

# 砂防ダム底面にかかる揚圧力に関する研究

日 置 象 一 郎

SHOICHIRO HEKI : Studies on the uplift pressure on base of Sabō-dam

**摘 要** 砂防ダムは貯水ダムと異なりその機能上当然堆砂を生ずる。従つて砂防ダムの揚圧力がこの堆砂によつてどのように影響を受けるかを理論的解析解と実験とによつて検討を行ない、堆砂状態のいかなる場合においてもその揚圧力を知る解法を得た。

揚圧力を生ずる水は地下水の流れとして解くことが出来、しかも、2次元として考えられる。地下水の流れが2次元の定常的な流れであるならば、等角写像によつて解明されることが出来るから、Schwarz-Christoffel の定理を応用して揚圧力分布の解析を行なつた。種々の条件についての実験をサンドモデルによる方法と電氣的解析法による方法とを併用して行ない、実験結果と解析解の数値計算の結果とを照合して考察した。

1) ダムの下流側に堆砂なく上流側に堆砂を進行させると揚圧力は減少し、ダム底面よりの堆砂高がダム底面長と等しくなると堆砂のない場合の約65%まで低下する。ここで、ダム上流面が鉛直な場合、堆砂の進行による揚圧力降下は最も大きく、上流面が緩になるに従つてわずかずつ影響は小さくなる。

2) ダム上下流両側の堆砂が等しい場合(ダム底面が砂層中に埋め込まれている場合)、堆砂の進行に従い(埋め込みの深さが増すに従い)上流端揚圧力の降下と同じ割合で全く対称的に下流端揚圧力が上昇し、上流端では約65%に、下流端では約35%に漸近する。この場合、埋め込みの深さのいかなる時も全揚圧力比率は等しく、ダム底面よりの堆砂高がダム底面長以上になると圧力分布S曲線はほとんど直線に近づく。

3) ダム底面を砂層中に埋め込んで上流側のみ堆砂が進行する場合、揚圧力は次第に降下し下流側に堆砂がない場合限りなく近づく、すなわち、下流側堆砂による影響が次第に少なくなる。また、下流側堆砂の相異による上流側堆砂高の進行につれて降下する上流端揚圧力比を示す曲線は互いに決して交わることがない。

以上の結論から、解析解および実験の結果をもととして検討を加え、ダム上下流両側の堆砂状態がいかなる場合においても揚圧力が求められる図表を得た。

## I 緒 言

治水利水のために築造される一般のダムの揚圧力については従来から数多くの研究が行なわれている。ダム底面に作用する揚圧力の研究の先がけをなしたのは19世紀末期にフランスの M. Lévy である<sup>1)</sup>。それに引続いて外国では Weber<sup>2)</sup>, Forchheimer<sup>3)</sup>, Weaver<sup>4)</sup>, Muskat<sup>5)</sup> などの研究があり、わが国では浜田徳一<sup>6)</sup>, 嶋祐二<sup>7)</sup>, 丹羽義次<sup>8)</sup>などがこの問題の種々の場合についての研究を行なつて、理論的にまた実験的に基礎づけた。またダム内部の揚圧力については S. Leliavsky の研究<sup>10)</sup>がある。

このように揚圧力について数多くの研究が発表され、止水壁のある場合、不透水層が介在する場合など、また実験的方法についてもいろいろ検討されている。

従来、砂防ダムはかなり高いものが基礎を岩盤につけず砂層上に構造される場合が少なくなかつたにもかかわらず、浸透水によるダム底面に作用する揚圧力について余り考慮されていない。このように砂防ダムの揚圧力が余り問題にされなかつたのは、(1) 砂防ダムが比較的到低いこと、(2) 砂防ダムの断面決定に際して水圧などの外力をかなり大きくとること、(3) 砂防ダムの目的が貯水でないので平常時多くはほとんど水を貯めていないこと、それに加えて、(4) 上流側に堆砂を生ずることによつて浸透水の経路が長くなつてダム底面に作用する揚圧力は小さくなるという推論と、(5) 砂防ダムの水抜孔の存在によつてダム背後の浸透水は大部分が排除されて浸透圧を減少させるであろうという考え、などによつていたようである。しかし、最近、砂防ダムもかなりの高さのものが構築され、貯砂による流出土砂の調節とともに洪水調節、農業用水

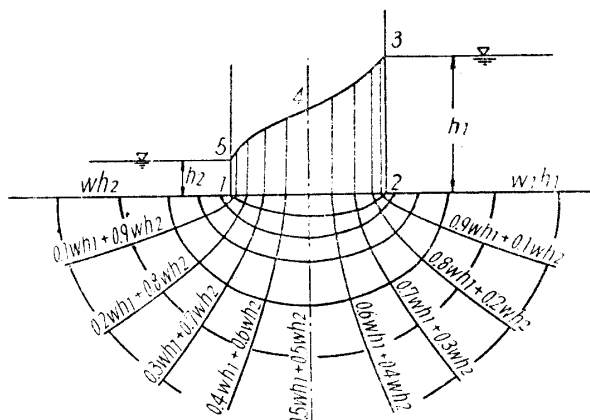
の貯水その他をも兼ねるものが出来た。一方、砂防ダムの破壊、ダムの底抜け、その他の故障などの原因について考える時、揚圧力を軽視することが出来ない現状にある。ここに砂防ダムの揚圧力を詳しく検討する必要があるにもかかわらず、これについて検討されたもの<sup>11)</sup>は少ない。砂防ダムの揚圧力が重視されなかつた理由として挙げたもののうち(4)堆砂による影響と(5)砂防ダムの水抜孔の効果とが論点となるであろう。後者については郷原<sup>12)</sup>の研究によつて水圧減少効果は極めて小さいことが明らかにされている。ゆえに、残された問題は「堆砂が生ずる」ことによつて揚圧力にどのような影響があるかという点にしばられよう。

著者はこの点に着目し、ダム上流側下流側に高さを異にする堆砂がある場合の解法について1957年から研究<sup>13-16)</sup>を行ない、今、この堆砂高がいかなる場合でもダム底面にかかる揚圧力を容易に算定することの出来る解法を得たので、これらを取りまとめて報告する。

## II 理論および数値解法

### 1 揚圧力について<sup>1, 5, 10, 17, 18)</sup>

ダムは露出面のほか底面および堤体自身の中にも水圧を受けている。そのうち水平方向の水圧は堤体外部の静水圧に含まれるものと考えてよい。上向のものは揚圧力といい、堤体の自重および静水圧について重要な外力で、しかも堤体の安全に対して好ましくないものであるから、ダム設計上十分注意しなければならない。すなわち、揚圧力は上部のダムの有効重量を減ずるもので、この圧力を生ずる水は基礎の間隙を通じ、あるいは構造物自体の空隙<sup>10)</sup>を通じて浸透する。

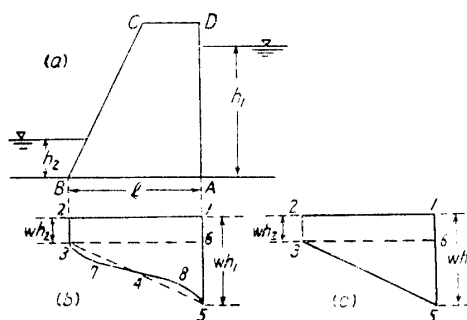


第1図

一般的概念として揚圧力の原理は次のように説明されている。最も簡単で理想的な場合を仮定して、無限の深さと水平の広がりを持つ均質な基礎面上に直線

底面をもつ不透水性コンクリートダムに揚圧力を生ずる水は第1図のような地下水流の状態を表わし同心半円の流線となる。この流線のあらゆる点で直角である双曲線は基礎中およびダム底面において等静水圧線を表わす。ここでダム底面1-2上に水深で表わされた合成静水圧S曲線3-4-5はダム底面に作用される揚圧力であるという。

この流線および圧力線の網を流線網といい、これらは地下水流の理論で解説されることが出来る。



第2図

第2図において、水の単位重量を  $w$  で表わすと、1-5と2-3はそれぞれ  $wh_1$ ,  $wh_2$  である。揚圧力強度分布は(b)図の1-2-3-7-8-5で表わされる。もし、直線3-4-5が曲線3-7-8-5の代りに置き換えられても分布はわずかに変わっているかも知れないが、平均圧力にはほとんど変わりがないので、このような置き換えは一般に許容される。それゆえ、1-2-3-5の簡単な圧力図(c)を実際に用いてもさしつかえない。

