

## 参 考 資 料

第 20 卷 第 4 號 昭和 9 年 4 月

### 堰 體 の 透 水

(Ferdinando Pagliaro ; Permeazioni d'acqua attraverso le dighe.)  
Annali dei Lavori Pubblici, Roma. Marzo 1933.

#### 1) 水の滲透に就て

堰體の漏水には構造上の継目又は割目等によるものと堰體自身の透水性によるものがあるが茲には後者に就てのみ考慮する。

滲透水の運動を解析的に取り扱ふ場合は、運動は粘性毛管流 (moto visco-capillare) であるから壓力勾配  $I$  と流速との間には直線的的關係があり、一般に地下水の流速と稱せられる平均流速値を使用すれば Darcy の法則が成立する。即ち

$$V = kI, \quad k \text{ は常数}$$

堰體を透過する水の速度  $V$  は壓力水頭の大いさによつて異なるが、堰堤が頂より底まで同じ厚さ  $\lambda$  を有するものとして堰堤全面  $A$  より滲透する水量を求めれば、三角形断面の谷に堰堤が作られた場合は

$$Q_1 = \frac{k}{3\lambda} AH, \quad H \text{ は堰堤の高さ}$$

各の断面形が矩形の場合は

$$Q_2 = \frac{k}{2\lambda} AH$$

一般の豁谷に對しては形によつて定まる常数  $\gamma$  を用ひて

$$Q = \gamma \frac{k}{\lambda} AH.$$

逆に  $Q$  を測定すれば材料の滲透係数は

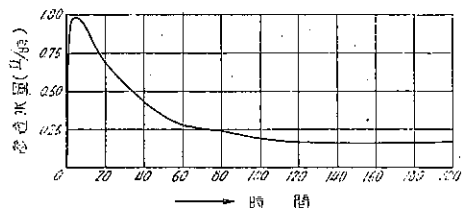
$$k = \frac{Q\lambda}{\gamma AH}$$

#### 2) コンクリートの透水性

透水性の少いコンクリートの配合は空隙の最小になる様なものであるから Fuller, Walz 等の示した粒度に近付けばよいのであるが、かかる配合のものは一般に強度も大きいから滲透性と強度の間にはある關係が存する。強度に關係する量となつてゐる水とセメントの比はこれが増加すれば滲透性を増すものであるが、セメント量の過度の増加は却つて空隙を増す傾向がある。水量の過度の減少も同じ結果になる。

#### 3) 實驗的研究

ローマの工科大学に於てイタリー各地に築造された堰堤の材料に就て行つた滲透試験の中一例として Barbellino 堰堤のものを述べる。材料は  $1 \text{ m}^3$  中のセメント含有量 250 kg 及び 300 kg でこの厚さ 20 cm のものに 10 氣壓の水壓を加へた。この 2 種の比較の結果はセメントを 20% 増して滲透水量は約 6.5%



減じた事になった。滲透の時間的變化は圖に示す様に最初の數時間の中に最大値を生じ、以後は漸減してある定つた値に近付く。實驗結果の平均からコンクリートの滲透係数を計算した値は 0.0227 l/h/m であつた。

4) 實測値

Barbellino 堰堤は重力式拱堰堤で高さ最大 62 m, 堤頂の長さ 256 m, 水に接する面積 6 800 m<sup>2</sup>, 谷の形の係數  $\gamma$  は 0.33, 排水管は直徑 0.25 m の鉛直管を 2.5 m おきに壁面より 2.5 m ~ 5 m の處に設ける。最大の漏水量は毎秒 16 リットルに達したがその半分は排水管から流出した。即ちコンクリート壁の滲透は 1 m<sup>2</sup> につき毎時 4.2 リットル當り、壁面より排水管までの厚さを 3.75 m とすればその時の滲透係数は 0.91 l/h/m となる。

本論文にはこの他に尙 10 數個の堰堤についての實驗及び實測の結果を列記してゐるが、實測値より計算したコンクリートの初期の滲透係数は 0.12 から 1.4 の間で變化してゐるものが後には 0.076 以下の値まで低下する事を示してゐる。  
(本間 仁 抄譯)

層を成す地盤への滲透

(Über Sickerwasserströmungen in geschichtetem Material, R. Dachler, Mitteilungen des hydrologischen Institutes a. d. T. H. in Wien, 7 Folge.<sup>(1)</sup>)

第 1 圖の様に滲透係数が  $k_1, k_2$  で厚さがそれぞれ  $d_1, d_2$  である地層が交互に重なる場合を考へこの成層地盤全體としての透水性は層に平行な方向に最大で、これと直角な方向に最小として滲透係数を  $k_{max.}, k_{min.}$  で表はす。茲に各層は等質で厚さ一様とする。 $k_{max.}$  は直に次の様に表はされる。

$$k_{max.} = \frac{k_1 d_1 + k_2 d_2}{d_1 + d_2} \dots \dots \dots (1)$$

又前記 2 種の層内で流速  $u$  を生ずるに必要な動水勾配をそれぞれ  $\Delta h_1/d_1, \Delta h_2/d_2$  としこれが一體としての勾配を  $\Delta h/(d_1 + d_2)$  とすれば、Darcy の法則により

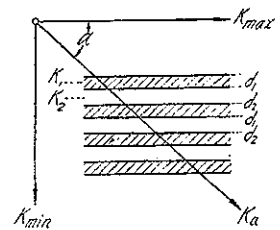
$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = u \frac{d_1}{k_1} + u \frac{d_2}{k_2} = \frac{u(d_1 + d_2)}{k_{min.}}$$

$$\therefore k_{min.} = \frac{d_1 + d_2}{d_1/k_1 + d_2/k_2} \dots \dots \dots (2)$$

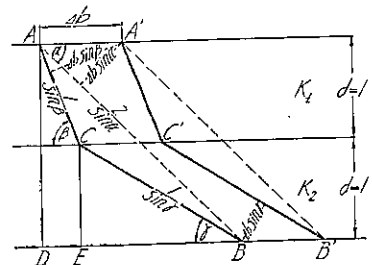
$d_1, d_2$  が滲透流の全幅に比し極めて薄い場合に層に對し斜方向の流動に關する係數  $k_a$  は次の様に決定する。便宜上  $d_1 = d_2 = 1$  とおく。第 2 圖に於て A, B 2 點間に水頭差  $\Delta h$  が存する時流動の平均方向は AB であるが實際の流線は ACB となる。この流線の屈折は流量が最大になる様に行はれると假定する。そこで個々の層及びその集りに就き Darcy の法則を適用して流量を求めれば

$$Q = k_1 \frac{\Delta h_1}{1/\sin \beta} \Delta b \sin \beta \dots \dots \dots (3)$$

