

越流型水制工の設計法の研究

福岡 捷二¹・西村 達也²・高橋 晃³・川口 昭人⁴・岡信 昌利⁵

¹正会員 Ph. D 工博 広島大学教授 工学部第四類 建設系 (〒739-8527 広島県市鏡山1-4-1)

²正会員 工博 (株)建設技術研究所 技術第五部

³正会員 (財)河川環境管理財団

⁴正会員 四国旅客鉄道株式会社

⁵学生会員 広島大学大学院 博士課程前期

水制工は河岸近傍の流れを抑制し河岸の侵食を小さくする機能を有していることから、侵食対策工として用いられてきた。近年では河岸侵食対策だけでなく多様な生態系を有する川づくりの一手法として用いられてきている。本研究では、まず固定床および移動床直線水路を対象に、越流型水制設置に伴う流れ及び河床変動の変化の実験を行いこれに対する解析を行った。その結果、水制周辺の流れ及び河床変動を十分に表すためには、水制が流れに及ぼす影響を外力として取り入れる必要があることを明らかにした。次に、蛇行水路に水制を設置した大型水理模型実験結果と水理計算モデルによる解析結果から、弯曲部外岸側の洗掘深を効果的に軽減することができる水制の配置と設計法を提案している。

Key Words : *external force, submerged groin, straight and meandering channel, design method, flow and bed profile*

1. 序 論

河道弯曲部外岸側は高流速となり、河岸侵食や河床洗掘が発生し、場合によっては破堤・氾濫を引き起こす場合がある。このような地点における河岸侵食対策として、抜本的には河道の線形を滑らかにする必要であるが、この方法が可能でない場合には、有効な対策工の1つとして水制工の設置が行われることが多い。水制工を設置する場合、水制工の構造・配置を適切に決める必要がある。水制工の設置は、河道内の流れを大きく変化させ、水制工の上・下流に新たな水衝部を発生させる恐れがあるため、これまでは、秋草・吉川ら¹⁾が行った既設の水制工の統計的処理結果をもとに代表的な水制工の諸元を決め、現地検討や模型実験によって最終的な水制工の構造・配置を決定してきている。しかし、模型実験によって水制工の構造、配置を決定する場合、個別の河道条件や水理条件に対しては解を与えることができるが、任意の河道形状や水理条件に対して、そのまま適用することができない。模型実験によって全ての条件の解を得ようとする費用、労力、時間等の面で負担が非常に大きくなる。このため、水制工の適切な配置と諸元を、より簡単に、合理的に決定する方法が強く求められている。

水制工の代表的な研究に、秋草・吉川ら¹⁾によるものがある。基礎的研究としては、土屋・石崎²⁾、椿・斉藤³⁾、今本・池野⁴⁾、清水・板倉⁵⁾の研究がある。これらの研究は、主に水制工周りの流れ^{1), 4)}および水制工周囲の河床変動^{2), 3), 5)}を解明しようとしたものである。しかし、河道平面形状に対する水制工の効果的な配置についての検討はなされていない。

水制工の配置については、著者らが建設省土木研究所で系統的な研究を行い^{6), 7)}、設計法の基本的な考えを見い出した。すなわち水制工を弯曲部上流内岸側と下流外岸側に配置すれば、水制工による水はねや流速の低減により、水制工下流部に堆積が生じこれにより流れが一様化の方向に変化する。この変化は河道の法線形を変えたことと同等の効果があることから、流れの線形の望ましい変更を目指した水制設置の必要性が強調された。山本⁸⁾は、既存の水制の調査を行い、水制の効果、既設水制の問題点等を明らかにするとともに、今後の水制のあり方、設計の考え方について述べている。

水制工を設置した水路の流れと河床変動の数値解析には、道上・檜谷⁹⁾、崇田・清水^{10), 11)}、福岡・渡辺・西村¹²⁾、増田・田中・中谷¹³⁾らの研究がある。崇田・清水¹⁰⁾や増田・田中・中谷¹³⁾は、非越流型水

制工背後の流れを解くためには平面二次元モデルに水制工によって生じるレイノルズ応力の変化を取り入れる必要があることを示している。この方法では、水制工周辺の洗掘の原因となる水制工前面での下降流等を表現することができない。道上・檜谷⁹⁾は、圧力分布を考慮した平面二次元多層モデルを用いて、水制工前面で発生する下降流による洗掘現象を解析している。この方法は、平面方向だけでなく水深方向にも差分メッシュを切る必要があり、計算量が非常に多くなる。崇田・清水¹¹⁾は、平面二次元モデルによる水深平均流速解を基に、半解析的な手法で水深方向の流速分布を算出し、平面二次元計算では表すことのできない水制背後の二次流の再現を試みている。この方法は平面二次元モデルによる流速解を基本としているため、特に非越流型水制工前面で発生する局所的な流れを十分に表すことができない。

福岡・渡辺・西村¹²⁾は、準三次元モデルを用いて河道彎曲部において外岸側の洗掘を最も効果的に軽減できる越流水制工の配置について検討を行っている。この手法は、静水圧分布を仮定し、水制工が流れに及ぼす影響を河床高の変化としてモデルに取り入れている。この方法は、水制工の設置によって圧力分布が大きく変化しない場合には適用できるが、非越流型水制工のように圧力分布が流れに大きく影響を及ぼす場合には、この方法は十分とは言えない。圧力分布の変化による流れへの影響を正確に表すためには、非静水圧分布の運動方程式を解かなければならず多大な計算量を要する。また、水制工の設計の際に形状だけを考慮する計算手法を用いる場合には、水制の長さ、水制の上流側面と下流側面に合わせて差分計算のメッシュ分割を行う必要があり、計算量が非常に多くなるなどの問題を有している。

計算量を少なく、また計算を複雑にすることなく、水制工の影響を適切に取り入れた実用的な計算手法の開発が望まれている。また、水制工は彎曲部における河岸侵食対策としてだけでなく、直線河道においても、多様な生態系を有する川づくりの一手法としても用いられてきており、水制工の設計法の確立が必要となってきた。

本研究では、このような視点にたつてまず初めに水制工が流れに及ぼす影響を外力として運動方程式に取り入れ、水制工周りの流れと河床変動を容易に計算できる水理計算モデルの開発を行う。このモデルを越流型水制工を設置した固定床および移動床直線水路の実験結果と比較することにより、著者らが前報で¹²⁾提案したモデルに比べて本モデルが妥当であることを示す。次に、このモデルを大型水理模型実験に適用することにより、適切な水制の配置が蛇

行流れの線形を緩やかにすることになり、彎曲部外岸に発生する洗掘深を効果的に軽減できること、本モデルが実河川に適用できることを示す。最後にこれらの検討結果を総合化し、水制の設計法を示す。

2. 越流型水制工を有する水路内の流れと河床変動の計算法

(1) 流れの基礎方程式

座標系は直交曲線座標を用い、流下方向に s 軸、これと直交する横断方向に n 軸、鉛直方向に z 軸を定義する。 z 軸方向の運動方程式については静水圧分布が成り立つものと仮定すると、流れの基本方程式はベーン工の設計法^{14), 15)}や水制の検討¹²⁾で用いたものと同様である。

$$\begin{aligned} \frac{r_0}{r} u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r} = -g \frac{r_0}{r} \frac{\partial H}{\partial s} \\ + \frac{2r_0}{r} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{r_0}{r} \varepsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{F'_s}{\rho} \delta(s-s_j) \delta(n-n_i) \quad (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{r_0}{r} u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} \\ + \frac{r_0}{r} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{r_0}{r} \varepsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{F'_n}{\rho} \delta(s-s_j) \delta(n-n_i) \quad (2) \end{aligned}$$

$$\frac{r_0}{r} \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{v}{r} = 0 \quad (3)$$

ここに u , v は s , n 方向の流速, H は水位, r は曲率半径, r_0 は水路中心の曲率半径, g は重力加速度, ε は渦動粘性係数 ($\varepsilon = \kappa u_* h/6$, u_* は摩擦係数, h は水深, κ はカルマン定数), ρ は水の密度, δ はディラックの δ 関数, s_j , n_i は s , n 方向の水制工の位置を示す。

水路中心の曲率半径に比べて半川幅がかなり小さいと仮定し ($r_0/r \approx 1$), 川底 z_0 から高さ z まで積分した連続式を s , n 方向の運動方程式(1), (2)に代入すると次の基本式が得られる。

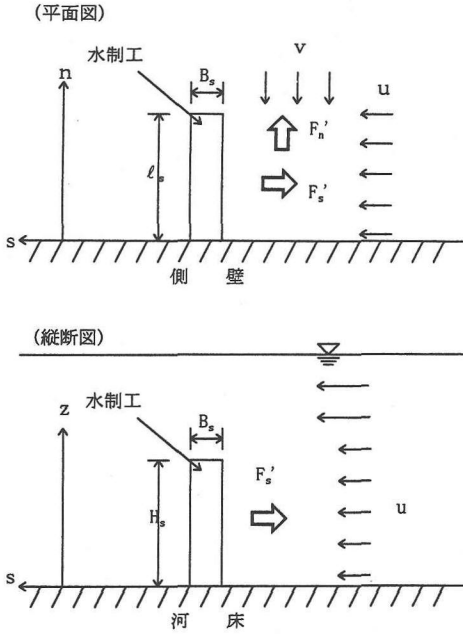


図-1 水制工付近の流れと外力の関係

$$\begin{aligned}
 & u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} - \left(\int_{z_0}^z \frac{\partial u}{\partial s} dz + \int_{z_0}^z \frac{\partial v}{\partial n} dz + \int_{z_0}^z \frac{v}{r} dz \right) \frac{\partial u}{\partial z} \\
 & + \frac{uv}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial s} + 2\varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} + \varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\
 & - \frac{F'_s}{\rho} \delta(s-s_j) \delta(n-n_i) \quad (4)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \left(\int_{z_0}^z \frac{\partial u}{\partial s} dz + \int_{z_0}^z \frac{\partial v}{\partial n} dz + \int_{z_0}^z \frac{v}{r} dz \right) \frac{\partial v}{\partial z} \\
 & - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \varepsilon \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} + 2\varepsilon \frac{\partial^2 v}{\partial n^2} + \varepsilon \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \\
 & - \frac{F'_n}{\rho} \delta(s-s_j) \delta(n-n_i) \quad (5)
 \end{aligned}$$

