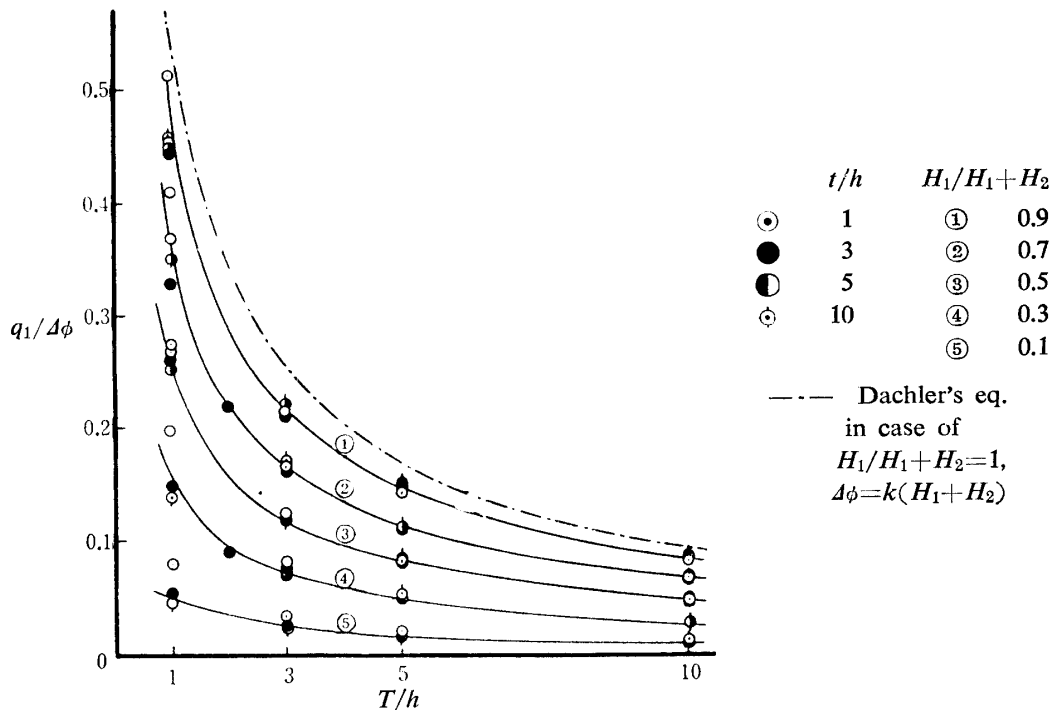


Fig. 5.5 Relation between $q_1/\Delta\phi$ and T/h on seepage flow under double dams

この図の鎖線は単式堤防における $q/\Delta\phi$ と T/h の関係をあらわす DACHLER 公式*1 のものの計算値*2 を図示したものである。この図をみてわかるように流量は単式の場合と同じように堤防の敷幅

*1 Table 3.1 *2 Table 3.2

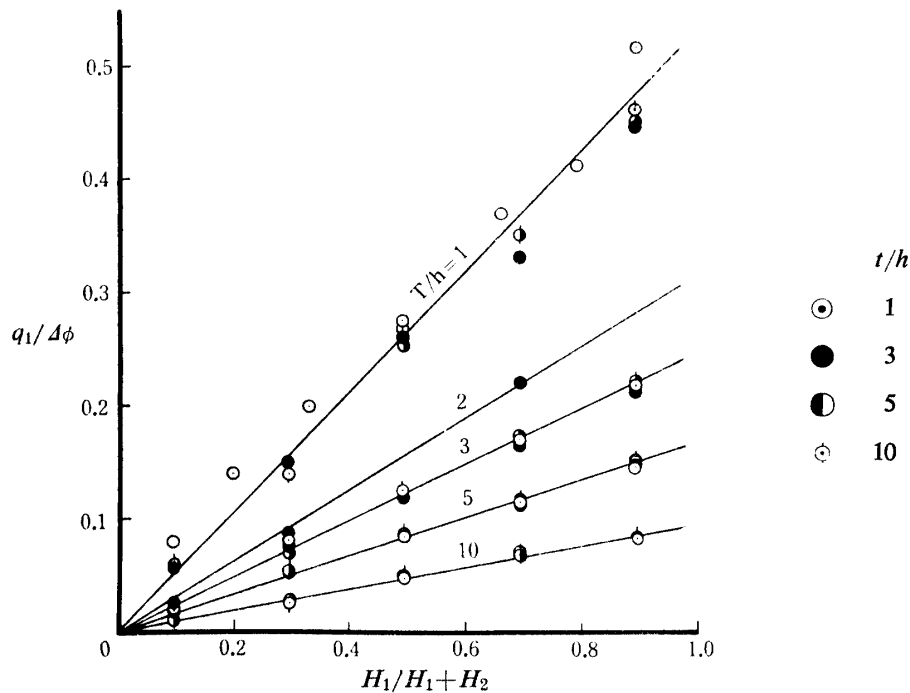


Fig. 5-6 Relation between $q_1/\Delta\phi$ and H_1/H_1+H_2 on seepage flow under double dams

T と透水層の厚さ h とに関係し B 域の幅 t には、ほとんど関係がないといえるようである。このことは Fig. 3-9 をみてわかるように浸透流の流出が堤防の近傍に大部分集中していることから当然であろう。また $q_1/\Delta\phi$ を H_1/H_1+H_2 の関係によつて表わすと Fig. 5-6 をうる。この図をみてわかるように浸透指数 $q_1/\Delta\phi$ は H_1/H_1+H_2 と直線関係にある。そして $H_1/H_1+H_2=1$ のときの値は単式堤防のときの $q/\Delta\phi$ と T/h の関係とみられる。したがつて複式堤防のときの流量は

$$q_1/\Delta\phi = C_s \frac{H_1}{H_1+H_2}, \quad \Delta\phi = k(H_1+H_2)$$

より

$$\left. \begin{aligned} q_1/kH_1 &= C_s \\ C_s &= f(T/h) : \text{単式堤防のときの浸透指数}^* \end{aligned} \right\} \quad (5.8)$$

として表わされる。いいかえれば単式の場合と同様に考えてよいことを示している。このことは t/h が無関係であることを立証するものであるが、逆にいえばこのことは t/h が無関係な範囲でいえることで、 $t/h < 1$ になつてくると、この考え方がなりたたなくなる領域があると推定される。何故なら $t/h \rightarrow 0$ になると、 $T/h \rightarrow 2T/h$ になつてくるからである。

2. $\Delta q_1/q_1$ の値

Fig. 5-1 にみられるように A 域から B 域に入らずに直接 C 域に流出する流量 Δq_1 の全流量 q_1 に対する比について Fig. 5-4 の図より読みをとると Table 5-1 のようである。この場合、連続の式より $\Delta q_1 = \Delta q_2$ であるから Table 5-1 ではいずれも Δq として表わした。この数値を図にすると、Fig. 5-7 のようである。このときも H_1/H_2 が 30/70, 10/90 になつた場合は H_1/H_2 の 70/30, 90/10 の場合の H_2 を H_1 に q_2 を q_1 として考えればよい。

この図をみてわかるように $\Delta q_1/q_1$ と水位との関係は簡単な函数関係ではあらわせないが、 t/h によつて大体一定の関係をもつており T/h にはほとんど関係がないといえる。

3. a_1/t と H_1/H_1+H_2 との関係

すなわち Δq_1 の上端の B 域での流出点 s の位置を流線網図より読みとり、これを B 域の幅 t と

* (3-10) あるいは Table 3-1 によつてえられる無次元数。

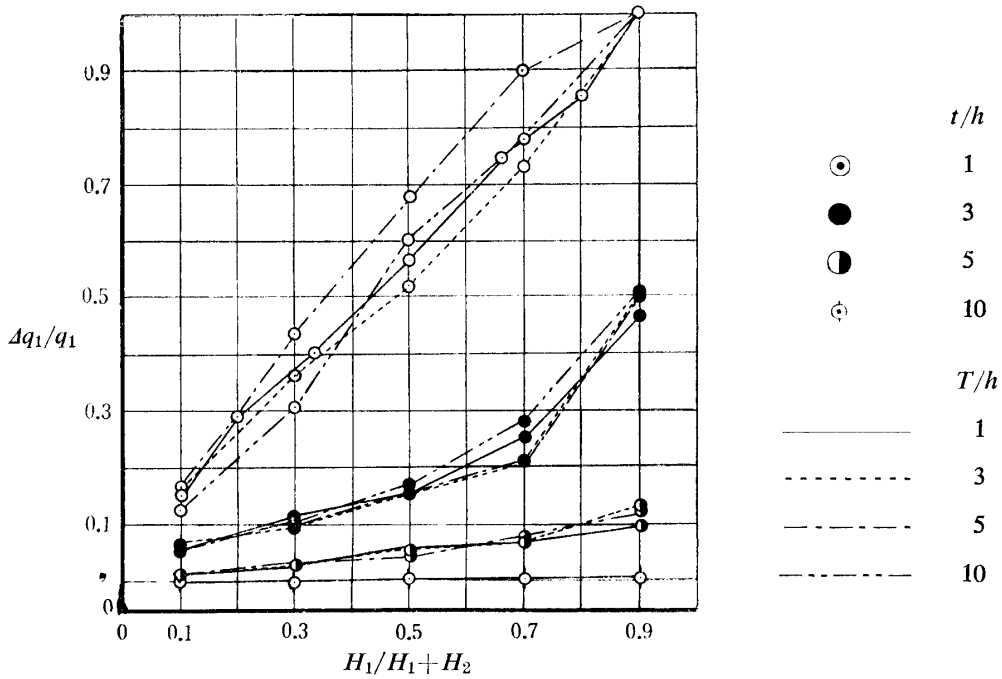


Fig. 5.7 Relation between $\Delta q_1/q_1$ and H_1/H_1+H_2 on Fig. 5.1

の比で表わせば Table 5.1 のようになる。この場合も $H_1/H_1+H_2 < 0.5$ のときについては、 H_2 を H_1 にして考えれば a_2 が a_1 として表わされるから都合がよい。これを T/h の別に図示すると Fig. 5.8 のようになる。この図で $t/h=1$ のとき $a_1/t > 1.0$ の場合があるが、Fig. 5.4 の流線網図では、このような場合の限界の点*が明確にできなかったので鎖線を描く場合には B 域の下流側の堤防端を単にその起点とした。

この Fig. 5.8 をみてわかることは、 a_1/t は T/h によつて多少の差はあるが大體において類似した形をしており H_1/H_1+H_2 と直線的な関係にありそうである。この点を具体的にするために、これらを一緒の図にまとめてみると Fig. 5.9 をうる。

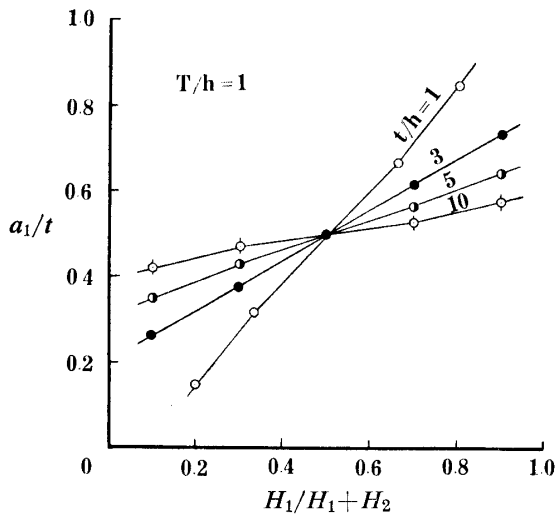


Fig. 5.8 (i) Relation between a_1/t and H_1/H_1+H_2 in $T/h=1$

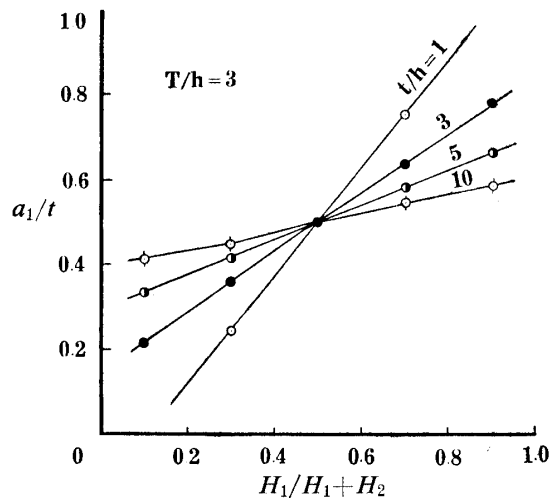


Fig. 5.8 (ii) Relation between a_1/t and H_1/H_1+H_2 in $T/h=3$

* Fig. 5.2 における P 点.

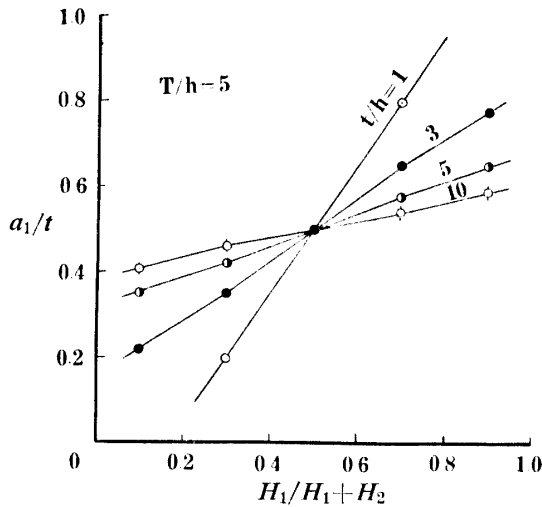


Fig. 5.8 (iii) Relation between a_1/t and H_1/H_1+H_2 in $T/h=5$

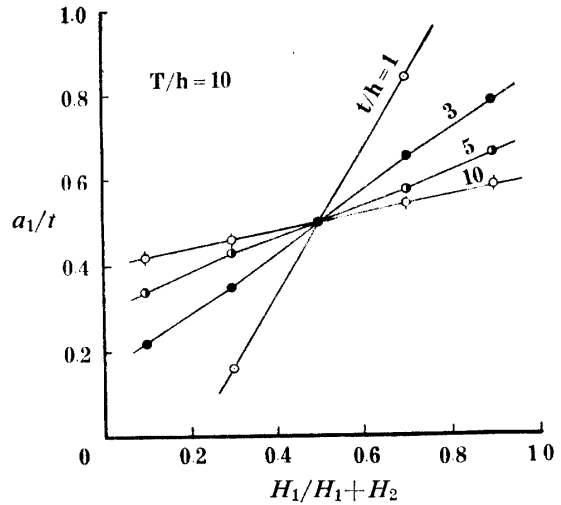


Fig. 5.8 (iv) Relation between a_1/t and H_1/H_1+H_2 in $T/h=10$

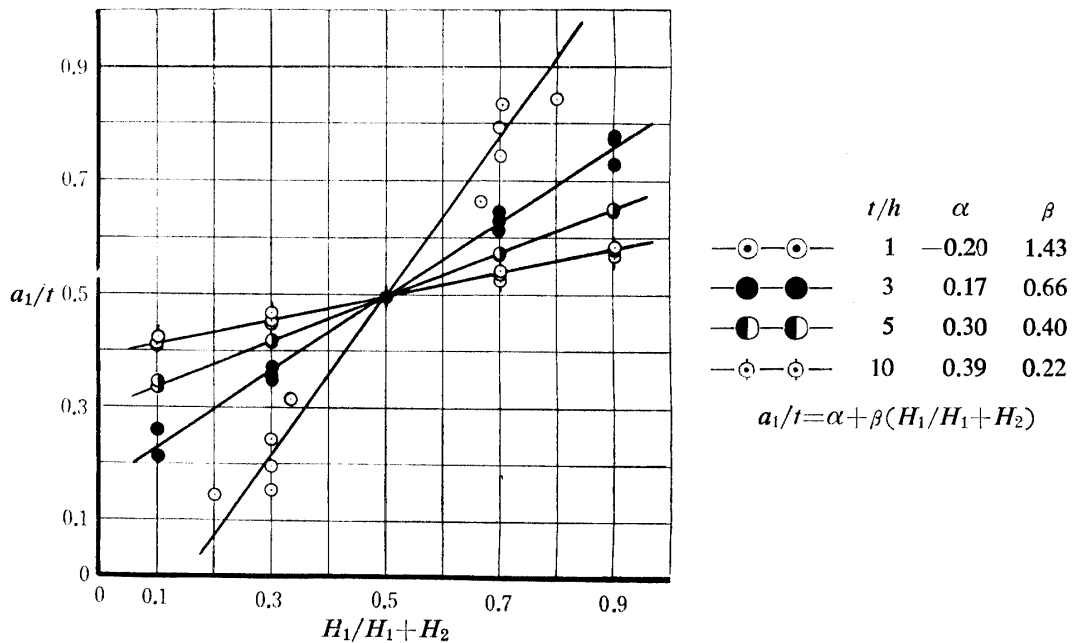


Fig. 5.9 Relation between a_1/t and H_1/H_1+H_2

これから、 a_1/t と H_1/H_1+H_2 の関係は T/h によつて多少の差はあるが、 t/h によつてその勾配の変わる直線関係で表わしてもさしつかえないと思われる。すなわち

$$a_1/t = \alpha + \beta(H_1/H_1+H_2) \tag{5.9}$$

ここで

$$\alpha = f_1(t/h), \quad \beta = f_2(t/h)$$

で表現できる。この α, β の値をもとめると、Fig. 5.10 のようである。

なおこの関係は T/h によつて多少の差があるとのべたが、その一例を Fig. 5.11 に示しておく。

4. x_2/h と H_2/H_1+H_2 との関係

$\Delta q_1 = \Delta q_2$ の上端の C 域での流出点 p の位置を流線網図より読みとり、これを透水層の厚さ h との比で表わせれば Table 5.1 のようになる。この場合も $H_2/H_1+H_2 > 0.5$ のときについては、 H_1 を H_2 にして考えれば x_1 が x_2 として表わされるから都合がよい。つぎにこれを図示するわけである

が、この際 p 点の位置を堤防ジリからの距離 $x_2 - \frac{T}{2}$ であらわせば Fig. 5-12 をうる。

この図をみてわかるように流出点 p の位置は T/h の値には無関係に t/h 次第で一定の値をもっている。また $t/h=3, 5$ の場合をみると、ほとんど直線関係にあると考えられる。したがって流線網図からは読みとれない $t/h=10$ の場合のものを推定するために座標軸を t/h にとつてみると Fig. 5-13 がえられた。

すなわち $t/h=3, 5$ の場合の値を延長して $t/h=10$ の場合の値を推定してみたわけである。これによる推定値が Fig. 5-12 の $t/h=10$ の点線で示されるものである。

これらの x_2/h の値を、もう一度 Table 5-1 の h_2'/h の値と比較してみると、これは単式堤防の場合における x/h と y/h の関係* と、ほとんど一致している。このことから h_2' さえわかれば x_2 の値、すなわち点 p の位置がもとめられるといつてよい。なお Table 5.1-2, 3, 4 については h_2' の欄がないが、これは T/h が 3 以上のときは流れが均一に

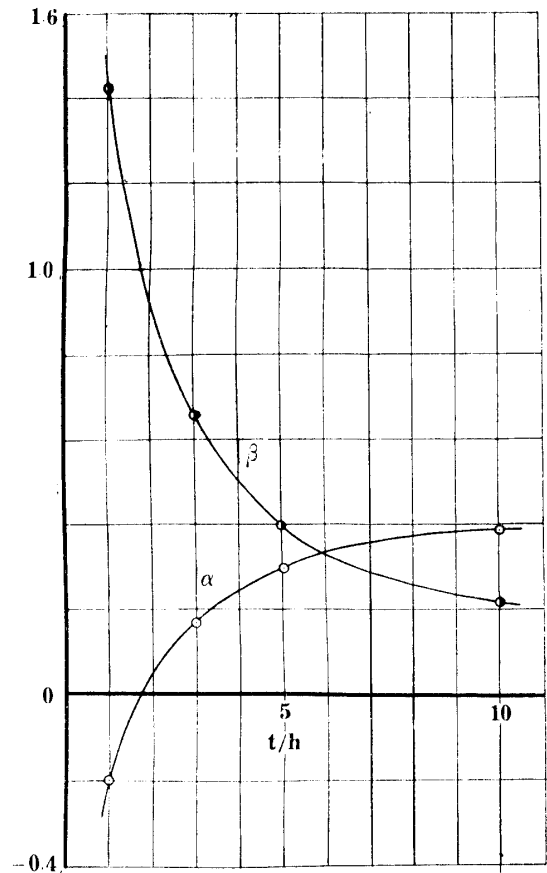


Fig. 5-10 Values of α and β on Fig. 5-9

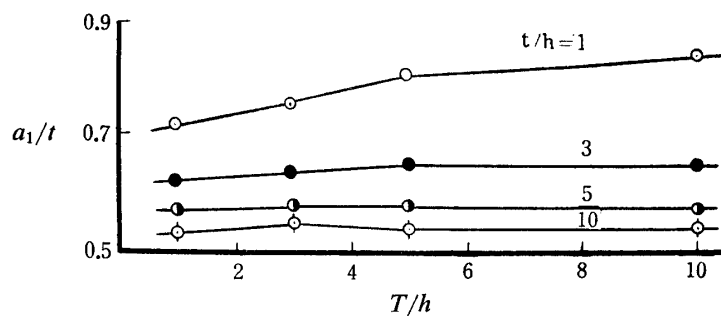


Fig. 5-11 Relation between a_1/t and T/h according to various t/h , where $H_1/H_1+H_2=0.7$

なり深さ方向の流速が一樣とみられるので $\Delta q_2'/q_2$ がそのまま h_2'/h と考えられるからである。

第5節 摘 要

以上のような結果から、つぎのようなことがいえよう。(Fig. 5-1 参照)

1. 堤防下の全浸透量 q_1, q_2 を論ずるときは単式の場合と同様に考えてよい。(Fig. 5-5, 5-6, (5-8) 参照) すなわち t/h は無関係である。ただし $t/h < 1$ の場合は、これが無関係でなくなり浸透指数の値は小さくなると思われる。

2. $\Delta q_1/q_1, \Delta q_1'/q_1$ 等の浸透量の比および点 s の位置 a_1 を問題にするときは、これらは堤防の敷

* (3-33) あるいは Fig. 3-5 の関係。

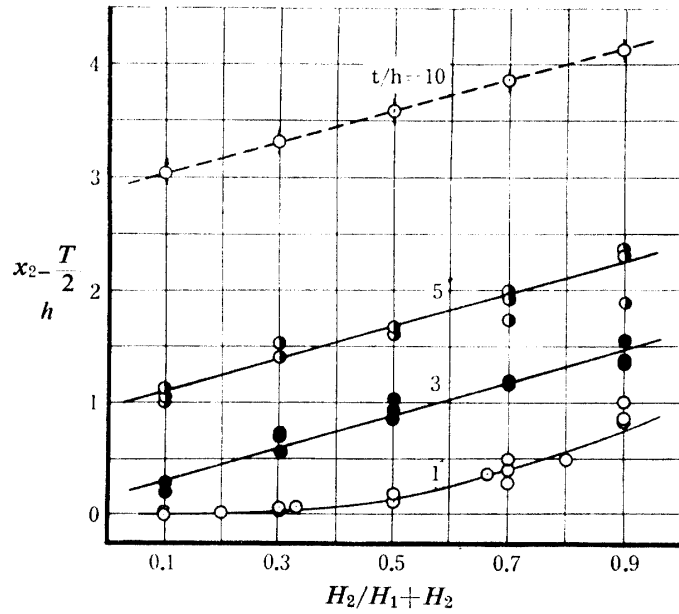


Fig. 5-12 Relation between $\frac{x_2 - \frac{T}{2}}{h}$ and $\frac{H_2}{H_1 + H_2}$ according to $t/h=1, 3, 5$ and 10

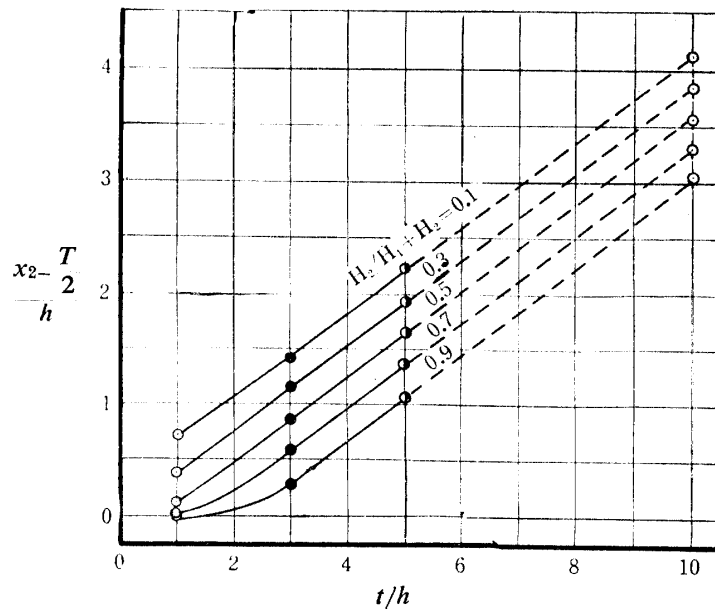


Fig. 5-13 Relation between $\frac{x_2 - \frac{T}{2}}{h}$ and t/h according to $\frac{H_2}{H_1 + H_2}=0.1, 0.3, 0.5, 0.7$ and 0.9