第 1 圖



第 2 圖



(1) Die Wasserwirtschaft Nr. 2, 1933, S. 13-16 と同じ。

$$Q = k_2 \frac{\Delta h_2}{1/\sin \gamma} \Delta b \sin \gamma \dots\dots\dots(4)$$

$$Q = k_\alpha \frac{\Delta h}{2/\sin \alpha} \Delta b \sin \alpha \dots\dots\dots(5)$$

(3), (4), (5) により

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{Q}{\Delta b} \left( \frac{1}{k_1 \sin^2 \beta} + \frac{1}{k_2 \sin^2 \gamma} \right) = \frac{2Q}{\Delta b} \frac{1}{k_\alpha \sin^2 \alpha}$$

$$Q = \frac{\Delta b \cdot \Delta h}{1/k_1 \sin^2 \beta + 1/k_2 \sin^2 \gamma} \dots\dots\dots(6)$$

$$k_\alpha = \frac{2}{\sin^2 \alpha} / \left( \frac{1}{k_1 \sin^2 \beta} + \frac{1}{k_2 \sin^2 \gamma} \right) \dots\dots\dots(7)$$

然るに  $DE + EB = DB$  即ち  $\cot \beta + \cot \gamma = 2 \cot \alpha$  に注意して流量最大の条件を求めれば (6) 式から

$$\frac{d}{d\gamma} \left\{ \frac{1}{k_1} [1 + (2 \cot \alpha - \cot \gamma)^2] + \frac{1}{k_2} (1 + \cot^2 \gamma) \right\} = 0$$

従て  $\cot \gamma = \frac{2k_2}{k_1 + k_2} \cot \alpha$  或は  $\cot \beta = \frac{2k_1}{k_1 + k_2} \cot \alpha$

この関係により (7) 式を書き直せば

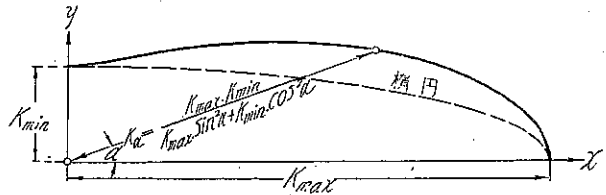
$$k_\alpha = \frac{2k_1 k_2 (k_1 + k_2)}{4k_1 k_2 \cos^2 \alpha + (k_1 + k_2)^2 \sin^2 \alpha} = \frac{k_{\max} \cdot k_{\min.}}{k_{\max.} \sin^2 \alpha + k_{\min.} \cos^2 \alpha} \dots\dots\dots(8)$$

更に  $\cos \alpha = x/\sqrt{x^2 + y^2}$ ,  $\sin \alpha = y/\sqrt{x^2 + y^2}$  とおき  $k_\alpha = \sqrt{x^2 + y^2}$  で表せば (8) 式は

$$\frac{x^2}{k_{\max.}} + \frac{y^2}{k_{\min.}} = \sqrt{x^2 + y^2}$$

となりこれを圖示すれば第 3 圖となる。

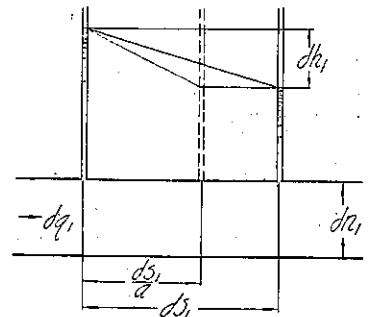
第 3 圖



この関係を実験的に確める爲、2枚の硝子板の間に滲透係数の既知である2砂層を交互に重疊して層に對し斜方向に水流を通ずるに、流線着色の方法により定めた  $\beta, \gamma$  の値は計算とよく一致して居るが  $k_\alpha$  の値は實測の方が約3%程大きい。

地盤が等質な場合に地下水流はポテンシャル流動に合致する事は理論上及び實驗上明かな事實であるが、滲透係数が一樣でない時には  $h$  を或點に立てた液柱計管内の水面高とすればその點に於ける流速の成分は  $w_j = k_j \frac{\partial h}{\partial x_j}$  ( $j=1, 2, 3$ ) であつて  $h$  はもはや速度ポテンシャルでなく、流線は  $h = \text{一定}$  の曲線に直交しない。従て等質な地盤に於ける様な幾何學的な解法は一般に望めない。

第 4 圖



然るに地盤が水平な薄層の集りから成る時、垂直平面内の流動に關しては次の考へにより近似解法が可能となる。先づ第 4 圖に示す水平方向の流動を考へ動水勾配を  $dh_1/ds_1$  とすれば

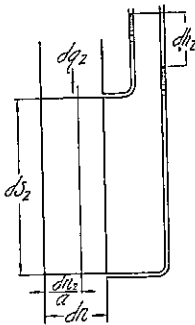
$$\text{流量 } dq_1 = d n_1 k_{\max.} \frac{dh_1}{ds_1}$$

今  $s_1$  の方向だけが  $1:a$  の割合に縮小し  $dq_1, dh_1$  は不變と假定しこの場合の滲透係数を  $k'$  とすれば

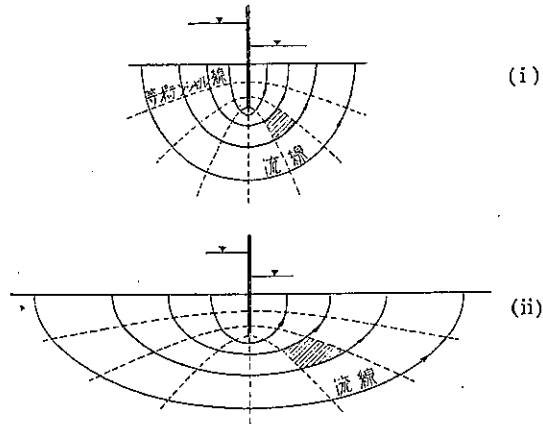
$$dq_1 = dn_1 k' \alpha \frac{dh_1}{ds_1}$$

であるから  $k' = k_{max}/\alpha$  となる。又第 5 圖の様に垂直方向の流動に同様の想定をすれば係数  $k''$  と  $k_{min}$  との関係は  $k'' = \alpha k_{min}$  となる。従て若し  $k' = k'' = k$  即ち  $\alpha = \sqrt{k_{max}/k_{min}}$  或は  $k = \sqrt{k_{max} \cdot k_{min}}$  の場合に前 2 者の中間方向の流動に對しても係数が  $k$  となるならば等質地盤となりポテンシャル流動が成立する理である。

第 5 圖



第 6 圖



第 6 圖は上記の地盤に矢板を打ち込んだ例で、 $k_{max} = 4 k_{min}$  とした。従て  $\alpha = 2$  即ち水平向の縮小を 1/2 にすれば (i) のポテンシャル流動となる。(i) の等ポテンシャル線は (ii) に於ては液柱計管内の水面高の等しい點を結ぶ曲線となり流線はもはやこれに直交しない。(中野 稔、抄譯)

## 水力発電所の一様でない運轉が河川の流況に及ぼす影響<sup>(1)</sup>

(U. Puppini; L'Elettrotecnica, n. 22, 5 agosto 1933.)

