

洪水流と土砂水理の新展開

New Horizons of Flood Flow Hydraulics and Fluvial Hydraulics

福岡 捷二

Shoji FUKUOKA

1. はじめに

我が国の河川の治水施設の整備は十分とはいえないまでも、洪水対策は着実に進捗してきている。河川法の改正に伴い、地域の人々の意見を反映した川づくりが重要な課題となり、多くの河川で治水と環境の調和を考慮に入れた河川整備の計画が検討されている。

これらの計画策定にあたっては、当該河川が関係する地域および河川の調査観測資料にもとづき、流域における河川の本来の姿、役割、安全性等を十分考慮することが重要である。河道の平面形や縦断形など河川の特性和これまで経験したさまざまな規模の洪水ハイドログラフの関係を十分検討し、それらを河川の計画および管理に適切に反映してきているであろうか？ すなわち、洪水を発生させる豪雨の特性および上流から下流に変化する河道特性の影響を受けた洪水位、流量ハイドログラフがどのように変化するかといった洪水流の水理の基本情報が計画に反映されているであろうか？ また、洪水流と河道の特性が土砂移動や河床変動を変化させる。これらの土砂移動特性の変化は、治水面のみならず環境面にも大きく影響する。現在の河道計画は、河道および洪水の特性のほかに、土砂の移動特性を考慮に入れたものになっているのであろうか？ 洪水災害が頻発した昭和 30 年代から 40 年代にかけて洪水流の水理についての研究が精力的に行われ^{1) 2) 3)}、河川計画に、これらの成果が一部とりこまれている。しかし、その後、治水安全度の確保という大きな国家的目標のため、治水および利水施設の実現を最重点課題としてきたために、河川のもつ多様な機能を発揮させる洪水流とそれに関係する土砂輸送の科学的検討は停滞したといえよう。

整備計画をたてるにあたって基本的に重要なことは、個々の河川における洪水流、土砂移動の実態を十分理解し、これを適切に計画に取りこむことである。河川整備の新たな段階を迎えて、洪水流、土砂移動と河道特性の関わりについて再検討し生かすことが、新しい時代の川づくりに求められている。

我が国の多くの河川の横断面形は一般に複断面形をもち、平面形は蛇行形状をもつ。このため、複断面蛇行河道における洪水流と土砂水理の理解をさらに深めることが重要である。その重要性にもかかわらず、これらについて記述した技術書はほとんど見当たらない。本文では複断面蛇行河道における洪水流や土砂水理に関する最近の調査・研究に焦点をあてそれらの成果を記述する。

2. 洪水流下形態に及ぼす非定常性、河道平面形および横断形の影響

2・1 はじめに

我が国の大河川の中下流域では、治水と環境への配慮から河道の横断面形状は主に低水路と高水敷からなる複断面形が採用されている。また、そこを流れる洪水流はその時間変化が緩やかであることから、一般に流れを準定常流と仮定し、最大洪水流量を与えて不等流計算により水位、流速を求めている。

河道が複断面蛇行形状を持つ場合、相対水深の大きさによって低水路の流れと高水敷の流れの混合機構が変化する。このため単断面蛇行河道の場合と流れの構造が大きく異なることが明らかにされている⁴⁾。

また、複断面蛇行流路における非定常流による河床変動に注目した検討も行われている⁵⁾。この場合の河床変動は各相対水深の継続する時間に支配され、通常の洪水流の条件では、各時間の流れによる河床変動の

重ね合わせとして河床高を計算してよいことが示されている。

本章では、最初に固定床複断面蛇行流路を用い実河川で起こり得る洪水条件を与えて、水深、流速、水面勾配等の変化を連続的に計測し、水路の平面形、横断面形が洪水流の流下特性に与える影響を明らかにする。つぎに、太田川において生じた洪水流について同様の検討を行い、実河川の洪水流と実験水路の洪水流を比較検討し、洪水流の実態を明らかにする。最後に、これらの検討から、河道計画を適切にたてるうえで必要な洪水流の水利の主要課題を示す。

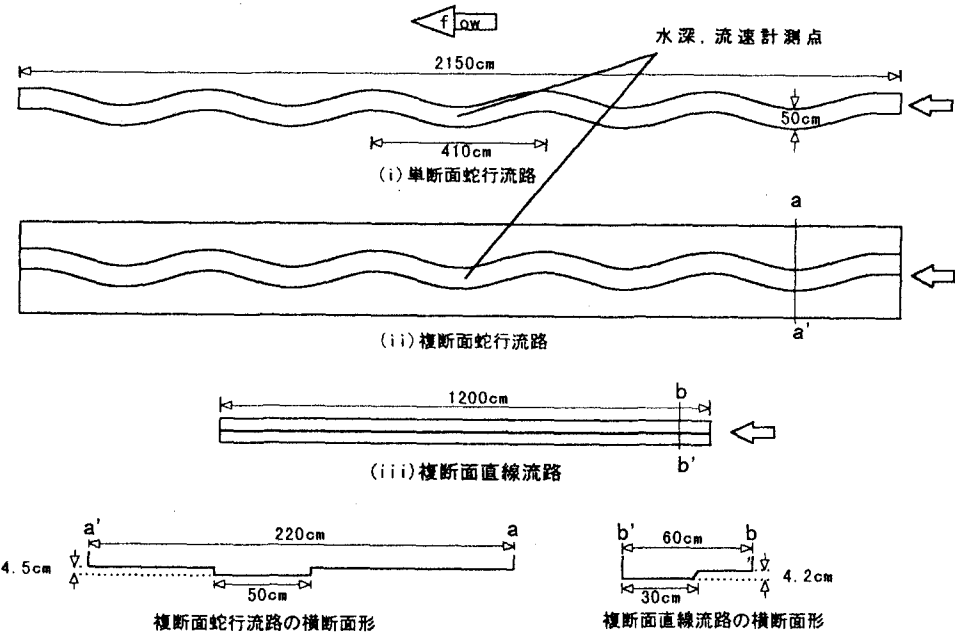


図-1 実験水路、水深、及び流速計測点

表-1 (i) 実河川の洪水流

河川名 (観測所)	最大相対 水深	最大流量	高水数 冠水期間
利根川 S.56.8 (川俣)	0.53	7,800(m ³ /s)	47(hr)
(栗橋)	0.56	8,100(m ³ /s)	64(hr)

(ii) 実験水路での実洪水換算値

	最大相対 水深	最大流量	高水数 冠水期間
Case2	0.51	17,000(m ³ /s)	13.3(hr)
Case3	0.41	10,200(m ³ /s)	13.2(hr)

(1) 実験条件

図-1 に実験解析に用いた水路の平面形、横断面形を示す。

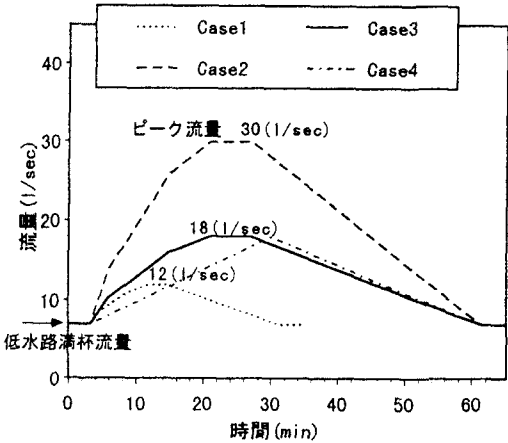


図-2 設定ハイドログラフ

表-2 実験条件

	低水路満 杯流量	最大流 量(l/s)	最大 相対	勾配
Case1(単断面蛇行)	7.0	12.0	0	1/500
Case2(複断面蛇行)		30.0	0.51	1/1000
Case3(複断面蛇行)		18.0	0.41	
Case4(複断面蛇行、二 等辺三角形ハイドログラフ)		18.0	0.40	
複断面直線(富永ら) ⁹⁾	5.0	20.0	0.49	

まず、図-1(i)に示す単断面蛇行流路において実験を行い、単純な横断面形を有する蛇行流路における洪水流の流下形態について基本的な性質を理解する。つぎにこれと図-1(ii)の複断面蛇行流路の場合を比較することにより複断面形状が洪水流に与える影響を検討する。

つぎに、これらと、富永ら⁹⁾が行った図-1(iii)に示す複断面直線流路を用いた非定常流実験の結果と比較を行い、低水路平面形の洪水流に与える影響を検討する。

実験は単断面蛇行流について1ケース、複断面蛇行流については条件の異なる3ケース行っている。与えたハイドログラフを図-2に示し、実験条件を表-2に示す。利根川で昭和56年実測された洪水の量を表-1(i)に、実験洪水流の水路縮尺を1/200とした場合の換算洪水量を表-1(ii)に示す。これより、行った実験が実河川の洪水流にほぼ対応していることが確認できる。

(2) 計測方法

流量ハイドログラフは電磁流量計によって与えられる。水深計測には容量式波高計、サーボ式水位計を用い、流速計測にはI型電磁流速計を用いている。

図-1中に水深、流速の計測点を示す。これらの水理緒量は1秒間隔に連続的に計測され、Case2では水面勾配についても検討している。

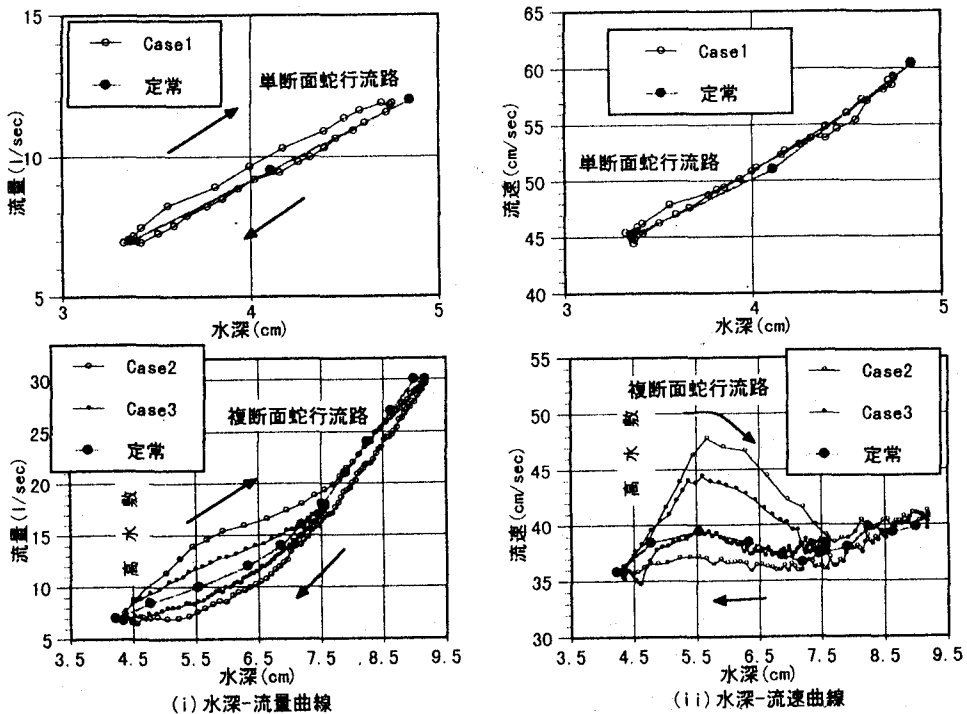


図-3 水深-流量、及び水深-流速曲線

2・2 複断面蛇行流路における洪水流(非定常流)の流下形態⁷⁾

(1) 定常流との比較

非定常流実験と定常流実験を比較するため、それぞれの水深と流量、および水深と低水路流速の関係を図-3(i), (ii)に示す。図中の矢印は、洪水の増水期から減水期への変化過程を示す。非定常流では、単断面、複断面蛇行流路ともに水深に対する流量、流速の関係はループを描く。単断面の場合、同じ水深に対する増水期の流量は減水期よりも若干大きい。流量と水深の関係はほぼ線形関係をなす。一方、複断面蛇行流路の場合のループは単断面と大きく異なり非定常性と断面形の影響が顕著になる。ループの幅は単断面の場合よりも大きく、増水期と減水期の同じ水深では流量が大きく異なる。相対水深(高水敷水深/低水路全水深)がある大きさ以上($Dr > 0.4$)になると、流れは堤防の線形に支配され直進性が高くなる。このため単断面蛇行流れに近い流況となりループの幅は著しく小さくなる。

