

II-28

洪水時における水制の実験的検討

北海道開発局開発土木研究所 正 員 加治 昌秀
 正 員 三浦 敦禎
 北海道開発局石狩川開発建設部 正 員 北條 紘次

はじめに

北海道の中には未だ原始河川の様相をとどめる急流河川が多く、その断面は皿型の形状をなし、流れは複列・網状となり滞筋は年々変化するといった特徴をもっている。その中の典型的な例である札内川においては、水衝部の洗掘・浸食防止、さらに複列状の河道を解消し安定した流路を形成すべくコンクリートブロックを用いた水制による河道改修が進められている。

水制は、水流の局所的な水理挙動を積極的に制御するための河川構造物である。水制の水理機能は大きく分けて、流速の抑制（減速効果）、水流の抑制（水はね効果）の2つの効果をもつ。しかしながら、水制が配置された河川において洪水時に及ぼす影響や効果について未だ未知の部分が多い。

そこで本報告は、大型水理模型を用い計画高水流量流下時の水制の減速効果及び水制先端部の河床変動について検討を行ったものである。

1 大型水理模型実験

1-1 実験概要

現在、札内川に設けられている水制は、水制高が高く、おもに低水時には水はね効果をもって流路の固定、水衝部における洗掘・浸食防止などを目的として設置されている。しかしながら、洪水時には流水は水制の中、あるいは水制の上を流れるものである。そこで本実験においては、札内川で行われている河道改修計画に基づき、図-1のような長期20ヶ年河道改修計画案を作成した。

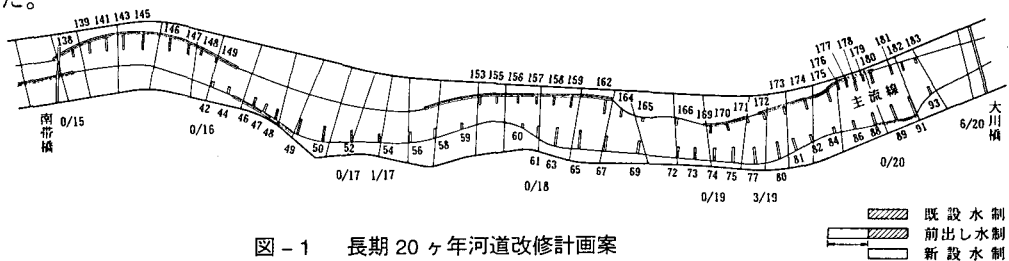
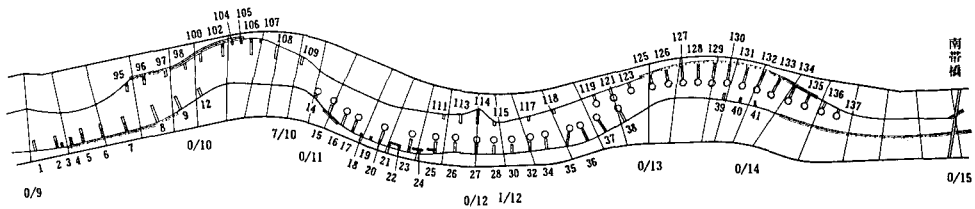


図-1 長期20ヶ年河道改修計画案



水制諸元としては、昨年度までの実験結果を参考に川幅(B)と水制長(L)との比(L/B)が0.2以上、水制長(L)と水制間隔(D)との比(D/L)が4以下をほぼ満足する形での水制配置とした。また、水制も実物の1/50のミニチュアを使用し $kp9.0 \sim kp20.0$ の区間について洪水時に水制が及ぼす影響や効果について実験を行った。

Experimental Study of Spur Dike During Flood
 Masahide KAJI, Atuyoshi MIURA, Kouji HOUJYOU

実験フローは、

- (1) 低水路を計画河床高に整形⇒(2) 現況水制設置⇒(3) 48 時間通水
- (4) 長期 20 ヶ年計画水制設置 ⇒ (5) 48 時間通水 ⇒ (6) 計画高水流量
ハイドログラフ流下

