

◆ 特集：自然共生センターにおける研究 ◆

実験河川における横断形状の違いが洪水時の水理特性に与える影響

— 継続時間の短い洪水に着目して —

水野 徹* 鈴木茂正** 小谷敏明***

1. はじめに

中部技術事務所では、共生センター研究5ヵ年計画の一部として「河道形状の変化や植生を考慮した水理モデルの構築」(平成11年度～15年度)に取り組んでいる。

これまで、実験河川 A, B, C に関する基本的な水理特性の把握と、数値シミュレーションモデルの構築を行ってきた。

平成13年度は以下の調査・研究を実施した。

(1) 植生の倒伏現象と水理：

洪水時における河岸法面植生(主に草本植生)の倒伏状態が流れに与える影響を明らかにする。

(2) 河道横断形状の違いによる流れの特性：

単一の断面で直線的な河道と、多様な横断形状を有する河道について、解析モデルを使い水理的な検証を行う。

(3) 水際域の植物と魚類の生息状況：

法面状況の違い(植生法面と護岸構造物とのパターン分け)による魚類の生息状況への影響について、実験河川内の生息魚類調査から検討を行う。

本報ではこの中から「河道横断形状の違いによる流れの特性¹⁾」について報告する。

2. 河道横断形状の異なる河川における洪水時水理特性

2.1 目的

縦断方向に河道横断形状が変化しない単調な河川と複雑に変化する河川では洪水時の水理現象に大きな差が見られる^{2),3),4)}。

高水敷・ワンド・低水路河岸に見られる淀み等河道内に見られる様々な空間は、流水の流下空間としての機能は低いだが、流水を河道内に貯留し以下のような効果が期待できる^{5),6),7)}。

(1) 下流への洪水到達時間を遅らせる

(2) 一時的に下流での水位を低下させる

本報では、このような現象の実態を把握するため、実験河川を用いた人工的な洪水実験及び数値シミュレーションによる検討を行った。

使用した実験河川は、単断面形状で川幅が全く変化しない実験河川 A と、ワンドや高水敷のある実験河川 B である。

検討は以下の2つの項目について実施した。

(1) 継続時間の異なる洪水波形を両河川に流下させ、①最下流地点における洪水到達時間、②水深の縦断変化、③ピーク流量低減効果、について検討し、不定流に対する両河川の特性を明らかにした。

(2) 実験河川 A を実験河川 B の河道容量と同程度になるように単純に拡幅し、河道容量が同一で、流水の流下空間と貯留空間の比率が異なる2つの河川を想定した。ここに継続時間の短い洪水波形を数値シミュレーション上で与え、上記①～③の比較を行った。

なお、本報で用いる「河道容量」とは、ある流量を流下させたときに、定常状態水位下において流水が占める総体積を意味する。

2.2 実験河川の特徴

実験河川 A 及び実験河川 B 各ゾーンの横断形状の特徴を以下に示す。

実験河川の河床縦断勾配は、両河川とも上流から $ib : 1/300 \rightarrow 1/800 \rightarrow 1/300$ と変化している。

(それぞれの勾配変化点は図-1, ①, ②のポイント)

(1) 実験河川 A：横断形状は全川を通じて一定。

(図-1, a-a 断面=実験河川の基本横断形)

(2) ハビタット研究ゾーン：片側法面を交互に緩勾配化し瀬・淵を設けた蛇行河道。(図-1, b-b 断面)

(3) 自然河岸形成研究ゾーン：横断方向への単純な断面拡幅後小規模な水制を設置。(図-1, c-c 断面)

Hydraulic Characteristic of Unsteady Flow for the Variance of Cross Sectional Profile in the Experimental Streams