F'_s , F'_n はそれぞれ図-1に示すように水制が s , n 方向の流れに及ぼす抗力及び揚力であり次式で表す。この外力を運動方程式(4), (5)に導入することによって水制工が流れに及ぼす影響を十分に取り入れることができる。

$$\left. \begin{aligned}
 F'_s &= \rho \frac{C_D}{2} \frac{\partial}{\partial z} (u_s |u_s|) \\
 F'_n &= \rho \frac{C_L}{2} \frac{\partial}{\partial z} (u_s |u_s|)
 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

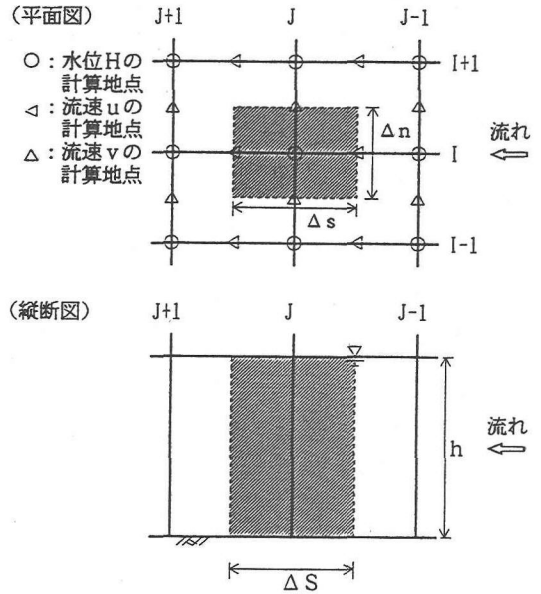


図-2 差分計算メッシュと体積積分の範囲

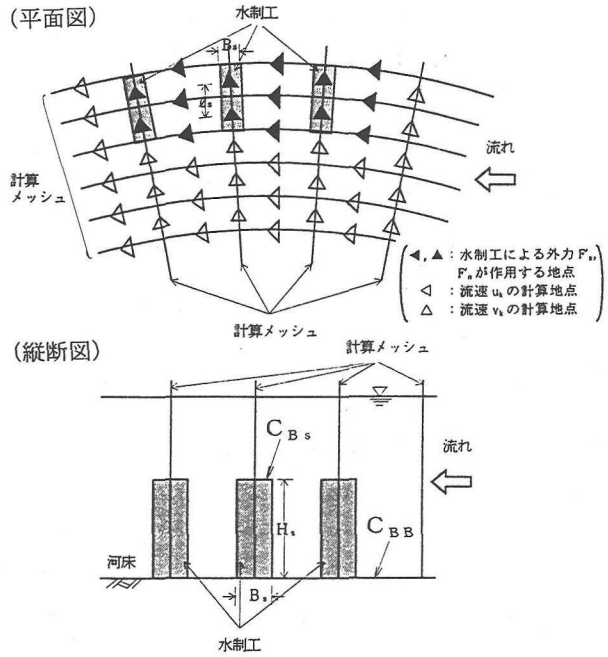


図-3 差分計算メッシュと水制工との関係

ここに、 C_D , C_L は抗力係数及び揚力係数、 u_s は水制設置地点直上流の水制前面の s 方向の流速を示す。 $r_0/r \approx 1$ と仮定し、連続式(3)を水面と河床における運動学的条件を用いて、河床から水面まで積分すると、次式が得られる。

$$\frac{\partial(u_0 h)}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r v_0 h)}{\partial n} = 0 \quad (7)$$

ここに、 u_0 、 v_0 は s 、 n 方向流速の水深平均値を示す。

(2) 流れの数値計算手法

s 、 n 方向流速 u 、 v の計算法は、 s 、 n 方向流速 u 、 v の水深方向の分布を式(8)で与え、その際の係数(u_0 、 u_1 、 u_2 、 v_0 、 v_1 、 v_2)は、「 $\cos \ell \pi z'$ ($\ell=0, 1, 2$)」を重み関数として式(4)、(5)に乘じ、図-2に示すメッシュ間において、 s 、 n 、 z 方向に体積積分し、離散化した運動方程式を差分化することによって求める。

$$u = \sum_{k=0}^2 u_k \cos k \pi z', \quad v = \sum_{k=0}^2 v_k \cos k \pi z' \quad (8)$$

ここに、 $z' = (z - z_0) / h$ を示す。

水制工が流れに及ぼす外力は、体積積分したコントロールボリュームのうち水制前面だけで値を有する。すなわち、河床高 z_0 から水制工の高さ H_s 間と水制長 ℓ_s 間で値を有し、水制上面から水面までと水制先端から離れた地点では「0」である。したがって、水制が流れに及ぼす抗力及び揚力の体積積分の項は、面積積分に置き換えられ以下のように簡略化することができる。なお、差分化したメッシュ間において流速 u_k は水平方向に同じ大きさであると仮定している。

$$\left. \begin{aligned} & \frac{1}{V} \int_V \frac{F'_s}{\rho} \delta(s - s_j) \delta(n - n_i) \cos \ell \pi z' dV \\ &= \frac{\ell_s}{A} \int_{z_0}^{z_0 + H_s} \frac{F'_s}{\rho} \delta(s - s_j) \delta(n - n_i) \cos \ell \pi z' dz \\ & \frac{1}{V} \int_V \frac{F'_n}{\rho} \delta(s - s_j) \delta(n - n_i) \cos \ell \pi z' dV \\ &= \frac{\ell_s}{A} \int_{z_0}^{z_0 + H_s} \frac{F'_n}{\rho} \delta(s - s_j) \delta(n - n_i) \cos \ell \pi z' dz \end{aligned} \right\} (9)$$

注：水深方向に差分計算メッシュを切る三次元計算では、水制工の大きさ(長さ、高さ、幅)に合わせてこまかくメッシュを切り、水制の表面を境界条件として取り扱うことにより、水制周りの流れの計算を行うことができるが、計算量が多くなる。本研究では、実用的な立場から、圧力分布に静水圧分布、水深方向の流速分布は級数形で近似している。このため、式(6)の外力で水制が流れに及ぼす影響を表現するモデルを用いた。

ここに、 A は s 方向の断面積、 ℓ_s は差分メッシュ内の水制工の長さ、 H_s は水制工の高さを示す。図-3に示した流速 u 、 v の計算地点に、式(9)で与えた抗力及び揚力 F'_s 、 F'_n を与えることによって、水制が流れに与える影響を計算に取り入れる。この場合、式(6)中の u_s は図中の▲、◀で示した地点の s 方向流速 u_k を用いる。

また、 z 方向の拡散項の河床での値は、河床セン断力により次式で与える。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=z_0} &= C_B u_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \\ \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{z=z_0} &= C_B v_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \end{aligned} \right\} (10)$$

ここに、 u_b 、 v_b は、 s 、 n 方向流速の河床面での値($u_b = u_0 + u_1 + u_2$ 、 $v_b = v_0 + v_1 + v_2$)、 C_B は河床の摩擦係数であり、次式で与える。

$$C_B = \frac{\Delta A_s \cdot C_{Bs} + (\Delta A - \Delta A_s) C_{BB}}{\Delta A} \quad (11)$$

ここに、 ΔA はメッシュ間の面積(= $\Delta s \cdot \Delta n$)、 ΔA_s はメッシュ内の水制工の面積(= $B_s \cdot \ell_s$)、 B_s は水制工の幅、 C_{Bs} 、 C_{BB} は水制上面および河床面の摩擦係数であり、水制上面や河床面の粗さと実験水位との比較によって決定する。

境界条件は上流端において流量、下流端において水位を与えて計算を行う。

(3) 河床変動の基礎方程式と計算手法

河床高の変化は、掃流砂を対象とした次の流砂の連続式を用いる。なお、式(12)においても流れの方程式と同様に $r_0 / r \approx 1$ と仮定している。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r q_{Bn})}{\partial n} \right) = 0 \quad (12)$$

ここに、 t は時間、 z_0 は河床高、 λ は河床材料の空隙率、 q_{Bs} 、 q_{Bn} は s 、 n 方向の単位幅当たりの掃流砂量を示す。

q_{Bs} は、次式に示すMeyer-Peter & Mullerの式を用いる。

$$q_{Bs} = 8 \sqrt{(\rho_s / \rho - 1) g d^3 (\tau_*' - \tau_{*c})^{1.5}} \quad (13)$$

表-1 実験条件

流量	119.2ℓ/s
水深	0.094m
縦断河床勾配	1/600
水路幅	2.2m
水路延長	25.0m
水制長	0.5m
水制幅	0.05m
水制高	0.05m
水制間隔	1.0m
水制設置角度	流れに垂直
水制設置数	20基

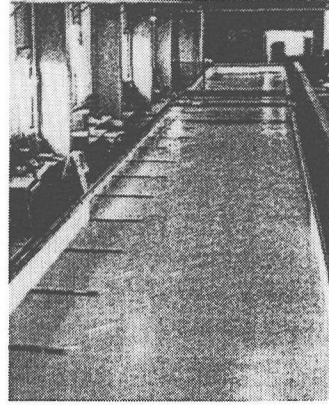


写真-1 実験水路

ここに、 ρ_s は砂礫の密度、 ρ は水の密度、 d は河床材料の粒径、 τ'_* は無次元せん断力（ここでは $\tau'_* = \tau_*$ としている）、 τ_{*c} は無次元限界せん断力で岩垣の式より求める。

q_{Bn} は、長谷川の式¹⁶⁾を用いる。

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*} \frac{\partial z_0}{\partial n}} \right) \quad (14)$$

ここに、 μ_s および μ_k は各々静止および動摩擦係数、 τ_{*c} は無次元せん断力、 u_b および v_b は、 s 、 n 方向の河床での流速であり、河床面での値を用いる。

