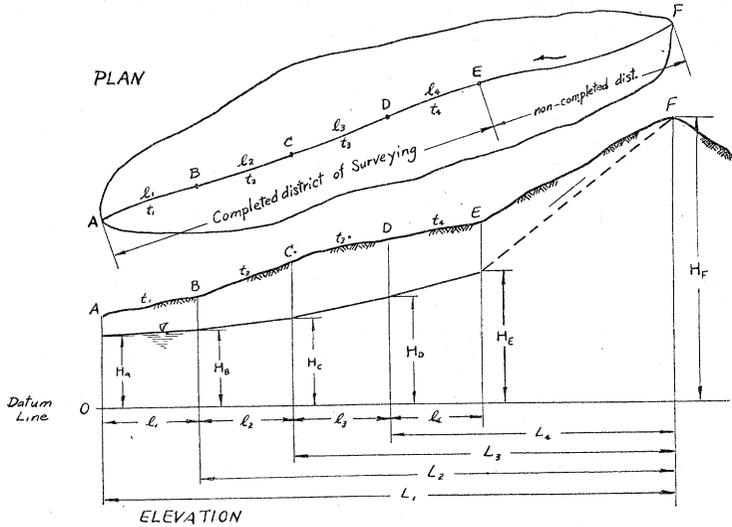




図-1



$$t_1 = \frac{L_1}{w_1} - \frac{L_2}{w_2}, \quad t_2 = \frac{L_2}{w_2} - \frac{L_3}{w_3}, \dots$$

$w_1 = \beta S_1^\alpha, w_2 = \beta S_2^\alpha, w_3 = \beta S_3^\alpha, \dots$  とおくと

$$t_1 = \frac{1}{\beta} \left( \frac{L_1}{S_1^\alpha} - \frac{L_2}{S_2^\alpha} \right), \text{ etc.}$$

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \frac{1}{t_1} \left( \frac{L_1}{S_1^\alpha} - \frac{L_2}{S_2^\alpha} \right) \\ \beta &= \frac{1}{t_2} \left( \frac{L_2}{S_2^\alpha} - \frac{L_3}{S_3^\alpha} \right) \\ \beta &= \frac{1}{t_3} \left( \frac{L_3}{S_3^\alpha} - \frac{L_4}{S_4^\alpha} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (A)$$

このような形で  $\alpha$  を仮定して  $\beta$  の値を計算するのが妥当であつて、

$$M = \Sigma \beta / n \dots \dots \dots (B) \quad (n \text{ は観測回数})$$

により  $\beta$  の値を計算することができる。いま、

$$\left. \begin{aligned} t_1' &= \frac{1}{M} \left( \frac{L_1}{S_1^\alpha} - \frac{L_2}{S_2^\alpha} \right) \\ t_2' &= \frac{1}{M} \left( \frac{L_2}{S_2^\alpha} - \frac{L_3}{S_3^\alpha} \right) \\ t_3' &= \frac{1}{M} \left( \frac{L_3}{S_3^\alpha} - \frac{L_4}{S_4^\alpha} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (C)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (t_i - t_i')^2} \dots \dots \dots (D)$$

ただし、

- $\sigma$ : 最小自乗誤差
- $t_i$ : 観測値から計算した値
- $t_i'$ : 計算値, すなわち (C) 式により計算した値

とすれば、 $\sigma$  の値が最小になるように  $\alpha$  の値を仮定するのが理論上妥当であるが、著者の満洲河川に対する実地計算の結果によれば  $\alpha = 0.5, \alpha = 0.6$  または  $\alpha = 2/3$  と仮定しても、すべて  $\sigma$  には実際において大差がないので、著者は簡便のために、また Rizha 公式の型式に一致させるために  $\alpha = 0.6$  と仮定した場合の  $\beta$  の値を採用したのである。すなわち

$$w_2 = \beta (H/I)^{0.6} \dots \dots \dots (\text{km/hr}) \dots \dots \dots (3)$$

により計算すれば表-2 に表示したように  $\beta$  の値は普通 133~277 である。よつて Rizha 公式すなわち  $\beta = 72$  と云う値は非常に過小な値を示し実地使用にたえないことがわかる。また  $\beta$  の値の大小は、その河川の河床勾配

表一 主要な満州河川に対する  $\beta, \sigma$  の値 ( $\alpha=0.6$ )

河川名	$\beta$	$\sigma$	S の範囲	F (km <sup>2</sup> )	L (km)	F/L	F/L <sup>2</sup>
豆満江	277	0.1657	4.82 ~ 8.06	33 400	487.6	68.50	0.140
瑋春河	207	0.5891	6.72 ~ 9.64	4 000	106.7	24.92	0.155
老哈河	177	0.3885	3.54 ~ 4.22	31 455	444.0	70.84	0.159
西拉木倫河	171	0.2138	2.81 ~ 2.97	29 927	412.0	72.64	0.176
曲遼河	149	0.9307	8.37 ~ 3.48	51 165	767.0	66.71	0.086
東遼河	207	0.5612	1.70 ~ 3.16	10 318	333.5	31.13	0.093
遼河上流部	150	0.6760	1.83 ~ 2.30	178 899	1040.5	171.74	0.065
遼河中流部	158	0.3641	1.62 ~ 1.77	187 250	1189.0	157.49	0.132
清河	159	0.2245	3.90 ~ 5.51	4 958	163.0	30.42	0.186
冠河	137	0.0608	4.36 ~ 5.26	2 129	94	22.65	0.231
范河	149	0.2333	7.07 ~ 18.66	1 072	102.5	10.46	0.102
蒲河	105	0.1790	3.68 ~ 6.06	2 361	178	13.26	0.074
新南河	133.5	0.3240	1.43 ~ 1.96	515	51	10.10	0.198