河川の一地點に於ける流量變化の様子が既知である時これが全川に傳播する有様を理論的に取扱つたものである。今河の斷面を矩形と考へ河床勾配を  $i_0$ 、水面勾配を  $I$ 、水深を  $P$ 、平均流速を  $U$ 、Chézy の係数を  $C$ 、徑深を  $R$ 、發電所の位置を原點にとり流れに沿ふて距離  $x$  を測れば不定流の連續の式及び運動式は次の様になる。

$$U \frac{\partial P}{\partial x} + P \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial P}{\partial t} = 0,$$

$$I \equiv -\frac{\partial P}{\partial x} + i_0 = \frac{U^2}{C^2 R} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t}$$

(1) Ann. dei Lavori Pubblici, 1933-9 に要約轉載されたものからこの抄譯を草した。

次に  $U=U_0+u, P=P_0+p, R=R_0+r$  と置き添字  $_0$  は等速定流の場合の値とし  $u, p, r$  は小量とする。この関係を上式に入れて小量の自乗の項を捨て且つ  $i_0=U_0^2/C^2R_0$  に注意すれば

$$U_0 \frac{\partial p}{\partial x} + P_0 \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial t} = 0$$

$$-\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{2U_0}{C^2R_0} u + \frac{\alpha}{g} U_0 \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\beta}{g} \frac{\partial u}{\partial t}$$

これを  $\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial p}{\partial x}$  に就て解けば次の形を得る。

$$\left. \begin{aligned} a_1 \frac{\partial u}{\partial x} &= bu + c \frac{\partial u}{\partial t} - d_1 \frac{\partial p}{\partial t} \\ a \frac{\partial p}{\partial x} &= -bu - c \frac{\partial u}{\partial t} + d \frac{\partial p}{\partial t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

茲に  $a, a_1, b, c, d, d_1$  は  $U_0, P_0, R_0, \alpha, \beta, g$  を含む項で容易に表はされる。又水理量は週期的に変化すると考へ、一般性を害する事なく

$$x=0 \quad \text{に於て} \quad u=U_0 \cos(\omega t + \varphi_0), \quad p=p_0 \cos(\omega t + \psi_0)$$

と置き得る。更に

$$x=x \quad \text{に於て} \quad \bar{u}_x = u_x e^{i(\omega t + \varphi_x)} = u e^{i\omega t}, \quad \bar{p}_x = p_x e^{i(\omega t + \psi_x)} = p e^{i\omega t}, \quad i = \sqrt{-1}$$

と置きこれを (1) 式に入れよば

$$a_1 \frac{\partial u}{\partial x} = mu - n_1 p$$

$$a \frac{\partial p}{\partial x} = -mu + np$$

$$m = b + i\omega c, \quad n = i\psi d, \quad n_1 = i\omega d_1$$

を得る。この方程式の一般解は

$$\left. \begin{aligned} u &= A_1 e^{\mu_1 x} + A_2 e^{\mu_2 x}, \\ p &= -\frac{mA_1}{a\mu_1 - n} e^{\mu_1 x} + \frac{mA_2}{a\mu_2 - n} e^{\mu_2 x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

茲に  $\mu_1, \mu_2$  は  $(a\mu - n)(a_1\mu - n) - mn_1 = 0$  の 2 根で  $A_1, A_2$  は常數である。更に計算を進める爲に  $\mu_j = \mu_j' + i\mu_j''$ , ( $j=1, 2$ ) と置けば  $\mu_k'$  は變化量の振幅を又  $\mu_k''$  はその傳播の速さを決定する。

$P_0/U_0^2 - \alpha/g > 0$  或は  $i_0 < 0.01$  の場合には (2) 式の  $A_2$  は小さくこれを無視出来る。而して流量の變化を  $q$  とすれば

$$q = \left( P_0 - \frac{mU_0}{a\mu_1 - n} \right) A_1 e^{\mu_1 x}, \quad \mu_1 = -\frac{\omega^2}{2i_0} \left( \frac{1}{C^2 i_0} - \frac{d}{g} \right) - i \frac{\omega}{U_0}$$

從て流速、水深、流量の 3 水理量の變化は原點に於てこれを 1 とすれば  $x$  だけ距りたる地點では  $e^{\mu_1 x} = 1 + \mu_1' x$  となる。又  $\mu_1'$  は  $\omega^2$  に比例するから原點に於ける水理量の變化が各種の次數の調和波の和で表はされて居る時でも、他の地點では高次の調和波は速かに減衰して波形は略正弦形となる事が判る。

$C=30[m^{\frac{1}{2}} \text{sec}^{-1}], \alpha/g=1/9[m^{-1} \text{sec}^2]$  として流量の日變化を考へれば  $\omega=86400/2\pi$  であるから  $i_0$  の各値に對し  $\mu_1'$  の値を求めれば次の様である。

$i_0$	0.009	0.005	0.001	0.0005	0.0001
$\mu_1'$	$-3.65 \times 10^{-9}$	$-5.90 \times 10^{-8}$	$-2.65 \times 10^{-6}$	$-1.12 \times 10^{-5}$	$-2.91 \times 10^{-4}$ [ $m^{-1}$ ]

Adige 河の實測流量圖に依れば Trento, Mori 2 地點に於ける變化流量 (但し 1930 年 1 月 20~25 日の平均値) はそれぞれ 21.75, 20.25  $m^3/sec$  でその比は 1:0.935 である。兩地間の距離は 28.7 km で  $i_0=1\%$ ,  $c=30$  と推定すれば計算から求めた變化流量の比は  $1:c\mu_1'^{0.25}=1:0.927$  となり上記實測値と略一致する。

(中野 稔 抄譯)

## テンター・ゲートの流量係数

(Discharge Coefficients for Tainter Gates. By Robert E. Horton.)  
Eng. News-Record, Jan. 4, 1934.