河床高の計算についても差分法を用いる。境界条件は上流端で流速計算結果をもとに式(13)によって算定された平衡流砂量を与え、下流端で河床高を与える。

(4) メッシュ分割方法と水制工設置地点の計算方法

計算を行うにあたっては、水制工が流れに与える影響を十分に組み込むことができるような差分計算メッシュを作成する必要がある。メッシュ分割数を多くすると、水制周辺の流れを細かく計算することができるが、計算量が多くなり、多大な計算時間を要することになる。前述したように、差分化したメッシュ間において、流速係数 u_k 、 v_k は同じ大きさであると仮定して計算を行うため、メッシュ間隔が大きくなると、水制工の影響を十分に表すことができない。したがって、河道内に設置した水制工の位置に合わせて縦断方向のメッシュ分割を行う。ただし、水制工が流れに及ぼす影響を式(6)に示す外力で与え、メッシュ間で体積積分を行うため、従来の計算手法¹²⁾のように水制工の大きさに合わせてメッシュ分割を行う必要はない。計算量が多くなることを避けるため水制間のメッシュ分割は行わない。なお、水制間の流れや土砂の堆積状況を表すためには、水

制間をさらに細分割する必要がある。水制が存在しない区間については、河道の平面形状を十分に表すことができる程度に縦断方向のメッシュ分割を行い、水制設置区間との境界においてメッシュ間隔に極端な変化が生じないように、ある一定区間で徐々に変化させる。

横断方向については、図-3に示すように水制工の長さを最低2分割するようにメッシュ分割を行う。メッシュ間隔については、等間隔が望ましいが、川幅に比べて水制工の長さが極端に短い場合は、メッシュ間隔より水制工の長さが短くなり、水制工の影響を十分に計算に取り入れることができないため、水制工近傍のメッシュ間隔を徐々に狭くし、水制長を数分割できるようにする。流れの計算では、水制設置地点の河床高を水制工の高さ分上昇させ、水制工の上面を河床として取り扱い、図-3に示した流速の計算地点に、(9)式で与えた抗力及び揚力 F'_s 、 F'_n を与えることによって計算を行う。

河床高の計算では、著者らの前報の計算法¹²⁾と同様に、水制工設置地点における上流からの流砂量と計算地点の流速計算結果をもとに算定した掃流能力との関係から、水制工上面に堆積するが、洗掘しないものとして計算を行う。

3. 直線水路の実験結果との比較¹⁷⁾

(1) 固定床直線水路の実験結果との比較

最初に、水制の存在が流れに最も顕著な形で影響を与える直線水路における実験結果と比較し、水理計算モデルの適用性を検討する。

実験は、水路長25m、水路幅2.2m、水路床の粗度

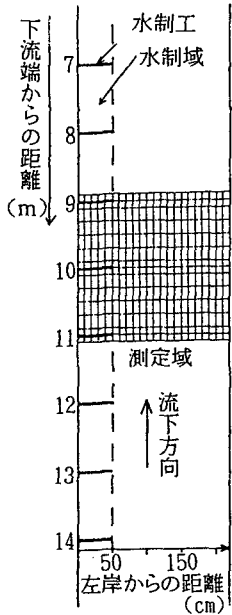


図-4 水制工の配置と流れの測定位置

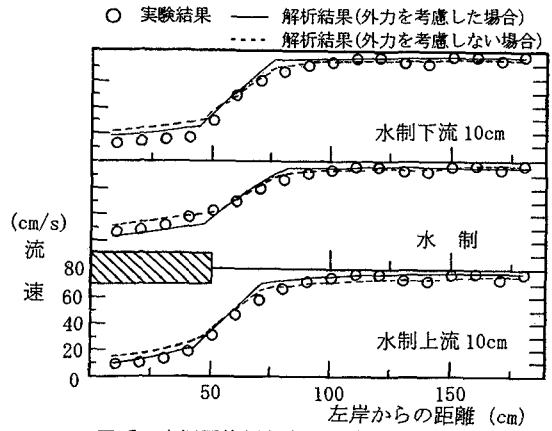


図-5 水深平均縦断方向流速分布

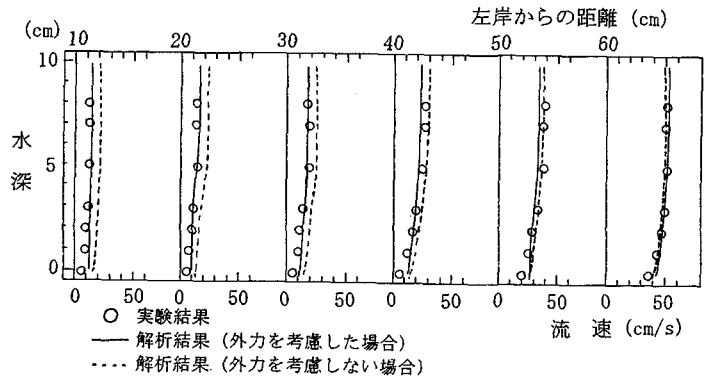


図-6 縦断方向流速の水深方向分布 (水制上流 10cm の横断面図)

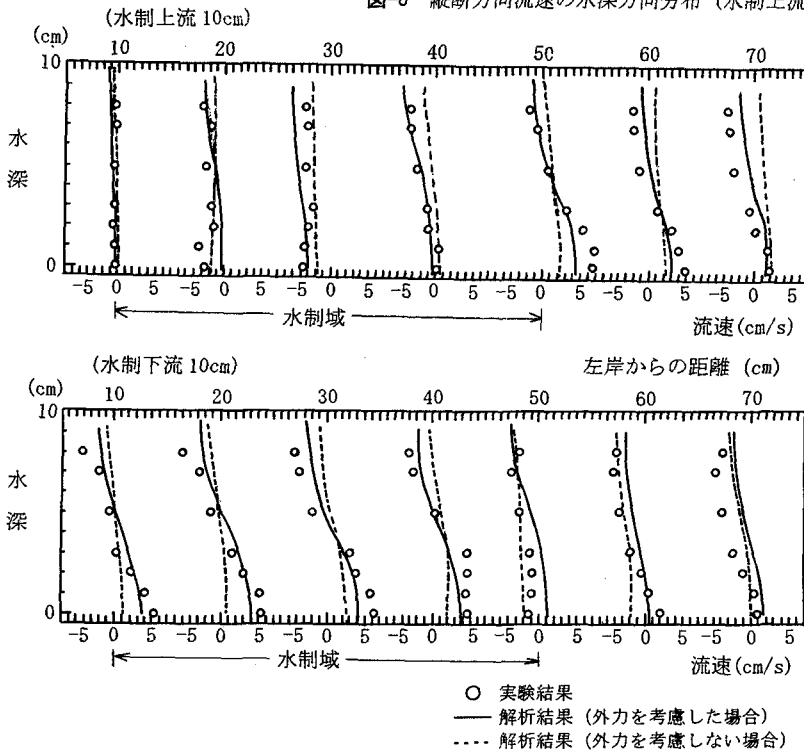


図-7 横断方向流速の水深方向分布

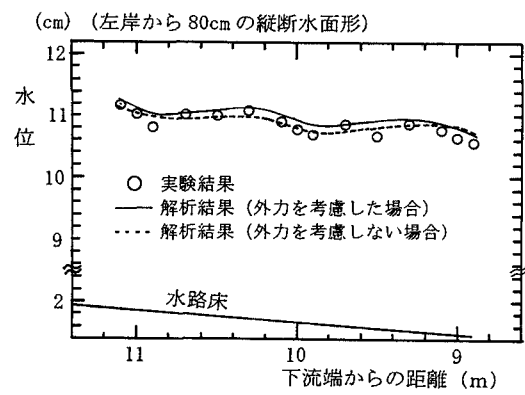
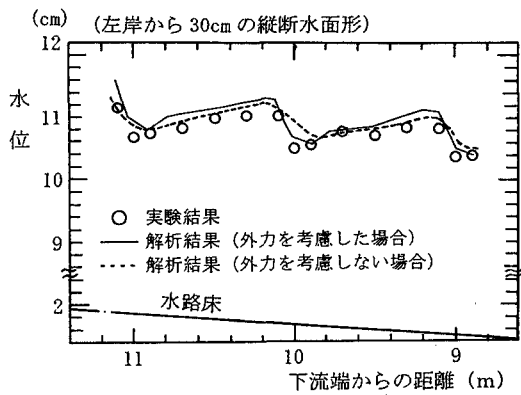


図-8 縦断水位分布

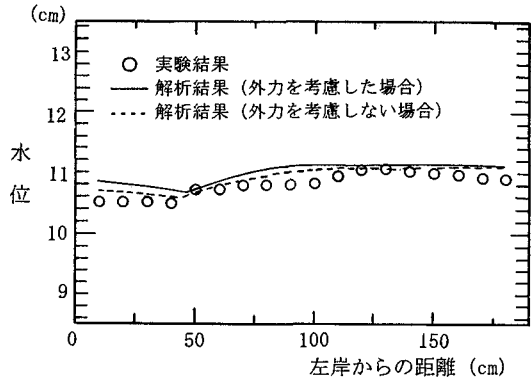


図-9 横断水位分布 (水制上流 10cm の横断面)

係数は0.012の直線路を用いて行った¹⁷⁾。水路勾配を1/600に設定し、この水路の左岸側に写真-1に示すように高さ0.05m、幅0.05m、長さ0.5mの木片で作成した越流型水制を上流端から1.0m間隔で20基設置した。水制の特性および実験条件は表-1に示す通りである。図-4に示す下流端から9mから11mの地点までの範囲について水深及び流速分布を詳細に測定した。流速の測定は2方向の流速を同時に測定できる電磁流速計を用いて行った。

実験で得られた水位および流速分布と2. で述べた解析法による解析結果の比較を行う。なお比較のため、水制工が流体に及ぼす外力は考慮せず ($F'_s = 0$, $F'_n = 0$)、水制設置地点の河床高を水制高さまで高くすることによって水制が流れに及ぼす影響を形状のみの効果として考慮した場合の解析結果も併せて示す。この場合の河床および水制上面の摩擦係数は、断面平均水位が実験結果とほぼ等しくなる値を用いる。

図-5は水制近傍における縦断方向流速 u の水深平均流速分布の実験結果と解析による計算結果を比較したものである。なお、解析に用いる式(6)中の抗力係数 C_D および揚力係数 C_L は、水制の上下50cmの2

表-2 移動床実験の実験条件

流量	34.8ℓ/s
平均水深	0.059m
初期河床勾配	1/600
水路幅	1.5m
水路延長	27.0m
水制長	0.5m
水制幅	0.05m
初期水制高	0.02m
水制間隔	1.0m
水制設置角度	流れに垂直
水制設置数	15基