幅 T/h には無関係であるから t/h と水位差 $H_1/H_1 + H_2$ のみを考えればよい。(Fig. 5-7, 5-9, (5-9) 参照) しかしこの場合も $t/h < 1$ になつてくると T/h の影響がでてくると思われる。

3. C域における Δq の上端の流出点 p の位置 x_2/h を論ずるときは、これは T/h には無関係であるから t/h と水位差 $H_2/H_1 + H_2$ のみを考えればよい。(Fig. 5-12, 5-13 参照)

4. h_1'/h と x_1/h , h_2'/h と x_2/h の関係は $t/h > 1$ の範囲では単式の場合の y/h と x/h の関係をそのまま用いてさしつかえない。((3-33), Fig. 3-5 参照)

第6章 有限透水層における河床暗キヨの浸透流量

第1節 河川暗キヨが一つの場合

1. 問題点とその解析方針

河床の透水層の厚さ D が無限の場合については次項にのべるように鏡像理論による式があり、これらの式には暗キヨの直径 d が考慮されているから実用的である。しかし Fig. 6.1 のように不透層が存在し D が有限になるときについては、やはり等角写像法によりとかれたものがある⁴⁷⁾が、暗キヨが点吸源になつているため実用的でない。ここにかような場合の問題を電氣的相似法により実験し、実用式を導く。

この実験にあつては、Fig. 6.1 の関係要素をつぎのように次元解析的に表わし

$$q/k\Delta h = f\left(\frac{d}{a} \cdot \frac{a}{D}\right) \quad (6.1)$$

d/a , a/D に応ずる浸透指数の値を電氣的相似法の抵抗法によつてもとめる。

2. 透水層の厚さ D が無限の場合における従来の理論式

D が有限のものについて実験する前に、これが無限な場合の理論式をまず掲げ、これが D の有限化によつてどれ程影響をうけていくかについての基礎とする。

すなわち MUSKAT⁴⁸⁾ によると、この場合の浸透流量はつぎの式で表わされるとした。

$$q = \frac{2\pi k \left(H - \frac{p}{w} \right)}{\log_e \frac{4a}{d}} \quad (6.2)$$

ここで $\Delta h = H - \frac{p}{w}$ とし、常用対数にすれば

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log \frac{4a}{d}} \quad (6.3)$$

これと記号を同じくし田町⁴⁹⁾ の式を示すと

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log \frac{4a-d}{d}} \quad (6.4)$$

したがつて計算される結果は (6.3) の方がいくぶん小さい。本節では第2節との関係から (6.3) を使うことにする。本問題の目的は、この (6.3) に D の関係を入れることにある。

3. 電氣的相似法による実験の結果

(6.1) により $d/a=0.775, 0.55, 0.30, 0.15$ の4種の場合につき a/D を種々に変化させて抵抗法により実験した結果を Fig. 6.2 に示す。

図をみてわかるように、いずれの場合も a/D が大きくなるにつれて浸透指数は小さくなつておりその程度は d/a が大きい程急である。またこの図で $a/D=0$ の場合が $D=\infty$ に相当するわけだが、実測値を延長した点線の縦軸上の値は (6.3) によつて計算した丸印の値とは少しずつ違つている。

次頁* (6.3) は d の要素を入れるために暗キヨの周辺の圧力を近似的にもとめて、点吸源の場合の理論式を修正したもので本来厳密解ではない。

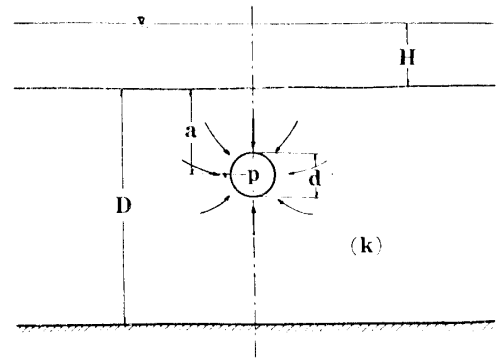


Fig. 6.1 Representation of seepage flow into a closed conduit on a uniform permeable river bed of finite thickness

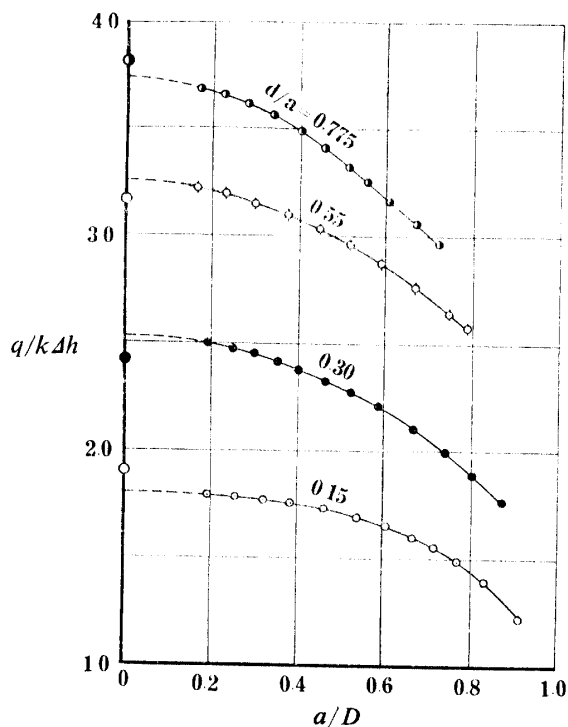


Fig. 6.2 Experimental values of seepage factor $q/k\Delta h$ according to a/D and d/a on seepage flow into a closed conduit

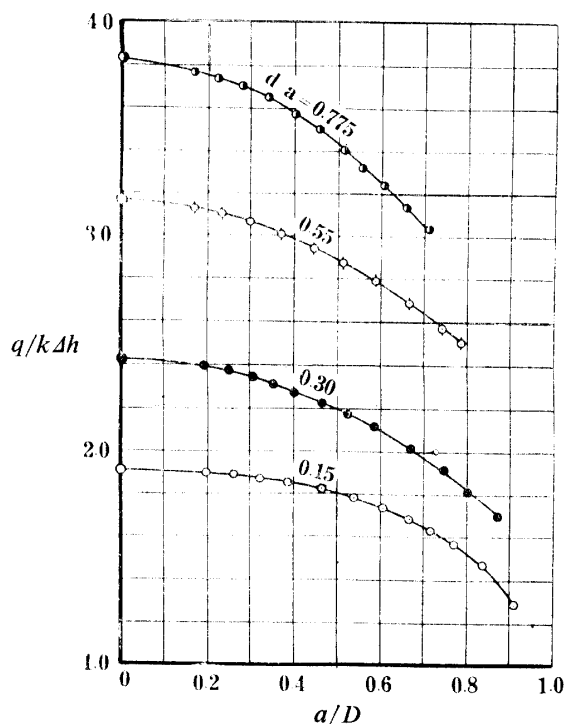


Fig. 6.3 Corrected figure of Fig. 6.2

しかしその誤差は計算値に対して $\pm 2\sim 5\%$ の値であり、実験値として十分に信頼できるものであると考える。逆にいえば (6.3) は正しいと考えてよい。*

4. 実験結果の考察

以上の結果より $a/D=0$ の場合、(6.3) の値と一致するよう実験値を修正して図示すると、Fig. 6.3 をうる。

また d/a を縦軸にとつてまとめると Fig. 6.4 をうる。Fig. 6.4 によると a/D が小さい場合は d/a によつて直線的に変化しているといえるようであるが、 D が小さくなつて相対的に a/D が大きくなつてくると、やはり矛盾がおこつてくる。したがつて今度は、 D の減少につれて浸透量がいかに減少するか、すなわち Fig. 6.3 における $a/D=0$ の場合の値を基準にして、これから減少した量 $q_d/k\Delta h$ をそれぞれの場合について計算してまとめると Fig. 6.5 をうる。

すなわち両対数目盛で直線関係にあるとみられるから

$$q_d/k\Delta h = \alpha(a/D)^\beta \tag{6.5}$$

なる放物線で表わされる。 α, β の値は d/a によつて決まる常数で、この図から読みをとつてまとめると Fig. 6.6 をうる。

したがつて最終的に浸透流量は

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log 4a/d} - \alpha(a/D)^\beta \tag{6.6}$$

と表わされる。

5. 実験のための左右の境界の吟味

本問題は Fig. 6.1 にあつたように深さ D のところに不透層があるが、左右には無限である。しかし実験をおこなうには、どうしてもある有限のところに境界を設けざるをえない。したがつて暗キヨの中心から L なる距離をとり、この L が D に対していかなる値をとるときに流量がどれ位変わるかをしらべた。その結果が Fig. 6.7 である。ここで q は $L/D=1.985$ のときの流量をとつた。

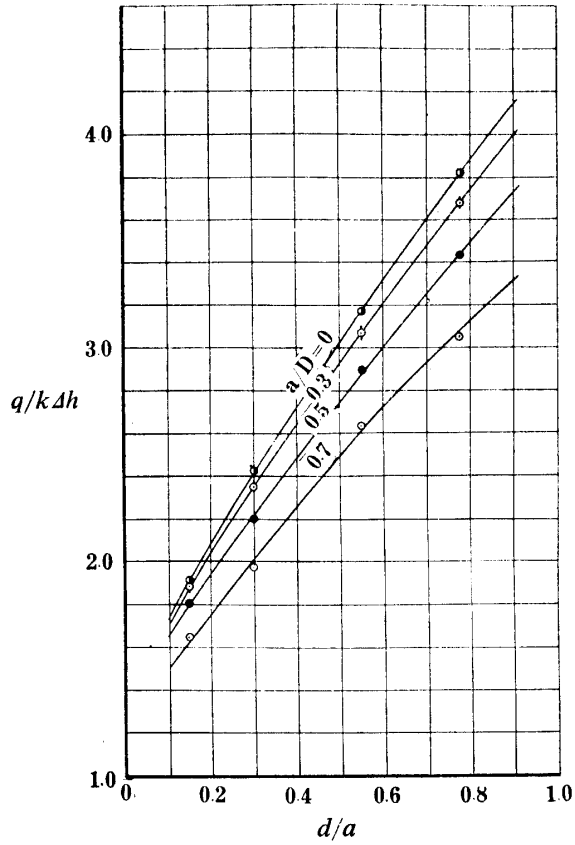


Fig. 6.4 Relation between seepage factor $q/k\Delta h$ and d/a according to a/D

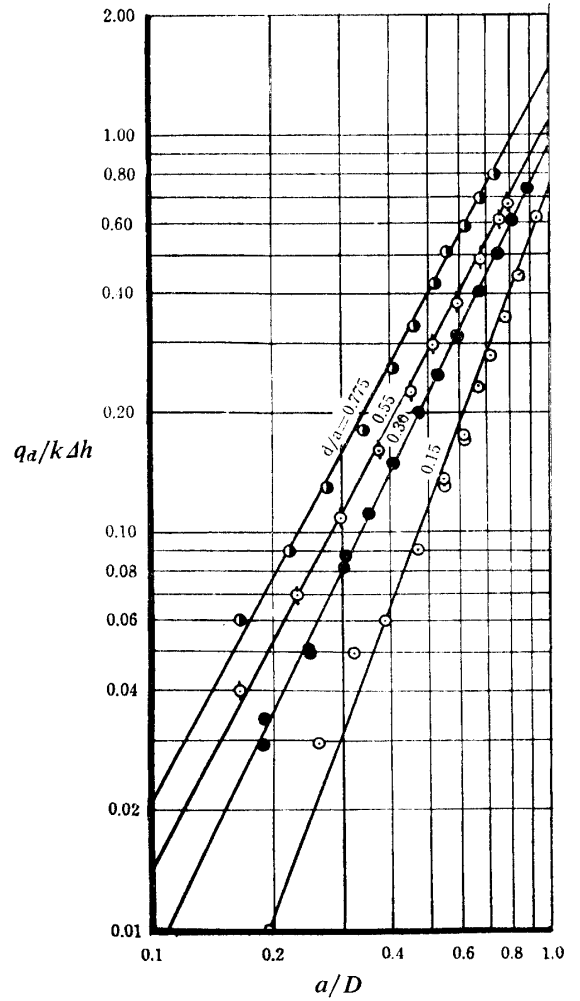


Fig. 6.5 Logarithmic change in decreased quantity of seepage factor $q_a/k\Delta h$ and a/D due to decrease of thickness D

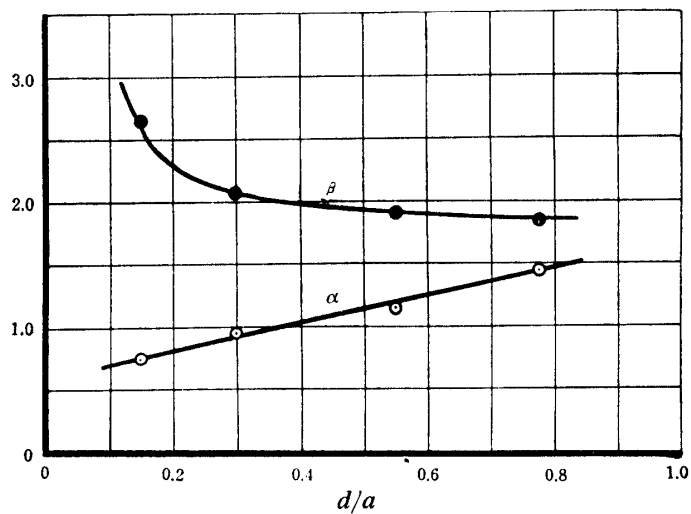


Fig. 6.6 Values of α and β in Eq. (6.5)

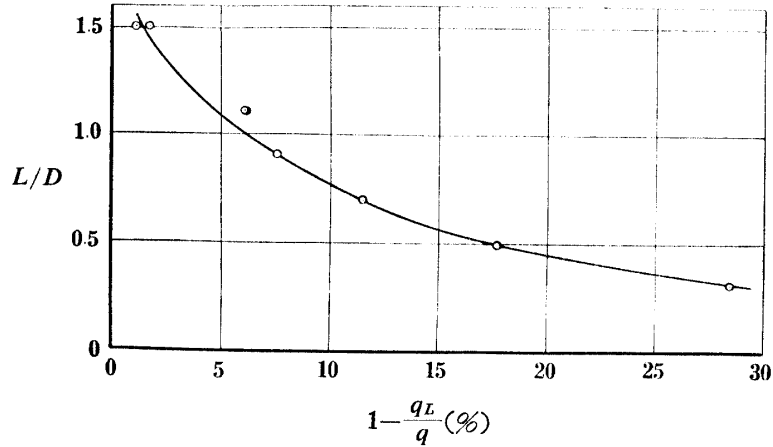


Fig. 6.7 Decreased ratio of seepage flux q_L by a finite boundary L to flux q in $L=1.985$ where $d/a=0.30$, $a/D=0.317$ L : distance from the center of closed conduit

すなわち $L/D=1.5$ にとつておけば 1~2%, 1.0 にとつても 6% 位の誤差しか生じない。したがつて 1.5 位にとつておけば充分であるが、以上の本実験は、安全のために 2.0 内外に L/D をえらんだ。

第2節 河川暗キヨが二つの場合

1. 問題点とその解析方針

この場合の研究も、 D が無限のものについては、MUSKAT の理論⁵⁰⁾がある。しかし有限のものについては前節同様、まだ解析されたものがない。ここに実験的研究を試みるわけである。

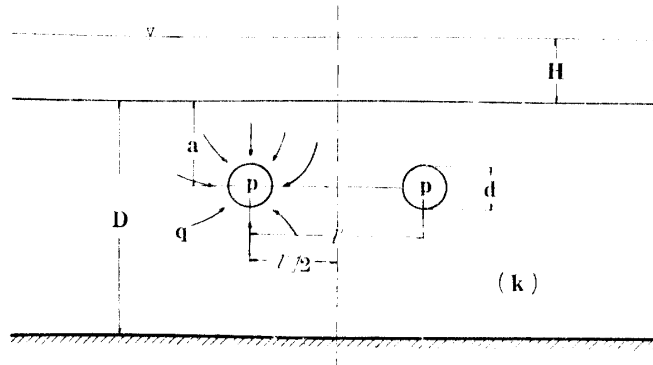


Fig. 6.8 Representation of seepage flow into two closed conduits on a uniform permeable river bed of finite thickness

この場合、Fig. 6.8 に示すように関係要素が一つ多くなるが、前と同じように次元解析的にこの関係を表わすと、

$$q/k\Delta h = f\left(\frac{d}{a} \cdot \frac{a}{D} \cdot \frac{a'}{l'}\right) \tag{6.7}$$

ここで $q/k\Delta h$ は暗キヨ一つ当りの流量である。(6.7) にしたがつて d/a , a/D および a'/l' に応じて変化する浸透指数の値を電氣的相似法によつてもとめる。

2. 透水層の厚さが無限の場合における MUSKAT の理論⁵⁰⁾

暗キヨが一つの場合の (6.2) に対応するものとして MUSKAT はつぎの式を示している。

$$q = \frac{2\pi k \left(H - \frac{p}{w} \right)}{\log_e \frac{4a}{d} + \frac{1}{2} \log_e \left(1 + \frac{4a^2}{l^2} \right)} \quad (6.8)$$

ここで $H - \frac{p}{w} = \Delta h$ とし、常用対数になおすと

$$q/k\Delta h = 2.729 / \log \left[\frac{4a}{d} \left(1 + \frac{4a^2}{l^2} \right)^{1/2} \right] \quad (6.9)$$

すなわち浸透流量が a/d , a/l の関係において表わされている。これに D の影響がどれ程はいるものかが、本節の問題である。

3. 電氣的相似法による実験の結果

(6.7) により $d/a=0.775, 0.55, 0.30, 0.15$ の4種の場合につき $a/D, a/l$ を種々に変化させ、抵抗法によつて実験した結果を Fig. 6.9 に示す。

縦軸上の丸印は (6.6) あるいは Fig. 6.3 よりもとめた実験式による値で実測値の延長による破線上の値とは少し違うが、その誤差は計算値に対して $\pm 2 \sim 5\%$ である。

4. 実験結果の考察

以上の結果より $a/l=0$ の場合、(6.6) の値と一致するよう実験値を修正して図示すると、Fig. 6.10 をうる。またこの図には $a/D=0$ の場合の理論式の値、すなわち (6.9) の計算値を実線で記入した。これによると実際の値は必ずしも理論式によつて表わされる値と相似形に分布しておらず、この違いは a/l が大きい程大きい。したがつて前節の (6.6) のように単に (6.9) で計算して D の影響だけを補正するというわけにはいかない。すなわち (6.9) は実際とはいくぶん違うと思われる。ただし l が大きく、大体 $a/l < 0.35$ のときは (6.5) の関係を使つて

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log \left[\frac{4a}{d} \left(1 + \frac{4a^2}{l^2} \right)^{1/2} \right]} - \alpha (a/D)^\beta \quad (6.10)$$

としてよい。

つぎに $a/l > 0.35$ の場合に適用できるものをうるために a/l でなく l/D の形で数値をまとめてみると Fig. 6.11 をうる。

すなわち $a/l > 0.35$ の場合に相当する l/D のある値より小さい部分が都合よく片対数目盛で直線的に変化している。このことから浸透流量は $a/l > 0.35$ の場合

$$q/k\Delta h = \alpha' + \beta' \log l/D \quad (6.11)$$

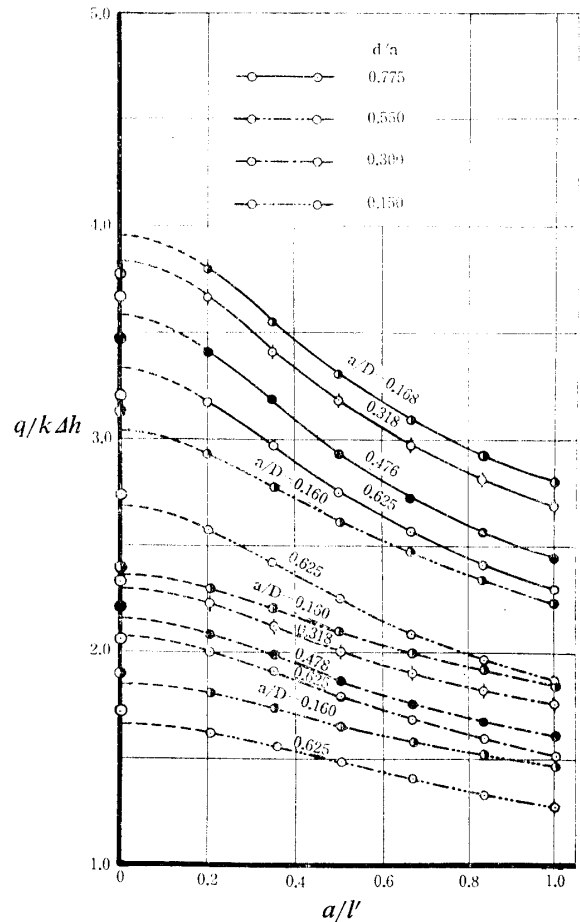


Fig. 6.9 Experimental values of seepage factor per one conduit $q/k\Delta h$ according to $a/l, a/D$ and d/a on seepage flow into two closed conduits

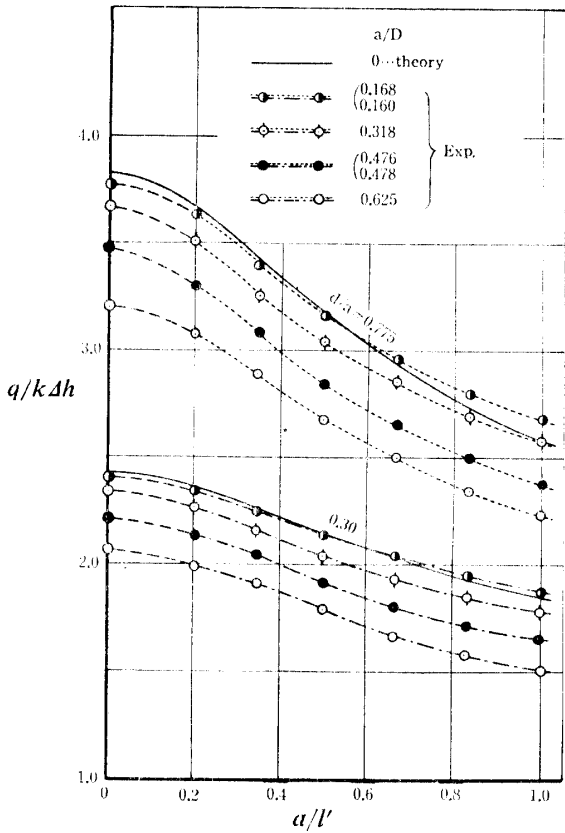


Fig. 6-10 (i) Corrected figure of Fig. 6-9

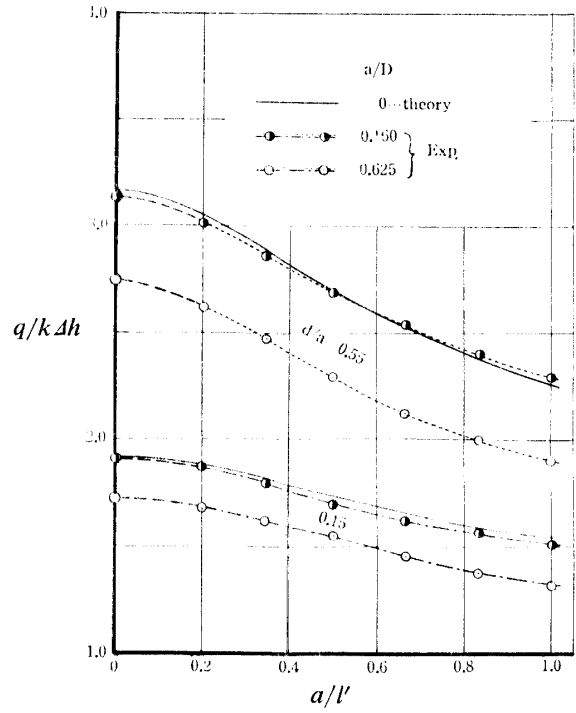


Fig. 6-10 (ii) Corrected figure of Fig. 6-9

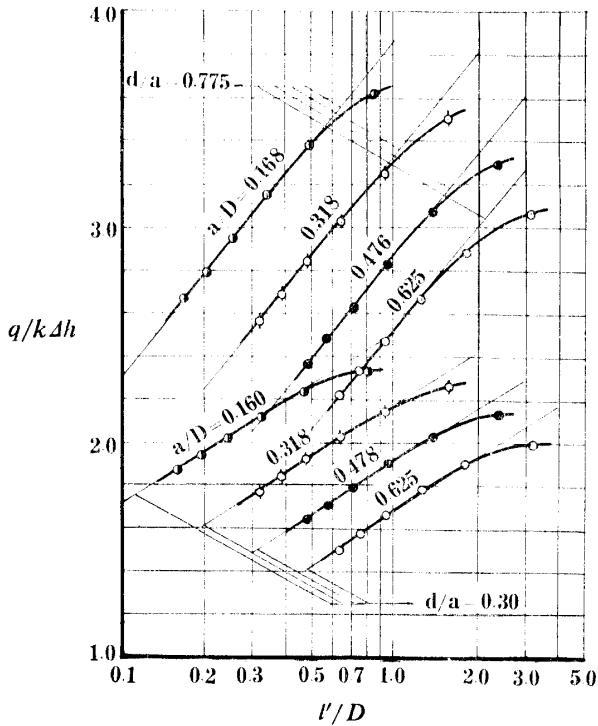


Fig. 6-11 (i) Figure shown by relation between $q/k\Delta h$ and l/D on Fig. 6-10 (i)