圓端の堰柱を有し且つ閘高と同高で水平に下流に延びて居る床を有するテンター・ゲートは理想的引揚扉 (sluice gate) を構成する, 即ち底部及び兩端では制限を受ける縮流をなし頂部と兩側壁では完全な縮流をなす孔口 (Orifice) と定義せられ, 水路の取り付け底部は噴射 (jet) を支持すると共に口の開き以上に擴がるのを妨げるやうに延びてゐる引揚扉を構成する。

Koch 氏と Carstanjen 氏とは幾分 Boussinesq 氏の解析方法に従ひ——開口に接近する水に働く力の平衡に關して——水平と  $\theta$  角をなす理想的引揚扉の流量係数を誘導した。この式はテンター・ゲートの流量係数決定の基本式である。

こゝでは呖秒單位によるとする。

- $R$ : テンター・ゲートの半徑
- $p$ : テンター・ゲート樞軸 (pivot) の床上高
- $w$ : 扉の揚程高
- $\theta$ : 扉の水平となす角 (弧度法),  $\cos \theta = (p-w)/R$
- $D$ : 水面から閘迄の水深
- $H_c$ : 扉開口部中心迄の水深  $= D - w/2$
- $N$ : 水深比  $= D/w$
- $C_1$ : 理論的流量係数
- $C$ : 實驗的流量係数

Noch 氏及び Carstanjen 氏の解析方法により次の式が誘導された。

$$C_1 = \frac{\left(\theta - \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} \cdot \frac{1}{N}\right) \left(2 - \frac{1}{N}\right)}{\left(2 - \frac{C_1}{N}\right) \left[1 + \theta - \cos \theta - \frac{1}{N} \left\{\frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} + \frac{1}{2} \left(\frac{\theta}{\sin \theta} - \cos \theta\right)\right\}\right]} \dots \dots \dots (1)$$

$N$  が限りなく無限大に近づくと

$$C_1 \rightarrow \frac{\theta}{1 + \theta - \cos \theta} \dots\dots\dots (2)$$

$(2 - C_1/N)$  を除いた右邊を  $Z$  で代表すると

$$C_1(2N - C_1) = NZ \dots\dots\dots (3)$$

この二次式の正符號が正しい値故

$$\begin{aligned} C_1 &= N \pm \sqrt{N^2 - NZ} \\ &= N \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{Z}{N}} \right) \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

今次の如く置き代へると何れも  $\theta$  の函数故その値は容易に求められる。

$$F_1 = \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} \dots\dots\dots (5)$$

$$F_2 = 1 + \theta - \cos \theta \dots\dots\dots (6)$$

$$F_3 = \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} + \frac{1}{2} \left( \frac{\theta}{\sin \theta} - \cos \theta \right) \dots\dots\dots (7)$$

これ等を (4) 式に代入し

$$C_1 = N \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{\theta - \frac{F_1}{N} \left( 2 - \frac{1}{N} \right)}{NF_2 - F_3}} \right] \dots\dots\dots (8)$$

前式は水平に對し  $0 \sim 180^\circ$  傾いてゐる理想的引揚扉の流量係数の一般式である。この誘導條件から應用範圍は  $N \equiv \pi/2$  に限られてゐる。即ち

$$N = \frac{D}{w} \equiv \frac{\pi}{2}$$

$$H_c = D - \frac{w}{2} \equiv w \left( \frac{\pi - 1}{2} \right) = 1.0708 w$$

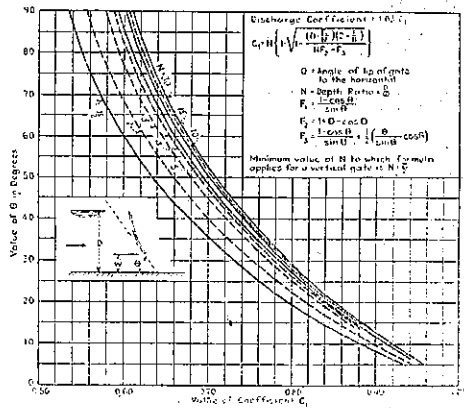
よりて (8) 式は孔口の水頭が扉の揚程高の 107% 以上の場合に應用出来る。

實測係數と (8) 式から求めた理論的係數との比の平均値は  $C/C_1 = 1.0307$  或は  $C = 1.03 C_1$  で、この係數を (8) 式に代入すると理想的引揚扉の條件と一致する。テンター・ゲート及び他の垂直或は傾いた孔口に對する次の實用的流量係數の公式が得られる。

$$C = 1.03 N \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{\theta - \frac{F_1}{N} \left( 2 - \frac{1}{N} \right)}{NF_2 - F_3}} \right] \dots\dots\dots (9)$$

この  $C$  を  $q = CA\sqrt{2gh}$  といふ孔口の流量公式に用ひて流量が求められる。但し  $q$ : 流量 (cub. ft/sec),  $A$ : 孔口斷面積 (sq. ft),  $h$ : 孔口中心迄の水頭 (ft)。

尙圖は (8) 式から畫かれたもので係數  $C_1$  は  $N$  と  $\theta$  とにより直接に求められ實測値  $C$  は  $C = 1.03 C_1$  から求められる。



(岡崎三吉 抄譯)

# 感潮區域に於ける厚い岸壁裏の地下水運動の観測

(Von Walther, Bantechnik, 17. November 1933. Heft 49.)

1931年に Norderney 港の埠頭岸壁の裏 7.70 m の所に 2 つの地下水漏過坑を設けて、地下水の運動を観測した。この観測は地下水に対する計畫中の鐵矢板岸壁の影響を調べる爲だつた。尙既に完成した岸壁の裏にもう一つ地下水調査坑を設け長い間地下水の状態を調べた。

新鐵矢板岸壁の構造はアンカーを持ったラルゼン断面 III でこの裏に古い鐵筋コンクリート製矢板が残つてゐるから水密性は一層完全である。

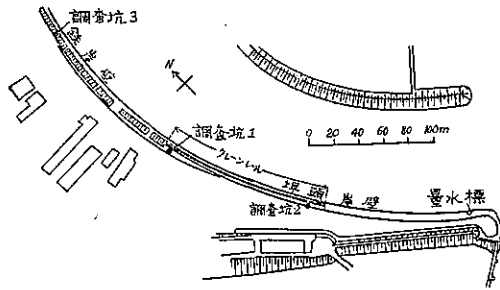
最近の観測では調査坑 1 は中止し 2 と 3 とだけで行ひ同時観測をやつて比較した。

調査坑第 2 は一旦泥で埋つたので掘り直し、調査坑第 3 は新岸壁の裏 7.70 m の所に設けた。この新しい観測は 1933 年 3 月 10 日から 4 月 10 日に涉り行つたが先の観測と同じ様な結果を示した。即ち双方の調査坑共潮の干満による地下水面の變化は非常にダンプされてゐる。又それぞれの坑は違つた變化をなし 19 回の観測の結果平均干満の差は第 2 の坑では約 0.30 m、第 3 の坑では約 0.18 m であつた。