とした。実験フロー中の 2 回の 48 時間通水は、現地の河床変動が洪水時以外は融雪期に一番大きいことから融雪流量 $400\text{m}^3/\text{s}$ (模型流量 $23\ell/\text{s}$)、融雪期間 2 週間 (模型通水時間 48 時間) を通水し初期河道を設定した。また、今回の実験では計画高水流量流下ということで水位は刻々と変化し水位の測定は非常に困難である。このため、ピーク時の水位は kp 毎の痕跡水位の測定により行った。

図-2 に今回の実験に使用した札内川の計画高水流量ハイドログラフを示す。図中に計画高水流量および既往最大流量を記したが双方とも出水から出水ピークまでの時間は約 10 時間前後であり、かなり早い時間間隔で流量は増加する。

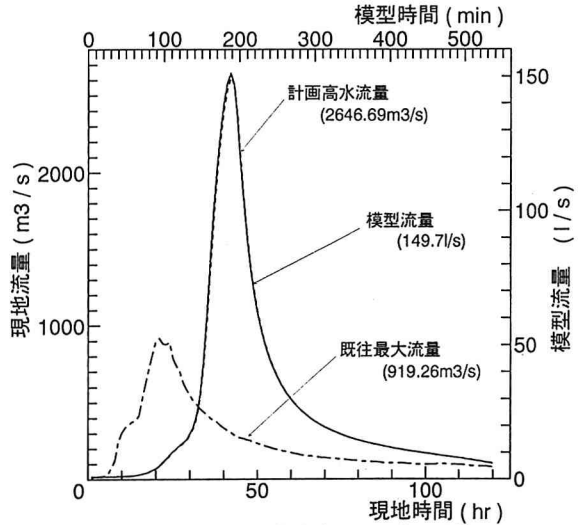


図-2 札内川計画高水流量ハイドログラフ

1-2 流速の抑制 (減速効果)

写真-1 は、上記 図-2 の模型換算値のハイドロを通水した時のピーク時の流況写真である。写真はラジコンヘリを用いて地上約 25m の高さから撮影した。

写真より判断すると主流はほぼ河道の中央部を単一的に流れ計画低水路法線に沿ったかたちで蛇行線を描いて流下している。また、極端に水流が高水敷きに乗り上げるような傾向も見あたらない。これは、河道の安定のために配置した各水制群の水はね効果の連携により流心を河道中央部に導いているものと考えられる。また、流速は河道中央部が最も速く縦断方向の水制間についてはそれほど速いようには見えない。吉川¹⁾によると、根固め水制の大部分は、洪水時には水制の中あるいは水制の上を流れるものでありその場合河床に対しては粗度と

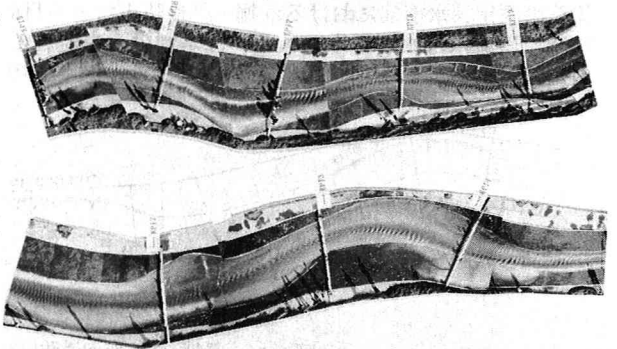


写真-1 計画高水流量ハイドロピーク時流況

して作用するとしている。本実験の場合も水制間では水制が水流に対して粗度的な要素となり河岸付近では流速の抑制効果 (減速) として現れているのではないかと推測される。この場合、水制が粗度として流速の抑制効果 (減速) をもつとした場合、水制間隔が密の箇所および水制群の一番上流の水制付近では堰上げなどにより水制上の水位は上昇する。また、水制間隔が粗の場合は水制の中間付近および水制群の一番下流では水位は下降の傾向を示すのではないかと考えられる。

