

本川水位の影響により氾濫貯溜する 支川の流出解析についての一考察

北海道開発コンサルタント(株) 平瀬裕也
同 麻場邦彦

1. はしがき

本論文は本川水位の影響を常に受け、本流水位が上昇すると支川は逆流溯上してその流出を阻害し、支川低湿地帯に氾濫貯溜するような特異な河川の流出解析をとり上げて考察したものである。解析の方法は最近最もよく用いられている貯溜関数法に基いたもので、氾濫貯溜量を考える場合水位の上昇時と下降時でその貯溜量が甚だしく異なることから、従来のいわゆる水平貯溜でなしに傾斜貯溜なるものをもって解析を試みたものである。

解析のモデルとしては現在北海道庁土木部長の高瀬正氏が特に関心を寄せられておられた千歳川を選び、石狩川の洪水時における 21 個の洪水を抽出した。なおこの論文を報告するに当たり日傾多大の御指導、御援助を戴きました北大工学部教授の岸力氏と道開発局の皆様には深甚なる謝意を表する次第である。

2. 流域および資料の概況

本解析のモデルとなった千歳川はその源を支笏湖に発し、樽前山麓の火山灰地帯を走り、馬追・長都の両沼で長都・祝梅・鯉淵川の3川を合流して一旦ここで遊水貯留する。その後、長都および幌向平野の大低湿地帯を緩流し、途中漁・島松および輪厚の3川を合流し、旧夕張川落口で江別川となり江別市より石狩川に合流する。

解析地点の集水域は図-1の如くで面積は1,194 km²に及ぶが、解析の対象流域は支笏湖を除く918 km²とした。支笏湖流域を解析の対象外とした理由は、その湖面だけで約70 km²あり1 m 当の貯水能力は大きく、70×10⁶ m³にも及びこの流域にある降雨はほとんど直接流出することはない。又これまで千歳川筋発電所の記録を調査してもその出水記録がみられない。従って支笏湖流域は流出解析の対象外として除外すべきものと考察される。但しベース流量については発電所使用水量を考慮すべきであることは言う

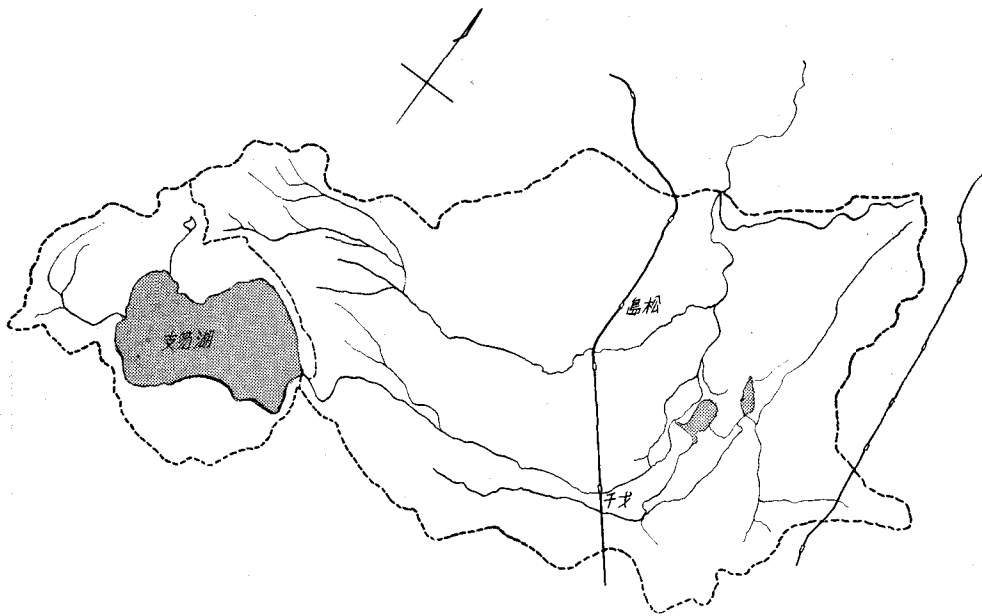


図-1 千歳川裏の沢地点流域図

までもないと考えられる。

洪水資料については石狩川の洪水時における石狩川の合流点江別事業所と裏の沢地点の水位記録を昭和14年より蒐集し、そのうち夏水について表-1に示す21個を抽出し

て解析し、本論文には更にその中から重要な意味をもつ7例を選んでみた。

雨量資料は表-2に示すように流域内で8地点の観測記録が得られるが降雨の時間記録は僅かしか得られず不足の

表 - 1

洪水 No.	総雨量	$f=$ —	有 雨 効 量	Bf	初期損 失雨量	洪水 No.	総雨量	$f=$ —	有 雨 効 量	Bf	初期損 失雨量
1	195.7	0.484	94.7	39	7.4	12	4.5	0.290	19.3	90	2.0
2	83.7	0.343	28.7	60	5.2	13	76.3	0.299	22.8	90	2.0
3	150.0	0.391	58.7	45	6.7	14	60.9	0.311	20.0	102	0
4	88.3	0.295	26.0	43	6.9	15	37.1	0.569	21.1	40	7.3
5	85.4	0.706	60.3	46	6.7	16	59.8	0.381	22.8	48	6.7
6	23.8	0.949	22.6	45	6.7	17	141.0	0.595	83.9	42	7.1
7	107.2	0.347	37.2	45	6.7	18	118.3	0.279	33.0	71	4.0
8	—	—	—	—	—	19	82.3	0.425	35.0	32	8.1
9	141.4	0.762	107.8	55	5.7	20	112.8	0.710	80.1	42	7.1
10	244.9	0.603	147.7	27	8.7	21	103.0	0.641	66.0	50	6.2
11	152.9	0.343	47.2	83	2.8						

