

急流河川の床止め近傍の河床変動

A Study of Bed Variation at Fall in Rapid Flow River

山下彰司* 清水康行** 渡邊康玄***

By Shoji YAMASHITA, Yasuyuki SHIMIZU and Yasuharu WATANABE

It is well known that the local scour takes place around hydraulic structures such as bridge pier, weir or bed protection works especially in rapid flow rivers. This phenomena is usually observed after the flood and there exists very few data with respect to the local scour during the flood, which is very important in hydraulic designing works.

Bed elevation during a flood was investigated in order to study the time dependent behavior of the local scour using an automatic riverbed elevation system which are set up along the thalweg downstream of the No.6 and No.7 bed protection works in Toyohira river.

Rapid erosion was observed during the raising stage of the hydrograph, and deposition was observed during the falling stage.

Besides, the result of calculation by 1-D MacCormak Method is compared with field data.

Keywords: local scour, rapid flow rivers, hydraulic structures, 1-D MacCormak Method

1 まえがき

河道計画をたてる際には橋脚、床止め等の河川構造物近傍の局所洗掘等を考慮する必要がある。しかし、この河川構造物近傍の局所洗掘の測定は出水後に行われることが多く、河川の増水中に測定された事例は少ない。河川の河床変動は昔から水理学上の重要な問題であり、理論的には様々な検討がなされており、室内実験などでの検討も行われている。

当研究室では河川での床止め近辺の河床変動の実態を把握すべく、100万都市札幌を貫流し、都市部の平均河床勾配が1/200とかなり急勾配な豊平川の16.5KP付近の床止め（6・7号床止め）の上下流に河床面を自動計測できる砂面計を4基設置して床止め近傍の河床変動を経年的に観測した。また、現地河川と同様な条件のもとで1-D MacCormak法を用いた非定常流の河床変動計算も行った。

本報文では平成元年、2年の過去2カ年にわたって採取した河床変動のデータと数値解析結果との比較をおこない、実際の河川での河床変動の特性について報告するものである。

2 観測

2.1 床止めの概要

現在、豊平川には8基の床止めが設置されている。設置理由は太平洋戦争の戦時中に軍が行った大量の砂利採取のため河床材料の性質が変化し、出水ごとに河床洗掘が引き起こされ河床低下が進行したためである。今回観測を行った6・7号床止めは図-1の縦断面図にあるように6号床止めと7号床止めがほぼ連続して設置してある。2基の床止めの総落差は1.9mである。

* 正会員 工学 開発土木研究所河川研究室研究員（札幌市豊平区平岸1-3）

** 正会員 工博 開発土木研究所河川研究室副室長

*** 正会員 工修 開発土木研究所河川研究室主任研究員

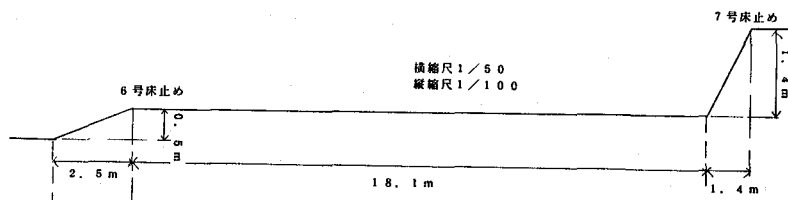


図-1 6・7号床止め縦断図

2.2 砂面計の概要

砂面計は4基あり、床止め上流に1基、下流に3基を縦断的に配置した。縦断的にはほぼ1直線上にあり、上流から $ST1, ST2, ST3, ST4$ としている。 $ST1 \sim ST2$ の距離は 95m、 $ST2 \sim ST3$ の距離は 5m、 $ST3 \sim ST4$ の距離は 15m である。なお、砂面計はH鋼に据え付けられており、その全長は6mで、現況では約3mが河床に埋まっている状態である。また、 $ST2$ の上流 5m までは護床工が入っている。