註・F=流域面積, L=幹川流路延長

表三 実用降雨強度曲線中の係数の値

地方	$\alpha$ (min)	$\beta$	$a_r$ (hr)	b	記録を取った期間	t の範囲 (min)
京 城	59	7 860	0.933	131	1905-1920	5 - 60
仁 川	37.5	8 640	0.625	144	"	5 - 240
平 壤	41	6 000	0.683	100	1914-1920	"
元 山	75	7 740	1.250	129	"	"
大 邱	40.2	8 711	0.67	145.2	1929-1953	10 (min) - 24 (hr)
釜 山	106.1	14 015	1.77	233.6	1914-1953	"
全 州	81.1	15 160	1.35	252.7	1918-1954	"
光 州	90.4	10 866	1.51	181.2	1938-1954	"
木 浦	101.8	11 398	1.70	190	1916-1953	"
東 京	50	5 500	0.833	91.6	1891-1911	5 - 60
長 春	40.5	5 929	0.675	98.8	1937-1943	10 (min) - 48 (hr)
四 平	45.1	8 487	0.752	141.4	1934-1944	"

る。

(IV) 著者の極大洪水量公式

(A) 支流のない場合の基本公式

1) 流出量の遅滞現象: 先づ流出量の遅滞現象の定義に関し略述しよう。いま, O と F をおのおの一流域内の懸案地点および最遠地点とし, l を OF 間の距離 (図一 参照), w を OF 間を流下する平均流速, すなわち雨水の到達速度,  $t_c$  を流集時間, すなわち F に降下せる雨水が O に到達するに必要な時間,  $t_r$  を降雨期間, すなわちある降雨が始つた後, 終るまでの時間とすれば, 一般に次の関係が成立する。

$$t_c = l/w \dots\dots\dots (6)$$

$$T = t_r + t_c = t_r + l/w \dots\dots\dots (7)$$

上式中, T は降雨による流出量が始まつたのち終るまでの時間をあらわす。t<sub>c</sub> を求めようとすれば前述した著者の公式を用いるのが最も適当な方法であろう。

ここで  $t_r < t_c$  すなわち  $t_r < l/w$  なるとき流出量は遅滞現象を受けると云い, このときには全流域に降下せる雨水が, 尙時に懸案地点に到達することはない。換言すれば, 極大洪水量を惹起するのに参与するものはその流域内の一部分に降下せる雨量にすぎないのである。

2) 遅滞現象を受けない場合の基本公式: まず極大洪水量公式に関し論ずれば, 著者はこの型式を撰定するにあたり, 半演積的半帰納的理論を採用した。いわゆる, 極大洪水量は流量図において尖頭流量だけをいかなる方法によつても正確に求めれば足りるのであるから, まず簡単な場合, すなわち支流もなく, 遅滞現象も受けない場合に対して次式によりこれを表わそうとするのである。

$$q_m - q_0 = c(\phi AR/T) \dots\dots\dots (8)$$

こゝに, q<sub>m</sub>: 洪水時最大流入量, q<sub>0</sub>: 平時時流入量, T: 洪水期間すなわち  $T = t_r + t_c$ , t<sub>r</sub>: 降雨期間, t<sub>c</sub>: 到達時間, R: t<sub>r</sub> 期間中の総雨量, A: 流域面積,  $\phi$ : 平均流出率, c: 係数であつて演積的または帰納的に正確に求めうる。

図一 2 を洪水期の流量図とすれば, 洪水による尖頭流量 (q<sub>m</sub> - q<sub>0</sub>) は (8) 式により表わしうべく, (8) 式中の

あるいは, 水面勾配を表わすものであるといふべく, これが実際とよく一致することが認められる。

(III) 降雨強度曲線

実用降雨強度曲線として

$$I = \beta/(t + \alpha) \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{または } R = bt/(t + \alpha) \dots\dots\dots (5)$$

ここに t: 降雨期間 (min)

I: 降雨期間 t に対する平均強度 (mm/hr)

R: 通加降雨量, すなわち t 間に降下せる総雨量 (mm)

$\alpha, \beta = \text{any const.}$

$$a = \alpha/60, b = \beta/60$$

を取り, 各地点に対する  $\alpha, \beta$  あるいは a, b の値を豪雨の記録から最小自乗法により求めれば表一 3 となる。

ここにおいて注意すべきことは (4) 式あるいは (5) 式は一降雨についての降雨強度を表わすものではなく, その地方における絶対極大降雨強度あるいは実用降雨強度を表わすものであるから状況がいちじるしく異なるい付近地では  $\alpha, \beta$  あるいは a, b の間には, いちじるしい違いはない。雨量または流量の超過確率の概念を導入するときは,  $\alpha, \beta$  の値のとり方の中にそれが入つてく

$\phi AR$  は当該洪水期間すなわち  $T$  間の総流出量をあらわすから、これはまた図-2 において DMED の面積を表わすのである。

しかるに、(8) 式中の  $R$  は前項で述べたように (5) 式により表わされるから、これを (8) 式に代人すれば (たゞし  $t_r=t$ )

$$q_m - q_0 = c(\phi AR/T) = c \frac{\phi A}{t+t_c} \cdot \frac{bt}{a+t} \dots\dots\dots (9)$$

