

河床変動対策工の設計法に関する研究

— 信濃川小千谷・越路地区における現地対策工設計法とその効果検証 —

福岡 捷二¹・土屋 進²・安部友則³・西村 達也⁴

¹フェロー会員 Ph.D. 工博 広島大学大学院教授 工学研究科社会環境システム専攻 (〒739-8527 広島県市鏡山 1-4-1)

²フェロー会員 財団法人 リバーフロント整備センター 専務理事 (〒102-0075 千代田区三番町 3番地 8)

³正会員 工修 愛知県 建設部河川課長 (〒460-8501 愛知県名古屋市中区三の丸 3-1-2)

(当時 国土交通省 信濃川工事事務所長)

⁴正会員 工博 株式会社 建設技術研究所 大阪支社 技術第三部長 (〒540-0008 大阪府中央区大手前 1-2-15)

信濃川小千谷・越路地区には、砂礫堆の形成の防止を含む河床の安定化等を目的とした妙見堰が堰上流の河床変動対策工と併せて1990年に完成している。本研究では、最初に河床変動対策工の設置位置と堰上流の河床変動との関係、堰の整流効果が堰下流の河床変動に与える影響について検討を行った。さらに妙見堰完成後の堰上下流の河床変動状況から、現地観測結果と模型実験結果の対応、水理解析モデルによる現地観測結果の再現性について検討を行った。その結果、現地観測、模型実験、数値シミュレーションは、堰を含めた河床変動対策後の河床形状についてほぼ同等の結果を得ることができ、ここで示した模型実験法および数値シミュレーション法は河床変動対策工の設計法として有効な手段となることを明らかにした。

Key Words : design method, bed regulation work, bed variation, field measurement, physical model test, numerical simulation

1. はじめに

洪水時の土砂移動が激しい河道弯曲部では、外岸側の河床が大きく洗掘され、内岸側の河床が上昇する。河床高の横断方向の変化が大きくなると、流れは河道内を著しく偏流するようになり、堤防をはじめとする河川構造物の破損を引き起こす。特に、河道内に建設された横断河川構造物においては、河床変動によって構造物の機能が妨げられないような適切な河床変動対策が実施されなければならない。

河道弯曲部の河床変動対策の抜本的方法としては、河道の線形を滑らかにすることであるが、沿川に民家が連立するなどしてこの方法が可能でない場合には、水制工、帯工、床止め工等が設置されることが多い。河床変動対策として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。これまで、秋草、吉川¹⁾ら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。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、この方向で研究が進んできている。

福岡ら^{2), 3), 4)}は旧建設省土木研究所で水制工の配置についての系統的な研究を行い、以下に示す設計法の基本的な考えを見出した。水制工を弯曲部上流内岸側と下流外岸側に配置すれば、上流側水制工による水はねと流速の低減により水制工下流部に堆積が生じ、これにより断面内の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をもたらすことから、望ましい流れの線形を目指した水制設置の有効性が示された。さらに福岡らは⁵⁾、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い、このモデルを越流型水制工を設置した固定床、移動床の直線水路および大型水理模型実験に適用することにより、モデルの適用性を示すとともに、弯曲部における水制工の設計法を示した。

また、堰は床止め工と同様に河床勾配を緩和し、河川の縦横断形状を維持する機能があることが知られている。これについては、主に下流側に落差を有する床止め工(落差工)周辺の流れと河床変動を対象にした研究が行われている。床止め工周辺では、直下流で跳水が発生し、流勢の強い流れが生じるとともに、高水敷と低水路間での落ち込み等の複雑な

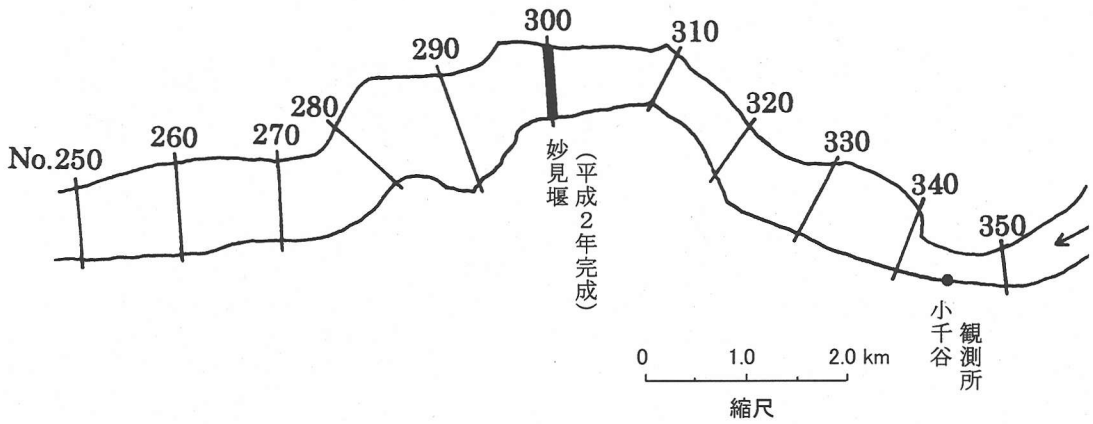


図-1 信濃川千谷・越路地区の河道法線形 (昭和58年当時)

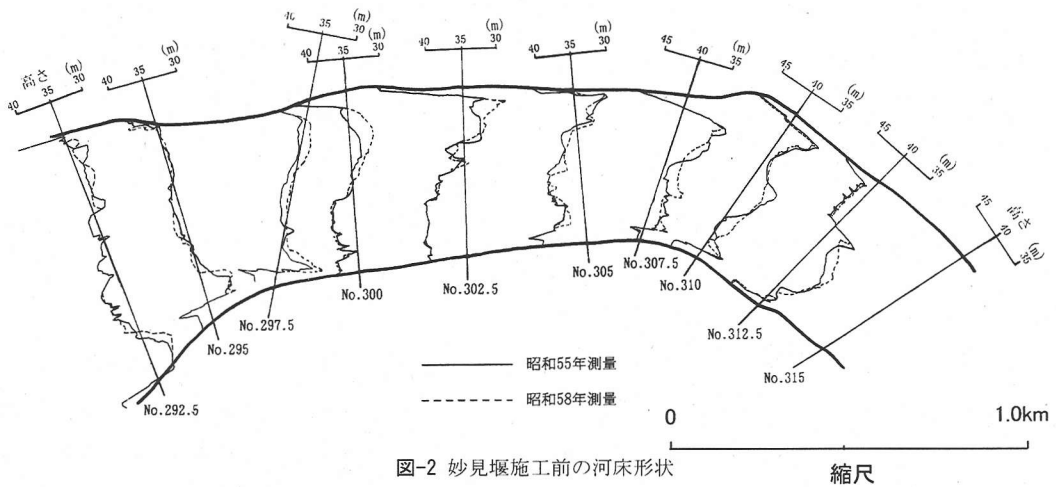


図-2 妙見堰施工前の河床形状

流れを示し、局所洗掘や河岸侵食が発生しやすく、被災する箇所である⁶⁾。旧建設省土木研究所⁷⁾では、床止め工の実態把握を行うとともに、床止め工の水利機能について詳細な研究を行っている。その結果、床止め工は、河床勾配や川幅の変化による掃流力の増大に伴う河床洗掘の防止、上流からの供給土砂量の減少等に伴う河床低下の防止、流れの集中や乱流を防止するための整流機能があること、河床低下を防ぐための床止め工の設計に当たっては、床止め工の位置と高さに配慮しなければならないことを明らかにしている。

