

# 抄 録

第26卷第9號 昭和15年9月

應 用 力 學	頁
(119) 矩形断面上に偏心荷重のかゝる場合の應力公式	903
水 理	
(120) 開水路の入口の流れ	904
(121) 壁面の近所及び管内渦流の流速分布	904
(122) 背水門の水理模型実験	906
(123) 障害物のある水路内の流線の問題	907
河 川	
(124) スイスに於ける洪水量と流域面積との關係	908
(125) ソ聯の水路	909
(126) St. Louis に於ける大暴風雨の研究	911
道 路	
(127) 道路標識の確認試験	913
隧 道	
(128) Brooklyn-Battery 水底トンネル	913

## 應 用 力 學

### (119) 矩形断面上に偏心荷重のかゝる場合の應力公式

(B. Hall, "Eccentric-Load Formula."  
E.N.R., Jan. 4, 1940, p. 42.  
岡 正 義 抄)

無筋コンクリート或ひは石造軸に偏心荷重がかゝつてゐる時、壓力は一般に全断面又は断面の一部分に涉つて直線的の應壓力の變化で表はされ、荷重と應力が平衡を保つやうに表はされる。

矩形断面上の載荷重が二方向に偏心してゐる時には多少複雑になるが、圖表から得られる質的に殆んど一定の係数による公式を見出す事によつて解決される。

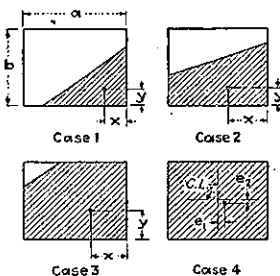
即 
$$f = \frac{cP}{xy} \dots\dots\dots(1)$$

茲に  $f$  は合力の作用點に最も近い隅に於ける應力

$c$  は合力の作用點の位置による係数(圖-1の矩形上に描かれた數値)  
 $P$  は合力の大きさ

$x, y$  は最も近い隅から合力の作用點迄の座標

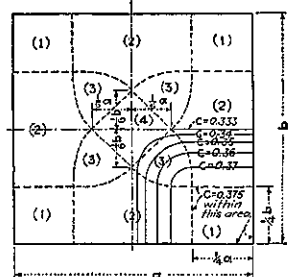
圖-1. 一つのコンクリート断面上の四つの代表的な載荷面積は合力の位置を示す。



核外の部分では  $c$  は最大 0.375 から最小 0.333 に變化するに過ぎぬ。従つて最大誤差 12.5% の範圍で 0.375 を用ひる事が出来る。

圖-1 上の合力の作用點を簡單に見積る事によつて更に高度の精確さが得られる。

圖-2. 種々なる位置の合力の作用點に對する應力公式に於ける係数を示す。(1) (2) (3) は圖-1 に塗かれた應荷の場合に相當する。



断面中の核とは断面全面積に應壓力を生ずるやうな、合力作用點の範圍である。矩形ならば主軸の三等分點を繼いだ菱形部分である。此の面積の中では式(1)の係数は一層敏感になり、中心に於て最小値に達する。

$$f = \frac{P}{A} = \frac{1}{4} \frac{P}{xy}$$

此の核の範圍に對して係数は表はさなかつたが、次の便利な公式がある。

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6e_1}{a} + \frac{6e_2}{b} \right) \dots\dots\dots(2)$$

茲に  $e_1, e_2$  は夫々邊  $a, b$  に平行に測られた偏心である。

中立軸、これは接觸面の境界であるが決定はしなかつたが、四つの普通の場合の限界を圖-1 に示した。

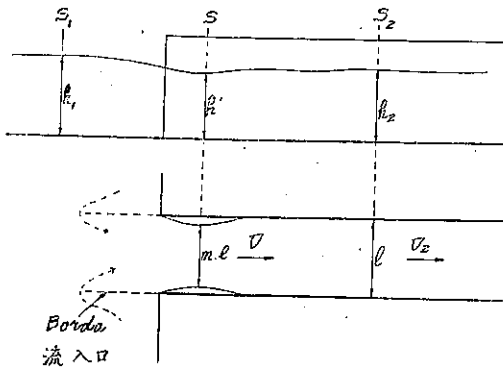
水 理

(120) 開水路の入口の流れ

(L. Escande, "Recherches sur l'écoulement de l'eau à l'entrée d'un canal découvert." Génie Civil, No. 9, 1940, p. 152~154. No. 10, 1940, p. 164~166. 本間 仁 抄)

図-3 の様な矩形断面水路に或流量  $q$  を流して、路水内の水深  $h_2$  を変化させれば、入口外側の水深  $h_1$  も變化する。即ち入口を流入する爲の損失水頭が色々なので之を測定した。

圖-3.



水深に比して流量が比較的小さい間は入口附近に射流部が現れないが、之が大きくなると入口の處に限界状態を生じ、遂には射流部が現れる様になる。

最初に射流部のない状態を考へ單位幅當りの流量を  $q$  とすれば、断面  $S_1$  と  $S$  の間に Bernoulli の定理を適用する事によつて

$$q = mh' \sqrt{2g(h_1 - h')} \dots \dots \dots (1)$$

$S$  と  $S_2$  の間に就いては運動量の法則により

$$\rho q(U_2 - U) = \frac{\rho h' U^2}{2} - \frac{\rho h_2 U_2^2}{2} \dots \dots \dots (2)$$

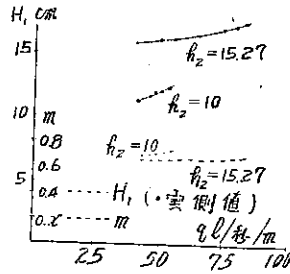
$w$  は水の單位體積の重さである。尚  $q = mh'U = h_2 U_2$  であるから、結局この間の損失水頭は全水頭を  $H$  で表せば

$$\begin{aligned} \xi &= H - H_2 = \left( h' + \frac{q^2}{2gh'^3} \right) - \left( h_2 + \frac{q^2}{2gh_2^3} \right) \\ &= \frac{(U - U_2)^2}{2g} \frac{(h_2 - h')^2}{2h_2} \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

従つて  $q, h_2, h', m$  はその中の三つを知れば他の二つが計算出来る。圖-4 は  $h_2, q$  を與へ、 $h'$  を測定して  $m$  を求めたもの、及び  $H_1$  を計算したものと實測したものとの比較を示す。

射流部が現れる様になり更に速度が大きくなつて表面渦のない nappe dénoyée になる限界状態になると、最小水深の處の水深を  $D$ 、そこまでの損失水頭を  $\xi_1$  とすれば

圖-4.  $H_1$  及び  $m$  と  $q$  の關係 (射流部現れず)



$$q = D \sqrt{2g(H_1 - D - \xi_1)} \dots \dots \dots (4)$$

$$h_2 D \frac{D + h_2}{2} = \frac{q^2}{g} \dots \dots \dots (5)$$

$$\xi_2 = \frac{(h_2 - D)^3}{4Dh_2} \dots \dots \dots (6)$$

$$\xi = \xi_1 + \xi_2 = H_1 - H_2 \dots \dots \dots (7)$$

$\xi_2$  は跳水に伴ふ損失水頭である。この時の  $D$  の實測値と計算値の比較及び  $H_1$  と  $h_2$  の實測値を圖-5 に示す。

更に同様の實驗を入口の形を Borda の流入口の形とした場合に就ても行つた。兩者をまとめた結果を圖-6 に示す。

圖-5. 限界状態になつた時の  $H_1$  及び  $D$  と  $q$  の關係

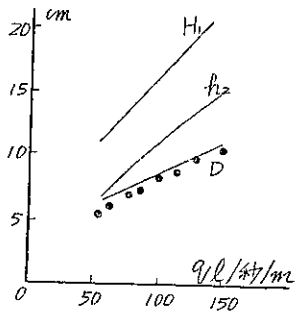
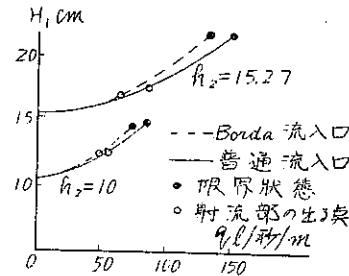