(9) 式をみれば、尖頭流量 ( $q_m - q_0$ ) は降雨期間  $t$  の函数である。それゆゑ尖頭流量が最大となるためには  $t$  はある極値を取るべきであるから  $c$  を常数としてこれを求めると

$$\frac{d(q_m - q_0)}{dt} = \frac{d}{dt} \cdot c \frac{\phi A}{t+t_c} \cdot \frac{bt}{a+t} = 0$$

$$\therefore t = \sqrt{at_c} \dots\dots\dots (10) \text{ (単位: min)}$$

$$\text{または } t = \sqrt{at_c} \dots\dots\dots (10a) \text{ (単位: hr)}$$

$$\text{ゆゑに } T = t + t_c = \sqrt{at_c} + t_c \dots\dots\dots (11) \text{ (単位: min)}$$

$$\text{または } T = t + t_c = \sqrt{at_c} + t_c \dots\dots\dots (11a) \text{ (単位: hr)}$$

すなわち、降雨期間  $t$  が (10) 式を満足する場合に極大洪水量が生ずることを知りうる。しかし遅滞現象を受けない条件から  $t_r > t_c$  であるから、極値が存在するためには  $a \geq t_c$  が必要になる。これはそれぞれの流域において雨量強度の公式を作るときの一つの条件になる。

(10) 式を (9) 式に代入すれば

$$q_m - q_0 = \frac{cb\sqrt{at_c} \cdot \phi A}{(t_c + \sqrt{at_c})(a + \sqrt{at_c})} \dots\dots\dots (12)$$

ここで  $A$  を  $\text{km}^2$ ,  $R$  を  $\text{mm}$ ,  $t_c$  を  $\text{hr}$ ,  $q$  を  $\text{m}^3/\text{sec}$  の単位で表わせば (20) 式は

$$q_m - q_0 = 0.2778 \frac{cb\sqrt{at_c} \cdot \phi A}{(t_c + \sqrt{at_c})(a + \sqrt{at_c})} \dots\dots\dots (13)$$

表-4 演算的に算出した係数  $c$  の値 となる。ただし  $a = \alpha/60$ ,  $b = \beta/60$  はその地方の実用降雨強度曲線を描けば知りうる (表-3 参照)。

流量図の曲線	$c$ の値
放物線	1.5
三角線	2.0
Cosine 曲線	2.0
確率曲線	2.394

3) 係数  $c$  の値: (8)~(13) 式中の係数  $c$  の値は流量図の曲線の形に依存するものであり、よつて流域の形状に依存する係数であるとみなしうる。流量図曲線の種類と、これに対する係数  $c$  の値との関係は表-4 のとおりであることが演算的にわかる。

また  $c$  の値は流量図の記録さえあれば求めうるのであつて (8) 式を変形すれば

$$c = \frac{(q_m - q_0)T}{\phi AR} = \frac{(q_m - q_0)T}{V} \dots\dots\dots (14)$$

ここに  $V$  は DMED の面積を表わす (図-4)。この方法により満洲河川に対し、著者が実測した係数  $c$  の値は表-5 のとおりである。

4)  $c$  の値と  $T$  の値との関係: 係数  $c$  の値は  $T$  の値に関連をもつていようにも考えられるが実際はむしろ  $T$  の値のいかんにかかわらず、流量図の形が一定であれば常数であるとみなした方がよいようである。表-5 中の  $c$  と  $T$  の値を plott してみればほぼ直線の変化とみなされるから

$$c = mT + b \dots\dots\dots (a)$$

とにおいて、最小自乗法により係数  $m$  と  $b$  との値を求めると、次のようになる。記録 No. 1~11 を全部採用した場合は  $b = 1.890$ ,  $m = -0.000744$  またもし記録 No. 2 は  $T$  があまり長いので (これは満洲河川においてはその特殊性からありがちなことである) これを除外すれば  $b = 1.747$ ,  $m = +0.00234$ , これらを見れば  $m \approx 0$  とみなしてもよく、実際はむしろ  $c = b$  として取扱うことができる。

図-2

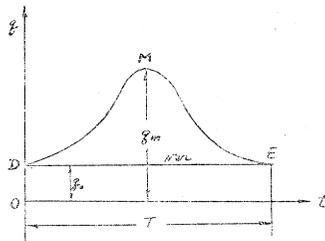


表-5 係数  $c$  の値と  $T$  の値との関係

番号	河川名	測定地点	記録せる洪水期間	Tの値	Cの値	C・T	T <sup>2</sup>
1	東 遼 河	滴打嘴子	1940.8.8.15.15~21.15	30	1.664	49.920	900
2	〃	三江口	1939.9.10.12~21.15	257	1.697	436.129	66049
3	遼 河	北大溝	1940.8.24.15~24.19	76	1.543	117.268	5776
4	遼河本流中流龍堡	前新坎	1939.9.2.19~6.6	93	2.290	173.470	6889
5	〃	〃	1939.9.7.7~10.7	72	1.966	141.552	5184
6	太子河	固龍堡	1940.7.31.12~8.3.12	63	1.754	110.502	3969
7	〃	〃	1940.8.4.9~6.17	56	1.975	110.600	3136
8	〃	〃	1940.8.6.16~8.19	51	1.987	96.237	2601
9	〃	〃	1939.9.2.17~5.8	63	2.137	134.631	3969
10	〃	〃	1939.9.5.9~9.16	103	1.806	186.018	10609
11	〃	〃	1939.7.6.5~9.13	80	2.204	176.320	6400
Σ				934	20.723	1732.647	115482