表 - 2

洪水 No.	生起年月	雨 量 観 測 所 名										
		札 幌	苫小牧	岩見沢	支笏湖	千 歳	西 越	恵庭岳	漁 川 (発電所)	ふ化場	島 松	長 沼
1	昭和14年7月	⊙		○	○	○	●		○	●		○
2	" 14. 9	⊙		○	○	○	●		○	●		○
3	" 16. 9	⊙		●	○	○	●		○	●		○
4	" 17. 9	⊙		●	○	○	●		○	●		○
5	" 18. 9	⊙	⊙	●	○	○	●		○	●		○
6	" 21. 7	⊙	⊙	●	○	○	●		○	●		○
7	" 21. 10	⊙	⊙	●	○	○	●		○	—		○
8	" 22. 8	⊙	⊙	○	—	—			○			
9	" 22. 9	⊙	—	—	⊙	○	—		○	●		○
10	" 25. 7	⊙	⊙	⊙	○	○	●		○	●		—
11	" 28. 7	⊙	⊙	⊙	⊙	○	●		○	●	○	○
12	" 28. 8	⊙	⊙	⊙	—	—	—		○		○	○
13	" 28. 9	⊙	⊙	⊙	⊙	○	●		○		○	○
14	" 28. 10	⊙	⊙	⊙	⊙	○	—		○		○	○
15	" 29. 8	⊙	⊙	⊙	⊙	○	●		○	●	○	○
16	" 30. 8	⊙	⊙	⊙	—	○	○		○	●	○	○
17	" 31. 8	⊙	⊙	⊙	⊙	○	○		○	●	○	○
18	" 32. 9	⊙	⊙	⊙	⊙	○	○		○	●	○	○
19	" 33. 7	⊙	⊙	⊙	⊙	○	●		○	●	○	○
20	" 34. 9	⊙	⊙	⊙	⊙	○	●	○	○	●	○	○
21	" 36. 7	⊙	⊙	⊙	⊙	○	●	○	○	●	○	○

○ 日 雨 量 — 欠 測 ● } 解析に使用していない資料
⊙ 時間雨量

資料については流域外の札幌・岩見沢・苫小牧等で補った。
流域平均雨量は各洪水毎にテーセン法で分割して求めた。

3. モデル河川の流出機構と実流量

千歳川の裏の沢下流では、その出水期における流出が石狩川本流の水位上昇の影響を強く受けて自流を阻害され、時には前記長都沼付近まで逆流遡上して氾濫貯溜し一大遊水池となり、そのため滞水時間は異常に長く、流出の実態は裏の沢の水位流量曲線では把握し難い。したがってこのような河川での実流出は上下流の水位のみから推定する外はない。即ち、下流の水位が任意に変動する場合の不定流を解くことが考えられるが、上流の水位からこれを計算することは膨大な計算となる。よってここでは石狩川合流点と裏の沢間の流下時間に対する水位の変動が僅かであり、又この間に時間的に貯溜されるものを無視 ($da/dt=0$) し得るものと仮定し、同時刻の水位から不等流に基き水面が形成されると見て計算することにした。但しこの場合 n の

算定に問題があるが、これは芦田氏の理論に基き

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g} (u_m/u_*^*)} \quad (1)$$

$$u_m/u_*^* = \phi d_m/R I$$

d_m : 平均粒径 R : 径 深 I : 勾 配

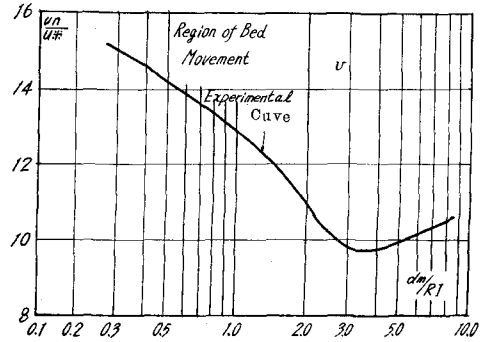


図-2

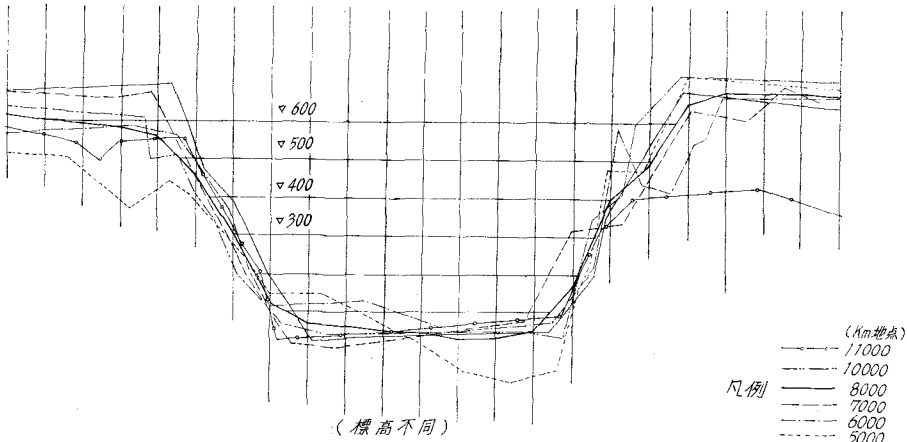


図-3 千歳川標準横断面 (5,000 km~11,000 km)

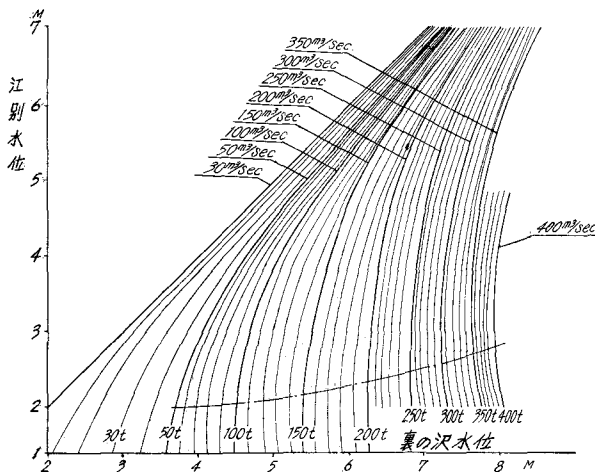


図-4 水位流量曲線図

として n と d_m の関係を流量の少ない例について検討して、 d_m を 0.5 mm と定めた。しかし R と I の変化に基く一様断面水路 (河道断面は図-3で判るようにはほぼ一様とみられる) について流量と粗度との間に一つの関係があることを見出した。