そこで、図-3 では上述した傾向を見るため痕跡水位より水面勾配を求め各水制上の水位を算出した。図中の水深は、計画河床高からの水深を逆算により求めたものである。図より水深の上昇および下降の関係を見ると各水制上の水深は痕跡水位地点の水深に比べやや高めの傾向にあることが伺われる。このことは流水が水制上を通過する際、水制により水が堰上げられる現象ではないかと考えられ、この結果流速も減少しているのではないかと推測される。写真-1 および 図-3 より判断し、水制を粗度と考えた場合、流速を減少させる粗度には大きくわけて棧型粗度とくい型粗度とがあり、今回の実験の水制配置は棧型粗度に相当するのではないかと考えられる。棧型粗度については多くの研究者により実験的研究が行われており棧の高さと間隔の比および棧の高さと水深の比が重要なポイントとなることが明かとなっている。水制においても水制高と水制

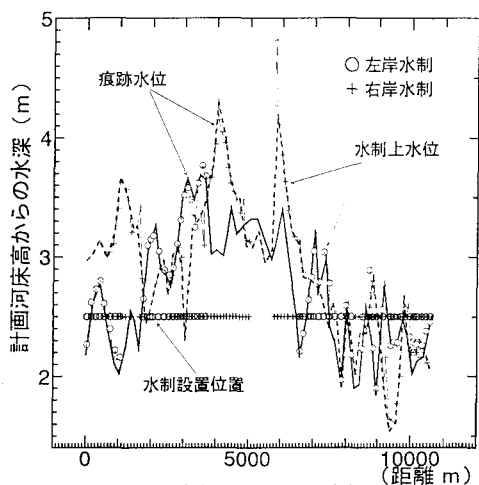


図-3 水制設置による水位変化

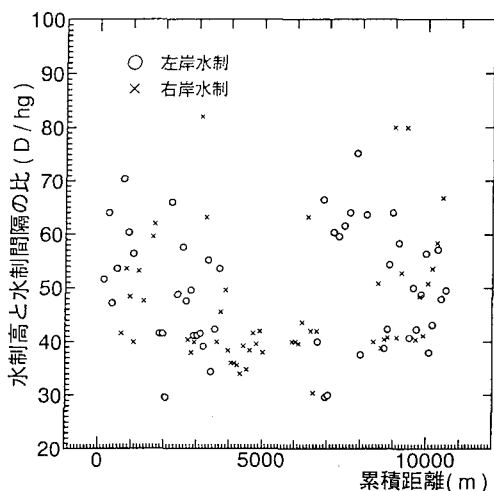


図-4 水制高と水制間隔との関係

間隔および水制高と水深が流速の減速に重要な関係を持つものと思われる。

図-4,5に今回の実験の水制の高さに対する水制間隔と水深について現地の施工例、施工計画も併せて下記に整理した。

図-4は、計画河床高からの水制高と水制間隔の比 (D/hg) を表したものである。図を見ると今回設置した水制は、水制高の40倍前後と50倍前後が最も多い。S56年に札内川で行われた現地調査によると、水制間隔は水制高の30倍前後と50倍前後が最も多いという結果になっており今回設置した水制はほぼ同じ値で設置されている。

図-5は水制長と水制間隔との比 (D/L) を横軸に水深 (H) に対する水制高 (hg) の比 (hg/H) を縦軸に表したものである。 D/L は水制長の1~3倍となっており現地調査結果も1~3倍が最も多いと報告されている。しかし、水深 (H) に対する水制高 (hg) との比は、計画低水路断面とした場合水深が水制の計画河床高から1.8~2.1倍となっているのに対し、今回の実験では計画低水路断面より低水路幅が広いためか0.8~1.4倍となっている。中には、水制上を流れない箇所も値的には現れている。そこで、図-5に示したように水深に比して水制高が高くなるような場合の水制の減速効果について検討を行った。

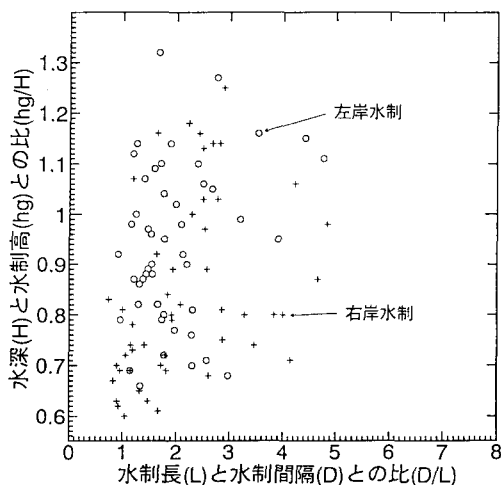


図-5 hg/H と D/L との関係

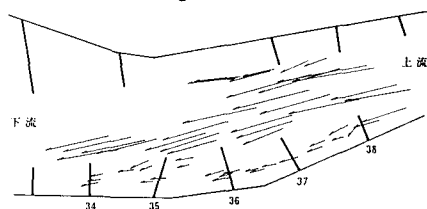


図-6 水制近傍流速ベクトル図(写真解析)