水深と低水路流速の関係については単断面蛇行流路では定常流と非定常流のピーク流速が一致し、増水期と減水期で両者の関係はほとんど変わらない。しかし、複断面蛇行流路では、定常流の場合低水路満杯水深よりもやや大きい水深(5.5cm)で低水路の流速が一度ピークを示しその後減じ再び水深の増大とともに増大し最大水深で再びピークを示している。一方、非定常流の場合には定常流と同じ水深で更に大きな流速が発生し、非定常複断面蛇行流特有の大きなループを描く。

(2) 洪水ハイドログラフの形状による影響

水深-流量曲線の増水期と減水期の違いが主にハイドログラフの形に起因すると考えられるため増水期と減水期で対称な二等辺三角形のハイドログラフ(Case4)と最大流量は等しいがハイドログラフの形状、特に増水期の立ち上り形状が異なるCase3を比較検討したものが図-4である。

これより、複断面蛇行流の水深-流量曲線のループ特性には、増水期の流量の増大率が関係している。一方、減水期の水深-流量関係は図-3よりCase2とCase3でほとんど異ならない。したがって、減水期の水深-流量関係は減水期のハイドログラフの形よりは水路断面形に支配されると考えてよい。

(3) 単断面蛇行流路と複断面蛇行流路の比較

単断面蛇行流路実験(Case1)と複断面蛇行流路実験(Case2, 3)で得られた流量-時間、水深-時間、低水路流速-時間の関係をそれぞれ無次元化し、図-5(i), (ii), (iii)に示している。

ここでは、洪水流が低水路満杯流量から増加を始める時間を初期値0とし、再び低水路満杯流量に戻るまでの時間を洪水継続時間としている。各時間を洪水継続時間で無次元化し、流量、水深、流速に関しては、低水路満杯流量時のそれぞれの値を0とし、それからの増分値を最大増分値で無次元化している。

流量は各ケースとも、ほぼ相似形であるにもかかわらず、水深、流速の変化特性は単断面蛇行流路と複断面蛇行流路で大きく異なる。複断面の場合単断面に比べて増水期に水深の上昇が速く、減水期では水深の減少が遅い。すなわち複断面蛇行流路では洪水期間中高い水深が維持され、単断面蛇行流路に比べて貯留効果が高い。

流速についてみると、単断面蛇行流路では、流量と水深の変化の過程はほぼ一致するのに対し、複断面蛇行流路の場合には高水敷冠水初期の時間帯で鋭いピークが現われる。その後流量、水深のピークに合わせて値が上昇する。そして高水敷冠水末期において再び小さなピークを示す。この高水敷冠水末期のピークは

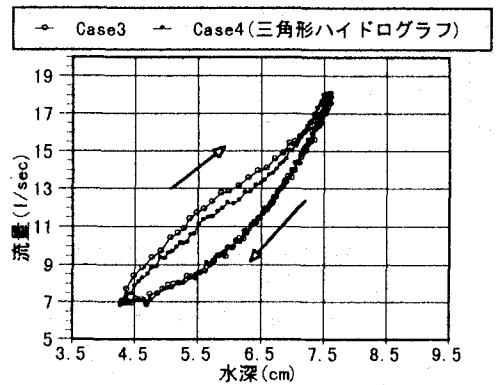


図-4 洪水ハイドログラフ形状の流量-水深曲線に与える影響

小さな規模の洪水である Case3 の方が顕著である。

(4) 複断面直線流路と複断面蛇行流路の比較

富永らは複断面直線流路を用いて、非定常流実験を行っている。この非定常複断面直線流れのハイドログラフと形状に近い Case4 の非定常複断面蛇行流路実験について、前節と同様に流量、水深、低水路流速に関

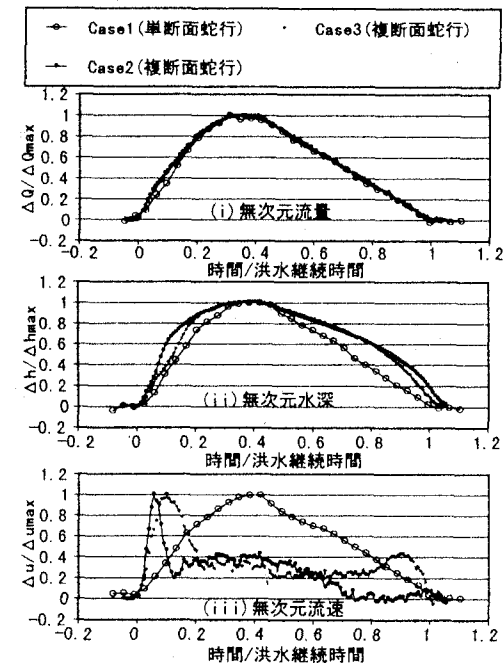


図-5 複断面蛇行流路と単断面蛇行流路の
洪水流下形態の違い

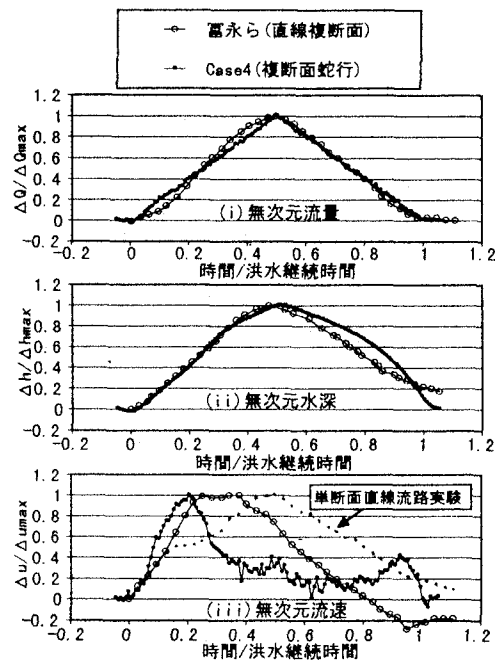


図-6 複断面蛇行流路と複断面直線流路の
洪水流下形態の違い

して無次元化操作を行い両者を比較している。その結果を図-6(i), (ii), (iii)に示す。富永らはこの非定常複断面直線流路実験と同様の流量条件をもつ単断面直線流路の流速についても検討を加えている⁶⁾。この複断面直線流路実験では設定ハイドログラフのピーク到達までの時間が 60 秒の実験条件で行なわれている。増水時の水深増加特性は両者でほとんど変わらないが、減水期の水深降下特性は異なる。すなわち複断面蛇行流路の方が、複断面直線流路よりも高い水深を維持する。

複断面直線流路の流速のピークは一つしか現れない。このピークは流量、水深のピークより早く発生している。同条件の単断面直線流路実験では流速のピークが流量のピークとほぼ一致することから、複断面直線流路においても複断面蛇行流路と同じ洪水流特性を有していると考えられる。しかし、全体的な変化の傾向は単断面蛇行流路実験(Case1)の特性とも類似している。このことから、複断面蛇行流路の方が複断面直線流路よりも洪水流の非定常性及び平面形状の影響が顕著に現われているといえる。これは複断面蛇行流路では低水路の蛇行によって低水路と高水敷の流れの交換による付加抵抗が大きくなり、複断面形状の影響を大きく受けるためと考えられる。

2・3 非定常複断面蛇行流の 1 次元的考察

これまでに述べた非定常複断面蛇行流の現象を説明するために、式(1)で与えられる 1 次元運動方程式の各項の大きさを図-7 に示す検査断面の実側値を用い、検討する。

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{(1+\alpha)Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} = \left(i - \frac{\partial h}{\partial x}\right) - I_f \quad (1)$$

ここに、Q:流量, A:断面積, h:水深, x 縦断距離, t:時間, i:河床勾配, I_f :摩擦勾配, g:重力加速度,
 α :エネルギー補正係数(=1としてその変化は考慮しない)

断面を代表する水深は低水路水深である。また高水敷冠水初期と末期には低水路の近傍に流れが集中し、高水敷には水の無い状態が存在する。本実験条件では低水路水深約 6cm が水路全体を流れる限界状態である。(高水敷高さ:4.5cm)このため、高水敷が冠水し始める低水路水深 4.5cm から 6.0cm までの時間帯では高水敷幅を補正している。

Case2 の洪水について各項のオーダーの検討を行い、その結果を図-8 に示している。高水敷冠水初期、末期において加速度項がそれぞれ大きくなっているが、洪水期間の大部分では水面勾配と、摩擦勾配が卓越した流れとなっている。

前述の高水敷冠水初期に現われる低水路流速のピークについては摩擦勾配の変化で説明される。まず、上流側から高水敷上の浸水深が増加する。これにより上流側で高水敷粗度の影響が大きくなり水深が更に増加し、水面勾配の増大が生じてくる。またこのとき加速度項の増大が大きく、摩擦勾配が増加するが高水敷粗度の影響が小さい時間帯で低水路流速は増加してゆく。そして高水敷上の水深が十分大きくなると、低水路に対する抵抗が急激な増大を開始し、流速は減少に転じる。

このような機構で高水敷冠水初期には低水路流速が定常の場合よりも大きなピークを示す。

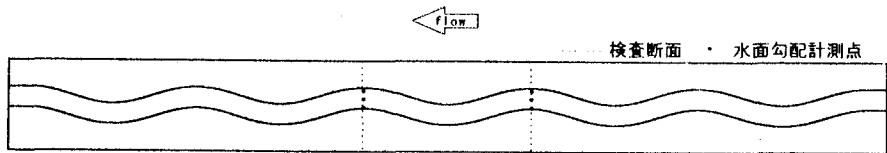


図-7 水面勾配検査区間

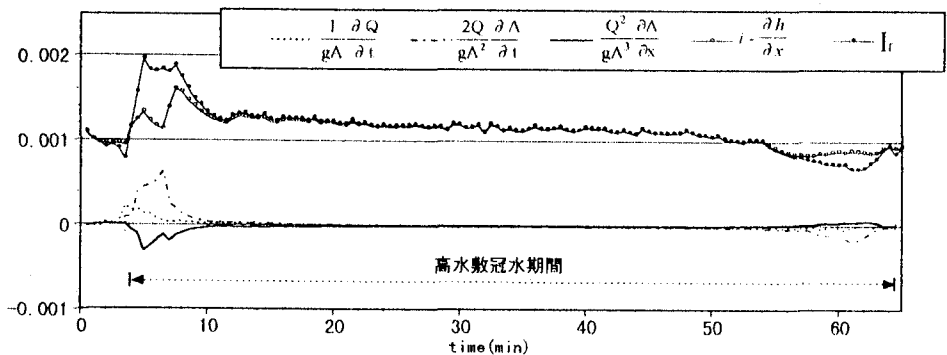


図-8 1次元運動方程式の各項のオーダー比較 (Case2)

2・4 非定常複断面蛇行流れの粗度係数

複断面の流れでは、図-9 に示すように流量、流速と同様に増水期と減水期の同一水深に対して2つの n の値を持つ。Case2, 3 では小さい水深の間、増水期と減水期の同じ水深に対して n は比較的大きな差を持つ。ループの変化の方向は流量、流速と水深の関係と逆である。相対水深 $D_r=0.36$ (水深 7cm) からは増水期と減水期で n の値の差がほとんど無く、増水期と減水期でほぼ一定値となる。これは一定以上の水深では低水路と高水敷を含めた単断面的な流れとなるためと考えられる。

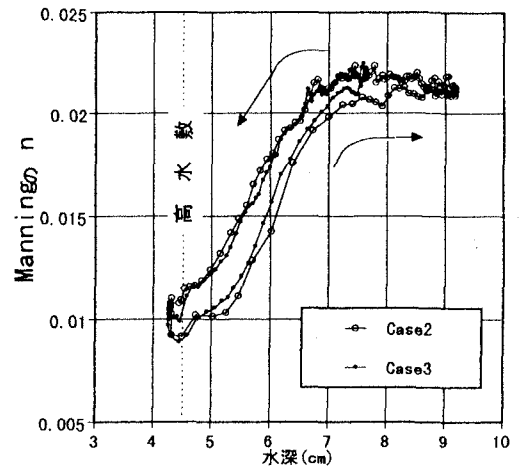


図-9 洪水期間中の Manning の粗度係数の変化特性

2・5 まとめ

実河川の相似則を考慮に入れた実験を行い、洪水流の非定常性、河川の平面形、横断面形が洪水流に与える影響を明らかにした。主要な結論は以下の通りである。

1. 非定常単断面蛇行流では、水深-流量曲線が増水期、減水期でその差は小さくほぼ線形となる。また、最大流速は流量、水深のピークとほぼ一致する。
しかし、水路横断面が複断面形状である非定常複断面蛇行流では同一水深に対して増水期と減水期で流量が大きく異なる。また、低水路の最大流速は高水敷冠水初期に発生し、同水深の定常流の場合よりも大きい値を示す。そして低水路の最大流速は流量、水深のピークよりも早く現われる。
2. 富永らの複断面直線流路を用いた非定常実験においても、低水路の最大流速は流量、水深のピークよりも早く発生しているが低水路が蛇行する本実験 Case2, 3 ほど、明確なピークを示さない。非定常複断面蛇行流では低水路の蛇行により高水敷と低水路の流れの交換が行われやすく、低水路が直線の場合より複断面形状の影響を大きく受ける。
3. 非定常複断面蛇行流における Manning の粗度係数 n は同水深に対し2つの値を持ち、ある相対水深以上ではほぼ一定値をもつ。

