論説報告

第25卷第5號 昭和14年5月

貯水池の游水作用に就て

會員 黒澤喜代治*

要旨 本文は溢流堰堤を有する貯水池の游水作用を概算する一方法に就て記述したものである。即ち貯水池の游水作用は主として洪水總量と貯水池の有效貯水量との比に依つて支配されるものである事實を指摘し，豫め洪水波の形狀の極めて簡單な場合に就き図表を作製し，任意の形狀洪水波に對する該図表の適用方法を實例を以て示し，貯水池の機能の判定に資せんとするものである。

1. 緒言

近頃水力，水道，灌漑等の種々の目的で貯水池を設ける場合が非常に多くなつて來て居る。斯樣な場合に主たる目的がたとへ利水であつても，治水上支障のあるものであつてはならぬのは勿論であるが，更に一歩進めて治水，利水を總合的に考へて，各種の利水關係を調整し，洪水の害を除去して，水の利用に寄與する所がなくてはならぬ。其のためには貯水池の性質をはつきりさせるのが第一番に大切な事である。貯水池と云ふとすぐに洪水流量を遞減し，渇水を補給出來るものと考へて居るが，數量的に其の程度を知るには，多大の勞力と時間とを要するのを常とするのである。此處では貯水池の 1 性質である游水作用に關する概念を明らかにする爲に現今普通に使用されて居る假定に從つて，貯水池の游水作用は主として何に依つて支配されるかを明らかにし，洪水曲線の形狀の極めて簡單な場合に就き豫め図表を作つて置き，これを利用して任意の洪水に對する貯水池の效果を簡單に求めようとしたのである。貯水池で充分に洪水調節の機能を發揮させる爲には，堰堤の下部に放水孔を設けて置くのが有效なのは勿論であるが，此處では現今普通に作られて居る溢流堰堤を有する貯水池に就て研究する事とする。

2. 一般式の誘導

今時刻 t 及 $t+\Delta t$ に於ける貯水池への流入量を夫々 q_t, $q_{t+\Delta t}$, 貯水池よりの流出量を Q_t, $Q_{t+\Delta t}$, 貯水池の貯水量を V_t, $V_{t+\Delta t}$, とし，Δt 時間に $\frac{1}{2}(q_t+q_{t+\Delta t})$ なる平均量で一樣に流入し，且つ $\frac{1}{2}(Q_t+Q_{t+\Delta t})$ なる平均量で一樣に流出するものと考ふれば，次の關係が成立する。

$$\frac{1}{2}(q_t+q_{t+\Delta t})\Delta t=\frac{1}{2}(Q_t+Q_{t+\Delta t})\Delta t+(V_{t+\Delta t}-V_t) \quad \cdots\cdots(1)$$

一般に流入量と流出量との差が貯水量であつて，此の場合貯水量が直ちに貯水池面の一樣なる水位の上昇 ΔH_t となつて表はれるものとし，而も ΔH_t に對しては貯水池の面積は急激に變化する事なく，其の平均の大きさを A とすれば

$$V_{t+\Delta t}-V_t=A\Delta H_t$$

溢流頂上の水深を時刻 t に於て H_t とすれば A は H_t に依つて定まる。更に溢流係數を C, 有效溢流幅員を B とすれば，任意時刻の溢流量 Q_t は

* 內務技師 工学士 內務省第一技術課勤務

$$Q_t = CBH_t^{3/2}$$

玆に CB は水深 H_t に無關係に一定値を有するものと假定すれば，溢流量は水深に依つてのみ變化する事となる。次に $Q_{t+\Delta t}$ を考へて見ると

$$Q_{t+\Delta t} = CB(H_t+\Delta H_t)^{3/2} = CB\ H_t^{3/2}\left(1+\frac{\Delta H_t}{H_t}\right)^{3/2}$$

H_t に對し ΔH_t が微小である場合には

$$Q_{t+\Delta t} \fallingdotseq CBH_t^{3/2}\left(1+\frac{3}{2}\frac{\Delta H_t}{H_t}\right)$$

是等の關係を (1) 式に代入すれば

$$\frac{1}{2}(q_t+q_{t+\Delta t})\Delta t = CB\,H_t^{3/2}\Delta t + \frac{3}{4}CB\,H_t^{1/2}\Delta H_t \Delta t + A\Delta H_t$$