ゆえに、全揚圧力  $U_p$  は圧力が働くと思われるダム底面の一部の面積にこの圧力強度分布図を適用して求められる。

$$U_p = Cw \left\{ h_2 + \frac{1}{2} p_e (h_1 - h_2) \right\} A \dots\dots\dots (1)$$

C : 静水圧が働く面積の底の面積に対する比率。

A : 底の面積。

$p_e$  : 種々の条件によつて消滅しないで残つた揚圧力水頭の  $(h_1 - h_2)$  水頭に対する比率。

なお、この作用線は台形1-2-3-5の重心を通る。

### 2 地下水の流れ<sup>19-23)</sup>

土砂の間隙を流れる地下水流は粘性流体と考えられ、層流運動の築囲内では Darcy の法則に従うから、地下水流の運動は Navier-Stokes の運動方程式で表わされる。特に、ダムに揚圧力を生ずる地下水の流れは2次的に取り扱われるのが普通である。

今、 $y$  軸を鉛直に  $x$  軸を水平方向にとり、 $y$  の符号は上向を正にとつて、 $x$  および  $y$  の速度成分を  $u$ ,  $v$  とすれば、地下水流を2次元として取り扱つた運動方程式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 u. \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 v. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0. \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 $\rho$ ：水の比重、 $p$ ：圧力強度、  
 $\mu$ ：水の粘性係数、

$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$ ：Laplace の微分記号。

(2) 式において各右辺最後の項は粘性による抵抗を示し、層流運動では Darcy の法則に従うから透水係数  $k$  によつて表わされる粘性抵抗の項を用いると

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{u}{k}. \\ \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} &= -\frac{\partial h}{\partial y} - \frac{v}{k}. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 $h = y + \frac{p}{g\rho}$ .

となり、さらに均質な透水層を地下水が定常的に流れているとき、 $\phi = kh = k\left(y + \frac{p}{\rho g}\right)$  なる速度ポテンシャルを導入すると、

$$\left. \begin{aligned} u &= -\frac{\partial \phi}{\partial x}. \\ v &= -\frac{\partial \phi}{\partial y} - \rho gh. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

で表わされる。これを連続方程式 (3) に代入すると

$$\nabla^2 \phi \equiv \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0. \dots\dots\dots(6)$$

となつて Laplace の微分方程式を満足するポテンシャル流であることがわかる。

このように連続方程式が成立すれば特に 2 次元流では恒等的に満す流れの関数  $\phi$  が導入出来る、

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{\partial \phi}{\partial y}. \\ v &= -\frac{\partial \phi}{\partial x} - \rho gh. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

$$\nabla^2 \phi \equiv \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0. \dots\dots\dots(8)$$

となつて  $\phi$  ももまた Laplace の微分方程式を満足する。

次に (5) 式と (7) 式より

$$\left. \begin{aligned} u &= -\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}. \\ v &= -\frac{\partial \phi}{\partial y} - \rho gh = -\frac{\partial \psi}{\partial x} - \rho gh. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

上式 (9) は Cauchy-Riemann の式を満足していることを示している。すなわち、複素関数の理論によれば、

$i = \sqrt{-1}$  なる純虚数を用いて複素速度ポテンシャル  $W = \phi + i\psi$  を定義し、複素物理面  $Z = x + iy$  との間に正則関数関係  $W = f(Z)$  があれば、 $\nabla^2 \phi = 0$ 、 $\nabla^2 \psi = 0$  とともに満たされる。

このように地下水流の問題を 2 次元の定常的な流れとして解くとき等角写像によつて解明することが可能である。

### 3 砂防ダム底面に作用する揚圧力の解法<sup>5, 21~27)</sup>

前述の関係から地下水の流れを求める場合、地表面においては  $u=0$  であり、ダム上流壁面および底面では流体は壁面をつき通つて流れるはずがないから壁面と直交する流速成分が 0 であるような流れを求めればよい。また、(9) 式の  $-\rho gh$  は  $y$  の負方向に向つて等速度で流れる平行流を表わすから、予め求めるポテンシャル関数から取り去つたものを考え、のちにこの項を加えて所要の関数を求めればよい。

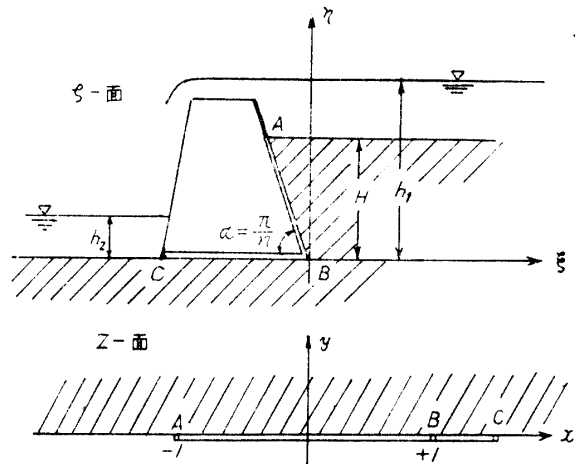
すなわち、 $\zeta$ -面において段落を有する境界で限られた内部を  $z$ -面の  $x$  軸上の上半部に写像し、これを半無限長方形内部の平行流に変換すれば、この写像はすべて Schwarz-Christoffel の定理によつて求めることが出来る。 $\zeta$ -面で直線によつて出来た多角形の内部を  $z$ -面の実軸の上半部に写像するとき  $\zeta$  と  $z$  との関係は次のような式で与えられる。

$$\frac{d\zeta}{dz} = C_0(z - A_1)^{\alpha_1/\pi - 1} \cdot (z - A_2)^{\alpha_2/\pi - 1} \dots\dots (z - A_n)^{\alpha_n/\pi - 1} \dots\dots\dots(10)$$

ここで、 $C_0$  は定数、 $A_1, A_2, \dots, A_n$  は  $\zeta$ -面における多角形の各頂点に対応する  $z$ -面  $x$  軸上の座標、 $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$  は  $\zeta$ -面の各頂点における内角である。

#### a. ダム底面が砂層上にある場合<sup>13)</sup>

砂層は均一な透水係数と無限の広がりをもつものと仮定し、下流側には堆砂なく上流側の堆砂が進行することによつてダム底面におよぼす揚圧力の変化を考



第3図

える。

この場合の  $\zeta$ -面および  $z$ -面の関係は第3図のように  $\zeta$ -面の斜線の部分が  $z$  の実軸上半部に移される。ダム上流法面上の堆砂面  $A$  を  $z$ -面の  $-1$  に、上流法下端  $B$  を  $+1$  に対応させば (10) 式は

$$\frac{d\zeta}{dz} = C_0(z+1)^{1/n-1}(z-1)^{1-1/n} \dots\dots(11)$$

となり、ここに上流法面が水平面となす角は  $\pi/n$  を以て表わす。(11) 式を積分すると

$$\zeta = C_0 \left\{ (z+1)^{1/n}(z-1)^{1-1/n} - 2(n-1) \int \frac{Y^{n-1}}{1-Y^n} dY \right\} + C_n \dots\dots(12)$$

ただし、 $Y = \left( \frac{z-1}{z+1} \right)^{1/n}$ .