砂面計の構造は図-2の通りであり、 $ST1$ は砂面計のほかに水位計と流速計が設置してある。砂面計は上部よりデータを収録する収録部、記録の採取をコントロールするコントロール部、そして河床変動を感知するセンサー部より構成されている。センサーは発光器と受光器よりなり一定のインターバル（データ採取間隔）をおいて発光器より発光した光を受光器が受光したかしないかでデータ化する。発光器と受光器の間隔は 23mm であり、この地点での平均河床粒径 50mm より小さい。センサーペアの個数は 61 個である。センサーペアどうしの間隔は $ST1$ と $ST2$ では 5cm、 $ST3$ と $ST4$ では下からのセンサーペアの番号が No.1 ~ 16 まで 20cm、No.16 ~ 26 まで 10cm、No.26 ~ 56 まで 5cm、No.56 ~ 61 まで 10cm 間隔である。データ記録時間は

A データ採取間隔 10min 記録日数 7日

B データ採取間隔 1hr 記録日数 40日

C データ採取間隔 2hr 記録日数 80日

の3パターンがあるが、今回はパターンBとした。

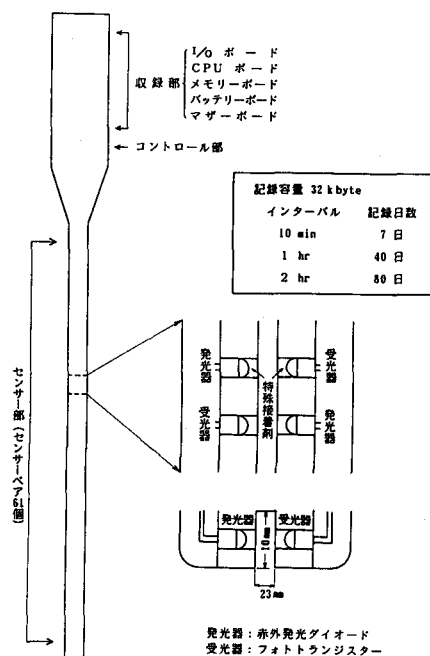


図-2 砂面計構造図

2.3 床止め近傍の河床材料

平成3年9月に砂面計を設置した6・7号床止めの上流1箇所、下流1箇所で河床材料調査をおこなった。試験は縦1m、横1m、深さ50cmの穴を掘って試料を採取し、そのうち1/4を用いて行った。結果を図-3に示す。最大粒径、平均粒径とも床止め下流の方が若干大きかった。これは、出水時などで総じて床止め下流の方が流速が早いからだと思われるが、cmオーダーで考えるとほとんど差はない。

豊平川の河床材料は 10KP ~ 24KP の間で平均粒径は 3.0cm ~ 20.0cm の間で変化する。特に最上流の床止めである8号床止め上流からは平均粒径はかなり大きくなる。

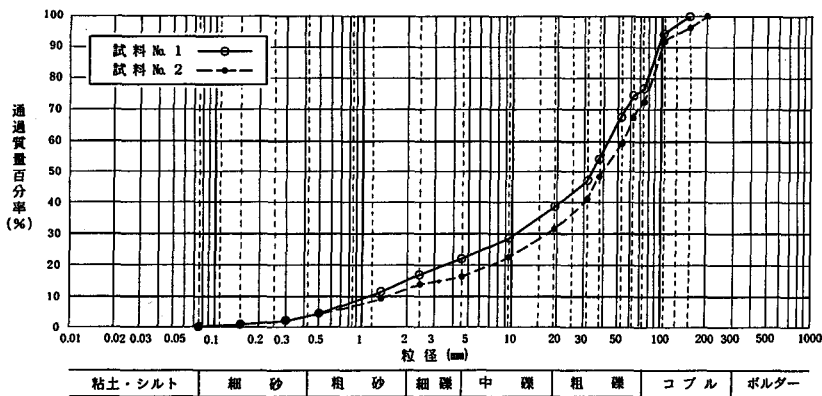


図-3 河床材料粒度分布

2.4 流量資料

ST1には砂面計のほかに水位計と流速計が設置されている。しかし、豊平川は出水時などに流下するゴミが多く、このゴミが流速計にからみついたりし、流速が正確に計れていない場合が多かった。このため、今回の検討にはST1から上流約100mにある幌平橋水位観測所の流量資料を用いることとした。この観測所から6・7号床止めまでの間には支川は流入していない。平成元年と平成2年の2カ年において豊平川での最大流量は平成元年9月の上旬の出水（最大流量 $353.61\text{m}^3/\text{s}$ ）であった。