貯水池への流入最大洪水量 q_m を溢流するに必要なる假想溢流水深を H_m とすれば

$$q_m = CB\ H_m^{3/2}$$

玆で流量及水位を凡て比率で表はし

$$i_t = q_t/q_m,\quad i_{t+\Delta t} = q_{t+\Delta t}/q_m$$

$$h_t = H_t/H_m,\quad \Delta h_t = \Delta H_t/H_m$$

とすれば

$$\frac{1}{2}(i_t+i_{t+\Delta t})\Delta t = h_t^{3/2}\Delta t + \frac{3}{4}h_t^{1/2}\Delta h_t \Delta t + \frac{AH_m}{q_m}\Delta h_t \quad \cdots\cdots(2)$$

洪水の初期に於ては流入量は比較的少なく，水門を適當に操作する事等に依つて，貯水池の水位を一定に保つ事が出來るが，洪水流量が次第に增加すると，水門を全開しても流入量を放流する事が出來なくなり，水位は次第に上昇するに至るのである。斯樣な水位上昇の始まる時を時刻の起點に採つて考へれば，此の時刻の流入量 q_0 と流出量 Q_0 とは相等しく，最大供水量 q_m との比を α とすれば

$$q_0 = Q_0 = \alpha q_m$$

洪水流量が αq_m から漸次增加して q_m に達する迄の時間を T_1 とし，q_m から αq_m に減量するには T_2 を要する割合であるとする。T_1 なる時間を n 等分して其の時間を Δt とする。卽ち

$$\Delta t = T_1/n$$

$T_2 = \beta T_1$ であるとすれば Δt は又

$$\Delta t = T_2/n\beta$$

此の關係を (2) 式に入れて少しく變形すれば

$$\left\{\frac{1}{2}(i_t+i_{t+\Delta t}) - h_t^{3/2}\right\} q_m T_1/AH_m n = \left(\frac{3}{4}h_t^{1/2} q_m T_1/AH_m n + 1\right) h_t$$

仍つて

$$\Delta h_t = \frac{\frac{1}{2}(i_t+i_{t+\Delta t}) - h_t^{3/2}}{1+\frac{3}{4}\frac{k}{n}h_t^{1/2}}\frac{k}{n} \quad \cdots\cdots(3)$$

但し $k = q_m T_1/AH_m$

(3) 式に依り，n を適當に撰定すれば，任意の時刻に於ける水位上昇の度合を知る事が出來る。洪水曲線の形狀

が知られ，設計に於て溢流幅を定むれば，時刻の起點に於ける流量の相對的の大きさ卽ち α を定むる事に依り，各時刻の溢流水深，從つて溢流量は計算し得るのである。此處に注意すべきは Δh_t は h_t に對して微小なりと考へられる程度に n を大に採らねばならぬ事である。

一般に A は水位に依つて變化し，水深の増すに從つて大となるのであるが，溢流堰堤に於て洪水貯溜に充當せらるべき範圍内では變化が微少なりと考へらるゝ場合には，A は平均値を採つて一定値と考へても大差はない。此の場合には q_mT_1/AH_m なる k は定數となり，k と洪水曲線の形狀とを以て貯水池の游水作用は確定せらるゝのである。更に此の k に就て考へて見ると q_mT_1 は洪水の總量を代表し，AH_m は貯水池の有效貯水容量を代表する。從つて貯水池の洪水調節作用を考へる場合には，瞬間の最大洪水量ではなく，洪水期間に於ける出水の總量と其の大体の形狀を知る事を第 1 とし，此の出水の總量に對する有效貯水容量が幾何であるかゞ重要となるのである。一般に洪水曲線の各瞬間に於ける變化は大勢に影響なきを常とし，全体としての大体の形狀と洪水の總量が，1 貯水池よりの最大流出量及流出流量曲線の形狀を支配するものである。

更に繰返して (3) 式誘導に對する重要な假定に就て一言する。卽ち流入量と流出量との差が直ちに貯水池面の一様なる水位上昇となつて表はれるものと假定して居る。此の假定に從へば，洪水が貯水池に入れば，貯水池の游水作用に依り遲れて最大溢流量を與ふるものであるから，貯水池築造前に於ける洪水波の速度と比較して下流の出水を早めるかどうかを大略知る事が出來る。然しながら貯水池内に於ける洪水傳播速度は相當早い様に考へられる點もあるので一概に結論する譯には行かぬが，大体に於て貯水池が洪水量に比して大きい場合には遲れるものと考へて差支ない。此の點は非常に難問題であるから後日の研究に俟つ事とする。