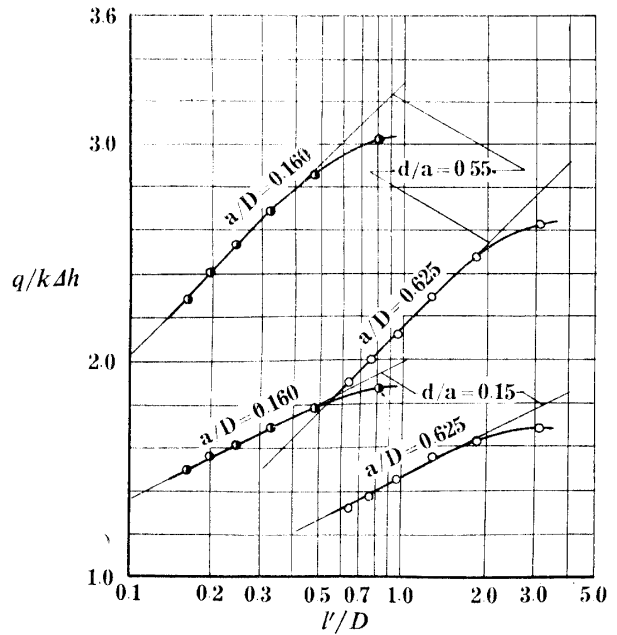


Fig. 6-11 (ii) Figure shown by relation between $q/k\Delta h$ and l/D on Fig. 6-10 (ii)

で表わされることがわかる。ここで α' , β' はそれぞれつぎのように表わされると判断される。

$$\alpha' = f_1' \left(\frac{d}{a} \cdot \frac{a}{D} \right), \quad \beta' = f_2'(d/a) \quad (6.12)$$

α' について Fig. 6.11 から読みをとると Fig. 6.12 をうる。

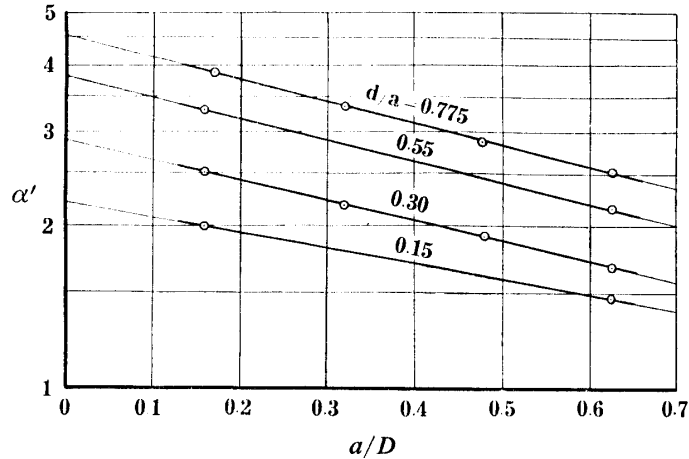


Fig. 6.12 Value of α' in Eq. (6.12)

すなわち片対数目盛で直線的に変化しているから

$$\log \alpha' = \log \alpha_0 - \beta_0(a/D) \quad (6.13)$$

と表現できる。ここで

$$\alpha_0 = f_1''(d/a), \quad \beta_0 = f_2''(d/a) \quad (6.14)$$

であり、この関係を Fig. 6.13 に示す。

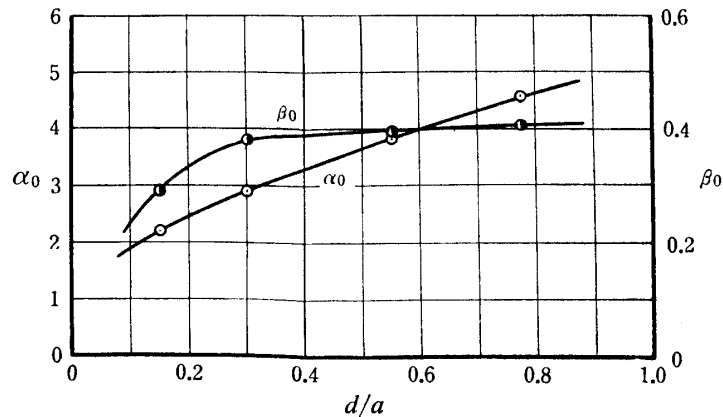


Fig. 6.13 Values of α_0 and β_0 in Eq. (6.13)

つぎに (6.12) の β' について Fig. 6.11 から読みをとると Fig. 6.14 をうる。

すなわち

$$\beta' = 0.375 + 1.58(d/a) \quad (6.15)$$

で表わされる。

第3節 摘 要

河床暗キヨが無限透水層に設置された場合の浸透流量に関する従来の理論式に、不透層の影響を加味するため電気的相似法によつておこなつた実験から、つぎのような実験式を導いた。

1. 河床暗キヨが一つの場合

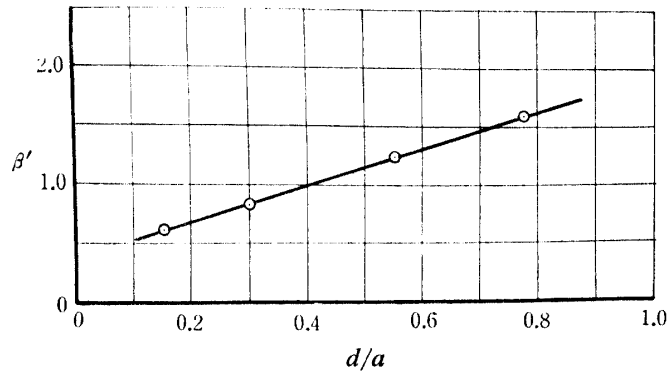


Fig. 6.14 Value of β' in Eq. (6.12)

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log 4a/d} - \alpha(a/D)^\beta \tag{6.6}$$

$$\alpha = f_1(d/a), \quad \beta = f_2(d/a) \tag{Fig. 6.6}$$

2. 河床暗キヨが二つの場合
 $a/l' < 0.35$ のとき

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log \left[\frac{4a}{d} \left(1 + \frac{4a^2}{l'^2} \right)^{1/2} \right]} - \alpha(a/D)^\beta \tag{6.10}$$

$a/l' > 0.35$ のとき

$$q/k\Delta h = \alpha' + \beta' \log l'/D \tag{6.11}$$

$$\log \alpha' = \log \alpha_0 - \beta_0(a/D) \tag{6.13}$$

$$\alpha_0 = f_1'(d/a), \quad \beta_0 = f_2'(d/a) \tag{Fig. 6.13}$$

$$\beta' = 0.375 + 1.58(d/a) \tag{6.15}$$

第7章 仮締切工における浸透

第1節 問題点とその解析方針

水中に構造物を造る場合に仮締切工をおこなうが、この計画に当って問題となるのは排水すなわち浸透水の量の計算と締切自体の安定がどうかということである。この問題を解決するために締切の二三の状態の場合について流線網の解析をおこなった。

解析の方法としては、等角写像法による理論解析と、その一部の例証としておこなった電氣的相似法による実験的解析とである。

第2節 等角写像法による理論

1. 透水層が無限な場合

Fig. 7.1, 7.2 の Z -plane に示すように透水層が $GACD$ の地表面を境として無限の広がりを持つとき、これを矢板 AB で仮締切すると浸透水はこの矢板の下をまわつて浸透していく。この場合の問題は流線が矢板の先端 B と、その x 軸に対する対称点を焦点とする同焦点楕円群であらわされるという理論がある⁵¹⁾が、これは Fig. 7.2 のように CD 面を掘り下げた場合には使えない。したがってここでは第3章と同じように SCHWARZ-CHRISTOFFEL の定理を応用して問題をとく。

(i) 掘削をおこなわない場合

Fig. 7.1 の Z -plane を ζ -plane に写像すると

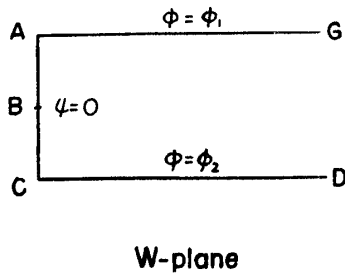
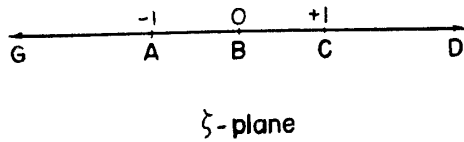
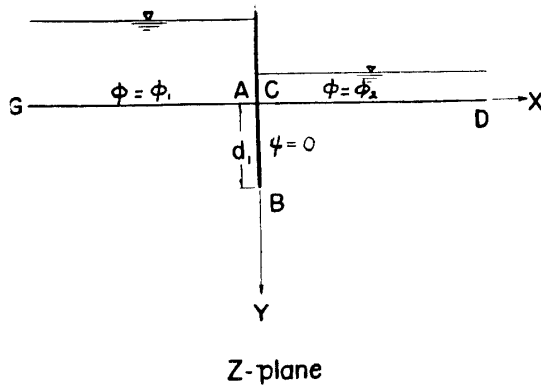


Fig. 7.1 Z-plane, ζ -plane and W-plane representations of a coffer dam set to a depth d_1 below the surface on a permeable bed of infinite thickness

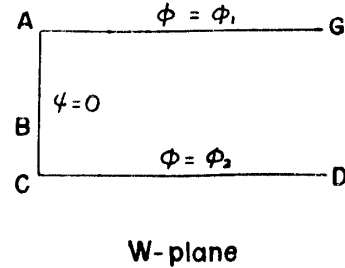
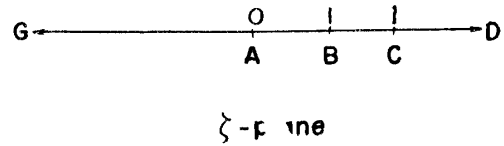
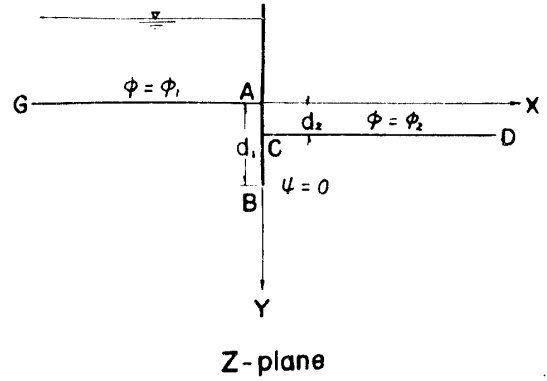


Fig. 7.2 Z-plane ζ -plane and W-plane representations of a coffer dam set to a depth d_1 below the surface with a depth of excavation equal to d_2 on a permeable bed of infinite thickness

$$Z = C_1 \int \frac{\zeta}{\sqrt{\zeta^2 - 1}} d\zeta + C_2$$

これを積分して $A(Z=0, \zeta=-1)$, $B(Z=id_1, \zeta=0)$ の関係を入れると $C_2=0$, $C_1=d_1$ となるから

$$Z = d_1 \sqrt{\zeta^2 - 1} \tag{7.1}$$

つぎに ζ -plane を W-plane に写像することにより

$$\begin{aligned} W &= C_3 \int \frac{d\zeta}{\sqrt{\zeta^2 - 1}} + C_4 \\ &= C_3 \log^*(\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1}) + C_4 \end{aligned}$$

$C(\zeta=+1, W=\phi_2)$, $A(\zeta=-1, W=\phi_1)$ より $C_4=\phi_2$, $C_3=\Delta\phi/i\pi$, $\Delta\phi=\phi_1-\phi_2$ をうるから

$$W = (\Delta\phi/i\pi) \log(\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1}) + \phi_2 \tag{7.2}$$

(7.1), (7.2) によりこの場合の解析ができる.

(i) CD 面を d_2 だけ掘削した場合

* 本章の log はすべて自然対数を意味する.

Fig. 7.2 において Z -plane を ζ -plane に写像すると

$$\begin{aligned} Z &= C_1 \int \frac{\zeta-1}{\sqrt{\zeta(\zeta-l)}} d\zeta + C_2 \\ &= C_1 \left[\sqrt{\zeta(\zeta-l)} - \left(1 - \frac{l}{2}\right) \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} \right] + C_2 \end{aligned}$$

常数 C_1, C_2 を決定するために $C(Z=id_2, \zeta=l), A(Z=0, \zeta=0)$ なる条件を上式に入れてやれば

$$C_2 = id_2, \quad C_1 = \frac{2d_2}{\pi(2-l)}$$

$$\therefore Z = \frac{d_2}{\pi} \left[\frac{2}{2-l} \sqrt{\zeta(\zeta-l)} - \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} \right] + id_2 \quad (7.3)$$

l は境界条件によつてきまる常数で上式に $B(Z=id_1, \zeta=1)$ の関係を代入すれば

$$\frac{\pi}{2} \left(\frac{d_1}{d_2} - 1 \right) = \frac{\sqrt{l-1}}{2-l} - \tan^{-1} \sqrt{l-1} \quad (7.4)$$

で表わされる。

つぎに W -plane と ζ -plane との対応から

$$\begin{aligned} W &= C_3 \int \frac{d\zeta}{\sqrt{\zeta(\zeta-l)}} + C_4 \\ &= -C_3 \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} + C_4 \end{aligned}$$

$C(\zeta=l, W=\phi_2), A(\zeta=0, W=\phi_1)$ より

$$C_4 = \phi_2, \quad C_3 = -\Delta\phi/i\pi$$

$$\therefore W = \frac{\Delta\phi}{i\pi} \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} + \phi_2 \quad (7.5)$$

(7.3), (7.4), (7.5) の関係からこの場合の解析ができる。

2. 透水層が有限な場合

不透水層 FE が Fig. 7.3, 7.4 のように地表面から h という有限な距離にある場合については MUSKAT が巧妙な解析をおこなつている⁵²⁾が ζ -plane のとり方に疑問があるので、あえて別途の解析を試みた。

(i) 掘削をおこなわない場合

Fig. 7.3 の Z -plane と ζ -plane との写像関係から

$$\begin{aligned} Z &= C_1 \int \frac{\zeta}{(\zeta^2 - m^2)\sqrt{\zeta^2 - 1}} d\zeta + C_2 \\ &= \frac{C_1}{2\sqrt{m^2 - 1}} \log \frac{\sqrt{m^2 - 1} - \sqrt{\zeta^2 - 1}}{\sqrt{m^2 - 1} + \sqrt{\zeta^2 - 1}} + C_2 \end{aligned}$$

$A(Z=0, \zeta=-1)$ より $C_2=0$, つぎに C_1 を決定するために ζ -plane 上の D 点に小円を考えれば、この円周上では $\zeta = m + re^{i\theta}$ であるから $d\zeta = ire^{i\theta} d\theta$ となる。この関係を原式に入れ、極限において $r=0$ として両辺を積分すれば

$$C_1 = -\frac{2h(m^2 - 1)}{\pi}$$

$$\therefore Z = -\frac{h}{\pi} \log \frac{\sqrt{m^2 - 1} - \sqrt{\zeta^2 - 1}}{\sqrt{m^2 - 1} + \sqrt{\zeta^2 - 1}}$$

m は境界条件によつてきまる常数であるが、この式のままでではもとめられないので少し変形すると、

つぎの式をうる。

$$\sqrt{m^2-1} = \sqrt{\zeta^2-1} \coth \frac{\pi Z}{2h} \quad (7.6)$$

この式に $B(Z=id_1, \zeta=0)$ の関係を代入すれば

$$m = \operatorname{cosec} \frac{\pi d_1}{2h} \quad (7.7)$$

をうる。これを再び (7.6) に入れれば

$$\zeta = 1 + \cot^2 \frac{\pi d_1}{2h} \tanh^2 \frac{\pi Z}{2h} \quad (7.8)$$

つぎに W -plane と ζ -plane との写像関係は

$$W = C_3 \int \frac{d\zeta}{\sqrt{(\zeta^2-m^2)(\zeta^2-1)}} + C_4 \quad (7.9)$$

ここで $C_4=0$ と考え、標準形になおすために根号の中の四つの根を、それぞれ $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ とし、これらに $-m, -1, +m, +1$ を対応させると

$$\lambda = \frac{\alpha_1 - \alpha_0}{\alpha_1 - \alpha_2} \cdot \frac{\alpha_3 - \alpha_2}{\alpha_3 - \alpha_0} = \frac{-1+m}{-1-m} \cdot \frac{1-m}{1+m} = \frac{(m-1)^2}{(m+1)^2}$$

したがって

$$k^* = \frac{1 - \sqrt{\lambda}}{1 + \sqrt{\lambda}} = \frac{1}{m} \quad (7.10)$$

また

$$\frac{\zeta - \alpha_0}{\zeta - \alpha_2} \cdot \frac{\alpha_3 - \alpha_2}{\alpha_3 - \alpha_0} = \frac{t-1}{t+1} \sqrt{\lambda} \quad \text{これから} \quad \zeta = \frac{-m}{t} \quad (7.11)$$

この ζ によつて (7.9) を表わせば

$$W = C_5 \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}}$$

ここで C_5 は変換のときに生ずる常数で、 T -plane, W -plane における $G(t=1, W=\phi_1+i\psi_2)$, $D(t=-1, W=\phi_2+i\psi_2)$ の関係を用いれば

$$C_5 = \frac{\Delta\phi}{2K} \quad \therefore W = \frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (7.12)$$

これが W -plane と ζ -plane との関係を示すもので T -plane が媒介になつている。ここで K は k^* を母数とする第 1 種完全楕円積分である。

つぎに $A(t = \frac{1}{k^*}, W = \phi_1 + i\psi_1)$, $G(t=1, W = \phi_1 + i\psi_2)$ の関係を入れれば

$$W = \phi_1 + i\psi_1 = \frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^{1/k^*} = \frac{\Delta\phi}{2K} (K + iK'), \quad W = \phi_1 + i\psi_2 = \frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^1 = \frac{\Delta\phi}{2K} K$$

これから

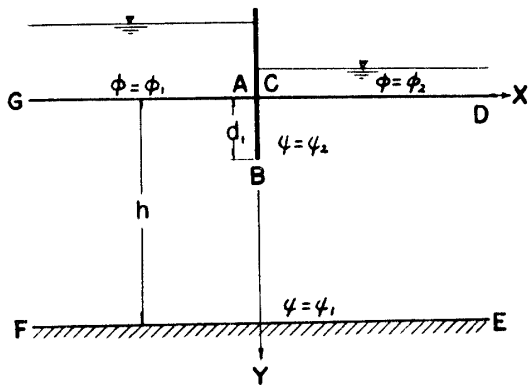
$$\psi_1 - \psi_2 = q = \frac{\Delta\phi}{2K} K' \quad \therefore q/\Delta\phi = K'/2K = C_s \quad (7.13)$$

ここで K' は $k^{*'} = \sqrt{1-k^{*2}}$ を母数とする第 1 種完全楕円積分である。したがつてこの場合の浸透指数が (7.7), (7.10) および (7.13) でもとめられる。

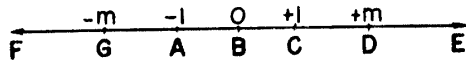
Forchheimer はこの問題に対してつぎの式を示している。

$$\left. \begin{array}{ll} d_1/h > 1/2 \text{ のとき} & q/\Delta\phi = 0.341/\log 2 \cot \frac{\pi(1-d_1/h)}{4} \\ d_1/h < 1/2 \text{ のとき} & q/\Delta\phi = 0.733 \log 2 \cot \frac{\pi d_1}{4h} \end{array} \right\} (7.13')^{*1}$$

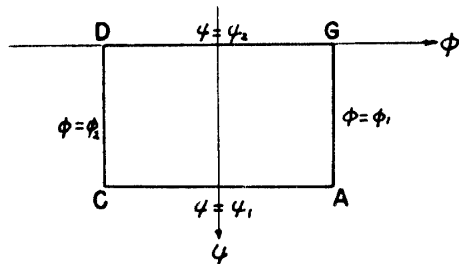
*1 引用した式は、この場合の記号とは違うのでここではそれをなおして記した。なおこの場合の \log は常用対数である。



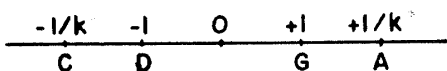
Z-plane



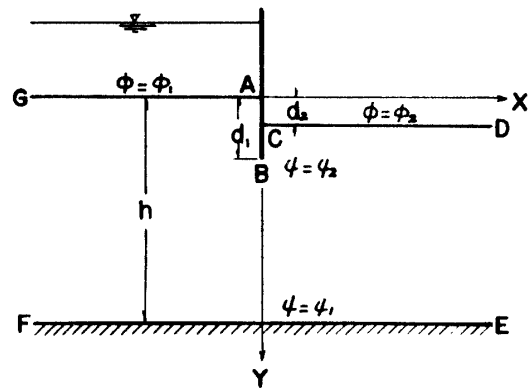
zeta-plane



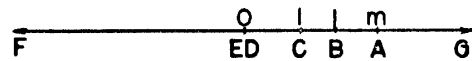
W-plane



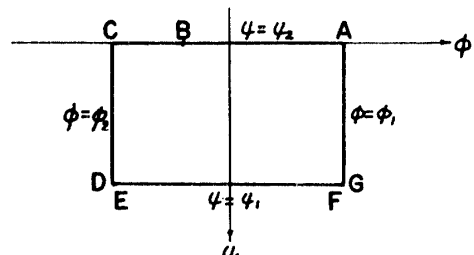
T-plane



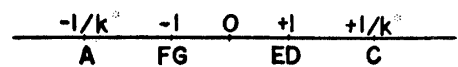
Z-plane



zeta-plane



W-plane



T-plane

Fig. 7.3 Z-plane, zeta-plane, W-plane and T-plane representations of a coffer dam set a depth d_1 below the surface on a permeable bed of finite thickness

Fig. 7.4 Z-plane, zeta-plane, W-plane and T-plane representations of a coffer dam set a depth d_1 below the surface with a depth of excavation equal to d_2 on a permeable bed of finite thickness

(ii) CD 面を d_2 だけ掘削した場合

Z-plane を Fig. 7.4 の写像関係によつて zeta-plane に写像すれば

$$Z = C_1 \int \frac{\zeta - l}{\zeta \sqrt{(\zeta - m)(\zeta - 1)}} d\zeta + C_2$$

$$= C_1 \left(\log \frac{\sqrt{\zeta - 1} + \sqrt{\zeta - m}}{\sqrt{\zeta - 1} - \sqrt{\zeta - m}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \log \frac{\sqrt{m(\zeta - 1)} + \sqrt{\zeta - m}}{\sqrt{m(\zeta - 1)} - \sqrt{\zeta - m}} \right) + C_2$$

常数を決定するために各点の関係を上式に代入すれば

$A(Z=0, \zeta=m)$ より $C_2=0$, $D(\zeta=re^{i\theta})$ として変換すれば

$$h-d_2 = \frac{C_1 \pi l}{\sqrt{m}} \quad (7.14)$$

また $C(Z=id_2, \zeta=1)$ より

$$d_2 = C_1 \pi \left(1 - \frac{l}{\sqrt{m}}\right)$$

この二つの式から

$$C_1 = \frac{h}{\pi}$$

したがって (7.14) より

$$l = \left(1 - \frac{d_2}{h}\right) \sqrt{m} \quad (7.15)$$

また $B(Z=id_1, \zeta=l)$ から

$$\frac{\pi d_1}{2h} = \tan^{-1} \sqrt{\frac{m-l}{l-1}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \tan^{-1} \sqrt{\frac{m-l}{m(l-1)}} \quad (7.16)$$

原式は

$$Z = \frac{h}{\pi} \left(\log \frac{\sqrt{\zeta-1} + \sqrt{\zeta-m}}{\sqrt{\zeta-1} - \sqrt{\zeta-m}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \log \frac{\sqrt{m(\zeta-1)} + \sqrt{\zeta-m}}{\sqrt{m(\zeta-1)} - \sqrt{\zeta-m}} \right) \quad (7.17)$$

したがって境界条件がきまれば (7.15), (7.16) からえられる値を (7.17) に入れることにより解析ができる。

つぎに W -plane と ζ -plane との対応を考えると

$$W = C_3 \int \frac{d\zeta}{\sqrt{\zeta(\zeta-m)(\zeta-1)}} + C_4$$

ここで $C_4=0$ と考え、標準形になおすために根号の中の四つの根を、 $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ とし、これらを $0, 1, \infty, m$ にそれぞれ対応させれば

$$\lambda = \frac{\alpha_1 - \alpha_0}{\alpha_1 - \alpha_2} \cdot \frac{\alpha_3 - \alpha_2}{\alpha_3 - \alpha_0} = \frac{1-0}{1-\infty} \cdot \frac{m-\infty}{m-0} = \frac{1}{m}$$

したがって

$$k^* = \frac{1 - \sqrt{\lambda}}{1 + \sqrt{\lambda}} = \frac{\sqrt{m}-1}{\sqrt{m}+1} \quad (7.18)$$

所要の変換式は

$$\frac{\zeta - \alpha_0}{\alpha_3 - \alpha_0} = \frac{t-1}{t+1} \sqrt{\lambda}$$

これから

$$\zeta = \frac{t-1}{t+1} \sqrt{m}, \quad d\zeta = \frac{2\sqrt{m}}{(t+1)^2} dt \quad (7.19)$$

この二つの式を原式に入れて変換すれば

$$W = C_3 \frac{-2i}{\sqrt{m+1}} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}}$$