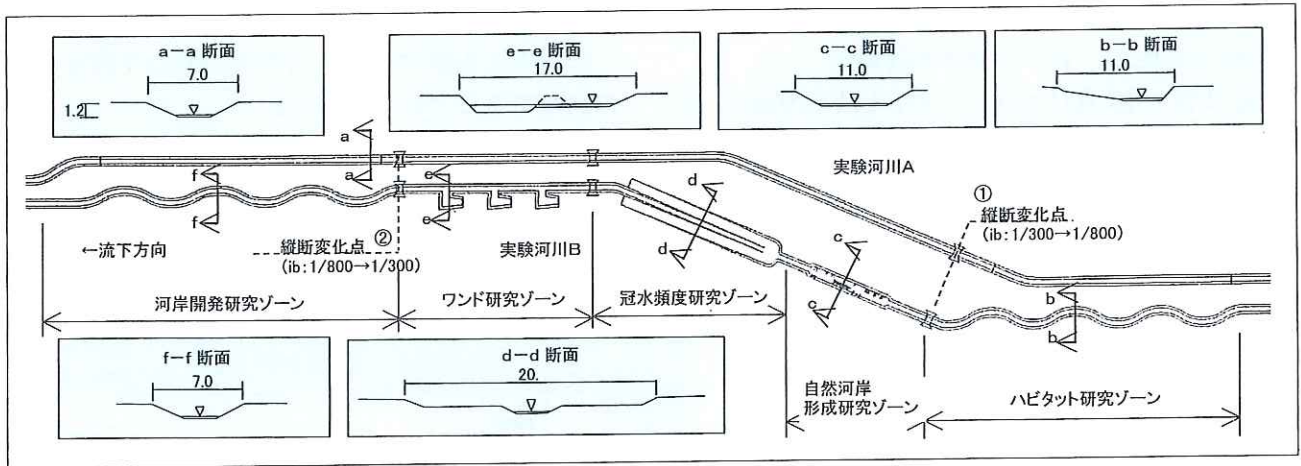


図-1 実験河川 A, B 全体の平面・横断

- (4) 冠水頻度研究ゾーン：縦断勾配が変化する高水深を有する複断面直線河道。(図-1, d-d 断面)
- (5) ワンド研究ゾーン：本川主流部にワンドを3箇所接続。(図-1, e-e 断面)
- (6) 河岸開発研究ゾーン：基本横断形に瀬・淵を設けた蛇行河道。(図-1, f-f 断面)

3. 不定流に対する水理特性

3.1 方法

(1) 洪水実験の方法

洪水実験は平成 13 年 5 月 30 に実験河川 A, 同月 31 日に実験河川 B で実施した。

洪水波形は流量の増加・減少割合を同じにした台形型の波形(図-2)を基本とし、表-1 に示す 4 ケースを実施した。

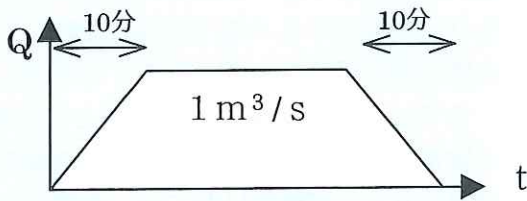


図-2 通水波形基本パターン

表-1 出水実験パターン

Case 番号	対象河川	ピーク流量	継続時間
1	A	1.0m ³ /s	90
2	〃	1.0m ³ /s	15
3	B	1.0m ³ /s	90
4	〃	1.0m ³ /s	15

この波形は、上流端に設置してある鋼製転倒ゲートを流下する流量の時間曲線を示している。本実験結果を示す図表の時間軸はいずれも本地点

における洪水開始時刻を 0 分として設定している。

ピーク流量継続時間は、ほぼ定常流状態となる 90 分と、非定常流状態である 15 分の 2 種類とした。(以下本報では、ピーク流量継続時間 90 分の通水波形を tc90 と表記し、同じく 15 分の通水波形を tc15 と表記する)

通水する順序は、tc90 終了後洪水が完全に流下し、全川にわたって通水前の水位に回復したのを確認後、tc15 を通水した。

洪水実験時は、10m 間隔に設置されている測点杭を基に、20m 間隔で水位の変化を測定した(全 36 断面実施)。

なお、本報で対象とした洪水実験時の実験河川は、法面植生の成初期段階にあたり、流水に対する影響があまりない時期と考えられる。

(2) 数値シミュレーションの方法

数値シミュレーションは一次元不定流モデルとし、平成 12 年度末に実測した横断図を基に構築した。

ここで、ワンドは河道としてではなく、河道に併設する遊水池と同様に扱った。また、ワンドと本川間の横流入・流出量は H=20cm の堰があると仮定し、本間の式により計算した。