3 解析

3.1 現地データ解析

図-4は縦軸に流量Qと河床高E.L.、横軸に平成元年9月1日1時からの累加時間hourをとって1カ月間の変化をまとめたものである。図-5は図-4での河床変動の激しい期間をクローズアップしたものである。図にみられるように流量と河床は対称的な動きをしている。即ち、流量が急激に増加しているところから河床は洗掘され始め、流量がピークに達したあと、減少するにつれ堆積している。河床の最大の洗掘量は床止めから約40m下流のST2は0.7m、約45m下流のST3は1.5m、約60m下流のST4は1.8mであった。床止め下流の河床では床止めから遠い方が多く移動している。

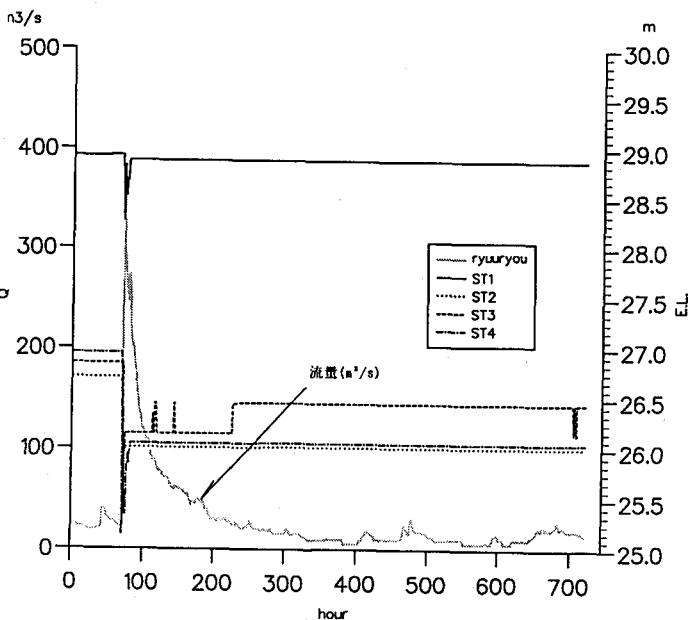


図-4 河床変化図
(平成元年9月)

また、図-5の累加時間 $t=60 \sim 90$

時間に着目して流量と洗掘の関係を m^3/s Carstens¹⁾によって導入された sediment数 $N_s = U_0 / \sqrt{sgd}$ (U_0 : 非擾乱流の平均流速、 s : 砂の水中比重、 g : 重力加速度、 d : 河床粒径)を用いることとし、これと洗掘深を床止め落差で無次元化した Z/H でまとめると図-6の様になる。ただし、 U_0 は流量 Q を床止め付近の平均川幅 B と床止め上での限界水深 h_c を用いて $U_0 = Q / (B \cdot h_c)$ として N_s を算出した。図より一定以上の N_s になると河床が大きく変動し始める傾向がうかがえる。

図-7は横軸に $ST1$ からの距離 X をとり、縦軸に河床高 E.L. をとった図である。図中の $h69 \sim h74$ は平成元年9月1日1時からの累加時間69～74時間での河床変動を示す。平成元年9月の河床の変動の仕方は先に述べたように床止めから遠い河床から動き始める傾向がある。なお、 $X=90$ 地点までは護床工が入っている。

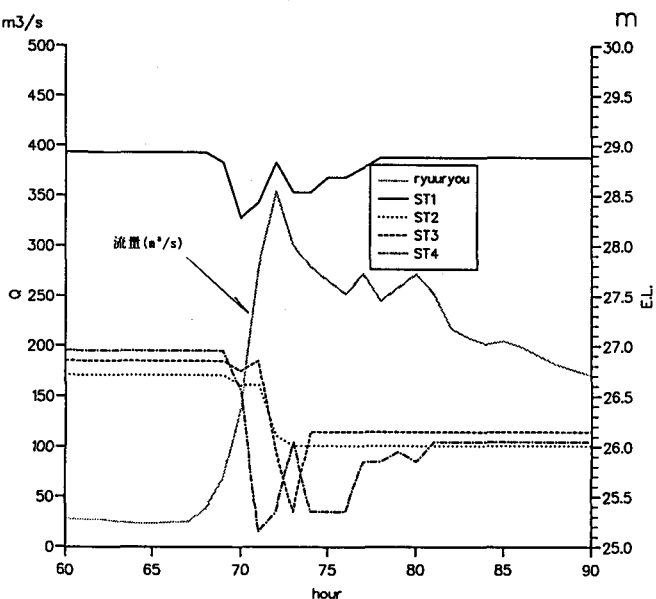


図-5 河床変化図(拡大)
(平成元年9月)

