

石狩川の流量計画と河道計画

橋 本 識 秀

まえがき

石狩川、それは石狩川社会の形成と発展の源泉を意味するものである。石狩川社会という一つの閉空間の中で計画的な社会活動の飛躍を持続していくために石狩川の治水安全度をいかに選択すべきかということは重大な問題である。なぜなら、石狩川社会における都市経営の大半が現代では石狩川の治水制御の基盤の上に存在しているからである。このような中で昭和50年8月の石狩川を襲った大洪水は、中下流域で越水破堤を記録する未曾有の大出水となり大きな被害をもたらした。この洪水を契機として石狩川の治水安全度の見直しと治水制御計画の再検討が緊急課題となっている。

本研修では、石狩川の治水制御計画検討の過程で確立されてきた計画降雨、洪水などの追跡における新手法の適用などを中心に河川計画、河道計画についての考え方を必要に応じて事例研究を示しながら進めることにした。また石狩川の治水制御計画及び河道計画上の課題についても考える時間を取ることにした。

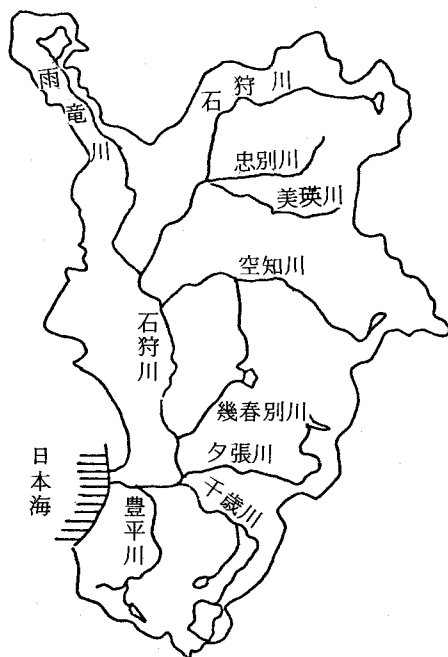
1. 治水安全度

1-1 相対的治水安全度の選択

治水安全度とは絶対的な基準を示すものではなく相対的なものであり、単に治水安全度と云ってもそれは相対的治水安全度を意味するものである。治水安全度という考え方は、河川と人間社会との係りの中で必然的に生まれてきたものであり、治水安全度を確保するための時間的経過においても、それは相対的治水安全度の選択過程を示すものに過ぎない。

現状文明は常に飛躍的發展の限界の中に進路を模索してきた。そして我々が行おうとしている相対的治水安全度の選択は、真の意味での位置空間の再認識と社会空間の高度化を計るためのものであり、飛躍すべき閉空間の未来への選択を意味するものでなければならぬ。

石狩川社会の形成と発展の過程においても、常に多大な犠牲と代価を支払うことにより相対的治水安全度の地位を高めてきたものである。治水安全度の向上は、そのまま対象とする流域社会の計画的社会活動の拡大を可能とするとともに、潤いある都市環境の形成を計るための指標でもある。

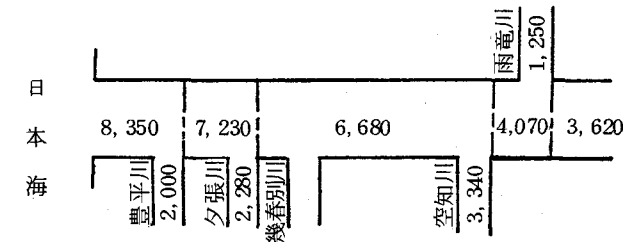


图一-1 石狩川流域河川图

1-2 石狩川の都市形成と治水計画

明治2年北海道開拓使が設置されて以来、国策をもって短期間に進められてきた石狩川流域の都市形成は、石狩川河畔の河岸段丘を中心に最初の集落を形成し、これが急速に周辺への拡大をしてきた典型的な開拓型都市構造としての発展過程を辿っており、戦国型都市構造にみる歴史的な都市形成の選択過程を経験していないことから基本的に洪水に弱い都市構造を有しているといえる。

石狩川の治水計画は、石狩平野の開拓も軌道にのり始めた明治31年9月、石狩川に未曾有の大出水が発生し壊滅的な被害をもたらした。離農するものが続出するに及んで北海道開拓における治水事業の重大さが認識された。この洪水を契機として石狩川の治水調査計画が策定され、たまたま調査期間中の明治37年7月に前回は上廻る大出水を経験することとなり、この時の洪水氾濫貯水量の最大増加流量に河道下流量を加算した実績洪水流量を石狩大橋地点で7,230 m³/s、河口で8,350 m³/sを算定している。石狩川の治水計画は、明治42年にこの実績洪水をもって計画流量と定めている。



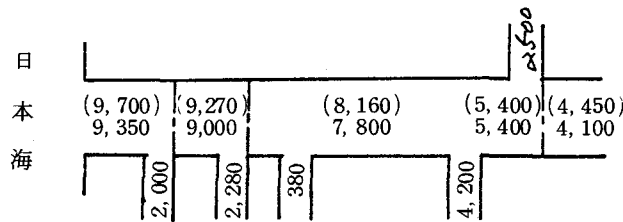
図一2 計画流量配分図

石狩川の治水計画が策定されてから改修工事に着工するまでには、洪水時の分水路方式から捷水路方式への河道改修方式の変更を経て、大正7年石狩川河口部の生振捷水路工事に始まり、昭和44年の砂川捷水路工事を最後に29カ所に及ぶ蛇行河道のショートカットと夕張川を始めとする4河川の新水路工事がなされたのである。

これ等の河道改修工事により石狩平野の大半を占める泥炭軟弱低平地帯は、毎年の融雪出水の氾濫から解除されるとともに地下水位の低下による広大な開墾可能地を生み出すこととなり今日の石狩川流域開発の礎を築くこととなったのである。

1-3 石狩川工実施基本計画

石狩川流域開発もほぼ全流域に達した昭和36年7月、昭和37年8月と石狩川は2年連続して計画流量を上廻る大洪水に見舞われた。石狩川の捷水路工事も砂川捷水路を残すのみとなっていた石狩川中下流域も、未だ多くの無堤地区を残す不連続堤で、この大出水には全く無力で石狩平野はたちまち濁水の湖に一変し、この洪水による氾濫被害は農作物を始めとして甚大なものとなった。このことから石狩川の計画流量の再検討が行われ昭和39年石狩川の流量改訂、昭和40年には新河川法に基づいて、石狩川工実施基本計画が策定された。この時の流量計画には、石狩川流域内に基本となる6つの降雨基準点を設け、石狩川上流、空知川主体、雨竜川主体と昭和37年降雨の4つの降雨パターン毎に、主体となる降雨基準点の100年超過地点確率降水量をもって計画降雨と定めている。



図一3 計画流量配分図

また、流量計画には貯留関数法が適用され、石狩川流域を22の単流域に分割して流出計算を行い、河道についても上流中愛別から石狩大橋間を6分割して逐次河道流量を求めるものであり、4降雨パターンの中、各基準地点で支配流

量を選定することにより基本高水流量と定めるもので、この結果、石狩大橋地点で $9,300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、石狩河口で $9,700 \text{ m}^3/\text{s}$ とするものである。

$$\frac{ds}{dt} = I - o = I_1 + I_2 - o$$

$$\text{ここに、} \varphi(o) \frac{do}{dt} = I - o, \quad \frac{ds}{do} = \varphi(o) \quad \dots\dots\dots 1-a, b$$

$\varphi(0)$ は $S = \sum (I_t - Q_{t+w}) \Delta T$ の一次微分により求めることが出来る。

石狩川 6 大支川のうち特に千歳川は石狩川の背水の影響を大きく受けることから千歳川からの合流量について河道貯留効果を配慮している。

$$\frac{dv}{dt} = Q - q \quad \dots\dots\dots ② \quad q = \left(\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{n} \right) \left(\frac{\Delta H}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots 2-a$$