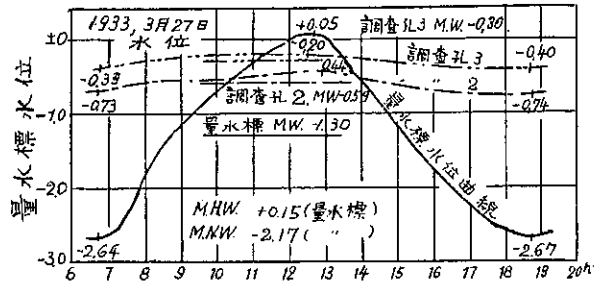
これに依り厚い鐵岸壁の裏では地下水面の變化は潮の干満に影響される事が非常に少いのを知る。第 2 圖で明かな如く第 3 の坑の平均水面は 1933 年 3 月 27 日に於て第 2 の坑のそれより 29 cm 高く外の水面より 1 m 高い。

第 3 圖は最高地下水位と、これと同時の Norderney 港基準點上の外海の最高水位との關係を示す。第 4 圖は同じく最低水位との關係である。第 4 圖には又双方の調査坑に對する最も都合悪き場合の水位の線を記入した。

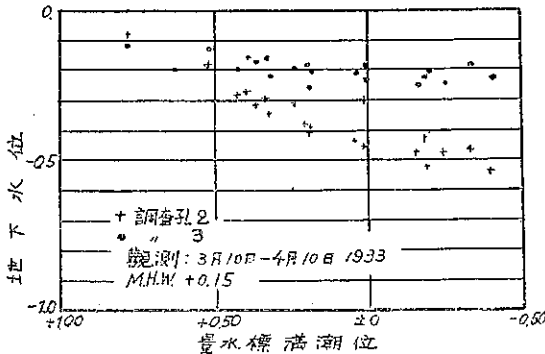
第 1 圖 Norderney 港平面圖



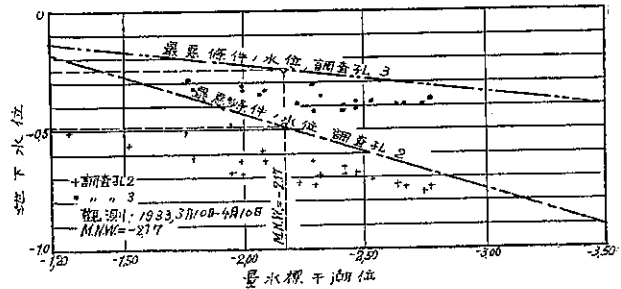
第 2 圖 潮の干満による地下水位の變化



第 3 圖 潮の満潮位と地下水最高水位との關係



第 4 圖 潮の干潮位と地下水最低水位との關係





これにより第 3 の坑の水壓の差は、外海が  $-3.50\text{ m}$ 、坑内が  $-0.40\text{ m}$  なる故  $1.92\text{ m}$  となり岸壁の設計にはこれだけの水壓を考へる必要があることを知る。  
(伊藤 剛 抄譯)

## 山腹に水平溝を掘つて河水を導き洪水流量を減少せしめる考案

(R. Heinemann, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, Nr. 13, 3. Juli 1933.)

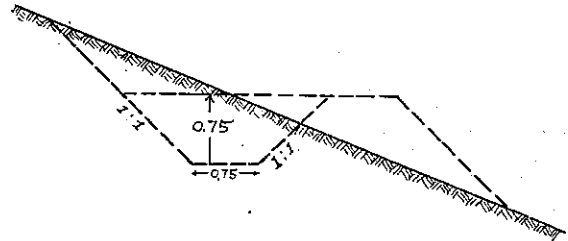
水は人間や動植物の成長に 缺くべからざる物なるに拘らず、今日人が水を扱ふのを見るとその場所に水を與へると植物の成長や泉の源に非常に爲になる場所に於てさへ、水を成る可く早く失ふ様に努めてゐる様にすら見える。我々が一步足を山間に 踏み入れると、其處には、心なくも溝が通路から 他へ導かれてゐるのを見る。この爲水は低地に集り峡谷をつくるに至り遂に平地に洪水の恐怖を起させる。

雨の少い時期に泉が 涸れれば、植物は 凋み、水路を流れる水は 缺乏してすふ、この時人民は 自分自身の罪なのを考へず又この貴重な水を 貯へるのを知らず、却つて 反對の事をして山間の水流を 無益に早く流出せしめておき乍ら、神をうらみお上に 訴へる始末である。

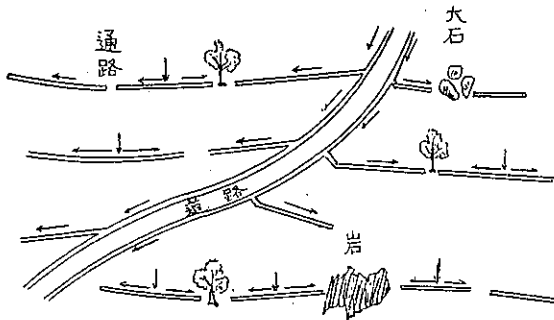
流動し易い水は 又野性になりやすい馬の様なものだ。この馬を 御するには我々はどうすべきだらうか？、一旦 厩から 飛出させて、途中 亂暴してから後、捕へる方が よいか、否もう 決して 野性にもならず、荒れもしなくなる迄 厩につないで、馴らすに 如くはない。水に於ても 亦同様で、雨水を 山に 貯へるのが 最上の方法で、これは 水平の集水溝を 設ける事により 可能である。この例として、獨逸の バイエル の ハルツ 領で  $8658$  へクタールの 森林地帯にこの 水平集水溝を 設けた所 1875 年から 1894 年にかけての 豪雨に 洪水が 起らず、森林地帯は 益々 良好であつた。

水平溝は土地の状態に 合ふ様につくるべきで、即ち土を 掘つて 溝をつくり 掘つた土を 脇に 盛上げれば 断面を 擴

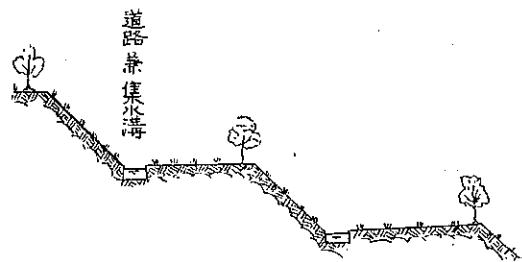
第 1 圖 水平溝の 断面



第 2 圖 樹木、斷崖、道路間に於ける水平溝



第 3 圖 傾斜地の庭園に於ける水の抑溜



げる事が出来る、又脇に盛上げた土は歩道や車道に使ふ事も出来る。第 1 圖にある寸法では 1 ヘクタールの土地に對し約 100 m の長さの集水溝を必要とする。1 m<sup>3</sup> の水を集め貯へる爲の費用は谷に堰をつくるよりも安く、加之集水溝では森林地の地面を濕ほし、水を貯え徐々に地下に浸みこませる等の利益があり豪雨の際には、電氣作用により空中の窒素を含み非常に肥料に富む、又山火事の防護にもなる。盛土は必ずしも必要ではなく、又道路や樹木や崖、岩石にぶつかつた時には溝を中絶しても差支へない。

耕作地では溝は成るべく境界に沿ふてつくるがよい。傾斜地の庭園に設けるには崖の下に道を深く掘りこれを集水溝に當てる様にする。

(伊藤 剛 抄譯)

## 透過性地層中の水の運動

(Chr. Keutner, Die Bautechnik Heft 22 Mai 26. 1933, Heft 24 Juni 9.)