即ち流量毎に粗度は変化するものとして石狩川合流点と裏の沢との水位の関係を不等流で計算し、各流量毎にグラフを作ると図-4の如くなる。

4. 貯留関数法による流出解析とその基本問題

貯留関係についてはこれまで数多くの例があるので割愛するが、これまで簡易解法として、流出率をその出水毎に総雨量と流出量の比で一定に表わし貯留関数を求めた。

しかし本流域に於いては $O \sim S$ 曲線の不同性が大き

いため解析が困難となる。また本流域の計画降雨の決定に対し同様の計算では流出率が不定になり流域の特性を見出し難いので初期損失降雨を考慮し、降雨量によって変化する流出率を求め、流出率を変化せしめることによって解析を行なうものとする。

その基本式は

$$\int_{t_1}^{t_2} f I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt = S_2 - S_1 \quad (2)$$

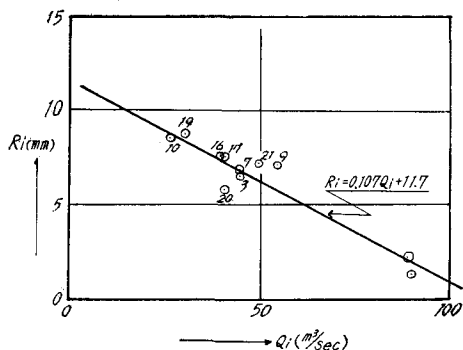
f : 流出率 I : 流入量 O : 流出量
 S : 貯溜量

となり、 τ_0 の遅滞時間の導入は不要と考えた。

(1) 流出率に対する考察

(i) 初期損失雨量、降雨について立神氏の方法に基づき初期損失と基底流量の関係を調べてみると図-5のような相関が認められる。即ち初期損失雨量を R_i 、初期流量を Q_i とするとこれらの関係は $R_i = 0.107Q_i + 11.7$ で表わすことが出来る。

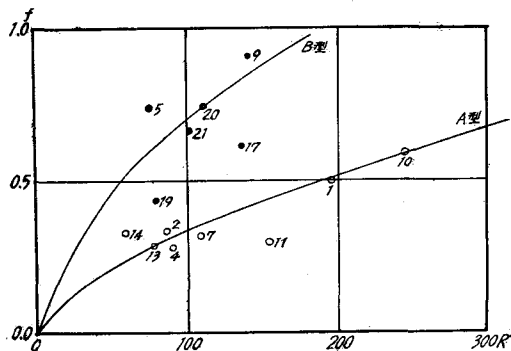
このことより各初期損失雨量を初期流量から上式に基づいて求めることにした。



図—5 初期流量～初期損失雨量 ($Q_i \sim R_i$)

(ii) 直接流出を算定するには普通減水部の折曲点を求める方法がとられているが、千歳川はたえず本流石狩川の水位に影響されているのでいわゆる第1次及び第2次減流の折曲点は決定し難い。よって出水前の流量をベース流量と定めそれ以上の全量を直接流量とした。但し本川の特徴として洪水の滞水時間が長い後期降雨があるものや下流水位の影響を受けているものについては直接流出量を定め難いので、Peak 以後の減水を下流水位の影響のない洪水に就て減水部を検討して、 $Q = Q' e^{-\alpha t}$ の式に基づき減水するものとし α を 0.0067 として直接流出量を求めた。

(iii) 総降雨量から前述の初期損失降雨を差し引いて流出率を述べると図-6のようになる。これ迄千歳川については流出率に基だしいばらつきがあり、それを纏めることは極めて困難と見られていた。しかし本解析ではそのばらつきにも A・B 二つの型があることがわかる。

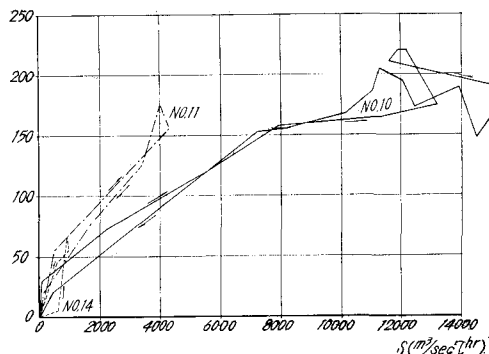


図—6 流出率曲線図 ($f \sim R$)

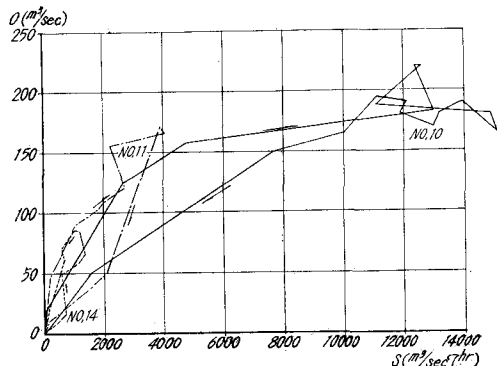
即ち図-6を見るに下流石狩川の水位上昇下降速度が早い場合は流出率が B 型を示し、また下流水位の影響のない場合或いは石狩川の水位上昇下降速度の遅い場合は A 型を示している。これは 15km の水位観測点間を定流とみることによる流量の算定に問題があり、石狩川水位の激しく変動しない場合は近似的に定流と考えられるが、その他のときは洪水の不定流性が大きく影響を与えるものと考察され流量算定に問題があると見られる。

(2) τ_0 の検算

τ_0 については初期損失降雨を差引く関係から理論的には 0 hr となるべきであるが、流域平均雨量は代表降雨である



図—7-1 $\tau_0 = 0 \text{ hr}$



図—7-2 $\tau_0 = 2 \text{ hr}$

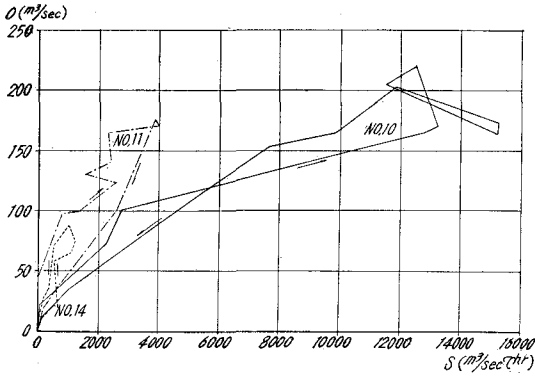


図-7-3 $z_0 = 4$ hr

ため実際とは必ずしも一致しないことが考えられるので検討してみた。図-7はこれを検討したもので、図によれば $z_0 = 0$ hr とした場合のループ曲線が最も収斂していることがわかる。