3. 洪水曲線の形狀並に操作方法

洪水曲線の形狀は降雨狀態並に流域の地形，森林狀態等に依つて支配せられ，各洪水に依つて其の形狀を異にするのは勿論であるが，山地部に於ては三角形狀を呈する場合比較的多く，下流部に於ては三角函數を以て表示すれば比較的洪水曲線に近似の値を得る場合が多く，而も前述の如く，貯水池の游水作用を研究する上に是非共必要なのは，洪水期間に於ける總流量と其の大体の形狀であり，三角形又は三角函數を以て代表させても，餘り誤差を生じないのを常とする。此處では先づ洪水曲線を三角形狀をなすものと考へて，最大洪水量を q_m とし，或る水位に於ける水門を全開した場合の溢流量を αq_m とする。洪水の初期に於ては其の水位を一定に保つて放流を行ひ遂に洪水量が αq_m に達した時に水門を全開する。此の瞬間には流入量と流出量とは相等しく，此の瞬間を時刻の起點に考へる。洪水曲線は三角形狀と假定したのであるから，流入量は αq_m から直線的に一様に増加して，T_1 秒後に q_m に達し，q_m より $T_2=\beta T_1$ 秒後に αq_m 矢張り直線的に一様に減量する様な割合であるものと假定する。貯水池の游水作用は洪水曲線の形狀と $k=q_mT_1/AH_m$ とに依つて支配されるのであるから，此の場合 k に種々の値を與へて計算すれば，貯水池に依り如何程洪水が緩和されるかを知る事が出來る。卽ち洪水曲線が三角形狀であると假定し，α, β, k の 1 組に對して，流出洪水曲線の形は定まるのである。

4. 貯水池よりの流出量

各時刻に於ける貯水池の水位は (3) 式により逐次計算を行つて求める事が出來る。從つて任意の時刻に於ける溢流量が求められるのである。洪水曲線が三角形狀をなす場合を考へ，$n=10$ 卽ち $\Delta t=T_1/10$ に採つて，$\alpha=0.3$，$\beta=1$，$k=2$ である場合の計算の 1 例を示せば **表-1** の通りである。

表-1.　溢流水深並に溢流量の計算例

$$\Delta h_t=\frac{\frac{1}{2}(i_t+i_{t+\Delta t})-h_t^{3/2}}{1+\frac{3}{4}\frac{k}{n}h_t^{1/2}}\,\frac{k}{n},\quad \Delta t=T_1/10,\quad n=10\qquad 但し\ \alpha=0.3,\ \beta=1,\ k=2$$

t/T_1	$\frac{1}{2}(i_t+i_{t+\Delta t})$	h_t	$O_t=h_t^{3/2}$	$\frac{1}{2}(i_t+i_{t+\Delta t})-O_t$	$1+\frac{3}{4}\frac{k}{n}h_t^{1/2}$	Δh_t
0.0	.335	.448	.300	.035	1.100	.006
0.1	.405	.454	.306	.099	1.101	.018
0.2	.475	.472	.325	.150	1.103	.027
0.3	.545	.499	.353	.192	1.106	.035
0.4	.615	.534	.390	.225	1.110	.041
0.5	.685	.575	.436	.249	1.114	.045
0.6	.755	.620	.487	.268	1.118	.048
0.7	.825	.668	.546	.279	1.122	.050
0.8	.895	.718	.608	.287	1.127	.051
0.9	.965	.769	.674	.291	1.132	.051
1.0	.965	.820	.742	.223	1.136	.039
1.1	.895	.859	.796	.099	1.139	.017
1.2	.825	.876	.819	.006	1.140	.001
1.3	.755	.877	.821	.066	1.140	−0.012
1.4	.685	.865	.805	.120	1.140	−0.021
1.5	.615	.844	.776			

斯様に α,β,k を假定し，n を相當大きく採れば，各時刻に於ける溢流水深並に溢流量の變化の狀況を算出し得るのである。溢流水深と溢流量との關係は極めて簡單であるから1方を知れば他方の變化狀態は直ちに知り得る。今 $\alpha=0.3$, $\beta=1$ として k の種々なる値に對する溢流量の變化の狀態を表示すれば **表-2** の通りであり，之を図示すれば **図-1** である。