これは槽を使用して實驗したもので、その寸法は高 0.5 m、幅 0.2 m とし、内部 2 箇所に目の大きさ 1 mm の眞鍮の篩を設けて室を 3 つに分ち、篩と篩との間隔を 1.70 m としここに砂を入れ、前後の室は貯水室の役目をさせる。中央の砂室の側壁はガラス張りとし砂中の地下水の水位がわかる様にし、底には 16 箇所の穴を明け、眞鍮の口をとりつけ、ここからゴム管を水位計に導く。故に 10 cm 間隔毎に水壓及び砂中の水位を 1/2 mm 迄よむ事が出来る。上下流の水位は溢流させる事により 1/2 mm 迄正確に任意の水位を保つことが出来る。砂層を流過する水量は下流溢流管の所で秤ではかる。觀測時間は 2 時間以上かけた。砂の性質は重量比で次の如き組成を有するものを用いた。

0 — 0.5 (mm)	0.29 (%)
0.5 — 1.0 "	17.83 "
1.0 — 1.5 "	51.90 "
1.5 — 2.0 "	24.47 "
2.0 — 2.5 "	5.30 "
篩かす	0.21 "
計	100.00

即ち砂の 3/4 は 1~2 mm である。

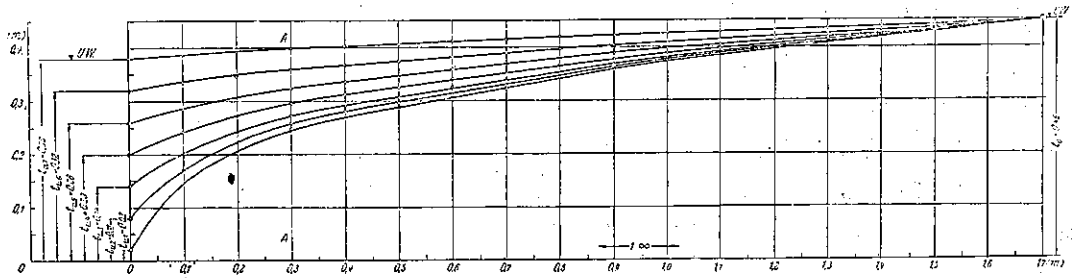
この空隙率  $\alpha$  は實測の結果 0.36 であつた。温度は Krey による温度係數  $p$  が 1 になる様、常に 13.2°C に保つた。

### 觀測結果の評價

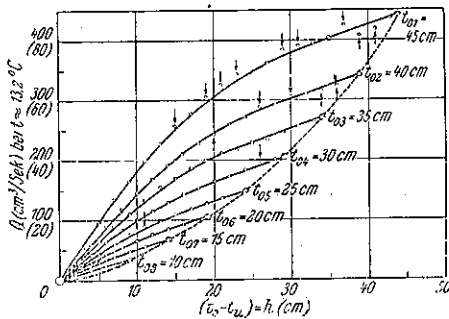
#### (1) 透過水量

第 1 圖の如く水位曲線は下流にゆくに従ひ多少強く曲つてくる。今壓力頭を  $h$ 、勾配を  $J$  とし上下流水面差即ち  $t_0$  と  $t_u$  との差を考へる。流水斷面として出口の斷面  $t_u b$  をとる、入口の斷面は  $t_0 b$  とする。先づ

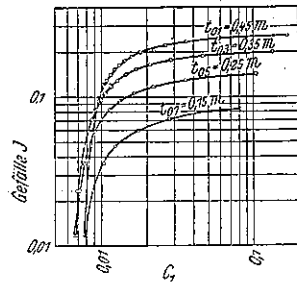
第 1 圖



第 2 圖



第 3 圖



$$Q = f(t_0 - t_u) = f(h) \dots\dots\dots(1)$$

但し  $Q$ :  $\text{cm}^3/\text{sec}$ ., 水位差  $(t_0 - t_u)$ :  $h(\text{cm})$

とすれば第 2 圖の曲線を得る。これによれば各々の上流水深  $t_0$  に對しそれぞれの  $Q$  曲線が出来る。これ等に依り流量と上下流の壓力差との規則的の關係がわかる。

(a) Darcy の 法 則

先づ Darcy の實驗式

$$Q = C_1 F \cdot h/L \dots\dots\dots(2)$$

と比較してみる。

但し  $C_1$ : 透過係數,  $F$ : 斷面積  $tub$ ,  $h/L$ : 勾配  $J$ ,  
 $L$ : 砂層の厚み 1.70 m

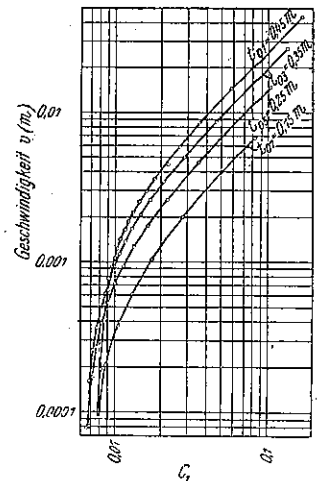
これを變形すれば  $v = C_1/J$  或は  $v/J = C_1 \dots$ Darcy によれば常數となる。

第 3 圖は  $C_1 = f(J)$  の關係を色々の上流水深につき畫いたもので、それぞれの水深  $t_0$  により、特別の  $C_1$  曲線があり  $J$  が大きくなるに従ひ互ひの値の違ひが大きくなる。又  $C_1$  曲線はそれぞれ交つてゐるから、この關係を規則的に現はす事は出来ない。第 4 圖は  $C_1 = f(v)$  の關係を畫いたもので、 $v$  も亦  $t_0$  に關係する事を知る。