さらに、近年の計算技術の発達から、床止め工周辺の流れと河床変動を対象とした解析が進んできている。川島、福岡⁸⁾は MacCormack 法を用いた浅水流モデルと非平衡流砂運動を考慮した平面河床変動モデルを適用し、床止め工周辺の複雑な平面的流れや取り付け擁壁周辺の流れの集中による洗掘を概ね再現できることを示した。清水、藤田、平野⁹⁾は、連続的な床止め工が設置された複断面水路を対象に水利実験と数値計算を行い、床止め工が連続して設置された場合における砂州の発達状況を再現するためには、CIP 法を用いた平面二次元河床変動計算モ

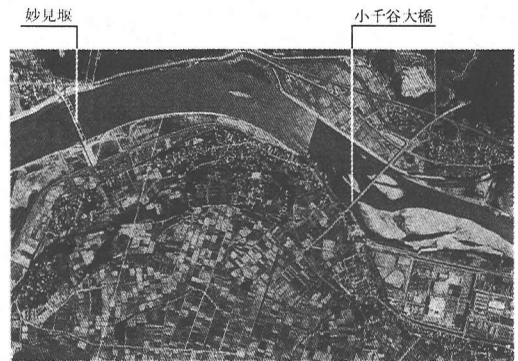


写真-1 妙見堰上流河道の航空写真 (平成2年当時撮影)

デルが有効であることを示している。

本論文が対象とする信濃川小千谷・越路地区の河道は、新潟平野の扇頭部にあり、不明瞭ながら扇状地を形成しようとする区間であり、砂礫堆の移動が激しく、堤防の根元が削れたり、高水敷が荒れたりしやすいところである。このため同区間では、砂礫堆の移動を防ぐとともに、高水敷を形成する等の侵

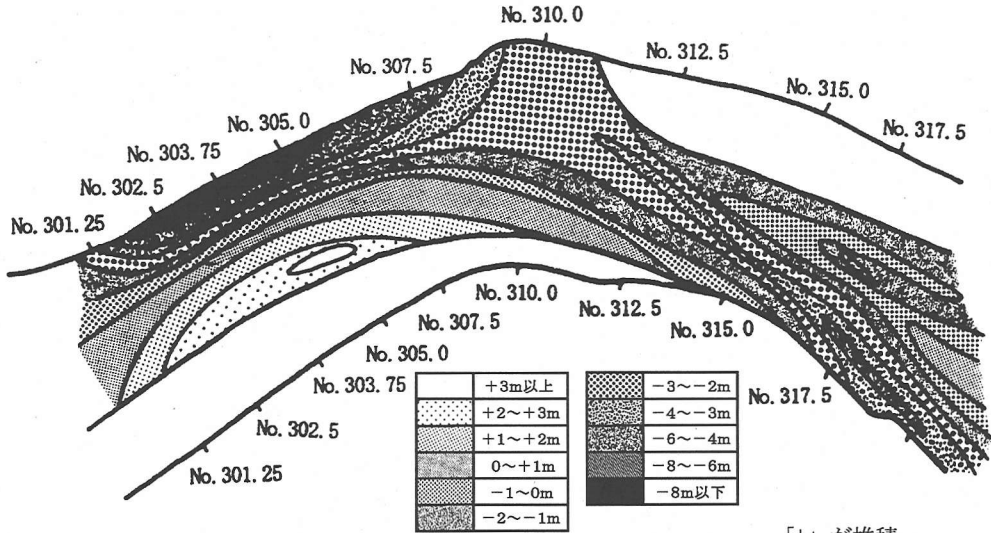


図-3 河床変動対策前の河床変動状況
(模型実験結果, 流量 8,000m³/s, 42 時間通水後)

「+」が堆積
「-」が洗掘

食対策が必要である。図-1 の No. 300 地点に建設される妙見堰は、砂礫堆の移動を抑制し安定な河道を形成するとともに、長岡市への取水、首都圏のラッシュ時のピーク発電のために発電所から放流する放流水を溜め込み一定にして下流へ流す調節池として計画されたものである。しかし図-1 に示すように堰上流の河道法線形は弯曲しているため、洪水時の河床変動が著しく、建設後の堰の機能および堰の管理に支障をきたすことが懸念された。このため、計画の段階から、旧建設省北陸地方建設局と土木研究所では、模型実験により、妙見堰完成後の堰上下流の河床変動状況を把握するとともに、堰の管理を適切に行うことを保証する河床変動対策工の選択とその位置、効果について検討を行った。その結果、河床変動対策として堰上流の弯曲部上流内岸側の水制工と弯曲部下流外岸側の帯工の組み合わせが望ましいことが明らかとなり^{3),4)}、模型実験結果にもとづき平成 2 年に河床変動対策工が完成している。

本文では、土木研究所の模型実験による妙見堰上流の河床変動対策工の位置と効果について福岡らによる水理解析モデル⁵⁾を用いて検討を行う¹⁰⁾とともに、堰を含む対策工が堰上・下流の河床変動を軽減する効果について検討を行う。次に、対策工建設後 10 年間経過した今日、現地の河床変動の観測結果が、模型実験や水理解析モデルによる解析結果とどのような対応を示しているかを調べ、河床洗掘や土砂の堆積が著しい河道における河床変動対策工の設計に、ここで採用した模型実験法および数値シミュレーション法は、有効な手段であることを示し、これらの手法を統合した技術によって、河床変動対策工の新しい設計法を確立することを目的としたものである。

2. 小千谷・越路地区の概要

信濃川小千谷・越路地区は、信濃川が山間部から平野部へ出る新潟平野の扇頂部にあたり、扇状地を形成している区間である。小千谷・越路地区の河床勾配は約 1/600、低水路幅は 300 m、同区間の河床材料は広い粒度分布をもつ混合粒径であり、平均粒径は 59mm、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 7.8$ である。同区間の河道線形は図-1 及び写真-1 に示すように左右に蛇行した区間であり、中心に位置する No. 295~305 区間は、左岸側へ蛇行した区間の下流側へ位置しているため、図-2 に示すように No. 300~305 区間の右岸側の河床が深く洗掘されている。また、同区間の左岸側には大きな固定砂州が形成され、その下流の No. 292.5 付近においては砂礫堆の移動等によって右岸高水敷が一部侵食されている。これにより、堤防の前面が洗掘され、護岸の基礎が洗い出されている。このため小千谷・越路地区においては、河道改修事業の施設計画の一環として No. 300 地点（大津分派点から約 30km 上流地点）に床止め機能を併せ持つ妙見堰を建設する計画を策定し、堰は平成 2 年に完成した。