5) 遅滞現象を受ける場合に対する基本公式：基本公式(8)は支流もなく遅滞現象も受けない場合に適用すべきであるが、遅滞現象を受ける場合にはこれに起因する補正係数  $\rho_1$  を乗ずる必要がある。すなわち

$$q_m - q_0 = \rho_1 \cdot c \cdot \frac{\phi A b \sqrt{a t_c}}{(t_c + \sqrt{a t_c})(a + \sqrt{a t_c})} \dots\dots\dots (15)$$

ここで  $\rho_1 = f(t_c/t_r) \dots\dots\dots (16)$

遅滞現象を受けない場合、すなわち  $t_c/t_r \leq 1$  となる場合には  $\rho_1 = 1$  となるが、遅滞現象を受ける場合、すなわち  $t_c/t_r > 1$  となる場合には  $\rho_1 < 1$  となるべきことは明らかであり、またおおむね  $\rho_1$  の値は  $t_r/t_c$  の値と逆に変化するであろうことが推定されるのである。 $f(t_r/t_c)$  の形式に関しては、後項で数字的資料をあげて詳論しよう。

前と同様に遅滞現象を受けるときは、 $t_r < t_c$  と  $t_r = \sqrt{a t_c}$  から、 $a < t_c$  が極大流量の存在するための必要条件となる。ただし補正係数は近似的に常数とみなすものとする。

6) 集水区域の地勢と極大洪水量との関係：前項においては極大洪水量の基本公式中で流域面積を単一的に取扱ったが、実際にはこれは流域内の地勢により影響を受けることが大きい。なぜならば、平地は山地に比し流過する支流の勾配が緩かであるから、到達時間、すなわち流出時間を遅延せしめ水位曲線を扁平ならしめる程度に差異があり、懸案地点に接近するほどその影響がいちじるしいからである。

$A'$  を集水区域中の平地面積とし、 $A$  を流域面積とすれば、これが極大洪水量に及ぼす影響は  $A'/A$  に依存するばかりでなく、 $A'$  の懸案地点からの距離の遠近により軽重率を付する必要がある。それで  $A'$  に軽重量率をつけたものを  $A_1$  とすれば求める極大洪水量は

$$q_m - q_0 = \rho_1 \rho_2 c \cdot \frac{b \phi A_1 \sqrt{a t_c}}{(t_c + \sqrt{a t_c})(a + \sqrt{a t_c})} \dots\dots\dots (17)$$

ただし  $\rho_2 = f(A_1/A) \dots\dots\dots (18)$

により表わすのが妥当であろう。

懸案地点における流域面積を、山地別、平地別にくわしく区分した資料をうることができれば、これらの資料を用いて、最小自乗法により  $\rho_2$  すなわち  $f(A_1/A)$  の形式を探求することは、すこぶる興味あることと云えるが、著者はまだこのような資料を得ず、これに関して数字的に例示する事は出来ない。ただその影響のあるべきことを述べるに止めるが、およそ  $\rho_2$  は  $A_1/A$  に反比例するであろう。

7) 支流の存在を無視したことによる影響：懸案地点の上流には、多数の大小支流が存在するのが普通である。実際には極大洪水量に及ぼす支流有無の影響が甚大なることは明白であつて、著者はこの点の重要性を認め、次項において詳論するように懸案地点の上流に支流が存在する幾多の場合に対する極大洪水量を求める理論的方法を考案したのである。しかし小さい支流が多数存在する場合には簡便のために、支流のない場合の公式を適用するとともに支流の存在を無視するために基因する係数  $\rho_3$  を乗じることとする。

8) 実用公式及び計算例：前記数項において記述せる諸項目を総合的に考慮した実用公式としては

$$q_m - q_0 = 0.2778 \rho c \phi A R / T = 0.2778 \cdot \rho \cdot \frac{c b \sqrt{a t_c} \cdot \phi \cdot A}{(t_c + \sqrt{a t_c})(a + \sqrt{a t_c})} \dots\dots\dots (19)$$

上式中  $\rho = \rho_1 \rho_2 \rho_3$

$c$ ：集水区域の地形に依存する係数であつて、1.5~2.3、普通 2.0

$\phi$ ：流出率であつて、これは流域の平均勾配、地質状態、林相などに依存し、普通は 0.7~0.9 にとる。

$a, b$ ：その地方の降雨状況に基因する係数で、この地方の実用降雨強度曲線を画けばわかる。

$q_0$  の値は洪水直前の平水量であるが、実際問題としては各量水標地点での指定洪水位、あるいはこれより少し高く取つたときの流量を用いおぼよい。しかし  $q_0$  が  $q_m$  にくらべて極く小さいときは  $q_0 = 0$  とみなしてもよい。

(計算例)

満洲東遼河改修計画に際し、著者の公式を適用した結果を例示する。(図—3 参照)

滴打嘴子地点 (測点番号 No. 189, 65)