W -plane と T -plane から $F(W=\phi_1+i\psi_1, t=-1)$, $E(W=\phi_2+i\psi_1, t=1)$ の関係を入れると、それぞれから

$$W = \phi_1 + i\psi_1 = C_3 \frac{-2i}{\sqrt{m+1}} \int_0^{-1} = \frac{2i}{\sqrt{m+1}} C_3 K$$

$$W = \phi_2 + i\psi_1 = C_3 \frac{-2i}{\sqrt{m+1}} \int_0^{+1} = \frac{-2i}{\sqrt{m+1}} C_3 K$$

これから

$$C_3 = \frac{\Delta\phi}{2K} \frac{\sqrt{m+1}}{2i}$$

$$\therefore W = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (7.20)$$

また (7.12) を導いたのと同様にして

$$q/\Delta\phi = K'/2K \tag{7.21}$$

をうる。

第3節 電氣的相似法による実験 I

以上のべた理論式は、それぞれ仮締切のいろいろな状態のときの厳密解で理論的にはよいのであるが、その実用の具体的段階になると、どうしても計算の繁雑さをまぬがれない。これを補う意味において模型実験がしばしば用いられるが、ここでは電氣的相似法による実験で測定した結果をのべる。

1. 透水層が有限で掘削をおこなわない場合の矢板のまわりの浸透流量

実験模型のスケールを Fig. 7.5 に示す。

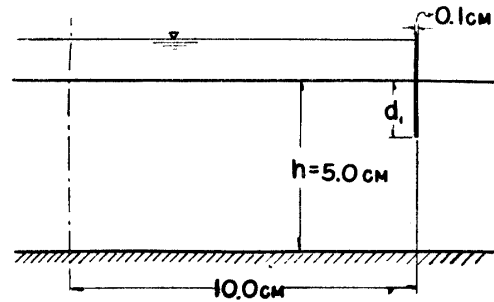


Fig. 7.5 The size of model for experiments

この場合の理論値は (7.7), (7.10) および (7.13) より求められる。これを抵抗法で測定した実験値と共に Fig. 7.6 に示す。hに

対して d_1 が大きくなると流量 q は減少する。すなわち d_1/h の増加 (減少) につれて浸透指数 C_s は減少 (増加) している。この図において $0 < d_1/h < 0.4$ のとき C_s の値は理論値より実験値の方が小

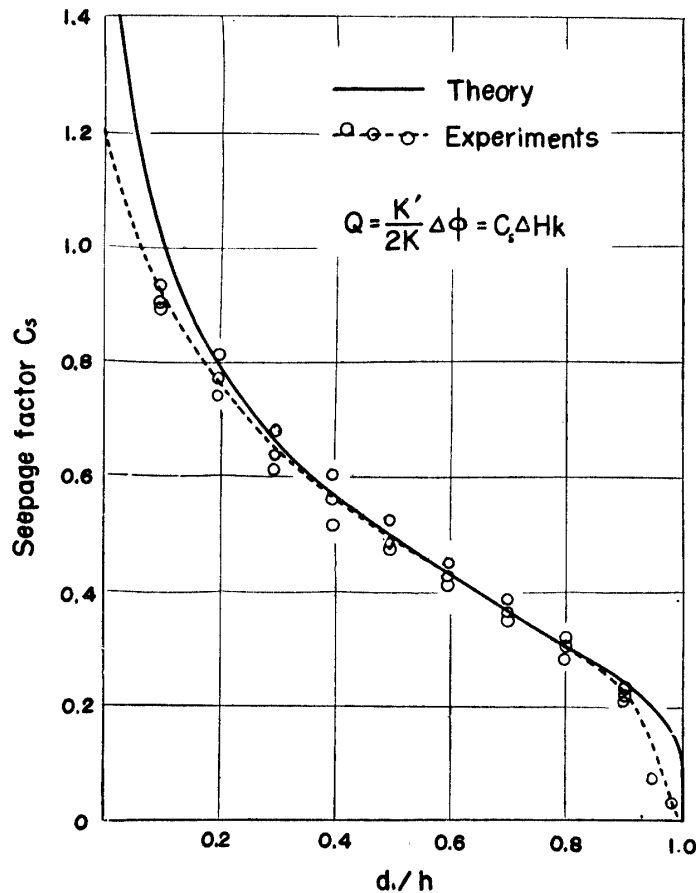


Fig. 7.6 Comparison of theory and experiments for seepage factor on flow underneath a coffer dam as shown by Fig. 7.3

さくなっている。しかも $0.4 \rightarrow 0$ につれてその差が大きくなっている。これは理論では $d_1/h=0$ 、つまり矢板を全然打ちこまず、ただ水を阻止しているだけのときは $C_s \rightarrow \infty$ すなわち $q \rightarrow \infty$ となるのに対し、実験では 0.1 cm という有限の幅を矢板に与えたためと思われる。したがってその影響が無視できる程 d_1 が大きくなってくると理論値に一致するようになっていく。また $0.9 < d_1/h < 1.0$ のときにも実験の C_s の値が小さいのは $h-d_1 < 0.5 \text{ cm}$ となり操作が困難となつたため被膜抵抗体の被膜がいくぶんそこなわれたものと思われる。

2. 掘削による等ポテンシャル線の位置の変化

下流側の面を掘削することによつて浸透量が増加する模様をしるために、仮締切として矢板を用いる場合と、ある厚さを有する簡易な堤防を用いる場合についての等ポテンシャル線図を Fig. 7-7 に示す。いずれも電気的相似法によつてえられた等ポテンシャル線で流線はこれと直交するわけであるが、繁雑となるので省略した。実線で示したのは掘削をおこなわない場合のものであり、点線は地表面が鎖線のところまで掘削された場合のものである。すなわち掘削によつて等ポテンシャル線の位置は、いずれも上流側に少しづつ変位し、その間隔が密になつている様子が見られる。したがって浸透流量は増加しているわけである。

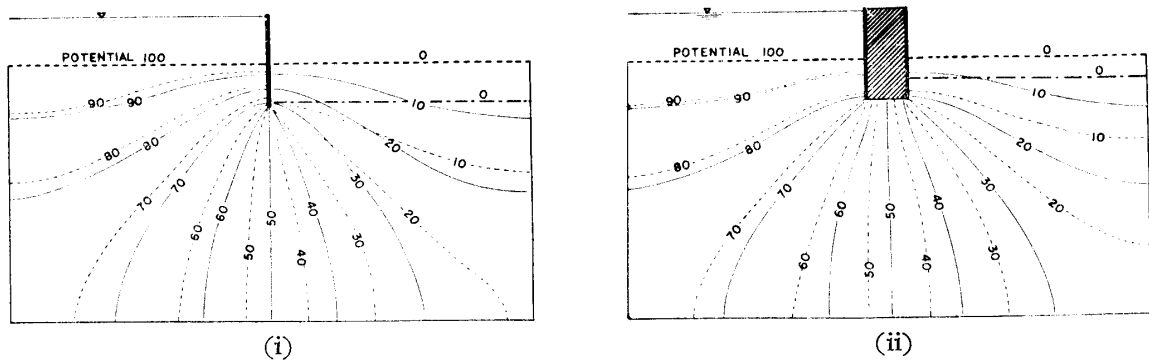


Fig. 7-7 States of displacement of equipotential lines by excavating a ground surface on the downstream side

第4節 電気的相似法による実験 II

1. 問題の説明

仮締切工における浸透について以上のように理論、実験を試みてきたが、実際の場合にこのような条件がそのまま当てはまるものか、もう少し考えてみよう。すなわち実際の場合は仮締切をおこなつて下流側を掘削するがその広さは Fig. 7-2, 7-4 のように無限なものではない。いいかえれば上流側の AG が無限と考えられるのに対し CD の長さはある有限なものであるはずである。したがって、浸透流量も以上の理論、実験のものより小さい値を示すと思われる。本節ではかような問題に対する解析を試みる。解析の方法としては、考えの対象がさらに複雑なものであるため理論解をあえてさげ、電気的相似法によることとする。

2. 実験の際の境界条件

Fig. 7-8 に示すように上流側は前節のものと同じ境界条件であるが、下流側の掘削幅を有限なものとするため、これを w で表わした。

実際の場合、幅 w の間隔をおいた二列の矢板の両側から浸透水が流出してくる場合と、矢板は一列で下流側は $w/2$ だけの水域があつてそれから下流側は水域のない場合* が考えられるので、以下

* 極端には Fig. 7-8 の鎖線のところが不透水層になつている場合。

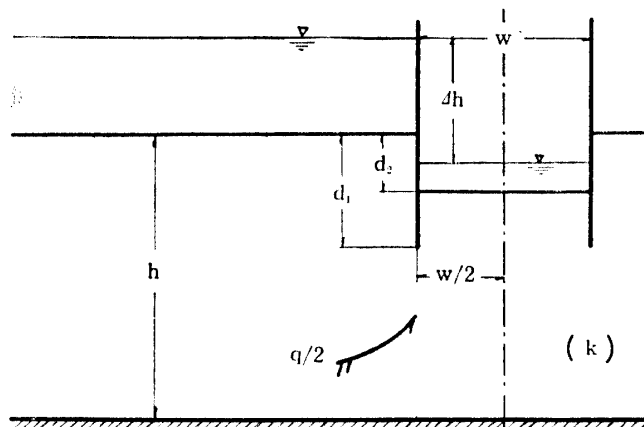


Fig. 7-8 Representation of seepage flow in the case of the excavated width of the ground surface on the downstream side is finite

の浸透流量の実測値は Fig. 7-8 の鎖線で限られる幅 $w/2$ に流出してくる量 $q/2$ を示すものとする。

3. 実験結果とその考察

次元解析的に考えると、この場合の浸透流量は

$$q/2k\Delta h = f(w/2h \cdot d_1/h \cdot d_2/d_1) \tag{7-22}$$

で与えられるから、 $w/2h$ 、 d_1/h および d_2/d_1 をいろいろに変えて抵抗法により流量を測定すればよいわけだが、本節の場合、簡単にするために d_2/d_1 をすべて $1/2$ として実験をおこなつた。その結果を Fig. 7-9 に示す。

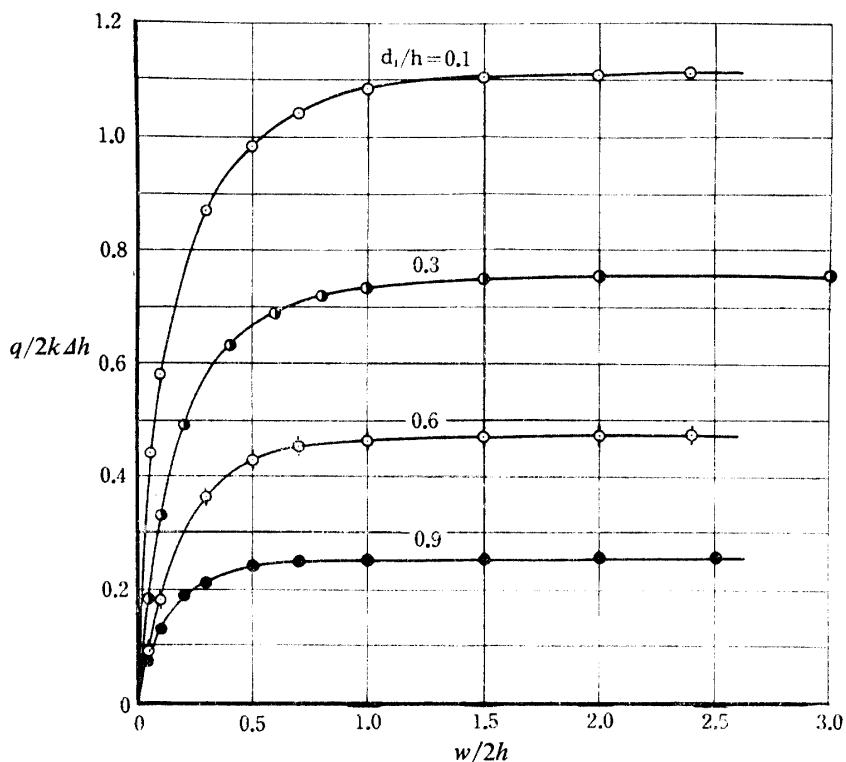


Fig. 7-9 Relation between seepage factor $q/2k\Delta h$ and $w/2h$ due to d_1/h , where $d_2/d_1=1/2$

この図をみてわかるように例えば $d_1/h=0.1$ では $w/2h$ がおよそ 1.0 を越すと浸透指数の変化は

急に小さくなり 1.5 位になると $w/2h$ の値に無関係に一定の値をとるようになる。すなわち $w/2h = \infty$ の場合に等しくなる。この変化の傾向は d_1/h の値の大きいもの程早く、0.9 のものでは $w/2h = 0.7$ 位でもう一定の値を示している。つぎの Fig. 7-10 は Fig. 7-9 の $d_1/h = 0.1, 0.3, 0.6, 0.9$ の間の値を読みとれるように座標軸を d_1/h に換えたものであるが、 $w/2h = 2.0$ と 0.5 の線の間が狭いのに対し 0.3 と 0.1 の線の間が広いことでもこの間の様子がわかる。

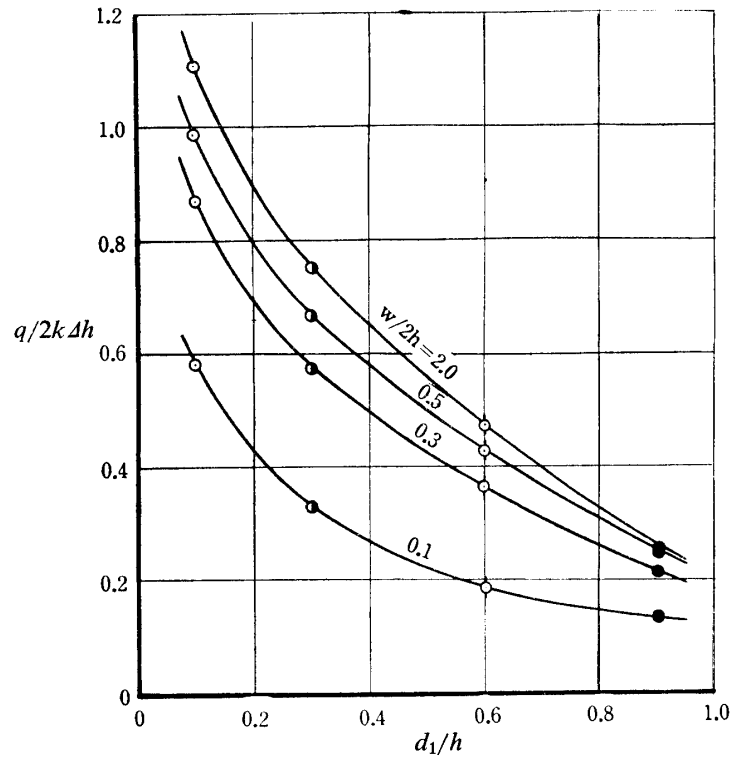


Fig. 7-10 Relation between seepage factor $q/2k\Delta h$ and d_1/h due to $w/2h$, where $d_2/d_1 = 1/2$

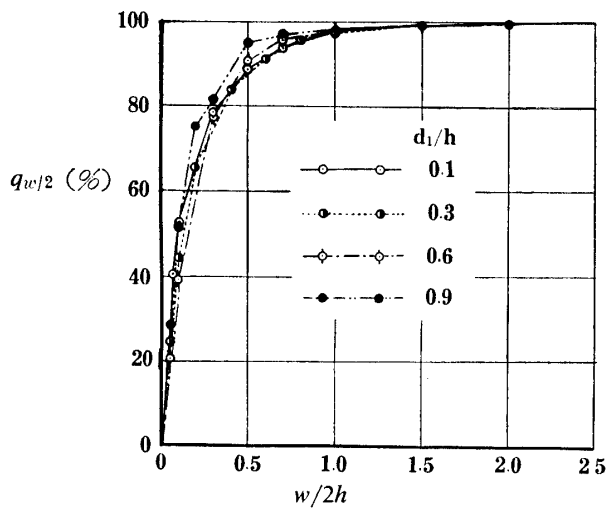


Fig. 7-11 Relation between ratio of seepage flux $q_{w/2}$ in finite width $w/2$ to flux q in $w/2 = \infty$ and $w/2h$, where $d_2/d_1 = 1/2$

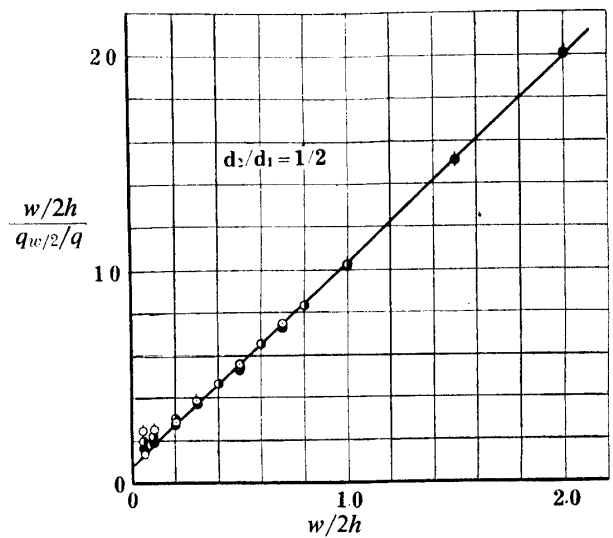


Fig. 7-12 Transformed figure of Fig. 7-11

d_1/h \odot \bullet \diamond \blacklozenge
 0.1 0.3 0.6 0.9

つぎに Fig. 7.9 のそれぞれの曲線から $w/2 = \infty$ のときの流量に対する $w/2$ の有限なときの流量の比を読みとつて図示すると Fig. 7.11 をうる.

この図をみてわかるように d_1/h によつて多少の差はあるが、流量比はほぼ同じような値をもっている. またこの曲線の形は双曲線とみてよいかから変形すると Fig. 7.12 をうる.

$w/2h < 0.1$ の場合、少し違つているが、これから

$$\frac{q_{w/2}}{q} = \frac{w/2h}{\alpha + \beta(w/2h)} \quad (7.23)$$

をうる. この $d_2/d_1 = 1/2$ の場合

$$\alpha = 0.08, \quad \beta = 0.96$$

すなわち、この流量比の値は d_1/h の値には無関係であるから d_2/d_1 のいろいろの値に應ずる (7.23) の α, β をしらべておけば前節にのべた $w/2 = \infty$ の場合の値から $w/2$ の有限の場合の流量が算定できると思われる.

第5節 電氣的相似法による実験 III

1. 問題の説明

これは仮締切工とはいえないが、やはり矢板あるいはブロックのまわりの浸透という点で共通のものがあるので本章に入れることにした. すなわち Fig. 7.13 のように堤防のノリ先キに矢板あるいはブロックを設ける場合の浸透流量の問題である. いずれも堤防自体は不透水性と考え、また T/h は常に 2.0 とし抵抗法により解析した.

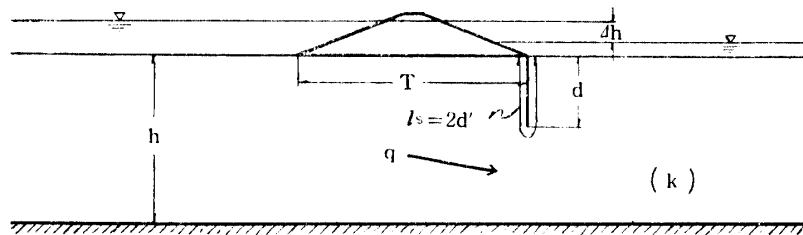


Fig. 7.13 (i) Representation of seepage flow under a dam with a sheet pile setting on a toe of dam

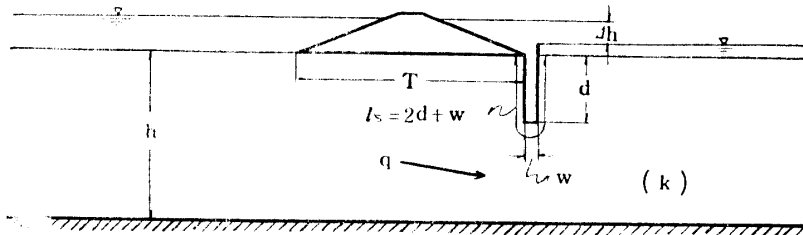


Fig. 7.13 (ii) Representation of seepage flow under a dam with blocks setting on a toe of dam

2. 実験の結果とその考察

まずその結果を Fig. 7.14 (i) に示す.

すなわち当然のことながら w という厚みをもっているだけ、同じ深さに設けてもブロックの方が矢板より流量が少い. また同じ矢板でも、それを堤防の中央直下に設けるより、ノリ先キに設けた方が流量が少いことを示している.

つぎにこの値を浸透径路 l_s の大きさによつてまとめると Fig. 7.14 (ii) をうる.

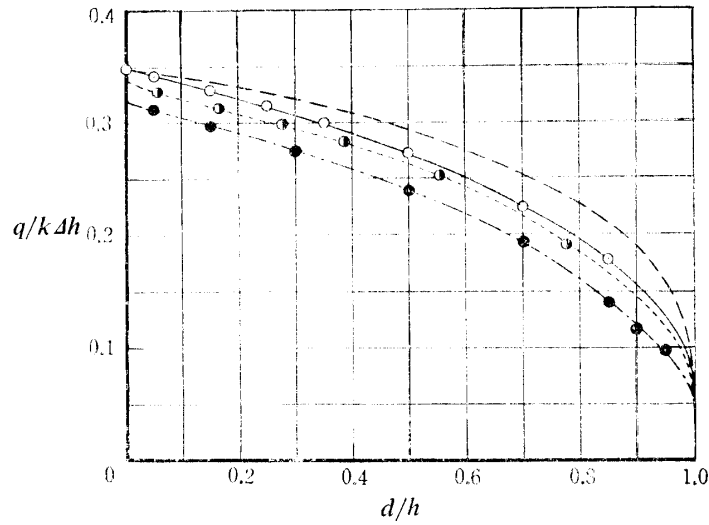


Fig. 7-14 (i) Relation between seepage factor $q/k\Delta h$ and d/h , when the sheet pile or the block has laid down on a toe of dam, where $T/h=2.0$

---○--- S_c —○— S_h --●-- B_1 ---●--- B_2

S_h : experimental value for a sheet pile

B_1, B_2 : experimental value for a block width $w/h=0.11$ and 0.2 , respectively

S_c : theoretical value for a sheet pile setting on the center of dam base

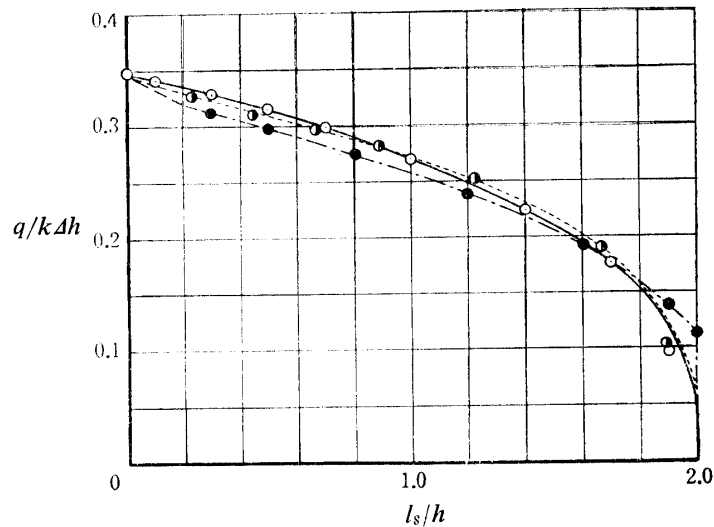


Fig. 7-14 (ii) Relation between seepage factor $q/k\Delta h$ and l_s/h , when the sheet pile or the block has laid down on a toe of dam, where $T/h=2.0$

—○— S_h --●-- B_1 ---●--- B_2

S_h, B_1 and B_2 : same representation in Fig. 7-14 (i)

すなわち、多少の差はあるが浸透径路の長さが同じであれば、ほぼ同じ流量を示すといえよう。

第6節 電気的相似法による実験 IV

1. 問題の説明

これも仮締切工とはいえないが、今までの問題と少し違って矢板のような止水壁が勾配をもつ場合の浸透流量を問題とする。

すなわち、この場合の流量は

$$q/k\Delta h = f(d/D \cdot m)$$

によつて表わされるから、 d/D および m をいろいろに変化させて流量を実測すればよいことになる。

2. 実験の結果とその考察

(i) 浸透流量

この場合、 d/D として 0.5, 0.3, 0.1 の三つの場合を選び、 m をいろいろに変化させて抵抗法により流量を測定した。その結果を Fig. 7-16 に示す。

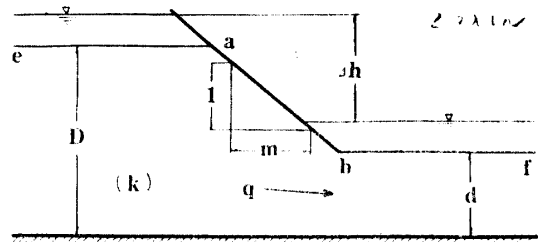


Fig. 7-15 Representation of seepage flow on a cut-off wall with a gradient m

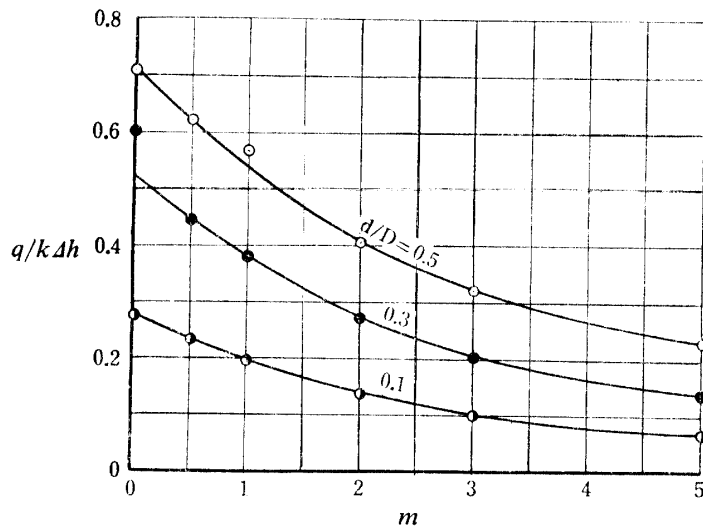


Fig. 7-16 Seepage factor of flow on a cut-off wall with a gradient m

$m=0$ は止水壁が鉛直な場合であり、これが傾いていくにつれて浸透径路が長くなり流量が次第に減少していることがわかる。また同じ数値を横軸に d/D をとつてまとめると Fig. 7-17 をうる。

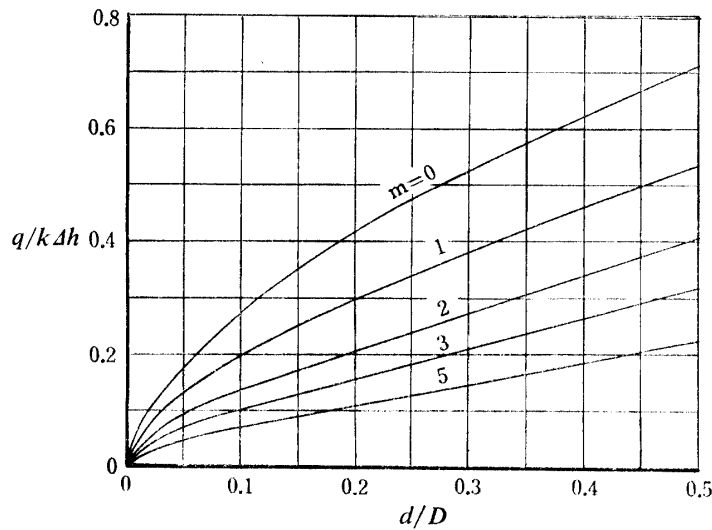


Fig. 7-17 Transformed figure of Fig 7-16

(ii) 止水壁に加わる圧力の分布

$m=5$, $d/D=0.1, 0.3, 0.5$ の場合について等ポテンシャル線を描き, これから止水壁に加わる圧力の分布をもとめた. Fig. 7-18 はその結果である.