しかし、妙見堰上流区間は、その河道線形のために上流から流下してきた流れと土砂が No. 317.5 付近の左岸側を流下し、No. 302.5~305.0 付近の右岸側へ集中している。このため、堰を設置しただけでは堰下流の河床変動を軽減することはできず、また堰上流においては左右岸の河床変動が著しく、堰のゲート部への土砂堆積が生ずるなど堰操作に支障を与える恐れがある。なお、妙見堰は堰下流の堰敷高と河床高の落差が小さく、床止め工（落差工）下流で発生するような複雑な流れやそれに伴う河床変動

表-1 河床変動対策工の検討ケース

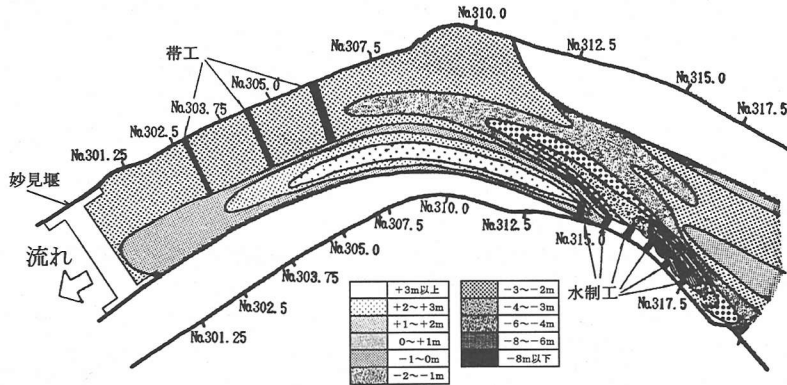
	湾曲部上流左岸側の対策	堰上流右岸側の対策
ケース 1	水制工 5 基設置 (No. 317.50~320.00)	帯工 3 基
ケース 2	水制工 5 基設置 (No. 311.25~315.00)	帯工 3 基
ケース 3	水制工 6 基設置 (No. 315.00~317.50)	-
ケース 4	水制工 6 基設置 (No. 315.00~317.50)	帯工 3 基

表-2 信濃川模型実験の条件

対象範囲	No. 267.5~No. 330	
初期河床	計画河床高まで掘削した断面	
流量	4,000m ³ /s	8,000 m ³ /s
通水時間*	167 時間	42 時間
低水路幅	300m	
水路延長	3,250m	
河床勾配	1/600	
河床材料	平均粒径 58.8mm	
	$d_{84}/d_{16}=7.8$	

*: 河床がほぼ平衡状態になるまでに要する時間

[実験結果]



[解析結果]

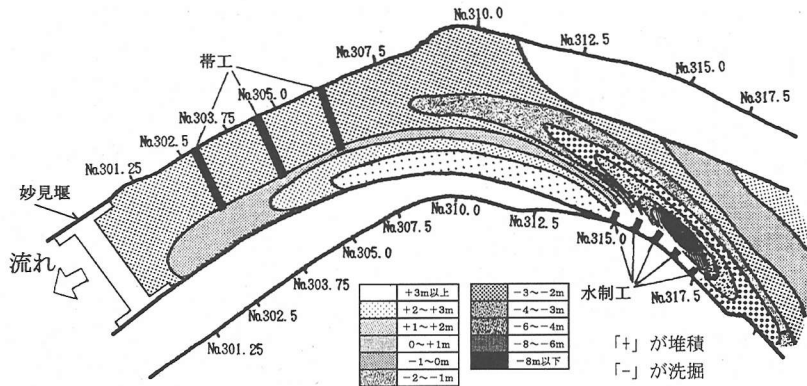


図-4 水制工と帯工による対策後の河床変動カウンター図
(流量 8,000m³/s, 42 時間通水後)

の心配は小さい構造物型式をとっている。
土木研究所が行った模型実験によれば^{2),3)}、既往出水の最大流量規模に近い 8000m³/s が実時間で 42 時間 (局所洗掘がほぼ安定状態となるまでに要する時間) 流下した場合には、図-3 に示すように断面 No. 305 付近の右岸側において、初期河床高-4.0m から 4.0~4.5m もの洗掘が生じ、これにより、左岸側の湾曲部内岸側には 3m を超える堆積が生じる。このため、妙見堰上流においては、洪水時の河床変動を軽減させ、特に堰が設置される区間の左岸側の

土砂堆積を小さくするための対策工が必要となった。

3. 模型実験による堰上流部の河床変動対策工の検討とシミュレーション計算結果の比較

(1) 流れと河床変動の計算法

流れの計算は、直交曲線座標を用い、流下方向に s 軸、これに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し、河床 z_0 から高

さ z まで積分した連続式を河道内に設置された水制工等の水没した河川構造物が流れに与える影響を外力として取り入れた s, n 方向の運動方程式に代入した式を用いる。

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 (1) で与え、その際の係数 ($u_0, u_1, u_2, v_0, v_1, v_2$) は、

「 $\cos l\pi z' (l=0, 1, 2)$ 」を重み関数として運動方程式に乘じ、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。

$$u = \sum_{k=0}^2 u_k \cos k\pi z', \quad v = \sum_{k=0}^2 v_k \cos k\pi z' \quad (1)$$

ここに、 $z' = (z - z_0)/h$ を示す。

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。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (rq_{Bn})}{\partial n} \right) = 0 \quad (2)$$

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し、各々 Meyer-Peter-Muller の式と長谷川の式を用いる。なお、信濃川小千谷・越路地区の河床材料は、幅広い粒度分布を有しており、河床変動計算を行うにあたっての流砂量の算定は混合粒径として取り扱うことが望ましいが、一般的に一樣粒径として取り扱った河床変動は、混合粒径の場合に比べて大きい河床変動を見積もることになり、河床変動対策工を検討する上で特に問題がないこと、一樣粒径として取り扱っても模型実験による河床変動をほぼ再現することができた¹⁰⁾ことから、ここでは一樣粒径として取り扱うことにする。

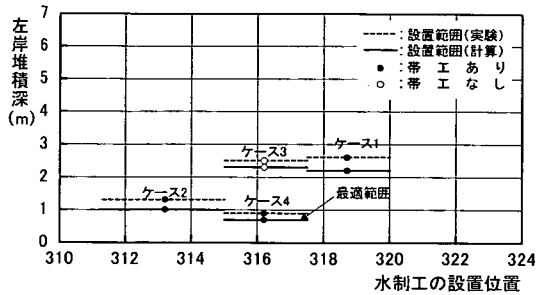
水制工、帯工、妙見堰の構造物設置地点における流れと河床変動の計算は次の通りとする。流れの計算を行うにあたっては、帯工は水制工と同様に、帯工の長さ、高さ、幅の諸元と抗力・揚力係数を与えることによって流れの計算を行う。妙見堰については洪水時にゲートを開けることから、堰の敷高が堰上流の河床高とほぼ同じであれば堰の敷高を河床高と見なし計算を行い、堰前面の河床高が堰の敷高よりも低い部分がある場合には、水制工や帯工と同様に、堰前面の河床高差が流れに与える影響を外力として取り入れ計算を行う。