を得る。(12) 式第2項の積分は  $n$  が簡単な整数の場合容易にその関数形が求められる。

すなわち、 $\alpha=90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$  の場合、 $n=2, 3, 4$  について (12) 式を計算し、 $\zeta$ -面における堆砂の高さを  $H$  で表わし積分常数を決定すると次のような結果が与えられる。

i)  $n=2, \alpha=90^\circ,$

$$\zeta_2 = -\frac{H}{\pi} \left\{ (z+1)^{1/2}(z-1)^{1/2} - \cosh^{-1}z \right\} \dots\dots(13)$$

ii)  $n=3, \alpha=60^\circ,$

$$\begin{aligned} \zeta_3 = & -\frac{3H}{4\pi} \left\{ (z+1)^{1/3}(z-1)^{2/3} - \frac{2}{3} \log \right. \\ & \left. \{ (z+1)^{2/3} + (z+1)^{1/3}(z-1)^{1/3} + (z-1)^{2/3} \} \right. \\ & + \frac{4}{3} \log \{ (z+1)^{1/3} - (z-1)^{1/3} \} \\ & + \frac{4}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \left\{ \frac{(1+z)^{1/3} + 2(1-z)^{1/3}}{\sqrt{3}(1+z)^{1/3}} \right\} \\ & \left. + \frac{H}{2\sqrt{3}} \right\} \dots\dots(14) \end{aligned}$$

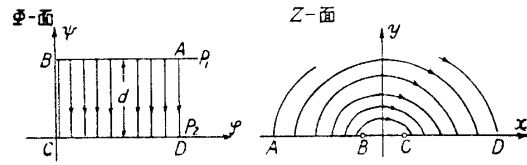
iii)  $n=4, \alpha=90^\circ$

$$\begin{aligned} \zeta_4 = & -\frac{2H}{3\pi} \left\{ (z+1)^{1/4}(z-1)^{3/4} - 3 \tanh^{-1} \left( \frac{z-1}{z+1} \right)^{1/4} \right. \\ & \left. + 3 \tan^{-1} \left( \frac{z-1}{z+1} \right)^{1/4} \right\} \dots\dots(15) \end{aligned}$$

ここに  $\zeta = \xi + i\eta, z = x + iy$  であるから  $\zeta$ -面における流れの状態を求めるにはこれを実部と虚部に分けなければならない。今、目的とするのはダム底面での圧力分布であるから、 $\zeta$ -面においてこの条件に当たる点に対応する  $z$  の座標だけを求めればよい。

$\zeta$ -面における上流法面上の点は  $z$ -面の実軸上の  $-1$  から  $+1$  までの間に、底面上の点は  $+1$  より右側の点に対応するから、(13) (14) (15) 式の  $z$  に対し実数  $x$  を代入し、 $(-1)^{1/2}, (-1)^{1/3}, (-1)^{2/3}, (-1)^{1/4}$  などの値に対しそれぞれの主値  $i, \frac{1}{2} + i\frac{\sqrt{3}}{2}, -\frac{1}{2} + i\frac{\sqrt{3}}{2},$

$\sqrt{2} + i\sqrt{2}$  などの値をとることに注意して計算すれば、 $\zeta$ -面における所要点と対応する  $z$ -面上の位置が容易に得られる。



第4図

次に第4図、 $\Phi$ -面における半無限長方形内部を  $z$ -面の実軸上に写像する関数は等角写像の最も基礎的な形のひとつであつて、

$$\frac{d\Phi}{dz} = (z^2-1)^{1/2} \dots\dots(16)$$

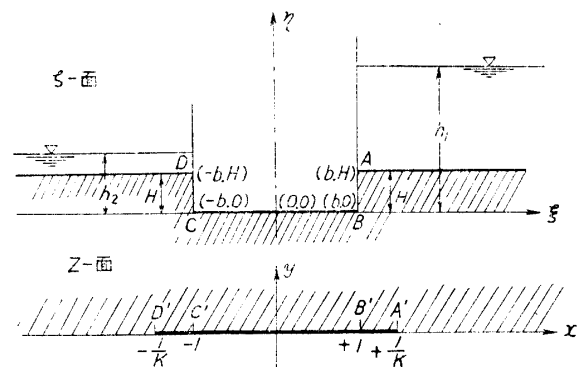
$$\Phi = \frac{d}{\pi} \cosh^{-1}z \dots\dots(17)$$

となる。ここで  $d$  は  $\Phi$ -面の長方形の高さである。 $\Phi$ -面において辺  $AB$  から辺  $CD$  へ直線をなし虚軸に平行に流れる流れは、 $z$ -面の実軸上半面内に、実軸  $-1$  より左側の部分から直角に流出し、 $+1$  より右側へ直角に流入するような半円の流れに写される。よつて  $\Phi$ -面で距離  $d$  の間に生ずるポテンシャル差を  $\zeta$ -面のダム上下流水位差  $h_1 - h_2$  に等しくなるように決めれば、堆砂面からダム下流端までの各点におけるポテンシャル降下を求めることができる。

すなわち、(13) (14) (15) 各式と (17) 式とを組合せ数値計算を行なえば求めることができる。(後示.\* 第11図)

**b. ダム底面を基礎砂層に埋め込んだ場合<sup>15)</sup>**

基礎は均一な透水係数で無限の広がりとは定し、計算を簡単にするためダムの上下流両法面とも鉛直とする。



第5図

第5図のように基礎砂層から深さ  $H$  にダム底面  $BC$  をとると  $\zeta$ -面斜線部が透水層に当たる。Schwarz-Christoffel の定現より透水層の領域は  $z$ -面の実軸上

半部に写像される。すなわち、 $\zeta$ -面の  $A, B, C, D$  が  $z$ -面の  $x$  軸上でそれぞれ、 $+\frac{1}{k}, +1, -1, -\frac{1}{k}$  に対応すれば、(10) 式より

$$\frac{d\zeta}{dz} = C \left( z + \frac{1}{k} \right)^{-1/2} (z+1)^{1/2} (z-1)^{1/2} \left( z - \frac{1}{k} \right)^{-1/2} \dots\dots\dots(18)$$

$$\zeta = C \left( k - \frac{1}{k} \right) \int_0^z \frac{dz}{\sqrt{(1-z^2)(1-k^2z^2)}} + C \frac{1}{k} \int_0^z \frac{\sqrt{1-k^2z^2}}{1-z^2} dz \dots\dots\dots(19)$$

が得られる。(19) 式の第1項は第1種だ円積分、第2項は第2種だ円積分である。

$1 \geq z \geq 0$  のとき、(19) 式に  $z = \sin \theta$  と置いて、

$$\zeta = C \left( k - \frac{1}{k} \right) \int_0^\theta \frac{d\theta}{\sqrt{1-k^2 \sin^2 \theta}} + C \frac{1}{k} \int_0^\theta \sqrt{1-k^2 \sin^2 \theta} d\theta \dots\dots\dots(20)$$

が与えられる。ここでダム底面長  $l=2b$ 、埋め込みの深さ  $H$  に注意して母数  $k$  を求め、関数表<sup>27)</sup>によつて試算で求めることが出来る。すなわち、求めるのはダム底面に作用する圧力分布であるから、この点に相当する座標を求め、この間におけるポテンシャル降下を計算して対応させれば求めることが出来る。

$\frac{1}{k} \geq z \geq 1$  のとき、 $z = \frac{1}{k}$  は  $\zeta = b + iH$  に対応するから、(19) 式を次のよう変形する。

$$\zeta = b + iH = C \left( k + \frac{1}{k} \right) \left\{ \int_0^1 \frac{dz}{\sqrt{(1-z^2)(1-k^2z^2)}} + \int_1^{1/k} \frac{dz}{\sqrt{(1-z^2)(1-k^2z^2)}} \right\} + C \frac{1}{k} \left\{ \int_0^1 \sqrt{\frac{1-k^2z^2}{1-z^2}} dz + \int_1^{1/k} \sqrt{\frac{1-k^2z^2}{1-z^2}} dz \right\} \dots\dots(21)$$

ここで、 $K, E$  はそれぞれ第1種および第2種完全だ円積分を、 $K', E'$  は填補母数  $k'$  による第1種および第2種完全だ円積分  $K(k'), E(k')$  を表わせば、

(21) 式は  $C=1$  おけば、次のようになる。

今、 $z=1$  は  $\zeta=b$  に対応するから

$$\left( k - \frac{1}{k} \right) K - \frac{1}{k} E = b \dots\dots\dots(22)$$

$$kK' - \frac{1}{k} E' = H \dots\dots\dots(23)$$

ゆえに、堆砂高  $H$  の底面長の半分  $b$  に対する比  $H/b$  を求めることが出来る。

この計算例を示す。すなわち、第1表の  $H/b$  は堆砂高  $H$  の底面長の半分  $b$  に対する比である<sup>27)</sup>。

次に、再び、半無限長方形内部の平行流の写像変換により写像関数は次のようになる。

$$\frac{d\Phi}{dz} = C_0 \left( z - \frac{1}{k} \right)^{-1/2} \left( z + \frac{1}{k} \right)^{-1/2}$$

$$\therefore \Phi = C_0 \cosh^{-1}(kz) + C_2 \dots\dots\dots(24)$$

ここで、 $z = \frac{1}{k} \cosh \frac{\Phi}{C}$  であつて、 $z = \frac{1}{k}, -\frac{1}{k}$  はそれぞれ、 $\Phi=0, i\pi C$  に対応する。ゆえに、

$$\Phi = \frac{d}{\pi} \cosh^{-1}(kz) \dots\dots\dots(25)$$

今、平行流の距離を  $\varphi_2 - \varphi_1 = \Delta\varphi$  とすれば

$$\varphi = \frac{\Delta\varphi}{\pi} \cos^{-1} kz + \varphi_1 \dots\dots\dots(26)$$

