極めて大切である.

本文では假りに，流入洪水量が時間とともに直線的に變化する時,「全水門扉を全開したならば」,湖水位は時間の經過と共に如何なる變動をなすべきかを考察するため，從來の數値積分法でなく，方程式を直接解く略算法を扱つたものである.

從來こうした問題は數値積分法を用いて解く場合が多く，洪水量を Q，河川流出量を q，湖水水面積を A，湖水位を h とすれば，

$$Q=A\frac{dh}{dt}+q \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

上式において，Δt 時間の間は Q，A，q 等は一定値を保つとして Δh を定め，逐次 Δt 時間ごとの水位を計算しているのである.

さて，下流河川流出量 q は一般に河川水位 x の函數で，ここでは最も一般的に,x に關する 2次式で示される場合を扱うことにする．方程式を直接解く方法について考えれば，ダム貯水池の場合など A を一定として扱つたものをよく見受けるが，淺い湖岸が浸水をする場合には，A は湖の水位 h の函數と考えるのが至當で，本文では A を h の1次式，すなわち貯水量が湖水位 h の 2次式で表わされる場合を扱つた.

こうして水門扉を全開した時の河川水位の基礎方程式を導いたのであるが，これによれば湖水位の變動狀態は(Ⅰ)洪水量増加率 α，(Ⅱ)水門を全開した時刻における流入洪水量の大きさ Q_0，(Ⅲ)水門を全開する直前における湖水位 h_0 に支配されるから，數値積分法で解いてもこれらのパラメーター相互間の影響を明かにするにはかなりの手數を要する．本文では計算の都合上，全水門扉を全開しているときの水位 x の變動區間に限つて，近似的に q が x の 1次式で表わされるものと假定して,式(1)を變形し

$$(mx+n)\frac{dx}{dt}+(a+bx)=\alpha t+Q_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

なる式を導いた．式(2)を解けば $G(z,\alpha)$ なる函數が誘導できるが，ここに $z=f(x,t)$ である．よつて α を適當に選んで，種々の z の値に對する $G(z,\alpha)$ をあらかじめ計算して表を作つておけば，以下若干の計算により，任意時刻 t における河川水位，從つて湖沼水位 h を直接求めることができる.

本解法は河川流出量—時間曲線の一部分を近似的に $a+bx$ で表わさんとした點において やや 精確を缺くうらみはあるが，α，Q_0，h_0 等がどの程度に湖水位の變動に影響するかを知る上に，また任意時刻の 湖水位を直接求めうると言う點で，數値積分法とはちがつた特徴を有する一略算法であると考える.

---

88. 水門及び越流せきの流量係數について　(20分)

正員　東北大學工學部　今　野　彦　貞

水門及び越流せきの流量係數については數多くの實驗値及び理論式が發表されてあるが，筆者はかつて跳水現象の研究(土木學會誌第21巻第3號)並びに越流せき上の水深(土木學會誌第25巻第4號)について發表した實驗値を用い，又廣頂せきの流量係數(日本學術協會報告第16巻第2號)について壓力運動量理論から論じたものに更にその後の實驗結果を加え，流水の狀態による斷面收縮係數並びに流速係數の方面から分析してこれを論ずるつもりである.

すなわち水門からの流出量を求める公式は，

$$Q=ChB\sqrt{2g(H+h_0-C_a h)}$$

ここに Q；流出量，C；流量係數，B；流出孔の幅，g；重力の加速度，H；上流水面の水深,h；水門の開き，h_0；接近流速水頭，C_a；Vena Contracta における水深の收縮係數である.

C_v を流速係數，C_f を斷面全收縮係數とすれば $C=C_f\cdot C_v$ で,上流水路の幅と下流水路の幅が流出孔の幅Bと等しい場合には $C_f \fallingdotseq C_a$ と考えられるから $C=C_a\cdot C_v$ とすることができる.