最遠地点よりの距離  $L = 143.85$  km, 流域面積  $A = 3794.5$  km<sup>2</sup>

標高差  $H = 658 - 204.606 = 453.394$  m,  $S = H/L = 0.0031518$

表—2 により東遼河に対し  $\beta = 207$  と仮定すれば (5) 式により

$$w_2 = \beta s^{0.6} = 207 \times 0.003158^{0.6} = 6.53 \text{ km/hr}$$

$$t_c = L/w_2 = 22.02 \text{ hr}$$

次に四平の実用降雨強度曲線を採用すると、表—3 により  $a = 0.752$ ,  $b = 141.45$ ,  $t_r = \sqrt{a t_c} = 4.07$  hr

$$\therefore T = t_r + t_c = 26.09 \text{ hr}$$

次に (13) 式により  $R=119.3 \text{ mm}$

遅滞現象を受ける場合の係数  $\rho_1$  すなわち  $f(t_c/t_r)$  の形式を探索するために、東遼河及び清河に於て測定せる資料 (各種の方法により計算せる結果を照らし合わせ極大洪水量の値と想定せる値) を図示して見れば、おのおのその測定範囲内 ( $5.5 < t_c/t_r < 8.6$ ) においては  $f(t_c/t_r)$  は直線の変化とみなしうるにより最小自乗法によつてその係数を求めれば

$$\rho_1 = 0.0917(t_c/t_r) + 0.0171 \dots\dots\dots (20)$$

となる。

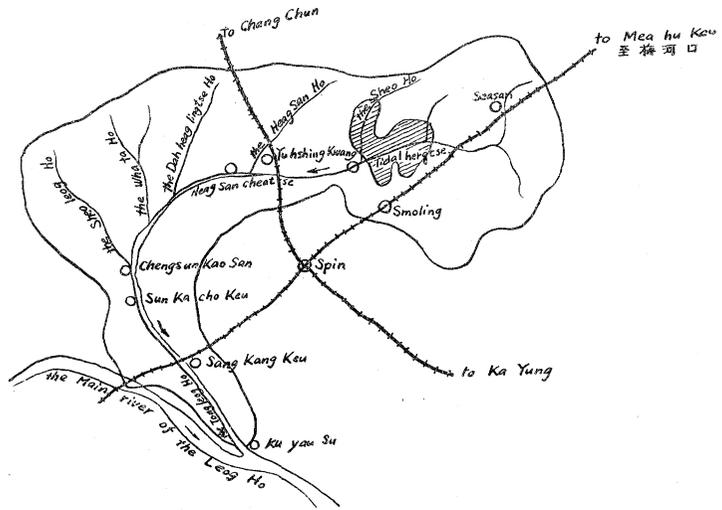
しかし (20) 式は遅滞現象を受ける影響だけでなく、そのほか集水区域の地勢及び支流の存在を無視せるに基因せる影響を包含するものとみるべきであろう。それゆゑ (20) 式により算出した  $\rho_1$  は  $\rho_1\rho_2\rho_3$  の相乗積すなわち総合係数  $\rho$  とみるのが妥当であろう。そこで  $\rho_1$  の値を (20) 式により求めれば  $\rho_1=0.5146$  である。

次に (19) 式に  $\phi=0.8$ ,  $c=1.7$ ,  $\rho=0.51$  を代入すれば

$$q_{\max} = 3370 \text{ m}^3/\text{sec}$$

実際には、この地点は支流小河との合流点である。しかし前記計算例においては、支流がないものと仮定して計算したのである。

図-3 Sकेched plan of the Tong Leog Ho.



(B) 支流がある場合に対する極大洪水量公式 幾多の支流が存在する場合について著者は普遍的な公式を誘導したが、紙数の都合上、ここにはその一、二の例を示す。まづ一支流との合流点における洪水量を考え、流量図の曲線を放物線と仮定する。

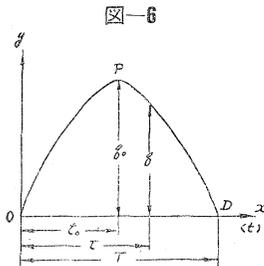
図-4 のような河川で本流及び支流の流量曲線を図-5 のような二次放物線と仮定しその方程式を

$$y = ax - bx^2 \dots\dots\dots (a)$$

で表わすと、 $a = bT \dots\dots\dots (b)$

極大流量  $P$  においては

$$x = \frac{T}{2}, \quad y_{\max} = q_0 = \frac{a^2}{4b} \dots\dots\dots (c)$$



これから  $b = \frac{4q_0}{T} \dots\dots\dots (d)$

$$q = 4q_0 \frac{t}{T} - 4q_0 \left(\frac{t}{T}\right)^2 \dots\dots\dots (e)$$

これらの諸式を図-6 に適用すれば、合流点での流量  $Q_i$  は

$$Q_i = 4q_1 \frac{t}{T_1} \left(1 - \frac{t}{T_1}\right) + 4q_2 \frac{t}{T_2} \left(1 - \frac{t}{T_2}\right) \dots\dots\dots (f)$$

$$\frac{dQ_i}{dt} = 0 \text{ により, } t_0 = \frac{\frac{q_1}{T_1} + \frac{q_2}{T_2}}{2\left(\frac{q_1}{T_1^2} + \frac{q_2}{T_2^2}\right)} \dots\dots\dots (21)$$

極大洪水量は (f) と (21) から

図-4

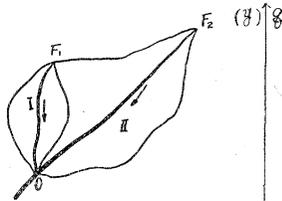
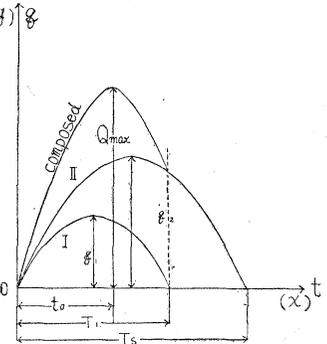
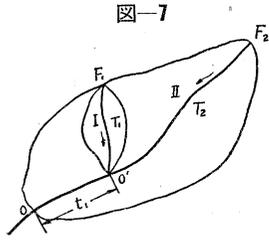