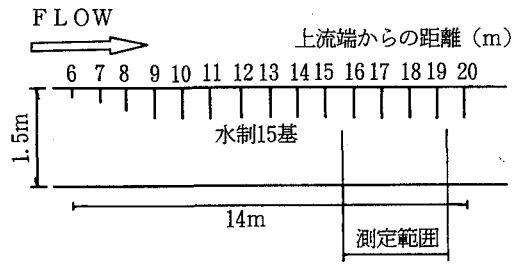


図-10 移動床直線水路の水制工の配置と測定範囲

断面間で観測した水理量をもとに運動量保存則を適用して、抗力 $D = \frac{\rho}{2} C_D a_D u^2$ 、揚力 $L = \frac{\rho}{2} C_L a_L u^2$

(a_D , a_L は抗力または揚力が作用する面積であり、ここでは $a_D = a_L$ としている) から求めた値 ($C_D = 4.0$, $C_L = 0.1$) を用いている。水制工上面および河床面の摩擦係数は同じとし、水制工がない場合の実験結果から $C_{BS} = C_{BB} = 0.005$ を用いている。外力を考慮しない場合は、外力による流速の低減効果を水制上面の摩擦抵抗で表すため、水制上面の摩擦係数は $C_{Bs} = 5.2$ を用いている。また解析では、水

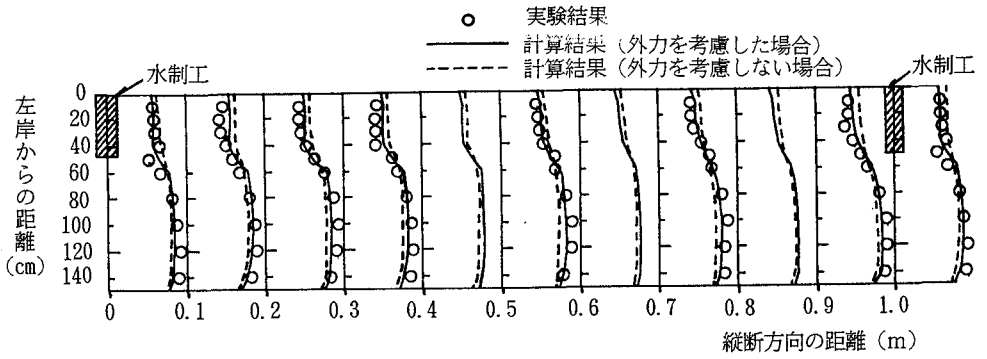


図-11 水深平均縦断方向流速分布

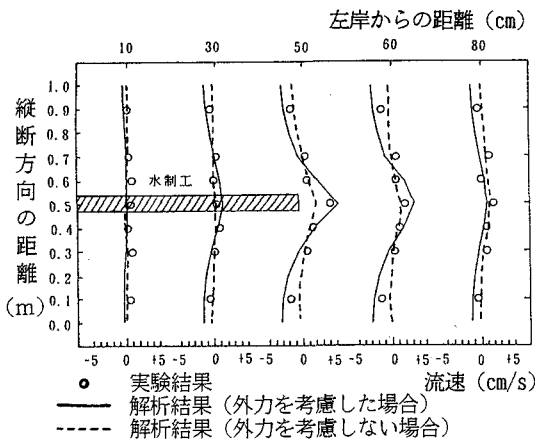


図-12 水深平均横断方向流速分布

制の設置位置に合わせてメッシュ分割を行い、水制域内の流れを細かく計算するため、縦断方向に0.1 m間隔で250分割、横断方向にも0.1 m間隔で22分割して行っている。

この図を見ると、2. で述べた解析方法による計算結果は、水制を含むその上下流の水制域で流速が急激に減少している分布形をよく表現しているのに対し、水制が流れに及ぼす外力をモデルに取り入れない計算結果は、水制域内で若干大きくなっている以外はほとんど変わらない。これは、水制が流れに及ぼす外力による流速の低減効果を水制上面の摩擦係数の増分として表したことによるものであり、水深平均した縦断方向流速を見るかぎりでは、どちらの手法を用いても大きな差は見られない。ただし、水制による流速低減効果を摩擦係数で表す場合には、水制上面の摩擦係数 ($C_{Bs} = 5.2$) を河床面の値 ($C_{BB} = 0.005$) よりもはるかに大きな値を用いなければならない、その値の決定が難しいという問題を含んでいる。

図-6は、水制前面における縦断方向流速 u の水深

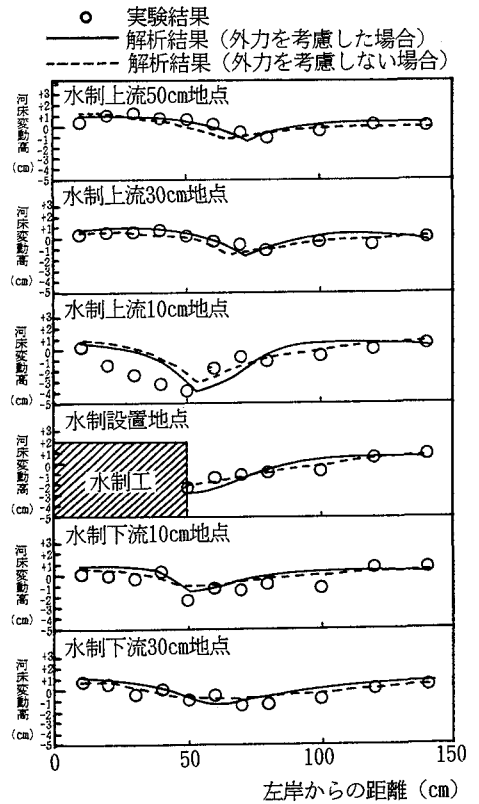


図-13 横断河床形状

方向の分布形を示したものである。2. で述べた解析方法による計算結果は、縦断方向流速 u の水深方向の分布形についてもほぼ表現し得ている。

図-7は、水制直上流断面と直下流断面の横断方向流速 v の水深方向分布を示したものである。外力を取り入れた計算結果は、水制先端付近の河床面での分布形を十分に表すことができないが、水制前面で流れが右岸側にはねられ、下流断面で水制域に向かう流速分布を概ね再現できていることがわかる。外

表-3 渡良瀬川模型実験の実験条件

流量	150.0ℓ/sec
水面勾配	1/1000
平均水深	0.15m
高水敷平均水深	0.025m
低水路幅	2.0~3.0m
最小曲率半径	5.2m
河床材料	平均粒径0.8mm
通水時間	2時間

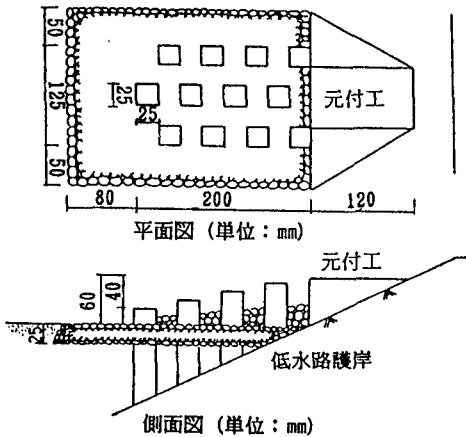


図-14 水制工の形状

力を取り入れない計算結果は、水制の存在を河床高と粗度の変化でしか表すことができないため、水制によって流れがはねられるような分布形を表現することができない。

図-8は、左岸から0.3m離れた地点と左岸から0.8m離れた地点の水位Hの縦断分布、図-9は水制上流0.1m地点の水位Hの横断分布を示したものである。水制の長さは0.5mであり、左岸から0.8m離れた水制の外側においても、水制による水位への影響が見られる。水制による外力を考慮した解析結果と実験結果は若干の差が見られるが、解析結果は実験で見られた水制前面の水位上昇と水制設置地点の水位低下を概ね再現できている。水制による外力を考慮しない場合の計算結果も大きな違いは見られないが、水制設置地点の水位の縦断的な変化に若干の差異が見られる。

(2) 移動床直線水路の実験結果との比較

移動床実験は、水路長27m、水路幅1.5mの直線水路を用いて行った。水路床には、縦断勾配が1/600になるように一様な粒径の砂を敷きつめ、初期河床とした。水路の左岸側に初期河床からの高さが0.02m、幅0.05m、長さ0.5mの木片で作成した越流型水

表-4 水制工の諸元

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo.	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	15	20	25	30	35

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo.	1	2	3	4	5	6	7
水制長 (cm)	35	35	35	30	25	20	20

上流側からのNo.	8	9	10	11	12	13
水制長 (cm)	20	20	20	20	20	20

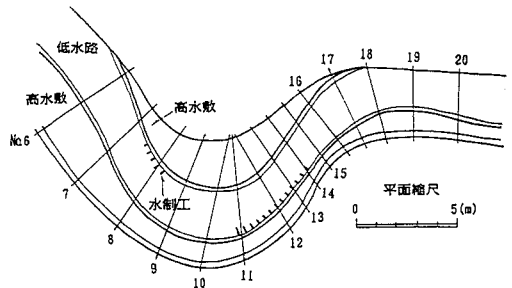


図-15 水制工の設置位置

制を、図-10に示すように水路の上流端から約6m離れた地点から1.0m間隔で15基設置した。水制の特性および実験条件は表-2に示す通りである。通水を開始し、河床がほぼ平衡状態に達した32時間後に、水路の上流端から15.7mから19.3mの地点までの範囲について、水位、流速分布および河床高の測定を行った。

実験によって得られた流速分布および河床高の測定結果と2.で述べた解析手法を用いた解析結果との比較を行う。計算では水制間の流れや堆積状況を計算するため水制間を10分割し、抗力および揚力係数は、3.の解析と同じ $C_D=4.0$ 、 $C_L=0.1$ を用いている。なお比較のため、外力を考慮しない場合($C_D=0$ 、 $C_L=0$)の計算結果を併せて示す。

図-11は縦断方向流速uの水深平均流速分布、図-12は横断方向流速vの水深平均流速分布の実験結果と解析結果を比較したものである。なお実験結果は、河床高の違いによる局所的な流速差を解消するため、水制間の同一測定位置の実験結果を平均化したものである。

図-11に示した縦断方向流速uの横断方向分布を見ると、2.で述べた解析手法による計算結果は、水制前面で流速が急激に減少している分布形をよく表現していることがわかる。外力を考慮しない場合