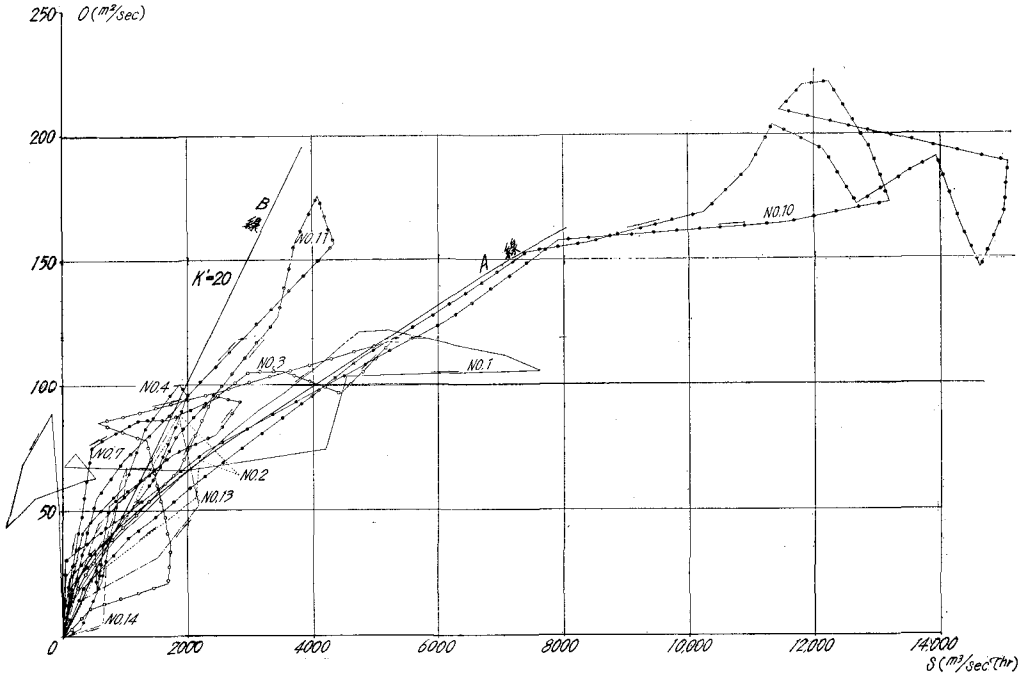


図-8 流出量、貯留量曲線図 (O—S 曲線)

凡そ分けられるが、 S は O の関数として見る事が出来る。

よって

$$dS = \phi O dt \quad (6)$$

とみられ、したがって

$$S = \int \phi O dO + c \quad (7)$$

勾配が連続的に変化すると考えて、

(3) 貯留量の計算

式(2)に基き

$$S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} f r dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (3)$$

しかるに f は t の関数であるため

$$S = \int_{t_1}^{t_2} f dt \int_{t_1}^{t_2} r dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (4)$$

$dt = \Delta t$ と置き

$$\int_{t_1}^{t_2} r dt = \sum_{t_1}^{t_2} r, \quad \int_{t_1}^{t_2} O dt = \sum_{t_1}^{t_2} O, \quad \int_{t_1}^{t_2} f dt = \alpha \left(\sum_{t_1}^{t_2} r \right)^n$$

とすれば

$$S' = \alpha \left(\sum_{t_1}^{t_2} r \right)^{n+1} - \sum_{t_1}^{t_2} O \quad (5)$$

と表わし f が変化する場合に適應した。

これを O と対比すれば図-8の如くA線、B線の二つに

$$S = \alpha \cdot O^n + S_0 \quad (8)$$

とおくと、 $dt=0$ にて $S_0=0$ なる故

$$S = \alpha \cdot O^n \quad (9)$$

α : 定数 n : 定数

とみられる。

よって貯溜係数は

$$K = \frac{dS}{dO} = \alpha n O^{n-1} = \alpha O^{n-1} \quad (10)$$

となり O の関数となる。

(4) K の検討

然してB線については下流水位の影響のない場合でしかも氾濫のない資料と云え、この貯溜関数をなすものは平坦部の氾濫貯溜を除く河道貯溜と山地貯溜から成るものと判断される。

よってこのB線が本来の流域の貯溜関数を表わす線であり、これを

$$K' = \frac{dS'}{dO}$$

とし、 $n=1$ としてこれを計算すると

$$K' = 20 \quad (11)$$

となる。

即ちこれは又河川改修後の貯溜関数とも云えよう。然してA線による K を K'' とすると、これは、氾濫貯溜を合わせた場合のいわゆる現状の氾濫量を含む貯溜関数を表わすことになる。又このA線は石狩川の水位の変動のあり方により変化するものであり、一定の型はないものと予想される。よってA線とB線との差は氾濫貯溜と見てこの結びつきを考えることにした。

(5) 氾濫貯溜量

本出水の解析は氾濫貯溜量が裏の沢水位によってどのようにあったかと云う点によって正否が決められるとも云えよう。しかしこの氾濫は実際上甚だ複雑であって裏の沢水位による水平貯溜とのみには解釈できない点が多い。今昭和36年7月洪水の裏の沢水位記録と上流の舞鶴橋水位記録からこれらの間に貯溜された量を時間的に取り裏の沢水位を基準としたものから地形図を利用して計算し、図にすると、図-9の如くなり、水位上昇時貯溜と水位下降時貯溜とは甚だしくその貯溜量を異にする。これは、下流水位の上昇影響が夥しい例でありこの逆である流入による裏の沢上流の水位上昇速度の早い場合はこの逆のループになることが予想される。(出水番号 No. 10 はこの例に当る) 即ちこれは裏の沢水位から上流に対する傾斜貯溜勾配の型が下流の石狩川の水位によって又上流の流入量によって支配されるものと考えられる。これは水平貯溜を仮定し、一地点