図-1.　k による溢流量 Q_t の變化　但し $\alpha=0.3$, $\beta=1$

$$\left(k=\frac{q_mT_1}{AH_m},\quad O_t=\frac{O_t}{q_m}\right)$$

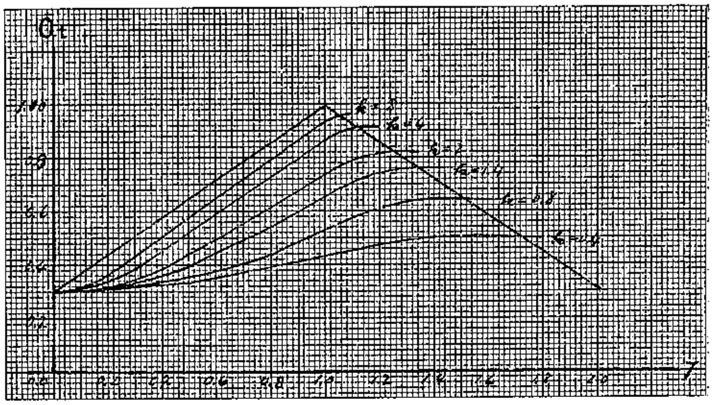


表-2 或は **図-1** に依つて明らかなる如く，k が小なる程，換言すれば貯水池の容量が大なる程，洪水の總容量が小なる程，貯水池に依つて洪水は緩和せられる。今最大流出量と最大流入量との比 $O_m=O_m/q_m$ を以て貯水池の游水作用を代表させるならば，貯水池の游水作用は之を數量的に表はす事が出來る。即ち洪水曲線の形狀を三角形と假定すれば α, β 並に k に依つて O_m は決定せられる。**表-2** 或は **図-1** に依つて $\alpha=0.3$, $\beta=1$ の場合の O_m は求められる。同様にして $\beta=1, 2\cdots\cdots$　$\alpha=0.1, 0.2, 0.3\cdots\cdots$ 等に對し O_m を求めたる結果を表示すれば，**表-3** 並に **表-4** の通りである。

表-2.　k による溢流量 O_t の変化　但し $\alpha=0.3$, $\beta=1$

t/T_1	$k=8$	$k=4$	$k=2$	$k=1.4$	$k=0.8$	$k=0.4$
0.0	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
0.1	0.320	0.311	0.306	0.305	0 303	0.301
0.2	0.371	0.343	0.325	0.318	0.311	0.305
0.3	0.435	0.392	0.353	0.340	0 325	0.312
0.4	0.506	0.447	0.390	0.369	0 342	0.321
0.5	0.578	0.512	0.436	0 403	0.364	0.334
0.6	0.651	0.580	0.487	0.446	0.391	0.349
0.7	0.724	0.651	0.546	0.492	0 422	0.366
0.8	0.795	0.725	0.608	0.544	0.457	0.384
0.9	0.867	0.800	0.674	0.600	0.497	0 406
1.0	0.940	0.872	0.742	0.660	0.540	0.431
1.1	0.960	0.912	0.796	0.712	0.580	0.455
1.2	0.911	0.905	0 819	0.742	0.611	0.473
1.3	0.850	0.868	0.821	0.760	0.631	0.490
1.4			0.805	0.756	0.643	0.502
1.5					0.646	0.510
1.6					0.645	0.514
1.7					0.631	0.516
1.8						0.513
Max	0.960	0.915	0 822	0.761	0.646	0.516

表-3.　最大溢流量 (Q_m/q_m)　但し $\beta=1$

	$k=8$	$k=4$	$k=2$	$k=1.4$	$k=0.8$	$k=0.4$
$\alpha=0.1$ の場合	0 948	0.888	0.758	0.665	0.510	0.340
$\alpha=0.2$ 〃	0.954	0.905	0.791	0.715	0.584	0.431
$\alpha=0.3$ 〃	0.960	0.915	0.822	0.761	0.646	0.516
$\alpha=0.4$ 〃	0.966	0.930	0.856	0.799	0.705	0.596
$\alpha=0.5$ 〃	0.973	0.942	0.881	0.837	0.761	0.671
$\alpha=0.6$ 〃	0.980	0.954	0.907	0.873	0.812	0.738
$\alpha=0.7$ 〃	0.985	0.965	0.935	0.906	0.865	0.809