河床高の計算では、水制工、帯工および堰等の構造物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、構造物の上面に堆積するが、洗掘しないものとして計算を行う。

(2) 河床変動対策後の模型実験結果との比較

No. 300 地点に建設された妙見堰は、堰敷高と堰下流の河床高の差を小さくし、堰下流での河床洗掘の心配が小さい構造物型式をとることによって、堰

(a) 堰上流 (No. 301. 25) 左岸側の堆積深の変化



(b) 堰上流 (No. 301. 25) 右岸側の洗掘深の変化

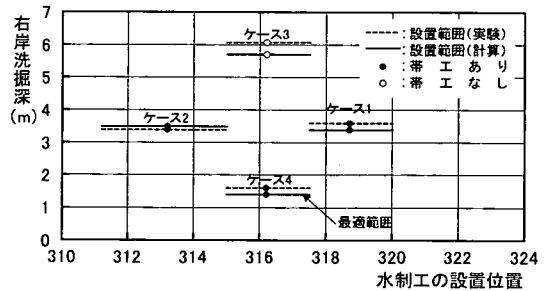


図-5 水制の設置範囲と堰上流河床変動の関係

上・下流の河床変動を軽減するための床止めと同等の効果を期待することができることを目的の一つとして計画されたものである。しかし、堰上流の河床変動と土砂移動によっては、堰自体の操作に支障をきたす恐れがあるだけでなく、堰上流の流れが右岸側へ偏倚するため堰下流の右岸側の河床洗掘が増大する恐れがある。

土木研究所では、妙見堰上流で発生する河床変動の軽減策として弯曲部上流内岸側の水制工と弯曲部下流外岸側の帯工の組み合わせを提案し、それらの設置位置について模型実験による検討を行った。河床変動対策工の検討ケースは表-1 に示す通りであり、実験条件を表-2 に示す。模型区間の初期河道は、計画河道形状に整形し実験を行っている。

図-4 は、No. 315~317.5 区間の左岸側に 6 基の水制工と堰上流の右岸側に 3 基の帯工を設置した場合の河床変動の実験結果を示したものである。弯曲部上流内岸側に水制工を設置すると、水制工の前では河床が洗掘されるが、水制工の下流側に土砂を堆積させる効果があり、堰上流の右岸側に設置した帯工は、右岸側の洗掘深を軽減させる効果があることがわかる。福岡ら⁵⁾は、(1)で述べた流れと河床変動のシミュレーションモデルを、この模型実験結果に適用し、水制工と帯工による河床変動対策工の効果について検討を行った。計算では帯工は水制工と同様に外力の形で流れに影響を与えるものとして計算を行っており、そのときの外力の抗力および揚力係数は川口、岡信、福岡の水理実験結果¹¹⁾を参考に、 $C_D=4.0, C_L=0.1$ を用いている。図-4 の水制工と帯工の組み合わせによる河床変動対策後の計算結果

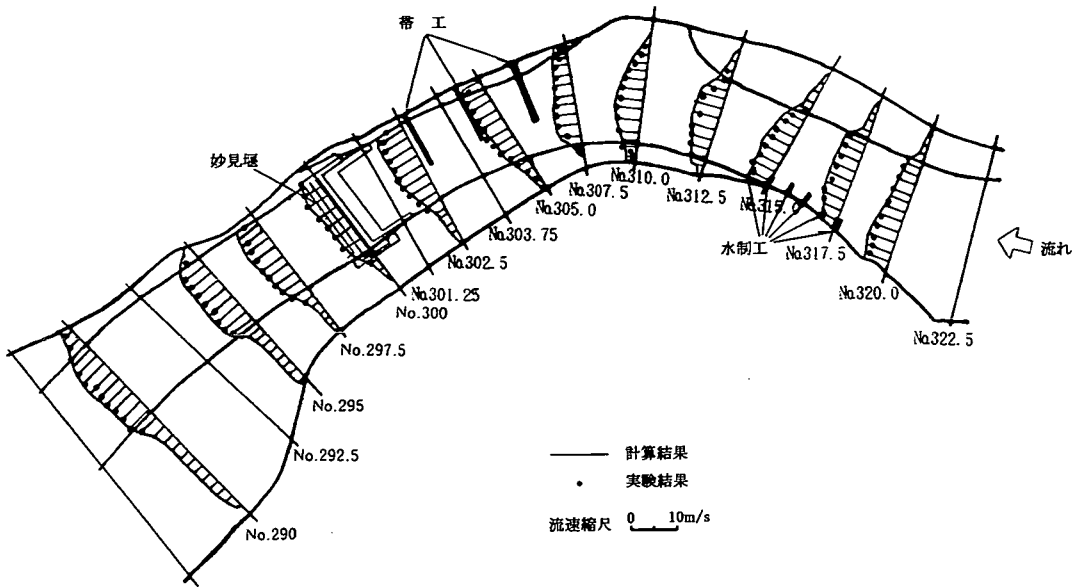


図-6 対策後の妙見堰上・下流の水深平均流速横断分布の実験と計算の比較
(ケース4, 流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$)

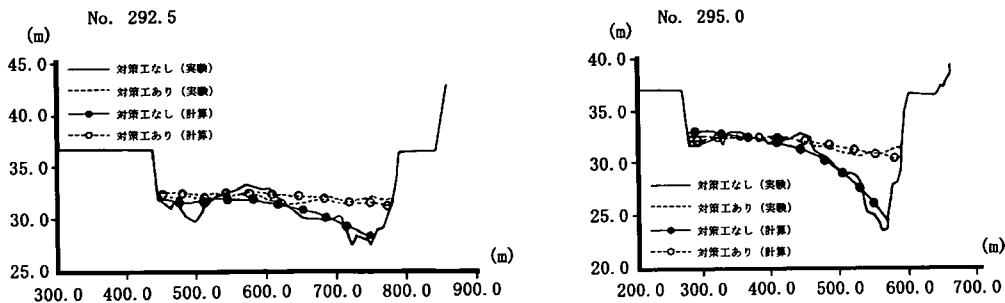


図-7 堰下流断面の横断河床形状の比較
(流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$, 42時間通水後)