ここに ΔH は千歳川水位と石狩川水位との差で、 Q は千歳川からの流出量、 q は石狩川への合流量である。

1-4 石狩川の治水安全度

石狩川は北海道の中央に位置し、流域面積 $14,330 \text{ km}^2$ で全道面積の 20% を占め、利根川に次ぐ全国第 2 位の大河である。流域内には札幌政令都市を始め 16 市 30 町 3 村に及び、流域内人口 2,640 千人で道内人口の 47% を占める一大流域圏を構成しており、北海道の社会、経済、文化の中枢をなすとともに、北方文化圏における拠点として発展を続けている。一方、石狩川流域内人口のうち、46% が想定氾濫区域内で生活を営んでおり、現存も想定区域内での人口及び資産の集積が著しい。特に石狩川下流域に位置する道央圏は、石狩湾新港地域開発、札幌圏の拡大、内陸型工業の進展、苫小牧東部工業基地開発とその発展は目覚ましい。しかし、このような資産及び情報の集積が進展している石狩平野は、その大半が泥炭軟弱地に代表される低平地帯であることから、石狩川の治水安全度の選択は重大な問題である。このような石狩川の重要性は、利根川、淀川流域に匹敵するものであり、相対的治水安全度も流域平均降雨の年超過確率において 1/150 年以上の治水安全度の確保が必要とされている。

治水安全度に対する基準を流域平均降水量という観点から石狩川の現行計画降水量を再評価すると相対的治水安全度は 1/50 年程度と判断される。また、昭和 40 年以降に発生した洪水でも既に現行計画高水流量を上廻る出水実績のある支川も多く、昭和 50 年洪水では石狩川中流部でも一部計画高水流量を上廻る出水規模となっており、昭和 50 年洪水に見る全流域を覆う大雨域規模を有する降雨も決して特異な現象ではなく明治 37 年洪水なども同じ降雨パターンの洪水と考えられる。また、石狩川流域内の想定氾濫区域内における土地利用の高度化は内水流出量の増大など相対的治水安全度の低下を促す要因も多く、あるいは治水施設の建設に際して土地利用との調整を要する案件が増えていることから石狩川の相対的治水安全度に見合った計画流量と治水制御計画の策定により将来に向けての適性な土地利用の誘動を始めとする総合的な治水計画の策定が急務と考えられる。

2. 計画降雨

2-1 雨域規模と降雨強度

石狩川のような大流域において計画降雨を論ずる場合雨域規模を確率事象としていかに認識するかによって考え方が大きく異なってくる。石狩川における計画降雨についても昭和 50 年洪水を経験する

昭和36年 7月24～26日

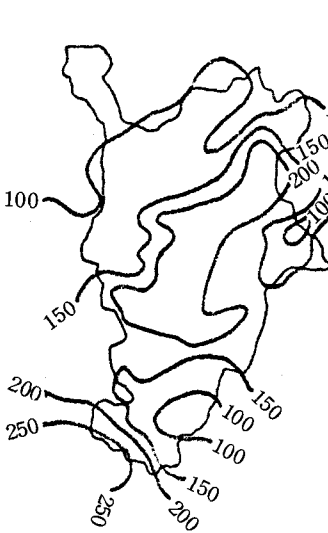


図 4-1 等雨量線図

昭和37年 8月1～3日

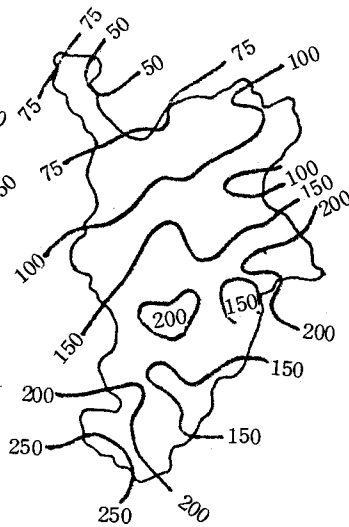


図 4-2

昭和50年 8月22～24日

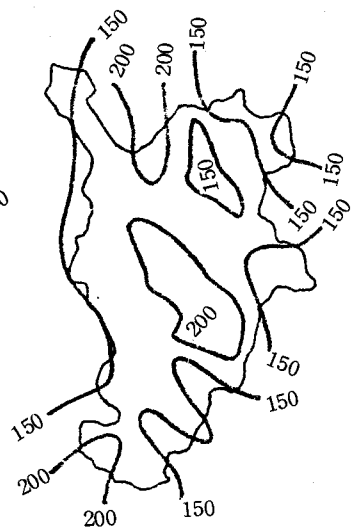


図 4-3

までは、降雨の地域分布についての解析が主に行われていた。流域全体にわたる平均型の降雨強度では、既往の降雨資料に基づく統計解析結果についてみても他の降雨型に比べて小さな値を示すのが一般的であった。

しかし、昭和50年洪水における雨域規模は降雨強度 1 / 150 mm を越える面積でも、石狩川全流域の 80% 以上を覆う大規模なものであったが、その後の解析結果このような雨域規模の降雨も決して特異

なものではなく、明治37年洪水における雨域規模も昭和50年洪水型に近いものであったと推定される。

このようなことから、石狩川の計画降雨に対する地域分布についても一つの確率事象として計画に取り込むこととした。

2-2 複合確率論の適用

複合確率論の概念は n 次元同時生起確率を基本と考えるものとし、 n 次元同時生起確率密度関数式を適用すると、

$$f(x_1 \cdots x_n) = \left(\frac{1}{2\pi} \right)^{\frac{n}{2}} |\sigma_{ij}|^{-\frac{1}{2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sigma^{ij} (x_i - m_i)(x_j - m_j) \right]$$

..... 3

超過確率年

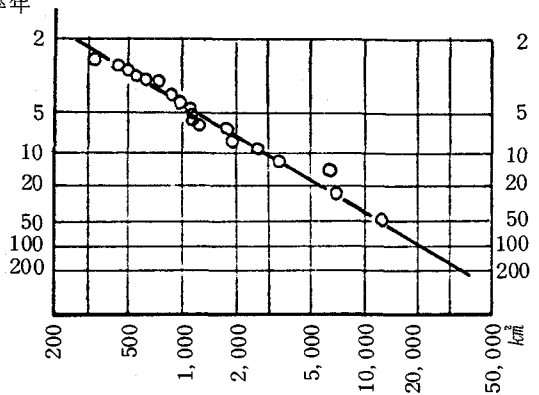


図 5 雨域規模 (石狩川流域内 150 mm/m 以上)

$$f(X_1, X_2) = \frac{1}{2\pi M} \exp \left[\frac{-1}{2(1-\rho^2)} (X_1^2 - 2\rho X_1 X_2 + X_2^2) \right] \quad \dots\dots\dots 4$$

4 一式において、年確率降水量を扱う場合は、一般に対数正規分布に従うことから

$$M^2 = \sigma_1^2 \sigma_2^2 (1 - \rho^2) \quad X_i = (\log x_i - m_i) / \sigma_i \quad \dots\dots\dots 4 - a \sim b$$

$$m_i = \frac{1}{n} \sum \log x_i \quad \rho = \frac{\sigma_{1,2}}{\sigma_1 \sigma_2} \quad \dots\dots\dots 4 - c \sim d$$

$$\sigma_i^2 = \frac{1}{n-1} \sum (\log x_i - m_i)^2 \quad \dots\dots\dots 4 - e$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{n-1} \sum (\log x_1 - m_1)(\log x_2 - m_2) \quad \dots\dots\dots 4 - f$$

以上の式より 2 次元の同時生起確率密度函数値を求めることが出来る。すなわち、4 一式を $x_1 = A$, $x_2 = B$ から $+\infty$ まで積分することにより (A , B) に対する同時生起年超過確率を求めることが出来る。また、 x_1 , x_2 の周辺確率密度関数については次式で表わされる。

$$f_i(X_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_i} \exp \left\{ -\frac{1}{2} X_i^2 \right\} \quad i = 1 \sim 2 \quad \dots\dots\dots 5$$

また、4 一式における [] を Z^2 と置くと楕円函数を表わし x_1 , x_2 が正規化された値であることから

$$X_1^2 - 2\rho X_1 X_2 + X_2^2 = (1 - \rho^2) Z^2 \quad \dots\dots\dots 6$$

主軸の傾きは、 $\tan 2\theta = \infty$ から $\theta = \pi/4$ であることが分る。さらに、主軸について座標変換して X_1 , X_2 を X_1 , X_2 で表現すると次式が得られる。

$$X_1 = \frac{1}{\sqrt{2}}(X_1 + X_2) \quad X_2 = \frac{-1}{\sqrt{2}}(X_1 - X_2) \quad \dots\dots\dots 6 - a, b$$

を 4 一式へ代入すると

$$\begin{aligned} f(X_1, X_2) &= C \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+\rho} X_1^2 + \frac{1}{1-\rho} X_2^2 \right) \right] \\ &= C \exp \left[-\frac{1}{2(1+\rho)} X_1^2 \right] \exp \left[-\frac{1}{2(1-\rho)} X_2^2 \right] \quad \dots\dots\dots 7 \end{aligned}$$

$$\text{ここに } C = \frac{1}{2\pi} \frac{1}{\sigma_1 \sigma_2 \sqrt{1-\rho^2}} \quad \dots\dots\dots 7 - a$$