圖-6.  $h_2 = \text{const.}$  の時の  $H_1$  と  $q$  の關係



之等から入口の損失水頭を推定する事が出来る。

(121) 壁面の近所及び管内渦流の流速分布

(Kōitirō Takahashi, "On the Velocity Distribution of Turbulent Flow near the Wall and in the Pipe." Proc. of Phy.-Math. Soc of Japan, S. 3, Vol. 21, No. 11, p. 672~678. 佐藤 清一 抄)

v. Kármán や Taylor によりて行はれてゐる理論では分子粘性を無視してゐる。之は彼等も認めてゐる如く壁面の直ぐ近所では成立しない。本論文は、渦亂に依る見掛けの應力に對し粘性に依る應力が additive で

あり得ると假定して、壁面の近所に於ける粘性の影響を論じたものである。此の假定より剪應力は

$$\tau = \rho(v + l\bar{v}') \frac{du}{dz} \dots\dots\dots (1.1)$$

と書ける。 $v$  = 動粘性係数、 $l\bar{v}'$  = 渦動粘性、 $\frac{du}{dz}$  = 平均の流れの速度勾配、 $\rho$  = 流体密度。

之に關して更に次の様に假定する事が出来る。

(1)  $l\bar{v}' = l^2 \frac{du}{dz}$  (prandtl)

$l$  = 混合距離、 $v'$  = 渦亂の變動速度。

(2)  $l$  は壁よりの距離に比例す。  $l = Bz$

壁面附近の速度分布 平面壁について考へる。 $z$ 軸を壁面に直角に、 $x$ 軸を流れに平行にとり、定流とす。然る時は運動の方程式は

$$(v + l\bar{v}') \frac{du}{dz} = \frac{\tau}{\rho} = \text{一定} \dots\dots\dots (2.1)$$

之に前の假定を入れ  $\frac{du}{dz}$  について解けば

$$u = - \int \left\{ \frac{v}{2B^2z^2} - \sqrt{\frac{v^2}{4B^4z^4} + \frac{\tau}{\rho B^2z^2}} \right\} dz$$

之を積分し壁面にて常数を決定すれば

$$u = \frac{v}{2B^2z} - \frac{v^2}{4B^3} \sqrt{\frac{\rho}{\tau}} \frac{1}{z} \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{v^2\rho}{4\tau B^2} + z^2} - z} \right\} - \frac{1}{B} \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \log \left\{ \sqrt{\frac{v^2\rho}{4\tau B^2} + z^2} + z \right\} + \frac{1}{2B} \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \log \frac{v^2\rho}{4\tau B^2} + \frac{1}{B} \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} + \alpha \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

茲に  $\alpha \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$  は壁面に於ける速度。更に之を  $u_\tau = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$  とおいて整理すれば

$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{1}{2B^2} \left( \frac{v}{u_\tau} \right) - \frac{1}{4B^3} \left( \frac{v}{u_\tau} \right) \sqrt{\frac{1}{4B^2 + \left( \frac{2u_\tau}{v} \right)^2} - \frac{zu_\tau}{v}} - \frac{1}{B} \log \left\{ \sqrt{\frac{1}{4B^2 + \left( \frac{2u_\tau}{v} \right)^2} - \frac{zu_\tau}{v}} \right\} + \frac{1}{B} - \frac{1}{B} \log B + \alpha - \frac{1}{B} \log 2 \dots\dots\dots (2.5)$$

となる。之が壁面附近の流速の分布を表す。 $z$ が大となれば上式は

$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{1}{B} \log \frac{zu_\tau}{v} + \frac{1}{B} \log 4B - \frac{1}{B} + \alpha$$

となり實驗で得たものと同形である。例へば Nikuradse の實驗式では

$$\frac{u}{u_\tau} = 5.5 + 5.75 \log_{10} \frac{zu_\tau}{v} \dots\dots\dots (2.8)$$

であるから前式にては  $B=0.40$ ,  $\alpha=6.8$  とすればよい。従つて壁面では

$$u_s = \alpha u_\tau = 6.8 u_\tau$$

丈の滑りがある事になる。之に就ては後に論ずる。

更に又 (2.1) の近似式として

$$B^2(z+\delta)^2 \left( \frac{du}{dz} \right)^2 = \frac{\tau}{\rho} = u_\tau^2 \quad \delta = \frac{v}{Bu_\tau}$$

を考へる事が出来る ( $z$ が大、及び小なる場合に上式と一致する)。之の解は

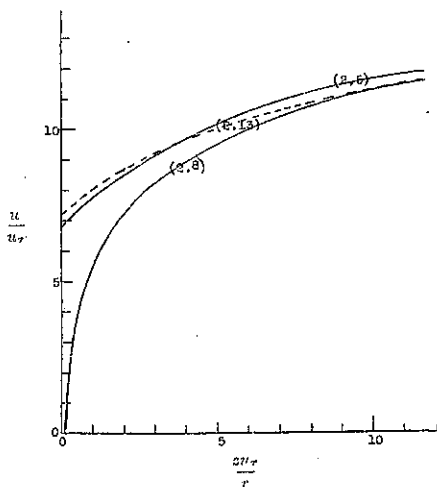
$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{1}{B} \log \left( 1 + \frac{z}{\delta} \right) + \alpha u_\tau \dots\dots\dots (2.13)$$

となる。 $\delta$ なる常数は粘性が重要な役割となす層の厚さで、境界層の一つを示す。 $z$ が $\delta$ に比して大なる時は

$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{1}{B} \log \frac{zu_\tau}{v} + \frac{1}{B} \log B + \alpha u_\tau$$

となる。之は (2.8) と全く同形である。以上の式 (2.5) とその近似式 (2.13) と實驗式 (2.8) の比較を圖-7 に示す。

圖-7.



壁面に直ぐ近所の流速分布 以上には壁面の附近では  $v$  がきいて来る事を述べたのであるが、壁面の直ぐ近所ではどうなるか。一般に知られたる如く、渦流に於ては壁面の近くには二つの薄い層が存在する。即ちその一つは壁面に直ちに隣接せる層が、此處では粘性が主なものとなり流れは層状となり、之をラミナ層と呼んでゐる。他の一つは此の外側に來るもので、此所では粘性應力と Reynolds 應力 (渦粘性應力) と同等に働く、之を粘性層と呼んでゐる。之より外側では粘性應力は無視出來、専ら Reynolds 應力の範圍となる。ラミナ層に就ては別に考へる必要があり、又壁面に滑りがある事にしたが之は 實際には壁面では流速が零であるから不合理である。併し之もラミナ層に於ける速度勾配に依つて説明する事が出来る。ラミナ層の流速分布は

$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{u_\tau z}{v}$$

により與へられる。又此の層の外では前述の如く

$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{1}{B} \log \left( 1 + \frac{z-\delta'}{\delta} \right) + \alpha$$

により與へられる。茲に  $\delta'$  はラミナ層の厚さである。速度及び應力は連続でなければならぬから  $\alpha = u_\tau \delta' / v$  となり、従つて

$$\frac{u}{u_\tau} = \frac{\alpha}{\delta'} z$$

がラミナ層の流速分布を表はす。 $\alpha$  は渦亂のある層に

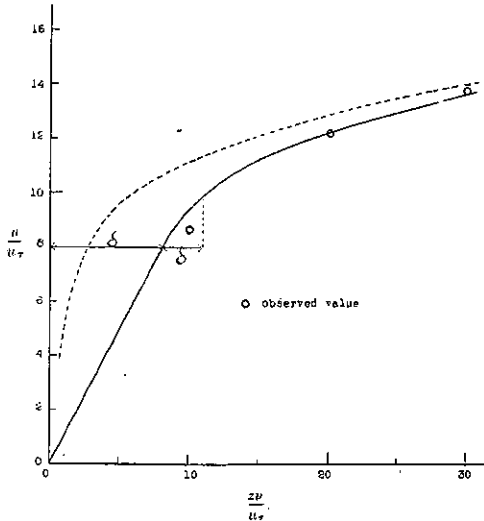
て決定され、前の Nikuradse の実験に合せば  $\alpha=8$  となる。従つてラミナ層の厚さは

$$\delta' = \frac{8\nu}{u_\tau}$$

となる。又粘性層の厚さ  $\delta$  は

$$\delta = \frac{\nu}{Bu_\tau} = \frac{2.5\nu}{u_\tau}$$

圖-8.