3. 実河川の洪水流の特性と河道計画上の検討課題

3・1 太田川の洪水流特性

実河川における洪水流と河床変動の観測やそれらの解析結果を報告した最近の調査研究例は幾つかある^{8) 9) 10)}。なかでも、建設省土木研究所による洪水流の挙動と河道特性との関係を調べた研究成果^{9) 10)}は、本文が対象としている課題の出発点に位置づけられる。本章では、洪水流の挙動と河道特性の関連をさらに詳細に調べるため太田川の昭和58年7月洪水と平成5年7月洪水について2章の実験水路と同様の検討を行い、比較し河道計画上の課題を示す。図-10、図-11は、それぞれ太田川の観測基準点である矢口第一観測所（河口より11.6Km）の横断面とその付近の平面図を示す。観測位置はゆるやかに蛇行する複断面河道の左岸寄りである。図-10の横断面図内に2つの洪水のハイドログラフも示している。いずれの洪水も最大流量が現われている時間帯には高水敷に水が乗っている。増水期の立ち上り速度の大きい昭和58年洪水の $H-Q$ 曲線と $H-v$ 曲線を図-12、図-13に、一方、ゆるやかな立ち上りを示す平成5年洪水の $H-Q$ 曲線と $H-v$ 曲線を図-14、図-15に示す。