図-6は、写真解析を行った箇所の流速ベクトル図である。主流部となっている箇所の流速は約7.8m/s(現地換算値)で水制間の流速は約1.3~1.6m/s(現地換算値)であり主流に近づくにつれ速くなっており水制間については流速は減速されていることが伺われる。秋草²⁾は、水深が水制の高さの10倍以下になる実験を行い河床を適当な位置にとることにより対数分布が成立し相当粗度の理論を適用することができるとしている。また、足立³⁾は、他の人の実験結果も併せて粗度について次の関係式を与えている。

$$\frac{u}{u_*H} = 1.50 \log \frac{s}{k} - 1.91 + \{5.75 + 0.12(\frac{s}{k})^{0.8}\} \log \frac{H}{k} \quad (1)$$

s = 栈間隔, k = 栈高, H = 水深, u_* = 摩擦速度, u = 平均流速,
ただし、上式は $8 < s/k < 160$ において成立する。

ここで、上式から相対粗度高と相対粗度間隔とから抵抗項 u/u_*H が算定されるとしている。そこで、実験条験の相違はあるが上式を用い計算による今回の水制の抵抗項 u/u_*H (水制間の平均流速) を求めることを試みた。ただし、計算対象水制は、水制 No.35, 36, 37, 38, 61, 63 (図 - 1 参照) の 6 箇所である。栈間隔 s は、上流の水制の中心から次の水制の中心までの先端部での距離とし、栈高 k は水制の初期河床高 (融雪流量流下後の平均河床高) から水制天端までとした。また、水深 H は痕跡水位より求めた水制上水位から水制の初期河床高までの深さである。

図 - 7 に結果を示す。○ は計算値, ● はラジコンヘリにより撮影したものを写真解析したものである。解析値と計算値とでは、水制 No.35, 36, 37, 38 は、水制天端高から水面までの水深が $0.75 \sim 1.27m$ であり $0.17 \sim 0.20m/s$ 前後の差が生じた。

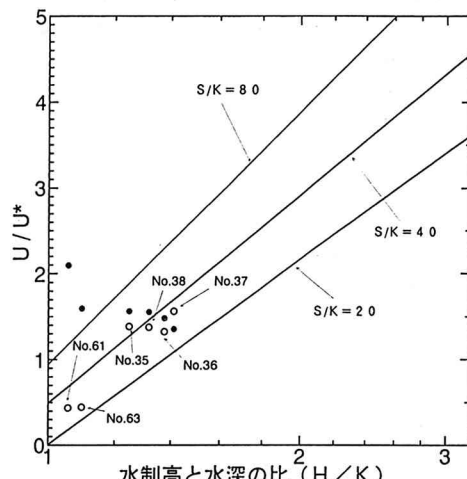


図 - 7 水制の抵抗 (u/u_*H)

また、水制 No.61, 63 では水制天端高から水面までの水深が $20 \sim 40cm$ の所であり計算値の平均流速が低く出すぎ適用できなかった。しかしながら、水制天端高から水面までの水深が $1m$ 以上ある所では上式によりある程度の水制間の平均流速を求めることができるのではないかとと思われる。今回は解析データ数も少なくまた、水深および水制高の与え方、水制の透過性、湾曲等により平均流速も変化していると考えられ、もっと多くの解析データを集め検討を要するところである。

1 - 3 水制先端部の河床変動

写真-2 は、2 回目の 48 時間通水 (融雪流量) をした後の初期河床状態を表したものである。河床形態を見ると $kp14.0 \sim kp15.0$ 付近は単列砂州となっているようである。この箇所は護岸も施工されており低水路幅がほぼ計画低水路幅となっている区間である。その他の区間では複列砂州の様相を見せ複列、網状の流れとなっている。