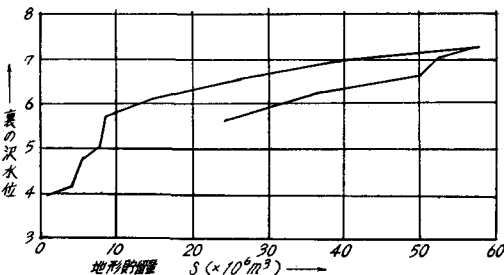


図-9

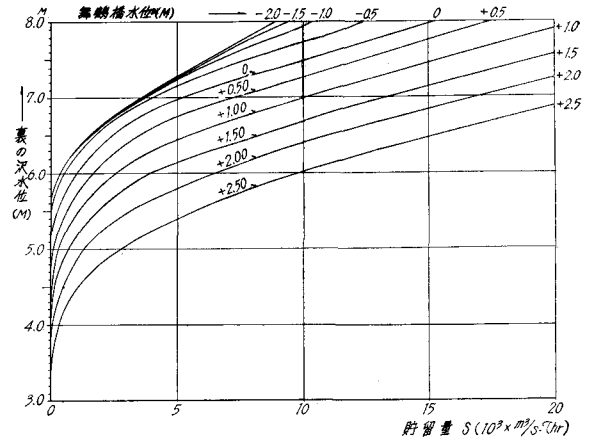


図-10 裏の沢貯水容量曲線

の水位から氾濫貯溜量を求めることが困難なることを意味する。

上述の通り裏の沢より上流は傾斜貯溜をするため傾斜貯溜を定めることを要する。即ち上流地点の水位を決定しなくてはならない。今これを計算により求めることにした。図-10 は裏の沢水位に対する舞鶴橋水位の各貯溜量を地形図より求めたもので舞鶴橋はこの上流地点に当り、裏の沢水位・舞鶴橋水位・貯溜量の三つのうち、いずれか二つが求まれば他の一つを図より求めることができる。然るに舞鶴橋の水位は甚だしい逆流の場合を除き下流石狩川水位の影響を受けない。よって舞鶴橋水位は流入量(降雨量)によって直接支配されるものと考えることが出来る。即ち流入量が決めれば貯溜量と裏の沢水位は函数関係になるとみられる。

(6) 舞鶴橋の水位とその基本式の検討

舞鶴橋の観測水位を流入(降雨)の函数として表わすと、それは昭和36年7月洪水等の記録によってこの水位時間函数は $\sin$ 函数と見なすことが出来る。即ち地形より標高 6.00 m 以上から氾濫が起るものと考え、これ以上の水位を H とすると

$$H = \varphi \sin \left(\frac{\pi t}{T} + \xi \right) \quad (12)$$

φ : 係数 t : 降雨始まりよりの時間

T : 周期 ξ : 係数(周期の遅れ)

と見ることが出来る。しかるに $\varphi \cdot T \cdot \xi$ の各係数はそれぞれ流入量(降雨量)の函数と考えることが出来るとしてこれより舞鶴橋の水位 H をB線貯溜関数を使用して求める基本式を考察してみる。

$\varphi \cdot T \cdot \xi$ はそれぞれ降雨量の函数と考え

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \varphi' R \\ T &= T' R \\ \xi &= \xi' R \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

とする。

今降雨が $R=R_i$ あった時の最大水位を $H_{\max}$ とすると (13) 式は

$$H_{\max} = \varphi' R_i \sin \left(\frac{\pi t}{T' R_i} + \xi' R_i \right) \quad (14)$$

しかるにこのときは $\sin(\pi t/T + \xi) = 1$ なる故

$$\sin \left(\frac{\pi t}{T' R_i} + \xi' R_i \right) = 1 \quad (15)$$

よって

$$H_{\max} = \varphi' R_i \quad (16)$$

又降雨が終った時の水位を H_{R_i} としその時間を T_P とすると (14) 式は

$$H_{R_i} = \varphi' R_i \sin \left(\frac{\pi \cdot T_P}{T' R_i} + \xi' R_i \right) \quad (17)$$

(16) 式を代入すると

$$\frac{H_{R_i}}{H_{\max}} = \sin \left(\frac{\pi \cdot T_P}{T' R_i} + \xi' R_i \right)$$

しかるに今水位の減水時間を T_e とし

$$T = 2T_e \quad (18)$$

なる関係から

$$2T_e R_i \doteq T' R_i \quad (19)$$

と見て

$$\xi R_i = \arcsin \frac{H_{R_i}}{H_{\max}} - \frac{\pi \cdot T_P}{2T_e R_i} \quad (20)$$

となる。よって式 (16) より $\varphi' R$, 式 (19) より $T' R$; 式 (20) より $\xi' R$ を実測値又は計算水位によって各水位時間曲線から求めることが出来る。

今計算による場合として (4) によって定めた K' によって, 各出水 (但し下流水位が上昇しない B 型について) の裏の沢に於ける流入量を求め, 実測流出量 O との差を ΔS と置き $S = \sum \Delta S$ とすると実測による裏の沢水位が明らかになるため 図-10 より舞鶴橋の水位一時間曲線を求められ 図-11 にこれを示す。

しかるに式 (16) より $H_{\max}$ と $\sum R_e$ とは 図-12 の如く双曲線函数となるため $\varphi' R = H_{\max} = \alpha \sum R_e^n$ となり, この $\alpha \cdot n$ を計算で求めると $\alpha = 3.57 \times 10^{-2}$, $n = 0.85$ となる。

又式 (18) より, $2T_e = TR'$ から $2T_e$ と $\sum R$ の関係を見ると 図-13 の如く同じく双曲線と考えられる。即ち $TR' = b \sum R^m$ となり $b = 6.0$, $m = 0.6$ となる。

又式 (20) より同じく ξR を求めると 図-14 の如くこれは $\sum R$ の 1 次函数なる故 $\xi' R = c \sum R$ となり, $c = 0.002$ となる。

よって

$$H = \alpha \sum R^n \sin \left(\frac{\pi t}{2b \sum R^m} + c \sum R \right) \quad (21)$$

H は $\sum R$ 及び t の函数として表し, その各係数を代入して

$$H = 3.57 \times 10^{-2} \sum R^{0.85} \sin \left(\frac{\pi t}{2 \times 6.0 \sum R^{0.6}} + 0.002 \sum R \right) \quad (22)$$