図-5





$$Q_{max} = \frac{\{q_2 + q_1(T_2/T_1)\}^2}{q_2 + q_1(T_2/T_1)^2} \dots (22)$$

q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub>, T<sub>1</sub> 及び T<sub>2</sub> は著者の基本公式から求められる。

図-7 のような場合には前と同様にして

$$t_0 = \frac{\frac{q_1}{T_1} + \frac{q_2}{T_2} + \frac{2q_1}{T_1^2} t_1}{2\left(\frac{q_1}{T_1^2} + \frac{q_2}{T_2^2}\right)} \dots (23)$$

$$Q_{max} = \frac{\left\{\frac{q_1}{T_1}\left(1 + \frac{2t_1}{T_1}\right) + \frac{q_2}{T_2}\right\}^2}{\left(\frac{q_1}{T_1^2}\right) + \left(\frac{q_2}{T_2^2}\right)} - \frac{4q_1}{T_1} t_1 \left(1 + \frac{t_1}{T_1}\right) \dots (24)$$

これらの関係を組み合わせるといろいろな場合の公式を導くことができる。

例えば 図-8 及び 図-9 に対しては

$$t_0 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{q_i}{T_i} + 2 \sum_{i=2}^{n-1} \frac{q_i t_i}{T_i^2}}{2 \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{T_i^2}} \dots (25)$$

$$Q_{max} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n \frac{q_i}{T_i} + 2 \sum_{i=2}^{n-1} \frac{q_i t_i}{T_i^2}\right)^2}{\sum_{i=1}^n \frac{q_i}{T_i^2}} - 4 \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{q_i t_i^2}{T_i^2} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{q_i t_i}{T_i}\right) \dots (26)$$

これらの公式を実例にあてはめて計算してみると、例えば下流に行くに従

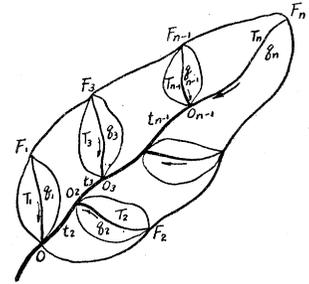


図-8

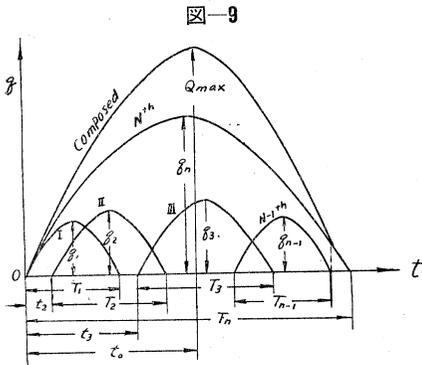


図-9

つて遅滞現象を受けることがはなはだしくなる影響などがこれらの公式によつてよく表わされていることがわかる。また東遼河の実測例と計算例の比較においてもよい一致を得た。流量図の形の仮定についても、いろいろな形を試みた結果、形の影響の少ないことを確かめた。

9) 韓国河川に対する遅滞係数 ρ<sub>1</sub> の値及び計算例：遅滞係数 ρ<sub>1</sub> の一般式として

$$\rho_1 = \frac{1+K}{(t_c/t_r) + K} \dots (a)$$

なる形式を採用するものとして韓国河川に対する資料(表-6)を用いて、最小自乗法により係数 K の値を求めると K=4.802

表-6 韓国河川に対する ρ の計算値

No	河川名	測定地点	$\frac{x}{v}$	$\frac{y}{v}$	$xy$	$\frac{x}{y} - 1$	$\frac{x}{T-y}$	$x^2$	$XY$	$S\%$	$\beta$	$W_{mp}$	$C_k$	$\gamma_{mm}$	$a$	$b$
1	洛東江	院洞	6.721	0.569	3.824	2.824	0.431	0.185761	1.217144	3.548	180	6.0955	15.49	19.1	1.569	218.7
2	〃	津洞	6.126	0.614	3.761	2.761	0.386	0.148996	1.065746	3.997	180	6.55	18	300	〃	〃
3	〃	玄風	6.388	0.662	4.228	3.228	0.338	0.114244	1.091064	4.727	200	8.05	15.11	17.7	0.983	131
4	〃	倭館	5.707	0.592	3.378	2.378	0.408	0.166464	0.970224	5.427	200	8.745	14.36	15.2	〃	〃
5	〃	洛東	4.907	0.570	2.796	1.796	0.430	0.184700	0.772280	6.517	200	9.76	16.8	22.6	〃	〃
6	南江	徳山	2.388	0.554	1.322	0.322	0.446	0.198916	0.143612	14.780	140	11.67	28.6	59.1	1.569	218.7
7	柴山江	羅州	3.888	0.478	1.858	0.858	0.552	0.272884	0.447876	6.926	150	7.592	18.4	25.0	〃	〃
8	蟾津江	松汀	5.936	0.707	4.196	3.196	0.293	0.085849	0.936428	3.252	280	9.003	19	25.0	〃	〃
9	錦江	亭岩	6.563	0.597	3.918	2.918	0.403	0.162409	1.175954	3.184	235	7.461	10.7	39	0.983	131
10	臨津江	玄石	3.685	0.623	2.295	1.295	0.377	0.142129	0.888215	8.962	270	15.95	28	59.4	〃	〃
11	礼成江	金川	3.165	0.727	2.300	1.300	0.273	0.074529	0.354900	10.492	270	17.534	27	55.2	0.683	100
12	載寧江	沙灘	3.226	0.670	2.161	1.161	0.330	0.108900	0.383130	7.838	200	10.903	17.3	24.7	〃	〃
13	瑞興江	乃空	2.950	0.844	2.489	1.489	0.156	0.024336	0.232284	6.013	300	13.95	23.8	46.0	〃	〃
14	銀波川	銀波	2.886	0.621	1.792	0.792	0.379	0.143641	0.300168	13.436	140	10.546	13.2	12.0	〃	〃
15	大同江	平壤	5.766	0.637	3.672	2.672	0.363	0.131769	0.969736	7.055	265	13.563	18.5	28.7	〃	〃
16	〃	麥田	5.087	0.626	3.184	2.184	0.374	0.139876	0.816816	8.124	270	15.039	18.0	27.3	〃	〃
17	〃	無盡台	3.775	0.768	2.899	1.899	0.232	0.053824	0.440568	11.415	280	19.13	27.1	56.5	〃	〃
18	清川江	北城里	4.107	0.765	3.141	2.141	0.235	0.055225	0.503135	6.136	300	14.12	26.8	49.7	〃	〃
19	〃	北泉	3.661	0.639	2.339	1.339	0.361	0.130321	0.483379	7.479	270	14.31	25.4	49.5	〃	〃
20	大寧江	龍灘	3.357	0.831	2.789	1.789	0.169	0.028561	0.302341	8.615	270	15.58	32.7	72.6	〃	〃
21	松川	咸興	2.597	0.553	1.436	0.436	0.447	0.199809	0.194972	19.209	110	10.268	17.5	23.8	〃	〃
22	漢江	人道橋	4.747	0.602	2.858	1.858	0.398	0.158404	0.739494	3.630	270	9.274	27.1	56.3	2.04	25.6
23	〃	高安(A)	4.331	0.622	2.693	1.693	0.378	0.142884	0.639954	4.046	270	9.899	31.8	70.7	〃	〃
Σ								3.054231	14.66953							