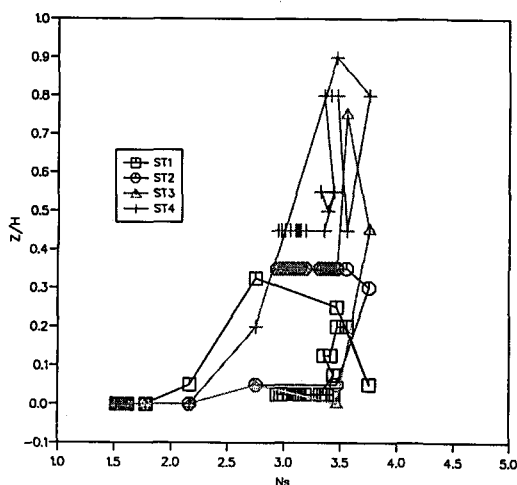


図-6 N_s - Z/H 図(平成元年9月)

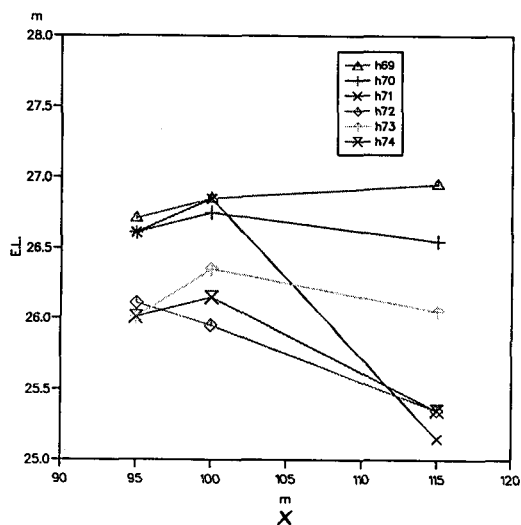


図-7 X - EL 図

図-8,9 はそれぞれ平成2年4月 m^3/s と平成2年1月の流量-河床高図である。図-8は融雪出水期を代表する。図-8中で急に流量が増加した $t=100, t=200, t=550$ (t は平成2年4月1日1時からの累加時間) 付近で河床が変動していることがみられる。

また、*sediment* 数と洗掘深の関係(図-10)では平成元年9月の時には N_s が約2.0より大きくなったときに河床が洗掘され始めたが、平成2年4月では最も河床の変化量の大きい $t=550$ 付近では平成元年9月の最大流量 $353.61m^3/s$ より少ない流量 $290.69m^3/s$ が出水したにも関わらずこの時は N_s が約2.5と平成元年9月の N_s 約2.0より大きい数値で河床が変動し始めており、また、河床の変動量は小さかった。

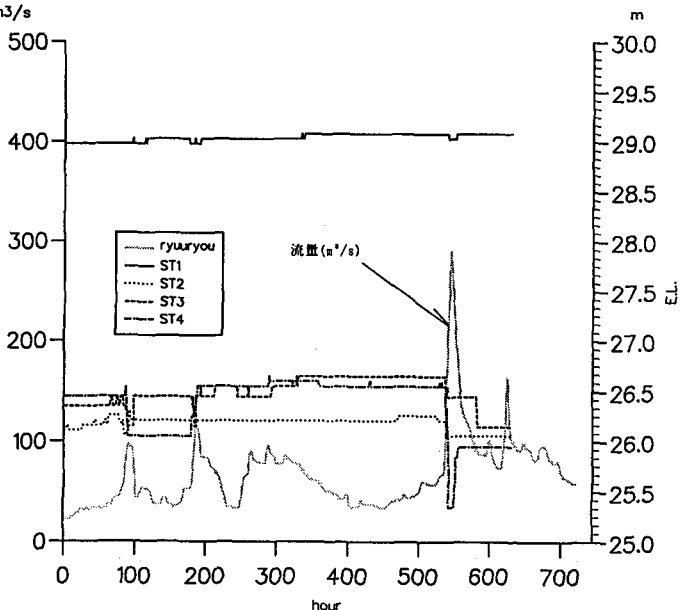


図-8 河床変化図
(平成2年4月)