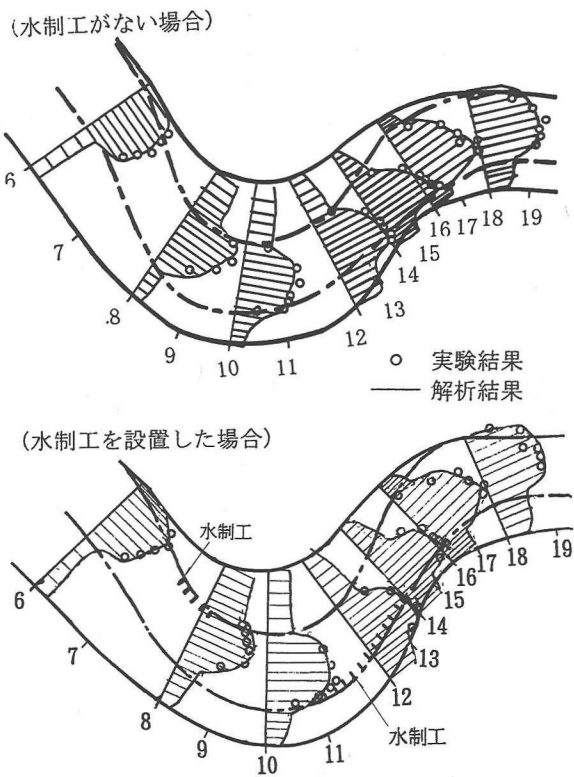


図-16 水深平均流速 u_0 の横断方向分布

の計算結果は、実験結果に比べて水制域内での流速低減が小さく、水制から離れた地点での流速は実験結果より小さくなっている。固定床実験に比べると、外力の有無による計算結果の差はあまり大きくない。これは、固定床実験の場合には、水制工による外力がそのまま水位や流速分布に影響するが、移動床実験の場合には、外力による流れへの影響が河床形状を変化させるため、水位や流速分布への影響は大きく表れないことによるものである。

また図-12に示した横断方向流速 v については、水制先端付近（左岸から50~60cm地点）で、固定床実験と同様に大きくなっているが、水制域内の30cm地点においては、固定床実験に比べてかなり小さくなっている。これは、図-13に示した横断河床形状からわかるように、水制域に堆積した土砂が横断方向流速の発達を防止したことによるものであり、このような流速分布を外力を考慮した計算結果は概ね再現できている。外力を考慮しない計算では、水制による流速低減や水はね効果が小さいため、水制先端付近の横断方向流速は、実験結果に比べて小さくなっている。

次に、図-13は河床がほぼ平衡状態に達した通水32時間後の横断河床形状の実験結果と計算結果を比較したものである。水制工を設置したことにより、水

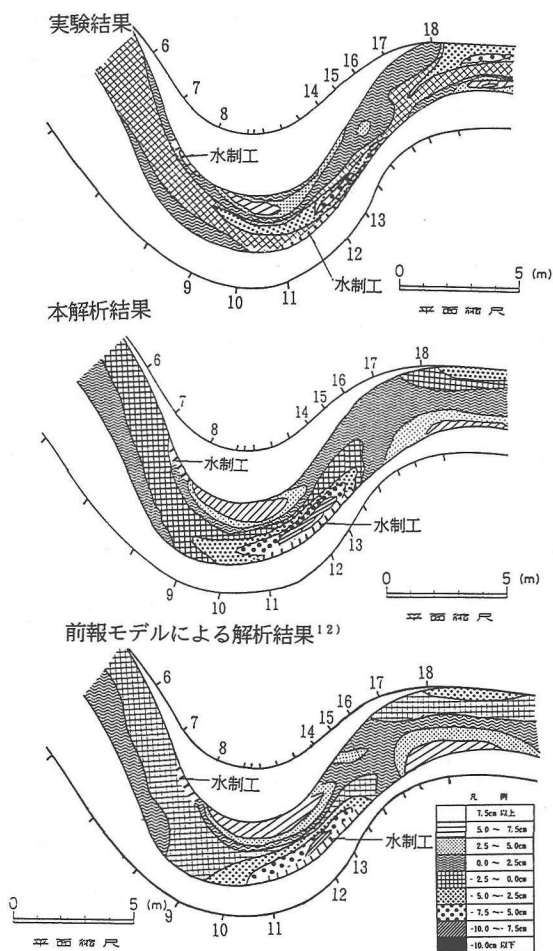


図-17 水制工を設置した場合の河床コンターライン

制上流10cm地点の水制先端付近において最大約4cmの洗掘が生じ、水制下流10cm地点まで洗掘範囲が広がっている。これは、水制工によって抑制された流れが、水制先端付近で加速したことによるものである。水制による外力を考慮した計算結果は、水制上流10cm地点において実験結果と多少の差が見られるが、水制周辺での洗掘状況、水制域内での堆積状況を概ね表すことができていることがわかる。外力を考慮しない計算結果は、図-11及び図-12に示したように、水制による流速の低減及び水はね効果を十分に表すことができないため、水制設置地点や水制上流10cm地点の水制先端付近の洗掘深の再現性がよくない。

(3) 直線水路実験結果との比較のまとめ

直線水路内に越流型水制工を設置した固定床および移動床実験を行い、得られた実験結果と水制工が流れに及ぼす影響を外力として取り入れた水理計算モデルによる計算結果と比較した。その結果をまと

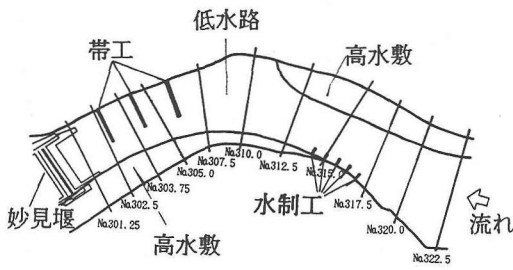


図-18 信濃川模型実験水路の平面形状

表-5 信濃川模型実験の実験条件

流量	8000m ³ /s
低水路幅	300m
水路延長	3250m
河床勾配	1/600
河床材料	平均粒径52.8mm $d_{84}/d_{16}=7.8$
通水時間	42時間

注：数値は全て現地での換算値を示す

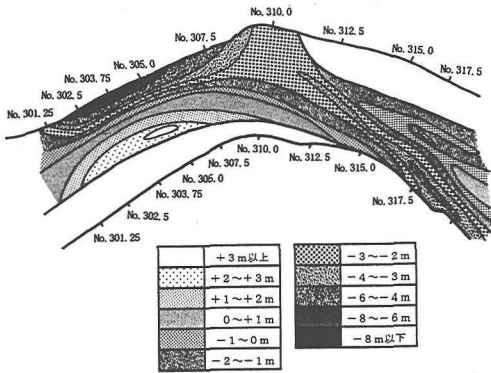


図-19 対策前の河床コンター図 (実験結果)

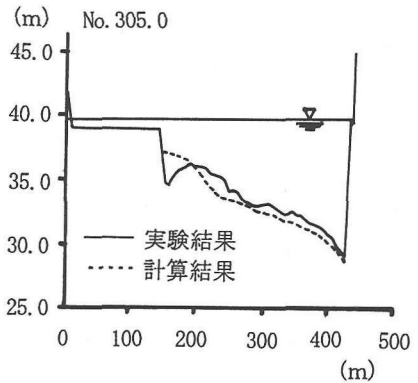
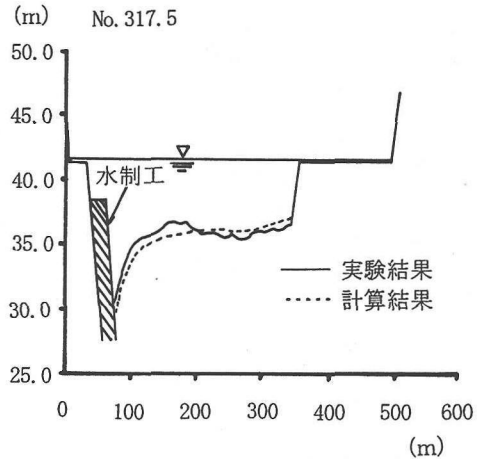


図-21 水制工・帯工設置前後の横断河床形状

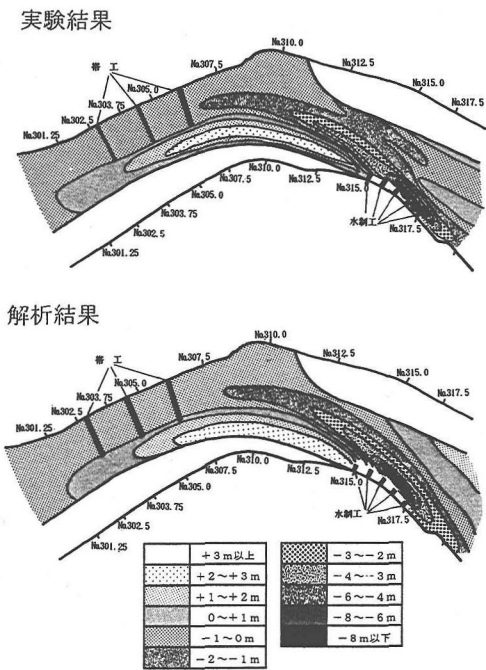


図-20 水制工と帯工による対策後の河床コンター図

めると次の通りである。

① 移動床実験の場合には、水制工による流れの変化が河床形状の変化として表れるため、固定床実験に比べて、外力の有無による計算結果の差はあまり大きくない。

② 外力を取り入れたモデルでは、水制工の設置位置に合わせてメッシュ分割を行えば、外力を取り入れないモデルに比べて、水制工周辺の流れおよび河床変動の再現できることから、外力を取り入れたモ

表-6 統計的研究¹⁾による代表的な水制工の諸元

水制高さ/ 水深	大部分が0.1~0.4の範囲にあり、0.5以上はほとんどない。
水制長/ 川幅	0.1以下が大部分であり、0.2以上は非常に少ない。
水制間隔/ 水制長	大部分が1~4の範囲にある。