水位 H は自記水位計で、流速 v は浮子を流下させることによって計測した。流量 Q は、図-10の横断面形状と浮子にある流速分布から求められている。

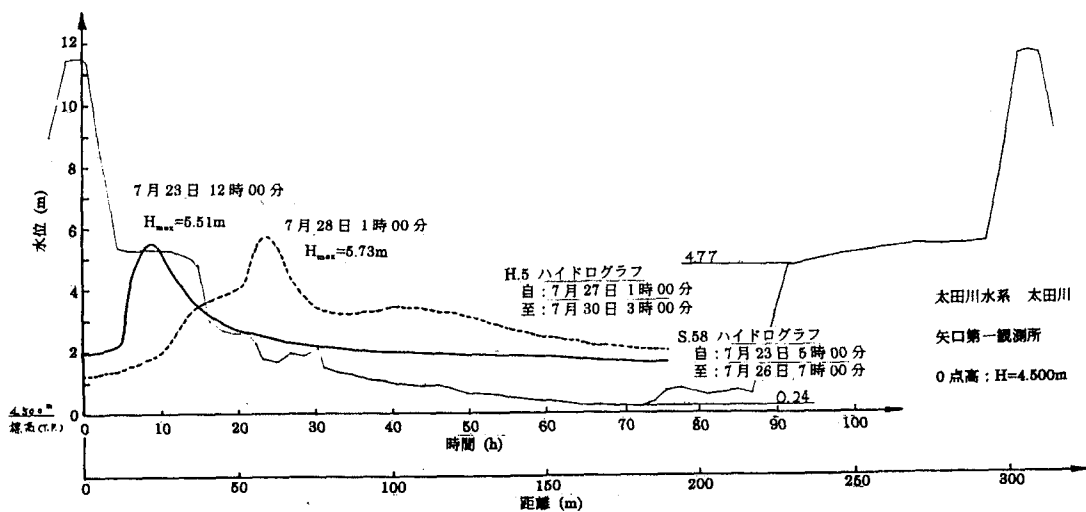


図-10 太田川矢口第一観測所地点における横断面とS58年、H5年洪水ハイドログラフ

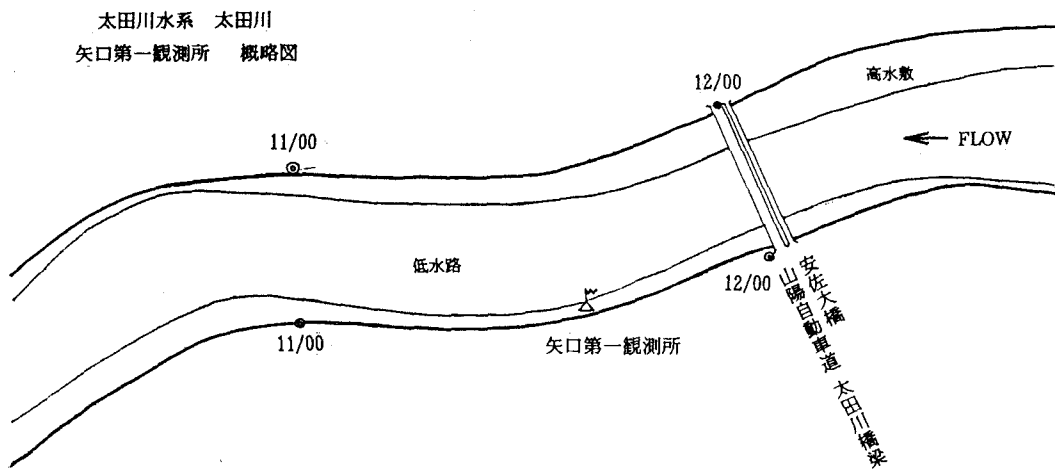


図-11 矢口第一観測所付近の河道平面図

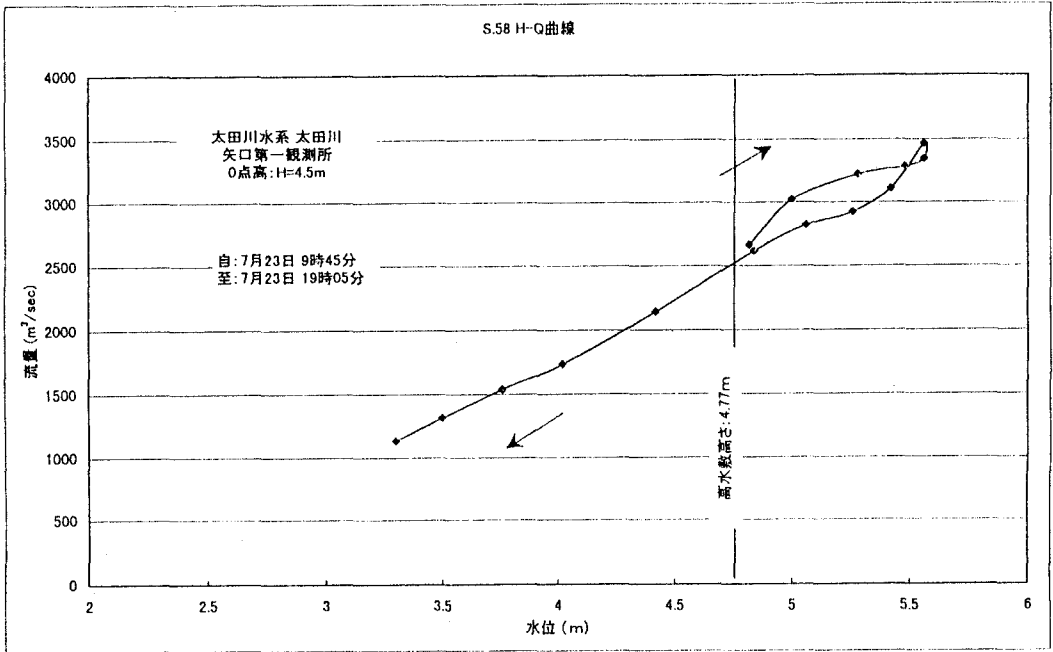


図-12 昭和 58 年洪水の H-Q 曲線

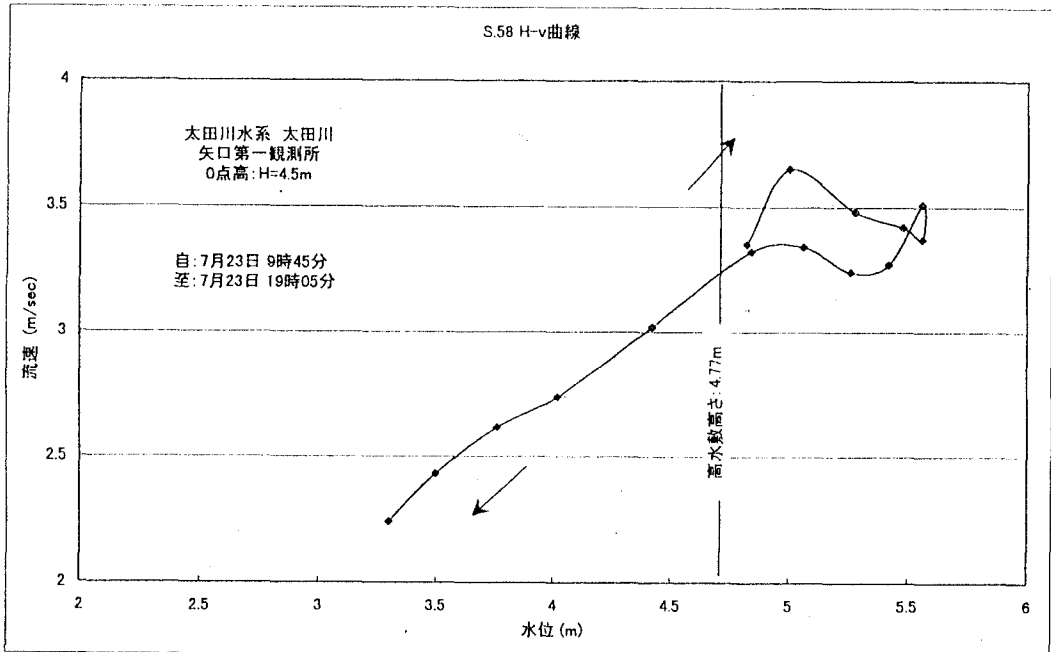


図-13 昭和 58 年洪水の H-v 曲線

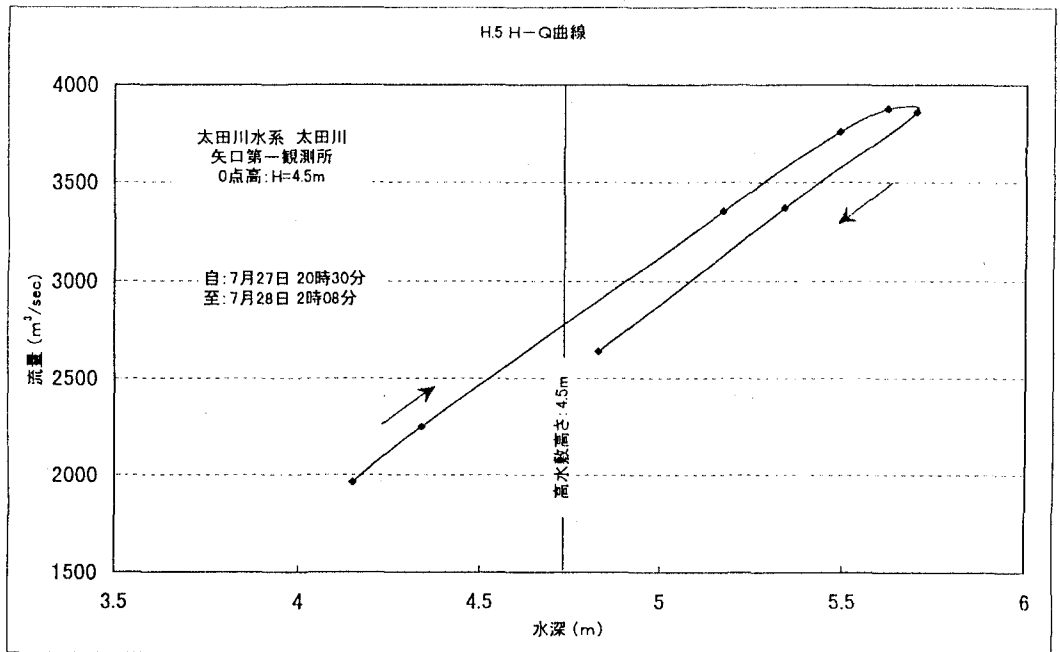


図-14 平成5年洪水のH-Q曲線

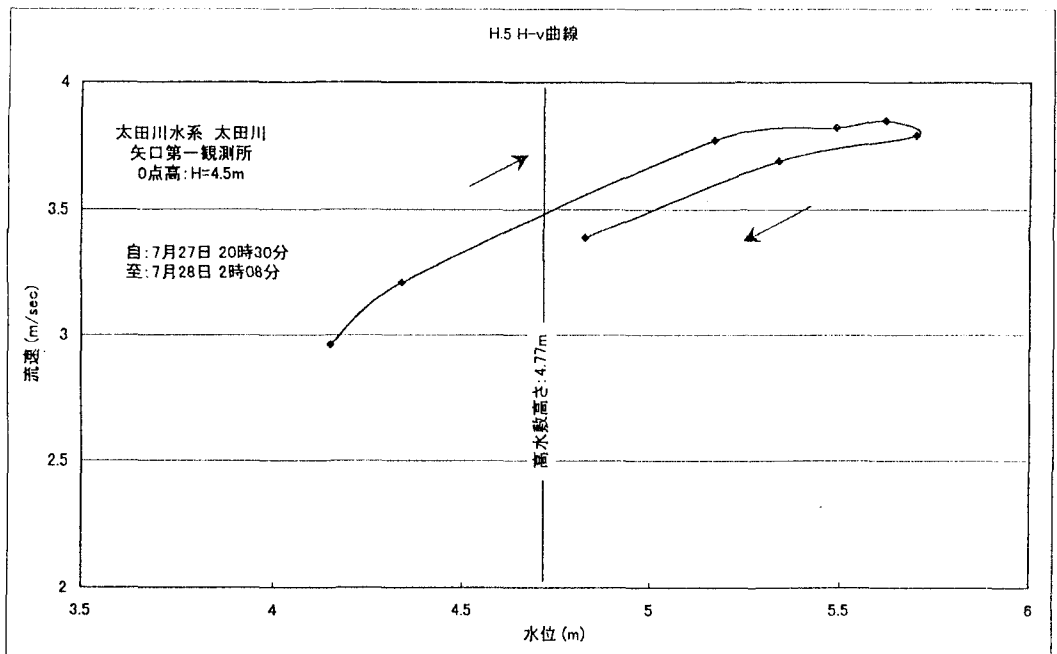


図-15 平成5年洪水のH-v曲線

これら Q 、 v の水深 H に対する変化特性は、図-3(i)、(ii)に示された複断面蛇行流路の洪水特性と同様のループを描いている。

このように実河川の洪水流においても、実験水路で得られたものと同様のハイドログラフ特性、特に高水敷に水が乗る時間帯の水位の立ち上りの大きさの影響を強く受けることがわかる。わが国の多くの河川では流量を求めるために、異なる規模の数多くの洪水について実測 H - Q を求め、これら求められた多くの H - Q 関係から全体を最もよく表現する二次曲線の H - Q 回帰式を導くことによって観測水位ハイドログラフから流量ハイドログラフに換算することが行われている。しかし図-16に示すように、洪水ハイドログラフごとに異なる H - Q ループを描く。複断面蛇行河川で精度の高い流量を求めるには、洪水の増水期、減水期全期間の直接観測によって H - Q 関係を求めることが必要である。

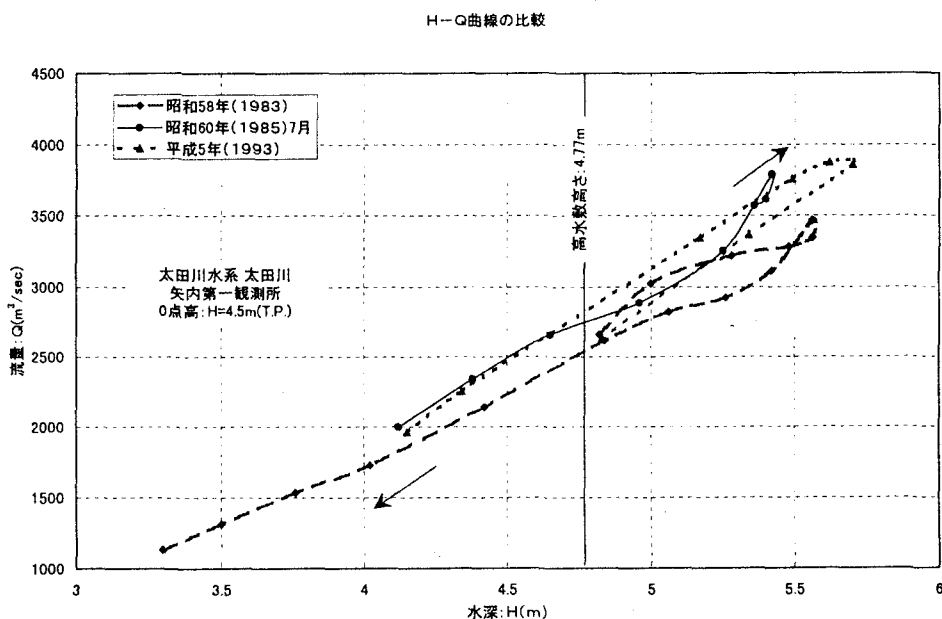


図-16 異なる洪水の H - Q 曲線

3・2 今後の課題

2章、3章における実験水路、現地河川において観測された洪水流の水利的検討結果から、次のような重要な課題が浮かびあがってくる。

(1) 洪水全期間にわたる流量観測の実行

各河川では、少くとも1つ洪水の増水期・減水期を通じた流量観測を実行する。これによって、河道特性と洪水特性の関係の実態を把握することができ、過去に得られた洪水データのもつ意味も理解することが可能となる。

(2) 洪水流量の貯留・低減の実態

①河道の平面形、横断形、洪水規模、洪水ハイドログラフ等によって、河道内の洪水流量の貯留・低減の程度が異なる。また、増水期と減水期の H - Q 関係は、河道特性、流量規模、ハイドログラフ等によって異なる。この貯留・低減特性は堤防や越流堤などの施設計画をたてる上で重要である。

②洪水流の貯留・低減量は現在の計算法で算定可能であるのか、また、計算精度はどの程度まで求められ

るのかを明らかにする。

(3) H-Q式の精度

現在の洪水流量推算法は、主に、洪水の増水期、減水期に得られた多くの流量観測データを合成し、1つのH-Q式を求め、観測した水位から換算流量を求めている。2章、3章で述べたように、洪水流のH-Q特性は増水期・減水期で異なり、また洪水規模、河道の平面形、横断形によっても異なる。H-Q式による流量推算方法のもつ限界について検討されなければならない。

(4) 流量観測の精度向上

流量観測値は、河川計画の基本をなすものである。

主要な流量観測法である浮子による流速精度測定と、洪水期間中の河床変動の程度が計算流量の精度にどの程度影響を与えているかを評価するとともに、どの程度まで精度向上をはからねばならないか、また精度向上をはかるにはどのようなことが考えられるかについての検討が必要である。

4. 複断面蛇行流路における流れと河床変動

4・1はじめに

これまで直線複断面河道の水理に関する研究は数多く行われてきている。その研究成果は、複断面河道の抵抗評価、不等流計算¹¹⁾や樹木群のある河道の不等流計算¹²⁾等に利用されてきている。しかし、これらの計算法は複断面河道の低水路法線が大きな蛇行を呈するようになると精度が悪くなる。これは、低水路の蛇行度合いが大きくなると大きさと方向の異なる高水敷流れと低水路流れの混合が活発化し、このため低水路内の流速分布が直線複断面河道のそれと著しく異なるようになることに起因する。したがって、低水路の蛇行度が大きい河川では、このような平面形の変化を考慮に入れた解析および現地洪水流データの分析が必要となる。複断面蛇行流については、平坦固定床水路を用いた実験で水理現象の理解⁴⁾¹³⁾が進んできた。すなわち、高水敷から低水路への流入のために、低水路の高水敷高さ付近で大きな水平せん断力が作用し、低水路内2次流の回転の向きが単断面蛇行流れと逆向きになること、最大流速は内岸から内岸へ連ねた最短距離で生ずることなどが明らかとなった。

低水路が移動床の複断面蛇行流路については蛇行度と相対水深によって流れの構造が変化することに対応して流砂量や河床変動特性が変化することが明らかにされてきた¹⁴⁾。複断面蛇行河川については、福岡らが¹⁵⁾¹⁶⁾江の川、利根川等を対象に大きな高水敷水深を有する洪水データ及び河道データを用い、河道の平面形が洪水流の挙動にどのような影響を及ぼすかについて考察をしてきた。

その結果、堤防と低水路法線の間に位相差が存在する大きな蛇行区間では、実験水路¹⁴⁾で見られたと同様に洪水時の最大流速は低水路の内岸側から内岸側の最短経路に現れること、蛇行の度合いがそれほど大きくなく、かつ堤防と低水路法線の間に位相差がほとんどない区間では、最大流速は外岸側に寄っていることが示された。その後の福岡ら¹⁷⁾の検討は、河道の平面形の違いによって内岸寄りに最大流速が現われる複断面的蛇行流れと、外岸寄りに最大流速が現われる単断面的蛇行流れの2種類の流れがあることを示し、これらが現れる洪水流と河道特性の指標について検討されてきた。しかし2つの洪水流特性がどのような河道平面形と水理条件で現われるかについては必ずしも十分なデータに基づいて明らかにされてきたわけではなく、今後の課題として残されてきた。大河川の堤防がほぼ概成しつつある今日、低水路の法線形を治水と環境の調和を目指してどのように決めるかは今後の重要な課題である。

このようにこれまでの研究は、主に低水路蛇行度、堤防と低水路の位相差といった流路地形特性と相対水深、流れの非定常性といった洪水特性の関係について検討がなされてきた。これらの結果から、複断面蛇行河道における河床変動の主な特徴として、低水路の蛇行度が大きくなるほど高水敷流れと低水路流れの混合が激しくなり、低水路内の河床変動が大きくなること、高水敷の水深がある水深以上になると低水路のみを流れる場合に比べて土砂輸送能力が低下すること、さらに洪水流の相対水深によって低水路内の最大流速発生位

置が断面内で変化し、時間的、空間的な土砂移動の非平衡性が強められること等が明らかにされてきた⁵⁾¹⁸⁾¹⁹⁾。このように単断面蛇行流れに比較して複断面蛇行河道における流れが敏感な河床変動特性をもつことから、ダム貯水池からの排砂や流域から多量の土砂の河道への流入がある場合には、土砂流入域より下流河道では複雑な土砂移動形態を呈するものと考えられ、防災上、河川環境上、十分な検討が必要とされる。

ダム貯水池からの排砂は、流域の総合的土砂管理の面から今日緊急を要する検討課題となっている²⁰⁾。これらの要請に応えるためにこの問題に対する防災面、環境面からの基礎的理解を深める必要がある。このため複断面蛇行流路において、上流の断面から平衡流砂量を超える流入土砂量がある場合の実験を行い、土砂流入という外乱と河道の平面形、横断形に起因する流れ場の相互作用によりどのような河床変動が現われるかを明らかにする。

4・2 複断面蛇行流れの構造に影響を及ぼす要因¹⁸⁾¹⁹⁾

表-3 水路諸元と実験条件比較

	実験 1	実験 2
水路長	27.5m	15.0m
水路幅	4.8m	4.0m
低水路幅	1.0m	0.8m
水路勾配	1/500	1/600
蛇行長	12.0m	7.5m
蛇行度 S	1.17	1.10
流量	68.8l/s	54.1l/s
低水路平均水深	10.0cm	9.5cm
高水敷平均水深	3.5cm	4.0cm
相対水深 Dr	0.37	0.42
河床材料	平均粒径 0.8mm	平均粒径 0.8mm

表-4 実験 3 の水理条件

	流量	相対水深 Dr
Case1	14.4l/s	0
Case2	24.9l/s	0.26
Case3	35.6l/s	0.31
Case4	54.1l/s	0.44
Case5	63.9l/s	0.49

両実験の相対水深 Dr は、ほぼ同値であることから、これらの実験結果の差異は主に蛇行度の違いを示すものと考えてよい。図-18 は実験 1、図-19 は実験 2 の河床変動コンターを示す。