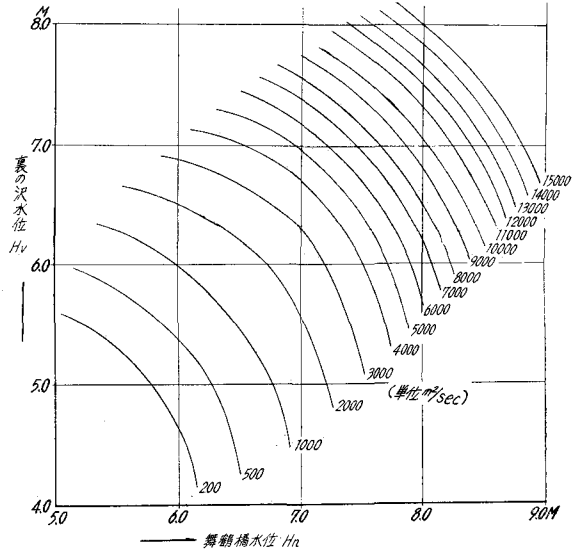


図-11 貯留量裏の沢～舞鶴橋水位相関図

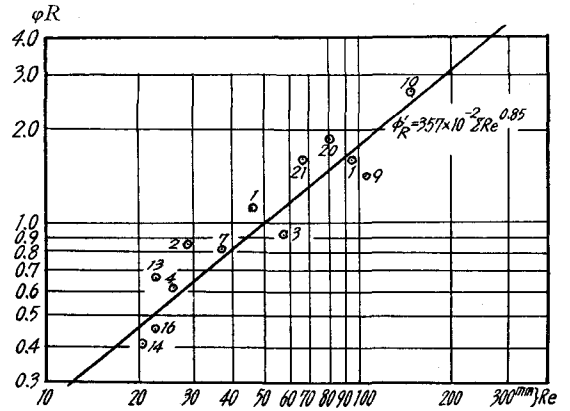


図-12 $\varphi' R \sim \sum R_e$

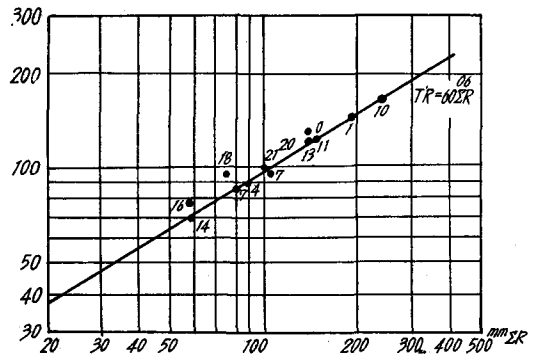


図-13 $TR' = b \sum R^m$

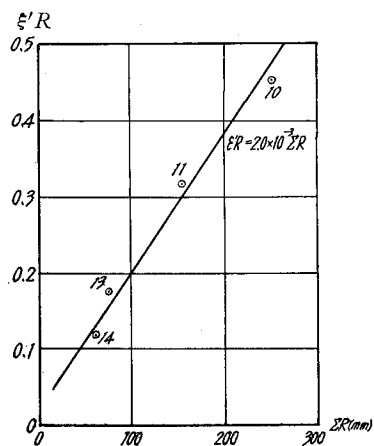


図-14 $\xi'R \sim \Sigma R$

と考えることにする。

今、算定した H の基本式が全出水にも適応出来るとして各出水の実測水位曲線との関係を検討してみる。

式(22)に基く水位、前述 図-10, 11 を用い裏の沢より逆算した水位並びに実測水位を図-15に示してある。これによると充分とは云えないまでも割合良い結果が得られた。ここで計算水位は降雨と時間の函数として取扱ったが実際は前述の通り必ずしもその関係だけでなく、不定流を等流と見た影響にもとづく誤差が出るものと見られる。しかし実測値の如く舞鶴橋の水位は時間の函数となっている以上は傾斜貯溜を考えざるを得ないことが判断される。又こ