となる。(26) 式において  $\varphi_1, \varphi_2$  を適当に定めればポテンシャル降下を求めることが出来、(20) 式によつて  $\zeta$ -面の相当する点を求めればダム底面における揚圧力分布を知ることが出来る。

第2表は第1表によつて得られた  $H/b$  の1, 2の値について(20) (28) 式によりダム底面の位置に対応する揚圧力  $p_z$  を求めたものである。 $\zeta$  の実部(第1項)はダム底面における位置を示し、虚部(第2項)は堆砂高  $H$  を示す。また  $p_z$  は(28) 式において  $\Delta\varphi = \pi, \varphi_1 = 0$  とおいて求めた値を  $\pi$  で除したものであつて、これは  $\frac{h-h_2}{h_1-h_2}$  を示している。

これらの数値計算<sup>15,27)</sup>の結果によつて描かれる揚圧力分布図(第13図)は後述の考察の節(VI. 2. b)で示す。<sup>\*1</sup>

### III 実 験<sup>14,16)</sup>

#### 1. 実験方法<sup>2,5,7,28-31)</sup>

ダム底面に作用する揚圧力に関する模型実験を行なうには、(1) サンドモデルによる方法、(2) 粘性液体を利用する Hele-Shaw の方法、(3) 電気的解析法などの方法がある。(2) を viscous fluid model または parallel plate model と (3) electrical analogy test を electrical model とともに称している<sup>28)</sup>。

(1) サンドモデルによる方法は水槽に砂を入れ、模型ダムを砂層上または砂層に埋め込んで設置し、直接、水を浸透させて揚圧力分布を測定する方法である。

(2) 粘性液体を利用する Hele-Shaw の方法は2枚のガラス板ではさまれた狭い間隙中を粘性液体がゆるやかな速度で流れる時、層流速度分布を保たせると壁と直角の方向から観測した平均的な流れの場がポテンシャル場となるという Hele Shaw の発見した方法である。自由表面が自動的に求められるという利点を持つが、必要な境界条件についてはそれぞれ新しい装置を作らねばならないという欠点がある。

(3) 電気的解析法は Wyckoff や Reed などの研究によるもので、地下水の Darcy の法則が電流に関する Ohm の法則と相似していること、すなわち、電場

第1表  $k = \sin\theta$   $K = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \sin^2\theta \sin^2\varphi}}$   $E = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \sin^2\theta \sin^2\varphi} d\varphi$

$\theta$	$k$	$\frac{1}{k}$	$(\frac{1}{k} - k)K$	$\frac{1}{k}E$	$b$	$\frac{1}{k}E'$	$kK'$	$H$	$\frac{H}{b}$
0	0.								
24	0.40674	2.45850	3.37024	3.69676	0.3265	2.83846	0.95335	1.8851	5.7736
36	0.58776	1.70130	1.93919	2.42395	0.4847	2.15750	1.18337	1.0741	2.2158
42	0.65606	1.49447	1.51935	2.05726	0.5379	1.97852	1.24722	0.7312	1.3583
45	0.70711	1.41421	1.31103	1.91009	0.5991	1.91008	1.31103	0.5990	1.0000
48	0.74315	1.34563	1.14538	1.78140	0.6361	1.85226	1.34670	0.5056	0.7948
54	0.80902	1.23607	0.85977	1.56752	0.7077	1.76110	1.40890	0.3522	0.4976
66	0.91355	1.09464	0.42446	1.26381	0.8393	1.64596	1.50059	0.1454	0.1732
90	1.00000	1.00000							

第2表

$K = \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \sin^2\theta \sin^2\varphi}}$   $E = \int_0^{\varphi} \sqrt{1 - \sin^2\theta \sin^2\varphi} d\varphi$

$\zeta = (\frac{1}{k} - k)K - \frac{1}{k}E - iH$   $p_z = \cos^{-1}(kz) \times \frac{1}{180^\circ}$

(a)  $\theta = 36^\circ$   $k = 0.58779$   $\frac{1}{k} = 1.70130$   $\frac{H}{b} = 2.2158$

$\varphi$	$z$	$(\frac{1}{k} - k)K$	$\frac{1}{k}E$	$\zeta$	$p_z$
90	1.0000	1.93919	2.42394	0.4848 - 1.0741 <i>i</i>	0.3000
75	0.9659	1.58096	2.06148	0.4805 "	0.3078
60	0.8660	1.23404	1.68713	0.4531 "	0.3300
45	0.7071	0.90448	1.29305	0.3886 "	0.3635
30	0.5000	0.59211	0.87731	0.2852 "	0.4050
15	0.2588	0.29266	0.44366	0.1510 "	0.4514
0	0.				0.5000

(b)  $\theta = 45^\circ$   $k = 0.70711$   $\frac{1}{k} = 1.41421$   $\frac{H}{b} = 1.0000$

$\varphi$	$z$	$(\frac{1}{k} - k)K$	$\frac{1}{k}E$	$\zeta$	$p_z$
90		1.31103	1.91008	0.5991 - 0.5990 <i>i</i>	0.2500
75		1.05209	1.64537	0.5932 "	0.2607
60		0.80782	1.36463	0.5568 "	0.2902
45		0.58409	1.05809	0.4740 "	0.3333
30		0.37874	0.72414	0.3454 "	0.3849
15		0.18618	0.36814	0.1819 "	0.4414

(c)  $\theta = 54^\circ$   $k = 0.80902$   $\frac{1}{k} = 1.23607$   $\frac{H}{b} = 0.4976$

$\varphi$	$z$	$(\frac{1}{k} - k)K$	$\frac{1}{k}E$	$\zeta$	$p_z$
90		0.85977	1.56752	0.7077 - 0.3522 <i>i</i>	0.2000
75		0.67340	1.37332	0.6999 "	0.2145
60		0.50523	1.15786	0.6526 "	0.2529
45		0.35919	0.90971	0.5506 "	0.3061
30		0.23046	0.62839	0.3979 "	0.3674
15		0.11264	0.32120	0.2085 "	0.4328

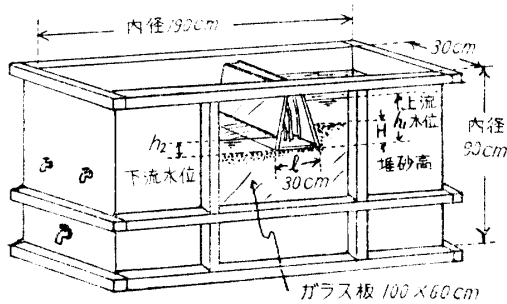
のつくるポテンシャル場との相似性を利用したものである。

著者はサンドモデルによる方法と電気的解析法による方法とを併用して種々実験を行なつて検討した。

2. サンドモデル実験

a. 実験装置

水槽とダム模型は第6図, Plate I の 1, 2, 3 に示す通り。



第6図 サンドモデル実験装置 (スケッチ)

水槽の前面には厚さ 5 mm の板ガラスをはめて実験中の砂層状態, 水位, 圧力水頭など観測出来るようにした。ダム模型は底面長 30 cm, 高さ 30 cm で, 法面が鉛直のものと同分, 5 分のものを用いた。ダム模型の底板には内径 5 mm のしんちゆう管を差し込みそれにビニル管を立て, 上昇する水位を以て揚圧力水頭を測定し得るようにした。

Muskat によると透水層の厚さがダム底面幅の長さと同程度以上になれば, 厚さが無限大の場合とほとんど一致した揚圧力分布を示す<sup>5,23,31</sup>。この理由<sup>(a)</sup>によつて装置の寸法を決めた。すなわち, ダム模型の底長 30 cm に対して水槽の深さ 90 cm で充分である。