以上を概括して次の事が云へる。

Darcy の法則はこの實驗によれば、何等その正當性を認められなかつた、只  $J$  が小さい時近似的に成立する。

第 4 圖



(b) Dupuit の式

この式は次の如く現はされる。

$$t_0^2 - tu^2 = 2QL/bC_2 \dots \dots \dots (3)$$

実験の結果をこの式にあてはめた所、 $C_2$  の max. として 0.01167, min. として 0.00626 を得た。両者の差は大きい (a) に較べると左程でもない。第 5 圖, 第 6 圖はそれぞれ  $C_2=f(J)$ ,  $C_2=f(v)$  の関係を畫いたものだがその曲線は交るからやはり、何等法則を見出す事は出来ない。

以上の事から次の事が云へる。

Dupuit の式は (2) 式程實際とかけはなれてゐないがやはり近似的の結果を與へるに過ぎない。

(c) Eytelwein-Chézy の式

この式は

$$v = C_8 \sqrt{RI} \dots \dots \dots (4)$$

で現はされる。

但し 
$$R = \frac{tub}{b + 2tu}$$

この場合は斷面積は  $F$  でなく  $\alpha F$  を用ひなくてはならぬ。故に流速  $v$  の代りに  $v/\alpha$  を用ひる。然る時は (4) 式は

$$C_8 = \frac{(v/\alpha)}{\sqrt{RI}}$$

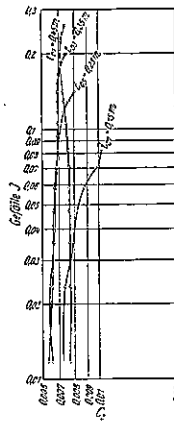
となる。

$C_8=f(J)$  の関係を第 7 圖に示す、やはりそれぞれの上流水深  $t_0$  毎に別な  $C_8$  曲線が出来、 $J$  が小さい時交る。実験の結果 (4) なる式も正當性を認められなかつた。

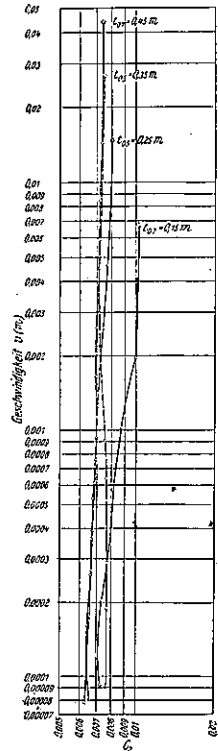
(d) 壓力損失水頭と抵抗係數との關係

この關係は次の如くである。

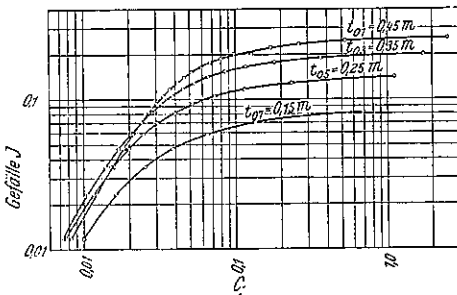
第 5 圖



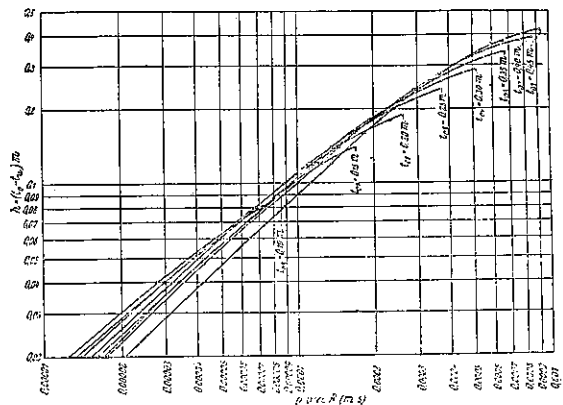
第 6 圖



第 7 圖



第 8 圖



$$h = \zeta L \frac{U}{F} \frac{(v/\alpha)^2}{2g} \dots\dots\dots (5)$$

相似則により  $h = f[\rho(v/\alpha)R]$  となるが温度係数  $\rho=1$ , 第 8 圖はこの關係を示す。これによれば, 色々な上流水深毎にそれぞれの  $h$  曲線があり, 互に交るが, 各曲線の差は (a), (c) に較べて小さい故, これ等 8 曲線の平均曲線を定める事が出来る。この平均曲線を近似的に 3 つの直線で表はし (5) 式に代入すれば, 次の近似式を得る。

- a)  $h = 0.02 \sim 1.0 \text{ m}$  では  $\zeta \approx 423 R^{1.85} (v/\alpha)^{-1.15}$
- b)  $h = 0.1 \sim 0.3 \text{ m}$  では  $\zeta \approx 248 R^{1.78} (v/\alpha)^{-1.22}$
- c)  $h = 0.3 \sim 0.45 \text{ m}$  では  $\zeta \approx 32.7 R^{1.41} (v/\alpha)^{-1.50}$