図-10

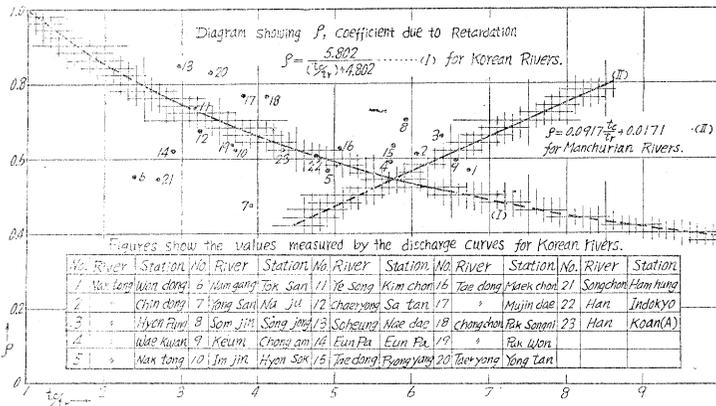


表-7 韓国河川に対する計算例

No.	河川名	観測地点	A (km)	L (km)	H (m)	S (‰)	Q (m³/sec)	$\beta$	$\phi$	$\alpha$	b	$\beta$	$w$ (km/hr)	$t_c$ (hr)	$t_r$ (hr)	T (hr)	R (mm)	$q_m$ (m³/sec)	$q_0$ (m³/sec)	$P$ (mm)	$P/P_0$					
1	洛東江	祝洞	22.916	22.916	1234.7	7.272	1541.378	3.5466	16.874	3.5	2300	1.589	218.7	180	6.078	11.35	10.58	81.53	192.48	27.278	21.578	.50	5.34	6.9		
2	津洞	20.403	3077		11.23	2.103	19.332	1535.667	3.9973	19.482	5.0	1100		6.55	58.65	9.57	68.22	182.78	30.285	32.285	.53	.64	15.2			
3	玄風	14.177	3259		13.71	0.454	22.174	1526.026	4.7279	13.491	4.5	1400	0.983	131	200	8.05	40.12	6.28	46.40	119.26	18.965	20.265	.515	.662	28.2	
4	倭館	11.935	280		10.43	0.976	29.576	1519.478	5.4266	11.283	3.5	800		8.72	32.02	5.61	37.63	111.48	18.238	19.088	.543	.572	8.6			
5	洛東	9.434	231		9.44	0.778	43.518	1505.082	6.5172	10.827	3.5	1200		9.76	23.67	4.82	28.49	108.84	19.818	21.018	.542	.570	5.1			
6	南江	總山	2.293	100	1933-8-4	9.58	20.314	29.994	478.106	14.781	9.120	3.0	900	1.589	218.7	140	11.17	8.95	3.75	12.70	154.76	15.340	16.240	.802	.554	30.9
7	梁山	羅州	2.022	718	1934-7-21	8.60	0.681	8.891	497.319	6.928	5.397	3.5	450	0.625	144	150	7.59	9.46	2.43	11.89	114.53	10.704	11.154	.662	.478	27.8
8	嶺津江	松汀	4.299	1983		15.45	6.740	22.19	644.81	3.2316	8.677	6.0	930		280	9.00	22.02	3.71	25.73	123.03	11.322	12.272	.535	.707	32.1	
9	鏡江	亭若	8.446	316	1934-7-24	7.75	1.126	8.876	1006.124	3.1899	7.242	3.5	1300	0.983	131	235	7.46	42.35	6.95	48.81	113.68	10.872	12.119	.510	.597	17.0
10	臨津江	玄石	2.524	120	1927-7-15	10.80	4.195	15.055	1928.945	8.267	17.980	4.5	2700		270	15.95	13.35	3.62	16.38	103.04	26.126	28.860	.48	.623	8.3	
11	礼成江	金川	2.524	120	1914-7-20	14.20	3.877	17.897	1259.103	10.492	9.632	3.5	600	0.682	100		17.53	6.94	2.16	9.01	75.99	11.807	12.407	.725	.727	0.2
12	戴寧江	沙灘	8.19	78	1922-8-21	6.72	4.871	11.631	611.369	7.838	2.837	2.7	450		200	10.90	7.15	2.21	9.36	76.39	3.781	4.231	.72	.670	-6.9	
13	瑞興江	乃波	827	83		6.99	15.906	22.891	499.104	6.038	2.940	2.7	400		300	13.95	5.95	2.02	7.97	74.64	4.265	4.665	.742	.844	11.3	
14	銀波川	銀波	334	60		5.87	4.015	8.835	806.165	3.436	12.000	3.0	150		140	10.55	5.69	1.97	7.66	74.26	1.780	1.926	.75	.621	-17.2	
15	大同江	平壤	2.453	308	1923-8-1	9.95	1.542	11.012	2172.988	7.055	15.428	3.5	2300		265	13.54	22.71	3.94	26.65	85.21	21.902	24.202	.542	.637	17.5	