表-4.　最大溢流量 (Q_m/q_m)　但し $\beta=2$

	$k=8$	$k=4$	$k=2$	$k=1.4$	$k=0.8$	$k=0.4$
$\alpha=0.1$ の場合	0.964	0.910	0.810	0.734	0.596	0.421
$\alpha=0.2$ 〃	0.969	0.922	0.838	0.771	0.656	0.506
$\alpha=0$ 3 〃	0.971	0 933	0.862	0.806	0.709	0.580
$\alpha=0.4$ 〃	0.977	0.945	0.884	0.832	0.756	0 641
$\alpha=0.5$ 〃	0.980	0.952	0.905	0 868	0.803	0.712
$\alpha=0.6$ 〃	0.984	0.963	0.922	0.896	0.845	0.774
$\alpha=0.7$ 〃	0.988	0.973	0.947	0.925	0.885	0.836

図-2. 貯水池游水作用算定図表 $\beta=1$

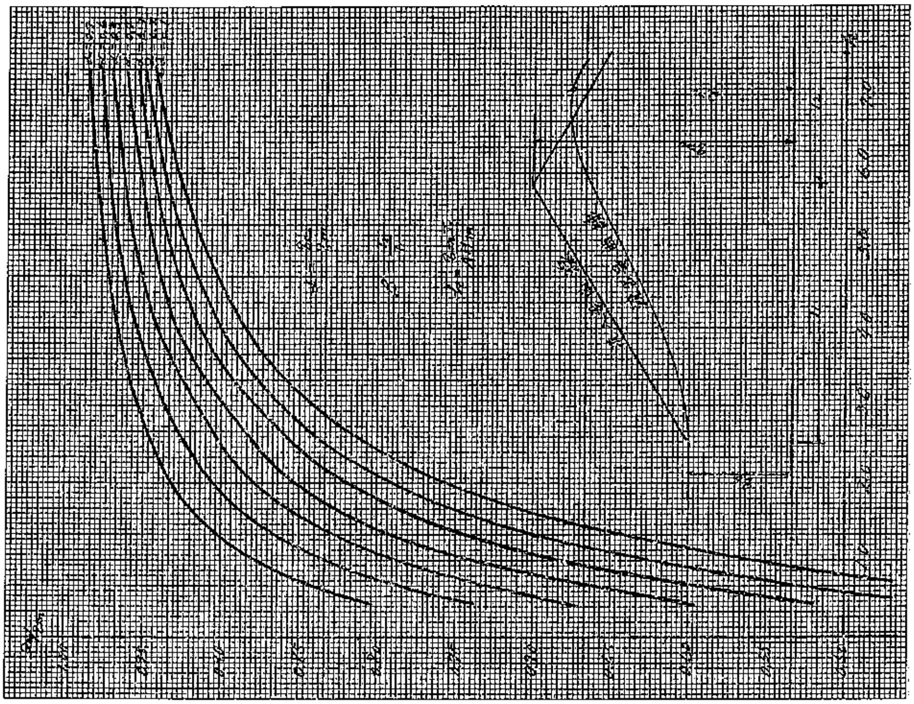


図-3. 貯水池游水作用算定図表 $\beta=2$

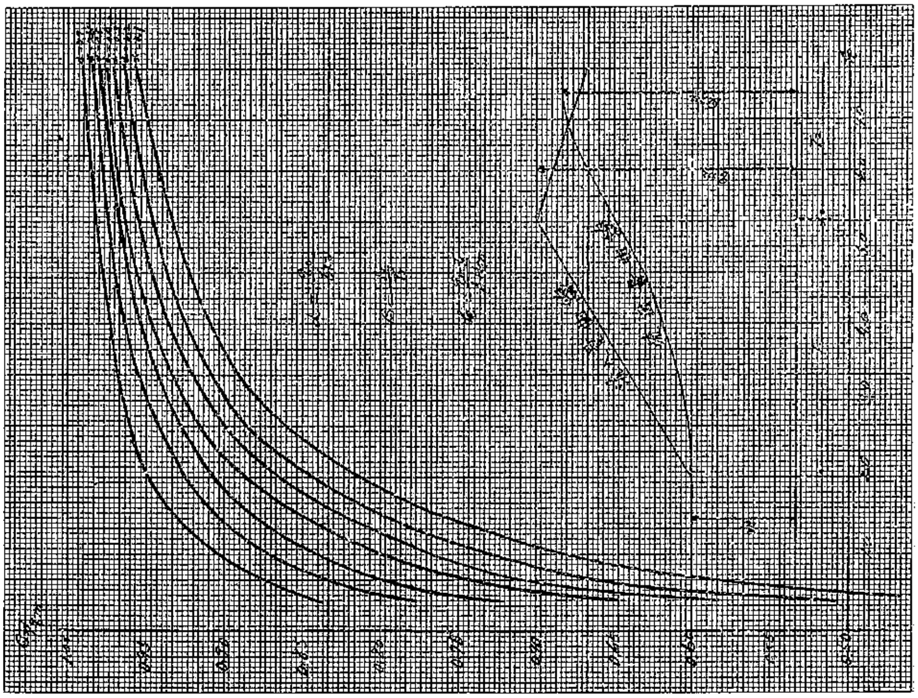


表-3 並に 表-4 を図示すれば，図-2 及 図-3 となる。α 並に β の一定値に對して，k に依る O_m の変化の狀態は 1 曲線を以て表はされ，k は洪水並に貯水池の狀況を知れば計算して求める事が出來るから，洪水波の形狀が三角形ならば この曲線を利用する事に依つて，最大流出洪水量を決定し得るのである。洪水曲線の形狀の異なる場合の最大溢流量の計算に就ては，項を改めて述べる事とする。