また、予じめ標本値を座標変換を行って同時生起確率密度関数を求めると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \phi(X_1, X_2) &= \frac{1}{2\pi\sigma_1\sigma_2} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{X_1^2}{\sigma_1^2} + \frac{X_2^2}{\sigma_2^2} \right) \right] \\ &= \phi(X_1) \cdot \phi(X_2) \quad \dots\dots\dots 8 \end{aligned}$$

$$\phi(X_1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_1} \exp \left[-\frac{X_1^2}{2\sigma_1^2} \right] \quad \dots\dots\dots 9$$

$$\phi(X_2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_2} \exp \left[-\frac{X_2^2}{2\sigma_2^2} \right] \quad \dots\dots\dots 10$$

次に標本分布における標本平均、標準偏差、相関係数について、母集団分布に対する平均、標準偏差、相関係数に対する95%信頼区間推定を行い、標本数の不足に対する標本値に対する補正を試みることとする。すなわち、標本平均についての補正值としては

$$\mu_i = m_i \pm t \frac{S_i}{\sqrt{n-1}} \quad \dots\dots\dots 11$$

$$S_i^2 = \frac{1}{n} \sum (\log x_i - m_i)^2 \quad \dots\dots\dots 11-a$$

ここに t は、 t 分布の密度関数 $\phi(t)$ における95%信頼区間の推定値を表わす ($\phi = n - 1$)。

$$\phi(t) = \frac{\Gamma\left\{\frac{1}{2}(\phi+1)\right\}}{\sqrt{\phi\pi}\Gamma\left(\frac{1}{2}\phi\right)} \left(1 + \frac{t^2}{\phi}\right)^{-\frac{1}{2}(\phi+1)} dt \quad \dots\dots\dots 11-b$$

同様に標本標準偏差における補正值は

$$x_1^2 < x^2 = \frac{nS^2}{\sigma^2} < x_2^2 \quad \dots\dots\dots 12$$

$$\sigma = S \sqrt{n/x_2^2} \sim S \sqrt{n/x_1^2} \quad \dots\dots\dots 12-a$$

ここに x^2 は、 x^2 分布の密度関数 $\phi(x^2)$ における95%信頼区間の推定値を表わす。

$$\phi(x^2) = \int \frac{1}{2^{\frac{\phi}{2}} \Gamma\left(\frac{\phi}{2}\right)} (x^2)^{\frac{\phi}{2}-1} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx^2 \quad \dots\dots\dots 12-b$$

標本相関係数に対する補正值はフィッシャーの Z 変換により次式で求められる。

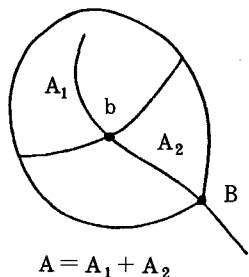
$$\frac{1+\rho}{1-\rho} = \exp \left[\frac{2}{\sqrt{n-3}} \left\{ \log \frac{1+r}{1-r} \pm 1.96 \right\} \right] \quad \dots\dots\dots 13$$

$$r = \frac{\sum (\log x_1 - m_1) (\log x_2 - m_2)}{\{\sum (\log x_1 - m_1)^2 \sum (\log x_2 - m_2)^2\}^{1/2}} \quad \dots\dots\dots 13-a$$

標本数が少ない場合は、簡易的な方法として順序統計手法 (Tomas-Plot) により求められた超過確率値について相対的評価を行い、周辺超過確率関数値の補正を行うことによって X_1 、 X_2 についての同時生起超過確率値を求めることもできる。

2-3 石狩川の計画降雨モデル

石狩川流域内の計画対象基準地点 B における流域平均計画降水量 R の地域分布を求める場合は、上流域に補助基準点 b ($\cong 1/2 A$) を設置して、 R と R_1 について同時生起流域平均降水量確率密度関数を求め、これを積分して同時生起超過確率年降水量を求めるものとする。



$$D = \Phi(R, R_1, E, E_1) \quad \dots\dots\dots 14$$

ここに $R = R + E$ 、 $R_1 = R_1 + E_1$ とし、 E 、 E_1 はそれぞれ補正值である。同時生起超過率年降水量を表わす関数値 D 線上において R 、 R_1 を求めると良いわけであるが実際の計画降雨値としては R_1 、 R_2 が必要となることから

$$R_2 = \frac{AR - A_1 R_1}{A_2} \quad \dots\dots\dots 15$$

図-6 計画降雨基準点

ただし、 $R_2 \geq 0$ 、 $R_2 < R_2^*$ (A_2 流域における流域平均計画降雨) から次の条件内で求めることとなる。

$$AR - A_1 R_1 \geq 0 \quad AR - A_1 R_1 \leq A_2 R_2^* \quad \dots\dots\dots 15-a, b$$

すなわち、計画対象基準点 B 地点における流域平均計画降水量は B 地点上流の流域平均計画降水量 R_1 と b 地点から B 地点までの下流域の流域平均計画降水量 R_2 とに配分することが出来る。

次に A_1 及び A_2 流域内の各単流域毎の地域分布及び時間分布を与える必要がある。そこで各流域における流域平均実績降水量を $\bar{R}$ とすると計画降水量 R^* は次式によって求める。

$$R^* = \alpha \bar{R} + \beta \quad \dots\dots\dots 16$$

ここに α 、 β は実績降雨パターン毎に定まる定数で各単流域の実績降水量 R_i と $\bar{R}$ との偏差 σ について、 $\bar{R}$ が大きくなるほど σ が小さくなる特性に基づいて次の統計処理を行うことによって求めることが出来る。

$$\sigma_j = A^{-\frac{1}{2}} \bar{R}^{-1} \left\{ \sum_{i=1}^n A_i (R_i - \bar{R}_j)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots 17$$

年最大流域平均降水量 $\bar{R}_j$ について σ_j を⑰式より求めて $\sigma_j \bar{R}_j$ と $\bar{R}_j$ との同時生起等超過確率関数を求め次に流域平均実績降水量 $\bar{R}$ をこの等超過確率線上まで単純に引伸すための係数を α として、これを越える降水量は流域に一律に降るものと考えられるから、 $\beta = R^* - \alpha \bar{R}$ によって定まる。従来行われていた引伸率 r との関係は

$$R^* / \bar{R} = \sigma \quad \alpha \leq r, \beta \geq 0 \quad \dots\dots\dots 18$$

以上によって α 、 β が求められると各単流域における計画降水量及び計画時間分布は次式によって求めることが出来る。降雨継続時間を T_i とすると、

$$R_i^* = \alpha \bar{R}_i + \beta \quad \sum T_i R_i(t)^* = \sum \{ \alpha R_i(t) + \beta / T_i \} \quad \dots\dots\dots 20$$

20-式によって与えられる。

2-4 事例研究 (計画降雨)

$D = \Phi(R_1 R_2)$ についての Example
($N = 1 \sim 50$)

$$A = A_K \quad A_1 = 0.4 A$$

$$A_2 = 0.6 A \quad W = 1 / 150$$

$$R^* = 230 \quad \rho = 0.790$$

$$\rho_1 = 0.751 \quad \rho_2 = 0.872$$

Boundary condition

$$R_1 = 2.509 R - 1.509 R_2$$

$$R_2 = 0 \text{ or } R_2^* \quad C R^* = 202$$

$$C R_1^* = 193 \quad C R_2^* = 208$$

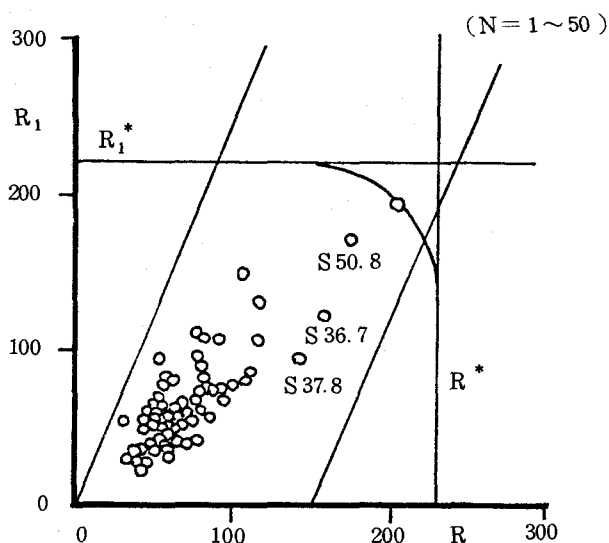


図-7 R-R₁ 複合超過確率評価 (1/150)

$$\begin{aligned}
\bar{R}_1 \sigma_1 - \bar{R}_1, & \quad A_1 = 0.4 A \\
r = 0.569 & \quad W = 1/150 \\
\bar{R}_1^* = 220 & \quad \bar{R}_1 \sigma_1^* = 72 \\
\bar{R}_{50} = 168.3 & \quad \bar{R}_{50} \sigma_{50} = 19.3 \\
\alpha_{50}^* = 1.272 & \quad \beta_{50}^* = 6 \\
\bar{R}_{37} = 94.9 & \quad \bar{R}_{37} \sigma_{37} = 18.6 \\
\alpha_{37}^* = 2.076 & \quad \beta_{37}^* = 23 \\
{}_c R^* = 193 & \quad {}_c \alpha_{50} = 1.147 \\
{}_c \alpha_{37} = 2.034 & \quad {}_c \beta_{50} = {}_c \beta_{37} = 0
\end{aligned}$$