洗掘はいずれも蛇行部の内岸と蛇行変曲点付近の水当たり部に発生し、その直下流では堆積が発生している。両実験を比較すると、低水路の蛇行度合いが若干小さくなった実験 2 では、低水路内の水当たり部がやや下流に移動し、それに伴い洗掘部も移動していることが特徴である。

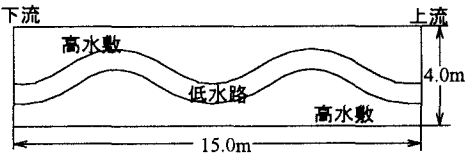


図-17 実験水路の平面図

(1) 低水路法線形の影響

低水路の線形および相対水深 Dr (=高水敷水深/低水路全水深) が河床変動に与える影響を検討する目的で、低水路が移動床の水路を用いて実験を行った(実験 2)。実験水路は図-17 に示すように水路長 15.0m、水路幅 4.0m で、その中に幅 0.8m、蛇行度 1.10 の低水路を有している。

表-3 に著者らの実験²¹⁾(実験 1) と実験 2 の比較を示す。

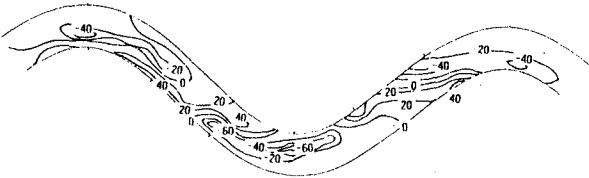


図-18 実験 1 の河床変動コンター

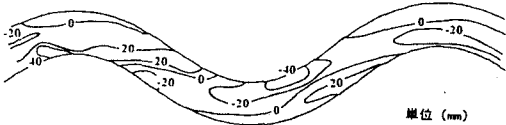


図-19 実験 2 の河床変動コンター

(2) 相対水深の影響

次に相対水深が複断面蛇行流れの河床変動に及ぼす影響を検討する(これを実験3とする)。表-4にその条件を示す。Case 1は低水路満杯状態の単断面蛇行流れ、Case 3~6は高水敷に冠水している複断面蛇行流れとなっている。

図-20は実験2と同じ水路を用い相対水深を変化させた場合の河床変動コンターを示す。Case 1($Dr=0$)は蛇行部外岸に洗掘が発生する典型的な単断面蛇行流れの河床形状である。Case 2($Dr=0.26$)は高水敷が冠水しているにも関わらず、河床変動は今なおCase 1に近い。すなわちこれは高水敷上の水深が小さい流れのために、低水路の流れが卓越し外岸側に深掘れのある単断面的蛇行流れである。一方、Case 3, 4, 5は、蛇行部の内岸側で洗掘が発生しており、複断面的蛇行流れである。洗掘位置に着目した河床変動特性から単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れを相対水深で区分すると、そのときの相対水深は0.28~0.30であることがわかる。

(3) 堤防蛇行と低水路蛇行の位相差の影響

4・2-(1), (2)で堤防が直線的で低水路が蛇行する複断面流れについて低水路法線形と相対水深の影響を考察した。ここでは実験2, 3と同じ低水路蛇行で堤防のみが1/4波長先行する場合(実験4), と1/4波長後行する場合(実験5)の河床変動を調べ、位相差の影響を検討する²²⁾。図-21は実験4の相対水深 $Dr=0.23, 0.30, 0.40$ を、図-22は実験5の相対水深が $Dr=0.23, 0.30, 0.40$ の場合を示す。直線堤防(実験3), 実験4, 実験5の相対水深がほぼ同一の場合についての河床形状を比較すると、3実験とも相対水深が同じときほぼ同じ河床の形態を示しており、単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れを区分する相対水深もほぼ $Dr=0.28\sim0.30$ となっている。このことから、大局的にみると、十分広い高水敷を持つ複断面蛇行河川では、洪水流の流下形態、低水路の形状には堤防と低水路の蛇行の位相差の影響は小さいと考えてよい。

表-5 実験4, 実験5の水理条件

	Case	流量 (l)	Dr
実験4 (堤防先行)	6	19.0	0.23
	7	25.2	0.30
	8	40.3	0.40
実験5 (堤防後行)	9	19.0	0.23
	10	25.2	0.30
	11	40.3	0.40

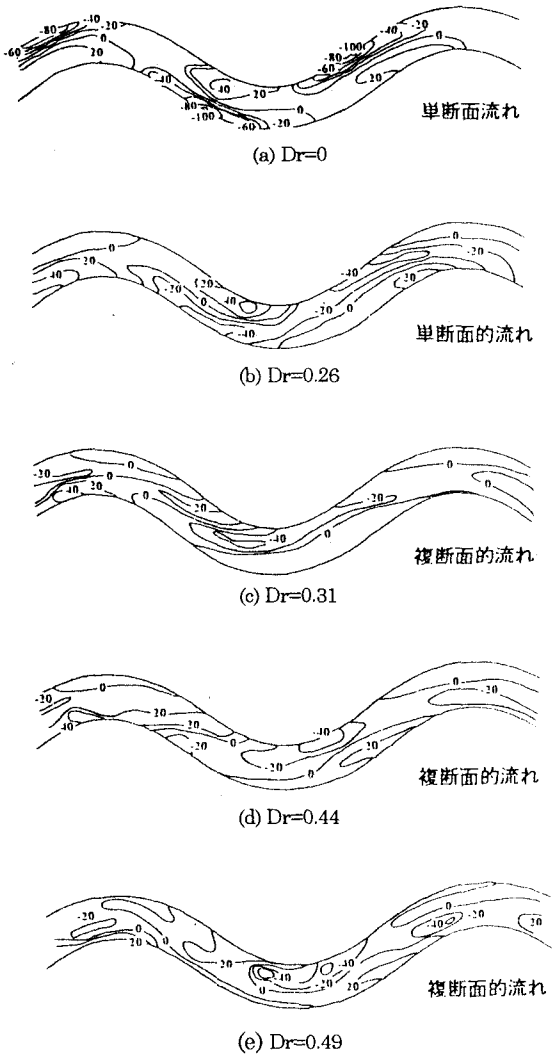
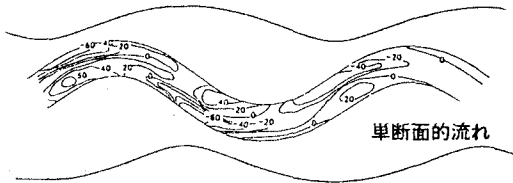
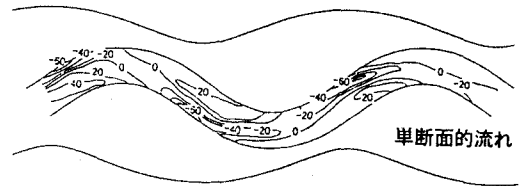


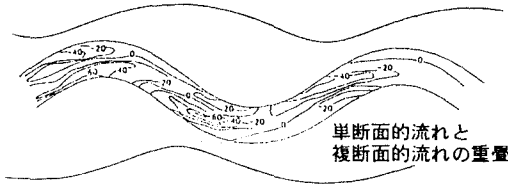
図-20 実験3の河床変動コンター



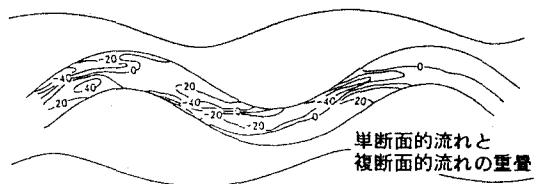
(a) Case 6 ($Dr=0.23$)



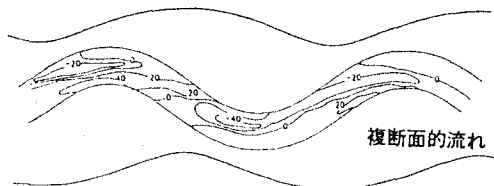
(a) Case 9 ($Dr=0.23$)



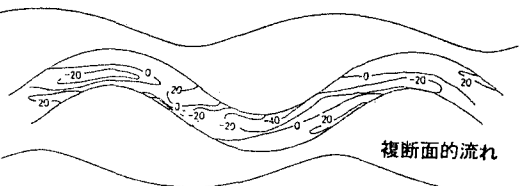
(b) Case 7 ($Dr=0.30$)



(b) Case 10 ($Dr=0.30$)



(c) Case 8 ($Dr=0.40$)



(c) Case 11 ($Dr=0.40$)

図-21 実験 4 (堤防先行)の河床変動コンター

図-22 実験 5 (堤防後行)の河床変動コンター

4・3 複断面蛇行河川の洪水流の特性

本節では、利根川、江の川の洪水データ^{15) 16) 17)}に石狩川、多摩川の洪水データを加え、実河川の洪水流特性の分類の信頼性を高める。用いたデータは、洪水時の航空写真より求められた表面流速分布、洪水前後に測量された河床形状、各観測所で観測された水位時間曲線、各河川の平面図である。

(1) 河道平面形と洪水流特性を表す指標

最初に、河道の平面形と洪水の特性を示す指標を選び、数値化することを考える。河道の平面形の指標は、蛇行度、洪水の特性を示す指標は相対水深と洪水継続時間である。

蛇行度を図-23に示す様に堤防中心距離に対する低水路中心距離の比と定義する¹⁷⁾。堤防が蛇行していればそれだけ堤防中心距離は長くなり、蛇行度は小さくなる。ここで位相差を除外した理由は次のとおりである。4・2-(3)で示したように、大局的にみると堤防と低水路の位相差が流れと河床変動に及ぼす影響は小さい。さらに、河道の平面形を見ると、一般に高水敷と低水路は、同位相になろうとする傾向にあり、位相差はあっても小さい¹⁷⁾。したがって、図-23で定義される蛇行度により複断面蛇行河川の流況が代表できるものと考えられる。

相対水深は低水路内の断面平均水深と両高水敷高さの平均値を用い算定する。洪水継続時間は高水敷に冠

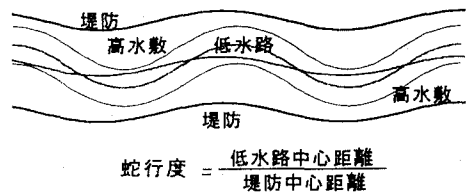


図-23 蛇行度の定義

水している時間とし、水位時間曲線と河道の横断形状から算出する。

(2) 河川の蛇行度、相対水深、洪水継続時間

表-6に示すように利根川、石狩川、多摩川では蛇行度は、1.000～1.040の範囲に集中しており、河川の中、下流部の蛇行度の値は、概ねこの程度である。峡谷を流れ、自然に近い河道形状を示す江の川では、河道が大きく蛇行している。この区間の蛇行度は1.072～1.093と大きな値を示している。表-7に利根川、石狩川、江戸川、小貝川、江の川を対象に高水敷(江の川は河岸段丘)に冠水している洪水継続時間と洪水ピーク時の相対水深の算定結果を示す。対象洪水は、各河川において戦後最大規模のものである。利根川では181.5k～40.1kの区間では、洪水継続時間は47～64時間、つまり2～3日程度でほぼ一定している。洪水ピーク時の相対水深は、上流で大きく下流になるにつれて小さくなる。佐原(40.1k)より下流ではほぼ低水路満杯に近い状態で流下している。石狩川は下流にいくに従って洪水継続時間が長くなる傾向にある。

江戸川、小貝川、江の川では、利根川や石狩川に比較して低水路の断面が小さいため、洪水継続時間が長い。特に江の川の下流(谷住郷、14.8k)では、5日間以上河岸段丘上を大きな相対水深で流れる状態が続いている。

(3) 複断面蛇行河道の洪水流に現れる

単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れ

複断面蛇行河道の単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れは、以下のように定義する¹⁷⁾。図-24に示すように、低水路の蛇行頂部で低水路幅(b)に対する内岸河岸から最大流速までの距離(y)の比である y/b を指標とする。 y/b が0.5以上となる場合には最大流速は外岸寄りに現れると判断し、この時は単断面的蛇行流れである。 y/b が0.5以下となる場合には最大流速は内岸寄りに現れる。考え複断面的蛇行流れであるとする。

この y/b と蛇行度、相対水深を用いて洪水流を区分したものが図-25である。 $y/b \geq 0.5$ 、すなわち単断面的蛇行流れ(図中○)は図中の左下に集中している。図には実験結果¹⁴⁾もプロットされている。入手しうる現

地データを用いる限り、単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れは、概ね点線で区分されるようである。複断面的蛇行流れの程度、すなわち $y/b \leq 0.5$ で△と□の現れ方について見ると利根川では両者の区分が必ずしも明確ではない。しかし、石狩川では蛇行度が大きくなるに伴い最大流速が内岸に寄る流れとなることを示し