図-9は冬季渇水期の代表例である。この時は流量も流量の変化量も小さかったので河床の平衡状態はくずれず、河床の洗掘がおきないことが見られる。

以上のことは比較的大きな流量が流れていても、その変動量が少なく連続的に流れているのなら河床は平衡状態にあり、それほど大きく河床は変動しないが、流量が急激に増加すると、河床の平衡状態がくずれ、河床が大きく変動するからではないかと思われる。

また、一つ一つの洪水によって変動した河床は時間が経過するとほぼもとに戻っており、このことから河床の長期的変動は一つ一つの洪水によらず長期間の流況の変化によって引き起こされるのではないかと思われる。

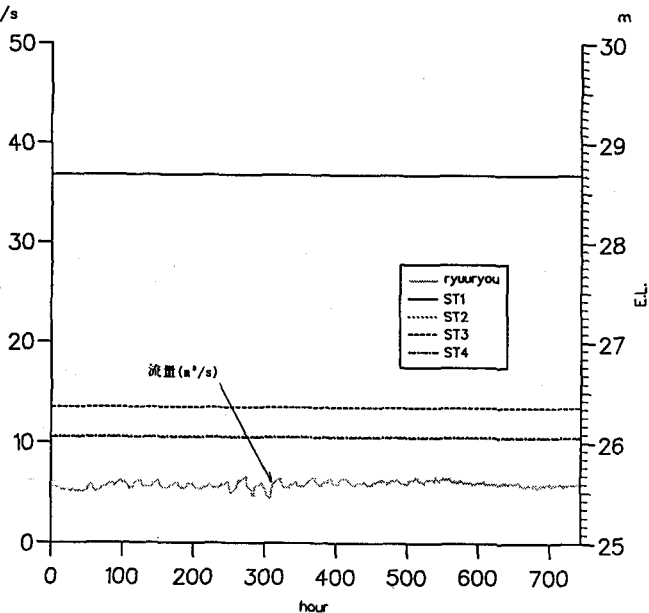


図-9 河床変化図
(平成2年1月)

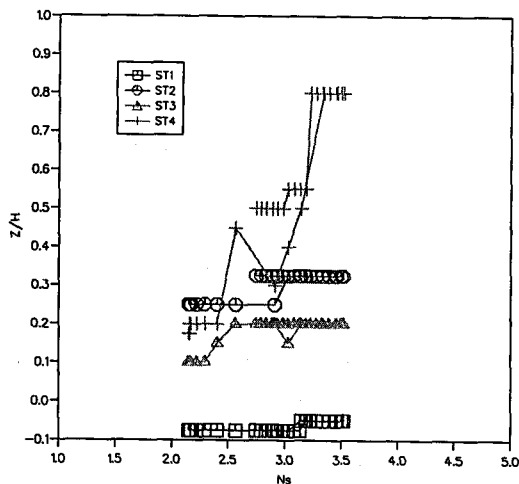


図-10 Ns-Z/H 図 (平成2年4月)