となる。今の計算により求めたる流速分布（實線）と Nikuradse 実験式を延長したもの（破線）と實測値との比較を圖-8 に示す。今の計算が良く合つてゐる。

圓形管内の渦流の流速分布 Taylor の渦動度輸送の理論により、之に更に粘性を考慮すれば基本式は

$$\begin{aligned} -\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} &= \left\{ l^2 \frac{d^2u}{dr^2} + \nu \right\} \left\{ \frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} \right\} \\ &= \left\{ B^2(R-r)^2 \frac{d^2u}{dr^2} + \nu \right\} \left\{ \frac{d^2u}{dr^2} - \frac{1}{r} \frac{du}{dr} \right\} \end{aligned}$$

但し  $r$  = 中心からの距離、 $R$  = 管の半径。  
之は解くのに困難であるから

$$\delta = \frac{\nu}{B\sqrt{-\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx}}} = \frac{\nu}{Bu_\tau}$$

と置いて

$$-\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} = B^2(R+\delta-r)^2 \frac{du}{dr} \left\{ \frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} \right\}$$

なる式を考えると、之は前式を近似的に表はす。

此の解は

$$\frac{u_c - u}{u_\tau} = \frac{2}{B} f \left( \frac{r}{R+\delta} \right)$$

$$f = \int_0^{\frac{r}{R}} \frac{R}{r} \left\{ \frac{r}{R} - 1 + 2 \log \left( 1 - \frac{r}{R} \right) + \frac{1}{1 - \frac{r}{R}} \right\}^{\frac{1}{2}} d \left( \frac{r}{R} \right)$$

$u_c$  = 中心の流速

$\delta$  が  $R$  に比して非常に小さい時は粘性の影響を與へた此の計算と Taylor の之を考へない計算とは殆ど差

がなくなる。故に圓管の場合には壁面の直ぐ近所しか粘性の影響はない。壁面の直ぐ近所の滑りの速度を求めれば

$$u_s = u_c - \frac{2}{B} u_\tau f \left( \frac{R}{R+\delta} \right)$$

之を Nikuradse の実験とを比較すると

$$u_s = 1.4 u_\tau$$

之もラミナ層の速度勾配によりて説明される。

### (122) 背水門の水利模型実験

(G. E. Hubbell, "Hydraulic Model Studies" Solve Backwater Gate Design." E. N. R., May 9, 1940, p. 73~74.  
永井莊七郎 抄)

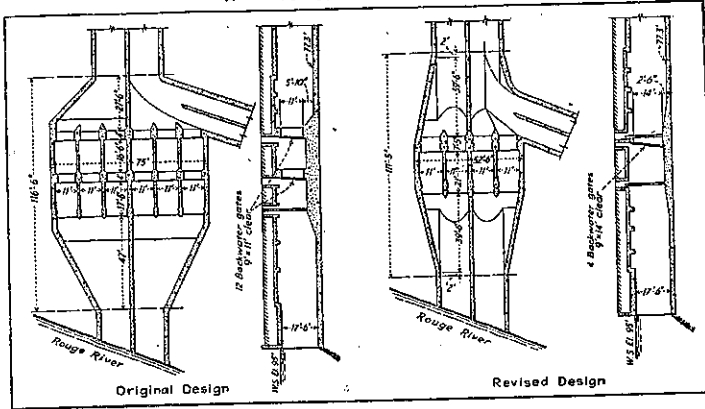
Detroit 市の下水放水口に於ける背水門の模型実験である。同市の下水改良工事に於て、下水管系と露天下水流とを遮断する爲に調節室が必要であつた。即ち 12 000 acres の面積から下水及雨水は Baby Creek を經て Rouge 河に流入する様になつてゐるが、其の流入點で下水流が遮断される。現在の Baby Creek の出口は 2 個の函型断面から成り、右は幅 14.5'、高さ 17.5' にして全容積 3 000 ft<sup>3</sup> である。Creek の出口の底は El. 77.3', Rouge 河の水位は El. 90~96' に上下するので、Rouge 河の下水流の逆流を防止する爲に背水門が必要である。

模型は實物の 1/24 に造り (Wayne 大學の實驗室)、Froude の相似法則に因り実験された。最初の模型は現在の門扉に對するもので、全幅員 75' 及長さ 116.5'、之が 6 門に分たれ、各門扉室は 9' x 11'、閘の床上的の高さ 5' 10' である (圖-9 左)。

3 000 ft<sup>3</sup> の流量及 Rouge 河の水位 96' の際に兩面型断面内の流速は 6 ft/sec、之に對する流速水頭 0.56'、門扉直前の理論的流速 2.48 ft/sec 之に對する流速水頭 0.09'、門扉室内で流速は再び増大して 5.05 ft/sec になる。従て此の構造では門扉室及其の前面に於ける流速の増大及減少に因り勢力の損失を生ずる。模型実験では此の全損失高が 0.8' であつた。門扉室前面で断面が急擴しゐる爲に断面内を下水流が一様に流れず、外側の 2 室を 20%、中間の 2 室を 35%、内側の 2 室を 45% の割合で流れ、その爲に著しい渦流を生じ、損失高を増してゐる事が明かになり、茲に水利學的に構造を改良する必要を生じたのである。

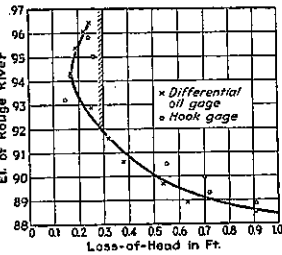
断面の急擴を避ける爲に門扉室の数を 4 個にして全門扉室の幅を縮少し、流水の分布を一様にして渦流を減少する事に努め、在來の複門扉を排して單門扉に変更した。従て 4 個の各背水門の幅は 9'、高さ 14'、閘の高さ 2.5' とし、此の設計に基いて第二回の模型実験を行った (圖-9 右)。此の設計では全幅員は 52.5'、流入角度 1:5 に、全長は 111.4' に減少する。

圖-9. 左: 6 門を有する在來の舊水構造  
右: 4 門に改良された新舊水構造



第二回の實驗は流量を 3000 ft<sup>3</sup> とし、Rouge 河の水位を種々に變化して、Rouge 河の水面から門扉頂迄の全損失水頭を測定した。その結果 0.3' よりも小であつた (圖-10)。

圖-10. 模型實驗より得た損失高



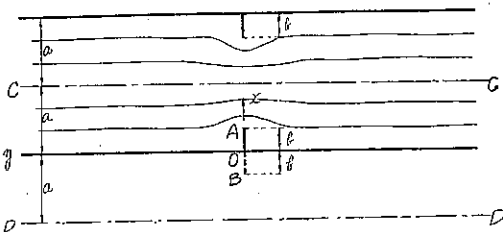
此の實驗に因り \$147,000 の工費の節約を得た。完成後 1939 年 2 月 19 日に、午前 4 時以後 8 時間に 1.23", 24 時間に 2.41" の降雨があり、フロート及勾配測定により最大流量は 1600 ft<sup>3</sup>/sec と推定され、Rouge 河の水位は 92.22' で、其の時の損失高は 0.15' であつた。1939 年 7 月 3 日に推定流量 26000 ft<sup>3</sup>/sec の豪雨があり、Rouge 河の水位は 94.43' で、其の時の損失高は 0.23' であつた。