基礎砂層に使用した砂は京都市鴨川で採集しふるいわけた 5 mm 以下の砂で, 実験装置に入れる前にさらに非常に細かい粒子を除いてなるべく一様<sup>(b)</sup>の粒径とした。これは実験中, 砂層の局部的移動や毛管現象による著しいひずみを避けるためである。

実験に用いた砂の粒径加積曲線図 (略) より, Hazen による土の粒度特性を求めると,

有効径  $D_{10} = 0.22 \text{ mm}$

<sup>(b)</sup>均等係数  $C_u = 3.81$

となり,  $C_u$  が 4 ~ 5 以下であるから一様である<sup>(2)</sup>。

なお, 定水位水頭法で測定した透水係数は平均 0.068 の値を得た。

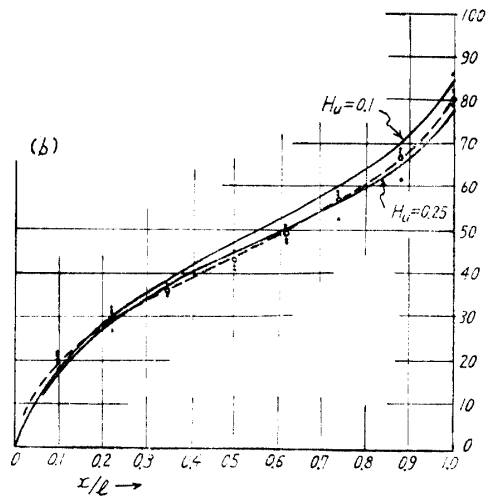
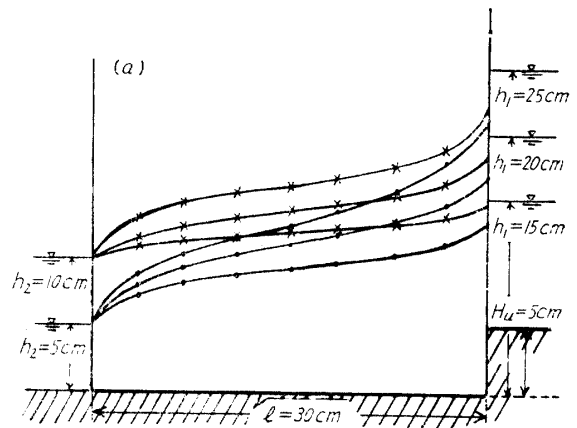
b. 実験操作

水槽の砂は間隙率をなるべく一定にするようつき固めた。ダム模型は, 底面にあらかじめ砂粒を付着せしめてパイピングの生ずるのを防ぐよう工夫し, 基礎砂層との間に空隙のないよう注意して設置した。

砂層中が完全に水で飽和されたのち, 上流側から絶えず水を補給し下流側より余分の水を放出しながら, 上下流の水位を所定の高さに保たしめて, ダム模型のビニル管による水頭を測量した。次に上流側に堆砂し, また下流側にも堆砂し, その高さを順次変えた。いずれの場合にも上下流の水位がかなりの時間所定の一定状態を保つた場合のみ観測した。

c. 実験結果

サンドモデルによる実験結果の 1 例を示す (第7図)。



第7図 サンドモデル実験による揚圧力水頭曲線図

(a) 実験実測図 上流側堆砂高  $H_u = 5 \text{ cm}$

(b) 揚圧力強度比率分布図 上流側堆砂高  $H_u$

— 数値計算による圧力分布曲線

$H_u = 0.1 \text{ l}$  と  $0.25 \text{ l}$

--- (a) の実験値による圧力分布曲線  $H_u = 5 \text{ cm} \doteq 0.17 \text{ l}$

第7図 (a) 図は実測値の平均値をそのまま縮図に記入したもので, (b) 図は (a) 図を比較し易いよう比率<sup>(\*)</sup>に変えて示したものである。(\*<sup>(c)</sup> IV. 1.)。

これは理論数値計算の結果と概して近い曲線を描く

ことが出来るが、実験観測値のなかにはかけ離れた位置を示すものもあつてばらつきが認められた。そのうえ上下流の水位を一定状態に保つに相当の時間を毎回必要とした。時には、パイピングや底抜け、またはダム模型内への漏水などを生じ、やり直しを繰り返すことがたびたびあつた。

パイピング現象を起こした場合、直ちに実験を中止し砂層面におけるパイピングの跡を観察すると、どの場合も、あたかも河川が支流を合流して海に注ぐと同じような樹枝状の水筋が認められた。

3. 電氣的解析法による実験<sup>16)</sup>

a. 実験方針<sup>5,30)</sup>

定常電流が広いところを流れるとき

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0. \dots\dots\dots(27)$$

なる Laplace の方程式が成立する。(前述, II, 2, 参照) すなわち、電流のポテンシャル損失と地下水の流れのポテンシャル損失とは相似している。

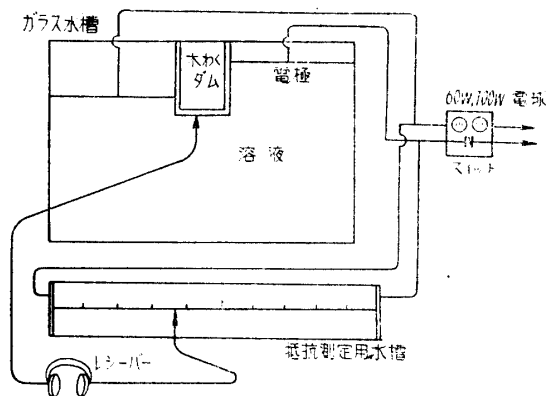
この理論より、実験槽のダムの基礎体を流れる電流のポテンシャル損失状態を調べることによつて砂層中の圧力分布を知ることが出来る。従つて、堤底に接触する部分についてのみ考えれば揚圧力分布の状態が解明出来る。すなわち、ダム底面に沿つて流れる電流はある瞬間において流れの長さに対応してポテンシャル損失を抵抗器のポテンシャル損失の尺度に対応させることが出来るわけで、この2つの電位の等しくなる点を求めればよい。

b. 実験装置

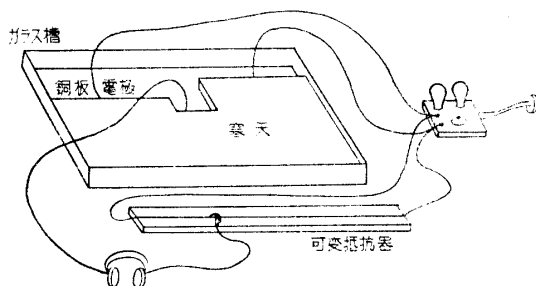
本実験装置は第8, 9図, Plate II の4, 5, 6, 7に示す通りである。

実験槽は厚さ5mmのガラス板を用いて作り、内径、縦59cm, 横82cm, 深さ3.5cmである。

導体には塩化ナトリウム溶液と塩化ナトリウム入り寒天との2種を用いた。溶液の場合、ダム模型は底長15cmの木わくにてパラフィンで水槽に固定し<sup>a)</sup>、



第8図 電氣的解析実験重線図(溶液導体)



第9図 電氣的解析実験スケッチ(寒天導体)

漏水を防いだ。(Plate II. 4). 基礎体を寒天にした場合、一様の厚さに仕込み、静水境界と堤体の形とを切取つた<sup>a)</sup> (Plate II. 5). 堤体の切込みは底長15cmの長方形とし、これがダム模型となり完全不浸透体として利点がある。<sup>a)</sup> (III. 2. a. 参照). ダム底面の位置は水槽下側面より15cmの2倍以上の位置にあるよう留意した。

境界面ではすべて等ポテンシャルであるため、電極は無限に長く、薄く、電導率の高いものが好ましいのであるが、取扱いが簡単で据付けの容易なものとして長さ約30cm, 幅2cm, 厚さ3mmの銅板を用いた。抵抗器として、可変抵抗器長さ1mに1000目盛が刻まれてあるものと自製のものを用いた。自製のものは長方形木製ナイロンシート張水槽に食塩水を入れ両端に銅板電極を設置した。電極間を1mとし抵抗を百分比で表示するのに1mスケールの目盛を用いた。実験槽導体の任意の位置の電位と同じ電位の位置をこの百分比で示されている抵抗器に探索針(probing pencil)で見つけるようにしたものである。