表-6 河川の蛇行度

河川	区間	蛇行度
利根川	151.3k～146.5k	1.003
	146.0k～139.0k	1.012
	132.0k～125.0k	1.034
	124.0k～116.0k	1.010
	108.5k～100.5k	1.018
	98.0k～91.5k	1.023
	95.0k～89.5k	1.022
	92.5k～86.5k	1.021
	85.0k～75.0k	1.011
	80.0k～69.0k	1.035
	69.0k～62.0k	1.060
	66.0k～58.5k	1.023
	62.0k～53.0k	1.002
	47.5k～38.5k	1.012
	43.0k～33.5k	1.010
石狩川	38.5k～25.0k	1.008
	87.0k～80.0k	1.003
	84.0k～76.0k	1.013
	75.5k～72.0k	1.043
	70.5k～64.5k	1.075
	64.5k～56.5k	1.036
	60.5k～53.5k	1.020
	57.0k～50.0k	1.023
	50.0k～38.0k	1.003
	34.0k～29.0k	1.077
多摩川	27.0k～20.0k	1.028
	8.5k～0.5k	1.070
江戸川	56.0k～53.0k	1.016
	52.6k～50.0k	1.012
	42.0k～38.0k	1.002
	38.0k～34.0k	1.005
	31.6k～29.0k	1.006
	29.4k～26.2k	1.018
	25.0k～22.0k	1.027
	22.0k～18.0k	1.018
	15.2k～13.0k	1.062
	29.8k～27.0k	1.072
江の川	28.7k～26.0k	1.093
	27.2k～24.0k	1.073
	26.0k～23.0k	1.030
	23.8k～20.6k	1.029

ている。江の川については明確な特性を見いだすことができない。江の川のこの区間では、低水路河岸沿いに水防林が多く見られ、これらが洪水流に大きな影響をおよぼしているためであると考えられる。以上より、蛇行度と相対水深を用いることによって、複断面蛇行流れに現れる単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れの分類と複断面的蛇行流れの特性を示すことが可能である。今日では単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れの流れと河床変動を3次元数値解析によってもほぼ推定できる段階にきている²³⁾²⁴⁾。

(4) 河岸被災箇所の推定

ここでは、河岸被災の発生場所が洪水流が複断面的蛇行流れを呈するか単断面的蛇行流れを呈するかによって河岸被災の発生場所が異なることを多摩川を例に調べ、被災場所の推定法について考察する。

多摩川は洪水時に砂礫の移動が活発であり、砂礫堆が形成されて中州の多い河道となっている。このため相対水深が異なる規模の洪水が起こると主流部が移動し、異なる低水路線形になることがある²⁵⁾。そこで多摩川の低水路河岸被災箇所と洪水の最大流速発生位置の関係についてを検討する。

対象区間は26.8k~29.6kで、特に河岸被災が多く報告されている区間である²⁵⁾。蛇行度 S は1.018で、表-8に示す4洪水について検討する。図-25においてこの区間の蛇行度と相対水深から洪水流特性を推定するとS57.8、H3.9洪水は複断面的蛇行流れ、H1.8、H3.8洪水は単断面的蛇行流れに分類される。図-26(a)(b)(c)には、それぞれの洪水での相対水深から推定された洪水流の分類から推定された最大流速位置と各洪水に対応する河床形状、河岸被災箇所を示す。(a)のS57.8洪水では29.4k~29.2kの右岸河岸(内岸)、すなわち蛇行部の内岸が被災を受け、その下流の28.2k~27.8kでは低水路の右岸側(内岸)で洗掘被災が発生している。(b)のH1.8洪水は相対水深が0.06とほぼ低水路満杯状態であり、図に示すような単断面的蛇行流れの最大流速線が予想される。河岸被災箇所を見ると、いずれも蛇行部の外岸に位置し、最大流速線に沿って存在することが分かる。(c)について見ると、先述した流れ特性の分類より、H3.8洪水は相対水深が0.24で単断面的蛇行流れ、H3.9洪水は相対水深が0.31で複断面的蛇行流れが現れていると考えられ、それぞれ図のような最大流速線が予想される。

表-7 洪水継続時間と相対水深

河川	水位観測所	洪水継続時間	相対水深
利根川 S56. 8	八斗島(181.5k)	57 時間	0.33
	川俣(150.0k)	47 時間	0.53
	栗橋(130.5)	64 時間	0.56
	芽吹橋(104.0k)	59 時間	0.42
	取手(85.3k)	59 時間	0.41
	須賀(61.5k)	61 時間	0.42
石狩川 S56. 8	佐原(40.1k)	60 時間	0.16
	橋本町(93.9k)	17 時間	0.13
	奈井江(76.8k)	67 時間	0.46
	月形(58.0k)	37 時間	0.20
	岩見沢(44.5k)	75 時間	0.39
江戸川 S56. 8	石狩(26.6k)	88 時間	0.58
	西関宿(58.0k)	56 時間	0.70
	野田(39.0k)	80 時間	0.58
	松戸(19.5k)	100 時間	0.48
小貝川 S61. 8	黒子(53.0k)	90 時間	0.60
江の川 S58. 7	川本(36.3k)	100 時間	0.60
	谷樹郷(14.8k)	120 時間	0.76

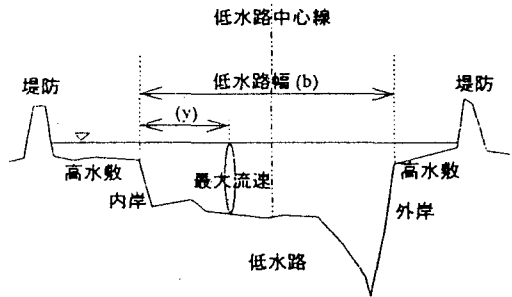


図-24 y/b の定義

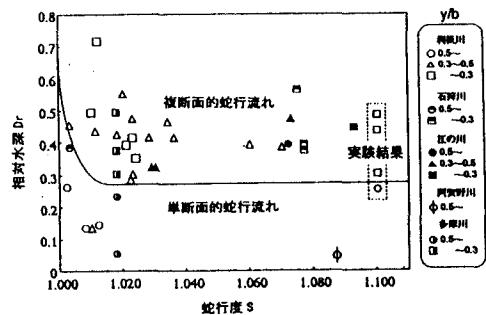


図-25 複断面蛇行河道に現れる洪水流の特性

この場合にも最大流速線と河岸被災箇所と対応している様に見える。このように河道の平面形と洪水流特性から推定された洪水流の最大流速線の発生位置は、河岸被災箇所をほぼ説明しているようにみえる。これらの結果は、河道の平面計画や護岸の施工計画に有益な情報を与えることができる。しかし、多摩川は規模の大きい砂州の動く河川であり、砂州の移動、停止が河岸被災箇所と関係することも十分予想される。この点についても検討する必要がある。

表-8 多摩川の検討対象洪水

洪水	洪水継続時間	相対水深
S57. 8	30 時間	0. 50
H1. 8	1 時間	0. 06
H3. 8	8 時間	0. 24
H3. 9	15 時間	0. 31

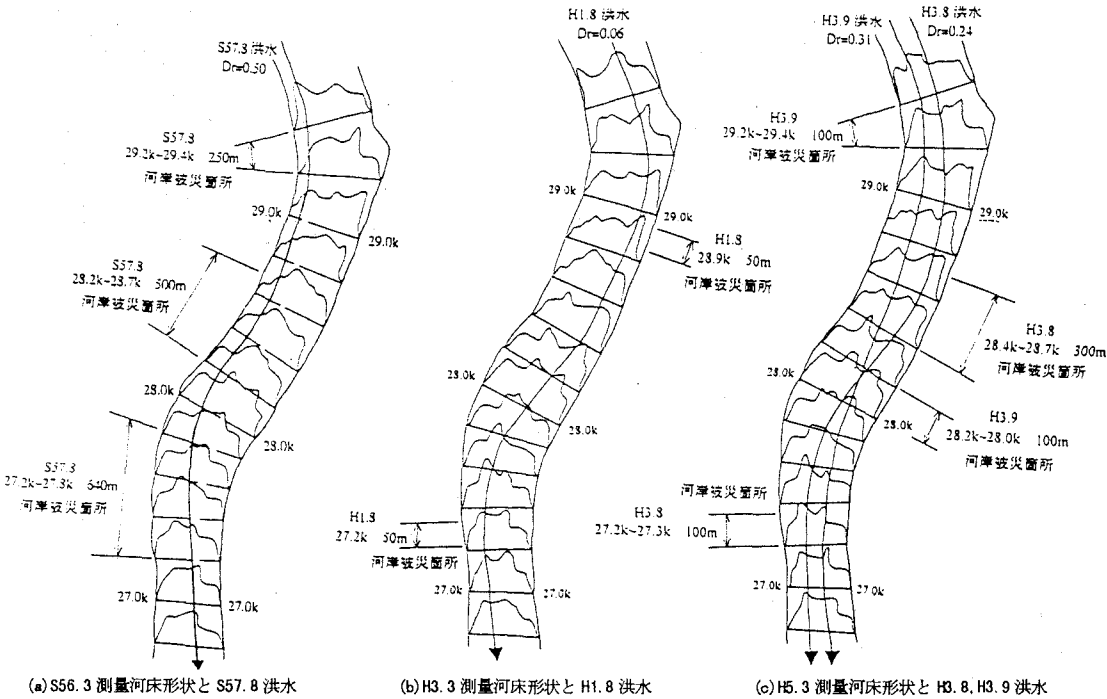


図-26 推定された洪水の最大流速と河岸被災箇所

4・4 平衡流砂量を超える土砂流入がある複断面蛇行流路における流れと河床変動^{26) 27)}

(1) 単断面蛇行流れの河床変動特性

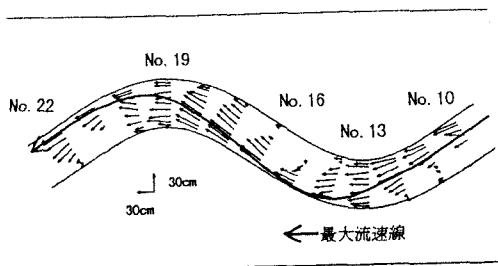
図-27 に蛇行度 1.10, 単断面蛇行流れ($Dr=0$)における (a) 水深平均流速ベクトル, (b) No.15 における横断河床形状と 2 次流の分布および (c) 河床変動コンターを示す。単断面蛇行流れは、低水路の線形に強く支配され、遠心力の作用により、水面付近では外岸向きに、河床付近では内岸向きに強い 2 次流が生じ、主流線は外岸側に曲げられる。2 次流が発達し、これによる断面内の土砂の輸送により蛇行部外岸側では洗掘が、内岸側では堆積が生じる。その結果、横断勾配の大きい河床が形成される。流れが集中する主流線沿いに深い水みちが形成され、特に水衝部では最大洗掘が生じる。単断面蛇行流れでは、この水みちに沿う大きな掃流力と強い 2 次流の作用により、土砂を活発に下流に輸送し、安定な横断河床形状が形成させることになる。

(2) 複断面的蛇行流れの河床変動特性

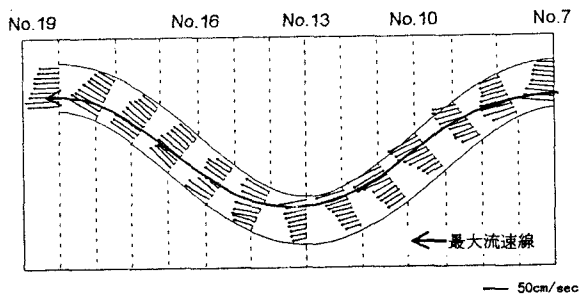
図-28 に蛇行度 1.17, 相対水深 0.37 の複断面蛇行流れにおける (a) 高水敷高さより下層の水深平均流速ベク