(123) 障害物のある水路内の流線の問題

(A. Broikos, "Aspects theoriques de l'écoulement de l'eau dans un canal comportant des obstacles." Génie Civil, No. 23, 1940, p. 356~359. 本間 仁 抄)

圖-11 の様な幅 2a の水路内に両側から長さ b の障害物の出る場合のポテンシャル流の流線の形を求める。速度ポテンシャル及び流函数を  $\phi$ ,  $\psi$  として速度は

圖-11. 二つの障害物のある場合の z(x+iy) 面



$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v = \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

で與へられる。複素ポテンシャルを  $f(z) = \phi + i\psi$  と書けば速度面は  $w = u - iv$  即ち

$$w = \frac{df}{dz} \quad (z = x + iy)$$

水路の方向に x 軸を取り、流量 q を一定とすれば無限の上流及び無限の下流では速度は  $\frac{q}{2a}$  である。この問題の流線は距離 2a の平行線 CC' と DD' の間の流れの中に長さ 2b の障害物 AB がある場合の流線と同じであつて、之に對する複素ポテンシャル f は

N. Jonkowski によれば

$$f = \frac{q}{2a} \int \frac{\sin \frac{\pi z}{2a}}{\sqrt{\sin^2 \frac{\pi b}{2a} - \sin^2 \frac{\pi z}{2a}}} dz \dots (1)$$

$$\therefore u - iv = \frac{q}{2a} \frac{\sin \frac{\pi z}{2a}}{\sqrt{\sin^2 \frac{\pi b}{2a} - \sin^2 \frac{\pi z}{2a}}} \dots (2)$$

之から u, v を定めれば  $z = \pm \infty i$  に對して  $u = 0$ ,  $v = -\frac{q}{2a}$  となる。(1) を計算すれば

$$f = \frac{q}{\pi} \log \left( \cos \frac{\pi z}{2a} + \sqrt{\cos^2 \frac{\pi z}{2a} - \cos^2 \frac{\pi b}{2a}} \right) \dots (3)$$

$$\therefore \phi = \frac{q}{\pi} \log^2 \sqrt{\cos^2 \frac{\pi x}{2a} \cosh^2 \frac{\pi y}{2a} + \sin^2 \frac{\pi x}{2a} \sinh^2 \frac{\pi y}{2a}} \dots (4)$$

$$\psi = -\frac{q}{\pi} \arctan \left( \tan \frac{\pi x}{2a} \cdot \tanh \frac{\pi y}{2a} \right) \dots (5)$$

流線の方程式は

$$\tan \frac{\pi x}{2a} \cdot \tanh \frac{\pi y}{2a} = \text{const.}$$

二つの壁  $x=0$  及び  $x=2a$  に沿ふ流線は夫々  $\psi=0$  及び  $\psi=q$  になる。又  $y=2a$  の位置を考へれば  $\tanh \frac{\pi y}{2a} = 0.997$  である。故に y が 2a から  $+\infty$  まで變化する間に  $\tanh \frac{\pi y}{2a}$  は 0.997 から 1 まで、即ち殆ど變化する事がない。之から見れば障害物の影響はそれから上下流に向つて大體 2a の距離以外には及ばない。

第二の例題として圖-11 の障害物が何れか一方しかない場合を考へる。例へば下側のもののみがあるものとすれば、この時は障害物のない方の壁面に就ての鏡像を畫いて、幅 4a の水路の両側の壁から長さ b の障害物が出る状態を想像する。この場合の解は前と同様にして求められ、而も求める流れはその半分を取ればよいのである。従つてこの時の複素ポテンシャルは

$$f = \frac{q}{4a} \int \frac{\sin \frac{\pi z}{4a}}{\sqrt{\sin^2 \frac{\pi b}{4a} - \sin^2 \frac{\pi z}{4a}}} dz$$

但し  $q$  は流量の 2 倍である。前と同じ考へにより障  
物から  $4a$  だけ離れれば障物物の影響は殆どない。

河 川  
(124) スイスに於ける洪水量と  
流域面積との関係

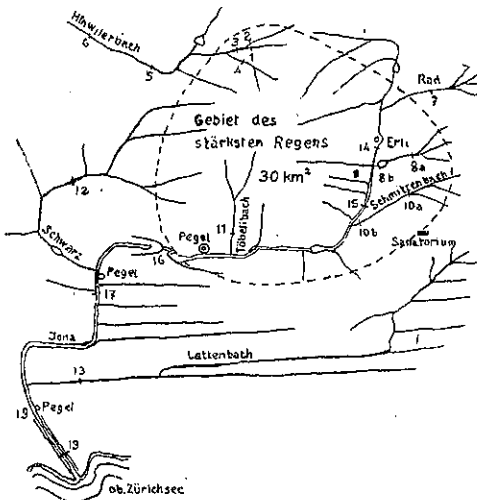
(Brockmann, "Das Hochwasser im Gebiete des  
Bachtels." Wasser-und Energiewirtschaft,  
Schweizerische Monatschr. s. 13~18.  
永井 莊七 郎 抄)

1939. 8. 25. スイスの Zürich 上部なる Bachtel 地  
方に稀有の豪雨が襲來し、其の地方を流れる Jona 河  
は大洪となつた。即ち Jona 河の全流域面積  $80 \text{ km}^2$  の  
内、上流約  $30 \text{ km}^2$  の地域に豪雨が降り、その豪雨は  
8. 25. の 17 時前より 19 時迄が最も強く、翌日 8. 26.  
朝止んだ。25~26 日の間の降雨量は表-1 の如くであ  
る。

表-1.

地 點	海 拔 (m)	8. 25. (mm)	平均年降水量 (mm)
Bachtel	1 110	186	rd. 1 800
Sanatorium Wald	907	107	1 920
Hinwil 及 Tobel	600	53.6	1 300

圖-12. Jona 河流域平面圖



Jona 河及 Hinwil 河 (溪流) 流域内の各量水標地  
點の洪水流量、洪水位、流域面積等は表-2 の如くであ  
る。表に依れば比流量  $q$  は  $1.8 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$  より  $18.5$   
 $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$  迄變化してゐる。此の比流量の變化を一つ  
の式で表はさんと考へた。

流量  $Q (\text{m}^3/\text{sec})$  を流域面積  $E (\text{km}^2)$  の指數として  
表はし

$$Q = Q_1 \cdot E^\mu$$

と置いた。茲に  $Q_1$  は  $E = 1 \text{ km}^2$  に對する流量である。  
指數  $\mu$  は 1 よりも小なる數である。

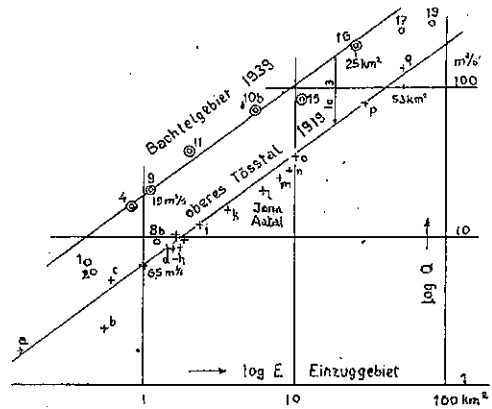
表-2.

