との比.

5) 單位圖の各縱距は逐次計算法により實測洪水曲線より容易に推定することができる.

6) ある單位時間, 單位降雨量に對する單位圖が求まれば, 他の任意の單位時間, 雨量に對する單位圖は前者を合成分解して求めることができる.

7) 單位時間は出水の遲れ t_g 時間以内であれば任意にえらんでよい. 精度は單位時間が短いほどよいはずであるが, 勞力と現在の記錄不備の點より最大流量, 洪水曲線の推定の場合は t_g にとつて充分である.

8) 單位圖を用いれば, 洪水豫報を水位法に比しはるかに迅速にかつ組織的に行うことが理論的に可能である. この場合の單位圖は單位時間の短いほどよく本邦では1時間をとるべきであろう.

表—1 流出に關する特性値

特性値	單位	千代川	斐伊川	石狩川
出水の遲れ t_g	hr	7	10	11
最大流量 q_0	m³/sec	280	264	210
流出期間 T	hr	52	60	82
遞減率 K	—	0.857	0.860	0.893
平均遞減率 d_{m1}	m³/sec/hr	6.0	5.3	3.0
平均上昇率 r_{m1}	m³/sec/hr	40	26	19

9) 單位圖(流出係數を含む)によつて各河川の流出に關する特性を明確にすることができる. 特に單位圖の流量及び流出期間が流域面積の平方根に比例して變るものとすれば, 各河川の流出狀態を標準の雨量 (繼續時間一定), 流域面積について一元化することができ, その比較が可能である. 流域面積 1,000 km², 單位時間 4 hr, 單位降雨量 10 mm についてそれぞれの單位圖より流出に關する特性値を求めると表—1 のごとくである. ここで K は遞減部が $q_{a_t}=q_0K^t$ に従うとした場合の係數, 平均上昇及び遞減率は洪水曲線の上昇, 遞減部の1時間平均の上昇及遞減流量である.

99. 順序統計學による確率洪水 (20分)

正員 京都大學工學部 岩井重久

洪水確率問題における今までの考え方は, 母分布として特定の分布函數を想定し, その函數の未知母數につき推定又は檢定を行わんとしたものであつた. しかしこの分布函數自體は無限の觀測標本によらない限り正確に判斷し決定することはできず, 實際上種々の困難を生ずる. このような場合確率標本として順序統計量を選ぶならば特定の型の分布函數を前提としなくてもよい. 順序統計量として數値の大きいものより小さいものへ並べた次の如き數列を考える.

$$x_1, x_2, x_3, \cdots\cdots\cdots\cdots x_m, \cdots\cdots\cdots\cdots x_n,$$

このうち, m 番目の値 x_m の起る確率は, x_m より小さい値の確率を $F(\chi_m)$ とし, x_m の確率を $f(\chi_m)$ として次の確率密度で表わされる.

$$d\theta_{(m)}=\binom{n}{m}m[F(\chi_m)]^{n-m}[1-F(\chi_m)]^{m-1}f(\chi_m)\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

この分布に基ずいて2系統の統計理論を展開することができる.

1. 式 (1) の分布の理論的代表値として平均値 $\dfrac{n-m+1}{n+1}$ が合理的である. さらに時間的間隔及び超過の概念を導入し, 重みをつけて求めた平均値は次の如くなる.

$$w(n,m,N,x,)=\frac{\binom{n}{m}m\binom{N}{x}}{(m+x)\binom{N+n}{m+x}}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

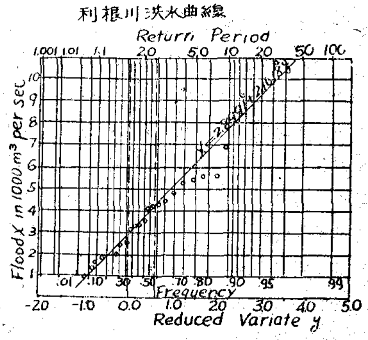
これは n 觀測標本の m 番目の大きさの計畫量が未來 N 年間に x 回越される確率を與える. その結果例えば25年間の年洪水流量記錄の最大値より6番目の記錄に基いて締切堰堤を造ると, 未來5年間の工事中における防禦率は $w(25,6,5,0,)=0.298$ となる. 從つてこの方法によれば, 分布函數を假定することなく觀測記錄の順序のみによつて各種水工計畫に有効な推定を行うことができ, しかもその結果は分布型 $F(\chi)$ とは無關係に等しい信頼度をもつ. しかしこの理論は既往觀測標本のみを對象とし, この範圍外の値を考察しえないから, 計畫高