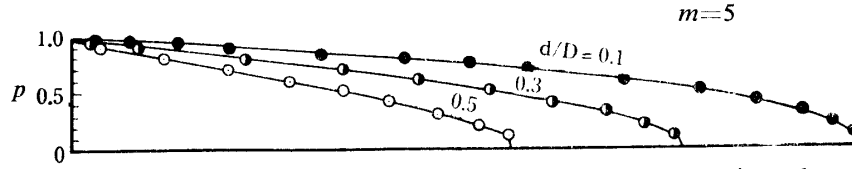


Fig. 7-18 Comparison of uplift pressure distribution due to d/D , where $m=5$

すなわち d/D の値が小さい程, 圧力の総和は大きくなるが圧力の変化の割合は小さく, したがって流量も小さくなることがわかる.

第7節 摘要

仮締切工における浸透問題について, 等角写像法による理論解析と電気的相似法による実験的解析をおこなった. それぞれについての条件とその結論をのべる.

1. 理論

(i) 透水層が無限の場合

掘削をおこなわない場合 (Fig. 7-1)

$$Z = d_1 \sqrt{\zeta^2 - 1} \quad (7.1)$$

$$W = \left(\frac{4\phi}{i\pi} \right) \log(\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1}) + \phi_2 \quad (7.2)$$

で解析される.

下流側の地表面を掘削した場合 (Fig. 7-2)

$$Z = \frac{d_2}{\pi} \left[\frac{2}{2-l} \sqrt{\zeta(\zeta-l)} - \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} \right] + id_2 \quad (7.3)$$

$$\frac{\pi}{2} \left(\frac{d_1}{d_2} - 1 \right) = \frac{\sqrt{l-1}}{2-l} - \tan^{-1} \sqrt{l-1} \quad (7.4)$$

$$W = \frac{4\phi}{i\pi} \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} + \phi_2 \quad (7.5)$$

で表わされる.

(ii) 透水層が有限な場合

掘削をおこなわない場合 (Fig. 7-3)

$$\zeta = 1 + \cot^2 \frac{\pi d_1}{2h} \tanh^2 \frac{\pi Z}{2h} \quad (7.8)$$

$$m = \operatorname{cosec} \frac{\pi d_1}{2h} \quad (7.7)$$

$$k^* = \frac{1}{m} = \sin \frac{\pi d_1}{2h} \quad (7.10)$$

$$\zeta = -\frac{m}{t} \quad (7.11)$$

$$W = \frac{4\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (7.12)$$

$$q/4\phi = K'/2K = C_s \quad (7.13)$$

で表わされる.

下流側の地表面を掘削した場合 (Fig. 7-4)

$$l = \left(1 - \frac{d_2}{h}\right) \sqrt{m} \quad (7.15)$$

$$\frac{\pi d_1}{2h} = \tan^{-1} \sqrt{\frac{m-l}{l-1}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \tan^{-1} \sqrt{\frac{m-l}{m(l-1)}} \quad (7.16)$$

$$Z = \frac{h}{\pi} \left(\log \frac{\sqrt{\zeta-1} + \sqrt{\zeta-m}}{\sqrt{\zeta-1} - \sqrt{\zeta-m}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \log \frac{\sqrt{m(\zeta-1)} + \sqrt{\zeta-m}}{\sqrt{m(\zeta-1)} - \sqrt{\zeta-m}} \right) \quad (7.17)$$

$$k^* = \frac{\sqrt{m-1}}{\sqrt{m+1}} \quad (7.18)$$

$$\zeta = \frac{t-1}{t+1} \sqrt{m} \quad (7.19)$$

$$W = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (7.20)$$

$$q/\Delta\phi = K'/2K = C_s \quad (7.21)$$

の関係により解析される。

2. 実験

(i) 透水層が有限で掘削をおこなわない場合についての実験をおこない理論値と比較した。(Fig. 7.6 参照) また下流側の地表面の掘削による等ポテンシャル線の位置の変化の様子を図示した。(Fig. 7.7 参照)

(ii) 下流側の地表面の掘削幅が有限の場合の浸透流量を実測し、これを無限の場合の流量との比の形でつぎのように表わした。(Fig. 7.8 参照)

$$\frac{q_{w/2}}{q} = \frac{w/2h}{\alpha + \beta(w/2h)} \quad (7.23)$$

(iii) 堤防のノリ先きに矢板あるいはブロックを設けた場合の浸透流量を、その設置の深さ、浸透径路の長さによつて図示し比較した。(Fig. 7.14 参照)

(iv) 止水壁が傾斜して、ある勾配 m をもっている場合の浸透流量を上下流の透水層の厚さの比に応じて測定図示した。(Fig. 7.16, 7.17 参照) また、止水壁に加わる圧力の分布についても図示し比較した。(Fig. 7.18 参照)

第 8 章 開水路の地下水圧減圧工における浸透

第 1 節 問題点とその解析方針

コンクリートによつてライニングされた開水路の底版が、その周囲の地下水圧が高いために突き上げられ破壊することが知られている。これを防止するため底版に孔口を設けて減圧をはかる工事がなされている⁵⁴⁾が、この問題についてまだ明らかにされたものがない。ここに解析をおこなうわけである。^{*1}

このような問題は理論的に解析することは可能ではあるが、非常に複雑になるのをまぬがれない。したがつてここでは電氣的相似法によつて実験的に解析を試みることにする。すなわち Fig. 8.1 のように、この問題に関係する要素を考えると次元解析的に

$$q/2k\Delta h = (h/D \cdot r/h \cdot r_0/h \cdot m) \quad (8.1)$$

と表わされる。したがつて右辺のそれぞれの要素をいろいろに変化させて流量を測定すれば、この間

*1 実際の現象は三次元であるが、ここでは二次元の問題として取扱う。

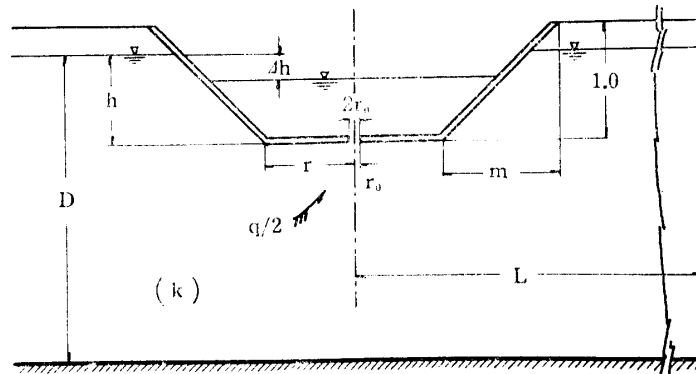


Fig. 8.1 Representation of seepage flow on a pressure-reducing work for a ground water pressure on a concrete lining of open channel

の関係がわかることになる。ただしこの場合、地下水位は近似的に不透水層から高さ D の位置に水平に存在しているものとする。

第2節 浸透流量についての実験結果とその考察

1. 実験の方針とその境界条件

前節にのべたように浸透流量は (8.1) によつて表わされるから、これが完全な解析は (8.1) の右辺の四つの要素のすべての変化をその対象としなければならないが、それには非常に多くの実験数を必要とする。そこでここではこれらの要素のいくつかの大きさを、ある条件に限定して考え、あとでその限定した要素についての影響の程度を確かめることによつて、この間の関係を明らかにすることにした。

すなわち (8.1) において $h/D=0.4$, $r_0/h=0.1$ として実験をおこなう。

2. r/h , m の変化に応ずる浸透流量

この関係を直接もとめる前に、以下おこなつた多くの実験値を統一比較できるよう補正する基準として、まず $m=0$ とした場合の r/h と流量の関係を図示してみると Fig. 8.2 をうる。この場合、実際には孔口に相当する部分を $r_0=0.2\text{ cm}$ としてやつたので、被膜抵抗体のこの部分がいくらか損傷しデータの散らばりが少し大きいのが、平均値的なものをとると大体直線的な関係にあるとみられる。

すなわちこの図は片対数目盛であるから

$$q/2k\Delta h = \alpha_1 - \beta_1 \log r/h \quad (8.2)^*$$

と表わされる。この場合 $\alpha_1=0.348$, $\beta_1=0.217$ である。これを基準にして r/h , m のいろいろな値に対する流量を測定、補正した結果を図示すると Fig. 8.3 をうる。

3. h/D の影響

前にのべたように Fig. 8.3 の関係は h/D が 0.4 の場合になりたつものであり、これが変化すれば流量も当然変わるはずである。Fig. 8.4 はこの h/D が流量にどのように影響しているかを実験した結果である。

すなわち両対数目盛で直線関係になるから

$$q/2k\Delta h = \alpha_2(1-h/D)^{\beta_2} \quad (8.3)$$

のように表わされる。この場合 $\alpha_2=0.473$, $\beta_2=0.605$ である。

4. r_0/h の影響

つぎに r_0/h が一定でなく、変化するときの流量におよぼす影響を実験したところ Fig. 8.5 のよ

* この関係は $m=0$ のときになりたつもので、 m が大きくなる程上に凸の曲線になる傾向がある。

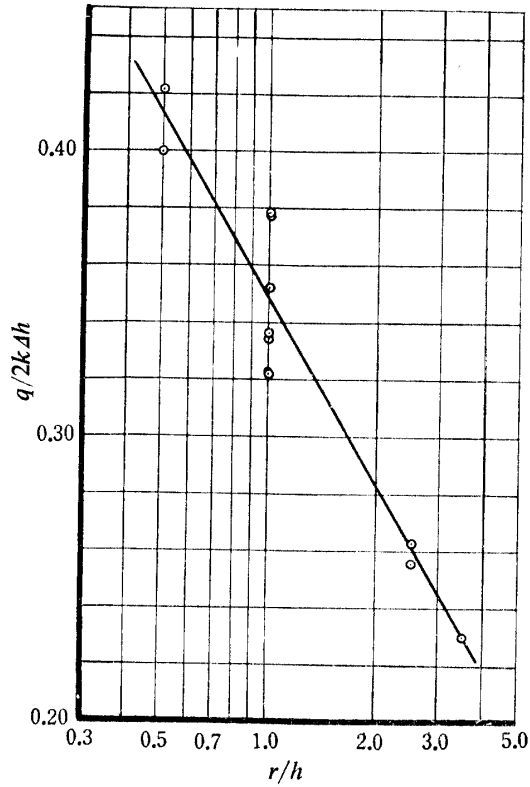


Fig. 8-2 Semi-logarithmic change in r/h and seepage factor $q/2k\Delta h$, where $h/D=0.4$, $r_0/h=0.1$ and $m=0$

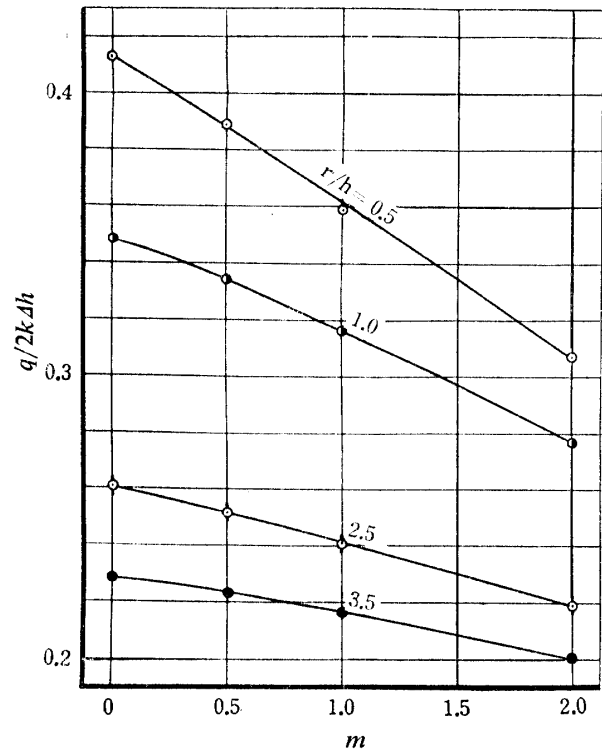


Fig. 8-3 (i) Seepage factor $q/2k\Delta h$ of flow on a pressure-reducing work, where $h/D=0.4$ and $r_0/h=0.1$

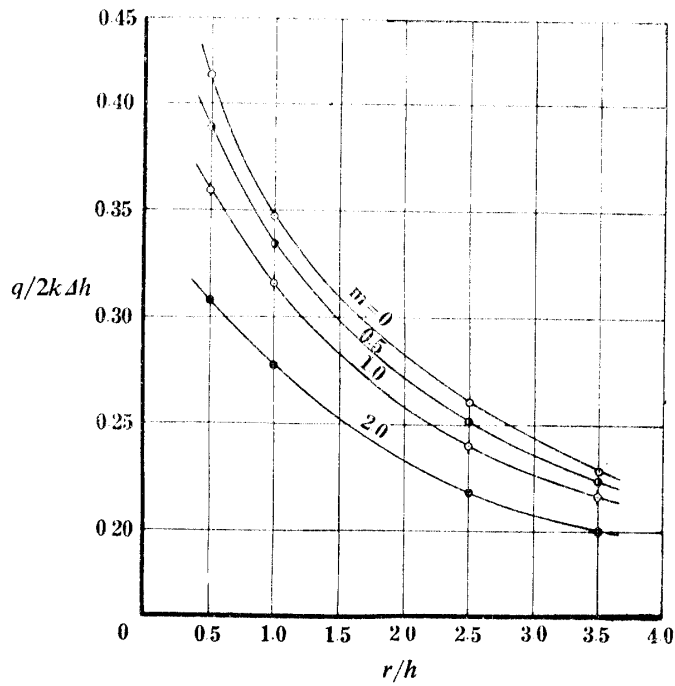


Fig. 8-3 (ii) Seepage factor $q/2k\Delta h$ of flow on a pressure-reducing work where $h/D=0.4$ and $r_0/h=0.1$

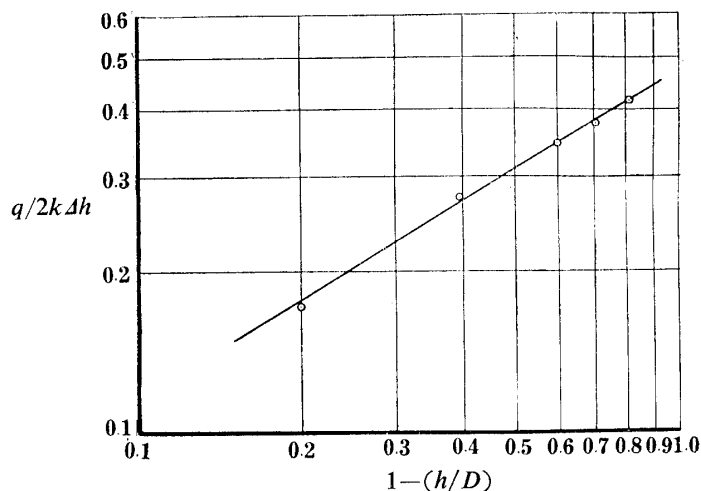


Fig. 8.4 Logarithmic change in seepage factor $q/2k\Delta h$ and $1-(h/D)$, where $r/h=1.0$, $r_0/h=0.1$ and $m=0$

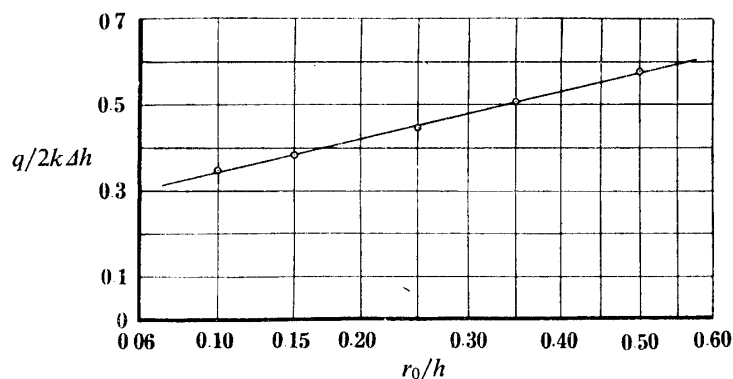


Fig. 8.5 Relation between seepage factor $q/2k\Delta h$ and r_0/h , where $h/D=0.4$, $r/h=0.1$ and $m=0$

うになつた。

すなわち片平方根目盛で直線関係になつているから

$$q/2k\Delta h = \alpha_3 + \beta_3(r_0/h)^{1/2} \quad (8.4)$$

この場合 $\alpha_3=0.160$, $\beta_3=0.595$ と表わされる。

3. 4. はいずれもある一部の限定された条件の場合についてのものであるが、その影響の大体の傾向を示している。

5. 左右の境界 L を有限にとることの吟味

Fig. 8.1 に示される L は本来無限と考えられるべきものであるが、実験の際はどうしてもある有限の値にならざるをえない。このために流量にどれ位影響をうけるか、実験した結果を図示すると Fig. 8.6 のようである。すなわち $L=\infty$ のときの流量 q に対する L =有限のときの流量 q_L の減少量の q に対する割合、いかえれば L を有限にしたためにおこる流量誤差の%を示している。この図によると $L/D=2.0$, $L/(D-h)=3.33$ にとつておけば、それによつておこる流量誤差は 1% である。本実験では安全のために $L/D=3.4\sim 4.4$ にとつておけるから充分であるといえる。

第3節 揚圧の分布についての実験結果とその考察

この地下水圧減圧工で問題になるのは、前節の浸透流量もであるが、減圧の結果示される揚圧の分布である。これをするために等ポテンシャル線を描いた結果を Fig. 8.7 に示す。

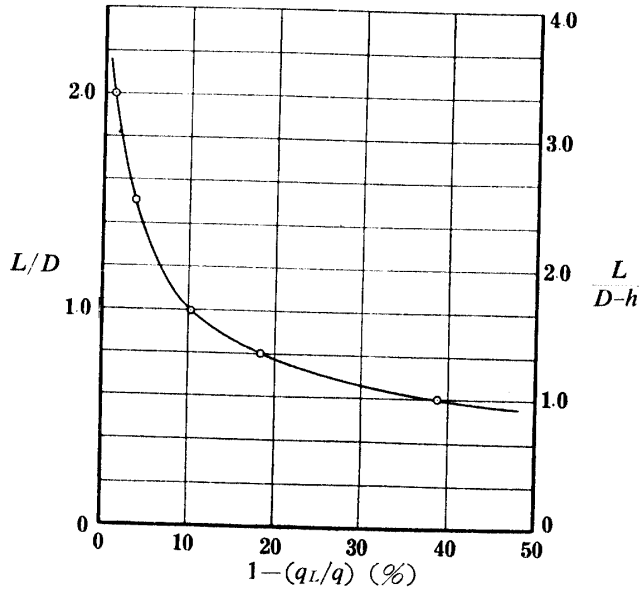


Fig. 8-6 Decreased ratio of seepage flux q_L by a finite boundary L to flux q in $L=\infty$, where $h/D=0.4$, $r_0/h=0.1$, $r/h=1.0$ and $m=0$

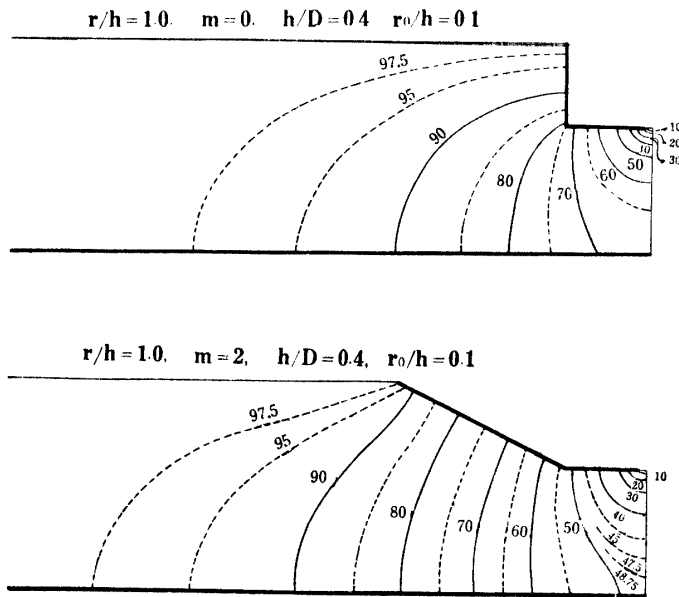


Fig. 8-7 (i) Comparison of equipotential line, where $m=0$ and 2 , in $T/h=1.0$, $h/D=0.4$ and $r_0/h=0.1$

すべてに共通の条件は $h/D=0.4$, $r_0/h=0.1$ であり, $r/h=1.0, 2.5, 3.5$ について $m=0, 2$ のそれぞれの場合について描いたものである. この図をみてもわかるように側壁の勾配により浸透径路が長くなり等ポテンシャル線の位置が上流側にそれぞれ移行している. したがって浸透流量もそれだけ減少しているわけである.