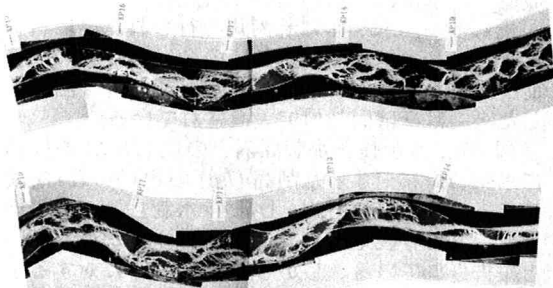


写真 - 2 初期河床 (融雪流量流下後)

写真-3 は、計画高水流量流下後の河床状態を表したものである。河床形態は、写真-1 で示した計画高水流量ピーク時の流心とほぼ一致しており写真-2 の融雪流量流下後に比べ単列砂州河道の様相が強く現れている。これは、水制の影響により主流が単一的流れとなったため交互砂州が発達し河道が安定したものと考えられる。写真-3 を見ると水は、ほとんど水制先端部を流れており計画高水流量流下時には主流が流下したものと思われる。このような場合、水制先端部はかなりの洗掘があると考えられる。

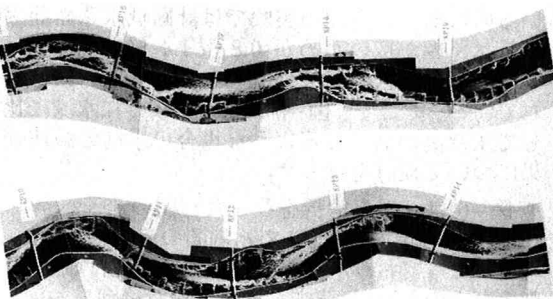


写真 - 3 計画高水流量流下後の河床

そこで、図-8, 9 のようなリングを用いた最大洗掘深の測定も同時に行った。測定箇所は、図-1 に示す通りである。この測定方法は、流水により水制先端の河床が洗掘されることによりリングは沈み堆積傾向になるとリング上に砂が溜まる。実験終了後、リングまでを掘り起こし最大

洗掘深を測定するという方法である。ここでは、水制群 2 例について結果をまとめた。図-10, 11 は、図-8, 9 で示したリング設置箇所の洗掘深の測定結果である。検討対象水制は No.14 ~ 38 の左岸水制群および No.119 ~ 137 の右岸水制群である。両図より、各水制の洗掘深の大きい箇所は流水の当たる角度等により洗掘の度合いの違いはあるがだいたい 1, 4, 2, 3 の順となっている。1 の箇所の洗掘が大きいのは、流水が直接水制に当たり鉛直方向の流れが生じているものと考えられ 4 の箇所は水制の水はね効果の影響によるものと思われる。2 の箇所は、水はね効果と減速を期待する箇所であり、1 の箇所とは流水の当たる角度の違いはあるがここでも 1 の箇所同様、流水に鉛直方向の流れが生じ洗掘されているものと思われる。3 の箇所については、水制の死水域内でもありまた水制により流水は減速されており他に比べそれほどの洗掘は無いようである。しかし、2 の箇所については水制の基礎部の洗掘により水制先端部分の前倒れが懸念される箇所である。そこで、この箇所での初期河床時から計画高水流量流下後までの河床変動について図-12, 13 に取りまとめた。