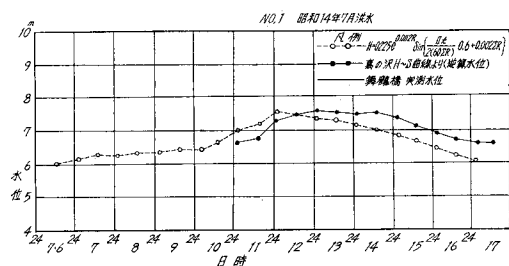


図-15-1

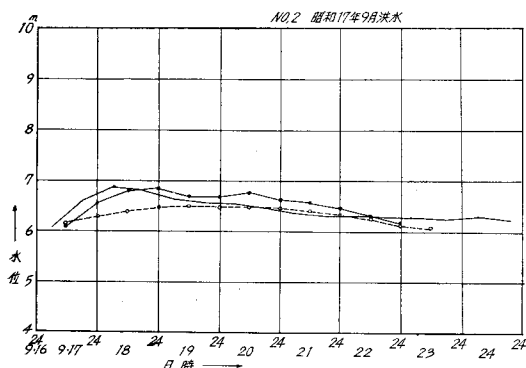


図-15-2

の水位誤差には当然地形図 (1/10,000) より求め貯溜量誤差も含むものであり、又 K 値の判定誤差も含むものと考えられる。

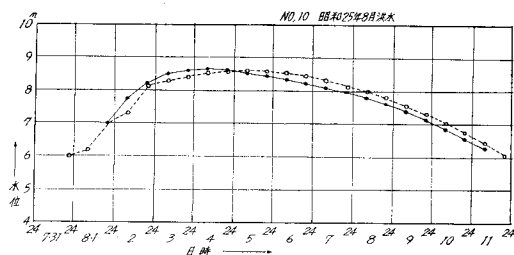


図-15-3

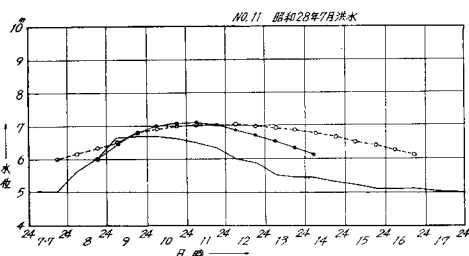


図-15-4

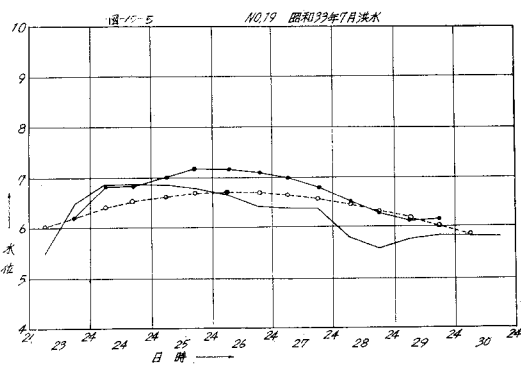


図-15-5

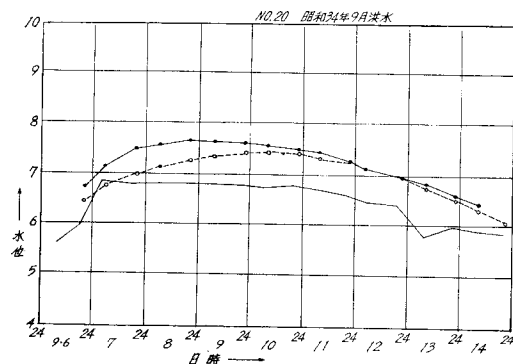


図-15-6

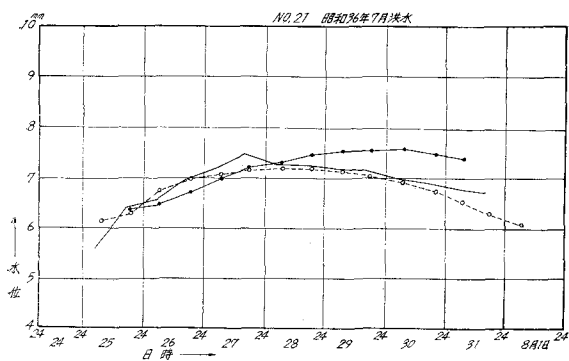


図-15-7

4. 各出水の計算流量

これまでの説明に基き各出水について計算流量を求めることが可能であるが、ここで流量算定の基本方法を要約して述べると下記の通りである。

- (1) 降雨より有効雨量を計算する (各出水毎の f を用いる)
- (2) 式 (10) の K より下式によって流出量を計算する (一築堤完成後の流量)

$$O_{i+\Delta t} = \frac{\Delta t f}{K' \frac{\Delta t}{2}} \times \frac{1}{2} (I_i + I_{i+\Delta t}) - \frac{K - \frac{\Delta t}{2}}{K' + \frac{\Delta t}{2}} O_i \quad (23)$$

O_i : 任意時の流出量

$I_i, I_{i+\Delta t}$: 流入量 $= AR_i, AR_{i+\Delta t}$

$O_i, O_{i+\Delta t}$: 流出量

(24) 式に $K'=20$, $\Delta t=2$ hr を代入すると

$$O_{i+2} = \frac{2}{20+1} \frac{(R_{ei} + R_{ei+2})A}{2} + \frac{20-1}{20+1} O_i \quad (24)$$

$$\left. \begin{aligned} AR_{ei} &= O_r \\ AR_{ei+2} &= O_{r+2} \end{aligned} \right\} \text{とすると}$$

$$O_{i+2} = 0.0476 \times (O_r + O_{r+2}) + 0.9048 O_i \quad (25)$$

(3) 式 (23) $H=3.57 \times 10^{-2} \sum R^{0.85} \sin \left(\frac{\pi t}{2 \times 6.0 \sum R^{0.6}} + 0.002 \sum R \right)$ より舞鶴橋水位を計算する。

(4) 始めの裏の沢水位を実測値より求める。

(5) 江別水位は実測を使用し裏の沢水位から図-4 を利用し始めの O を決定する。

(6) (2) より求めた O_i と I_i の差を ΔS とする。

(7) ΔS と (3) より求めた舞鶴橋水位から図-11 を利用し裏の沢水位を求める。

(8) 次にその水位を2時間づらして江別実測水位とから同じく図-4 を利用し O'_2 を求める。以下同じく計算を行なう。

5. 計算値と実測値の比較

前述の要領で貯溜関数法による築堤完成後の流出量と下流水位の影響を受けている現河道の流出量の計算値を図-16 に示し実測値と比較してある。図によれば比較的良好な結果が得られる。