5. 最大流出量の概算方法

図-2 及 図-3 を利用して，最大流出量を求める場合に特に注意すべき事は，図表の作製に當つては，洪水曲線は三角形狀をなすものと假定して計算を進めた事である。然し乍ら，實際の或る地點の洪水曲線は，可なり之と異なつて居る。斯樣な場合には，與へられた洪水曲線を之と略〻同一の影響を與へる樣な三角形狀の洪水曲線と置き換へる事を考へるのである。實際上貯水池に入る洪水曲線の多少の差異は，流出洪水曲線に對して，大なる影響を與ふるものではなく，流入總量が非常に大なる影響を與ふるものである事は屢〻說述した通りである。流出量の最大は，流入洪水曲線の尖頭經過後の形狀に關係するから，此の洪水曲線に切線となり，而も增大しつゝある間は，流量を等しくする事に主眼を置いて，代置すべき三角形洪水曲線を定める。斯樣に三角形狀に置き換へると，流入量の最大が與へられたる洪水曲線に比して大となる場合が多く，貯水池が相當高水位に達した後に，更に大なる流入量を假定する事となるから，一般的に見て，図表から求めた O_m に對する最大流出量 Q_m は實際計算に依つて求めた場合より大なる値を與ふるのを常とする。斯樣な場合には，眞の最大洪水量と置き換へた三角形狀の洪水曲線の最大流量との平均を q_m の如く見做し $q'm$ とし，O_t は三角形狀として求めた O_m をその儘利用し，斯樣にして更正せる最大流出量を $Q'm$ とすれば $Q'm=O_mq'm$ は實際計算に依つて求めた値と略〻一致するを見るのである。次に例を採つて最大流出量の概算方法を說明する事とする。

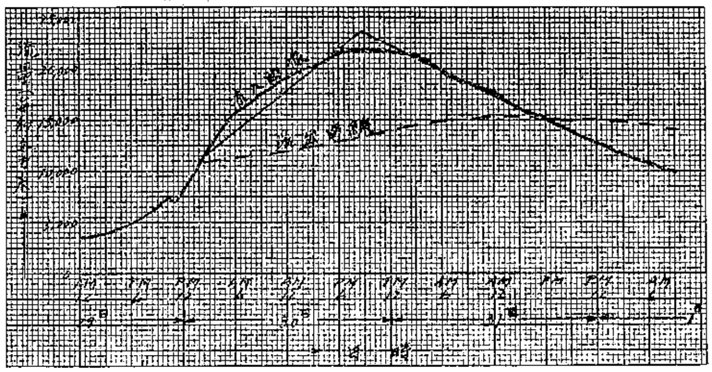


図-4.