粗度係数は、洪水実験結果における実測水位を基に、不定流計算が再現できるように底面と法面の粗度係数を調節した。

数値シミュレーション時に与える洪水波形は表-1 の洪水実験における tc15 と tc90 に加え、両洪水波形の中間的な時間である tc25(25 分継続)、tc45(45 分継続) の 4 ケースとし、洪水継続時間の違いが不定流の水理特性に及ぼす影響を詳細に検討した。

3.2 結果

(1) 最下流地点における洪水到達時間

図-3 は tc15 及び tc90 における最下流地点 (追加距離 80m 断面) における水位の時間変化 (H-t) を実験河川 A, B で比較したものである。

水位上昇時や下降時の全体的な傾向は、両河川とも通水波形に大きな違いはないが、洪水波が到達するのに、実験河川 A では 19.5 分 (図-3 の tc15・tc90 の平均値)、実験河川 B では 22.5 分を要している。

一方、ピーク水位の時刻は tc15 (図-3 上図) の場合、実験河川 A で 37 分、実験河川 B で 42 分である。tc90 (図-3 下図) の場合は、実験河川 A で 60 分を要しているが、実験河川 B では水位が緩やかに上昇し続け、103 分経過後に最高水位に到達している。

このように最下流地点における水位-時間曲線を詳細に検討すると、洪水フロント及びピーク水位の到達は実験河川 B で遅いことがわかる。

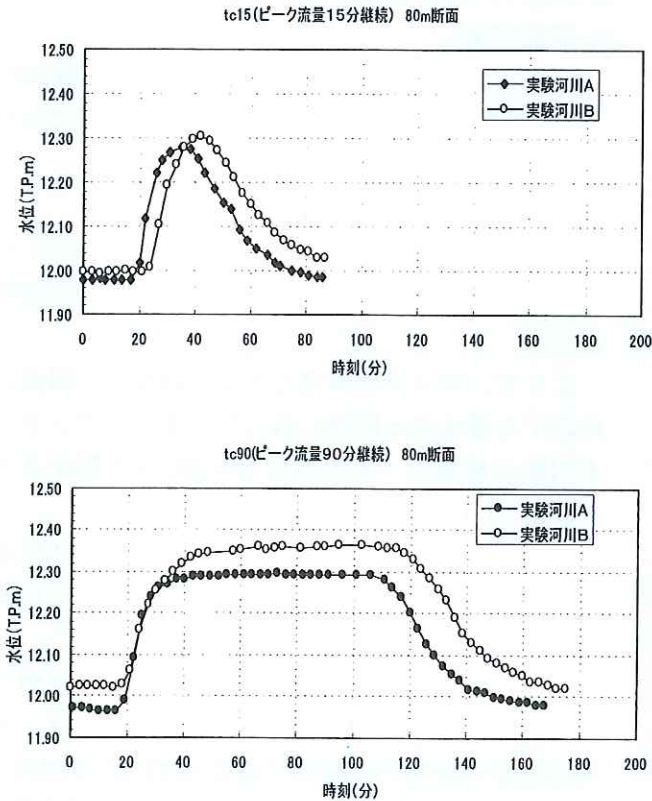


図-3 出水実験時最下流部 H-t 比較 (上図：短期波形、下図：長期波形)

(2) 相対水深の縦断変化

両河川の河積は異なるため河川間の水深を単純に比較することができない。

そこで、長期波形 (tc90) における定常状態の水深に対する短期波形 (tc15) の最高水深の比を求め、相対水深の縦断変化について全般的な傾向を明らかにする (図-4)。