つぎにこの図を利用して揚圧の分布を図示すると Fig. 8-8 をうる. すなわち水路の側壁が緩勾配になると総揚圧力は大きくなるが, 揚圧曲線の勾配がゆるやかになり, また水路周辺の各点の揚圧力は小さくなる. すなわち緩勾配の水路の方が流量も少くなるし, 安定度も高くなることがわかる. また Fig. 8-9 は同じ側壁勾配 $m=0, 2$ のときの r/h の違いによる揚圧分布を比較図示したものである. 水路幅が狭い程, 総揚圧力は小さくなるが揚圧曲線の勾配が急になり, また水路周辺の各点の揚

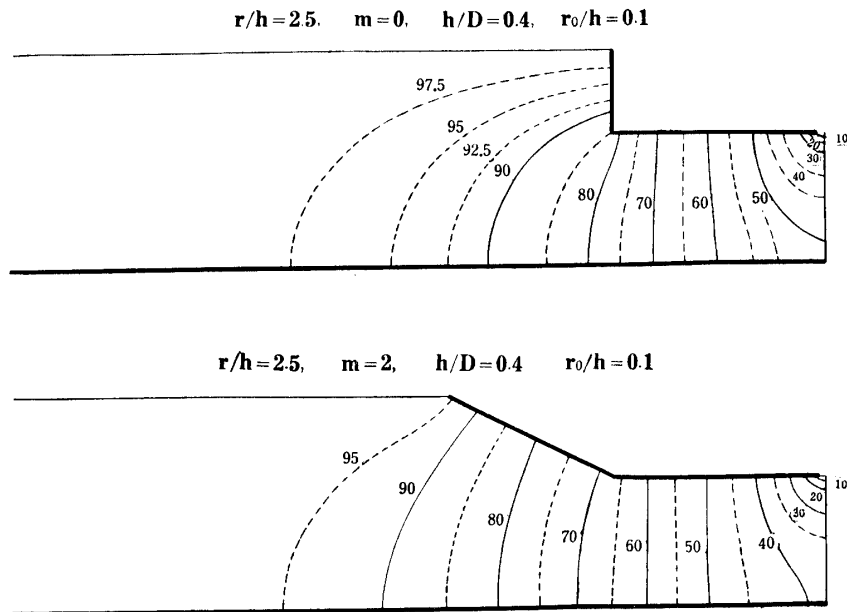


Fig. 8.7 (ii) Comparison of equipotential line, where $m=0$ and 2 , in $r/h=2.5$, $h/D=0.4$ and $r_0/h=0.1$

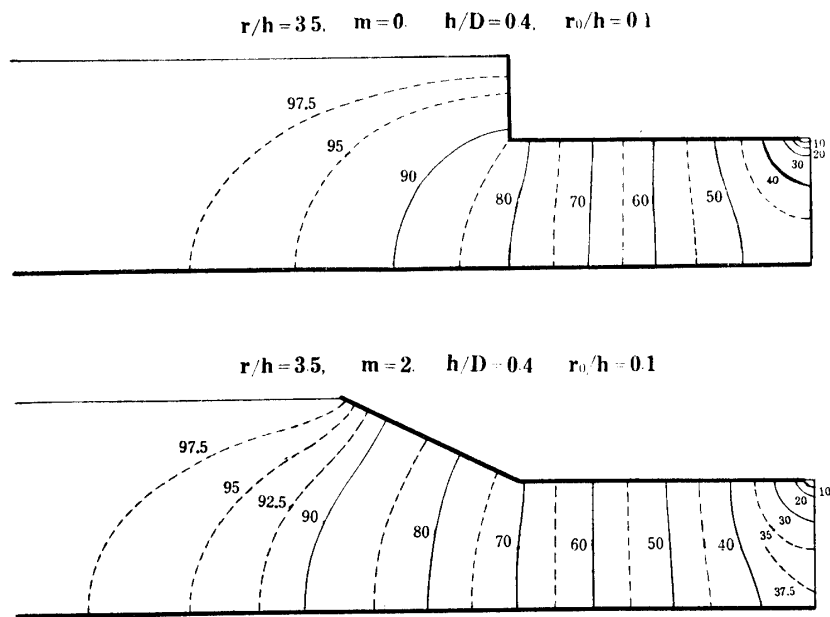


Fig. 8.7 (iii) Comparison of equipotential line where $m=0$ and 2 , in $r/h=3.5$, $h/D=0.4$ and $r_0/h=0.1$

圧力は大きくなるのがわかる。

第4節 摘 要

開水路の地下水圧減圧工における浸透について、電氣的相似法により実験的に解析をおこなつた。つぎにこれを要約すると

1. 浸透流量について

$h/D, r_0/h$ が一定のときの $m, r/h$ の変化に応ずる浸透指数の値をもとめ、ついで $h/D, r_0/h$ の変化が浸透指数におよぼす影響をその一部について検討した。(Fig. 8.3, 8.4, 8.5 参照) また実験の

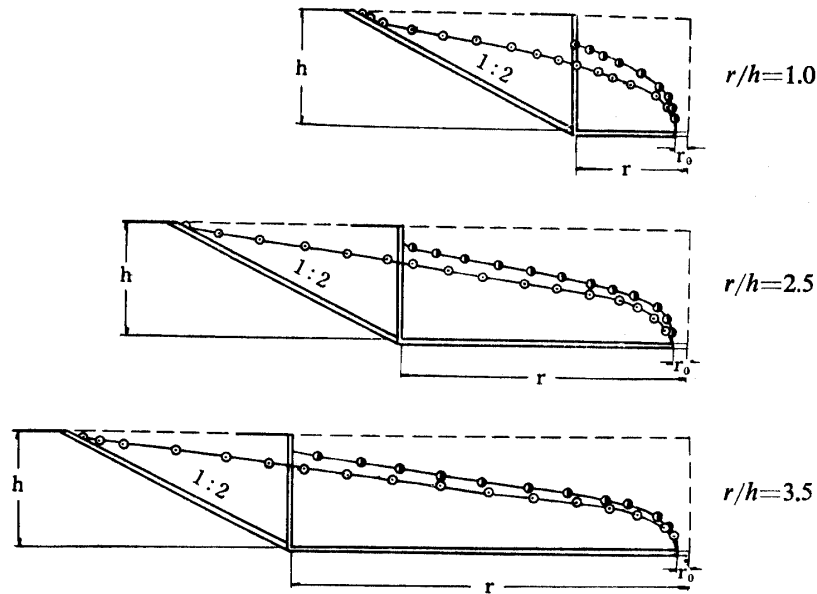


Fig. 8.8 Comparison of uplift pressure distribution, where $m=0$ and 2 , in $r/h=1.0, 2.5$ and 3.5

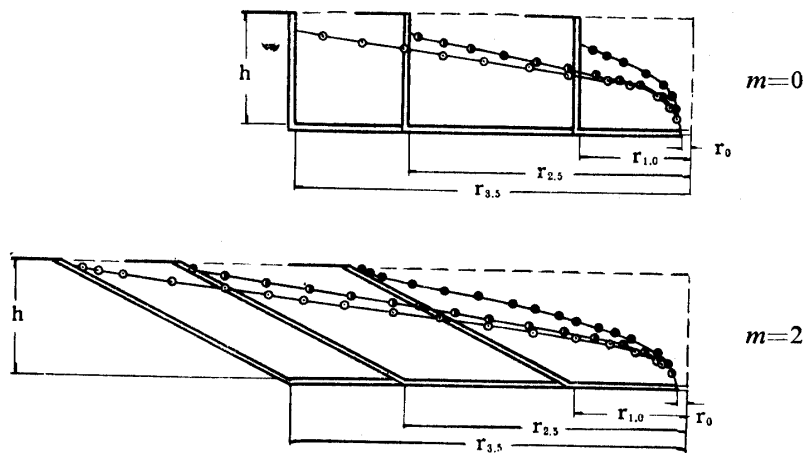


Fig. 8.9 Comparison of uplift pressure distribution, where $r/h=1.0, 2.5$ and 3.5 , in $m=0$ and 2

際境界 L を有限にとることによる流量誤差についても吟味した。(Fig. 8.6 参照)

2. 揚圧の分布について

水路幅の違う三種の場合について、側壁が垂直のものと、勾配をもつものを対象に等ポテンシャル線を描き、これによつて揚圧の分布の状態を比較考察した。(Fig. 8.7, 8.8, 8.9 参照)

第9章 総 括

浸透流の解析法の一つである電氣的相似法によつて浸透問題の實驗的研究をおこなつた。本論文は9章よりなる。

第1章には電氣的相似法の浸透流解析上しめる位置およびその歴史的過程をのべた。

第2章では電氣的相似法の理論と、その實際について著者の独自の方法論をも含め、本研究に用いた實驗法をのべた。

第3章から第8章までは、この實驗法による種々の問題の解析結果と、その一部の理論解析をのべ

実地にすぐ適用できるよう、実用式ならびに計算結果の図表を導きだしたものである。

すなわち第3章、第4章では透水層が一様な場合、異層からなる場合の単式堤防下の浸透について第3章では主として理論的解析を、第4章では実験結果について解析をおこなった。

第5章では最近問題となってきた複式堤防下の浸透について、主として実験による解析をおこないその特異柱と単式の場合との関連性についても解明した。

第6章では河床暗キヨの浸透量に関する従来の理論式が透水層の厚さを考慮していない点を指摘し、この透水層の有限化にとまなう流量公式を実験的に導きだした。

第7章は仮締切工等の構造物にみられる矢板のまわりの浸透について、等角写像法による理論解析と、本実験法による解析をおこない、さらに下流側の地表面の掘削幅が有限な場合等についても究明した。

第8章では開水路の底版に地下水圧の減圧孔を施工したときの浸透について実験をおこない、主として流量および揚圧分布について解析した。

以上の各章の関係要素は、その一部の理論解析のものを除き、すべて無次元化して表現されているので利用範囲が広いと思われる。

参 考 文 献

- 1) 佐々木達治郎：等角写像の応用，富山房（1939）
- 2) 宮本慶已：二次元問題，修教社書院（1942）
- 3) 嶋 祐之：堤体下部への滲透流に対する変分法の応用，土木学会論文集 29, 98（1955）
- 4) FORCHHEIMER, Ph. : *Hydraulik*, 3rd ed. (1930)
- 5) 数学ハンドブック編集委員会編：理工学のための数学ハンドブック，401 丸善（1960）
- 6) 田中宏平：浸出面からの水流について，佐賀大学農学集報 2, 103（1954）
- 7) HIBBERT, M. H. : Seepage through foundations and embankments studied by glass models. *Civil Eng.* 4, 1, 32 (1934)
- 8) GÜNTHER, E. : Lösung von Grundwasseraufgaben mit Hilfe der Strömung in dünnen Schichten. *Wasserkr. u. Wasserwirts.* 35, 49 (1940)
- 9) 嶋 祐之：滲透流に対する Hele-Shaw の実験の応用，土木学会誌 36, 5, 21（1950）
- 10) BEAR, J. : Scales of viscous analogy models for ground water studies. *Proc. ASCE* 86, No. Hy 2, 2364 (1960)
- 11) PAVLOVSKY, N. : Wasserbewegung unter Dämmen. *Ref. Z. I. Int. Talsperrenkongreß*, Stockholm. (1933)
- 12) VREEDENBURGH, J. u. STEVENS, O. : Elektrodynamische Untersuchung von Potentialströmungen in Flüssigkeiten, insbesondere angewendet auf ebene Grundwasserströmungen. *Ref. Z. I. Int. Talsperrenkongreß order in De Ingenieur*, H. 32 (1933)
- 13) LANE, E. W., CAMPBELL, F. B. and PRICE, W. H. : The flow net and the electrical analogy. *Civil Eng.* 4, 510 (1934)
- 14) HEBERT, D. J. : Developments in application of the electric analogy. *Proc. ASCE*, Jan. (1935)
- 15) WYCKOFF, R. D. and REED, D. W. : Electrical conduction models for the solution of water seepage problems. *Physics* 6, 395 (1935)
- 16) DACHLER, R. : Grundwasserströmung 116 (1936)
- 17) McDONALD, D. : The electrolytic analogue in the design of high-voltage power transformers. *P. I. E. E.* 100, Pt II, 145 (1953)
- 18) HOLLWAY, D. L. : A electrolytic-tank equipment for the determination of electron trajectories, potential and gradient. *P. I. E. E.* 103, Pt B, 155 (1956)

- 19) 丹羽義次：滲透水流の電氣的計測について，土木学会誌 35, 7, 18 (1950)
- 20) 河原田礼次郎：地下水滲透流線の電氣モデルによる解法，九大農工研究資料 16 (1952)
- 21) 河原田礼次郎：浸透流の電氣モデルによる解析 (I)，農業土木研究 23, 4, 211 (1955)
- 22) 河原田礼次郎：浸透流の電氣モデルによる解析 (II)，農業土木研究 23, 5, 273 (1955)
- 23) 小田英一，瀬川浩司：電氣相似による浸透水流の実験法および実験模型について，土木学会第 14 回年次学術講演会講演概要 II, 89 (1959)
- 24) 瀬川浩司：浸透流の電氣相似実験法について (II) (透水係数が一様でない場合)，土木学会第 15 回年次学術講演会講演概要 I, 9 (1960)
- 25) 緒形博之：地下水流の電氣的類推法における滲出面の表わし方，農業土木研究 27, 6, 397 (1960)
- 26) 本間 仁：応用水理学 上 201, 丸善 (1957)
- 27) MUSKAT, M.: The flow of homogeneous fluids through porous media 344 (1937)
- 28) 宇田新太郎：無線工学 II, エレクトロニクス編 5, 丸善 (1956)
- 29) MUSKAT: 前出 181
- 30) DACHLER: 前出 62
- 31) 田町正誉：農業水工学例解 (続編), 27 (1954)
- 32) 田町正誉：土壌及び堤体内における浸透に関する理論的考察 54 (1957)
- 33) MUSKAT: 前出 208
- 34) 本間 仁，浜田徳一：滲透性基礎の地下水流と揚圧力について，土木学会誌 30, 2, 133 (1944)
- 35) 嶋 祐之：堤体下部への滲透流に関する不滲透層の影響，土木学会誌 36, 3, 5 (1951)
- 36) 高田京一，渡辺 潔：堰堤下の浸透について，農業土木研究 24, 5, 20 (1956)
- 37) DACHLER: 前出 73
- 39) FORCHHEIMER: 前出 MUSKAT の文献 212
- 39) 農林省長崎干拓調査事務所：昭和 33 年度長崎干拓地区土質調査報告書 (1959)
- 40) 河原田礼次郎，細山田健三：石積，盛土の複合堤防内の浸透について (第 3 報)，干拓研究 51, 4 (1960)
- 41) HINDS, J.: Upward pressure under dams. Trans. ASCE 93, 1527 (1929)
- 42) HOUK, I. E.: Uplift pressure in masonry dams. Civil Eng. 2, 9 (1932)
- 43) HARZA, L. F.: Uplift and seepage under dams on sand. Trans. ASCE 1352 (1934)
- 44) MUSKAT: 前出 192
- 45) 丹羽義次：揚圧力に関する研究，土木学会誌 36, 9 (1951)
- 46) 田中宏平：低堰堤の揚圧について，農業土木研究 21, 5 (1954)
- 47) 物部長穂：水理学 (増補改訂版) 458, 岩波 (1950)
- 48) MUSKAT: 前出 178
- 49) 田町正誉：前出 31) 120
- 50) MUSKAT: 前出 522
- 51) 田町正誉：前出 31) 38
- 52) MUSKAT: 前出 221
- 53) SCHOKLITSCH, A.: Handbuch des Wasserbaues, I Band 235, (1950)
- 54) 三橋寛之，森学：開きよコンクリートライニングに関する地下水圧減圧工事について，農業土木研究 24, 4, 19 (1956)
- 55) 河原田礼次郎：仮締切における滲透水流，鹿児島大学農学部学術報告 4, 100 (1955)
- 56) 河原田礼次郎：不透層が堤防下の浸透におよぼす影響，干拓研究 61 (1961)
- 57) 高田雄之：増補干拓工学上巻，九大農業工学研究会 (1959)
- 58) 友近 晋：楕円函数論，共立出版 (1958)
- 59) 竹内端三：楕円函数論，岩波 (1951)
- 60) 安宅彦三郎：高等函数とその応用，電氣書院 (1952)

- 61) 林 桂一：高等函数表，岩波（1941）
 62) マルセル・ボル：改訂増補万能数值表，白水社（1957）

R é s u m é

The author studied experimentally on the problems of seepage flow by means of electrical analogue method. This paper consists of nine chapters.

In chapter I, a position which the electrical analogue method holds on studies of the seepage flow and its historical process are expressed. In chapter II, theories and practices of electrical analogue method are explained with the author's original method.

And the principle of experiments based upon the similarity between Darcy's law on the seepage flow and Ohm's law on the electric current, and, advantages and disadvantages of this experiment are explained. And thus applicability of this method is examined.

Among these studies, it will enhance more the value of this method that an application of the resistance method for a measurement of the seepage flux was considered extensively on the multiple permeable layer with several different, but uniform permeabilities.

The analytical results by this experimental method and partial theoretical results are described and discussed between chapters III and VIII.

The results obtained may be summarized respectively as follows.

1. The seepage flow under a single dam on a uniform permeable bed of finite thickness.

On the basis of Muskat's theory, that is, "The seepage flux under dams without sheet piling setting on permeable bed of finite thickness", the author developed his theory and put equations to practical use. And the results of its numerical calculation are represented in diagrams so as to be readily available.

The results obtained are summarized as follows:

(1) The seepage factor summed from the dam base to a depth y under the center of dam and the seepage velocity at the depth y (cf. Figs. 3.2, 3.3 and 3.4, Tables 3.1 and 3.2, Eqs. (3.12), (3.14), (3.15) and (3.22)).

1) As T/h approaches above 3, a seepage flow under dams becomes uniform independently of a depth y .

2) The seepage velocity at a depth y under the center of dam is given by the following equation:

$$V_x = \frac{\pi \Delta \phi}{4K} \left(\frac{1 + \tan^2 \frac{\pi y}{2h}}{\tan^2 \frac{\pi y}{2h} + \tanh^2 \frac{\pi T}{4h}} \right)^{1/2} \quad (3.22)$$

3) As to the equation of relation between T/h and total seepage factor $q/\Delta \phi$, Forchheimer's and Dachler's equations (cf. Table 1) were convenient for easy calculation.

(2) The position x on the ground surface of streamline that passes through the depth y under the center of dam (cf. Figs. 3.5, 3.6 and 3.7, Eqs. (3.33) and (3.34)).

1) On the basis of Muskat's equations, the relation between x/h and y/h can be introduced by the following equation:

$$x/h = \frac{2}{\pi} \tanh^{-1} \left(1 - \frac{\cos^2 \frac{\pi y}{2h}}{\cosh^2 \frac{\pi T}{4h}} \right)^{1/2} \quad (3.33)$$

2) As T/h goes above 3, the relation between x/h and y/h can be represented by the linear equation in relation to T/h as follows:

$$x/h = \frac{1}{2}(T/h) + f(y/h) \quad (3.34)$$

And when T/h is not less than 3, positions x on the ground surface of streamlines with an equal value of y/h are identical all, independent of the value T/h .

(3) The flux and velocity of the seepage water from a range of ground surface into free water (cf. Figs. 3.8 and 3.9, Eqs. (3.24), (3.25), (3.26) and (3.32)).

1) The seepage velocity from the ground surface is given by the following equation :

$$Y_y = -\frac{\pi \Delta \phi}{4K} \left(\frac{1 - \tanh^2 \frac{\pi x}{2h}}{\tanh^2 \frac{\pi x}{2h} - \tanh^2 \frac{\pi T}{4h}} \right)^{1/2} \quad (3.32)$$

Moreover, these theoretical results were compared with experiments by means of electrical analogue method and an example of application in practice was given. These results were checked too for the case where the dam and foundation were both permeable.

2. The seepage flow under a single dam on a multiple permeable bed of finite thickness which consists of two different, but uniform permeable layers.

In the case where the permeable bed consists of two different, but uniform layers, experiments by means of electrical analogue method were carried out and the following facts were detected, where Types A and B were the case of $k_u > k_d$ and $k_d > k_u$, respectively (cf. Fig. 4.1).

(1) The seepage flux depended on k_r , h_r and T/h

Experiments were carried out mainly in the case of $T/h=2.0$ and results were obtained as follows (cf. Figs. 4.2, 4.3, 4.5 and 4.6, Eqs. (4.2) and (4.3)). Moreover, the seepage flux in the case of $T/h=1.0$ and 5.0 were measured too, and results of Shima's numerical calculation were shown for reference (cf. Figs. 4.7 and 4.8).

1) On Type A

The seepage flow concentrates on an upper layer, as there is larger k_1 layer at an upper side. Therefore, the seepage factor expressed with a larger permeability k_1 , becomes the constant value independently of k_r , as k_r comes larger to some extent.

2) On Type B

The seepage factor in this case is shown by a kind of hyperbola depended on T/h , h_r and k_r (cf. Eqs. (4.2) and (4.3)).

(2) The state of flow in the case of Types A, B and a homogeneous layer (cf. Figs. 4.9, 4.10 and 4.11).

Flow nets in the case of $T/h=2.0$ and $h_r=0.5$ were drawn and compared with that of a homogeneous layer.

(3) The uplift pressure distribution at the base of dam (cf. Fig. 4.12).

Uplift pressure curves in three cases were drawn from the flow nets mentioned above and were made mutually a comparative study. As the result, the order showed Type B, Homo. and Type A in the magnitude of the total uplift moment with respect to a heel of dam. And the magnitude of total uplift pressure was equal in every case, and could be represented by the common triangle area of pressure.

(4) The seepage flux in the case of the dam and foundation are both permeable (cf. Figs. 4.13, 4.14 and 4.15).

The seepage flux was measured in the case of Types A and B. Where Type A was the case which a permeability of dam was larger than that of foundation, while Type B was the opposite case.

As the result, it was ascertained that the approximate calculation will be able to be used where the seepage flux was calculated separately in both cases and then added up.

3. The seepage flow under the double dams on a uniform permeable bed of finite thickness.

Experiments by means of electrical analogue method and partial theories were studied on

the seepage flow under double dams as shown in Fig. 5-1. From the results thus obtained, the following facts will be possible.

(1) The total seepage flux q_1 and q_2 under a dam can be considered similarly to that of a single dam. And t/h is not considered. But, as to $t/h < 1$, the seepage factor will become smaller (cf. Figs. 5-5 and 5-6, Eq. (5-8)).

(2) Problems on the ratio of seepage flux $\Delta q_1/q_1$, $\Delta q_1'/q_1$ and the position a_1 of point s were satisfactory on the consideration only of t/h and H_1/H_1+H_2 , because these were independent of T/h (cf. Figs. 5-7 and 5-9, Eq. (5-9)). But, as t/h comes smaller than 1, these will have an influence upon T/h .

(3) Discussions on position x_2/h of which p is outflow point of upper extreme side of Δq at the range C, were sufficient for the consideration only of t/h and H_2/H_1+H_2 (cf. Figs. 5-12 and 5-13).

(4) For $t/h > 1$, relations between h_1'/h and x_1/h or h_2'/h and x_2/h were justified in applying the relation between y/h and x/h as it is to a single dam (cf. Fig. 3-5, Eq. (3-33)).

4. The seepage flux in the closed conduit on a uniform permeable river bed of finite thickness.

By applying influences of impervious bed to common theories in the case where a permeable bed was infinite, the author introduced the following experimental formulas, from experimental results by means of electrical analogue method.

(1) For one closed conduit

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log \frac{4a}{d}} - \alpha(a/D)^\beta \quad (6.6)$$

$$\text{where } \alpha = f_1(d/a), \beta = f_2(d/a)$$

Fig. 6-6

(2) For two closed conduits
at $a/l < 0.35$

$$q/k\Delta h = \frac{2.729}{\log \left[\frac{4a}{d} \left(1 + \frac{4a^2}{l^2} \right)^{1/2} \right]} - \alpha(a/D)^\beta \quad (6.10)$$

at $a/l > 0.35$

$$q/k\Delta h = \alpha' + \beta' \log(l'/D) \quad (6.11)$$

$$\text{where } \log \alpha' = \log \alpha_0 - \beta_0(a/D) \quad (6.13)$$

$$\alpha_0 = f_1'(d/a), \beta_0 = f_2'(d/a)$$

Fig. 6-13

$$\beta' = 0.375 + 1.58(d/a) \quad (6.15)$$

5. The seepage flow underneath coffer dams.

On the seepage flow under the boundary condition as shown in the following, theoretical analyses by the conformal representation and some experimental analyses by means of electrical analogue method were given.

i) The permeable layer was infinite or finite.

ii) The ground surface on the downstream side was unexcavated or excavated.

(1) Theories.

1) For the permeable layer was infinite.

As the ground surface on the downstream side was unexcavated (cf. Fig. 7-1), it was readily found that

$$Z = d_1 \sqrt{\zeta^2 - 1} \quad (7.1)$$

$$W = \frac{4\phi}{i\pi} \log(\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1}) + \phi_2 \quad (7.2)$$

As the ground surface on the downstream side was excavated (cf. Fig. 7-2), it was given that

$$Z = \frac{d_2}{\pi} \left[\frac{2}{2-l} \sqrt{\zeta(\zeta-l)} - \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} \right] + id_2 \quad (7.3)$$

$$\frac{\pi}{2} \left(\frac{d_1}{d_2} - 1 \right) = \frac{\sqrt{l-1}}{2-l} - \tan^{-1} \sqrt{l-1} \quad (7.4)$$

$$W = \frac{\Delta\phi}{i\pi} \log \frac{\sqrt{\zeta} + \sqrt{\zeta-l}}{\sqrt{\zeta} - \sqrt{\zeta-l}} + \phi_2. \quad (7.5)$$

2) For the permeable layer was finite.

As the ground surface on the downstream side was unexcavated (cf. Fig. 7.3), it was found that

$$\zeta = 1 + \cot^2 \frac{\pi d_1}{2h} \tanh^2 \frac{\pi Z}{2h} \quad (7.8)$$

$$m = \operatorname{cosec} \frac{\pi d_1}{2h} \quad (7.7)$$

$$k^* = \frac{1}{m} = \sin \frac{\pi d_1}{2h} \quad (7.10)$$

$$\zeta = -\frac{m}{t} \quad (7.11)$$

$$W = \frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (7.12)$$

$$q/\Delta\phi = K'/2K = C_s. \quad (7.13)$$

As the ground surface on the downstream side was excavated (cf. Fig. 7.4), it was given that

$$l = \left(1 - \frac{d_2}{h}\right) \sqrt{m} \quad (7.15)$$

$$\frac{\pi d_1}{2h} = \tan^{-1} \sqrt{\frac{m-l}{l-1}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \tan^{-1} \sqrt{\frac{m-l}{m(l-1)}} \quad (7.16)$$

$$Z = \frac{h}{\pi} \left(\log \frac{\sqrt{\zeta-1} + \sqrt{\zeta-m}}{\sqrt{\zeta-1} - \sqrt{\zeta-m}} - \frac{l}{\sqrt{m}} \log \frac{\sqrt{m(\zeta-1)} + \sqrt{\zeta-m}}{\sqrt{m(\zeta-1)} - \sqrt{\zeta-m}} \right) \quad (7.17)$$

$$k^* = \frac{\sqrt{m-1}}{\sqrt{m+1}} \quad (7.18)$$

$$\zeta = \frac{t-1}{t+1} \sqrt{m} \quad (7.19)$$

$$W = -\frac{\Delta\phi}{2K} \int_0^t \frac{dt}{\sqrt{(1-t^2)(1-k^{*2}t^2)}} \quad (7.20)$$

$$q/\Delta\phi = K'/2K = C_s. \quad (7.21)$$

(2) Experiments

1) In the case where the permeable layer was finite and the ground surface on the downstream side was unexcavated, the seepage factor was obtained from the experiment by means of electrical analogue method and was compared with theoretical values (cf. Fig. 7.6). And the state of displacement of equipotential lines by excavation of the ground surface on the downstream side was shown in diagrams (cf. Fig. 7.7).