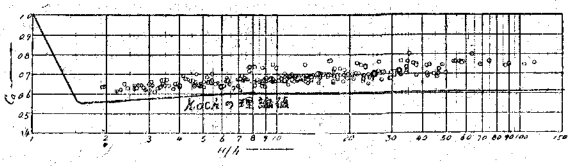
水平な底の上の鉛直な門扉の C_a については Koch-Carstanjen の理論式及び實驗値がある．又 Smetana 及び Keutner の實驗によれば,下流に完全跳水のある場合には $h<0.02$ m の時は $C_a=0.4344h^{-0.103}$，$h>0.02$ m の時は $C_a=0.5964\,h^{-0.02}$を與えている．筆者の實驗にこの式を應用して C_a を求め流速係數 C_v を C/C_a より求めると,平均値として $C_v=(H/h)^{-0.125}$ なる關係を得た.今この式の C_v の値を用い,逆に實驗値 C から C_a を求

めると圖—1 のようになる.

次に越流せきの流量公式は一般に

$$Q=C\cdot B\cdot H^{3/2}$$

ここに Q; 越流量, B; 越流幅, H; 上流水面のせき頂よりの高さ, C; 流量係數である.



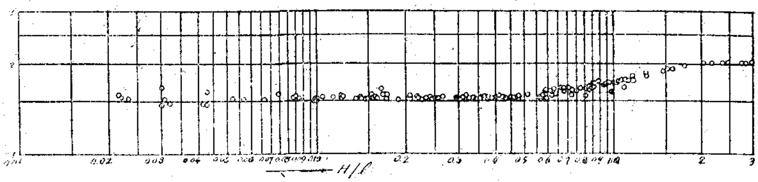
圖—1

今矩形斷面廣頂せきについて壓力運動量理論から C を求めると

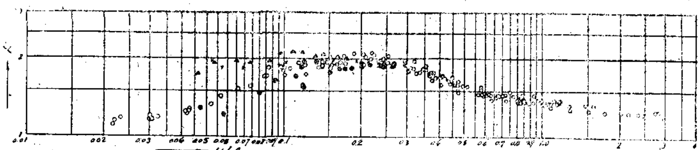
$$C=\frac{\sqrt{2g}}{2}\left[\left(1+\frac{H_2}{H}\right)\left\{\frac{2H_2(1-\alpha)+H\left(\frac{K^2-1}{K^2}\right)}{K(H+H_2)-H}\right\}\right]^{1/2}$$

式中 g; 重力の加速度, H_2; せきの高さ, H_1; 上流水面の水深で $H_1=H+H_2$, K; せきの中央の越流水深を h としたとき $h=\frac{H}{K}$ とした係數, α; せき前面の抵抗を考えたとき, この斷面の壓力に相當する水深を $(H_2+\alpha H)$ とした1つの係數である.

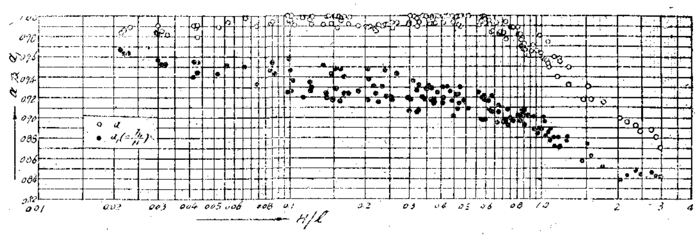
越流せきの流量係數は上流の流れの狀態, 水路及びせきの形, 大きさ及びせきの高さ等で異なるが, 同一水路内に設けた矩形斷面廣頂せきでは, せきの長さを l とすると H/l に關係する. 圖—2 は筆者の實驗による C の値である. 圖—3 の K の値は實測により $K=H/h$ から求めたもので, 圖—4 の α の値は C の式から計算し H/l との關係を圖示したものである.



圖—2



圖—3



圖—4

これらを見ても明らかなように, H/l の値が大となれば次第に鋭緣せきのような水理的現象を呈し, H/l が小となると, せき後端の落水は瀑の現象となり, その間に廣頂せきと考えられる部分がある.

圖—4 の α は越流水の流狀で異なるもので, 圖中參考に廣頂せき始端における水深 h_1 を實測し $\alpha_1=h_1/H$ の値を黑丸で示してある.

要するにせき中央の水深 h は Bélanger の云う $h=h_c={}^2/_3H$ の限界水深とは限らず流れの狀態で異なる. Bakhmeteff も $h_c/H=2C_v{}^2/(1+2C_v{}^2)$ すなわち流速係數 C_v の函數として表わすべきことを發表している.