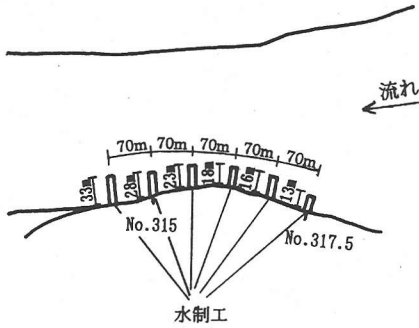
を見ると、水制工と帯工による対策工が河床変動の軽減状況を概ね再現することができていることがわかる。

図-5は、弯曲部上流内岸側にある水制工の設置位置を変えた場合の設置範囲と堰上流(No. 301.25地点)の洗掘・堆積状況との関係を示したものである。なお、流量条件は既往出水の最大流量規模に近い $8000\text{m}^3/\text{s}$ が42時間流下した場合に相当する流量である。図-5(b)を見ると、弯曲部上流内岸側に水制工を設置しても帯工なしの場合(ケース3)では、堰上流右岸側の河床洗掘は大きく、この洗掘軽減のためには帯工の設置は必要不可欠であることを示している。また、弯曲部上流内岸側の水制工の設置範囲を変えると、堰上流左岸側の堆積量は変化する。この堆積量や洗掘量を最も少なくする水制工設置範囲は、ケース4のように上流からの流れが左岸側に最も接近するNo. 315~317.5の左岸側であることがわかる。図-4は、この場合の実験結果と(1)で述べ

た計算法による解析結果の比較であり、図-5には計算結果と実験結果の比較も合わせて示す。(1)で述べたシミュレーションモデルによる水制工と帯工設置後の計算結果と模型実験による河床変動対策工の堰上流最大洗掘深や堆積量には若干の差が見られるが、計算は水制工の設置範囲を変化させた場合の河床変動に与える影響を概ね再現することができ、水制工の最適設計に、この解析法を用いることが可能であることがわかる。

図-6は、最適な河床変動対策工として、堰上流の右岸側に3基の帯工を設置した場合の水深平均流速の横断方向分布、図-7はそのときの堰下流地点のNo. 292.5と295地点の横断河床形状を示したものである。図中には比較のため河床変動対策工を実施しなかった場合の結果も併せて示している。図-6の流速分布を見ると、堰上流の弯曲部の影響によってNo. 320地点では左岸側の流速が速くなっている。しかし、設置された水制工によって、流速が減じら

(平面図)



(正面図)

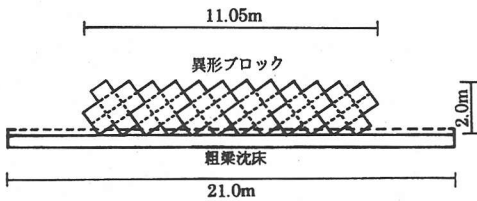
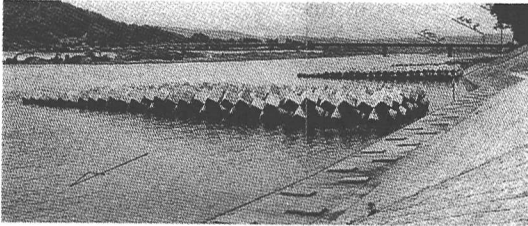
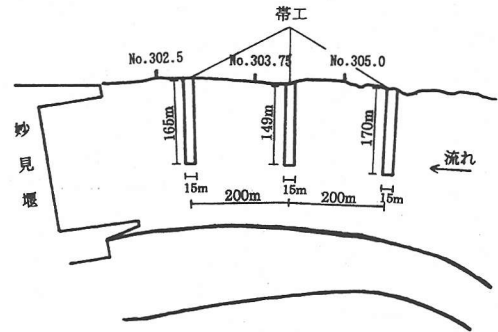


図-8(1) 水制工の構造と諸元

(施工後の水制工)



(平面図)



(正面図)

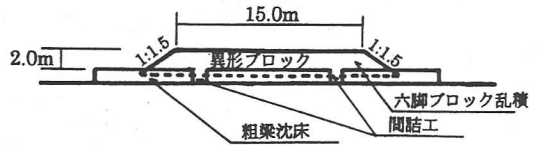


図-8(2) 帯工の構造と諸元

(帯工の施工状況)

帯工に使用する
異形ブロック

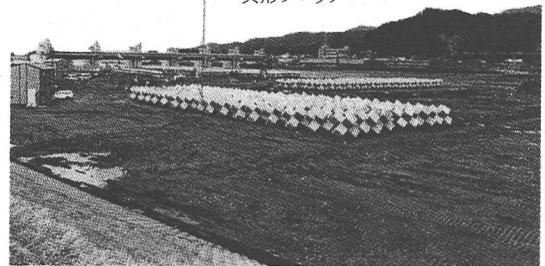


写真-2 水制工と帯工の施工状況

れ、その下流から、徐々に右岸側の流速が増加し、No. 305 地点では、左岸側よりも右岸側の流速が若干大きくなっている。しかし、堰上流の河床変動対策による整流効果によって、堰下流の低水路においては、横断方向にほぼ一様な流速分布になっている。また、図-7 の堰下流地点の横断河床形状を見ると、No. 300 地点に妙見堰を施工したものの、水制工や帯工による対策工なしでは、堰下流右岸側の洗掘深を減ずることは困難であるが、堰上流の水制工と帯工の組み合わせによる対策工によって堰上流の河床変動を抑制すれば、それが整流効果となり、堰下流の二次流の発達と河床変動を小さくする効果が大きくなり、河床洗掘が小さくなるのがわかる。図-6、図-7 に示されているシミュレーションモデルによる計算結果は、このような堰付近の流速分布や堰下流の河床変動についても概ね再現することができている。

4. 現地における堰上流部の対策工施工後の堰上・下流の河床変動状況¹⁰⁾

(1) 対策工の施工と対策後の洪水の発生状況

信濃川小千谷・越路地区では、旧建設省土木研究所で行われた妙見堰上流の河床変動対策工の模型実験結果を踏まえて、妙見堰上流河道において図-8 および写真-2 に示す 6 基の水制工と 3 基の帯工が堰の建設に併せて施工され、平成 2 年 4 月に完成した。現地の河床は、計画河床高までの掘削は行われておらず、平成 2 年の河床形状で施工されている。

平成 2 年 4 月に妙見堰の操作を開始して以来、平成 10 年までに約 9 年が経過している。表-3 は 9 年間での洪水発生状況を示したもので、妙見堰から約 4.5km 上流の小千谷地点では警戒水位を超えた出水の回数と時間はそれぞれ 9 回と 88 時間である。

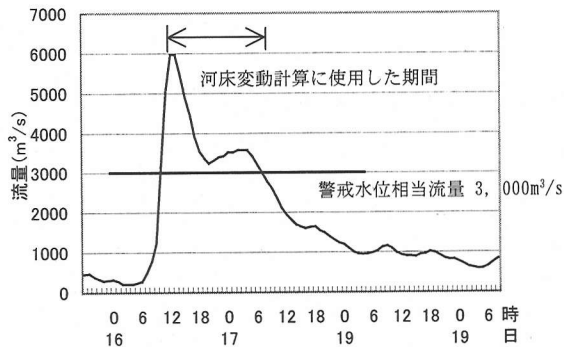


図-9 平成10年9月洪水の流量ハイドログラフ (小千谷観測所)