2) The seepage factor were measured, as the excavated width of the ground surface on the downstream side was finite (cf. Fig. 7.8). And then, as the ratio of these values in the case of the excavated width was infinite, it was represented that :

$$\frac{q_{w/2}}{q} = \frac{w/2h}{\alpha + \beta(w/2h)} \quad (7.23)$$

3) In the case where the sheet pile or the block has laid down on a toe of dam, the seepage flux was shown and compared with one another in diagrams at a chosen set depth and a path of percolation as an axis respectively (cf. Fig. 7.14).

4) The seepage flux, in the case of the cut-off wall with a gradient m , was measured and shown by diagrams depending on the ratio of permeable layer thickness on the up and down stream side (cf. Figs. 7.16 and 7.17). And the pressure distribution at the cut-off wall were shown in diagrams and compared with one another (cf. Fig. 7.18).

6. The seepage flow on the pressure-reducing work for a ground water pressure on the concrete lining of the open channel (cf. Fig. 8.1).

The author carried out experiments by means of electrical analogue method on the seepage flow mentioned above. It can be summarized:

(1) The seepage flux

As h/D and r/h are constant, the seepage factor according to various m and r/h was obtained. And the influences of various h/D and r_0/h on the seepage factor was partially examined (cf. Figs. 8.3, 8.4 and 8.5). Moreover, the quantity of decreased seepage flux, when limited to the finite boundary L in the experiment, was checked too (cf. Fig. 8.6).

(2) The uplift pressure distribution

The equipotential line was drawn on the case of three different base widths, each channel having a vertical wall or a gradient wall, and the state of pressure distribution were compared with one another (cf. Figs. 8.7, 8.8 and 8.9).

On each chapter above, the variable as T/h , x/h and $q/\Delta\phi$ etc. are all of non-dimension, except some theoretical analyses, so it seems that the range of adaptation is wide.

Appendices
of
Experimental Values by Resistance Method

Symbols are a same symbol as that of Eqs. (2.28),
(2.29) and respective chapter.

“Exp.” is an abridgment of “Experimental”.

App. 2.1 Exp. values for Fig. 2.1

No.	Number of spraying	R'_1	σ'
1	90	1700 Ω	0.0059 Ω
2	135	132.0	0.0758
3	180	31.51	0.3174
4	270	9.270	1.0787
5	450	3.898	2.5654
6	720	3.336	2.9976

Note: $b/l=1/10$

$T/h=5.0$

App. 3.1 Exp. values for Fig. 3.12

L'/h	R'_1	b/l	R_1''	R	$2q/k\Delta h$	$\Delta q/q$
4.0	0.4884	1.76/16.40	0.05250	0.1542	0.3410	0
3.0	0.4886	"	0.05250	0.1544	0.3400	0.29
2.0	0.4886	"	0.05250	0.1548	0.3395	0.47
1.0	0.4888	"	0.05251	0.1574	0.3334	2.23
0.8	0.4894	"	0.05253	0.1585	0.3311	2.93
0.6	0.4895	"	0.05255	0.1627	0.3232	5.22
0.4	0.4895	"	0.05255	0.1690	0.3109	8.85
0.2	0.4895	"	0.05255	0.1849	0.2845	16.57
0.1	0.4894	"	0.05255	0.2290	0.2293	32.73

$T/h=1.0$

L'/h	R'_1	b/l	R_1''	R	$2q/k\Delta h$	$\Delta q/q$
4.0	2.361	2.48/15.95	0.3675	0.3443	1.066	0
3.0	2.360	"	0.3670	0.3444	1.064	0.19
2.0	2.357	"	0.3660	0.3456	1.060	0.56
1.0	2.357	"	0.3660	0.3579	1.022	4.13
0.8	2.359	"	0.3663	0.3703	0.989	7.23
0.6	2.359	"	0.3663	0.3937	0.923	13.40
0.4	2.358	"	0.3661	0.4415	0.830	22.18
0.2	2.358	"	0.3661	0.5928	0.618	42.10
0.1	2.358	"	0.3661	0.8449	0.434	59.30

Note: R'_1 , R_1'' and R in $k\Omega$ $\Delta q/q=(q_{L'/h=4.0}-q_{L'/h=1.0})/q_{L'/h=4.0}$ in %

App. 4.1 Exp. values for Figs. 4.2 (i) and 4.3

$T/h=2.0$

type A

$h_r=0.33$

k	R'_1	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	3.693 $k\Omega$	0.962/8.960	0.382 $k\Omega$	1.149 $k\Omega$	62.90	0.332	0.166
k_2	236.0	0.915/9.010	24.00	"	"	20.90	10.45
k_1	36.66	0.921/9.050	3.750	14.47	(22.40 25.60)	0.259	0.130
k_2	820.0	0.921/9.000	83.90	"	22.40	5.800	2.900
k_2	545.0	0.790/4.485	96.00	"	25.60	6.640	3.320
k_1	22.77	0.813/8.035	2.310	9.935	22.95	0.232	0.116
k_2	526.0	0.910/9.035	53.00	"	"	5.340	2.670
k_1	36.65	0.920/9.045	3.749	14.45	(14.86 38.50)	0.258	0.129
k_2	819.5	0.790/4.490	55.65	"	14.86	3.858	1.929
k_2	544.5	0.921/9.005	144.3	"	38.50	9.980	4.990
k_1	2.885	0.509/5.980	0.246	0.719	39.80	0.342	0.171
k_2	48.48	0.797/3.955	9.780	"	"	13.60	6.800
k_1	2.294	0.624/5.980	0.239	0.711	(111.8 41.80)	0.337	0.168
k_2	266.0	0.806/8.025	26.75	"	111.8	37.60	18.80
k_2	101.0	0.794/8.000	10.01	"	41.80	14.10	7.050

App. 4.2 Exp. values for Figs. 4.2 (i) and 4.3

T/h=2.0 type B $h_r=0.33$							
k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	2.818	0.698/7.000	0.281	5.746	171.0	0.049	0.024
k_1	2.337	0.607/6.045	0.235	"	204.2	0.041	0.021
k_2	480.0	0.805/8.050	48.00	"	(171.0 204.2)	8.360	4.180
k_1	20.02	0.740/7.030	2.110	17.97	44.45	0.117	0.059
k_2	930.0	0.910/9.020	93.80	"	"	5.220	2.610
k_1	2.393	0.827/7.980	0.248	5.720	117.0	0.043	0.022
k_2	287.0	0.810/8.000	29.01	"	"	5.080	2.540
k_1	51.49	0.912/9.000	5.210	17.55	5.370	0.297	0.149
k_2	275.0	0.920/9.040	28.00	"	"	1.595	0.797

App. 4.3 Exp. values for Figs. 4.2 (ii) and 4.3

T/h=2.0 type A $h_r=0.5$							
k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	22.80	0.813/8.035	2.311	7.060	23.08	0.327	0.164
k_2	529.0	0.910/9.035	53.40	"	"	7.550	3.775
k_1	36.32	0.921/9.050	3.698	10.73	(14.90 38.15)	0.344	0.172
k_2	537.0	0.921/9.000	55.00	"	14.90	5.125	2.562
k_2	800.0	0.790/4.485	141.0	"	38.15	13.13	6.565
k_1	2.867	0.509/5.980	0.244	0.505	(39.30 57.90)	0.483	0.242
k_2	47.57	0.797/3.955	9.590	"	39.30	19.00	9.500
k_2	119.7	0.505/4.280	14.12	"	57.90	27.95	13.98
k_1	4.768	0.710/8.960	0.378	0.806	63.80	0.469	0.234
k_2	237.0	0.915/9.010	24.10	"	"	29.90	14.95
k_1	3.430	0.735/8.955	0.282	0.697	210.1	0.404	0.202
k_2	710.0	0.750/8.995	59.20	"	"	85.00	42.50

App. 4.5 Exp. values for Fig. 4.4

T/h=2.0 type B								
h_r	k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
0.50	k_1	3.800	0.735/8.955	0.312	10.66	230.0	0.029	0.015
	k_2	860.0	0.750/8.995	71.75	"	"	6.740	3.370
0.67	k_1	3.769	0.735/8.955	0.310	11.45	226.1	0.027	0.014
	k_2	840.0	0.750/8.995	70.00	"	"	6.110	3.055
0.77	k_1	3.746	0.735/8.995	0.308	14.51	225.0	0.021	0.011
	k_2	830.0	0.750/8.995	69.15	"	"	4.770	2.380
0.91	k_1	3.745	0.735/8.955	0.308	24.03	225.0	0.013	0.006
	k_2	830.0	0.750/8.995	69.15	"	"	2.879	1.439

App. 4.4 Exp. values for Figs. 4.2 (ii) and 4.3

$T/h=2.0$ type B $h_r=0.5$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	2.539	0.929/8.995	0.262	6 745	253.0	0.039	0.019
k_2	640.0	0.932/9.010	66.20	"	"	9.840	4.920
k_1	26.79	0.915/9.000	2.721	10.67	8.810	0.256	0.129
k_2	236.0	0.915/9.005	24.00	"	"	2.250	1.125
k_1	2.979	0.698/7.000	0.297	6.897	169.1	0.043	0.021
k_1	2.427	0.607/6.045	0.244	"	205.8	0.035	0.018
k_2	502.0	0.805/8.050	50.20	"	(169.1 205.8)	7.290	3.645
k_1	3.231	0.622/6.780	0.296	6.373	94.60	0.047	0.023
k_1	2.350	0.827/7.980	0.244	"	115.0	0.038	0.019
k_2	277.0	0.810/8.000	28.02	"	(94.60 115.0)	4.400	2.200
k_1	60.90	0.505/7.300	4.215	26.06	23.95	0.162	0.081
k_1	20.69	0.740/7.030	2.180	"	46.30	0.084	0.042
k_1	26.00	0.806/5.000	4.190	"	24.06	0.161	0.081
k_2	1000	0.910/9.020	100.9	"	(23.95 46.30 24.06)	3.870	1.935
k_1	19.49	0.703/5.725	2.392	20.56	11.29	0.116	0.058
k_1	49.42	0.912/9.000	5.010	"	5.390	0.244	0.122
k_2	265.0	0.920/9.040	27.00	"	(11.29 5.390)	1.313	0.657
k_1	3.800	0.735/8.955	0.312	10.66	230.0	0.029	0.015
k_2	860.0	0.750/8.995	71.75	"	"	6.740	3.370

App. 4.6 Exp. values for Fig. 4.7 (i)

$T/h=1.0$ type A $h_r=0.33$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	2.235	0.624/5.980	0.233	0.395	(108.1 40.60)	0.590	0.295
k_2	251.0	0.806/8.025	25.20	"	108.1	63.80	31.90
k_2	95.20	0.794/8.000	9.450	"	40.60	23.90	11.95
k_1	35.52	0.921/9.050	3.615	7.061	(14.88 49.10)	0.515	0.258
k_2	525.0	0.921/9.000	53.70	"	14.88	7.600	3.800
k_2	1800	0.790/8.020	177.3	"	49.10	25.10	12.55
k_1	3.803	0.926/8.960	0.394	0.658	63.00	0.598	0.299
k_2	244.0	0.915/9.010	24.80	"	"	37.70	18.90
k_1	24.16	0.813/8.035	2.444	6.523	23.10	0.375	0.188
k_2	560.0	0.910/9.035	56.50	"	"	8.650	4.325

App. 4.7 Exp. values for Fig. 4.7 (i)

 $T/h=1.0$ type B $h_r=0.33$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	2.499 ^{$k\Omega$}	0.827/7.980	0.259 ^{$k\Omega$}	5.227 ^{$k\Omega$}	120.0	0.050	0.025
k_2	307.0	0.810/8.000	31.10	"	"	5.950	2.975
k_1	2.956	0.698/7.000	0.294	5.113	167.0	0.058	0.029
k_1	2.427	0.607/6.045	0.244	"	202.0	0.048	0.024
k_2	492.0	0.805/8.050	49.20	"	(167.0 202.0)	9.620	4.810
k_1	52.07	0.912/9.000	5.280	16.06	5.500	0.329	0.165
k_2	285.0	0.920/9.040	29.00	"	"	1.809	0.905
k_1	43.70	0.806/8.000	4.410	17.97	21.99	0.246	0.123
k_1	21.51	0.740/7.030	2.263	"	42.80	0.126	0.063
k_2	960.0	0.910/9.020	96.90	"	(21.99 42.80)	5.390	2.695
k_1	23.88	0.806/5.000	3.855	16.13	24.36	0.239	0.120
k_1	19.41	0.740/7.030	2.042	"	45.90	0.127	0.064
k_2	930.0	0.910/9.020	93.90	"	(24.36 45.36)	5.810	2.905

App. 4.8 Exp. values for Fig. 4.7 (ii)

 $T/h=1.0$ type A $h_r=0.5$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	3.321 ^{$k\Omega$}	0.622/6.780	0.305 ^{$k\Omega$}	0.762 ^{$k\Omega$}	98.25	0.400	0.200
k_2	296.0	0.810/8.000	30.00	"	"	39.30	19.65
k_1	20.09	0.703/5.725	2.464	4.632	12.50	0.532	0.266
k_1	54.01	0.912/9.000	5.480	"	5.640	1.183	0.591
k_2	303.0	0.920/9.040	30.82	"	(12.50 5.640)	6.660	3.330
k_1	2.871	0.509/5.980	0.244	0.286	(39.45 58.00)	0.855	0.428
k_2	47.80	0.797/3.955	9.640	"	39.45	33.70	16.85
k_2	120.0	0.505/4.280	14.18	"	58.00	49.58	24.79
k_1	4.801	0.710/8.960	0.381	0.437	63.10	0.870	0.435
k_2	236.0	0.915/9.010	24.00	"	"	54.80	27.40
k_1	36.34	0.921/9.050	3.700	5.776	(14.95 38.50)	0.640	0.320
k_2	540.0	0.921/9.000	55.30	"	14.95	9.570	4.785
k_2	810.0	0.790/4.485	142.7	"	38.50	24.70	12.35
k_1	23.65	0.813/8.035	2.398	4.226	23.45	0.567	0.283
k_2	558.0	0.910/9.035	56.30	"	"	13.32	6.660

App. 4-9 Exp. values for Fig. 4-7 (ii)

$T/h=1.0$ type B $h_r=0.5$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	3.007	0.698/7.000	0.300	8.400	169.0	0.036	0.018
k_2	506.0	0.805/8.050	50.60	"	"	6.030	3.015
k_1	2.711	0.929/8.995	0.280	6.674	255.0	0.042	0.021
k_2	690.0	0.932/9.010	71.40	"	"	10.70	5.350
k_1	29.69	0.915/9.000	3.017	8.792	8.660	0.343	0.172
k_2	257.0	0.915/9.005	26.10	"	"	2.970	1.485
k_1	61.00	0.505/7.300	4.220	22.70	24.40	0.186	0.093
k_1	20.72	0.740/7.030	2.181	"	47.20	0.096	0.048
k_1	25.86	0.806/5.000	4.170	"	24.70	0.184	0.092
k_2	1020	0.910/9.020	10.30	"	(47.20 24.70)	4.540	2.720
k_1	3.799	0.735/8.955	0.312	8.320	230.0	0.037	0.019
k_2	860.0	0.750/8.995	71.65	"	"	8.615	4.308

App. 4-10 Exp. values for Fig. 4-7 (iii)

$T/h=5.0$ type A $h_r=0.5$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	4.840	0.710/8.960	0.384	1.754	63.50	0.219	0.109
k_2	240.0	0.915/9.010	24.39	"	"	13.89	6.945
k_1	2.863	0.509/5.980	0.244	1.081	(39.40 57.60)	0.226	0.113
k_2	47.60	0.797/3.955	9.600	"	39.40	8.890	4.445
k_2	119.0	0.505/4.280	14.05	"	57.60	13.00	6.500
k_1	2.792	0.509/5.980	0.237	1.052	(39.55 58.40)	0.225	0.112
k_2	46.45	0.797/3.955	9.360	"	39.55	8.900	4.450
k_2	117.2	0.505/4.280	13.83	"	58.40	13.13	6.565
k_1	36.53	0.921/9.050	3.738	23.57	(14.81 38.70)	0.159	0.079
k_2	540.0	0.921/9.000	55.40	"	14.81	2.346	1.173
k_2	820.0	0.790/4.485	144.5	"	38.70	6.140	3.070
k_1	22.94	0.813/8.035	2.321	15.66	23.01	0.148	0.074
k_2	530.0	0.910/9.035	53.45	"	"	3.419	1.709

App. 4-11 Exp. values for Fig. 4-7 (iii)

$T/h=5.0$ type B $h_r=0.5$

k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$2q/\Delta\phi$	$q/\Delta\phi$
k_1	3.005	0.698/7.000	0.299	9.780	169.1	0.031	0.015
k_1	2.443	0.607/6.045	0.246	"	206.0	0.025	0.012
k_2	506.0	0.805/8.050	50.60	"	(169.1 206.0)	5.180	2.590
k_1	3.227	0.622/6.780	0.296	9.650	94.70	0.031	0.015
k_1	2.348	0.827/7.980	0.244	"	115.2	0.025	0.013
k_2	277.0	0.810/8.000	28.02	"	(94.70 115.2)	2.905	1.452
k_1	19.54	0.703/5.725	2.400	39.42	11.32	0.061	0.030
k_1	49.62	0.912/9.000	5.040	"	5.400	0.128	0.064
k_2	267.0	0.920/9.040	27.20	"	(11.32 5.400)	0.690	0.345

App. 4-12 Exp. values for Fig. 4-13

$T/h=1.0$ type A $k_a > k_g$						
k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$q/\Delta\phi$
k_a	41.95	1.50/15.015	4.190	17.84	(8.180 9.810)	0.235
k_g	343.5	1.50/15.030	34.29	"	8.180	1.920
k_g	412.0	1.10/11.020	41.10	"	9.810	2.300
k_a	3.270	1.52/15.005	0.331	1.691	(69.50 97.00)	0.196
k_g	231.0	1.40/14.050	23.00	"	69.50	13.60
k_g	315.7	1.12/11.000	32.10	"	97.00	18.98

App. 4-13 Exp. values for Fig. 4-13

$T/h=1.0$ type B $k_g > k_a$						
k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$q/\Delta\phi$
k_g	42.00	1.00/10.045	4.180	7.211	5.760	0.580
k_g	36.26	1.40/13.980	3.630	"	6.670	0.504
k_a	241.0	1.60/16.000	24.10	"	(5.760 6.670)	3.345
k_g	3.202	1.21/12.010	0.322	0.762	126.5	0.422
k_g	4.293	1.52/15.020	0.434	"	93.80	0.570
k_a	404.5	1.51/15.005	40.70	"	(126.5 93.80)	53.40

App. 4-14 Exp. values for Fig. 4-14

$T/h=2.0$ type A $k_a > k_g$						
k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$q/\Delta\phi$
k_a	41.48	1.50/15.02	4.141	19.97	(8.29 9.95)	0.208
k_g	344.0	1.50/15.03	34.32	"	8.29	1.720
k_g	413.0	1.10/11.02	41.20	"	9.95	2.065
k_a	3.266	1.52/15.01	0.331	1.680	(68.4 95.4)	0.197
k_g	227.0	1.40/14.05	22.61	"	68.4	13.47
k_g	310.0	1.12/11.00	31.54	"	95.4	18.78

App. 4-15 Exp. values for Fig. 4-14

$T/h=2.0$ type B $k_g > k_a$						
k	R_1'	b/l	R_1''	R	k_r	$q/\Delta\phi$
k_g	41.08	1.00/10.05	4.085	10.25	5.90	0.398
k_g	35.51	1.40/13.98	3.558	"	6.78	0.347
k_a	241.0	1.61/16.10	24.10	"	(5.98 6.78)	2.350
k_g	3.071	1.21/12.01	0.308	1.026	129.2	0.300
k_g	4.117	1.52/15.02	0.416	"	95.7	0.406
k_a	396.0	1.51/15.01	39.82	"	(129.2 95.7)	38.85

App. 6.1 Exp. values for Figs. 6.2, 6.3, 6.4 and 6.5

$d=1.55\text{ cm}$, $a=2.0\text{ cm}$, $L=24.0\text{ cm}$ ($d/a=0.775$)

D	a/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$	$q_d/k\Delta h$
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$				
11.9	0.168	1.611	2.00/22.60	0.1428	0.07766	1.84	3.68	3.77	0.06
9.0	0.222	1.611	"	0.1428	0.07824	1.83	3.65	3.74	0.09
7.2	0.278	1.613	"	0.1430	0.07910	1.81	3.62	3.70	0.13
5.9	0.339	1.611	"	0.1428	0.08014	1.78	3.56	3.65	0.18
5.0	0.400	1.610	"	0.1427	0.08180	1.75	3.49	3.57	0.26
4.4	0.455	1.610	"	0.1426	0.08358	1.71	3.42	3.50	0.33
3.9	0.513	1.609	"	0.1426	0.08600	1.66	3.32	3.40	0.43
3.6	0.555	1.609	"	0.1425	0.08783	1.62	3.25	3.32	0.51
3.3	0.606	1.607	"	0.1423	0.08998	1.58	3.16	3.24	0.59
3.0	0.666	1.608	"	0.1424	0.09318	1.53	3.06	3.13	0.70
2.8	0.715	1.609	"	0.1425	0.09620	1.48	2.96	3.03	0.80
2.4	0.834	1.612	"	0.1428	0.10240	1.39	2.80	2.86	0.97

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction. $q_d/k\Delta h$ is value decreased for influence of finite D . coefficient of correction=1.024

App. 6.2 Exp. values for Figs. 6.2, 6.3, 6.4 and 6.5

$d=1.1\text{ cm}$, $a=2.0\text{ cm}$, $L=24.0\text{ cm}$ ($d/a=0.55$)

D	a/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$	$q_d/k\Delta h$
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$				
12.0	0.167	1.175	2.00/26.00	0.09048	0.05622	1.61	3.22	3.13	0.04
8.7	0.230	1.168	"	0.08990	0.05625	1.60	3.20	3.10	0.07
6.7	0.298	1.139	"	0.08773	0.05568	1.58	3.15	3.06	0.11
5.4	0.370	1.138	"	0.08763	0.05661	1.55	3.10	3.01	0.16
4.5	0.444	1.136	"	0.08750	0.05775	1.52	3.03	2.94	0.23
3.9	0.513	1.135	"	0.08740	0.05906	1.48	2.96	2.87	0.30
3.4	0.589	1.135	"	0.08737	0.06080	1.44	2.88	2.79	0.38
3.0	0.666	1.133	"	0.08726	0.06331	1.38	2.76	2.68	0.49
2.7	0.741	1.133	"	0.08724	0.06620	1.32	2.64	2.56	0.61
2.6	0.785	1.133	"	0.08725	0.06787	1.29	2.58	2.50	0.67

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction. $q_d/k\Delta h$ is value decreased for influence of finite D . coefficient of correction=0.971

App. 6.5 Exp. values for Fig. 6.7

$d=0.6\text{ cm}$, $a=2.0\text{ cm}$, $D=6.3\text{ cm}$ ($d/a=0.30$, $a/D=0.317$)

L	L/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	$\Delta q/q$
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
12.5	1.985	0.7942	1.39/15.92	0.06925	0.05925	1.169	0
		0.7940	"	0.06924	0.05925	1.169	0
9.5	1.508	0.7960	"	0.06941	0.06020	1.153	1.03
		0.8141	"	0.07099	0.06195	1.146	1.63
7.0	1.110	0.8144	"	0.07102	0.06487	1.095	6.01
		0.8144	"	0.07102	0.06500	1.093	6.09
5.7	0.905	0.8127	"	0.07087	0.06574	1.078	7.47
		0.8126	"	0.07086	0.06575	1.078	7.51
4.4	0.699	0.8112	"	0.07074	0.06856	1.032	11.42
		0.8116	"	0.07077	0.06864	1.031	11.50
3.1	0.492	0.8101	"	0.07064	0.07358	0.960	17.60
		0.8103	"	0.07066	0.07359	0.960	17.60
2.0	0.318	0.8110	"	0.07072	0.08475	0.834	28.37
		0.8111	"	0.07072	0.08476	0.834	28.37

Note: $\Delta q/q = (q_{L/D=1.985} - q_{L/D=i}) / q_{L/D=1.985}$ in %

App. 6.3 Exp. values for Figs. 6.2, 6.3, 6.4 and 6.5

 $d=0.6\text{ cm}, a=2.0\text{ cm}, L=19.25\text{ cm}$ ($d/a=0.30$)