電流を適当に調節するため100Wと60Wの電球を用いて配電盤を設け、これによつて20~30Vの適当な電位差が得られた。そのうえ、電球の抵抗特性によつて電圧の変動が補償され、電球の点滅明暗によつて接触不良や実験操作上の事故の発見に役立つ。

多くの電氣的実験では直流によるから示零器はガルバノメーターを用いるのが普通であるが、本実験では交流のためレシーバーを用いた。すなわち、レシーバー内を電流が流れるとき60 cycle/secの交流音が聞ける。交流を用いた理由は(1)交流電流は電燈線より容易に得られる。(2)電圧を割合簡単に調節出来る。(3)電解質溶液の電氣分解や電極に分極作用を起こしにくい。など。以上のように直流に優る点が多いからである。

c. 実験操作

Plate II 6, 7. 参照。電流を通じて、ダム模型底面のある位置にレシーバーに通ずる1つの探索針を固定せしめ、他の探索針を抵抗器の目盛に沿つて動かし音のしなくなる点を求める。すなわち、ダム底面の任意



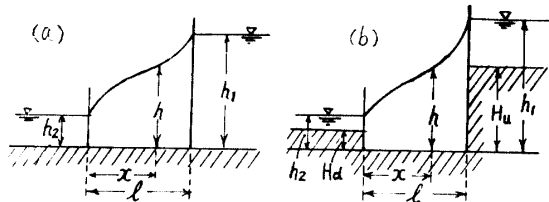
点の電位と同じ電位の点，電位差が零になつてレシーバーに電流が流れず交流音を聞くことが出来ない点を抵抗器の百分比で求める。逆に，抵抗器の目盛上の任意点に探査針を固定させてダム底面に沿つて他の探査針を動かし音のしなくなる点の位置を測る。この両方法を諸点で数回繰返し行なつた。

**d. 実験結果**

溶液導体を使用した時ダム模型内への漏水による失敗はあつたが，寒天導体の場合はこれらの心配は全くなかつた。この方法による測定値は部分的にばらつくことがなく，常に連続的な値をとることが出来た。しかもそのうえ，測定値は理論値に極めて近い値をとり，図上ではほとんど一致することが証明された。

**IV 考 察**

**1. 結果の図示法**



第10図

ダム底面幅の長さ，水位差や堆砂の高さなど色々異なる場合でも簡単に比較出来るように比で表示した。底面の位置は下流端よりの長さとして底面長との比  $x/l$  で表わし，堆砂高は底面長との比  $H/l$  によつて表示する。

揚圧力は下流側水位から上の部分のみを考え，上下流水位差との比で示す。

$$p_e = \frac{h - h_2}{h_1 - h_2} \dots \dots \dots (28)$$

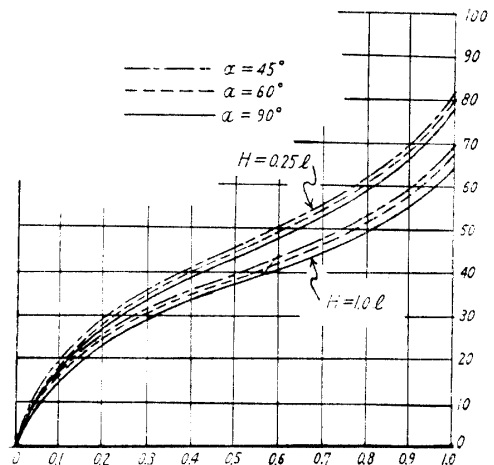
これに基づいて揚圧力分布曲線を描いた。ゆえに，任意点の揚圧力は次式で求められる。

$$wh = w\{p_e(h_1 - h_2) + h_2\} \dots \dots \dots (29)$$

**2. 各条件の考察**

**a. ダムが水平砂層上に造られ，上流側に堆砂が進行する場合<sup>13)</sup>**

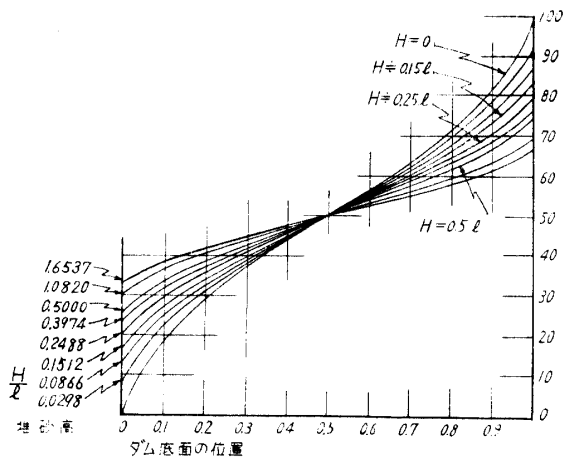
上流法面勾配 90°, 60°, 45° のいずれの場合においても，上流側堆砂が進行するにつれて揚圧力は減少する。堆砂高  $H_u$  が底面長  $l$  に近くなれば，揚圧力はダム上流端に生ずる最高値においてもまた全合力においても堆砂のない場合の65%前後まで低下し，また，上流法面勾配 60° (約6分)，45° (1割) の場合は鉛直の場合に比しそれぞれ約3%，4.5%少なくなる。



第11図  $H_u=0, H_u=0.25l, 1.0l$  の場合の揚圧力分布図 (上流法面勾配 90°, 60°, 45°) \* (13) (14) (15) (17) 式による

**b. ダムの上流側堆砂と下流側堆砂とが等しい場合，すなわち，ダムが水平面砂層中に埋め込んで造られた場合<sup>15)</sup>**

第12図は解析解<sup>a)</sup>から得た図であつて，実験値<sup>b)</sup>による図表もほとんど一致でていることが認められた。  
\*<sup>a)</sup> (II. 3. b. 表 1, 2) \*<sup>b)</sup> (III. 3.)



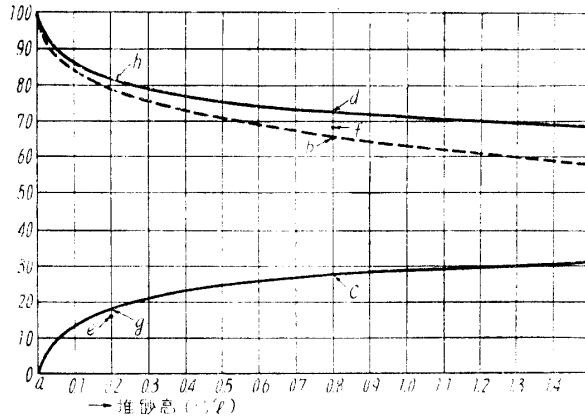
第12図

上下流堆砂高が  $H=0.5l$  では上流端揚圧力は75%まで降下し，下流端では25%まで昇り，この位までは著しく変わる。堆砂が  $H>1.0l$  になると変化は著しく微細となつて，上流端の圧力は65%位まで下流端では35%位までとなり，揚圧力分布を示すS曲線はほとんど直線に近づく。このように堆砂の進行に従い，上流側の揚圧力降下と同じ割合で全く対称的に下流側揚圧力が上昇することが確認された。すなわち，埋め込みの深さのいかなる場合も全揚圧力の比率は等しい。

**c. 上流端および下流端の揚圧力を示す変化図および<sup>16)</sup>**

a. b. の場合の結果にもとづいて，上流端および下

流端の揚圧力の変化を第13図のように図示した。点曲線は下流側に堆砂なく上流側に堆砂が進行する場合の上流端揚圧力の降下状況を示し、実曲線は上下流両側の堆砂が等しく進行する場合の上流端の揚圧力降下と下流端の揚圧力上昇の割合が全く対称的である変化を示す。



第13図

第13図で、下流側堆砂0で上流側堆砂  $H=0.8l$  の時の下流端圧力はa点で0、上流端圧力はb点で66%位、上下流両側とも堆砂高  $H=0.8l$  の場合は上流端圧力はd点で73%位、下流端圧力はc点で27%位というように求めることができる。

さらに検討を試みよう。下流側堆砂0で上流側堆砂  $H_u=0.8l$  の場合の下流端および上流端の圧力はa、b点で示されるから、下流側堆砂が次第に高められて上流側堆砂と同じになる——このように考えて——上下流堆砂がいずれも  $H=0.8l$  になる時、上下流端揚