表-3 小千谷地点の出水状況

	警戒水位 超過回数	警戒水位 超過時間
平成2年	1	12時間
平成3年	3	8時間
平成4年	—	—
平成5年	1	6時間
平成6年	—	—
平成7年	2	23時間
平成8年	—	—
平成9年	—	—
平成10年	2	39時間
計	9	88時間

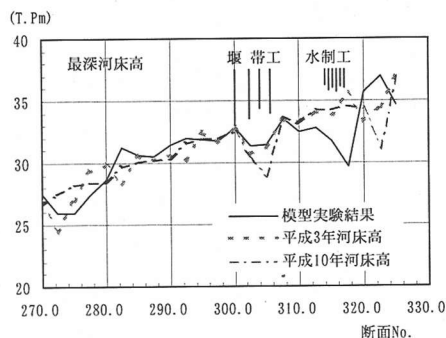
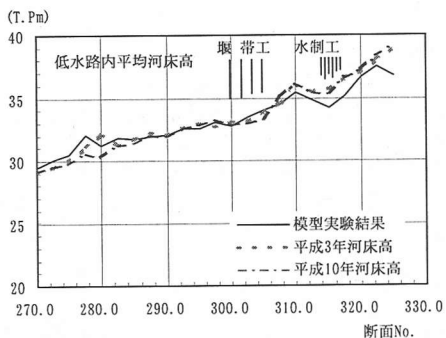


図-10 平均河床高と最深河床高の縦断変化

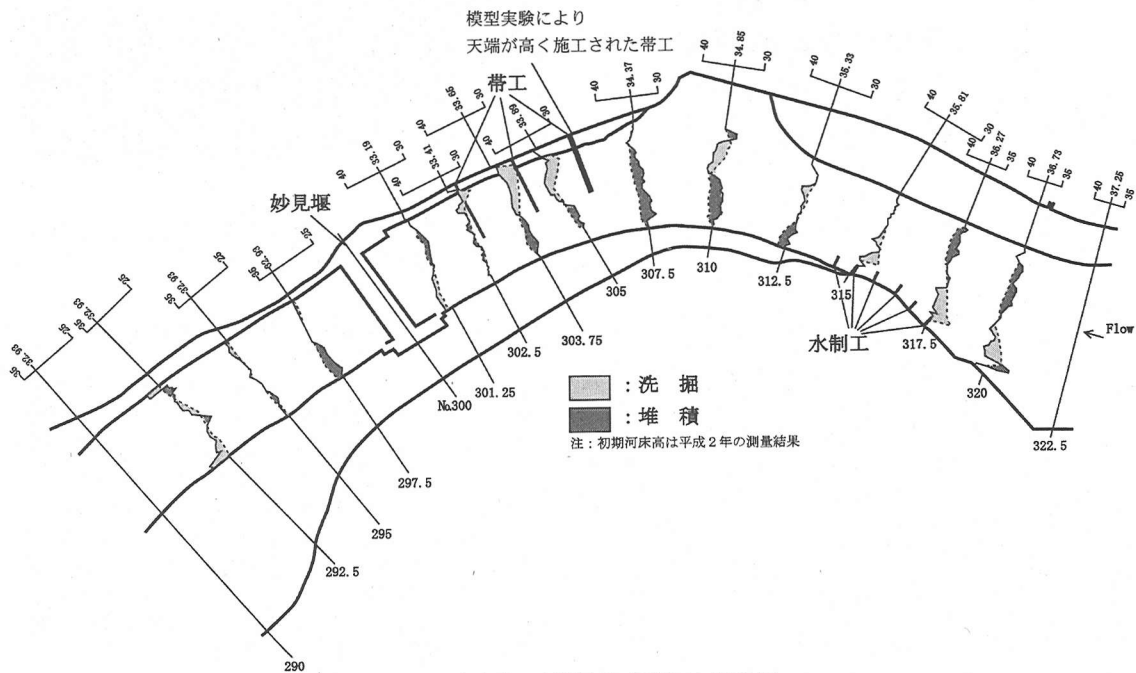


図-11 河床変動の実測結果 (平成10年時点)



写真-3 No. 320～No. 330 付近の河道内に形成された砂州の状況

表-4 現地シミュレーションの計算条件

流 量	平成 2 から平成 10 年までの警戒水位以上の洪水の時刻流量を連続して用いる.
低水路幅	300m
河道延長	No. 267.5～No. 335.0
河床勾配	1/600
初期河床形状	平成 2 年 測量結果
河床材料	平均粒径 58.8mm $d_{81}/d_{16}=7.8$
下流端水位	No. 267.5 地点の水位～流量関係式

小千谷地点の警戒水位相当の流量は約 $3000\text{m}^3/\text{s}$ であるため、 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量が流下した時間は 88 時間発生したことになる。特に平成 10 年は $3000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量が流下した時間は 39 時間であり、9 年間で最も多い年である。図-9 に 9 年間で最も流量規模の大きいピーク流量約 $6000\text{m}^3/\text{s}$ の洪水の流量ハイドログラフを示す。

(2) 対策後の現地河床変動と水理模型実験結果の比較

図-10 は No. 267.5～325 間の平成 3 年と平成 10 年の低水路内平均河床高と最深河床高の実測結果を模型実験の結果と比較したものであり、図-11 は平成 2 年から平成 10 年までの妙見堰下流の No. 292.5～No. 320 までの河床変動状況を示したものである。なお、平成 2 年から平成 10 年までの小千谷地点の最大流量は約 $6000\text{m}^3/\text{s}$ であり、同期間では先に述べたように警戒水位相当流量($3000\text{m}^3/\text{s}$)が 88 時間流下している。模型実験結果は、この現地流量条件に近い流量 $4000\text{m}^3/\text{s}$ が 167 時間流下した場合の結果を用いる。実験条件は表-2 に示す通りである。図-10 の実測と模型実験の平均河床高の縦断変化を見ると、ほぼ同じ傾向を示しているが、帯工の上流側では模型実験結果の方が低く、下流側では模型実験結果の方が高くなっている。この理由は次のように説明することができる。現地では、上流側帯工の天端高さが模型実験で用いた天端高さより高く施工されたため、その上流側で土砂が堆積し、下流側へ流下しなかったことにより帯工下流で洗掘が生じたものである。また、水制設置位置付近での最深河床高を見ると、模型実験結果と実測結果は最新河床高の発生位置が異なる。これは、次のように初期河床高と境界条件が模型と現地で異なったことによると考えられる。すなわち、模型実験は上流端を No. 330 とし、計画河床高まで掘削した平坦河床を初期河床条件としている。一方、現地では施工当時(平成 2 年)の河床形状が施工後の河床形状となっ