例-1：——

図-4 に示す如く，實際の洪水曲線を，之と容量の略〻等しい三角形狀の洪水曲線に置き換へて見る。

此の場合の數値は次の如きものであつたとする。即ち

$$q_0=Q_0=CB\,H_0^{3/2}=10\,700\ \mathrm{m^3/sec},\qquad q_m=CB\,H_m^{3/2}=23\,700\ \mathrm{m^3/sec}$$

$$A=347\ \mathrm{km^2}=347\,000\,000\ \mathrm{m^2},\qquad T_1=19\ \mathrm{hr}=68\,400\ \mathrm{sec}$$

今 $C=1.90$，$B=380\ \mathrm{m}$ とすれば

$$H_0=6.05\ \mathrm{m},\qquad H_m=10.25\ \mathrm{m},\qquad \alpha=q_0/q_m=\frac{10\,700}{23\,700}=0.45$$

$$\beta=T_2/T_1=1.65\quad（図より）$$

$$k=\frac{q_mT_1}{AH_m}=\frac{23\,700\times 68\,400}{347\,000\,000\times 10.25}=0.484$$

図-2 を用ひて，$\beta=1$，$\alpha=0.45$，$k=0.484$ として

$$\theta_t = Q_m/q_m = \frac{1}{2}(0.69+0.62)=0.655$$

図-3 を用ひて, $\beta=2$, $\alpha=0.45$, $k=0.484$ として

$$\theta_t = Q_m/q_m = \frac{1}{2}(0.74+0.68)=0.71$$

然るに $\beta=1.65$ であるから

$$\theta_t = 0.655+0.055\times 0.65=0.69$$

$$\therefore\quad Q_m = 23\,700\times 0.69 = 16\,350\ \mathrm{m^3/sec}$$

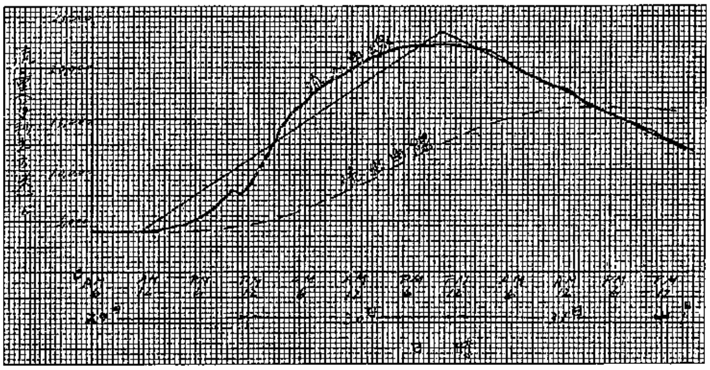
此の Q_m は大き過ぎるのを常とし q_m の代りに假定三角形の最大値と實際の最大値との平均をとつて q'_m とすれば

$$q'_m = \frac{1}{2}(23\,700+21\,530)=22\,615\ \mathrm{m^3/sec}$$

$$Q'_m = 22\,615\times 0.69 = 15\,560\ \mathrm{m^3/sec}$$

實際に洪水曲線を採つて計算すれば $Q''_m = 15\,350\ \mathrm{m^3/sec}$ である。實際の洪水量は $q_m = 21\,530\ \mathrm{m^3/sec}$ で精細に計算すれば 71.3% になるべき所本概算によれば 72.2% と出る譯である。

図-5



例-2: ——

図-5 の如く 図-4 の洪水曲線より 600 m³/sec だけ小さい洪水曲線をとり，三角形で置き換へて見る。之によつて q_m, T_1 及 β が定まる。今

$q_0 = Q_0 = CB\,H_0^{3/2} = 4\,000\ \mathrm{m^3/sec}$, $q_m = CB\,H_m^{3/2} = 23\,500\ \mathrm{m^3/sec}$

$H_0 = 2.75\ \mathrm{m}$ $(CB=878)$, $H_m = 8.95\ \mathrm{m}$ $(CB=878)$

$A = 270\ \mathrm{km^2} = 270\,000\,000\ \mathrm{m^2}$, $T_1 = 34.5\ \mathrm{hr} = 124\,000\ \mathrm{sec}$

$\beta = T_2/T_1 = 1.50$, $\alpha = q_0/q_m = 0.17$, $k = \dfrac{q_m T_1}{A H_m} = \dfrac{23\,500\times 124\,000}{270\,000\,000\times 8.95} = 1.2$