表-7 一様弯曲水路の計算条件

流量	18.0ℓ/s, 27.0ℓ/s
水路勾配	1/500
水路幅	1.0m
水路延長	24.0m
水路中心曲率半径	4.5m
河床材料	0.8mm
通水時間	8時間
抗力, 揚力係数	4.0, 0.1
河床の摩擦係数	0.009
水制上面の摩擦係数	0.009

デルがすぐれている。

4. 大型蛇行模型実験結果との比較

(1) 渡良瀬川岩井地区の実験結果^{6),7)}との比較

固定床及び移動床直線水路の実験結果と比較することにより、妥当性を確認した2.の計算モデルを渡良瀬川岩井地区の大型水理模型実験に適用した。これは、水制工を縦断的に配置することによって、河道の線形をなめらかに修正し、弯曲部外岸側に発生する洗掘深を軽減することを狙いとして行ったものである^{6),7)}。実験条件は表-3に示す通りであり、低水路内の水深に比べて高水敷上の水深が小さく、河道内の流れは低水路の法線形によってほぼ決定される条件で実験を行っている。流速分布や河床変動については、横断河床勾配が最も小さくなった最適配置の実験結果と比較する。水制工は図-14および表-4に示す越流・透過型のもを図-15に示すように、弯曲部上流内岸側と下流外岸側に設置している。

図-16は、通水後2時間経過した後の水深平均流速 u_0 の横断方向分布を示したものである。なお、本実験で用いた水制は透過型であるが、不透型水制の場合と同様に2.の計算モデルで計算を行う。この場合の差分計算メッシュは水制間を2分割し、抗力および揚力係数は実験で得られた水位および流速分布の再現性が最もよく、不透水制の場合よりも若干小さい $C_D=3.0$, $C_L=0.1$, 摩擦係数は全て $C_{BB}=$

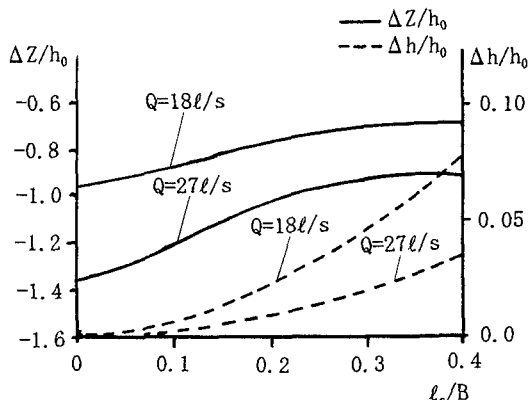


図-22 水制の長さ和水制周りの洗掘深, 水位上昇の関係

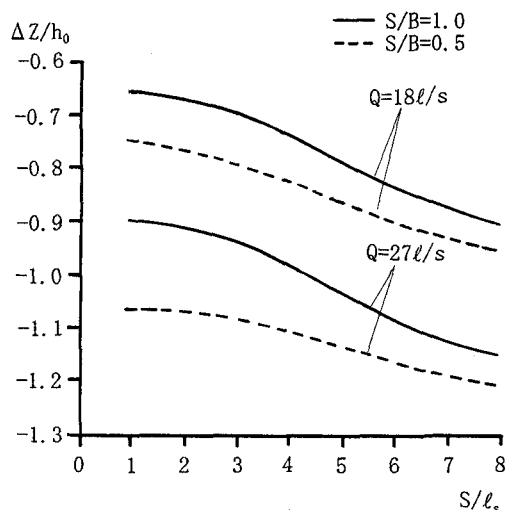


図-23 水制間隔と水制周りの洗掘深の関係

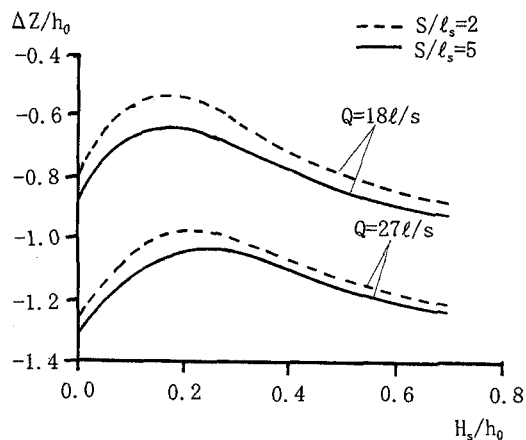


図-24 水制高さ和水制周りの洗掘深の関係

$C_{B_s}=0.009$ を用いている。水制を設置していない場合に比べると、計算結果は断面No. 8の低水路左岸側に設置された水制工によって上流からの流れが右岸側へはねられ、断面No. 12付近の低水路外岸側下流部における水制工により流速が遅くなっている流れの状況をよく表している。

次に、図-17はその際の河床コンター図の計算結果と実験結果とを比較したものである。この図を見ると、計算結果は砂礫堆による局所的な河床変動の再現はやや不十分であるが、低水路外岸側下流部に発生する最大洗掘の発生位置およびその大きさ、低水路内岸側上流部に設置された水制工下流部の堆積状も弯曲部況をよく表している。著者らによる前報の外力を取り入れない計算結果¹²⁾に比べると、外岸側に発生する洗掘状況についてはほとんど変わらないが、低水路内岸側上流部に設置した水制工下流部の堆積状況については再現性が高まっている。本実験のような蛇行水路の場合は、直線水路と異なり、水路の法線形によって流れがほぼ決まっているため、水制工を設置しても水路全体の流れが大きく変わるわけではない。このため、水制工の形状を取り入れるだけで外岸側に発生する洗掘深とその大きさを概ね再現できるが、水制工の設置による流れや河床変動を詳細に知るためには、式(4)、(5)に示した水制工が流れに及ぼす外力を取り入れることが必要である。

(2) 信濃川小千谷・越路地区の実験結果¹⁹⁾との比較

信濃川小千谷・越路地区の模型実験¹⁸⁾に2. で述べた水理計算モデルを適用する。模型実験水路は、堰上流の河床勾配約1/600、低水路幅約300m、延長約3250mの区間であり、模型の縮尺は1/70である。模型実験水路の平面形状を図-18に示す。図-19に示すように堰上流の右岸側の弯曲部外岸側で3mを超える堆積が生じる可能性があることから、軽減策として、弯曲部上流の内岸側に水制工、外岸側に帯工を設置させることを検討した。表-5に実験条件を示す。

図-20は、低水路内の最大流速線が最も河岸に寄る断面No. 315~317.5区間の左岸に水制工を設置、No. 302.5~305付近に3基の帯工を設置した場合の河床コンター図、図-21は水制設置地点と帯工設置地点の横断河床形状の計算結果と実験結果とを比較したものである。なお計算は、水制工が流れに及ぼす外力の抗力および揚力係数は、直線水路と同様に $C_D=4.0$ 、 $C_L=0.1$ を用いている。また弯曲部外岸側に設置した帯工については、水制工と同様の計算方法を用いている。

表-8 蛇行水路の計算条件

最大偏角	30°	45°	60°
蛇行長	12m		
水路幅	1m		
水路勾配	1/500		
流量	18ℓ/sec, 27ℓ/sec		
河床材料	0.8mm		
通水時間	8時間		
水制工	高さ	0.02m	
	長さ	0.10m	
	幅	0.05m	
	間隔	0.20m	

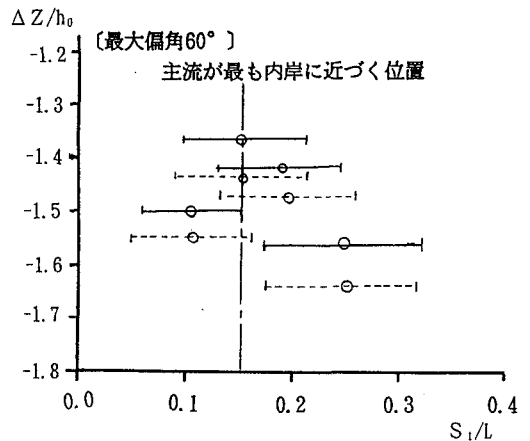
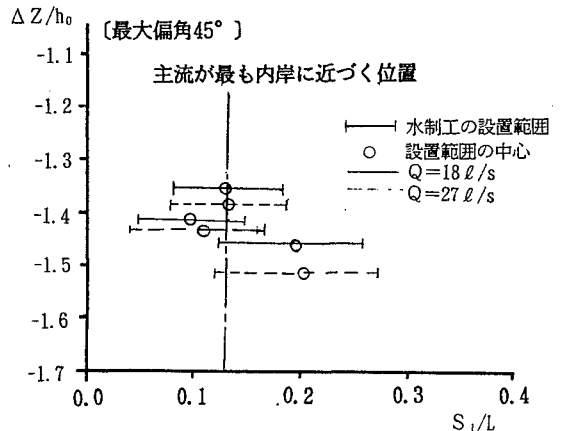


図-25 上流側水制工の設置位置と洗掘深との関係

図-20に示した実験結果を見ると、弯曲部上流内岸側に設置した水制工が流れを河道中央にはねるとともに、水制工の直下流に土砂を堆積させ、内岸側の低水路の法線形を滑らかにし、下流への流れを一様化させる。この一様化した流れが弯曲部外岸側に設置した帯工に向かい、堰上流部の外岸側の洗掘防止、

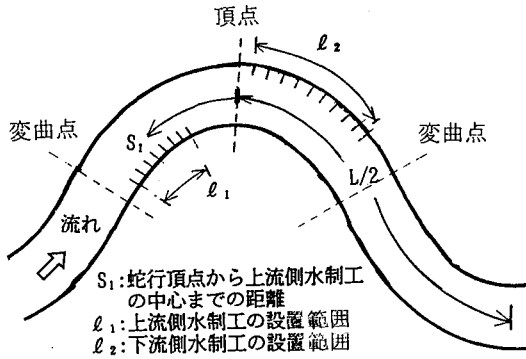


図-26 記号の定義

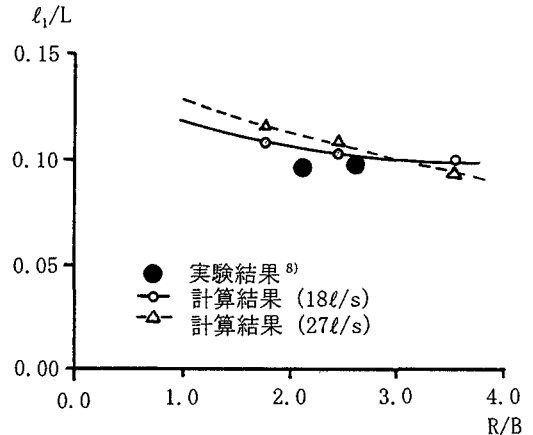
内岸側の堆積を軽減させている。計算結果は、断面 No. 315~317.5の左岸に設置した水制前面での洗掘状況および直下流での堆積状況を概ね再現できている。