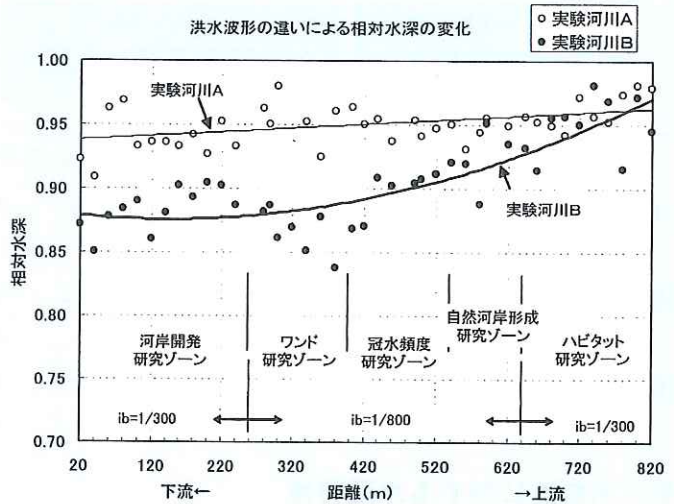


図-4 相対水深の比較

実験河川 A は上流から下流に向かって僅かずつ相対水深が低下する傾向にあるが、下流部におけるその値は 94%と大きく低下することはない。

実験河川 B では、上流部の相対水深は大きいですが、下流に向かって比較的大きく減少する。最下流部における相対水深は 87%程度となり、実験河川 A の最下流部と比較して相対水深の値が低くなっていることがわかる。

このように、短期波形を対象とした場合、上流部と下流部では、水深の低下の程度に差が見られる。実験河川 B では、自然河岸形成研究ゾーン、ワンド研究ゾーンでの低減率が大きく、特に中流部における水深低下効果が高いようである。

(3) ピーク流量の低減効果

ピーク流量低減効果を評価するため、ダムにおける洪水調節流量を算定する場合の考え方を適用する (図-5)。

算定は、河道形状の特徴が比較的似通っているゾーンを一つの区間として扱い、以下の 4 つに区間に整理した。

(1) 区間 1:80~270m (河岸開発研究ゾーン)

- (2) 区間 2 : 270~410m (ワンド研究ゾーン)
- (3) 区間 3 : 410~640m (冠水頻度研究ゾーン
及び自然河岸形成研究ゾーン)
- (4) 区間 4 : 640~740m (ハビタット研究ゾーン)

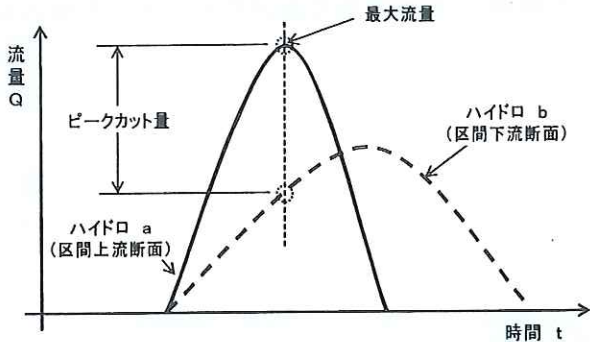


図-5 ピーク流量低減効果の考え方

ピーク流量低減率は各区間の上流端断面の最大流量時における、同区間同時刻の下流端断面の流量との差を求め、下式により、ピーク流量低減率を求めて比較する。

$$\text{ピーク流量低減率} = \frac{Q_{\text{上流端}} - Q_{\text{下流端}}}{Q_{\text{上流端}}} \times 100 (\%) \quad (1)$$