ているため、現地では写真-3 に示すように No. 330 付近の左岸側と No. 325 付近の河道中央部に砂州が形成されていることから、その砂州によって上流からの流れが右岸側へ寄り、その下流部で反対側の No. 320～325 付近の左岸側水衝部になっていることにより、最深河床高の発生位置が異なっている。

堰下流の No. 285～No. 300 区間の低水路平均河床高と最深河床高を見ると、模型実験結果と平成 10 年の河床高はほぼ一致している。No. 292.5 地点は平成 3 年時点の最深河床高が平成 10 年には上昇するなど、妙見堰とその上流水制工・帯工の組み合わせによる河床変動対策工が効果をあげていると見ることができる。

図-12 は、図-8 に示した水制工と帯工の組み合わせによる河床変動対策後、低水路満杯流量とほぼ等しい流量 $4000\text{m}^3/\text{s}$ を 167 時間流下させた場合の模型実験結果を示したものである。実験結果を見ると、彎曲部上流内岸側に設置した水制工は、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ている。その結果、内岸側の低水路法線形状が滑らかな線形になり、下流への流れがかなり一様化している。この一様化した流れが彎曲部外岸側に設置した 3 基の帯工に向かい、これらが外岸側の洗掘と内岸側の堆積を軽減させている。

図-11 に示した平成 10 年の妙見堰上流河道の河床変動状況と図-12 に示した流量 $4000\text{m}^3/\text{s}$ を 167 時間流下させた場合の模型実験結果を比較すると、平成 10 年の横断河床形状の測量結果と模型実験結果は、前述のように初期河床形状が異なっているにもかかわらず、洗掘・堆積傾向はほぼ一致していることがわかる。特に No. 315～317.5 区間の左岸側に設置した水制前面での洗掘状況や帯工設置区間である No. 302.5～305 区間の河床変動状況はよく一致しており、施工した水制工と帯工が実河川において期待通りの効果を発揮していることがわかる。

堰下流の河床変動を見ると、模型実験では計画河床高まで掘削した平坦河床を初期河床条件として

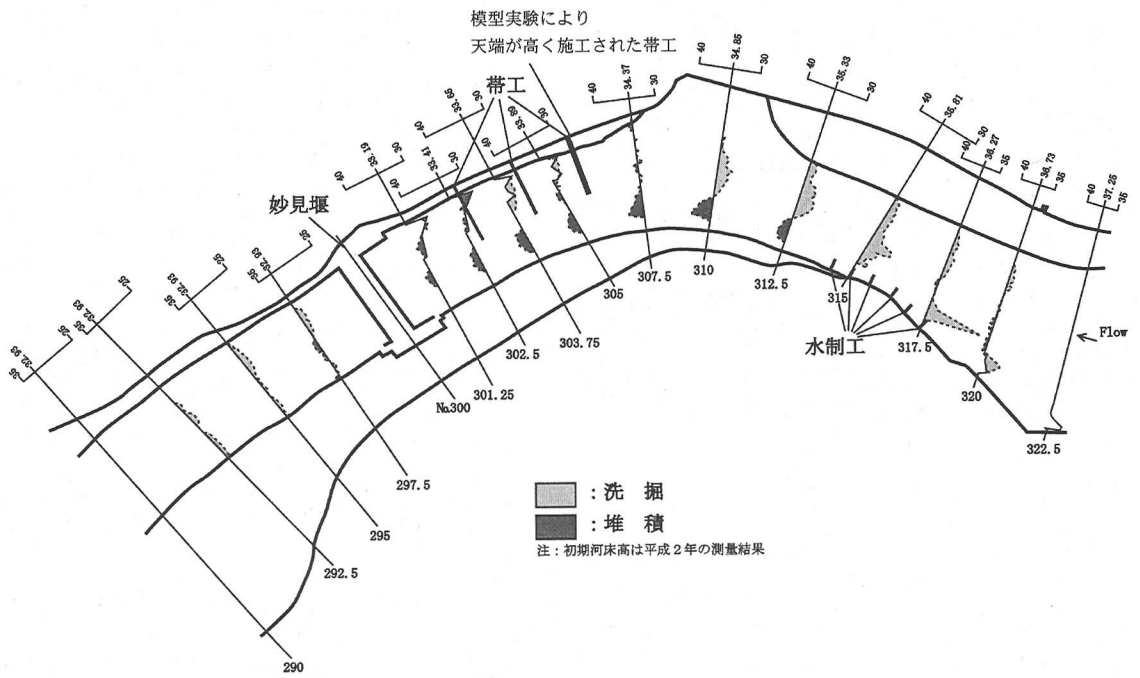


図-12 対策後の河床変動状況（模型実験結果，流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ ，167時間通水後）

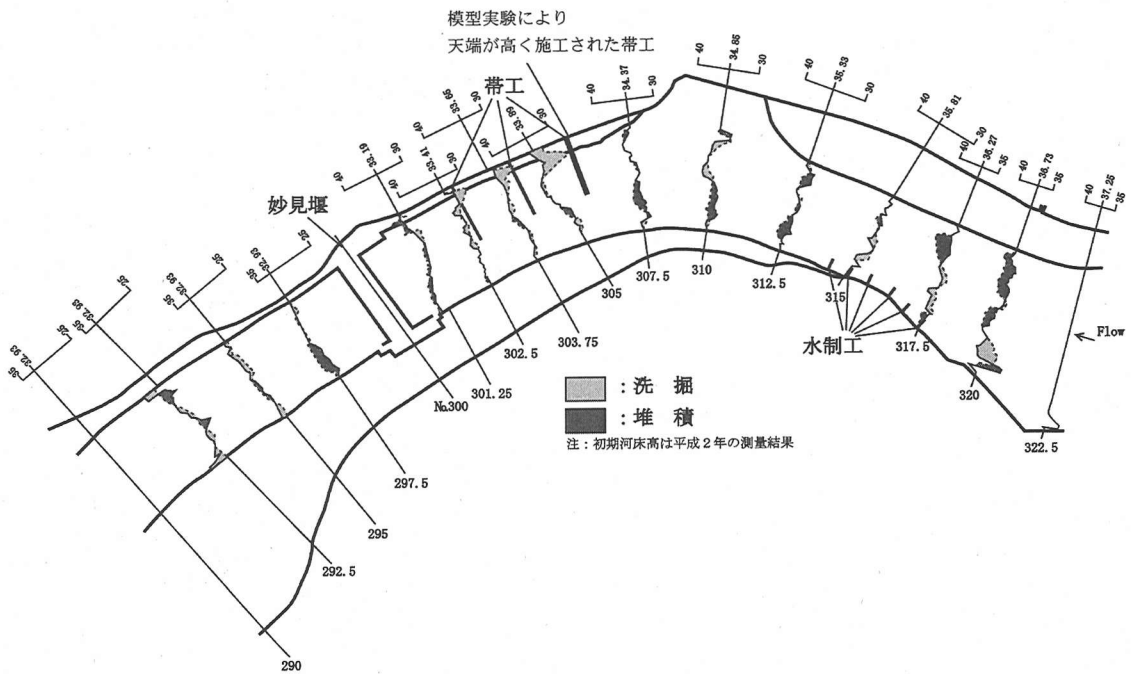


図-13 河床変動の計算結果（平成2年～平成10年までの洪水流下後）

いるのに対し、現地では妙見堰施工当時の平成2年河床を初期条件としているため、河床変動量が若干差が見られるが、堰下流の堆積・洗掘傾向は、模型実験と現地とはほぼ一致していることがわかる。