5. 水制の設計法の提案

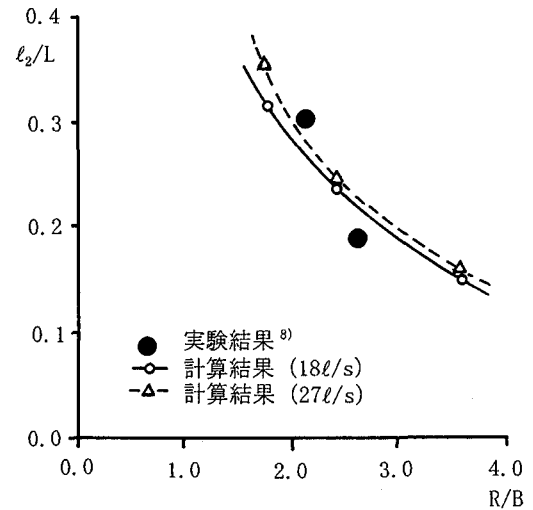
(1) 水制の諸元

水制工を施工する場合、決めるべき諸元としては、水制工の高さ H_s 、長さ l_s 、間隔 S であり、これらの諸元は、既往の設置事例や模型実験等によって決定されてきた。秋草・吉川ら¹⁾の統計的研究によれば、水制工の代表的な諸元は、表-6に示す通りである。河道弯曲部の河岸侵食の防止を目的に水制工を設置する場合、水制工の諸元と洗掘軽減効果との関係を明らかにする必要がある。ここでは、3. および4. の検討結果から、水制周りの洗掘状況および弯曲部における水制設置効果を再現できることが明らかになった2. の解析法を用いることにより、弯曲部外岸側に発生する洗掘深を小さくする水制工の諸元（水制間隔、高さ、長さ等）を検討する。蛇行水路では、縦断方向に流れが変化し、水制工の諸元だけでなく水制工の設置範囲等によって洗掘深や水位上昇量が複雑に変化することから、ここでは一様弯曲水路を対象とする。計算条件は、著者らがベン工や緩傾斜河岸による洗掘防止効果の検討を行った一様弯曲水路の実験条件^{15) 19)}を参考に表-7に示す条件であり、流量規模を変えた2ケースについて検討を行っている。差分計算メッシュは、縦断方向に水路中心で0.05m間隔、横断方向に0.05m間隔としている。

図-22は、水制高さを $H_s/h_0=0.4$ (h_0 は平均水深)、水制間隔を $S/B=1.0$ とし、水制工の長さ



(a) 最小曲率半径と上流側水制工との関係



(b) 最小曲率半径と下流側水制工との関係

図-27 最小曲率半径と水制工の範囲との関係

を変えた場合の水制設置地点を中心に上下流 $S/2$ 間の最大洗掘深 ΔZ と水位上昇量 Δh との関係を示す。水制長さを長くすると洗掘深が小さくなるが、水位が上昇することがわかる。これは、水制長が短い場合には流れに対する影響は小さく、長くなるとその影響が強くなり、水位を上昇させることを示している。しかし、水制長をあまり長くしても、水制周辺で洗掘が生じるため、最大洗掘深はあまり小さくならない。水制長は川幅の0.1~0.2倍程度が望ましいことがわかる。

図-23は、水制高さを $H_s/h_0=0.4$ とし、水制間隔を変えた場合の最大洗掘深の変化を示したものである。この図を見ると、水制長さ l_s と水制間隔の S の

比 S/ℓ_s を小さくすると最大洗掘深も小さくなるが、 S/ℓ_s が 2~3 になると、洗掘深の減少傾向は小さくなるのがわかる。これは S/ℓ_s が 2~3 の場合には、水制長に比べて水制間隔が狭いため、水制下流域での流れの発達に伴う水制前面付近での洗掘深が変わらないこと示している。これは表-6 に示した統計的研究結果¹⁾ とほぼ一致しており、 S/ℓ_s を 2~3 程度とすることが望ましい。

次に、水制間隔と水制長との比を $S/\ell_s = 2$ 及び 5 とした場合の水制高さ H_s/h_0 と最大洗掘深の関係を図-24 に示す。この図を見ると、 $H_s/h_0 = 0.6$ を越えると、水制設置前とほぼ同等の洗掘深が水制近傍に発生することがわかる。これは、水制工の高さが高い場合には、低い場合に比べて水制前面での流れの変化が大きくなり、このため河床洗掘が大きくなることを示している。また H_s/h_0 が 0.10 以下の場合には、水制工が流れに与える影響がかなり小さくなるため軽減効果は小さい。流量規模を変えた場合においても、その関係は同じであり、 H_s/h_0 を 0.10~0.40 にした場合が弯曲部外岸側に発生する洗掘深を最も効果的に軽減できることがわかる。したがって、この場合 H_s/h_0 が 0.10~0.40 程度の水制工を設置するのがよい。

以上の結果より、本研究で用いた条件での水制工の設計諸元としては、次の条件を満足することが望ましい。

$$\left. \begin{array}{l} \ell_s / B \leq 0.2 \\ S / \ell_s = 2.0 \sim 3.0 \\ H_s / h = 0.1 \sim 0.4 \end{array} \right\} \quad (15)$$

ここに B は川幅、h は設計水深である。

式(15)から、水制工の諸元は川幅と設計水深との関係によって決定されることがわかる。川幅は河道条件によって決まるものであり、水制工設置地点が決まれば自ずと決定される。単断面河道の場合は川幅、複断面河道の場合は低水路幅を用いる。

一方、設計水深は設計対象流量によって決まる。弯曲部外岸近傍で発生する洗掘深を軽減することを目的に水制工を設置する場合、設計水深は河床の掃流力が限界掃流力よりも大きくなる洪水時の水深にする必要がある。洪水規模は、低水路満杯流量から計画高水流量規模まで幅が広い。堤防法線と低水路法線がほぼ同位相の場合には、計画高水流量規模の洪水の場合が最も土砂移動が激しいが、計画高水流量規模の水深に対して設計すると水制工の高さが高くなり、洪水の頻度の高い低水路満杯流量規模の洪

水時には非越流型の水制工に近い状態になる恐れがある。また、福岡らの実験^{20) 21)} によれば、堤防法線と低水路法線の位相差が大きい場合には、水位が高水敷高さを越えると、高水敷上の遅い流れと低水路内の速い流れの交換によって低水路内の流量は、低水路満杯時よりも少なく、流砂量も小さくなることから、設計水深は洪水頻度が高い低水路満杯時の設計水深を用いる。なお、単断面河道の場合においても、計画高水流量のような大きい流量を用いず、低水路満杯流量とほぼ同確率流量 (1/5~1/10 確率) 時の水深を用いる。

(2) 水制の配置

蛇行河川における水制工設置の目的は、河岸近傍の主流を減速させ、その結果二次流を弱める作用をし、河岸侵食を防ぐことにある。建設省土木研究所で行った大型水理模型実験⁶⁾ では水制工の配置と洗掘深の軽減効果について以下に示すことが明らかになっている。洗掘が発生する弯曲部の外岸側に水制工を設置した場合には、最大洗掘深の発生位置を河道中央寄りに移動させることができるが、水制工を設置しない場合に比べて洗掘深を十分に軽減することができない。弯曲部外岸側に発生する洗掘深を効果的に軽減させるためには、弯曲部上流内岸側と下流外岸側に水制工を設置する必要がある。このように水制工を配置すれば、河道法線形を緩やかに変更した場合と同等の効果を与えることができる。

ここでは、土木研究所の実験で得られた水制工の配置と洗掘深の関係を参考にしながら、蛇行流路を対象に、弯曲部外岸側に発生する洗掘深を効果的に軽減できる水制工の配置法について、2. で述べた水理解析手法を用いて検討を行う。計算条件は、著者らが洗掘防止のための緩傾斜河岸の配置の検討を行った蛇行水路の実験条件²²⁾ を参考に表-8 に示す条件を用い、外力を表す係数や摩擦係数は一様弯曲水路の場合と同様である。また、計算メッシュは、縦断方向に水路中心で 0.05m 間隔、横断方向に 0.05m 間隔としている。

図-25 は、弯曲部下流側の水制工の設置範囲を固定し、上流内岸側の水制工の位置を変化させた場合の最大洗掘深 ΔZ の変化を示したものである。図中の S_1 は図-26 に示すように蛇行頂点から上流内岸側の水制工の中心までの距離、「○」印は水制工設置範囲の中心、L は蛇行長を示す。流量規模を変えると最大洗掘深は少し変化するが、低水路内の最大流速線が最も内岸に近づく地点を中心に水制工を設置すれば、最大洗掘深の減少量を最も大きくすることができる。

次に図-27は、蛇行水路の最小曲率半径と水制を設置しない場合と設置した場合の最大洗掘深の差を最も大きくすることができる水制工の設置範囲との関係を示したものである。図中の l_1 は蛇行の頂点から上流側の変曲点までの弯曲部上流内岸側に設置した水制工の設置幅、 l_2 は河床洗掘が生じている下流外岸側に設置した水制工の設置区間長である。上流側水制工の設置範囲 l_1 は、流量規模と曲率半径を変えてもあまり大きな変化は見られず、蛇行長 L の0.10~0.15倍程度の範囲に水制工を設置すればよいことがわかる。また下流側水制工の範囲についても、流量規模を変えてもあまり大きな変化は見られないが、曲率半径の違いによって l_2 は大きく変わる。蛇行水路の場合には、水路の平面形状によって洗掘範囲が決まるため、流量規模が変わっても外岸側の洗掘範囲はあまり大きく変わらないが、水路の平面形状が変わると洗掘範囲が大きく変わる。すなわち、水路の曲率半径を小さくすると、水制工の設置範囲を広くする必要がある。図-27には、土木研究所で行われた大型水理模型実験⁶⁾による水制工の望ましい設置範囲を示しているが、この実験結果とSine-generated Curveの蛇行水路を用いた計算結果はほぼ一致していることがわかる。