$Q_{\text{上流端}}$: 各区間上流端断面の最大流量

$Q_{\text{下流端}}$: $Q_{\text{上流端}}$ 時の同区間下流端流量

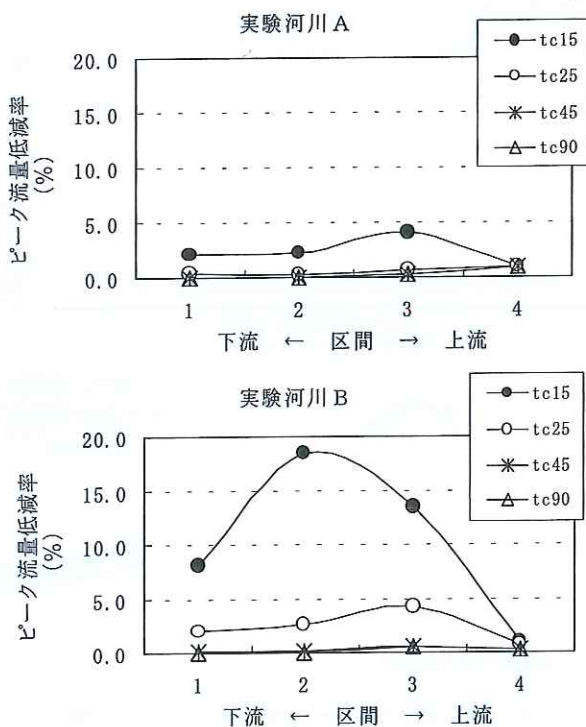


図-6 区間別ピーク流量低減率の変化
(上図：実験河川 A、下図：実験河川 B)

実験河川 A (図-6 上図) では tc15 において、区間 1~区間 3 で 2~4% の低減があるが、tc25 以降の波形ではほとんど低減がない。

この結果から、洪水継続時間の長短に関わらず実験河川 A 全体としてピーク流量低減効果はほとんど無いものと判断できる。

一方、実験河川 B (図-6 下図) では tc25~tc90 の波形は、実験河川 A と同様な傾向を示しているが、tc15 において区間 2 (ワンド研究ゾーン) 及び区間 3 (冠水頻度研究ゾーン他) における低減率が、18%~14% と大きな値になっている。

このように、洪水のピーク継続時間が短い場合には、実験河川 B の中流部でピーク流量低減効果が働き、下流部での水位低下と洪水到達時間及びピーク水位の到達時間の遅れが生じることが定性的に明らかになった。

4. 河道容量を同一にした場合の水理特性

4.1 方法

実験河川 A, B は、河道延長は同じであるが、横断形状が違うため両河川の河道全体容量は異なる。

そこで、両河川の河道全体容量を出来るだけ整合 (同容量となるよう調整) させて次元不定流計算を実施し、河道容量が同一で、流水の流下空間及び流水の貯留空間の比率が異なる 2 つのケースについて比較を試みた。

河道容量の調整は、ほぼ定常状態である実験河川 B の tc90 通水時 (1.0m³/s, 90 分経過時) における最高水位時の水面幅を基準として、各区間の水面の面積を求めた。

次に、実験河川 A においても同様に tc90 通水時 (1.0m³/s, 90 分経過時) の最高水位を基準水面高とし、実験河川 B の各区間の水面の面積と整合するように河道水面幅を拡幅調整した (表-2, 図-7)。

これにより区間 2, 3 では、2 倍程度の拡幅量となった。また、拡幅後の両河川の河道容量は全体河道容量では約 91% とおおむね一致する値となった。

シミュレーションは実験河川 A の容量調整前後及び実験河川 B についてそれぞれ行い、計算結果について比較を行った。

なお、通水波形はピーク低減効果が顕著

表-2 水面積調整結果

	実験河川A		実験河川B
	調整前	調整後	
全体水面積 (m ²)	2,613	3,801	3,794
整合率 (%)	—	(100.2)	(100.0)
全体河道容量 (m ³)	850	1,161	1,277
整合率 (%)	—	(90.9)	(100.0)

なわち、急激に水位が上昇することを示唆している。

また、実験河川Bのピーク到達時間(40分)との大きな開きは解消されていない。

(2) 相対水深の縦断変化

実験河川Aの河道容量調整前・後の数値計算結果をもとに、相対水深(調整後水深/調整前水深)による比較をおこなった結果を図-9に示す。

区間3の水深低下効果が顕著となったが、下流へいくほどその効果は減少している。

(3) ピーク流量の低減率

ピーク流量低減率を図-10に示す。河道容量調整前・後では、全区間でほぼ平均的に1.5倍程度低減率が増加しているが、実験河川Bのピーク流量低減率と比較すると区間1~3で小さいことがわかる。

5. 考察

以上の結果から、河道容量を同一としても洪水継続時間が短い場合には、流下空間と貯留空間の比率によって異なる水理現象が生じることが明らかになった。河川内の想定するある区間を上流部と下流部に分けて考えて見ると以下のようなことになるだろう。