図-2 により $\beta=1$, $\alpha=0.17$, $k=1.2$ の場合には

$$O_t = Q_m/q_m = 0.625+0.065\times 0.7 = 0.670$$

図-3 により $\beta=2$, $\alpha=0.17$, $k=1.2$ の場合には

$$O_t = Q_m/q_m = 0.713+0.044\times 0.7 = 0.744$$

仍つて $\beta=1.5$, $\alpha=0.17$, $k=1.2$ の場合には

$$O_t = Q_m/q_m = \frac{1}{2}(0.670+0.744) = .0707$$

此の場合にも前述の如き更正を加へれば

$$q'_m = \frac{1}{2}(23\,500+22\,130) = 22\,815\ \mathrm{m^3/sec}$$

$$Q'_m = 22\,815 \times 0.707 = 16\,000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

實際に計算すれば，$Q''_m = 16\,042 \text{ m}^3/\text{s c}$ となり，實用的には支障ないのを知るのである。

6. 洪水調節と洪水豫報との關係

或る 1 つの貯水池に洪水が流入する場合に，貯水池を如何に操作するのが有效であるかを研究するのは，極めて重要な事柄である。此の效果を知るには今迄に考へた時刻の流入量 α による流出洪水量の變化を，同一の洪水曲線に就て研究する必要がある。今洪水曲線が三角形狀をなすものとすれば，図-2 或は 図-3 を使用する事が出來る。同一の洪水曲線をとつて考ふれば，或る任意の α に對する k の値を知るならば，他の α に對する k の値は，α, k, T_1 の間の關係を見れば，直ちに求め得られる。今 $\beta=1$ の場合を考へて $\alpha=0.1$ に於て $k=2.7$ なる如き貯水池と洪水曲線との關係を假定して，図-2 を用ひ α, k に依り O_m を求めれば次の通りである。

$\alpha=$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
$k=$	2.7	2.4	2.1	1.8	1.5	1.2	0.9
$O_m=$	0.824	0.826	0.830	0.835	0.845	0.856	0.870

即ち貯水池と洪水曲線との關係が $\alpha=0.1$ に於て $k=2.7$ の如き場合には，洪水調節の割合は $\alpha=0.1$ の場合と $\alpha=0.7$ との場合で，其の差が 5% にも達して居らぬ事が知れる。上記の場合より貯水池が小なる場合には $\alpha=0.1$ と 0.7 との間に於ける O_m の變化は一層小なる事が知れる。今 $\alpha=0.1$ の時調節に依つて 90% 程度に遞減せしめ得るならば，$\alpha=0.7$ の時にも矢張り 90% 程度となるから，$\alpha=0.7$ 即ち水位に於て $k=H/H_m$ を 80% 程度以下に低下させても無意味である。即ち設計に於て水門高を H_m の 80% 以下に採るならば，豫報は全然不要となるし，H_m を其の儘水門高とした場合でも，最大洪水量の 1/2 程度の出水の際に水門を開ければ，大体間に合ふ事となるから，豫報の效果と云ふ程の事もない。又貯水池の容量が比較的大なる場合には豫め水位を低下して置くのが有效であるが，一般に貯水容量が大となれば，豫報に依つて短時日に水位を低下せしめ得る度合が，溢流堰堤の場合には餘り大きくないのが普通であるから，此の場合にも豫報の效果が差程大きくない場合が多い。然し洪水期に當つて豫め水位を低下させて置けば非常に有效なのは勿論である。即ち溢流堰堤を以て貯水池を洪水調節に充分役立たしめるには，貯水池が大きいばかりでなく，出水前に豫め貯水池の水位を低下させて置く事にある。其の程度を數量的に調査するには矢張り 図-2 或は 図-3 を使用する事が出來るが，豫報の效果を餘り期待出來ない處に，溢流堰堤は洪水調節上の重大缺點を有する譯である。從つて既述の如く，貯水池を洪水調節に有效に利用する爲には，堰堤の下部に流出口を設ける必要が生ずるのである。更に一言すれば，溢流堰堤の場合には洪水時の最高水位に對する上部に於ける 20% 程度は貯水池の大小にかゝはらず，比較的有效に働くのを常とし，此の程度の水位低下は，操作上の困難も比較的少なく，利水上にも大した打撃とならぬであらうから，此の部分の活用には常に留意せねばならない。