トル, (b)2次流構造の模式図および(c)河床変動コンターを示す。

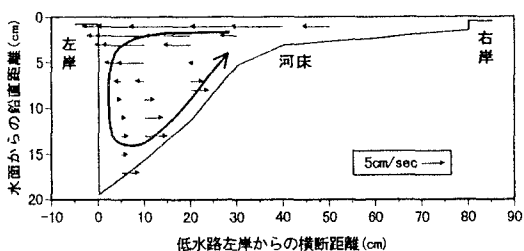
単断面蛇行流れと大きく異なる点は, 前述したように複断面蛇行流れでは, 高水敷流れと低水路流れの混合により, 高水敷高さ付近にせん断力が働き, 高水敷高さより下の低水路内に2次流が形成される。この2次流セルの向きは, 単断面蛇行流れの場合と逆向きになり, 最大流速線が内岸寄りに現れる。高水敷流れの流出入の強さは縦断方向に異なるため, 2次流セルの強さも異なり, しかも単断面蛇行流れの場合に比べ小さくなる。さらに高水敷流れとの混合による抵抗が働くことにより, 低水路下層の流量は減少し, 河床に働く掃流力が減少する。このため, 横断河床勾配および土砂の輸送能力が単断面蛇行流れに比べ減少する。河床変動は, 主に最大流速線を中心に流速の縦断的变化によって生じ, 最大曲率断面内岸側で洗掘, 蛇行変曲断面で堆積が生じる。



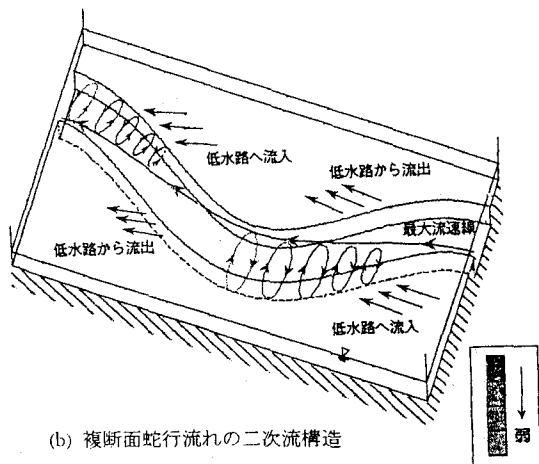
(a) 水深平均流速ベクトル



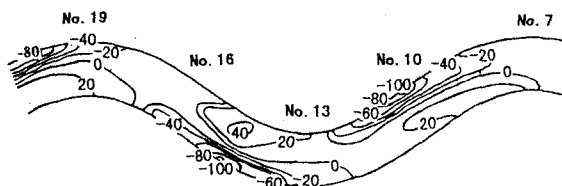
(a) 水深平均流速ベクトル



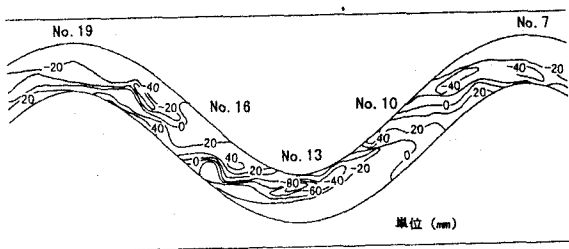
(b) No. 15 における横断河床形状と二次流分布



(b) 複断面蛇行流れの二次流構造



(c) 河床変動コンター(通水9時間後)



(c) 河床変動コンター(通水9時間後)

図-27 単断面蛇行流れとその河床変動特性

(蛇行度 $S=1.10$, 相対水深 $Dr=0$)

図-28 複断面蛇行流れとその河床変動特性

(蛇行度 $S=1.17$, 相対水深 $Dr=0.44$)

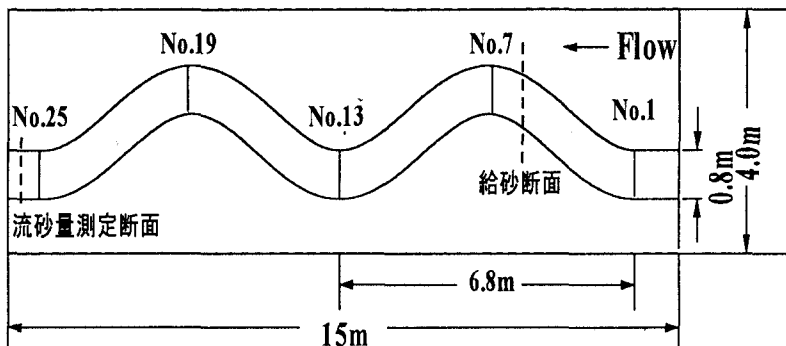


図-29 実験水路平面図

表-9 実験条件

Case	12	13	14	15
流量(l/sec)	54.1			
相対水深 Dr	0.44			
給砂量(cc/min)	0	100	200	
給砂断面	— No.7 直上流			
通水時間(hour)	9	25		

4・5 流れに応じた土砂輸送量（平衡流砂量）以上の土砂が流入してくる場合の河床変動²⁶⁾²⁷⁾

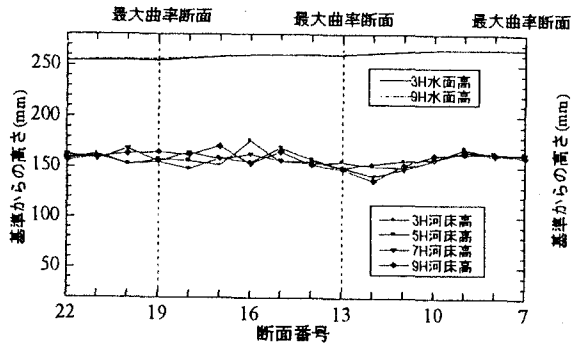
(1) 実験概要

実験に用いた水路は 4・2 に示した実験 2(表-3) の水路と同一のもので、水路の平面図を図-29 に実験条件を表-9 に示す。

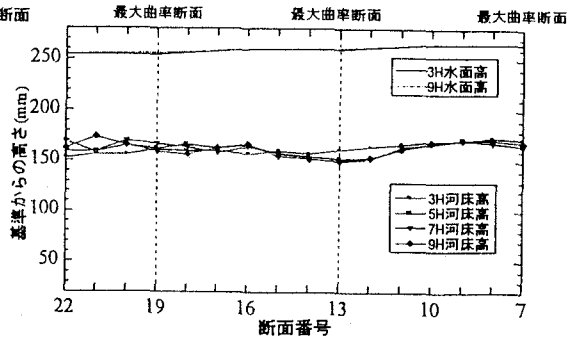
実験条件は、複断面的な流れの特徴を示す相対水深 Dr (=高水敷水深/低水路全水深) 0.44 とし、この流れに付加する給砂量は、次のように設定した。河床砂は測定区間より上流側にもあるため、測定区間には水理条件に応じた土砂が流入してくる。付加的な給砂を行わない Case12 の条件では、流れに応じた安定な河床が形成されたことから、このときの流砂量(約 60cc/min)がこの水理条件、河道条件に対する平衡流砂量であるとする。この量に対して、約 1.7 倍の 100cc/min(Case14)と約 3.3 倍の 200cc/min(Case15)の 2 通りの給砂量を与え実験を行った。最初、平坦河床から給砂を行わず 3 時間通水を行い、複断面蛇行流れの河床が概ね形成された後、No.7 の直上流の断面から給砂を行っている。測定区間は、蛇行波長 2 波長のうち水路中央の 1 波長とした。

(2) 流れに応じた土砂移動があるときの複断面蛇行流路の流れと河床形状の再現性

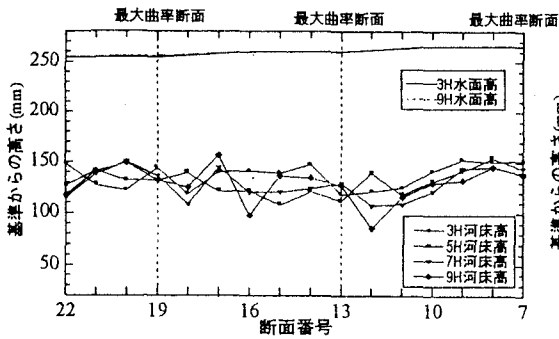
図-30、図-31 に Case12, Case13 における (a) 平均河床高、(b) 最大洗掘深および (c) 単位時間流砂量の経時変化を示す。



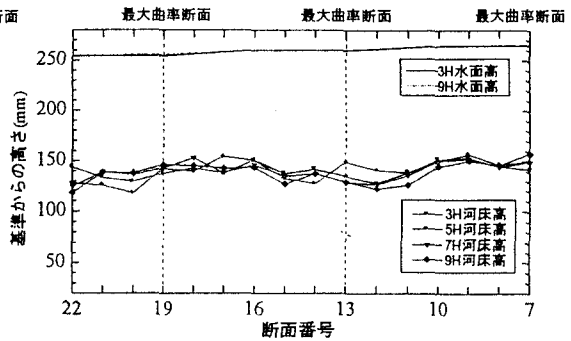
(a) 平均河床高



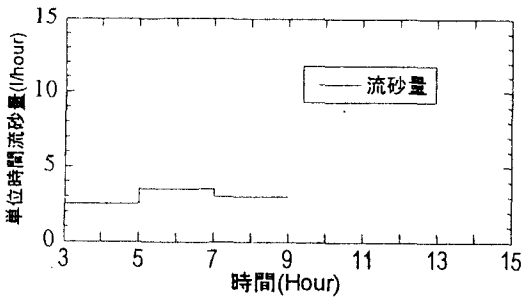
(a) 平均河床高



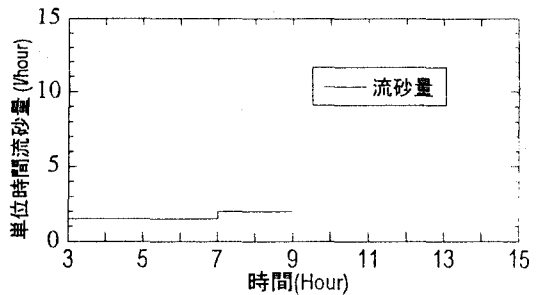
(b) 最大洗掘深



(b) 最大洗掘深



(c) 単位時間流砂量

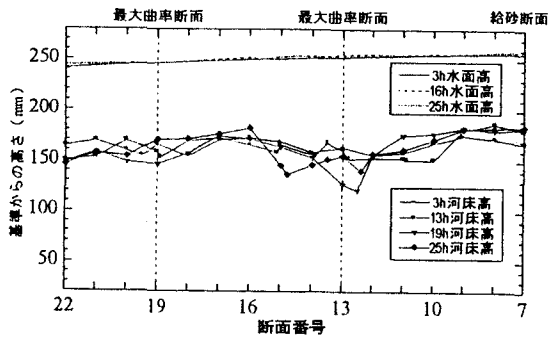


(c) 単位時間流砂量

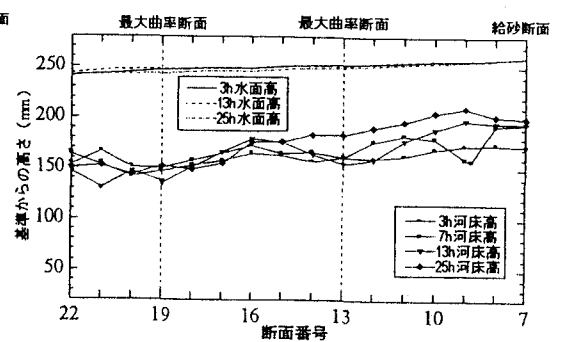
図-30 Case12の実験結果

図-31 Case13の実験結果

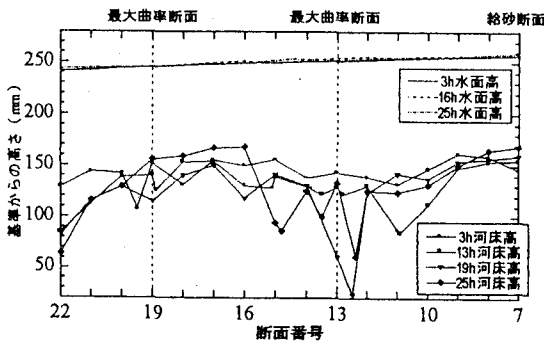
Case12, Case13 は同じ水理条件のもとで給砂を行なわない場合である。給砂による外乱が加わらない条件のため、流れに応じた土砂移動が起こっている。両者の比較により複断面蛇行流れの河床変動の再現性を考察することができる。複断面蛇行流れは低水路流れと高水敷流れの混合の程度が縦横断方向に異なり、2次流の強さが変化する。単断面蛇行流れに比べ2次流の大きさは小さい。このため、河床形状が複雑に変化することも予想される。このようなことから、本節では流れに応じた土砂移動を伴う複断面蛇行流れの河床形状の再現性について調べる。