	$E$ ( $\text{km}^2$ )	$F$ (約配)	水深 ( $h$ )	$F$ ( $\text{m}^2$ )	$Q$ $\text{m}^3/\text{sec}$	$q$ $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$
a) Hinwiler Bach 流域						
1. Bodenbach	0.42	10	0.6	1.55	6.4	15
2. Allmenbach	0.45	10	0.5/0.8	1.10	5.4	12
3. 兩 Bäche 合流點	0.9	20	0.6	2.40	11.8	13
4. Schaungenbach	0.84	10/5	1.5/1.3	3.3/4.4	15.5	18.6
5. Hinwil 村	6.0	1.4	1.45	5.8	94.0	5.7
6. 改修部以下	6.5	1.0	1.60	9.6	34.0	5.2
b) Jona 河流域						
7. Raderbach	1.25	4.0	0.6	1.5	4.2	3.4
8. a) Erli.	0.85	6.0	0.5	2.7	6.6	7.8
b) Ueberl.	1.20	種に流	1.08	(4.2)	9.0	7.5
9. Hübzbach	1.10	10.0	1.5	4.5	20	18
10. a) Schmittenbach	2.5	3	1.0	3.0	11	4.4
11. Tübellbach	2.0	12.0	1.6	10.5	35以上	17以上
12. Schwarz	13	1	1.45	8.7	30	2.3
13. Lattenbach, Tägernau	13	1/2	1.5	9	23	1.8
14. Elba	6	2	1.2	4.8	19	3.2
15. Pilgersteg 上流	11	2.5	2.7	16	82	7.4
16. Antai 以下	25	—	3.0	67	100	7.6
17. Schwarz Widacher, Jona	51	1	3.2	92	240	4.7
18. Jona 村	80	—	rd. 4	—	—	—
19. 河口上流 500 m	80	洪水位 1.0	4.5 以下	55~59	270	3.4

$$\log Q = \log Q_1 + \mu \log E$$

と置いて  $\log Q$  と  $\log E$  の關係を求めた處、圖-13 の  
如くである。

圖-13.



Tössgebiet 1919			Jonagebiet 1919		
a Schultzbach	f Bärenbach	m Fuchsbach	no Fischenalbach	d Raderbach	
b Kirchschelbach	g Gubienbach	p Töss Streg	q Töss Baum	l Jona Antai	
c Lochbach	h Fiehlbach				
e Leebach	k Walenbach				

下部の線は 1919. 7. 8. の Töss 河上流の洪水資料で  
ある。此の洪水は 20 年間に 1 度襲來する程度のもので  
ある。

兩直線の勾配は共に 0.75 にして、縦距の差は  $\log 3$   
である。即ち 1939 の洪水量は 1919 の洪水量の 3 倍  
である。兩直線の式は

$$1939 \text{ 年 Jona 河に對して } Q = 19 \cdot E^{0.75} (\text{m}^3/\text{sec})$$

$$1919 \text{ 年 Töss 河に對して } Q = 65 \cdot E^{0.75} (\text{m}^3/\text{sec})$$

式中  $E$  の單位は  $\text{km}^2$  である。之等の式は豪雨の小流  
域河川にのみ適合する。

此の式形は Bürkli-Ziegler の式に類似してゐる。

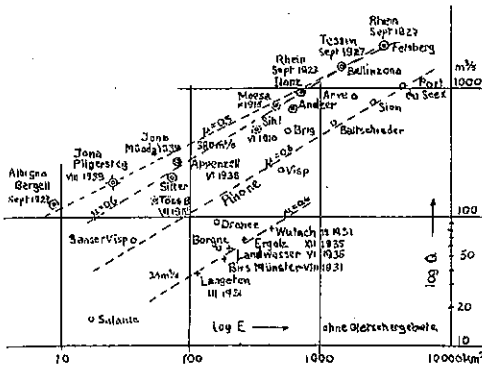
$$Q = Q_1 E \sqrt{\frac{Q}{E}} = Q_1 E^{0.75} G^{\frac{1}{4}}$$

茲に  $G$  は流域の勾配である。

更に大なる流域に對し、最近數年（最高 35 年間）間の  $Q/E$  の關係を求めたるに圖-14 の如くである。此の

圖-14.

上：1913 以來、スイスの最大洪水の  $Q/E$  の値  
 中：Rhone 河の  $Q/E$  の値  
 下： $Q/E$  が最小なる洪水



結果は稀有の洪水は入つてゐない。

最も強い洪水は Rhein 河上流の Tessin 及 Bergell に起つてゐる。 $Q/E$  の値が最小なる 2 河川 Langeten 及 Wutach は、1931 の非常な大降雪の結果起つた洪水の値である。以上より、大洪水は大部分地表を流れる降水に基因し、地層内より或は泉よりの湧水には殆んど原因しない事が考へられる。圖-14 に於て、3 直線の  $\mu=0.6$  にし 1 直線の  $\mu=0.5$  である。

Rheinhardt's Kalender の中に、C. Pascher が計算した最大洪水量の表がある。彼は流域面積の大きさに應じて、 $E=1\sim 100000 \text{ km}^2$  迄 4 つの式を用ひて計算してゐる。今  $50 \text{ km}^2$  以上の流域面積に對する之等の値は次の式を以て表はし得る。

$$Q = 30 \cdot E^{\frac{1}{2}} \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

例へば Jona 河口  $8 \text{ km}^2$  に對しては  $270 \text{ m}^3\text{/sec}$  にして良く實測値に合致する。

[譯者註] 式中の  $Q_1$  は流域の性質に因り、 $\mu$  は流域面積の大きさにより變ると考へられる。即ち流域の地面勾配が急峻なる程  $Q_1$  は大に、又  $\mu$  は流域面積が大なる程小になる如くである。

### (125) ソ聯の水路

(Thomas und Ludin, "Die Binnen Wasserstraßen Rußland und des ehemaligen Polen." Deutsche Wasserwirtschaft, Nr. 5, 1940, s. 154-157.)

福田秀夫 抄

本文はソヴェット聯邦の國內水路に就き記述したもの

で、その第一次、第二次及び第三次の 5 ケ年計畫に就て簡単に述べてゐる。

ソ聯邦には延長 100 km 以上の河川は 1676, この中 2000 km を越すものは 44 あるが、之等は裏海, 黒海, バルチック海及び北氷洋の 4 つの海に注ぐ。

ロシアは世界大戦と之に續くポーランドとの戦の結果、5627 km の水路を失つたが、その後ソ聯邦では水路建設に意を注ぎ、1924 年には 28650 km の航行可能の水路を得た。その中主なるものを拾ふと

河川	延長 km	航行可能區	河港
1 Wolga	3700	3580	Astrachan
支川	7019	5081	—
2 Dnjepr	2280	2000	Cherson
支川	1990	360	—
3 Don	1985	1395	Rostow
支川	1083	—	Taganrog
4 Dnjester	1345	500	O. lessa
5 Newa	70	70	Leningrad
6 Nördl. Dwina	1315	1315	Archangelsk
支川	1692	1510	—
7 Petschora	1820	—	—

即ち 4 つの海は數多くの水路によつて、互に結ばれてゐる。

#### A. バルチック海と裏海の連絡

(1) Marien 水路系は Newa 河—Ladoga See—Swir—Onejski 運河—Wytegra 河—Marien 運河—Kowscha—Bjeloseró 運河—Scheksna 河—Wolga 河を通るもので、全延長 1125 km で最高箇所は 11.0 m で、Leningrad より 29 箇所の開門を通つて達す。之より Wolga 河へ向け 42 の落差を 7 箇所の開門によつて降る。Leningrad-Astrachan は 3932 km あつて、この案は Peter 大帝の時既に存在してゐた。

(2) Tischwinsky 水路系は Leningrad より Wolga 河への最短距離のもので、Wolga 河の Rybinsk に達す。延長 929 m で、運河の部分はその中の 241 km で、64 箇所に開門がある。

(3) Wischnij—Wolotchok も、又 Newa 河と Wolga 河を結ぶもので、全延長 869 km の中、約 50 km は人工的のものである。尙 Wolga 河の水路は、可成り以前より開かれ、晝夜通航出来るやう、全川燈火により照明せられてゐる。

#### B. 裏海と白海の連絡

(1) Herzog Alexander von Württemberg の水路網で、之は Beloje-Sea から程遠からぬ所で、Marien 水路系と分れて、東へ向ひ Suchona 及び Archangelsk に達す。全延長 1393 km で、人工の水路はこの中 53.5 km である。

(2) Wolga 河の一支川 Kama 河は水量が豊富であるので、之を利用して、Wolga 河は Südlich Keltma,

Nördlich Keltma 及び Katharinen Kanal によつ Dwina 河と連絡す。

### C. 黒海とバルチック海の連絡

(1) Beresina の水系は Beresina 及び Berezinski 運河によつて、Dnjepr 河と Düna 河を連絡するもので全延長 654 km で、この中 168 km は改良工事を行った。