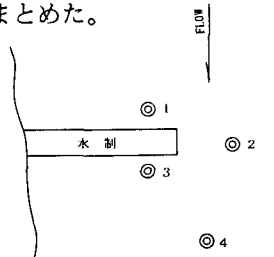


図-8 洗掘測定箇所平面図

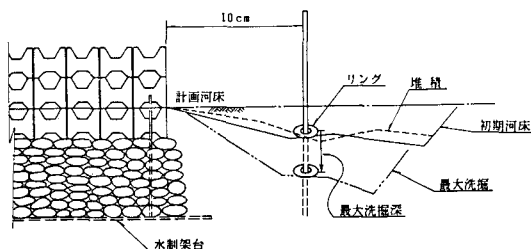


図-9 洗掘測定箇所側面図

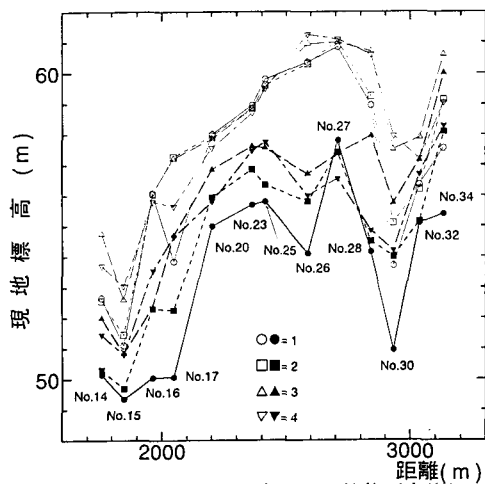


図-10 水制各点の洗掘状態 (左岸)

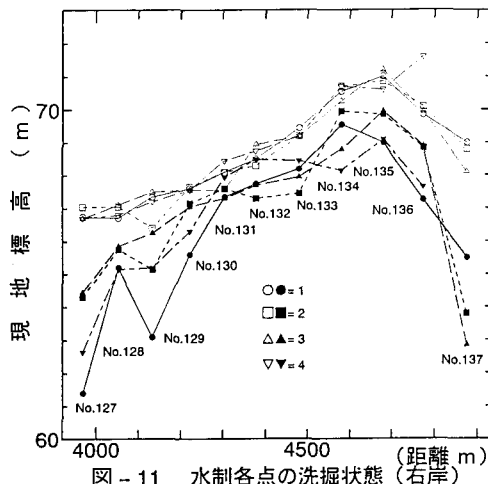


図-11 水制各点の洗掘状態 (右岸)

図-12 は、水制 No.14 ~ 38 の左岸水制群について初期河床高、最大洗掘深、計画高水流量流下後の河床高を表したものである。水制先端部の最大洗掘深は、初期河床高に比べ 1.05 ~ 3.75m と幅広い。中には水制 No.26, 28 のように 4.50 ~ 5.00m の洗掘も見られる。

また、図-13 は、水制 No.119 ~ 137 の右岸水制群について示したものである。全体的に最大洗掘深は 0.50 ~ 2.75m と左岸に比べ浅くなっているが水制 No.119, 121, 123, 125, 126, 137 の箇所では、4.25 ~ 7.15 と局所的に洗掘されている箇所もある。しかしながら、両図を見ても解る通り計画高水流量流下後の河床は、ほとんどの箇所の水制について初期河床高より高く土砂は堆積し、中には計画河床高以上に堆積している所も見られる。山下ら⁴⁾による砂面計を用いた床止め近傍の現地測定の結果でも変動した河床は時間が経過するとほぼもとに戻ると述べられているが今回の大型模型を用いた実験においても水制付近では同じような現象が見られた。これは、計画高水流量流下時に河床は最大の洗掘を受けるが、流速が減少するにつれ掃流力も減少し上流から流されてきた土砂が堆積するためと考えられる。ただし、初期河床高まで戻らない箇所の水制についてはそこが水衝部となっている可能性が大きい。そこで、どのような箇所で洗掘され水衝部と

なっているか平面的に検討を加えた。

図-14 は、計画高水流量流下後の河床を示したものである。河床は、ほぼ主流が流れたと思われる箇所が洗掘されておりその左右に州が発達した水制先端部分についても州が形成され単列砂州河道に近い形となっている。しかし、上流右岸水制群（水制 No.119 ～ 137）では、水制 No.119 ～ 126 の箇所が最も洗掘され水衝部となっている。この時の主流の法線形は蛇行長約 1,250m, 蛇行角約 $20^{\circ} \sim 21^{\circ}$ で流下しており洗掘位置は蛇行変化点のすぐ手前となっている。また、水深と洗掘深の比は水深の 0.6 ～ 0.8 倍であり最大洗掘箇所は、水制 No.125 で洗掘深は水深の 1.2 倍である。

一方、下流左岸水制群（No.14 ～ 38）では、水制 No.16, 17 および 25 ～ 28 付近が水衝部と考えられる。主流の法線形は蛇行長 1,600m, 蛇行角約 $23^{\circ} \sim 25^{\circ}$ で流下しており、この箇所の水深と洗掘深の比は、ほぼ 水深の 0.8 ～ 1.0 倍であり最大洗掘箇所は水制 No.17, 26 で水深の 1.1 ～ 1.2 倍である。洗掘位置は曲頂の手前と変化点付近となっている。