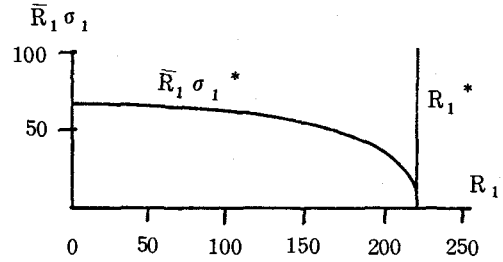


図-8 $\bar{R}_1 \sigma_1 - \bar{R}_1$ 複合超過確率評価 (1/150)

$$\begin{aligned}
\bar{R}_2 \sigma_2 - \bar{R}_2 & \quad A_2 = 0.6 A \\
r = 0.492 & \quad W = 1/150 \\
\bar{R}_2^* = 245 & \quad \bar{R}_2 \sigma_2^* = 89 \\
\bar{R}_{50} = 176.4 & \quad \bar{R}_{50} \sigma_{50} = 22.9 \\
\alpha_{50}^* = 1.349 & \quad \beta_{50}^* = 7 \\
\bar{R}_{37} = 176.6 & \quad \bar{R}_{37} \sigma_{37} = 30.6 \\
\alpha_{37}^* = 1.331 & \quad \beta_{37}^* = 18 \\
{}_c R^* = 208 & \quad {}_c \alpha_{50} = 1.179 \\
{}_c \alpha_{37} = 1.219 & \quad {}_c \beta_{50} = {}_c \beta_{37} = 0
\end{aligned}$$

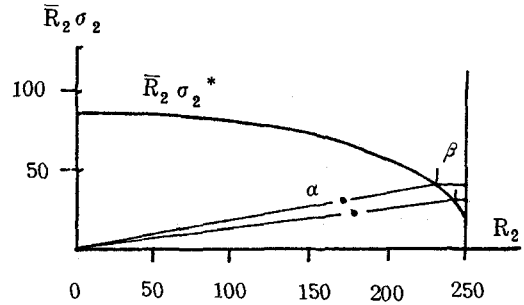


図-9 $\bar{R}_2 \sigma_2 - \bar{R}_2$ 複合超過確率評価 (1/150)

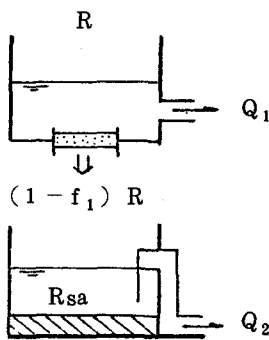


図-10 降雨流出二段モデル

3. 降雨流出

3-1 降雨流出二段モデル

降雨流出汎用モデルとして表面流出 (Q_1) 及び中間流出 (Q_2) からなる流出二段モデルを作成し、各貯留槽からの流出ハイドログラフを貯留関数法を適用して求めこれより河道流出ハイドログラフを算定する。

$$Q(t) = Q_1(t) + Q_2(t) \quad \dots\dots\dots 21$$

$$\frac{dS_1}{dt} = I_1 - Q_1 = \frac{1}{3.6} f_1 R A - Q_1 \quad \dots\dots\dots 22$$

$$\frac{dS_2}{dt} = I_2 - Q_2 = \frac{1}{3.6} (1 - f_1) R A - Q_2 \quad \dots\dots\dots 23$$

$$\text{ここに } S_1 = K_1 Q_1^{p_1} = \frac{1}{3.6} A \sum^t f_1 R(t) - \sum^t Q_1(t + te) \quad \dots\dots\dots 22-a$$

$$S_2 = K_2 Q_2^{p_2} = \frac{1}{3.6} A \left\{ \sum^T (1-f_1) R(t) + \sum_{t_0}^{t_0} (1-f_1) R(t) \right\} - \sum_{t_0}^t Q_2 (t + T e') \quad \dots\dots\dots 23-a$$

$$S_0 = \frac{1}{3.6} (1-f_1) \sum_{t_0}^{t_0} R(t) = \frac{1}{3.6} A R_{sa} \quad \dots\dots\dots 23-b$$

$$f_1 = \frac{R_{sa} - \sum R + \sum R_e}{R_{sa}} \quad \dots\dots\dots 23-c$$

$$\sum_{t_0}^{t_0} R(t) = \frac{R_{sa}}{1-f_1} \quad \dots\dots\dots 23-d$$

以上の貯留関数式について、 p 、 K 、 f_1 、 t_e を実績ハイドグラフと流出計算ハイドログラフとの誤差が最小となるように各係数を定めることが必要となる。流出誤差についての評価式は次式によって行う。

$$E = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N \left(\frac{Q_J - Q_K}{P Q_J} \right)^2 \quad \dots\dots\dots 24$$

$$\varepsilon = \left| \frac{\sum Q_J - \sum Q_K}{\sum Q_J} \right| \leq 0.05 \quad \dots\dots\dots 25$$

3-2 内水域流出モデル

内水域とは洪水流出などにより河道水位が上昇した場合、河道への自然流入が不可能となり堤内地などの低地に湛水あるいは氾濫貯留する流域を総称していうこととする。今、流出解析対象単流域 A について A_2 、 A_3 のような内水流出域を持っている場合 ($A = A_1 + A_2 + A_3$)

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad H \leq h_0 \quad \dots\dots\dots 26$$

$$Q = Q_1 + q_2 + q_3 \quad H \geq h_0 \quad \dots\dots\dots 27$$

内水流出域のうち山地流域の面積比率を p として、総合貯留関数を適用すると、

$$Q_{2,3} = A \{ (1-p) q_p + p \cdot q_m \} \quad \dots\dots\dots 27$$

$$S_m = 40.3 q_m^{0.5}, \quad S_p = \frac{11.4}{f} q_p^{0.5} \quad \dots\dots\dots 27-a, b$$

河道への流出量については、各々の内水域の樋門等流出総断面を等価流出断面に換算して計算するものとし、この時の内水位は次式による。

$$S_p = \sum Q - \sum q = V(h) \quad \dots\dots\dots 28$$

3-3 都市流出モデル

都市化に伴う不渗透域の拡大など流出機構が変化するため一般の流出モデルでは適合しなくなる。また、市街化地区では下水排水による流出システムを導入することもあることから、都市流出モデルとして上層モデルと下層モデルに分けて流出ハイドログラフを求めることとした。上層モデルの場合、流出ハイドログラフは降雨流出に要する流達時間によって定まると考えられることから出来るだけ単

純化した三角単位図 $U(t)$ を適用する。

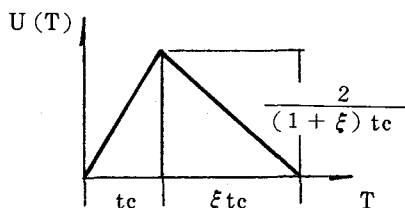


図-11 $U(T)$

$$U(t) = 0 \quad t \leq 0, \quad t \geq (1 + \xi) t_c \quad \dots\dots\dots 29-a$$

$$U(t) = \frac{2}{(1 + \xi) t_c^2} t \quad 0 < t < t_c \quad \dots\dots\dots 29-b$$

$$U(t) = \frac{2}{3(1 + \xi) t_c^2} t + \frac{2}{\xi t_c} \quad t_c < t < (1 + \xi) t_c \quad \dots\dots\dots 29-c$$

ここに単位降雨流出ハイドロの流達時間 t_c は、都市流域などの土地利用の変化も加味できる次式を使用する。

$$t_c = N_m^{\frac{1}{m}} L_m^{\frac{1}{m}} S^{-\frac{1}{2m}} R_e^{\frac{1}{m}-1} \quad \dots\dots\dots 30$$