(2) Oginsky 河は 343 km の水路を持つてゐて、之は Njemen に於て Dnjepr 河と連絡す。この水路系は、Pripet, Tascelda, Oginsky, Schara である。

(3) Dnijepr-Bug の水系は Bug 河によつて Weichsel 河と結ばれ、又 Poipet 河によつて Dnijepr 河とも連絡してゐる。

(4) Augustowsche 水系は 11.28 km の Augustow 運河を有し、Oginsky 運河を通じて Dnijepr 河と Weichsel 河を結ぶ。

D. 黒海と裏海を結ぶ水路は、現在の所未だ出来てゐないが、恐らくはやがて充分の研究と熟議の上決行されると思はれる。

第一次 5 ケ年計画 この水系、運河系は、世界大戦以前より、又或るものは既に 100 年以前より出来てゐたものである。1928 年 1 月 1 日に第一次 5 ケ年計画が始まつた。

1. Marien 運河系の擴張工事で、河川の一大運河化工事を含み、尙 Jaroslaw には大なる水力発電所を設け、之により Wolga 河上流の全水量を貯溜することが出来る。この系統には Onega 湖と Ladoga 湖を結ぶ延長 234 km の Swir 河が附屬してゐるが、その中の 143 km によつて 28 m の落差の殆んど全部を征服し、後の 91 km には落差は殆んどない。これには 2 つの堰がある。

2. Oneg 湖-白海を連絡する所謂 Stalin 運河の建設は 1931 年 11 月に着工せられ、Leningrad と Wolga 河を結ぶ水路を決定した。延長は 227 km であつて、Onega 湖の北端 Poveretz より始まり、北進して Segosero 湖に到り、その支川 Wyg 河を利用して、Soroka にて白海に注ぐ。Len'grad より白海迄は全延長 700 km で、この中には 19 箇所の閘門、15 箇所の堰、12 箇所の貯水池、40 箇所の築堤工事、33 箇所の運河があつて、全く完成したのは 1933 年 6 月 22 日である。

3. Dnijepr 河その他の河川が航行に適するやうにするための堤堰工事であつて、Dnijepr 河は航行不可能區域を約 2000 km 有してゐるが、Karpaten 山脈の支脈により、2 つの部分に分たれ、北部は 1600 km 南部は 350 km となつてゐるが、その間の 60 km は 9 箇所の早瀬と 25 箇所の瀬のため航行出来ぬ。1926 年に之を征服せんがための計畫が行はれて 1927 年に着工せられ、1932 年に完成した。この工事は (1) 長さ 760 m で河底より高さ 62 m のコンクリート堰堤、(2)

3 段の閘門でその落差 38.75 m 又この閘室は 120×18×3.6 m (3) 62 000 kW の発電機 9 臺を有する発電所である。

4. Kuban 河の改良工事は石油の産地 Maikop より流れ出る Kuban 河を石油の輸送路として使用せんとするものである。

かくて第一次 5 ケ年計画の終りには Petschora 河の上流には 27 m、Kolwa 河には 28 m、Nemy 河には 25 m の堰堤が出来て、この湛水面積は 2000 km<sup>2</sup> に達し、貯水量は 7×10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> に及ぶ。

### 第二次 5 ケ年計画

1. Moskow-Wolga の運河は、Moskau を大河と結ぶことと用水の改良及び電力を求めんとする 3 つの目的がある。即ち Wolga 河の Dubnja 河合流點から始まつて、Moskaus に向ひ、Kljasma 河と運河の分岐點には 65×10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> の貯水池を作つた。47 m の落差を征服するためには、11 箇所に堰を作つて、6 箇所にポンプ設備を作つた。之は 1932 年に着工し、1937 年に完成し、1937 年 7 月 15 日より一航の通航を許可した。

2. Kostroma-Kalinin 間の Wolga 河の改良工事のためには、その水深を維持せんがため多くの堰を作つた。尙その湛水面積は 350 km<sup>2</sup> に及ぶ。

3. Kama 河は水量が多いため、その洪水防禦と利水の兩方面より、堰堤を設けて水力発電所を建設することが計畫せられた。この計畫によると、高さ 17 m 長さ 400 m で取水量 500 m<sup>3</sup>/sec、発電力は 360 000 kW である。

### 第三次 5 ケ年計画

1. Wolga 全川に亘る改良工事で、その第一の目的は、Gorki 運河に沿ふ Astrachan より Rybiusk に至る多くの低地や砂洲を除去することである。又 Kujbyschew には 3.4×10<sup>9</sup> kW の発電所がある。更に Wolga 河の三角洲の東方に Bjelinsker 運河を作り、東方より来る船に對して約 200 km の距離を短縮せしめた。

2. Marien 運河系の改良工事の経緯

3. Wolga-Don 運河の計畫は第一次 5 ケ年計畫にもあつたが、今次に於ては更にその追加であつて、(a) Stalingrad より Kalatsch へ向ふ 100 km の運河、(b) Manytch 河の東西の連絡を、その二大主眼點としてゐるが未だ着工せられてゐない。

4. 裏海の水面降下に對する對策としては、Wolga 河の水系に、北方の過剰の水量を加へ、Wolga-Don 運河の水を、裏海へ多量に注ぐことにした。

かくてソヴェット聯邦の水路網の工事に就ては、Molotow の言をかりると、「我國の水路の全延長は第三次 5 ケ年計畫の終りには 101 000 km から 115 000 km に増加し得らる」。



### (126) St. Louis に於ける大暴風雨の研究

“Studies of a Near-Maximum Storm at St. Louis.”  
(Civil Engineering, April 1940, p. 230~235.)  
野口 勇二郎 抄

#### 1) 雨量と降雨面積との関係 (Kroeger and H. I. Stewart)

1939年8月25日 St. Louis 地方に未曾有の暴風雨が襲来した。雨の最も激しかった Garrison 及 Lucas streets では午前4時35分から5時35分にかけて5.02"の雨量を示して居る。之は時雨量の在来の記録を破るものであり同地に於ける1918年8月24日の記録3.6"を1.4"も凌駕して居る。この嵐に於ける全雨量は5.79"であつた。本文及次に掲げるグラフの目的は雨量と降雨面積との関係を示すデータを提供するに在る。

観測区域には全部で36の測定装置が存在して居り

圖-15. 午前4時30分より6時0分に至る毎15分の雨量分布圖  
(圖中黒色圓は自記雨量計の配置を、中空圓は標準雨量計の配置を示す)

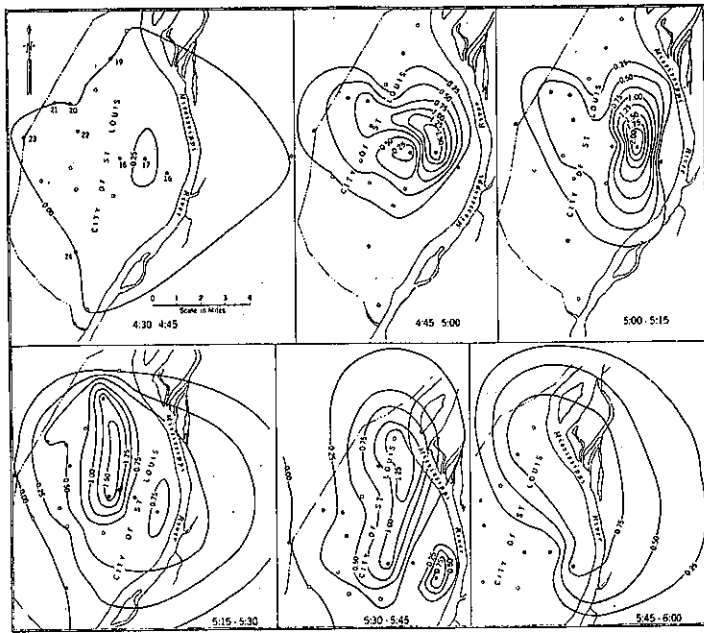
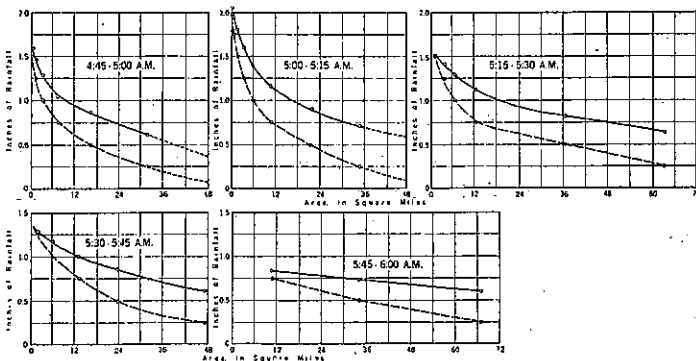