今回の実験では、水制先端の水衝部となる箇所はほぼ蛇行変化点の手前であり、洗掘深は約水深の 0.8 ～ 1.0 程度が多く最大で水深の 1.2 倍であることが明かとなった。

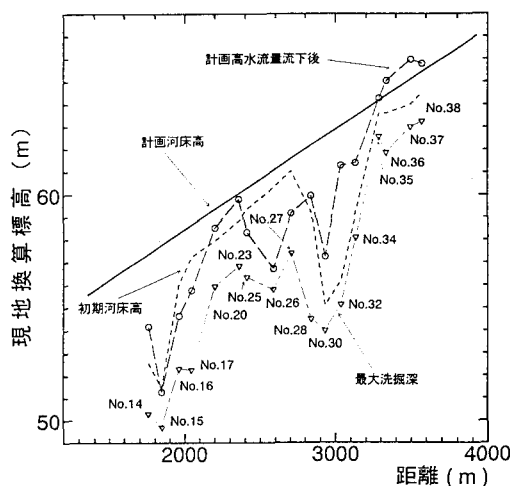


図-12 水制先端部の河床変動（左岸）

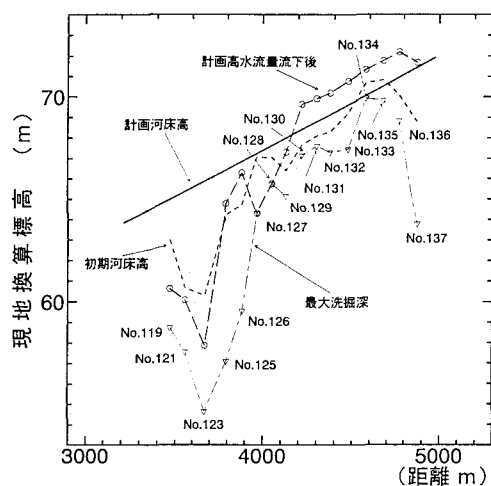


図-13 水制先端部の河床変動（右岸）

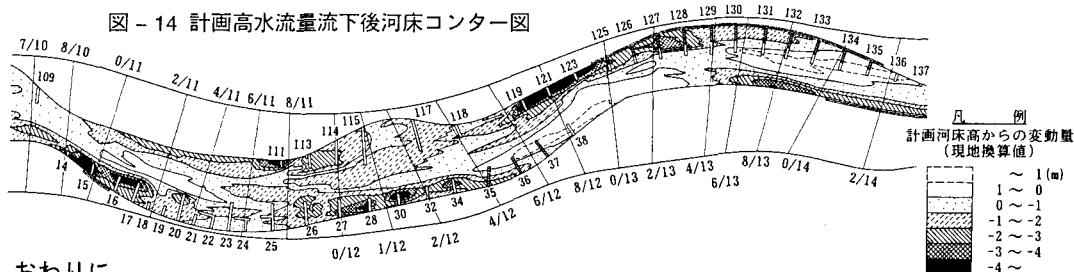


図-14 計画高水流量流下後河床コンター図

おわりに

今回の実験により、低水時には水はね効果をもって河道を維持している水制でも洪水時に流水が水制上を流れた場合、水制が粗度として働き河岸付近の流速を減速せしめることが確認できた。また、水制先端部の最大洗掘は洪水時などのように流量が多くなることにより最大洗掘深も大きくなるが洪水後にはほぼもとの河床まで戻ることが明かとなった。

参考文献

- 1) 吉川秀夫著:改訂河川工学 17, 朝倉書店, 昭 53.12
- 2) 秋草勲, 吉川秀夫, 坂上義次郎, 芦田和男, 土屋昭:水制に関する研究, 建設省土木研究所報告, 昭 35.10, p61 ～ 153
- 3) 足立昭平:人工粗度の実験的研究, 土木学会論文集, 104, 昭 39.4, p33 ～ 44
- 4) 山下彰司, 清水康行, 渡邊康玄:急流河川の床止め近傍の河床変動, 水工学論文集, 第 36 回, 1992.2, p35 ～ 42