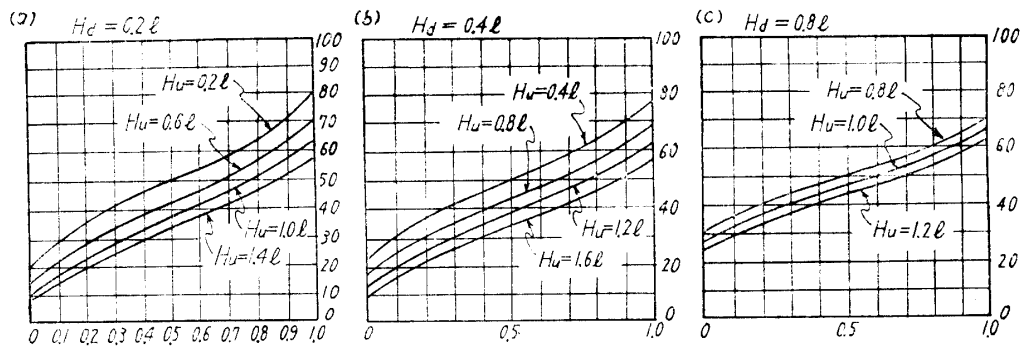
圧力はb、c点で示される。このことは下流側堆砂が0より  $0.8l$  まで高まるまで下流端圧力は0よりc点27%位まで上昇し、上流端は堆砂が  $0.8l$  のままで圧力がb点66%よりd点73%まで上昇することが推論される。すなわち、仮に下流側堆砂高が  $H_a=0.2l$ 、上流側堆砂高  $H_u=0.8l$  の場合には下流端揚圧力は第14図の  $H=0.8l$  の縦線上のe点付近に、上流端揚圧力は  $H=0.8l$  の縦線 b-d 間の f 点付近になることがわかる。

また、たとえば、上下流両側とも堆砂高  $H=0.2l$  に等しい場合、すなわち、 $H=0.2l$  まで埋め込まれたダムがあるとする。この時の下流端、上流端揚圧力はg点18%位およびh点82%で示される。そのうち上流側に堆砂が進行すると、下流端圧力はg点より降下し、上流端圧力を示す点は第13図の上方実曲線と点曲線との間を次第に変位して  $H_u=0.8l$  となるf点になり、その時の下流端揚圧力はe点となる。

以上のことが推論出来る。

### V 「ダム底面を砂層中に埋め込んで上流側に堆砂が進行する場合」について<sup>10)</sup>

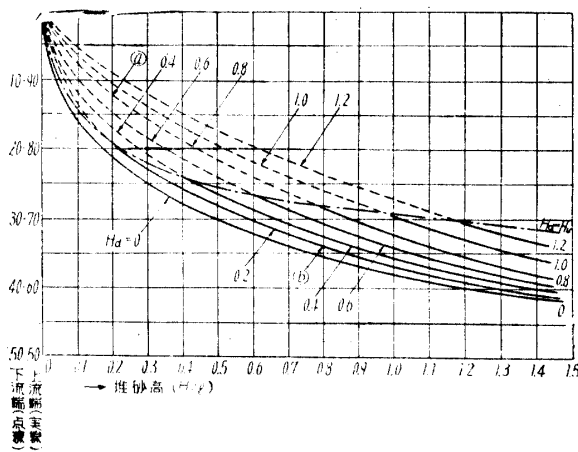
これについて解析的解を得るに至っていない。もし得られるとしても非常に複雑で計算も煩雑になることが予想される。しかし、今までに得た数値計算解による図表と実験値による図表とがほとんど一致していることが認められたゆえ、実験値の信頼度の高いことを認め、下流側に堆砂があつて上流側の堆砂が進行する場合について、あらゆる組合せで種々の実験を行なつた。そのうち、2~3を示す(第14図)。



第14図  $H_a$  は下流側堆砂高,  $H_u$  は上流側堆砂高

第14図より、下流側に一定の堆砂がある場合、下流側に堆砂のない場合と同様、上流側の堆砂を進行すれば上流端揚圧力は降下することが確認された。同時に上流側の堆砂が進行するに従い下流側堆砂の揚圧力におよぼす影響は小さくなって行くことが判明した。これらは第13図による推論で予想出来たことを裏付けた。

この実験結果を上下流両側の堆砂高が等しい場合から次第に上流側堆砂が増加した場合の上流端揚圧力の変化を第13図に記したものが第15図の実線で示した曲線である。また実際上あり得ないが、上下流両側とも堆砂が等しい場合から下流側堆砂のみが減少するという状態を想定して、実験結果をとりまとめ下流端揚圧力の変化を記入したものが第15図の点曲線である。



第15図 堆砂による上下流端揚圧力変化比率図

第15図において、ダム上下流両側の堆砂高が等しい場合から上流側の堆砂が進行すると上流端揚圧力は実曲線のように降下する。さらに、上流側堆砂が増して下流側堆砂との比が大きくなると下流側に堆砂がない場合の上流端揚圧力降下を示す曲線  $H_a=0$  に限りなく近づくことがわかる。逆に、下流側の堆砂高のみを減少していくと下流端圧力は点曲線のようになって下流側堆砂が0となると圧力は0%に達する。

これらの曲線群は決して交わることなく、1つの曲線は必ずその前後の曲線の間にある。

第15図によつて、上流側堆砂の進行が揚圧力の減少効果をもつことと、下流端揚圧力の下流側堆砂による影響が少なくなることも証明される。

さて、ダム底面を砂層中に埋め込んで上流側の堆砂が進行する場合、すなわち、「ダムの上流側および下流側の堆砂の高さがいかなる場合」についても、この第15図によれば、ダム底面長と堆砂高との比さえわかれば、直ちに上流端揚圧力および下流端揚圧力を求めることが出来る。さらに、ダム底面におよぼす全揚圧力を算定することが出来る。

すなわち、(29)式より

$$\text{上流端揚圧力 } P_1 = w\{h_2 + p_{e1}(h_1 - h_2)\} \dots\dots(30)$$

$$\text{下流端揚圧力 } P_2 = w\{h_2 + p_{e2}(h_1 - h_2)\} \dots\dots(31)$$

ただし、 $p_{e1}$ 、 $p_{e2}$  は上流端および下流端において堆砂による影響によつて残つた揚圧力水頭の上下流水位差  $(h_1 - h_2)$  に対する比率。

揚圧力分布は近似的には直線であるとするならば、全揚圧力はダム底面の単位幅では

$$U = w\left\{h_2 + \frac{1}{2}(p_{e1} + p_{e2})(h_1 - h_2)\right\}l \dots\dots(32)$$

となる。

(計算例)

たとえば、下流堆砂高  $H_a=0.2l$ 。上流側堆砂高  $H_u=0.8l$  の場合。第15図によつて、点曲線0.8と堆

砂高比0.2の縦軸との交点③約12%が下流端揚圧力  $p_{e2}$  であつて、実曲線0.2と堆砂高比0.8の縦軸の交点⑥約66%が上流端揚圧力  $p_{e1}$  である。

$$\text{上流端揚圧力は } P_1 \doteq w\{h_2 + 0.66(h_1 - h_2)\}$$

$$\text{下流端揚圧力は } P_2 \doteq w\{h_2 + 0.12(h_1 - h_2)\}$$

である。ゆえに全揚圧力(単位幅)は

$$U \doteq w\{h_2 + 0.39(h_1 - h_2)\}l$$

となる。ダム底面よりの上下流水位を知れば簡単に求めることが出来る。

### むすび

ダム底面の形状、基礎の状況など種々の因子に対して検討すべき問題はまだまだ多くあるが、一応、砂層上に建設される砂防ダムの揚圧力を検討する上に有力な根拠を与えるものとならう。

謝辞 本題の研究に当初より御懇切な御指導を賜つた京都大学遠藤隆一教授、終始厚意ある御援助を賜つた武居有恒助教授、絶えず御鞭撻御助言を賜つた村上恵二名誉教授、沢田敏男教授に深甚なる謝意を捧げる。また数値計算、実験などは本学霜鳥重雄助手によるところが多く、一部は島根県土木部細田豊技師(元京大助手)、本学妹尾俊夫助手、建設省中部地方建設局中広三男技官(共に元本学砂防工学専攻学生)の助力を仰いだのでここに感謝の意を表す。