圖-17. 4時45分より6時0分に至る15分毎の雨量と降雨面積との関係  
(破線は最小雨量を、實線は平均雨量を示す)



の内11は自記雨量計、残りは標準型のものであつた。

圖-15の六つの地圖は午前4時30分から6時0分に至る毎15分の雨量を示す。圖-16には全雨量の分布が示してある。之等の地圖は次の如くして作られたものである。先づ自記雨量計存在位置に於ける適當な時間毎の雨量を記録し之により同時間内の標準雨量計存在位置の夫々の雨量を補間する。次にこの補間せる値を總計して標準計器の示す値と等しからしめる爲その差を比例配分する。かくして標準計器存在位置に於ける各時間内の雨量が決定せられたならば2.5"毎の等雨線を各計器位置に對し比例的に畫きその包む面積をプランメーターにより測定する。

圖-17の下方の曲線は15分毎にある特定の雨量に等しいか或はそれ以上である降雨面積をその雨量に對してプロットしたものである。又之等の面積に對する平均雨量を同様に計算しプロットして各時間毎の平均雨量と降雨面積との關係を示したものが圖-17の上方の曲線である。

圖-18は全嵐中の最小雨量、平均雨量と降雨面積との關係を示したものである。

#### 2) 小流域より起り得べき最大洪水量の決定 (J.K. Bartlett and T. G. Pfiffner)

目下南部 Illinois に 2740 エーカー

圖-16. 全雨量分布圖

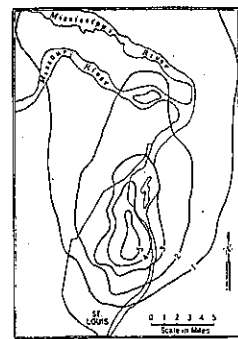
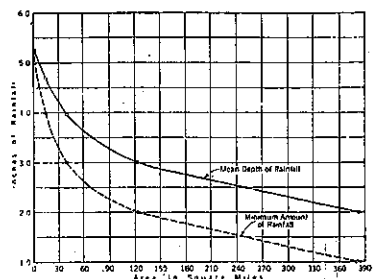


圖-18.

全嵐中に於ける雨量と降雨面積との關係

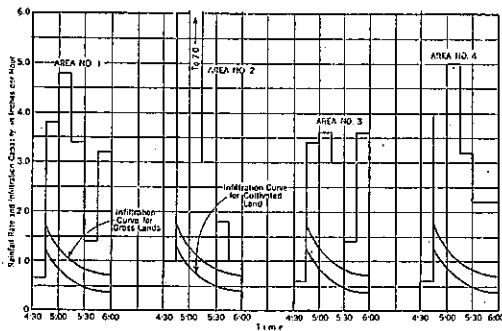


一の流域により給水される貯水堰堤が計畫せられて居る。この堰堤地點の最大洪水量を求めた方法を述べよう。

前章に述べた St. Louis に於ける 1939 年 8 月 25 日の雨は 50 年の回数曲線を 50% 以上超えるものであり恐らくは 200 年から 500 年に一度のものと思はれる。従て之を豫期し得る最悪の條件と考へて貯水池流域に移轉することにした。この移轉は前章圖-15, 16 の雨量分布圖を用ひ雨の進行軸の方向を變へる事なしに行はれた。

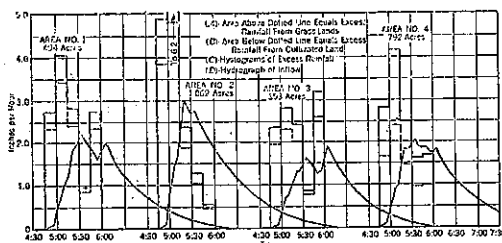
先づ雨量分布圖の全雨量最大なる地域を求め之を河川に最大の流量を與へる如く流域上に置く。かくして最大全雨量の點が決定せられたならば各 15 分間の雨量圖を流域上に置き等雨線間を補間して全流域を四つに區分した各區域毎の平均 15 分間雨量強度を求めた(流域を四つに區分したのは各 15 分間雨量分布圖の等雨線の變化があまり激しく全流域に平均雨量強度を適用する事が不可能であつた故である)かくして圖-19 に示す如き全降雨期間中の 15 分間雨量強度を表す強度曲線が得られた。

圖-19. 雨量の強度曲線及滲透曲線



次には流域中の地表の滲透量を決定する事が必要である。この場合 Soil Conservation Service の Edwads-ville III 研究所に於て同じ土壤になされた實驗による滲透能力曲線を利用するのが有利であつた。圖-19 に二種類のかゝる曲線が畫かれて居る。上方は未開墾地、下方は開墾地に対するものである雨量の座標から滲透量の座標を引き去つた残りは各土壤に対する有効雨量の強度曲線を表す。流域中の開墾地對未開墾地の比は空中寫眞により決定された。上の流出量に各の % を掛

圖-20. 各區域に対する有効雨量強度曲線及流出量水位圖



けて加へれば圖-20 に示す如き各四つの區域に対する有効雨量の強度曲線が得られる。

此處に考へられたと同じ種類の土壤より成る 27 エーカーの流域上の 15 分間の有効雨量 0.25" に對する Unit Hydrograph は實驗により得られ圖-21 の如くであつた。

そこで全流域を近似的に 27 エーカーづゝの 100 個の流域に分ち全流域に降つた雨は何れかの 27 エーカーを通じて圖-21 と同じ方法で又同じ時間で本川に達するものと假定する。圖-21 の座標に各 15 分間の有効雨量強度を掛けて各時間内の流出量水位圖が得られ之を 15 分づゝ遅れて次々と重ね合せ各の座標を加へることにより各四つの區間に對する流出量水位圖が得られる(圖-20 参照)。

この最後の時/時で表された流出量水位圖を立方呎/秒に改めて加へ合せたものは全流域に對する流出量圖であり圖-22 に示す通りである。

圖-22 を累加曲線として表したものが圖-23 である。

流量測定断面は貯水池の上流端に定められその横斷をプロットした。27 エーカーの面積よりの出口の断面も亦必要であつたがこれは

圖-21. 27 エーカーの流域にて 15 分間 0.25 時の有効雨量に對する Unit Hydrograph

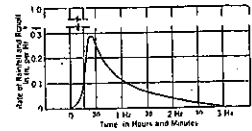


圖-22. 全流域からの流出量及流量測定断面を流下する流量

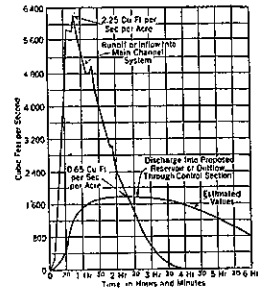
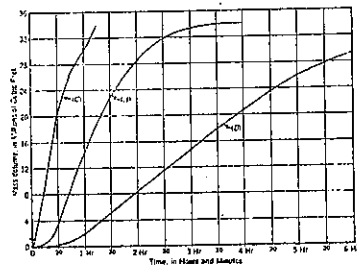


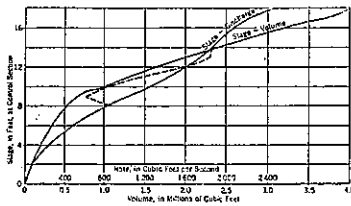
圖-23. 累加曲線 (A) は流出量, (B) は流量測定断面を流下する流量, (C) は有効雨量に對するもの