水流量決定の如く既往最大を越す部分まで取り扱うことはできない．ゆえにこれは完全な洪水防禦を行うよりも，下水道計畫の如く既往最大以下の流量を取り扱つた方が經濟的となるような場合に有利に用いられる．

2. 各順序統計量の確率分布の内極値分布は$d\theta_{(1)}=n[F(\chi_1)]^{n-1}f(\chi_1)$で表わされ，さらにその極限狀態を考えると次の如くなる．

$$\theta=e^{-e^{-y}}\quad(y\text{は}\chi\text{の函數})\cdots\cdots(3)$$

この極値極限分布に基いた式(3)は，今までの洪水記錄の處理と同じ主旨のもとに，洪水量の理論的繼續函數とみなすことができる．この理論はすべての洪水記錄に適用でき，しかも河狀などの條件變化に際しても函數形自體は變らず，ただ母數のみを變えればよいことになる．さらにこの理論は極限分布の不偏妥當性に基いているから，小數の觀測標本による偏倚性を除去するのみならず，その不規則性による變動を除去し，しかも安全側の結果を與える．特に式(3)の函數を直線化して設定及び推定に便ならしめるために，$y=a(\chi-b)$とおいて特殊な圖紙を考える．これによれば數値の大きさが導入されて順序統計學の缺點を除去することができ，しかも理論的に健全な結果を容易に求めることができる．利根川の25年間の洪水記錄に適用した結果は圖のようである．



109. 廣瀬川の仙臺市内における洪水對策について (20分)

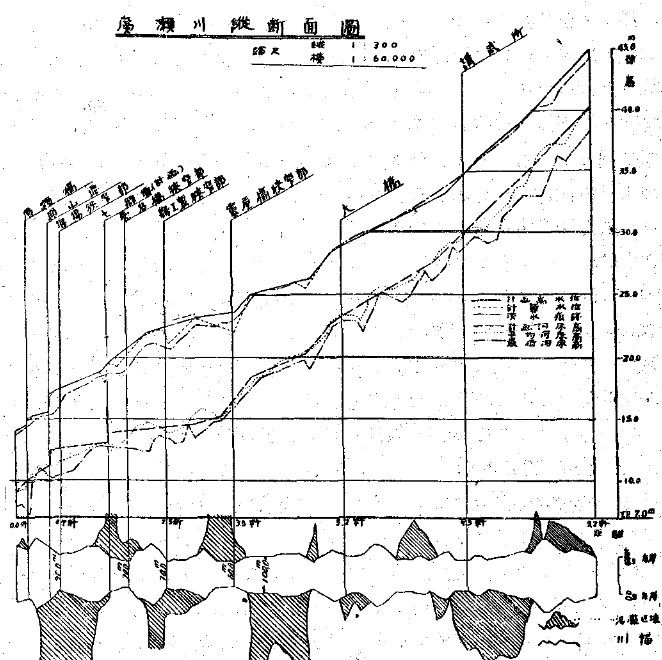
正員　宮城縣土木部　井　澤　健　二

1. はしがき 昨年8月3,4日宮城縣に來襲した熱帶性低氣壓は縣下に異常な豪雨をもたらしたが，廣瀬川筋作並において總雨量506 mmに達し，その急激な出水は一擧に仙臺南部住宅街に殺到し，死傷100名，流失家屋4000戸を生ぜしめた．上記の災害復舊合併施工計畫の概要を述べる．

2. 河狀 廣瀬川は名取川の一大支流であつて奥羽山脈に發し軟岩に刻み込まれた流域面積310 km²の溪谷河川であり，その谷は仙臺市内にまで續き，その出水速度極めて早く40 kmを4時間以内で流出する．

勾配 $^1/_{200}$ 巾100 m前後で市内講武所を通過した廣瀬川は3 km下流で本川最大の難關たる長さ400 mに及ぶ靈屋狹窄部に突入する．すなわち巾95 m，勾配 $^1/_{500}$ から巾50 m, $^1/_{150}$ に變じ異常なる流れで流過した後，巾120mに增大する．更に65 mの縣立工業學校裏の狹窄部を經た河水は次に愛宕狹窄部を深淵をなして流下し，下流平地部への出口たる堰場に達する．

この區間延長1 kmにわたり橋梁6，堰3を持ち，更に郡山狹窄部も含み非常な水理的難點を形成し今回市内へ流入したのもこの點からであつた．



以下3 kmは川巾廣く $^1/_{1000}$ の勾配で名取川に合流している．

3. 計畫概要 この大出水直後廣瀬橋より上流9 kmにわたり100 mないし300 mごとに洪水痕跡調査を行い，その狹窄部における特異な水面形，その他によつて計畫洪水流量2500m³/sec比流量8と決定した．かくて