(e) Forchheimer, Smrecker, Kröber 氏等の實驗

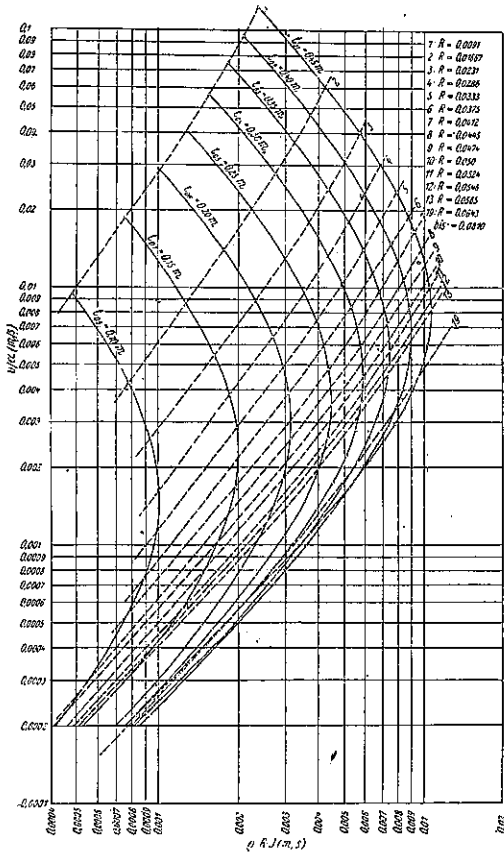
上記の人々は次の關係式を得た。

$$v^m = C_m J \dots\dots\dots (7)$$

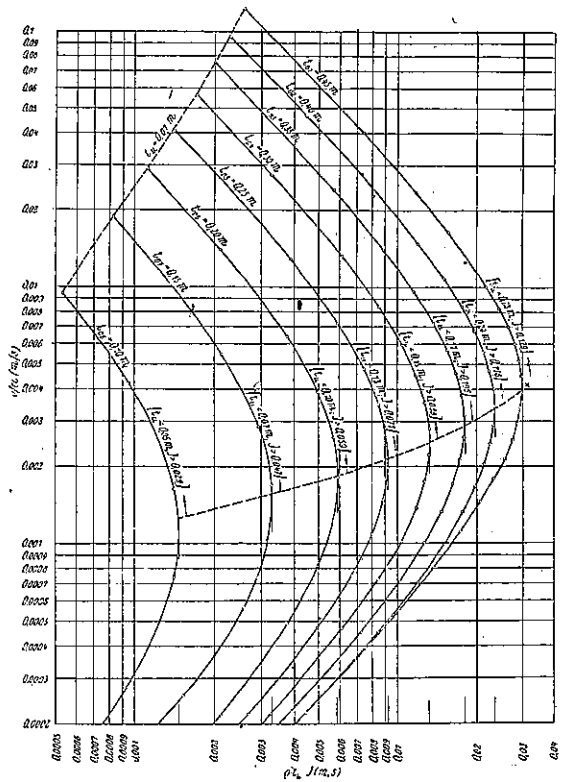
實驗の結果によりこの冪  $m$  を決定出来る。この式による  $(v/\alpha) = f(J)$  の關係を調べたが, 何等法則を見つかる事は出来なかつた。

$(v/\alpha) = f(\rho J R)$  但し  $\rho = 1.0$  の關係を第 9 圖に示す。

第 9 圖



第 10 圖



これ等の曲線も下の方で交る。尙  $RJ$  曲線上の對應する實測値を結べば  $R$  曲線 (第 9 圖點線) を得る。(7) なる式も正當性を認められぬ。

(f) 新しい關係式

以上の關係から何等満足すべき結果を得られなかつたから、再び第 2 圖に戻る。尙 (a) から (e) までの圖で  $t_0$  が關係ある事を知つたから、次の關係式を考へる。

$$(v/\alpha) = f(\rho; tuJ; t_0) \dots\dots\dots (8)$$

$\rho=1$  とした時の關係を第 10 圖に示す。それぞれの  $t_0$  により別々の  $tuJ$  曲線があり、この曲線は互ひに交らず規則的に隣合つてゐる。これ等の曲線の終點及び彎曲點を點線で結んでみた。  $tuJ$  曲線の上部或は下部の有效範圍は圖上から分る。即  $tu=0.23$  m が境となつてゐる。

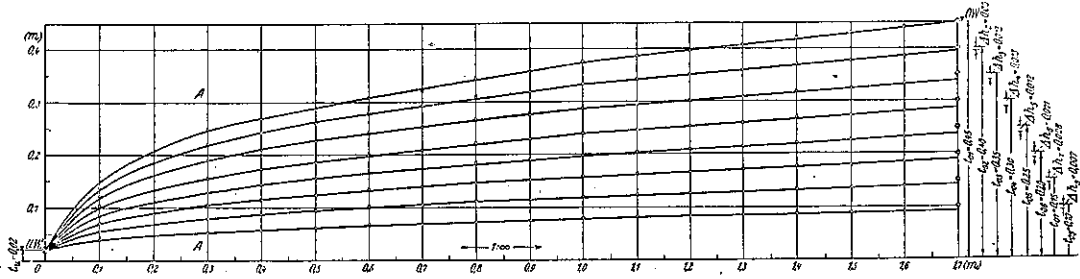
以上により (8) なる式は正しい事を示し、これにより水の運動を支配する色々な量の關係を知る事が出来る。

(2) 地下水位曲線の形狀

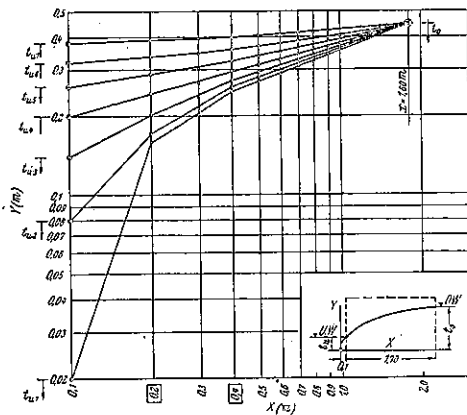
第 1 圖は上流水位一定、下流水位の變化する時の水位曲線を示し、第 11 圖は  $tu$  一定、  $t_0$  が變化する時の曲線を示す。

曲線の方程式をきめるには對數紙によるのが便利である。第 12 圖は第 1 圖の曲線を對數紙に畫いたもので、こゝに現はれた曲線は 3 曲線により近似的に現はされる。以上により一般の水位曲線は次の一般式で現はされることを知る。

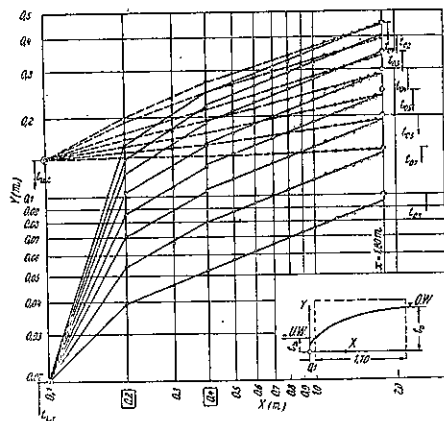
第 11 圖



第 12 圖



第 13 圖



$$y = Ax^Z \dots \dots \dots (9)$$

A, Z なる係数は  $t_0$  一定の時は下流水深  $t_u$  によりきまる。

第 13 圖は第 11 圖を同様にして現はしたものである。

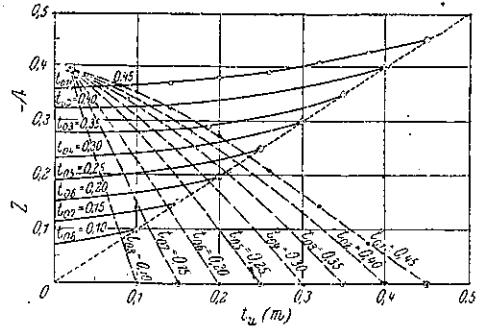
これにより曲線を (9) にあてはめてみれば,  $t_u$  一定の時は A 及び Z の値は  $t_0$  に従ひ, 尚その他 J にも従つて變化する。

この關係を圖示したものが第 14 圖である。

以上により一定の  $t_0$  及び  $t_u$  に對する (9) 式が定るが, 水位曲線は断面 A 即下流断面より 0.3 m 上流の點迄しか (9) に

より現はされない。この點から下流は地下水位曲線は多少急勾配で下つて了ふ。この 0.3 m と云ふ數値は砂層の厚さ 1.70 m が變れば變化する。

第 14 圖



(伊藤 剛 抄譯)