ここに $m = 3/5$ とする。また R_e については土地利用形態が単流出域内で異なる場合は次式による。

$$R_e = \frac{\sum A_i R_{ei}}{A} \quad \dots\dots\dots 30-a$$

また市街地区などで下水排水施設がある場合は、有効雨量から計画排水量 r_G を差し引いたものが上層モデルの有効雨量となる。

$$R_e(t) = R_e(t) - r_G \quad R_e(t) > r_G \quad \dots\dots\dots 30-b$$

$$R_e(t) = 0 \quad R_e(t) \leq r_G \quad \dots\dots\dots 30-c$$

次に下層モデルについて流出計算を行う場合は、吐水口から各下水管水路への等流出到達時間を求める必要がある。

$$T_K = \sum_{i=1}^K t_i = \sum_{i=1}^K \frac{n L_i}{(\frac{D_i}{4})^{2/3} I^{1/2}} \quad \dots\dots\dots 31$$

ここに i は吐水口からの管番号、 L は管の延長、 D は管の直径、 I 管勾配
また、等到達時間毎の流入ハイドログラフ I_j は

$$I_j(t) = \frac{1}{A} \{ \sum R_{ei} A_i \} \quad \dots\dots\dots 32$$

流入ハイドログラフから流出ハイドログラフは次式により求めるものとする。

$$Q_t \{ K Q_{t-1}^{p-1} + \frac{\Delta t}{2} \} = \frac{I_t + I_{t-1}}{2} \Delta t + Q_{t-1} \{ K Q_{t-1}^{p-1} - \frac{\Delta t}{2} \} \quad \dots\dots\dots 33$$

3-4 事例研究（降雨流出モデル）

石狩川の流出システムは、石狩川流域（14,330km²）を147の単流域に分割して、また内水域（1,545km²）を107の内水ブロックに分割してそれぞれ流出ハイドログラフを求め加算追跡を行うシステムとしてある。各単流域の貯留関数の諸係数は、石狩川における実績洪水の流出解析の結果を整理して次

の経験式を得ている。

$$K_1 = 5.60 (A^{0.5} I^{-1})^{0.357}$$

$$K_2 = 3 K_1$$

$$P_1 = P_2 = 1/3 \dots\dots\dots 34$$

$$T_e = 4.15 \log_{10} (I^{-0.5} L)$$

$$- 5.8$$

$$I^{-0.5} L > 25 \dots\dots\dots 35$$

$$I^{-0.5} L \leq 25 \text{ の場合は } T_e =$$

0 として用いることとする。但

し、解析に用いる実績ハイドロ

グラフは流出時の初期流量をも

って水平カットした $Q(t) = Q(t) - Q_0$ としている。また、これ等の流出諸係数の推定式におけるパラメーターは、流域特性によって異なることから水系毎に要因分析を行い相関係数の最も高い関係要因を採用する必要がある。石狩川については、35, 36 一式より求めた各単流域の流出諸係数を初期値として実績ハイドログラフとの適合性から逐次係数補正を行うことにより求めることが出来る。

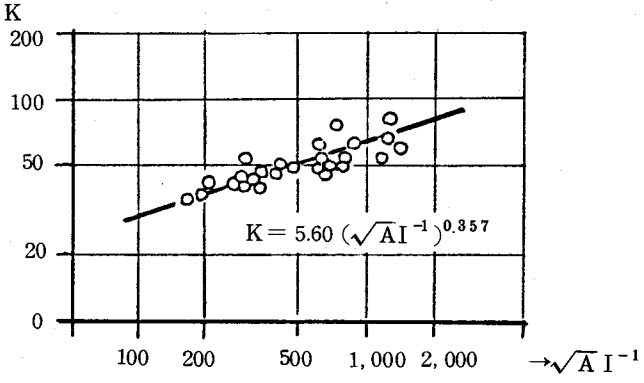


図-12 貯留係数 K ($P = 1/3$)

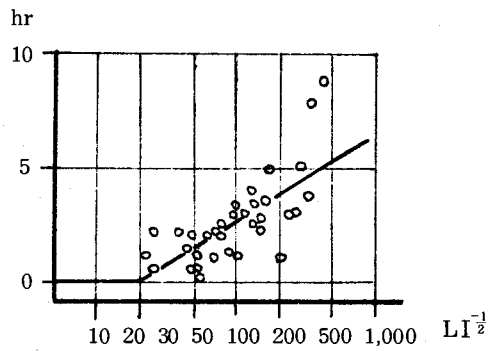


図-13 T_e ($P = 1/3$)

4. 河道追跡

4-1 流体追跡マトリックス (橋本の方法)

洪水など流水の水面形を求める方法には、不定流の基本式である運動の式と連続の式を連立させて解くことにより数値計算を行うことが出来る。しかし、実際の河川に適用するとなると複雑な境界条件や断面形状を有する場合数式化が難しく、また不定流計算式の安定条件が厳しいことなどから数値計算が莫大となるなど、実際の計算が困難な場合も多い。このため、洪水追跡などでは一般には、貯留関数法などの比較的計算の単純な近似解法が用いられることが多い。しかしこれ等の方法はいずれも一意的な相関解析によって係数を固定して用いるため境界条件の変化に対応した flexibility が小さく、緩流河川など背水の影響がある河川区間では、洪水のパターン毎に係数が異なるなど計算値の適合性が良くない。

石狩川では中下流域の石狩平野に入ると緩流河川としての特性を示し、低平地帯での支派川の合流も多く、また計画検討の対象となる洪水はいずれも氾濫しているなど、実績洪水の再現にも氾濫洪水の追跡が必要となったことから、河道内外の流水の挙動についても適格に表現出来、しかも実際の数値計算が容易な方法として、橋本は運動の式として $V_n = J_n \{ Z_n - Z_{n-1} \}^w$ という水位の関数形で与え、2次元の流体追跡モデルを基本とする新しい追跡手法を提示した。橋本は流体追跡の基本式として次式の連続式と運動式を与えている。

で表わされる。また、不定流における運動の式において $k = A_{n-1} / A_n$ と置いて、加速度項を無視すると、

$$J_h = j_h \sqrt{2g} \left\{ \frac{\alpha (1 - k^2)}{4x} + \frac{n^2 g L}{R^{\frac{4}{3}}} (1 + k^2) \right\}^{-\frac{1}{2}} \tag{45}$$

次に貯水量 $V(Z_n)$ について求めることとする。今 Z_n を平均水位と考えることが出来るから

$$V_n^{\pm \zeta} = L_n \int_{Z_0}^{Z \pm \zeta} B_n(Z - Z_0) dZ \tag{46}$$

河道追跡などで L_n が比較的最長い場合には次式によって求めることとする。

$$V_n^{\pm \zeta} = \int_0^{L_n} \int_{Z_0(X)}^{Z(X) \pm \zeta} B_n \{ Z(X) - Z_0(X) \} dZ \cdot dX \tag{47}$$

ここに $Z(X)$ は $0 < X_1 < L_n/2, L_n/2 < X_2 < L_n$ についてそれぞれ次式で表わす。

$$Z(X_1) = \frac{1}{L_{n-1,n}} (Z_n - Z_{n-1}) X + \frac{1}{2} (Z_{n-1} + Z_n) \tag{47-a}$$

$$Z(X_2) = \frac{1}{L_{n,n+1}} (Z_{n+1} - Z_n) (X - \frac{L_n}{2}) + Z_n \tag{47-b}$$

また、 $Z(x)$ は洪水波など長波長であることから逐次不等流計算によって求めることも出来る。

4-2 緩流河川の河道追跡

石狩川の中下流域などの緩流河川における洪水流の河道追跡は、橋本の方法による一次元の河道追跡基本マトリックスを用いて河道追跡マトリックスを作成し、このマトリックスを逐次解くことによって容易に洪水流の追跡ができる。

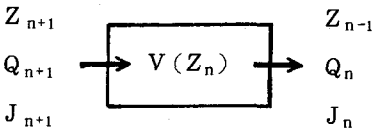


図-15 基本モデル

基本マトリックス $L-1$ (河道追跡)

$$\left[J'_{n+1} - \left(J'_{n+1} + J'_n + \frac{2a_n}{\Delta T} \right), J'_n \right] \cdot \begin{bmatrix} Z_{n+1}^{t+1} \\ Z_n^{t+1} \\ Z_{n-1}^{t+1} \end{bmatrix} = C_n \tag{48}$$

$$\text{ここに、} C_n = -\frac{2}{\Delta T} (V_n - b_n) + (Q_n + l_n) - (Q_{n+1} + l_{n+1}) - C_0 \tag{48-a}$$