D	a/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$	$q_a/k\Delta h$
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$				
10.5	0.190	1.865	1.50/19.46	0.1438	0.1150	1.250	2.500	2.397	0.029
		1.869	"	0.1440	0.1153	1.249	2.495	2.392	0.034
8.0	0.250	1.869	"	0.1441	0.1162	1.240	2.479	2.377	0.049
		1.871	"	0.1442	0.1164	1.239	2.477	2.375	0.051
6.5	0.308	1.865	"	0.1437	0.1174	1.224	2.448	2.348	0.078
		1.909	"	0.1471	0.1207	1.219	2.438	2.338	0.088
5.7	0.351	1.908	"	0.1470	0.1218	1.207	2.413	2.314	0.112
		1.908	"	0.1471	0.1219	1.206	2.412	2.313	0.113
5.0	0.400	1.907	"	0.1469	0.1238	1.187	2.374	2.276	0.150
		1.908	"	0.1470	0.1239	1.186	2.372	2.275	0.151
4.3	0.465	1.908	"	0.1471	0.1267	1.161	2.321	2.226	0.200
		1.909	"	0.1471	0.1267	1.161	2.322	2.226	0.200
3.8	0.526	1.910	"	0.1472	0.1298	1.134	2.268	2.175	0.251
		1.910	"	0.1472	0.1298	1.134	2.268	2.174	0.252
3.4	0.588	1.910	"	0.1472	0.1336	1.102	2.204	2.113	0.313
		1.910	"	0.1472	0.1339	1.099	2.199	2.108	0.318
3.0	0.666	1.915	"	0.1476	0.1405	1.051	2.101	2.015	0.411
		1.916	"	0.1477	0.1406	1.050	2.100	2.013	0.413
2.7	0.740	1.913	"	0.1475	0.1473	1.001	2.002	1.919	0.507
		1.913	"	0.1475	0.1474	1.000	2.001	1.918	0.508
2.5	0.800	1.914	"	0.1476	0.1562	0.945	1.889	1.811	0.615
		1.914	"	0.1475	0.1562	0.944	1.887	1.810	0.616
2.3	0.870	1.914	"	0.1475	0.1669	0.884	1.767	1.695	0.731
		1.916	"	0.1477	0.1675	0.882	1.763	1.691	0.735

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction. $q_a/k\Delta h$ is value decreased for influence of finite D . coefficient of correction=0.9589

App. 6.4 Exp. values for Figs. 6.2, 6.3, 6.4 and 6.5

 $d=0.3\text{ cm}, a=2.0\text{ cm}, L=19.30\text{ cm}$ ($d/a=0.15$)

D	a/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$	$q_a/k\Delta h$
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$				
10.3	0.194	1.971	1.51/19.45	0.1530	0.1702	0.899	1.80	1.90	0.01
		1.980	"	0.1537	0.1711	0.898	1.80	1.90	0.01
7.7	0.260	1.975	"	0.1533	0.1720	0.891	1.78	1.88	0.03
		1.978	"	0.1536	0.1724	0.891	1.78	1.88	0.03
6.2	0.322	1.979	"	0.1536	0.1741	0.882	1.76	1.86	0.05
		1.987	"	0.1543	0.1749	0.882	1.76	1.86	0.05
5.2	0.385	1.988	"	0.1543	0.1754	0.880	1.76	1.86	0.05
		1.988	"	0.1543	0.1757	0.878	1.76	1.85	0.06
4.3	0.465	1.987	"	0.1542	0.1787	0.863	1.73	1.82	0.09
		1.987	"	0.1542	0.1789	0.862	1.72	1.82	0.09
3.7	0.540	1.986	"	0.1542	0.1827	0.844	1.69	1.78	0.13
		1.989	"	0.1544	0.1834	0.842	1.68	1.78	0.14
3.3	0.606	1.986	"	0.1542	0.1873	0.823	1.65	1.74	0.18
		1.987	"	0.1543	0.1876	0.822	1.64	1.74	0.18
3.0	0.666	1.986	"	0.1542	0.1936	0.796	1.59	1.68	0.23
		1.985	"	0.1541	0.1940	0.794	1.59	1.68	0.24
2.8	0.715	1.985	"	0.1541	0.1991	0.774	1.55	1.63	0.28
		1.986	"	0.1541	0.1995	0.772	1.54	1.63	0.28
2.6	0.770	1.985	"	0.1541	0.2080	0.741	1.48	1.56	0.35
		1.985	"	0.1541	0.2083	0.740	1.48	1.56	0.35
2.4	0.834	1.983	"	0.1540	0.2216	0.695	1.39	1.47	0.45
		1.983	"	0.1540	0.2218	0.694	1.39	1.47	0.45
2.2	0.910	1.984	"	0.1540	0.2528	0.609	1.22	1.29	0.63
		1.984	"	0.1540	0.2529	0.609	1.22	1.29	0.63

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction. $q_a/k\Delta h$ is value decreased for influence of finite D . coefficient of correction=1.055

App. 6-6-1 Exp. values for Figs. 6-9, 6-10 (i) and 6-11 (i)

($d/a=0.775$) $d=1.55$ cm, $a=2.0$ cm
 $a/D=0.168$ $D=11.90$ cm, $L=23.60$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
<i>cm</i>			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	0.840	1.617	2.00/23.75	0.1361	0.03578	3.804	3.621
			1.619	"	0.1363	0.03590	3.797	3.614
2.9	0.345	0.487	1.618	"	0.1363	0.03836	3.552	3.381
			1.619	"	0.1363	0.03840	3.550	3.379
2.0	0.500	0.336	1.622	"	0.1366	0.04129	3.308	3.149
			1.623	"	0.1366	0.04136	3.303	3.144
1.5	0.667	0.252	1.627	"	0.1370	0.04428	3.094	2.945
			1.649	"	0.1389	0.04505	3.080	2.932
1.2	0.833	0.202	1.626	"	0.1369	0.04685	3.922	2.782
			1.623	"	0.1367	0.04693	2.912	2.772
1.0	1.000	0.168	1.610	"	0.1355	0.04827	2.807	2.672
			1.612	"	0.1357	0.04838	2.805	2.670

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 0.952.

$a/D=0.318$ $D=6.30$ cm, $L=17.8$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
<i>cm</i>			$k\Omega$		$k\Omega$	$h\Omega$		
5.0	0.200	1.589	1.585	2.00/23.75	0.1335	0.03644	3.664	3.503
			1.585	"	0.1335	0.03649	3.659	3.498
2.9	0.345	0.922	1.582	"	0.1332	0.03911	3.406	3.256
			1.582	"	0.1332	0.03917	3.401	3.251
2.0	0.500	0.636	1.581	"	0.1331	0.04197	3.171	3.031
			1.582	"	0.1332	0.04202	3.170	3.031
1.5	0.667	0.477	1.577	"	0.1328	0.04462	2.975	2.844
			1.578	"	0.1328	0.04474	2.968	2.838
1.2	0.833	0.381	1.576	"	0.1327	0.04721	2.810	2.686
			1.576	"	0.1327	0.04724	2.809	2.685
1.0	1.000	0.318	1.578	"	0.1329	0.04941	2.685	2.567
			1.578	"	0.1329	0.04948	2.686	2.568

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 0.956.

App. 6-6-2 Exp. values for Figs. 6-9, 6-10 (i) and 6-11 (i)

($d/a=0.775$) $d=1.55$ cm, $a=2.0$ cm
 $a/D=0.476$ $D=4.20$ cm, $L=17.35$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
<i>cm</i>			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	2.380	2.520	0.95/16.85	0.1421	0.04175	3.403	3.294
2.9	0.345	1.380	2.505	"	0.1413	0.04444	3.179	3.077
2.0	0.500	0.952	2.503	"	0.1412	0.04822	2.928	2.834
1.5	0.666	0.714	2.498	"	0.1409	0.05179	2.722	2.635
1.2	0.833	0.571	2.498	"	0.1409	0.05485	2.568	2.486
1.0	1.000	0.476	2.484	"	0.1401	0.05738	2.441	2.363

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 0.968.

$a/D=0.625$ $D=3.20$ cm, $L=23.95$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
<i>cm</i>			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	3.125	0.9195	2.75/23.90	0.1057	0.03338	3.166	3.071
2.9	0.345	1.812	0.9180	"	0.1056	0.03553	2.972	2.883
2.0	0.500	1.250	0.9216	"	0.1060	0.03852	2.751	2.668
1.5	0.667	0.938	0.9203	"	0.1058	0.04138	2.556	2.479
1.2	0.833	0.750	0.9178	"	0.1055	0.04388	2.404	2.332
1.0	1.000	0.625	0.9193	"	0.1057	0.04615	2.290	2.221

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 0.970.

App. 6-7 Exp. values for Figs. 6-9, 6-10 (ii) and 6-11 (ii)

($d/a=0.55$) $d=1.1$ cm, $a=2.0$ cm
 $a/D=0.160$ $D=12.5$ cm, $L=24.3$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	0.800	2.079	1.80/23.80	0.1572	0.05367	2.929	3.014
2.9	0.345	0.464	2.080	"	0.1573	0.05670	2.774	2.854
2.0	0.500	0.320	2.155	"	0.1630	0.06240	2.612	2.688
1.5	0.666	0.240	2.149	"	0.1625	0.06604	2.461	2.532
1.2	0.833	0.192	2.145	"	0.1622	0.06962	2.330	2.398
1.0	1.000	0.160	2.143	"	0.1620	0.07296	2.220	2.284
0.6	1.665	0.096	2.141	"	0.1619	0.08150	1.987	2.045

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.029.

$a/D=0.625$ $D=3.2$ cm, $L=25.3$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	3.122	2.139	2.00/24.50	0.1745	0.06789	2.570	2.619
2.9	0.345	1.812	2.133	"	0.1740	0.07190	2.420	2.466
2.0	0.500	1.250	2.133	"	0.1740	0.07730	2.250	2.293
1.5	0.666	0.937	2.129	"	0.1737	0.08358	2.078	2.117
1.2	0.833	0.750	2.125	"	0.1734	0.08845	1.960	1.997
1.0	1.000	0.625	2.122	"	0.1731	0.09296	1.862	1.897
0.6	1.665	0.375	2.119	"	0.1729	0.10460	1.653	1.683

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.019.

App. 6-8 Exp. values for Figs. 6-9, 6-10 (i) and 6-11 (i)

($d/a=0.30$) $d=0.6$ cm, $a=2.0$ cm
 $a/D=0.160$ $D=12.5$ cm, $L=25.6$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	0.800	2.742	1.99/25.50	0.2142	0.09304	2.302	2.337
2.9	0.345	0.464	2.702	"	0.2110	0.09569	2.205	2.238
2.0	0.500	0.320	2.684	"	0.2096	0.10016	2.093	2.124
1.5	0.666	0.240	2.673	"	0.2088	0.10451	1.998	2.028
1.2	0.833	0.192	2.663	"	0.2079	0.10845	1.917	1.946
1.0	1.000	0.160	2.656	"	0.2074	0.11235	1.846	1.874

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.015.

$a/D=0.318$ $D=6.3$ cm, $L=20.3$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	1.589	2.618	1.91/25.50	0.1961	0.08782	2.232	2.261
2.9	0.345	0.922	2.613	"	0.1957	0.09239	2.118	2.146
2.0	0.500	0.636	2.611	"	0.1956	0.09758	2.005	2.031
1.5	0.666	0.477	2.610	"	0.1955	0.10285	1.901	1.926
1.2	0.833	0.381	2.607	"	0.1953	0.10763	1.815	1.839
1.0	1.000	0.318	2.607	"	0.1953	0.11180	1.747	1.770
0.5	2.000	0.159	2.604	"	0.1950	0.12910	1.510	1.530

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.013.

$a/D=0.478$ $D=4.2$ cm, $L=19.8$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	2.398	2.841	1.34/19.80	0.1921	0.09231	2.081	2.129
2.9	0.345	1.387	2.882	"	0.1948	0.09800	1.988	2.034
2.0	0.500	0.956	2.885	"	0.1950	0.10492	1.859	1.902
1.5	0.666	0.717	2.886	"	0.1951	0.11145	1.751	1.791
1.2	0.833	0.574	2.888	"	0.1952	0.11732	1.664	1.702
1.0	1.000	0.478	2.891	"	0.1954	0.12185	1.604	1.641
0.5	2.000	0.240	3.003	"	0.2030	0.14265	1.425	1.460

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.023.

$a/D=0.625$ $D=3.2$ cm, $L=15.0$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	3.125	0.9920	2.95/14.90	0.1964	0.09819	2.000	1.986
2.9	0.345	1.812	0.9838	"	0.1948	0.10160	1.917	1.904
1.5	0.666	0.938	0.9755	"	0.1931	0.11548	1.672	1.660
1.2	0.833	0.750	0.9731	"	0.1927	0.12134	1.588	1.577
1.0	1.000	0.625	0.9674	"	0.1915	0.12705	1.507	1.496
0.5	2.000	0.312	1.0025	"	0.1988	0.15335	1.295	1.285

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 0.993.

App. 6-9 Exp. values for Figs. 6-9, 6-10 (ii) and 6-11 (ii)

$(d/a=0.15)$ $d=0.3$ cm, $a=2.0$ cm

$a/D=0.160$ $D=12.5$ cm, $L=25.4$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$a^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	0.800	2.096	2.00/24.95	0.1680	0.09272	1.812	1.861
2.9	0.345	0.464	2.090	"	0.1675	0.09650	1.735	1.782
2.0	0.500	0.320	2.085	"	0.1672	0.10155	1.646	1.690
1.5	0.666	0.240	2.083	"	0.1670	0.10605	1.575	1.618
1.2	0.833	0.192	2.080	"	0.1667	0.10955	1.522	1.563
1.0	1.000	0.160	2.079	"	0.1667	0.11405	1.462	1.501
0.5	2.000	0.080	2.078	"	0.1666	0.13242	1.258	1.292

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.027.

$a/D=0.625$ $D=3.2$ cm, $L=25.0$ cm

$l'/2$	a/l'	l'/D	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$	$q^*/k\Delta h$
cm			$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$		
5.0	0.200	3.122	2.085	2.00/24.95	0.1671	0.1033	1.618	1.676
2.9	0.345	1.812	2.089	"	0.1674	0.1076	1.556	1.612
2.0	0.500	1.250	2.092	"	0.1677	0.1123	1.493	1.547
1.5	0.666	0.938	2.092	"	0.1677	0.1197	1.401	1.451
1.2	0.833	0.750	2.091	"	0.1676	0.1267	1.323	1.371
1.0	1.000	0.625	2.085	"	0.1671	0.1316	1.270	1.316
0.5	2.000	0.312	2.086	"	0.1672	0.1531	1.092	1.131

Note: $q^*/k\Delta h$ is seepage factor corrected by coefficient of correction 1.036.

App. 7-1 Exp. values for Fig. 7-6

d_1	d_1/h	$R/2$	R	σR	C_s
<i>cm</i>		Ω	Ω		
4.5	0.9	2,385	4,770	4.738	0.211
4.0	0.8	1,782	3,564	3.540	0.282
3.5	0.7	1,424	2,848	2.829	0.353
3.0	0.6	1,213	2,464	2.410	0.415
2.5	0.5	1,031	2,062	2.048	0.488
2.0	0.4	971	1,942	1.929	0.518
1.5	0.3	820	1,640	1.629	0.614
1.0	0.2	614	1,228	1.220	0.820
0.5	0.1	555	1,110	1.103	0.907
0	0	435	870	0.864	1.157

Where $h=5.0$ cm, $\sigma=0.00099 \bar{\sigma}$

d_1	d_1/h	$R/2$	R	σR	C_s
<i>cm</i>		Ω	Ω		
4.9	0.98	124,737	249,474	186,968	0.005
4.75	0.95	8,462	16,924	12,684	0.079
4.5	0.90	2,991	5,982	4,483	0.223
4.0	0.80	2,083	4,166	3,122	0.320
3.5	0.70	1,707	3,414	2,559	0.391
3.0	0.60	1,463	2,926	2,193	0.456
2.5	0.50	1,261	2,522	1,890	0.529
2.0	0.40	1,098	2,196	1,646	0.607
1.5	0.30	971	1,942	1,455	0.687
1.0	0.20	857	1,714	1,285	0.778
0.5	0.10	711	1,422	1,066	0.938
0	0	579	1,158	0.868	1.152

Where $h=5$ cm, $\sigma=0.000749 \bar{\sigma}$

d_1	d_1/h	$R/2$	R	σR	C_s
<i>cm</i>		Ω	Ω		
4.9	0.98	24,286	48,572	31,572	0.032
4.5	0.90	3,287	6,574	4,273	0.234
4.0	0.80	2,529	5,058	3,288	0.304
3.5	0.70	2,144	4,228	2,748	0.364
3.0	0.60	1,779	3,558	2,313	0.432
2.5	0.50	1,601	3,202	2,081	0.481
2.0	0.40	1,361	2,722	1,769	0.565
1.5	0.30	1,195	2,390	1,554	0.644
1.0	0.20	1,034	2,068	1,344	0.744
0.5	0.10	857	1,714	1,114	0.898
0	0	637	1,274	0.828	1.208

Where $h=5$ cm, $\sigma=0.00065 \bar{\sigma}$

App. 7-2-1 Exp. values for Figs. 7-9, 7-10, 7-11 and 7-12

 $(d_1/h=0.9, d_2/d_1=0.5)$ $h=4.0$ cm, $d_1=3.6$ cm, $d_2=1.8$ cm, $L=10.0$ cm

$w/2$	(i) $w/2h$	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2kAh$	(ii) $q_{w/2}/q$	(i)/(ii)
<i>cm</i>		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$			
10.0	2.5	1.608	2.00/15.90	0.2023	0.7796	0.2594	0	—
8.0	2.0	1.612	"	0.2028	0.7860	0.2580	0.9946	2.010
6.0	1.5	1.620	"	0.2037	0.7935	0.2567	0.9896	1.517
4.0	1.0	1.621	"	0.2039	0.7998	0.2549	0.9827	1.018
2.8	0.7	1.624	"	0.2042	0.8098	0.2522	0.9722	0.720
2.0	0.5	1.625	"	0.2044	0.8285	0.2467	0.9510	0.525
1.2	0.3	1.626	"	0.2045	0.9625	0.2125	0.8192	0.367
0.8	0.2	1.632	"	0.2053	1.0540	0.1948	0.7510	0.266
0.4	0.1	1.634	"	0.2055	1.5450	0.1330	0.5127	0.195
0.2	0.05	1.634	"	0.2056	2.7640	0.0744	0.2867	0.175

Note: $q_{w/2}/q = q_{w/2h} = i/q_{w/2h} = 2.5$

($d_1/h=0.6, d_2/d_1=0.5$) $h=4.0$ cm, $d_1=2.4$ cm, $d_2=1.2$ cm, $L=9.6$ cm

$w/2$	(i) $w/2h$	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	(ii) $q_{w/2}/q$	(i)/(ii)
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$			
9.6	2.4	1.348	2.00/14.83	0.1819	0.3830	0.4749	0	—
8.0	2.0	1.361	"	0.1837	0.3896	0.4715	0.9928	2.015
6.0	1.5	1.369	"	0.1847	0.3927	0.4703	0.9903	1.514
4.0	1.0	1.374	"	0.1854	0.3979	0.4659	0.9810	1.020
2.8	0.7	1.386	"	0.1870	0.4111	0.4549	0.9579	0.731
2.0	0.5	1.391	"	0.1876	0.4354	0.4309	0.9073	0.551
1.2	0.3	1.408	"	0.1899	0.5169	0.3674	0.7736	0.388
0.4	0.1	1.412	"	0.1905	1.0270	0.1855	0.3906	0.256
0.2	0.05	1.414	"	0.1907	1.9960	0.0955	0.2012	0.249

Note: $\frac{q_w}{2} = \frac{q_{w=i}}{2h} = \frac{q_{w=2.4}}{2h}$

App. 7-2-2 Exp. values for Figs. 7-9, 7-10, 7-11 and 7-12

($d_1/h=0.3, d_2/d_1=0.5$) $h=4.0$ cm, $d_1=1.2$ cm, $d_2=0.6$ cm, $L=12.0$ cm

$w/2$	(i) $w/2h$	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	(ii) $q_{w/2}/q$	(i)/(ii)
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$			
12.0	3.0	1.828	1.90/25.50	0.1362	0.1804	0.7549	0	—
8.0	2.0	1.819	"	0.1355	0.1800	0.7527	0.9971	2.007
6.0	1.5	1.819	"	0.1355	0.1809	0.7490	0.9921	1.511
4.0	1.0	1.819	"	0.1355	0.1844	0.7348	0.9734	1.028
3.2	0.8	1.802	"	0.1342	0.1863	0.7203	0.9542	0.839
2.4	0.6	1.793	"	0.1335	0.1935	0.6901	0.9142	0.657
1.6	0.4	1.789	"	0.1332	0.2099	0.6346	0.8406	0.476
0.8	0.2	1.782	"	0.1328	0.2700	0.4919	0.6516	0.307
0.4	0.1	1.781	"	0.1327	0.3966	0.3346	0.4432	0.226
0.2	0.05	1.780	"	0.1326	0.7099	0.1868	0.2474	0.202

Note: $\frac{q_w}{2} = \frac{q_{w=i}}{2h} = \frac{q_{w=3.0}}{2h}$

($d_1/h=0.1, d_2/d_1=0.5$) $h=5.0$ cm, $d_1=0.5$ cm, $d_2=0.25$ cm, $L=12.0$ cm

$w/2$	(i) $w/2h$	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/2k\Delta h$	(ii) $q_{w/2}/q$	(i)/(ii)
cm		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$			
12.0	2.4	2.091	1.90/24.83	0.1600	0.1442	1.110	0	—
10.0	2.0	2.093	"	0.1601	0.1445	1.108	0.9982	2.005
7.5	1.5	2.098	"	0.1605	0.1455	1.103	0.9937	1.510
5.0	1.0	2.101	"	0.1607	0.1481	1.085	0.9775	1.023
3.5	0.7	2.103	"	0.1608	0.1542	1.043	0.9396	0.745
2.5	0.5	2.101	"	0.1607	0.1629	0.980	0.8887	0.563
1.5	0.3	2.102	"	0.1608	0.1846	0.871	0.7848	0.383
0.5	0.1	2.101	"	0.1608	0.2744	0.586	0.5279	0.190
0.3	0.06	2.103	"	0.1608	0.3583	0.449	0.4043	0.148

Note: $\frac{q_w}{2} = \frac{q_{w=i}}{2h} = \frac{q_{w=2.4}}{2h}$

$T/h=2.0$

App. 7-3 Exp. values for Fig. 7-14 (i), (ii)

Sheet pile (S_h)

d/h	l_s/h	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$
		$k\Omega$		$k\Omega$	$k\Omega$	
0	0	0.5500	1.77/17.92	0.5440	0.1561	0.348
0.05	0.10	0.5503	"	0.5445	0.1590	0.342
0.15	0.30	0.5503	"	0.5445	0.1657	0.328
0.25	0.50	0.5504	"	0.5445	0.1727	0.315
0.35	0.70	0.5504	"	0.5445	0.1821	0.299
0.50	1.00	0.5507	"	0.5448	0.2015	0.270
0.70	1.40	0.5508	"	0.5449	0.2442	0.223
0.85	1.70	0.5510	"	0.5450	0.3090	0.176
0.95	1.90	0.5509	"	0.5450	0.5627	0.097

Block (B_1) $w/h=0.11$

d/h	l_s/h	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$
0	0	2.653	2.00/19.41	0.3120	0.8968	0.3480
0.055	0.222	2.783	"	0.3280	1.0034	0.3268
0.166	0.444	2.787	"	0.3281	1.0583	0.3105
0.278	0.666	2.790	"	0.3282	1.1025	0.2979
0.389	0.888	2.793	"	0.3284	1.1635	0.2822
0.444	1.000	2.808	"	0.3305	1.2327	0.2680
0.555	1.222	2.820	"	0.3320	1.3255	0.2520
0.777	1.666	2.817	"	0.3318	1.7470	0.1898
0.945	1.888	2.822	"	0.3321	3.1900	0.1040

Block (B_2) $w/h=0.20$

d/h	l_s/h	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$
0	0	0.6987	2.00/20.38	0.0685	0.1970	0.348
0.05	0.3	0.7042	"	0.0691	0.2214	0.312
0.15	0.5	0.7036	"	0.0690	0.2321	0.297
0.30	0.8	0.7023	"	0.0690	0.2506	0.275
0.50	1.2	0.7014	"	0.0689	0.2887	0.238
0.70	1.6	0.7004	"	0.0688	0.3584	0.192
0.85	1.9	0.6988	"	0.0686	0.4968	0.139
0.90	2.0	0.6987	"	0.0686	0.5980	0.115

App. 7.4 Exp. values for Figs. 7.16 and 7.17

 $d=0.5 D$

m	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$
0	0.9578	1.810/19.18	0.09040	0.1260	0.717
0.5	0.9445	"	0.08910	0.1424	0.625
1	0.9370	"	0.08850	0.1547	0.571
2	0.9316	"	0.08790	0.2161	0.407
3	0.9289	"	0.08760	0.2720	0.322
5	0.9255	"	0.08740	0.3809	0.230

 $d=0.3 D$

m	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$
0	0.9098	18.22/19.45	0.08515	0.1410	0.604
0.5	0.9105	"	0.08530	0.1910	0.447
1	0.9098	"	0.08515	0.2213	0.385
2	0.9095	"	0.08520	0.3147	0.275
3	0.9104	"	0.08530	0.4132	0.206
5	0.9107	"	0.08540	0.6182	0.138

 $d=0.1 D$

m	R_1'	b/l	R_1''	R	$q/k\Delta h$
0	1.3540	1.310/19.50	0.09100	0.3270	0.278
0.5	1.3550	"	0.09100	0.3804	0.239
1	1.3565	"	0.09100	0.4568	0.199
2	1.3530	"	0.09095	0.6558	0.139
3	1.4140	"	0.09500	0.9204	0.103
5	1.4070	"	0.09440	1.3680	0.069