(3) 対策後の現地河床変動とシミュレーション結果の比較

3. で述べた流れと河床変動のシミュレーションモデルを用いて、妙見堰完成後の平成2年から平成10年までの警戒水位以上の洪水時の時刻流量が流下した場合の妙見堰上下流の河床変動の再現性について検討を行った。

図-13は、平成2年から平成10年までの河床変動量の計算結果を示す。計算条件は表-4に示す通りであり、水制工や帯工による外力を表わすための抗力および揚力係数は $C_D=4.0$ 、 $C_L=0.1$ を用いている。なお、初期河床高は平成2年の測量結果を使用している。

図-13に示した河床変動計算結果のうち、堰上流の河床変動量を見ると、弯曲部上流内岸側に設置した水制工は、図-10の流速分布に示したようにNo.315.0~317.5区間の左岸側の流速を低減させるとともに、水制工の下流に土砂を堆積させている。この機能によって、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とになる。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、堰上流部外岸側の洗掘防止、内岸側の堆積を軽減させている。図-11に示した現地観測結果と比較すると、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、堰下流での河床変動状況を概ね再現できており、使用した水制工周りの河床変動計算モデルは実河川における水制工と帯工設置後の河床変動にも適用可能であることがわかる。

また堰下流の河床変動状況を見ると、左岸側の初期河床高(平成2年の河床高)が低いため左岸側に堆積が生じているが、図-6に示したように堰上流の河床変動対策工と堰によって上流からの流れが整流されたため、堰下流で局所的な洗掘は発生していないことがわかる。使用した河床変動計算モデルは、このような堰によって整流化された流れによる堰下流の河床変動状況についても再現できており、堰下流の河床高差が小さい実河川の堰下流の河床変動にも適用可能であることがわかる。

5. 結論

信濃川小千谷・越路地区においては、砂礫堆の形成による流路変動軽減を目的に妙見堰を建設するとともに、堰上流の河床変動を軽減する方策として、模型実験をもとに河床変動対策が行われている。妙見堰完成後、10年が経過しており、現地観測結果および河床変動計算モデルにより、模型実験をもとに設置した河床変動対策工設計法の有効性を検証した。本研究で得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) 堰上流の河床変動対策としては、弯曲部上流左岸側の水制工と下流右岸側の帯工の組み合わせが最も効果があり、上流側の水制工の設置位置は、上流からの流れが左岸側に最も接近するNo.315~317.5区間が望ましい。
- (2) 妙見堰は、上流からの流れを整流させる効果があり、それによって堰下流の河床変動を軽減させている。また堰を含めた水制工と帯工の組み合わせた河床変動対策工は、堰上下流の河床洗掘を減少することができる。
- (3) 現地河川では、模型実験に比べて、妙見堰施工後の初期河床断面が異なっていたことや上流側の帯工を高く施工したことから、水制工や帯工設置地点上流側の河床変動と堰下流の河床変動に差が見られた。しかし、現地観測結果と模型実験結果の堆積・洗掘傾向はほぼ一致しており、ここで用いた模型実験が水理構造物を用いた河床変動対策の検討に有効であることが明らかになった。
- (4) シミュレーションモデルによる計算結果は、模型実験で得られた水制工の設置位置を変えた場合の河床変動を良く再現できており、使用したシミュレーションモデルは水制工と帯工を組み合わせた河床変動対策工の検討に使用することができる。また、同シミュレーションモデルによる計算結果は、現地観測で得られた水制工と帯工設置後の堰上下流の河床変動状況についても良く再現できており、実河川における堰の整流効果や水没型水制工および帯工による河床変動の軽減効果把握に十分な精度で用いることができることが明らかになった。
- (5) 現地観測結果、模型実験結果、シミュレーションモデルによる計算結果の3者は、河床変動対策後の河床形状についてほぼ同等の結果を得ることができた。これより本文で示した模型実験法および数値シミュレーション法は、現地の河床変動対策工の設計法として有効な手段となることが明らかになった。

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) 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, 1988.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 福岡捷二, 西村達也, 高橋 晃, 川口昭人, 岡信昌利:越流型水制工の設計法の研究, 土木学会論文集, No.593/II-43, pp.51-68, 1998.
- 6) 長谷川賢市, 福岡捷二, 高橋晃:床止め工の平面形状に関する実験的研究, 土木学会第43回年次学術講

- 演会概要集, pp. 310-311, 1988.
- 7) 山本晃一, 高橋晃, 長谷川賢市: 床止め工に関する調査報告書, 土木研究所資料, 第 2760 号, 1989.
 - 8) 川島幹雄, 福岡捷二: 床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究, 水工学論文集, 第 39 卷, pp. 689-694, 1995.
 - 9) 清水康行, 藤田陸博, 平野道夫: 連続床止め工を有する複断面河道における流れと河床変動の計算, 水工学論文集, 第 43 卷, pp. 683-688, 1999.
 - 10) 福岡捷二, 安部友則, 西村達也: 信濃川小千谷・越路地区の河床変動対策—現地観測, 模型実験, 数値解析結果の比較—, 水工学論文集, 第 44 卷, pp. 347-352, 2000.
 - 11) 川口広司, 岡信昌利, 福岡捷二: 越流水制群に作用する流体力, 水工学論文集, 第 44 卷, pp. 1065-1070, 2000.

(2001. 4. 10 受付)

DESIGN OF BED VARIATION CONTROL MEASURES AT OJIYA-KOSHIJI DISTRICT IN THE SHINANO RIVER

Shoji FUKUOKA, Susumu TSUCHIYA, Tomonori ABE
and Tatsuya NISHIMURA

Bed regulation works such as groins are effective measures to control the deformation of river bed near hydraulic structures. Myoken-zeki weir was constructed in the Shinano river in 1990. The result of this study shows the bed variation upstream from the weir according to installation locations of the bed regulation work, and the rectifiable effect of the weir on the downstream bed variation. The appropriateness of this measure has been proved by the floods that have happened after the construction. Further, it is confirmed that the results of river bed variation by the field measurement, the physical model tests and the numerical simulations coincide well. It was proved that both methods of physical model tests and numerical simulation adopted in the present paper provided a useful means for the design of river bed regulation works.