貯留空間の比率が大きい場合には、ピーク流量

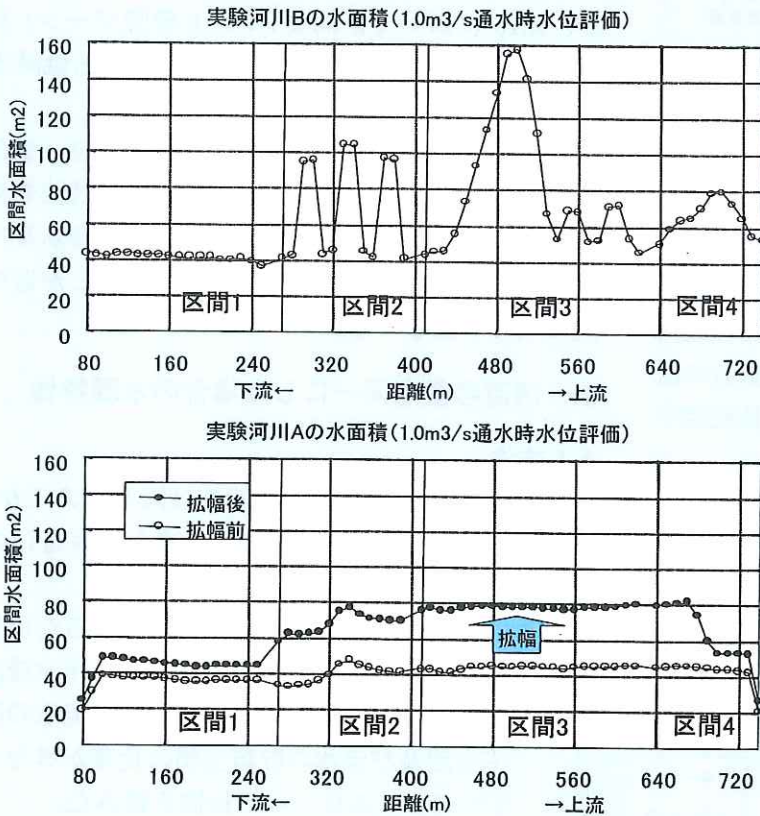


図-7 水面積の調整結果

に現れる tc15 を用いた。

4.2 結果

(1) 最下流地点における洪水到達時間

最下流地点(80m付近)における洪水到達時間は、河道容量調節前後で17分(洪水実験では平均19.55分(図-3))から20分と3分間の遅れが生じ、実験河川Bの数値計算による到達時間21分(洪水実験では平均22.5分(図-3))とほぼ同じ到達時間となった(図-8)。

ピーク水位到達時間を見ると、河道容量調整後で33分から34分と1分間のみの遅れとなり、到達時間の差より小さくなっている。これは、河道拡幅後は、洪水波形の立ち上がりが速くなること、す

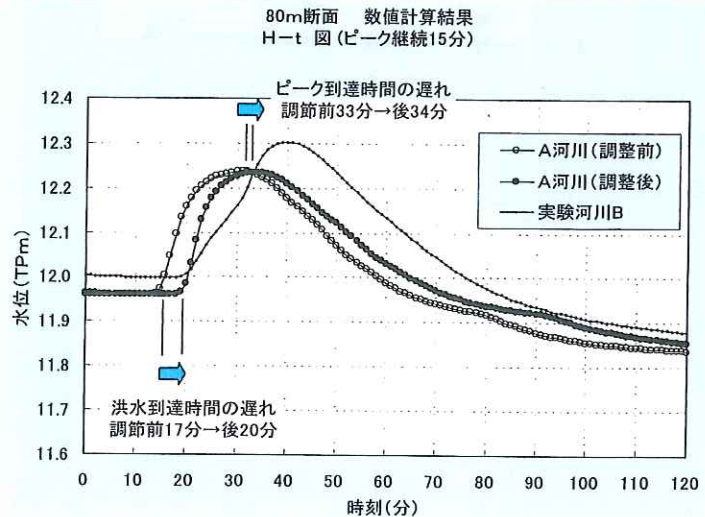


図-8 調整後の水位変化状況(80m付近)