基本マトリックス $L-2 \{ Q_{n+1} = Q(t) \}$

$$\left[-\left(J'_n + \frac{2a_n}{\Delta T} \right), -J_n \right] \begin{bmatrix} Z_n^{t+1} \\ Z_{n-1}^{t+1} \end{bmatrix} = C_n \tag{49}$$

図-16 上流端モデル

$$\begin{aligned} \text{ここに } C_n = & -\frac{2}{\Delta T} (V_n - b_n) + (Q_n + l_n) \\ & - \{ Q(t+1) + Q(t) \} - C_0 \end{aligned} \tag{49-a}$$

基本マトリックス $L-3 \{ Z_{n-1} = Z(t) \}$

$$\left[J'_{n+1} - \left\{ J'_{n+1} + J'_n + \frac{2a_n}{\Delta T} \right\} \right] \begin{bmatrix} Z_{n+1}^{t+1} \\ Z_n^{t+1} \end{bmatrix} = C_n \quad \dots\dots\dots 50$$

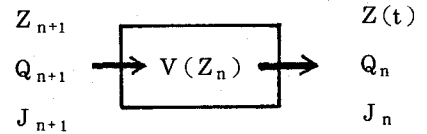


図-17 下流端モデル

$$\text{ここに } C_n = -\frac{2}{\Delta T} (V_n - b_n) + (Q_n + l_n) - (Q_{n+1} + l_{n+1})$$

$$-J'_n Z(t+1) - C_0 \quad \dots\dots\dots 50-a$$

基本マトリックス $L-4 (Q_{m+1})$

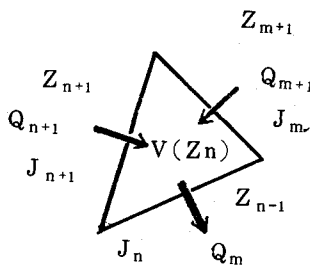


図-18 支川合流モデル

$$\left[J'_{m+1}, J'_{n+1}, - \left\{ J'_{m+1} + J'_{n+1} + J'_n + \frac{2a_n}{\Delta T} \right\}, J'_n \right] \begin{bmatrix} Z_{m+1}^{t+1} \\ Z_{n+1}^{t+1} \\ Z_n^{t+1} \\ Z_{n-1}^{t+1} \end{bmatrix} = C_n \quad \dots\dots\dots 51$$

$$C_n = -\frac{2}{\Delta T} (V_n - b_n) + (Q_n + l_n) - (Q_{n+1} + l_{n+1}) - (Q_{m+1} + l_{m+1}) - C_0$$

$$\dots\dots\dots 51-a$$

基本マトリックス $L-5 (Q_m)$

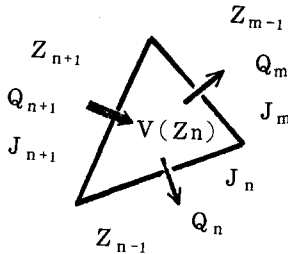


図-19 分流モデル

$$\left[J'_{n+1}, - \left\{ J'_{n+1} + J'_m + J'_n + \frac{2a_n}{\Delta T} \right\}, J'_m, J'_n \right] \begin{bmatrix} Z_{n+1}^{t+1} \\ Z_n^{t+1} \\ Z_{m-1}^{t+1} \\ Z_{n-1}^{t+1} \end{bmatrix} = C_n \quad \dots\dots\dots 52$$

$$C_n = -\frac{2}{\Delta T} (V_n - b_n) + (Q_n + l_n) + (Q_m + l_m) - (Q_{n+1} + l_{n+1}) - C_0$$

$$\dots\dots\dots 52-a$$

基本マトリックス $L-5$ において、堤防の破堤氾濫の場合は、 $J_m = J_f$ とすることによってそのまま基本マトリックスとなる。また、越水氾濫の場合は $Z_{m-1} = Z_0$ 、 $J_m = J_f$ に変換することによって基本マトリックスを作成することができる。また J_f は本間の式を適用すると次式で近似できる。

$$Q_f = J_f A_f \{ Z_n - Z_{m-1} \}^{0.5} = j_f \mu \sqrt{2g} A_f \{ Z_n - Z_{n-1} \}^{0.5} \quad \dots\dots\dots 53$$

EXAMPL (石狩川の河道追跡モデル)

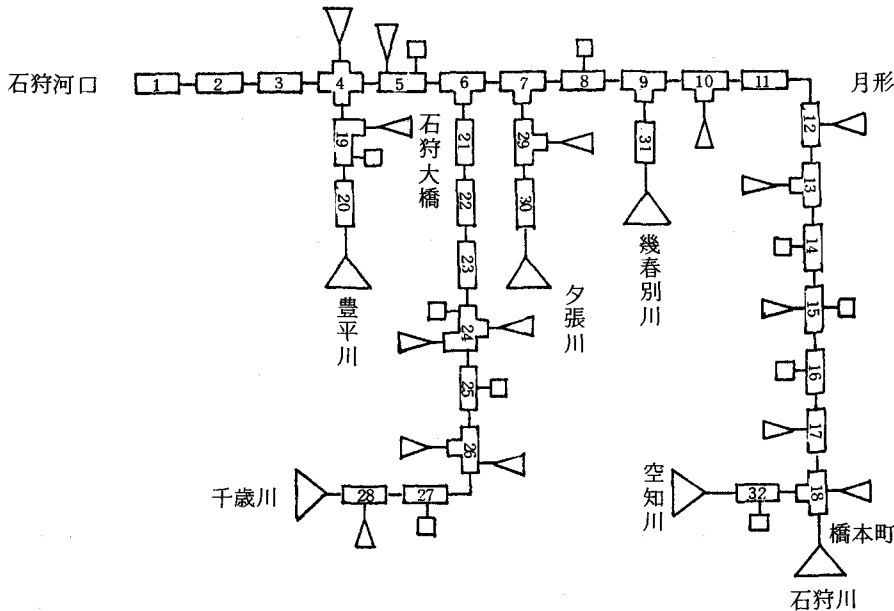


図-20 石狩川中下流緩流部河道追跡モデル (橋本町-河口)

4-3 内外水氾濫追跡

洪水など内外水の氾濫追跡あるいは河道追跡の細部モデルにおける流水の追跡計算は、橋本の方法による二次元の流体追跡基本マトリックスを用いて、洪水氾濫追跡マトリックス、河道追跡マトリックスを作成して一次元追跡マトリックスと同様に計算することが出来る。

ベクトル補正がない場合の二次元の追跡基本マトリックス $S-1$ は次式で表される。

$$\left[{}_m J'_{n+1}, {}_n J'_{n+1}, -\{ {}_m J'_{n+1} + {}_n J'_{m+1} + {}_m J'_n + {}_n J'_m + \frac{2a_{nm}}{\Delta T} \}, {}_m J'_n, {}_n J'_m \right] \begin{bmatrix} Z_{n+1, m}^{t+1} \\ Z_{nm+1}^{t+1} \\ Z_{nm}^{t+1} \\ Z_{m, n-1}^{t+1} \\ Z_{nm-1}^{t+1} \end{bmatrix} = C_{nm} \dots\dots\dots 54$$

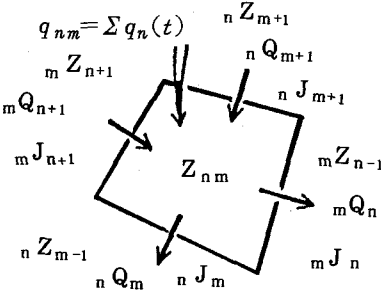


図-21 内外水 2 次元モデル

ここに、 $C_{nm} = -\frac{2}{\Delta T} \{ V_n - b_{nm} \} + ({}_m Q_n + {}_m l_n) + ({}_n Q_{m+1} + {}_n l_m) - \{ {}_m Q_{n+1}^t + {}_m l_{n+1} \} - \{ {}_n Q_{m+1} + {}_n l_{m+1} \} - (q_{nm}^{t+1} + q_{nm}^t) \dots\dots\dots 54 - a$

二次元追跡の基本マトリックスは特定の場合を除きほとんどが四辺形及び三角形で十分表現出来ることから、 $L-4$ 、 $S-1$ の基本マトリックスから境界条件を変えることによって必要な基本マトリックスを作成出来る。