16	麥田	7.981	266		10.00	12.758	22.258	2161.242	8.124	11.142	3.5	1400		270	15.04	17.60	3.48	21.16	83.57	17.354	18.754	.58	.626	7.9		
17	無盡台	4.419	186		12.40	0.293	10.889	2123.311	11.415	12.540	4.0	750		280	19.13	9.74	2.58	12.32	77.04	15.576	16.350	.67	.768	14.6		
18	清川江	北城里	5.341	1078	1975-8-12	6.55	3.794	10.344	998.166	6.136	16.096	4.0	1800		300	14.12	11.53	2.81	14.33	80.42	16.481	18.281	.648	.765	18.0	
19	北原	3.525	231		7.30	21.989	29.249	979.751	7.477	10.282	4.0	3000		270	14.31	9.15	2.50	11.65	78.54	15.066	16.066	.68	.639	-6.0		
20	大南江	龍灘	2.970	120		9.83	5.331	15.161	1033.838	8.6153	11.965	4.0	1800			15.58	7.70	2.29	10.00	77.05	12.589	14.397	.71	.831	17.0	
21	松川	武興	1.918	86.8	1928-8-29	4.15	8.326	12.416	1663.524	9.209	4.934	1.5	500	1.25	129	110	10.20	8.49	3.25	11.68	93.14	8.412	8.912	.78	.555	29.0
22	漢江	入道橋	25.04	126.7	1925-7-18	11.76	2.47	14.23	1549.77	3.6294	2.950	3.5	2400	2.04	256	770	9.20	46.21	9.67	55.70	211.47	52.303	54.703	.602	.602	0.0
23	高安	2.882	3783		19.38		10.284	1533.336	37.789	37.789	4.5	2700			9.90	38.28	8.84	47.12	207.98	57.975	60.075	.63	.622	-1.2		

(計算例 2) 著者の公式を日本の河川に適用せる一計算例を示そう。荒川、埼玉県寄居町上流地点に於ては(物部水理学 p. 354 より)

$$A = 930 \text{ km}^2, L = 72 \text{ km}, H = 1.48 \text{ km}, S = H/L = 0.020555, S^{0.6} = 0.097219$$

$$w = \beta S^{0.6} = 200 \times 0.0972 (\beta = 200 \text{ と仮定すれば}) = 19.44 \text{ km/hr}, t_c = L/w = 3.703 \text{ hr}$$

東京に対する降雨強度曲線をそのまま用いることにすれば,  $a = 0.833, b = 91.6$  であるから

$$t_r = \sqrt{at_c} = \sqrt{0.833 \times 3.703} = 1.756 \text{ hr}, T = t_r + t_c = 1.756 + 3.703 = 5.459 \text{ hr}$$

$$R = \frac{bt_r}{a + t_r} = 62.12 \text{ mm}$$

$$q_m - q_0 = 0.2778 \times 2.4 \times 0.8 \times \frac{930 \times 62.12}{5.459} = 5647 \text{ m}^3/\text{sec} (c = 2.4, \phi = 0.8 \text{ と仮定})$$

$q_0 = 600$  と仮定すれば,  $q_m = 5647 + 600 = 6247 \text{ m}^3/\text{sec}$

次に遅滞係数  $\rho_1$  を韓国河川に対する値, すなわち (b) 式により求めることにすれば  $\rho_1 = 0.840$

$$\therefore \text{actual } q_m = 6247 \times 0.84 = 5247 \text{ m}^3/\text{sec}$$

しかるに, 物部水理学 p. 355 によれば, 既往の最高水位に対する流量曲線式(大正 2, 3 年実測より定めたるもの)により計算せる値は  $Q = 5100 \text{ m}^3/\text{sec}$  であるから, 著者の公式により計算した値は観測値とよく一致し, しかも安全側にあるといふことができるのであろう。(昭. 31. 2. 16.)

となる。よつて (a) 式は

$$\rho_1 = \frac{5.802}{(t_c/t_r) + 4.802} \dots (b)$$

となる。(b) 式を図に表わせば 図-10 となる。図-10 によつて知るよつに, 実測値(流量曲線式より計算せる値)の範囲は,

$$2.4 < t_c/t_r < 6.7$$

であるが  $1 < t_c/t_r < 2.4$  の区間では誤差が小さいのであるから, この区間に対しても適用しうるのである。

(計算例 1)

韓国河川に対する計算例を示せば表-7 となる。