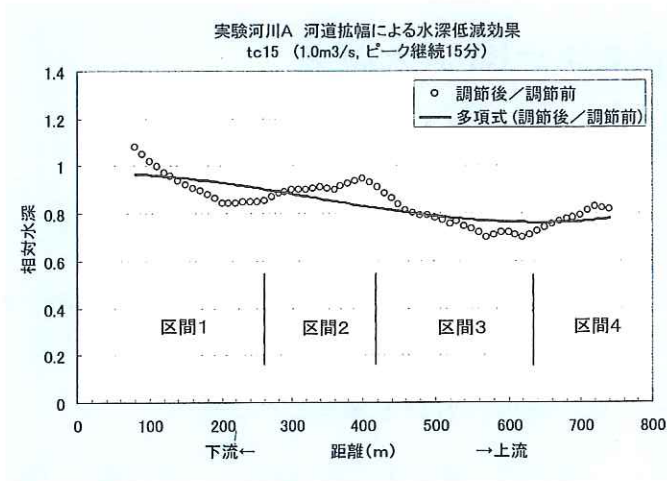


図-9 河道拡幅による水深低減効果

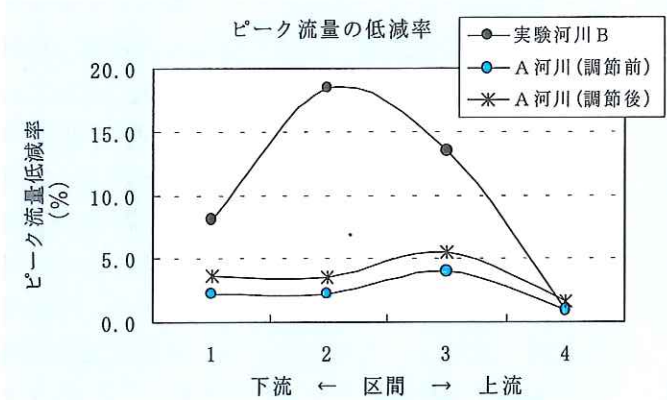


図-10 ピーク流量の低減率の比較

は下流に向かって減少する。このため、下流部における到達時間の遅れ、ピーク水位の低下が生じる。一方、流下空間の比率が大きい場合には上流部での水位低下は生じるが、下流域における到達時間の遅れや水位低下には顕著な効果が見られない。

これらの効果は、流下空間と貯留空間の比率だけでなく、その貯留空間の形状や配置等により大きく異なるし、実際には貯留と流下の双方の機能

を兼ねる空間が多く存在する。このため、実際の河川でこれらの空間の機能を定量的に評価するには、今後詳細かつ膨大な検討が必要である。

しかし、河道に隣接するさまざまな空間が、生物の生息だけでなく、洪水の貯留にも一定の効果があることには注目する必要があるだろう。

参考文献

- 1) 国土交通省中部地方整備局中部技術事務所：平成13年度多自然型川づくり高度化調査報告書，2002.3
- 2) 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力，土木学会論文集，No.579/II-41，pp83-92，1997.11
- 3) 關浩太郎，岡部博一，福岡捷二：複断面蛇行流路における洪水流の特性，土木学会第54回年次学術講演会，II-91，1999.9
- 4) 栗栖大輔，福岡捷二，森川数美，關浩太郎：複断面蛇行流路における洪水流の河道内貯留とピーク流量低減機構，土木学会第55回年次学術講演会，II-138，2000.9
- 5) (財)河川環境管理財団大阪研究所：わんどの機能と保全・創造，1999.3
- 6) 菅和利，河原能久，小森谷哲夫：高水時における人工わんど周辺の流れについての研究，土木学会第53回年次学術講演会，II-342，1998.9
- 7) 今井威一郎，北村浩史，富永晃宏，藤長賢二：わんど内の流れ構造に及ぼす非定常性の影響，土木学会第55回年次学術講演会，II-213，2000.9

水野 徹*

国土交通省中部地方整備局
中部技術事務所環境共生課
環境技術係長
Tohru MIZUNO

鈴木茂正**



同 環境共生課専門職
Sigemasa SUZUKI

小谷敏明***



同 環境共生課長
Toshiaki KODANI