事例研究 石狩川の昭和50年氾濫洪水河道追跡再現

上流端（橋本町、 $Q(t)$ ）、下流端（河口、 $Z_0(t)$ ）、河道追跡基本マトリックス（27個、 $L_n = 5,000$ ）、支川合流マトリックス（ $P-4$ 、6、7、9、18）越水破堤マトリックス（ $P-7$ 、12、18）、氾濫追跡基本マトリックス：大曲（30個、 $L_m = 1,140$ ）・豊幌（40個、 $L_m = 1,120$ ）

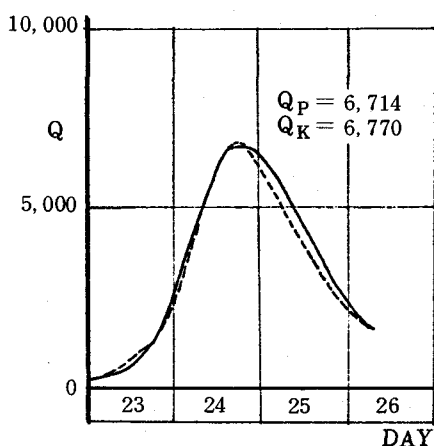


図-22-1 月形橋

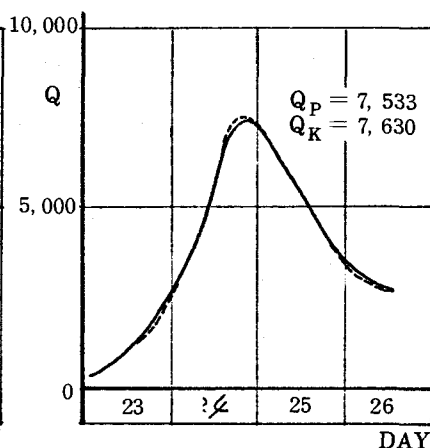


図-22-2 石狩大橋

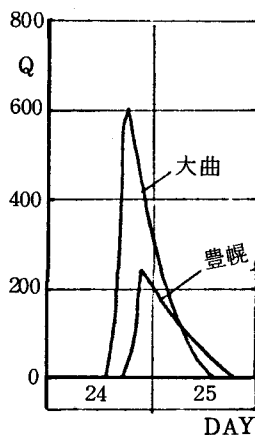


図-22-3 河道越水氾濫量

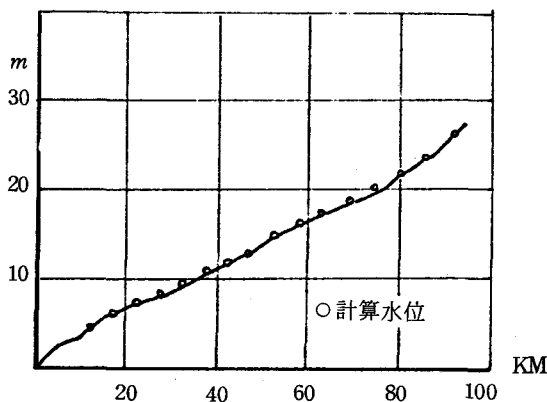


図-22-4 計算一痕跡水位縦断面図

4-4 急流河川の河道追跡

急流河川の河道追跡には貯留関数法を適用することによって計算が容易である。

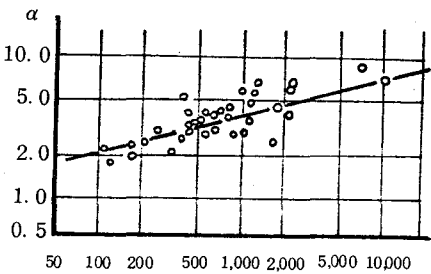
$$S_K = KQ^P(t + t_e) - T_d^* \cdot Q(t + t_e) = KQ^{P'}(t + t_e) \quad \dots\dots\dots 55$$

ここに $T_d^* = 0.00165 L \cdot I^{-0.5}$ の経験式を使用する。また、 $T_e = T_d^*$ あるいは $T_e = 2T_d^*$ を

河道特性に合せて用いるものとし、 K 、 p は河道区間 L について不等流計算によって定めることができる。河道断面等の資料がない場合は、次式によって近似することが出来る。

$$K = \frac{1}{3.6} \alpha L = 0.156 I^{-6.27} L$$

$p = 0.7$ 56



図一23 河道追跡定数 (α , $P = 0.70$)

5. 河道計画

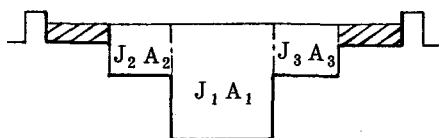
5－1 治水制御計画

治水制御計画を検討する上で基本となるのは、河道の流下能力と貯留能力、すなわち河道の治水容量である。また、相対的な治水安全度という観点から見るとそれは流量、水位そして時間という3つの要素が河道計画における評価基準となる。石狩川の治水制御について考えて見ると、先ずは蛇行河道のショートカットによって洪水を出来るだけ早く流下させ、洪水による氾濫浸水被害を最少限にしようという、時間の短縮が最初に考えられた。次に考えたことは、氾濫水位の低減を計ること、このためには洪水位に見合う連続堤を早期に達成することであった。しかしこの時から石狩川は水位との戦いが始まったことになる。堤防の進捗に伴い洪水の度に洪水位を記録することとなった。もちろんこの間洪水流量そのものを制御するためのダム建設についても努力が払われてきた。しかし、石狩川中下流域に広く分布する泥炭軟弱低平地帯では段階盛土工法を主体とする築堤基盤の強化では堤防の沈下も大きく、また一度に篤上することが不可能なことから計画高水位を確保するまでに到らなかった箇所を多く残していた。このようなときに戦後最大を記録することとなった昭和50年洪水は石狩川本支流の泥炭軟弱地の随所で越水、本川の一部では越水破堤を経験することとなった。現在では既に計画高水位堤以上確保されているもののこの問題は石狩川本流のみならず4大支川がこの低平地帯に入ってから合流しているため、支川の治水制御計画についても同じ問題を抱えていると言える。

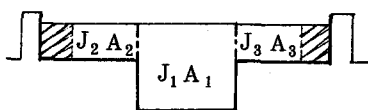
石狩川の治水安全度の確保に伴う基本高水流量の増量に対して、石狩川の計画高水位に触れて河道容量を拡大することは論じられない。従って石狩川の治水制御計画で考えるべきことは、流量制御が基本となる。しかし、石狩川中下流域の洪水を直接制御できるダムは少なく、ほとんどのダムの流量制御の主体は支川洪水に限られることから、石狩川上流及び支川のダム群による全体的な洪水制御効果に期待することになるため、ダムのみによって計画流量増をすべてカバーすることはできない。従って、石狩川の治水制御計画は、現河道の拡巾による流下能力の増量と治水調整地による河道外貯留及びダム群による流量制御という総合的な治水制御を基本に考える必要がある。

5－2 河道及び治水調整池モデル

河道モデルをいかに考えるかによって河道における治水容量の意味も異なってくる。河道の一部が上下流に比べて大巾に拡巾している場合などは明らかに河道内調整地と考えることも出来る。しかし、このような特異な場合は別にして、複断面河道あるいは複々断面河道における高水敷部分を河道モデルとしていかに考えるべきかである。石狩川中下流のような緩流河川でしかも高水敷部の水深も余り大きくない場合は、洪水の流下断面としての役割より高水流出時の水位の低減効果が大きく、また本来の役割である低水河道、中水河道の蛇行など堤防接近流速の低減、河道構造の安全性の確保でも貴



図一24—1 複々断面河道横断面図



図一24—2 複断面河道横断面図

じて適当な巾を貯留槽として考えるべきである。このような河道モデルにおいて洪水流の河道追跡を行うためには、低水河道、中水河道、高水河道、高水貯留槽に分割して2次元モデルとして河道追跡を行うことが望ましい。しかし、河道追跡の細部モデルで計算を行うのは、河道の形状計画などが必要な場合で通常の河川計画では1次元モデルを適用することによって河道モデルの効果を十分表現できる。すなわち、橋本の方法における運動の式の J 係数を次式に変換することによって、同じ基本マトリックスで容易に計算することができる。

$$Q_n = J_n A_n \{Z_n - Z_{n-1}\}^{0.5} = \sum_i (J_i A_i) \cdot \{Z_n - Z_{n-1}\}^{0.5} \quad \dots\dots\dots 57$$

$$\sum_i (J_i A_i)_n = [J_1 A_1 + J_2 A_2 + J_3 A_3 + \dots]_n \quad \dots\dots\dots 57-a$$