### 参考文献

- 1) 物部長穂：貯水用重力堰堤の特性並に其の合理的設計法。土木学会誌，11～4，(1925)。
- 2) Weber, H. : Die Reichweit von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunner. (1925).
- 3) Forchheimer, D. : Hydraulik. (1930).
- 4) Weaver, W. : Uplift Presser on Dams. Jour. Math. & Phys. 11～114., (June 1932).
- 5) Muskat, M. : Flow of Homogeneous Fluids through Porerus Media. (1937).
- 6) 浜田徳一・本間 仁：滲透性基礎の地下水流と揚圧力について，土文学会誌，30～2 (1944)。
- 7) 嶋 祐二：滲透流に対する Hele-Shaw の実験の応用。土木学会誌，36～5，(1951)。
- 8) ————：堤体下部への滲透流に対する変分法の応用。土木学会講文集，29，(1955)。
- 9) 丹羽義次：揚圧力に関する研究。土木学会誌，36～9，(1951)。
- 10) Leliavasky, S. : Uplift in Gravity Dams. (1958).
- 11) 細田 豊：砂防ダムにおける揚圧力の実験につい

- て, 新砂防, 32, (1959) .
- 12) 郷原有恒: 水抜孔ダムの荷重減少効果について. (I) (II) . 新砂防, 16, 25, (1955) (1957) .
  - 13) 日置象一郎, 郷原有恒: 砂防ダムの揚圧力について (I) . 新砂防, 29, (1958) .
  - 14) ———, 霜鳥重雄: 同上 (II) . 林学会講演集, (1959) .
  - 15) ———, ———: 同上 (III) . 京都府立大学演習林報告, 6, (1962) .
  - 16) ———: 同上 (IV) 新砂防, 44, (1962) .
  - 17) Creager, W. P., Justin, J. D., and Hinds, J. : Engineering for Dam. I. II. (1955) .
  - 18) 村 幸雄 (訳) : コンクリートダム. (同上. I. 訳) (1956) .
  - 19) 沢田敏男: 滲透水の流動に関する研究. —論文— (1953) .
  - 20) 物部長穂: 水理学 (改版) . (1951) .
  - 21) 伊藤 剛: 水理学. (1947) .
  - 22) 佐々木達次郎: 完全流体力学. (1954) .
  - 23) 石原藤次郎, 本間 仁: 応用水理学. 上. (1957) .
  - 24) 竹内瑞三: 函数論. 下. (1944) .
  - 25) 鬼頭史城: 等角写像とその応用. (1955) .
  - 26) 宮城音五郎: 工学例解応用数学. (1949) .
  - 27) 弥永昌吉, 矢野健太郎 (共訳) : マルセルボル万能数値表. (1952) .
  - 28) Todd, D. K. : Ground water Hydrology. (1959) .
  - 29) Harza, L. F. : Uplift and Seepage under Dams on Sand. Trans. Am. Soc. Civ., 100, (1935) .
  - 30) Lave, E. W. : Flow Net and Electric Analog. Cir. Engrs., (Oct. 1934) .
  - 31) Muskat, M. : Flux under dams of extended base width and under coffer dams resting on permeable strata of finite thickness. Physics, VI. (1936) .
  - 32) 土木学会編: 土木工学ハンドブック. (1954) .

### Summary

Sabo-dam is for silting sand at the back side of dam. Thence, on the uplift pressure on base of Sabo-dam, the problematic point is how influenced the pressure by these silting sand depth.

Water causing uplift pressure on base of dam may be able to be solved as groundwater flow, and in this case, the flow is two dimensional. When groundwater flow is two dimensional steady flow, it can be solved by the theory of conformal representation. From this reason, uplift pressure

forces on base of dam can be analyzed.

In this study, on every cases of sand depth at each side of back and front of dam, one method of solutions of these uplift pressure intensities was gained from the results of the theoretical analysis and some model tests.

These results were introduced theoretically from Schwarz-Christoffel theory, and still more, experimentally by sand-model test and electrical analogy tests.

### 図版説明

1. a, b : サンドモデル実験装置
2. a, b : ダム模型. 法面鉛直
3. a, b : ダム模型. 法面勾配2分, 5分
4. 電氣的解析実験 (溶液導体) 装置
5. 電氣的解析実験 (寒天導体) ダム模型
6. 電氣的解析法による実験 溶液導体の場合
7. 電氣的解析法による実験 寒天導体の場合

Plate I

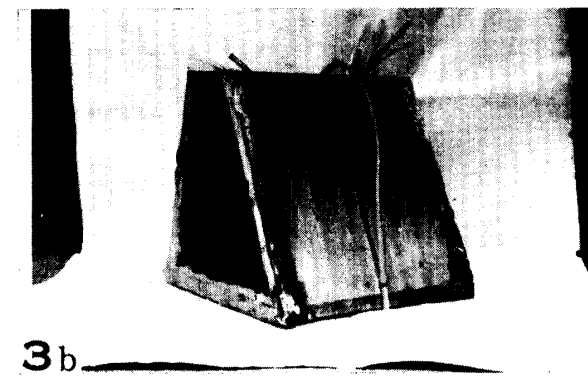
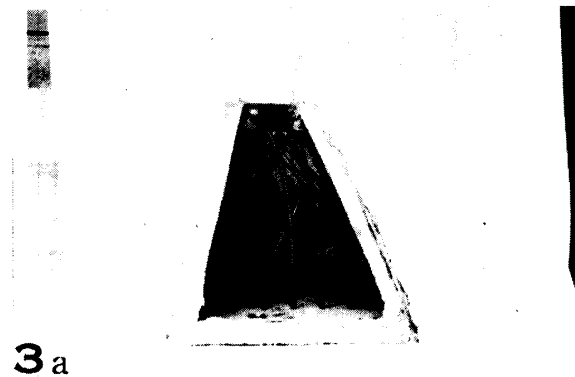
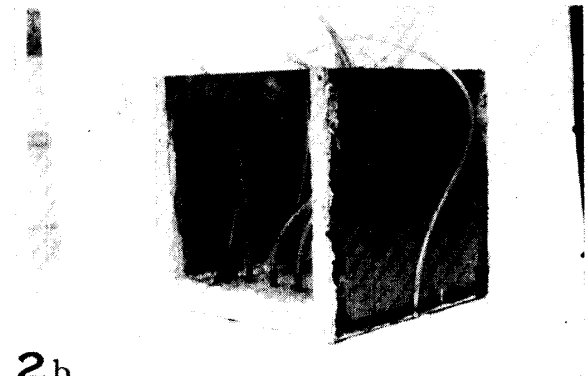
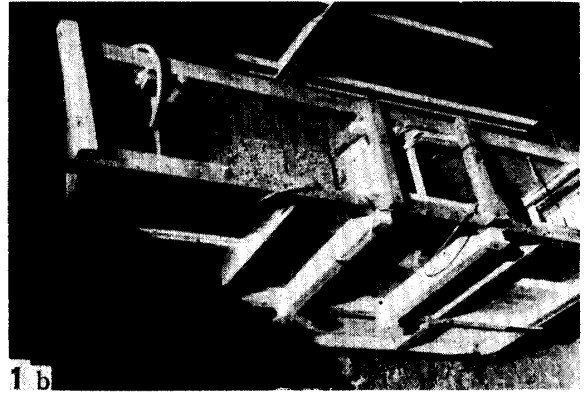
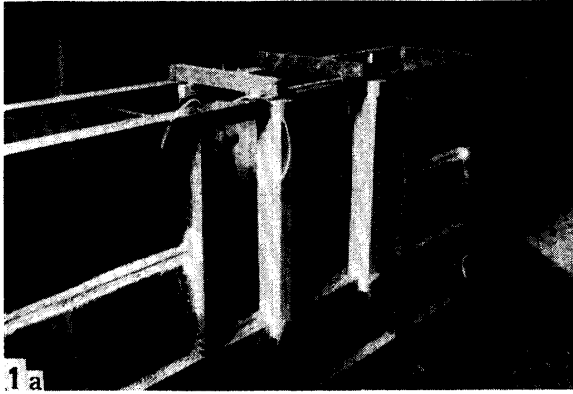


Plate II