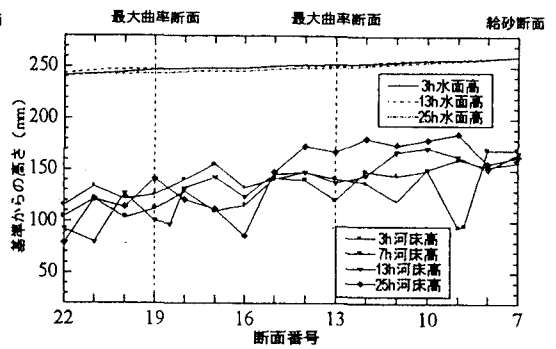
(a) 平均河床高



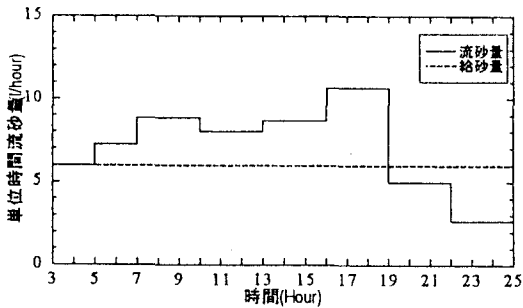
(a) 平均河床高



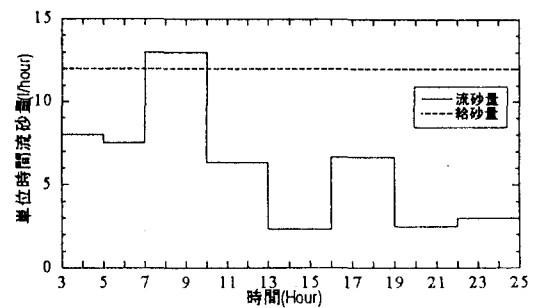
(b) 最大洗掘深



(b) 最大洗掘深



(c) 単位時間流砂量



(c) 単位時間流砂量

図-32 Case14の実験結果

図-33 Case15の実験結果

両ケースの平均縦断河床高の経時変化は、ほぼ同じであり、水面高もほとんど差が見られない。最大洗掘深の経時変化については、河床波の移動による変動が見られ両者に若干違いが見られるものの、その差は大きくなく、変動の幅を考えると、両者に有意な差は認めがたい。また(c)を見ると、通水3時間以降の単位時間流砂量もほぼ一定の値となることから、土砂はほぼ平衡状態で輸送されていると考えてよい。したがって、単断面蛇行流れ、直線複断面流れに比べて複雑な構造をもつ複断面蛇行流れにおいても、流れおよび流路の平面形、横断形に応じ、小さい変動の幅の中で平衡河床が形成され、流れと河床形状の再現性はほぼ成立するといえ

る。

(3) 平衡流砂量を超える土砂供給がある場合の河床変動

次に上流から付加的な土砂流入があり平衡流砂量を超える流砂がある場合の河床高およびその変動について考察する。図-32、図-33 に Case14, Case15 の (a) 平均河床高, (b) 最大洗掘深および (c) 単位時間流砂量の経時変化を示す。

Case12, 13 がほぼ平衡状態にある河床の変動であるとする。Case14, 15 は、流路内に入ってくる土砂量が平衡状態を越える over loading の状態である。平均河床高が上昇し、河床変動高も大きくなる。これは給砂によって生じた河床高の変化と河道の平面形に起因する流れが強く干渉し合うことによって河床変動が大きくなった結果である。

Case8 は、流し得る土砂量に対して約 2 倍の土砂供給を行った場合である。給砂による堆砂が時間と共に下流に進み、堆砂前面で河床勾配が局所的に増加し、流速の大きい断面に達すると著しい洗掘が生じる。最大曲率断面の No.13 付近は、内岸側流速が最大となる断面であり、これが土砂移動による局所的河床勾配の増大の影響と重なり最大洗掘深が生じる。その下流は掃流力の小さい断面であるため、河床は逆勾配となり、砂が掃流されにくく、この断面より下流部では、洗掘深は徐々に小さくなっている。この結果、最大洗掘深の時間変化に着目すると、最大曲率断面 (No. 13) を頂点とする下に凸型の変化が見られる。

このような複断面蛇行流れの河床変動特性は、低水路線形に起因して流速 (せん断力) が縦断的にも横断的にも異なる分布を持つためであり、それに加えて上流からの流入土砂という外乱が加わることににより洗掘・堆積が促進され、最大洗掘深は大きくなる。

さらに土砂供給量の多い Case15 では、初期の段階では、Case14 と同様に局所的な洗掘が見られるものの、時間の経過と共に過剰な土砂供給によって、全体的に堆積が現われてくる。流入地点付近では、内岸側河床高の上昇に伴い、低水路の河積は減少していく。河積が減少すると低水路内を流れる水量が小さくなり、さらに堆積が促進される。通水 15 時間後には低水路河床高は高水敷高さまで達する。しかし、この場合、河床高が上昇しても水位変化はほとんど見られない。これは高水敷幅が低水路幅よりも十分に広いため、低水路内の流れが高水敷に拮がり、高水敷流れの流速が大きくなることによって水位上昇に至らなかったと考えられる。

このように低水路幅が一定という理想的な複断面蛇行水路であっても平衡流砂量を超える土砂流入がある場合には、流れと河床変動の関係は一義的に決まるのではなく、時空間的に洗掘、堆積が起り、その影響は、上・下流に及ぶことになる。

(4) 給砂量と流砂量

(c) の実測流砂量の時間変化を見ると、ほぼ一定の値をとる Case12 に対して、Case13, Case14 では、時間的な変動図-30, 31, 32, 33, が大きくなっている。Case13, Case14 では、平衡流砂量を超える土砂供給によって河床の変動幅が増大し流砂量の時間変動が大きくなったものと考えられる。

水路下流端において測定された流砂量は、測定時間内における下流端支の直上流側の河床高の変動と密接に関係しており、上流からの給砂の影響やそれに伴う河床変動の伝わり方によって変化する。Case14, Case15 では、通水 19 時間後から流砂量は減少している。これは、河床高の経時変化を見ると、流砂量測定断面上流部の蛇行変曲断面付近に土砂が堆積し、下流への土砂の流送が小さくなっているためである。したがって、さらに通水を続ければ堆積していた土砂が下流に流送されることにより、流砂量は再び増加することも考えられる。このように複断面蛇行流れは単断面蛇行流れに比べて土砂移動の非平衡性の程度は強く、特に平衡流砂量を超える流砂がある場合には、河床高および、流砂量は時空間的に大きく変動する。

4・6 まとめ

本章で得られた結論を以下に示す。

- (1) 複断面蛇行流路の平面形と相対水深が移動床複断面蛇行流れと河床形状におよぼす影響を明らかにした。
- (2) 河川の洪水実測データを分析し、洪水流下特性の検討を行った。その結果、実河川の洪水流特性と河床移動特性は、実験室で行われた複断面蛇行流路の特性とよく対応することを示した。すなわち、複断面蛇行流れは単断面的蛇行流れと複断面的蛇行流れから構成され、この境界は蛇行度と相対水深によって規定される。
- (3) 多摩川で発生した 4 つの洪水を対象に、河岸被災箇所を河道の平面形と洪水流特性から推測した。この結果より、河岸被災の少ない河道の設計には、河道線形と洪水流の水利の把握が重要であることを示した。
- (4) 流速が縦横断的に複雑に変化する複断面蛇行流れにおいても、河道線形と水利の条件に応じた流砂量がある場合には、平衡状態の河床形状が現れ、河床変動の再現性が高い。
- (5) 複断面蛇行流路において、与えられた水利条件に対して平衡状態で流し得る土砂量よりも多く土砂が流入する場合には、過剰な土砂の移動と流路の平面形に起因する流速分布との相互作用によって、平衡状態よりも大きな河床変動が生じ、洗掘・堆積作用が促進される。同じ水利条件、河道条件であっても河床形状は時空間的に変動し、一義的には決らない。

引用文献

- 1) 速水頌一郎：洪水流の理論について、-水工学の最近の進歩-土木学会水工学論文集，pp. 25-48, 1953.
- 2) 矢野勝正，芦田和男，高橋 保：境界条件による洪水流の変形に関する研究（第 1 報）京都大学防災研究所年報第 8 号，pp. 257-227, 1965.
- 3) 芦田和男，高橋 保，竹元忠嗣：複断面水路における洪水流，京都大学防災研究所年報第 10 号 B，pp. 133-145, 1967.
- 4) 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利，土木学会論文集，No. 579/II-41, pp. 83-92, 1997.
- 5) 岡田将治，福岡捷二，藤原昌典：複断面蛇行流路の非定常流れと河床変動，第 53 回年次学術講演会講演概要集，第 II 部，pp. 666-667, 1998.
- 6) 富永晃宏，長尾正志，三尾憲史，劉建：複断面水路を通過する洪水波の水利特性，水工学論文集第 38 巻，pp. 443-448, 1994.
- 7) 関浩太郎，福岡捷二，岡部博一：複断面蛇行流路における洪水流の流下形態，第 51 回土木学会中国支部，研究発表会，発表概要集，pp. 189-190, 1999.
- 8) 清水康行，板倉忠興，岸 力，黒木幹男：昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流部の河床変動について，第 30 回水利講演会論文集，pp. 487-492, 1986.
- 9) 建設省河川局治水課，土木研究所：河道特性に関する研究（その 1）-洪水流の挙動と河道-，第 42 回建設省技術研究会，pp. 761-791, 1988.
- 10) 福岡捷二，浅野富夫，藤田光一他：瀬沼川における洪水流と河床変動の研究，土木研究所報告，第 180 号の 2，pp. 1-94, 1990.
- 11) 福岡捷二，藤田光一：複断面河道の抵抗予測と河道計画への応用，土木学会論文集，411/II-12, pp. 63-72, 1989.
- 12) 福岡捷二，藤田光一，新井田浩：樹木群を有する河道の洪水位予測，土木学会論文集，447/II-19, pp. 17-24, 1992.
- 13) 武藤祐則，塩野耕二，今本博健，石垣泰輔：複断面蛇行開水路流れの 3 次元構造について，水工学論文集第 40 巻，pp. 711-716, 1996.
- 14) 福岡捷二，渡邊明英，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 巻，pp. 883-888, 1997.
- 15) 福岡捷二，五十嵐崇博，高橋宏尚：江の川水防林の特性と治水効果，水工学論文集第 39 巻，pp. 501-506, 1995.
- 16) 高橋宏尚，福岡捷二，平井秀輝：堤防法線と低水路法線の位相差がある流路での実河川の表面流況，土木学会第 50 回年次学術講演会概要集第 2 部 A，pp. 474-475, 1995.
- 17) 福岡捷二，高橋宏尚，加村大輔：複断面蛇行河道に現れる複断面的蛇行流れと単断面的蛇行流れ-洪水航空写真を用いた分析

- , 水工学論文集第 41 巻, pp. 971-976, 1997.
- 18) 福岡捷二: 複断面蛇行河道設計法の課題, 第 3 回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集, pp. 1-8, 1997.
- 19) 福岡捷二, 小俣篤, 加村大輔, 平生昭二, 岡田将治: 複断面蛇行河道における洪水流と河床変動, 土木学会論文集, No. 621/II-47, pp. 11-22, 1999.
- 20) 高橋 保: 流砂系の総合的な土砂管理に向けて, 河川, No. 628, pp. 3-5, 1998.
- 21) 福岡捷二, 宮崎節夫, 大串弘哉, 加村大輔: 堤防と低水路の法線の間に位相差が存在する複断面蛇行流路の流れと河床変動, 水工学論文集第 40 巻, pp. 941-946, 1996.
- 22) 福岡捷二, 大串弘哉: 堤防の蛇行が複断面蛇行流路に及ぼす影響, 水工学論文集第 41 巻, pp. 1137-1140, 1997.
- 23) 福岡捷二, 渡邊明英: 複断面蛇行水路における流れ場の 3 次元解析, 土木学会論文集, No. 586/II-42, pp. 39-50, 1998.
- 24) 渡邊明英, 福岡捷二: 複断面蛇行流路における流れと河床変動の 3 次元解析, 水工学論文集第 43 巻, pp. 665-670, 1999.
- 25) 多摩川河道計画検討調査, 国土開発技術研究センター, 1995.
- 26) 田中淳一, 岡田将治, 福岡捷二: 単断面蛇行流路と複断面蛇行流路での河床変動機構の比較, 検討, 土木学会中国支部第 51 回研究発表会発表概要集, pp. 175-176, 1999.
- 27) 岡田将治, 田中淳一, 福岡捷二, 渡邊明英: 複断面蛇行流路における流れと河床変動特性, 土木学会中国支部第 51 回研究発表会発表概要集, pp. 187-188, 1999.