6. む す び

千歳川をモデルに選び、本流水位の影響を強く受けている河川の流出解析を貯溜関数法を用いて行なった。

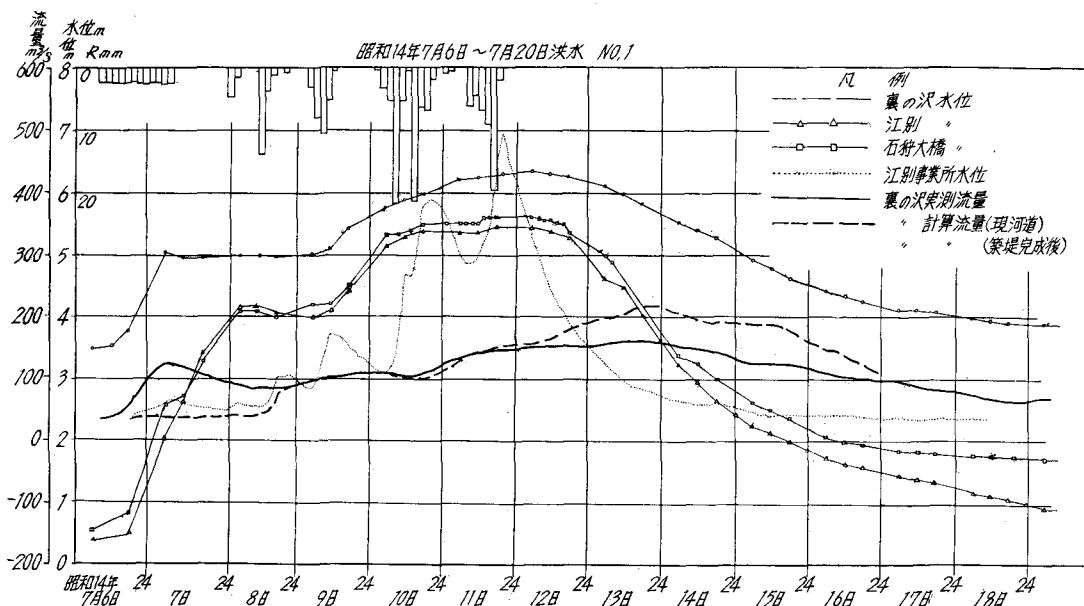


図-16-1 洪水図

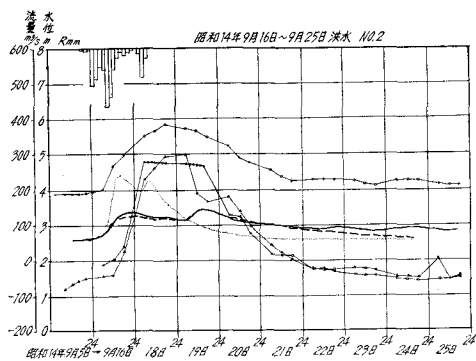


図-16-2

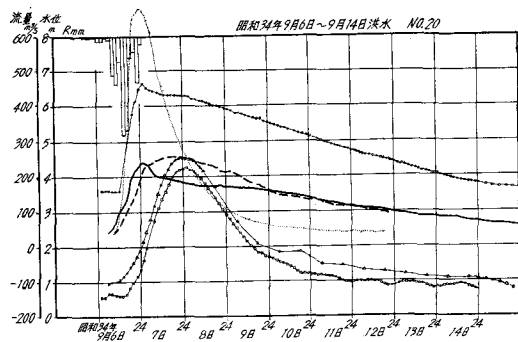


図-16-5

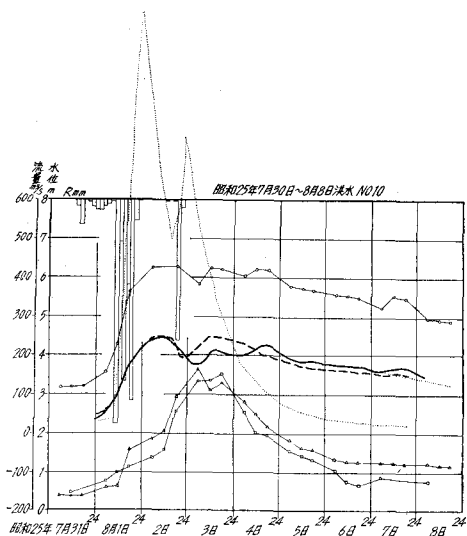


図-16-3

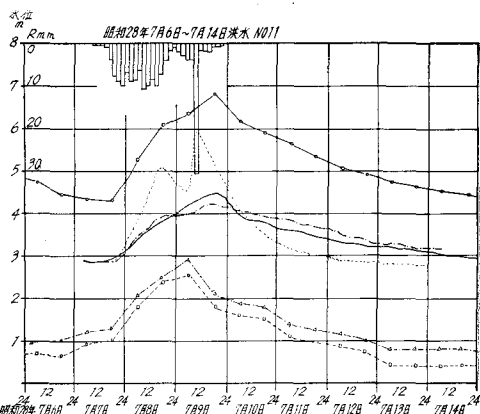


図-16-6

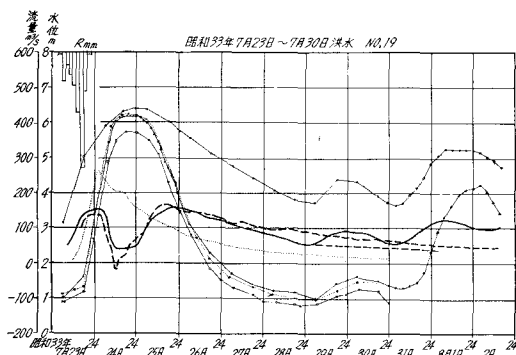


図-16-4

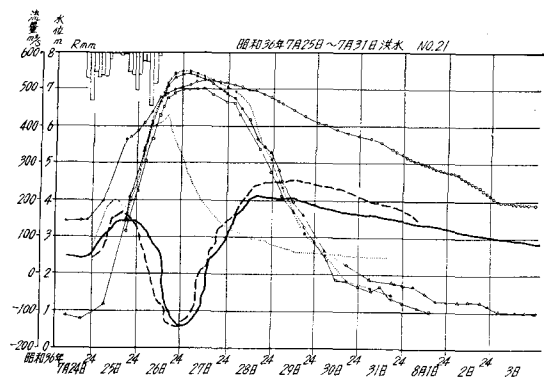


図-16-7

- (1) 実流出量の算定を不等流追跡により検討した。
- (2) 粗度係数については芦田氏の理論式より勾配と径深の変化による n 値を求めた。
- (3) 流出率については下流水位 (石狩川) の影響の大小により二つの型に分けることができる。即ち下流水位の変動と流出量の関係から不定流として流出率を解析すべきと

考えられるものは流出率が高く、等流計算でもほぼよいと判断されるものは流出率が低い値を示すものと見られる。

(4) 初期損失雨量を差引いて解析する場合の τ_0 は 0 とし f を変化させる場合の貯溜関数の解析を行ない本地点に適応出来ることが判った。

(5) 氾濫貯溜量は甚だ複雑であって裏の沢水位による水平貯溜とのみは解釈出来ない点が多い。そこで裏の沢上流で傾斜貯溜の算定を試みるにより氾濫貯溜量を推定した。その為下流水位の影響がないと考えられる上流の舞

鶴橋の水位を降雨量 (流入量) の函数で表わす方法を試みた。その結果 $H=\varphi \sin (\pi t / T+\xi)$ なる $\sin$ カーブで表わすことができた。

以上要略するに前述の傾斜貯溜を考へて氾濫貯溜を解析することにより複雑な流出機構をしている河川の解析、と

くに昭和 25 年 7 月や昭和 36 年 7 月洪水のような特異な例については従来解析が難かしかつたが、この方法で充分とは云えぬまでも、これも含めて全流出について一応の成果を得られる事が出来た。