等高線からは得られないので全部圖-21 の場合に於けるものと同一であると假定した。かくして流量測定断面に於ける每一呎の水位上昇に對する河道貯留量を算定して圖示せるものが圖-24 である。

又流量測定断面における河川勾配を等高線より見出し Manning の公式に於て  $n = 0.030$  と置いて種々の水位に對して計算すれば圖-24 の水位流量曲線が得られる。

圖-24. 流量測定断面に於ける水位に対する河道貯留量及流量



次に圖-23 の流出量累加曲線 (A) と圖-24 の二曲線とを鈎合はす事により圖-23 (B) の流量測定断面を流下する流量が得られ従て圖-22 の流量圖が得られる。之が求むる洪水量である。上の計算の方法は周知のものである故此處には述べない。

道 路

(127) 道路標識の確認試験

(M.S.Kersten, "Testing Visibility of Highway Signs," Civil Eng, April 1940, p. 225. 佐友 彰抄)

交通事故が夜間特に多い事は止むを得ない所であり、之が防止方法として標識を發光體とする事は一策であるが、經濟上の點より殆んど大部分の標識は自動車のヘッドライトで照し出す式のものである。即標識は成るべく早く確認し得る様なものを選ぶ事が主眼となる。この事は計算より割出した数字で取扱はれると言ふよりも、その標識の識別の度合如何といふ各個人の視覚に依存する所が多いのである。以下述べる所は標識識別の實驗報告である。先づ Luckiesh-Moss 視度計といふものを用ふる。これは圖-25 の様な手持式の眼鏡であつて、この中に各段階のフィルターありネヂを廻すと兩

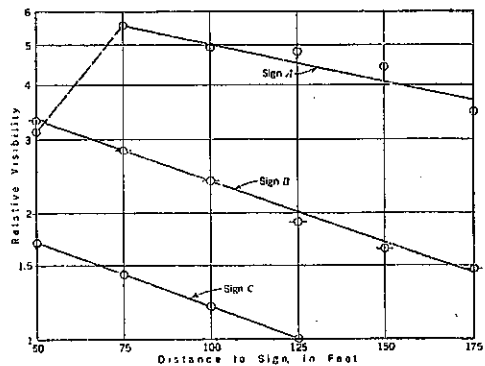
圖-25.



眼の位置に各度合のフィルターが出てくる。目標を見ながら片手で加減すればある位置にフィルターが合ふと目標が見える様になる。この時の目盛を讀む。目盛は標準の目標を標準の明るさの所で認め得た位置を 1 とし更に目標が 2 倍の面積になつた時を 2 とする。(視度計に就いては Journal of the Franklin Institute Vol. 220 No. 4 Oct. 1935 参照) この實驗は Minnesota 大學道路實驗室の幅 15', 長 180' の廊下で行つたもので、ヘッドランプ一組を一方に置き之に對して標識を移動して行く。實際に車が道路を走る場合

と同一條件にして標識はヘッドランプの中心線上より右 13' ヘッドランプのファイラメントより 0.5' 上に置く。ヘッドライトと標識との間隔は 50', 75', 100', 125', 150', 175' の各場合に就いて行ひ、一定規格のヘッドライトランプを用ひ、電池の電壓、電流も一定とする。測定方法は標識を一定距離に置いて廊下を暗くしヘッドライトを點する。3 人の觀測者が夫々同時に其の標識がかすかに見えるフィルターを 5 回とる。次に同じ條件の下で標識板上の印がかすかに認められる點の讀を 5 回とる。更にヘッドライトの光を落して同上の事を繰返し之を各距離に就て行ふのである。使用した標識は A, B, C の 3 種類で各々大きさは 24" 角である。A は 9/16" の白色の反射ボタンを STOP の字の上に植付けたもの。B は STOP の字は黑色ペイントで他の黄色の地色の上には徑 0.02" のガラス玉を張りつけ、C は普通のペンキ塗りである。圖-26 に示す觀測値は

圖-26.



15 回の讀の平均値で觀測者がこの視度計の使用に慣れて來れば大體一様の値を得る様になる。このグラフで別の様 A, B, C 共縦距を Semi-Logarithmic にすると直線となる。B が 75' で最大になつてゐるのは距離が近かつた爲に見えやすくなることよりも、ヘッドライトの標識に對する角度が大きくなる爲に觀測者の眼に入る反射光の量が減ずる事が大なる爲に起るものと考へらる。例へば距離 100' の場合この 3 種の標識の識別度合の比をとると 5.00; 2.19; 1.20 (或は 4.17: 1.82: 1) となり、この實驗に依り各種の標識の識別が容易か否かの比較を數字の上から示す事が出来る。

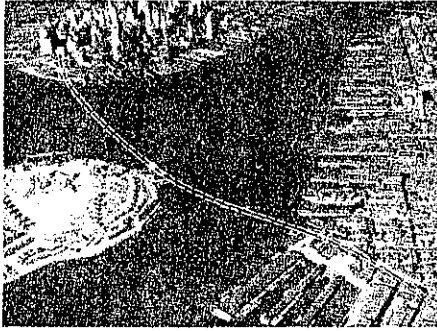
隧 道

(128) Brooklyn-Battery 水底トンネル

(New York's Brooklyn-Battery Tunnel, E. N. R., March 21, 1940, p. 415. 佐友 彰抄)

New York 市 Manhattan の Battery 街と Brooklyn の Hamilton 街を結ぶ自動車専用トンネルが計畫され(圖-27, 28 参照)既に着手に及んでゐる。總工費

圖-27.



81,000,000 弗の内 57,000,000 弗は R. F. 會社より、12,000,000 弗を Manhattan 側に、Brooklyn 側は Triborough Bridge Authority から 12,000,000 弗の支出となつてゐる。New York のトンネルの權威者 Ole Singstad の手にかゝり Brooklyn 側堅坑は 5 月に着手する事となつて居り、更に Battery の堅坑は 2 ヶ月後れて始め、Governors 島堅坑を最後に廻し 4 ヶ年で完成の豫定である。トンネルは圓形鑄鐵セグメントを使用し、

圖-28.

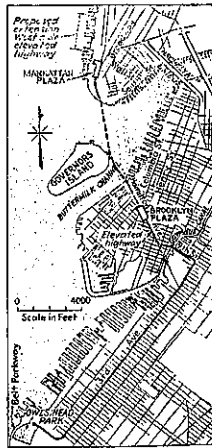


圖-29. Manhattan 出入口

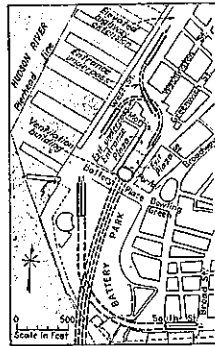
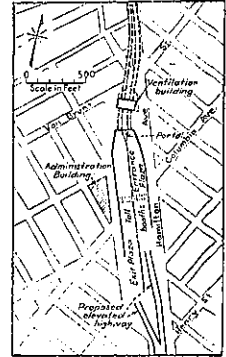


圖-30. Brooklyn 出入口



Holland, Lincoln, Duensmidtown トンネルと同様にコンクリート巻立である。道路幅は 21' で 1 年間交通量は 16,000,000 臺である。Holland では通行料 50 仙を取り年約 13,000,000 臺でこの Battery トンネルでは 25 仙交通料を徴集する豫定である。Manhattan 側終端から約 200' と Brooklyn 側 1,000' を除いて水底部分の 5,000' は岩盤である。水面よりの最大深は Governors 島堅坑個所の 115' である。Manhattan 側換氣塔は Battery Park の前の建物の並びに作られ Manhattan 及 Brooklyn 側出入口道路詳細は圖-29, 30 の如きものであり Brooklyn 側では更に Belt Parkway に至る 4 哩の道路を別に Triborough Bridge Authority が建設することになつてゐる。