但し、貯留量 $V(Z_n)$ については流下層(A_K)及び貯留槽(A_c)の両方を加算した値を用いなければならない。

$$V(Z_n) = L_n \sum_i A_K(Z_n) + L_n \sum_i A_c(Z_n) \quad \dots\dots\dots 58$$

石狩川の計画流量増を全て河道内貯留で処理するとすると河道法線の大巾な拡巾が必要となるが、このような全川にわたる河道法線の変更は不可能である。また河道内の流下断面の拡巾にも河道の安定上からの限界もあることから河道外に洪水流の調節容量を確保するための治水調整地を設置することが計画検討されている。治水調整地モデルにおける計算は、1次元の分流マトリックスあるいは2次元の基本マトリックスによって計算できる。ただし、治水調整地への分流量は、運動の式 J 、 A に本間の公式を適用して次のように近似できる。すなわち、完全越流、不完全越流およびもぐり越流に対してそれぞれ、

$$J_u = j_u \mu \sqrt{2g} \quad A_u = B_u(Z_n - Z_s) \quad \dots\dots\dots 59-a$$

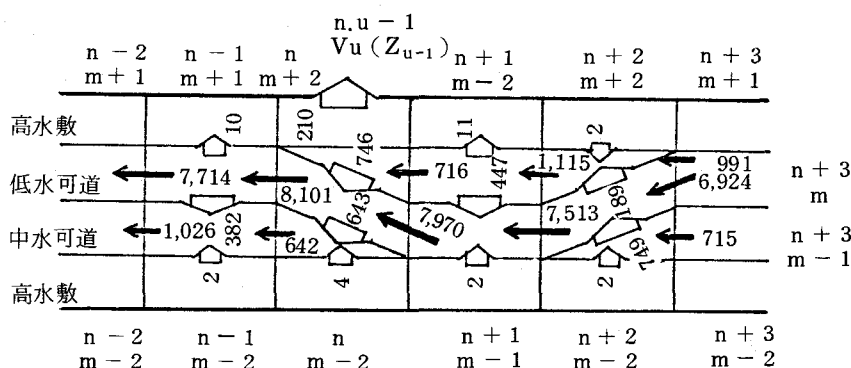
$$J_u = j_u \alpha \sqrt{2g} \left\{ \frac{Z_u - Z_s}{Z_n - Z_s} \right\} \quad A_u = B_u(Z_n - Z_s) \quad \dots\dots\dots 59-b$$

$$J_u = j_u \mu \sqrt{2g} \quad A_u = B_u(Z_u - Z_s) \quad \dots\dots\dots 59-b$$

また、治水貯整地における貯水位は、

$$Z_u = \frac{1}{S} \int q u d t = \frac{1}{S} V(Z_u)$$

事例研究 治水調整地－河道流量ベクトル



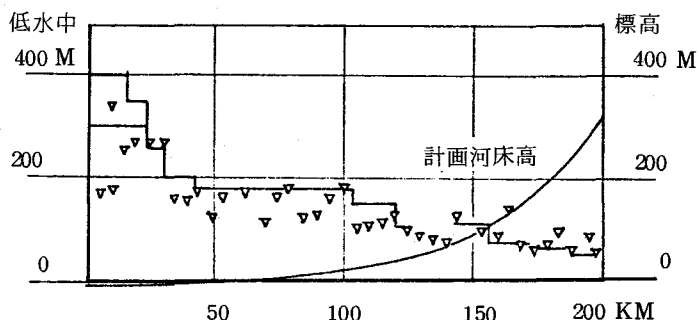
図－25 治水調整地河道細部追跡モデル

5-3 河道空間計画

河道空間をどのように定義するかは、設定する空間の大きさによって異なる。ここでは河道計画上の観点から高水時になんらかの形態で水面形を形成するか、またはこれに隣接する特定の範囲を意味するものと考えことにする。河道空間の設定にあたっては、対象とする河川流域がどのような自然制御の過程で今日が存在があるかを正しく認識することが大切である。そして、河道の平面形状を設定するときは、現況河道を尊重しながらも、十分な河道のり歴、洪水時の主流束線の変化を予測した十分な河道巾を有する法線形を選定することが河道空間設定の基本となる。

また、河道形状計画に

際しても、河道の縦断面形の変化、河床材料の構成などにも十分配慮し、洪水時にも水位の上昇をできるだけ抑制できるように河道の安定について考えなければならない。特に低水河道の計画は、河道構造の安定にも影響することから洪水時の主流束



図－26 石狩川現況低水河道縦横断面図 (▽現流低水河道幅)

線の変化にも順応できる低水河道の法線形状を選定するとともに、河道の断面形状については平水時から高水時までの流量変化についても河道の安定が得られることが要求される。

石狩川では現在、新河道計画流量の増量に対処するため、低水河道の拡巾、中水河道の新設による河道容量の拡大が必要となることから、河道の安定が河道計画上の重要な課題である。

5-4 流勢制御工とその思考

河道における洪水主流束線の乱れは、河岸地山の河道形状、堤防法線形状、河川構造物の位置形状

など洪水時の河道水理条件によって発生するものであるが河道特性から必然的な場合もある。しかし、洪水の度に変動する洪水主流束線の乱れは、河道下流部の水衝箇所の変動を増巾して、下流河岸の侵蝕の原因となることから、河道の安定上問題となる。これらの洪水主流束線を増巾する原因となった蛇行始点は河川空間における河道特性から避けられない場合が多く、急流河川では n 波長毎に一定の間隔を置いて存在することもある。このような蛇行始点箇所には洪水主流束線の安定化を計り、変動の中を小さくするための流勢制御工を設置することによって、上流からの主流束線を導入し、洪水流のエネルギーを適当に減じて単純な流れとして流下させることが望ましい。

これ等の問題は、中下流部の緩流河道部においても河川空間形あるいは堤防法線形と低水河道の蛇行特性との不整合などにより、洪水主流束線の乱れの始点箇所となることがある。このような箇所では河中を十分とることが大切であるが、流勢制御工によって洪水主流束線を低水河道の流心へ導くソフトな構造が考えられる。このように流勢制御工の役割には、洪水時の河道安定もあるが、計画高水流量あるいはこれを越えるような、大出水に対しても、破局的被害を回避して河道としての機能を十分発揮することを目的とするものであり、これ等の問題は河道構造計画上今後の研究課題とも云える。

しかし、現在実施されている河道保護工にしても、水衝護岸などの設計計画にあたっては、洪水の規模によって主流束線の水衝箇所が変動することも十分考慮して洪水主流束線の変化を吸収緩和できるよう、湾曲部などでは低水河道法線形よりもゆるい護岸法線をとるか、あるいは洪水規模によって順次対応出来るような雁行護岸構造などの工夫も効果的である。

また、河道法線形あるいは低水河道の蛇行などが原因して低水河岸と堤防との距離が接近しており、しかも洪水時には水衝部となるような箇所、高水敷の本来の役割を十分期待出来ない箇所については、低水護岸、堤防護岸と高水敷部の法覆護岸が必要となる。しかしこのような箇所では高水敷の洗掘防止だけでは不十分であり、大型の造形ブロックなどの設置により堤防接近流速を減衰させるとともに、洪水主流束の増巾エネルギーを緩和して下流部河道の安定を計ることも大切である。流勢制御工の思考は河道構造の単なる強化よりも河道空間と洪水主流束線との調和を計ることにある。

あ と が き

昭和50年8月洪水は、石狩川に新しい課題を投げかけた。我々が集積している標本だけで予知できる範囲は限られている。石狩川の流量計画を策定するにも河川工学的問題としてよりも、多くの社会工学的な問題を解決して行かなければならない。しかも、現在考えている石狩川の相対的治水安全度を確保するにも長年月を要する。この間に我々が予測出来なかった現象が生ずるかもしれない。我々が描いたイメージをはるかに越えた土地利用が出現するかも知れない。しかし、河川がそこに存在する限り、そこに人間が存在する限り、どのような事象が出現したとしても、我々は子孫に残すべき資産をそこに創造して行かなければならない。そこにはもう河川工学というよりは河川哲学に基づいた河川空間の創造が要求される。全ての存在は、安定と調和を求めて加速されて行く。1つの空間が消滅してあるいは新しい空間が生まれても、それはより大きな閉空間の安定と調和を図るためのものである。我々が認知している現象の複雑化とイメージの単純化とは決して相反するものではない。しかし、そこには、流域河川という1つの閉空間の中に正しい位置空間の認識と調和した社会空間の創造を制御時空の中に探求して行かなければならない。本研修では、石狩川における計画上の二、三の課題を中心にお話したにすぎませんが、石狩川を理解していただく1つの機会となれば幸いです。