これらの結果から、水制工は弯曲部上流内岸側と下流外岸側の2箇所に設置する。弯曲部下流外岸側の設置範囲は、土木研究所で行われた大型水理模型実験⁶⁾で明らかのように、弯曲部外岸側で河岸が洗掘されている範囲とする。しかし、水制工の設置に伴う河床変化により、流れが変化することもあるため、その変化を予想し必要であれば上下流まで延ばす。また、弯曲部上流内岸側の設置範囲は断面内最大流速線が最も内岸側に接近する地点とする。

まず、河道の平面形状から、弯曲部上流内岸側において断面内最大流速線が最も内岸側に近づく位置と外岸側において河床が洗掘される範囲を推定する。詳細には2.で述べた外力なしの条件で計算を行い、弯曲部上流内岸側において断面内の最大流速が最も内岸側に近づく範囲と弯曲部外岸側において主流の加速領域を定める。著者らが行った蛇行水路の実験²²⁾によれば、弯曲部外岸側における主流の加速領域は二次流が強くなる範囲と主流速が遅くなる範囲を含んでおり河床洗掘領域とほぼ一致し、河岸侵食対策が必要とされる範囲である。この領域は図-27(b)に示したように流量条件によっては、あまり大きく変わらないが、河道の平面形状による大きく異なる場合があるため注意する必要がある。弯曲部外岸側の水制工の設置範囲が狭い場合、設置範囲の上流端と下流端で洗掘が生じることがあるため、2.で述べた

計算手法により、水制工を設置した場合の弯曲部外岸側の主流及び二次流の変化を十分に確認した上で範囲を決定することが望ましい。

弯曲部上流内岸側の水制工は、断面内最大流速線が最も内岸側に接近する地点付近に設置することによって、水制工下流の内岸側へ土砂の堆積を促し、河道内の流れの曲率をなめらかに変えることによって弯曲部外岸側の主流及び二次流の発達を弱めることを目的としている。したがって、設置範囲が狭いなどの理由により、水制下流での土砂の堆積が少ない場合には、流れの線形を変える効果は小さくなる。このため、弯曲部上流側の水制工の設置範囲は、図-27(a)に示したように流量条件や河道条件によって大きく変わらず、主流が最も内岸側に近づく地点を中心に蛇行長 L の0.10~0.15倍の範囲でよいと思われるが、詳細な範囲については2.で述べた計算法によって、弯曲部内岸側の堆積状況と外岸側での主流及び二次流の発達状況を調べて決定することが望ましい。

(3) 水制工の設計法

(1)、(2)の検討結果から、任意の河道法線形に対して、河道内の流れの線形を滑らかにし、外岸の洗掘等を小さくするための越流型水制工の設計法としては、次のことが言える。

① 水制工の諸元は、式(15)の条件を満足するように決定する。その際の川幅は、複断面河道の場合には低水路幅、単断面河道の場合には川幅を用いる。設計水深は低水路満杯流量が流下した場合の水深を用いる。

② 水制工は、弯曲部上流内岸側と下流外岸側の2箇所に両者が有機的に機能するように設置する。

③ 弯曲部上流内岸側の水制は、断面内最大流速線が最も内岸に近づく地点を中心に設置する。設置範囲は蛇行長の0.10~0.15倍程度とする。弯曲部下流外岸側の水制工の設置範囲は、外岸側で河床が大きく洗掘される範囲である。詳細には、2.で述べた計算法によって、弯曲部の主流および二次流の発達状況、内岸と外岸側での河床の洗掘・堆積状況を調べて決定する。

6. 結論

河岸侵食対策としての水制工は、弯曲部外岸側の水衝りを緩和しながら流れを滑らかに流下させ、洗掘深を軽減させることを狙いとしている。本研究では水制工周辺の流れと河床変動を解明できるモデル

の開発を行い、直線水路実験や蛇行水路実験と比較することによってモデルの有効性を明らかにするとともに、水理計算結果と模型実験結果から、越流型水制工の設計法を提案した。本研究で得られた主要な結論は以下の通りである。

(1) 提案した数値計算モデルは、水制工を設置した直線水路内の三次元流況および横断河床形状の実験結果を概ね再現することができ、このモデルを用いれば、水制工周辺の流れと河床変動を説明できることを示した。

(2) 本研究で開発した数値計算モデルは、水理的に望ましい流れを形づくることのできる水制工の諸元および配置を決定する手法として使用できることを示した。これらの検討にもとづき水制工の設計法を提案した。

(3) 水制工が流れに及ぼす影響を外力として取り入れた計算式(4)と(5)の計算法は先にベーン工で適用したものと同一であり、水没した河川構造物の設計法として広く応用できるものである。ただし、外力を表すための抗力および揚力係数の一般性についてはさらに検討が必要である。

7. 今後の課題

本研究では、建設省土木研究所で行った大型水理模型実験結果や解析結果をもとに水制の設計法について検討を行ったが、水理条件や河道条件によっては、洗掘位置や水制工の効果が変わることがある。本研究で提案した水制の設計法の他の条件での適用性について今後検討を行う必要がある。また本研究では、単断面河道を対象に水制の設計法について検討を行ったが、低水路と堤防の蛇行度が異なる複断面河道の場合には、洪水時のハイドログラフの大きさによっては洗掘位置が大きく変わることがあるため²¹⁾、このような場合の水制工の配置について今後検討を行う必要がある。

さらに本研究では、水深に比べて水制工の高さが比較的低い越流型水制工を対象としたが、水制工の高さが高く、越流水深が極めて少ない場合や非越流型の場合には、本モデルでは十分な精度が得られない。今後検討が必要である。

謝辞 建設省土木研究所より、渡良瀬川岩井地区と信濃川小千谷・越路地区の大型水理模型実験資料の提供を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 秋草勲, 吉川秀夫, 坂上義次郎, 芦田和男, 土屋昭彦: 水制に関する研究, 土木研究所報告, 第107号, 1960.
- 2) 土屋昭彦, 石崎勝義: 突堤状構造物の洗掘, 土木技術資料, Vol18, No. 5, pp. 6-11, 1966.
- 3) 椿東一郎, 斉藤 隆: 突堤の水理現象に関する実験的考察, 山口大学工学部報, 第13巻, 第1号, pp. 63-80, 1963.
- 4) 今本博健, 池野秀嗣: 水制の水理機能に関する研究(1) - 不透透水制の抵抗特性 -, 京都大学防災研究所年報, 第17号, pp. 681-699, 1974.
- 5) 清水康行, 板倉忠興: 河川における流れと河床変動の計算, 北海道開発局開発土木研究所報告, 第85号, 65p., 1986.
- 6) 福岡捷二, 高橋 晃, 渡辺明英: 水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究, 土木研究所資料, 第2640号, 139p., 1988.
- 7) 福岡捷二, 高橋 晃, 渡辺明英: 水衝部対策工としての水制工の新しい配置法, 土木技術資料, 第31巻, 第12号, pp. 38-43, 1988.
- 8) 山本晃一: 日本の水制, 山海堂, 447p., 1996.
- 9) 道上正規, 檜谷 治: 水制周辺の平面2次元河床変動計算に関する研究, 水工学論文集, 第36巻, pp. 61-66, 1992.
- 10) 崇田徳彦, 清水康行: Reynolds応力を考慮した水制を含む流れの計算, 水工学論文集, 第37巻, pp. 487-494, 1993.
- 11) 崇田徳彦, 清水康行: 水制を含む流れの準3次元数値計算モデルの開発, 土木学会論文集, No. 497, II-28, pp. 31-39, 1994.
- 12) 福岡捷二, 渡辺明英, 西村達也: 水制工の配置法の研究, 土木学会論文集, No. 443/II-18, pp. 27-36, 1992.
- 13) 増田尚弥, 田中祐一朗, 中谷 剛: 水制工周辺に射流域を生じる流れの数値計算に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp. 551-556, 1995.
- 14) 福岡捷二, 渡辺明英: ベーン工の設置された弯曲部の流れと河床形状の解析, 土木学会論文集, No. 447/II-19, pp. 45-54, 1992.
- 15) 福岡捷二, 渡辺明英, 萱場裕一, 曾田英揮: ベーン工が断続的に配置された河道弯曲部の流れと河床形状, 土木学会論文集, No. 479/II-25, pp. 61-70, 1993.
- 16) 長谷川和義: 蛇行流路における流れと平衡底面形状に関する研究, 土木学会論文集報告集, 第338号, pp. 105-114, 1983.
- 17) 福岡捷二, 西村達也, 川口昭人: 越流型水制工を

- 有する流れの解析，河道の水理と河川環境シンポジウム論文集，pp. 211-216，1995.
- 18) 福岡捷二，高橋 晃，森田克史：信濃川小千谷，越路地区河道計画模型実験報告書，土木研究所資料，第2610号，309p.，1988.
- 19) 福岡捷二，西村達也，三宮 武，藤原 剛：緩傾斜河岸を設置した河道弯曲部の流れと河床形状，土木学会論文集，No. 509/ II -30，pp. 155-167，1995.
- 20) 福岡捷二，大串弘哉，加村大輔，平生昭二：複断面蛇行流路における洪水流の水理，土木学会論文集，No. 579/ II -41，pp. 83-92，1997.
- 21) 福岡捷二，大串弘哉，加村大輔，岡田将治：複断面蛇行流路における流砂量，河床変動の実験的研究，水工学論文集，第41号，pp. 883-888，1997.
- 22) 西村達也，福岡捷二，安田 実，桐山和晃，堀田哲夫：緩傾斜河岸の配置法の研究，土木学会論文集，No. 533/ II -34，pp. 75-85，1996.

(1997. 1. 31受付)

DESIGN METHOD OF SUBMERGED GROINS

Shoji FUKUOKA, Tatsuya NISHIMURA, Akira TAKAHASHI,
Akihito KAWAGUCHI and Masatoshi OKANOBU

The experimental and theoretical study are performed on the flow and bed profile around the submerged groins in a straight and meandering channels. The result of this study shows that the calculation with the numerical model included the influence of groin arrangement and the forces exerted by groins on the flow indicated a good coincidence with that of experiments of flow and bed profile around submerged groins. Based on experimental and numerical computational results, the design method of the submerged groins is proposed.