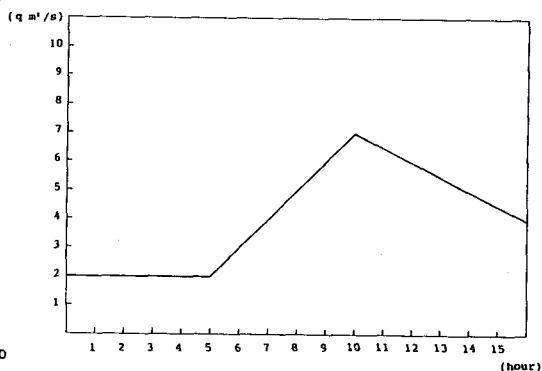


図-11 計算モデルハイドロ図

3.2 数値解析

3.2.1 計算モデルの概要

計算のモデルは全長 1,000m、勾配 1/200 の一定の広矩形断面とし、上流端から 400m の地点に落差 2m 勾配 1/1 の床止めを設置した。床止めの固定床部は上流端より 398m から 430m までとした。計算に用いた水利条件はまず河床のマニング粗度は実河川に近い $n=0.03(\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3})$ とした。また、流入量のハイドロパターンは一定流量を流して河床を安定させるため、図-11 のように単位幅流量 $q=2.0\text{m}^2/\text{s}$ を 5 時間流し、そのあと 5 時間かけて $q=7.0\text{m}^2/\text{s}$ まで直線的に増加させ、さらにその後 10 時間かけて $q=2.0\text{m}^2/\text{s}$ まで減少させた。流量変化による河床変動特性を把握し易いように砂面計が観測した出水よりも大きめに設定した。

計算条件は上流端で水深と河床高を固定し、下流端では水深と河床を固定した。

3.2.2 1 次元 MacCormack 法による河床変動計算

基本式

流れは以下の St-Venant 方程式を用いて解く。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = S \quad \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q_B}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\text{ただし、} H = h, \quad U = uh, \quad F = gh(S_0 - S_f) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right) \quad (2)$$

流砂量は Meyer-Peter・Müller の式を用いる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q_B}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

$$\text{ただし、} Z = z, \quad Q_B = \frac{1}{1-\lambda} \cdot 8 \cdot (\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{sgd^3} \quad (4)$$

h : 水深, z : 河床高, u : 流速, g : 重力加速度, Q_B : 流砂量, λ : 空隙率, τ_* : 無次元掃流力
 τ_{*c} : 限界掃流力, s : 水中比重, d : 粒径

計算手法

流況計算に用いた MacCormack 法²⁾³⁾は時間依存差分法の一つで、空間及び時間方向に 2 次の精度を有する差分スキームであり、(5) 式で一度計算したものを (6) 式でさらに補正するものである。
(予測子段階)

$$\bar{U} = U_i - \frac{\Delta t}{\Delta x}(E_i - E_{i-1}) + \Delta t S_i \quad (5)$$

(修正子段階)

$$U_i = 1/2 U_i + \bar{U}_i - \frac{\Delta t}{\Delta x}(\bar{E}_{i+1} - \bar{E}_i) + \Delta t S_i \quad (6)$$

ただし、

$$U = \begin{pmatrix} U \\ H \end{pmatrix}, \quad E = \begin{pmatrix} F \\ U \end{pmatrix}, \quad S = \begin{pmatrix} S \\ 0 \end{pmatrix} \quad (7)$$

ここで、 i は x 方向の格子点番号であり、 Δt は計算時間刻み幅、 Δx は x 軸方向の計算距離刻み幅、 $\bar{U}$ 、 $\bar{E}$ は予測子段階の U 、 E の値である。また、 Δt は C.F.L 条件より決定した。

河床変動単独の計算は流砂量が上流から下流へ伝達するという仮定で差分式をたて、上流から下流に向かっての計算のみを行った (X 軸に対して後進差分)。

乱流粘性係数 ϵ は一定値 $0.001 (m^2/s)$ を用いた。その他に数値振動を抑えるために 3 種類の人工粘性を導入した。河床変動計算を行なう前の流況計算では水位を考慮したもの、河床変動計算中には流況計算では水深を考慮したもの、さらに河床変動計算では河床を考慮したものである。また、計算モデルの固定床部では河床の人工粘性は 0 とした。

3.2.3 計算結果及びデータの比較

図-12 は横軸をモデルの上流端からの距離 $X(m)$ 、縦軸を河床高 $E.L.(m)$ をとした河床変化図である。計算モデルでは $X=400$ の位置に落差 2m、勾配 1/1 の床止めがあり、 $X=430$ まで固定床とした。この時の初期河床での計算上の跳水位置は $x=420$ 付近であった。

また、固定床終端近傍の計算格子間隔は 2m である。

図-12 から固定床直下流では洗掘が起きるが、それより下流では堆積が起きることが示されている。さらに、時間的な変化をみると $X=432$ 地点では流量が増加するにつれ洗掘量は増加し、流量がピークを越えてからは堆積する傾向があらわれており、現地計測結果を定性的に表現できているのではないと思われる。

図-12 の凡例

- — △
- … 時間
- △ … 流量

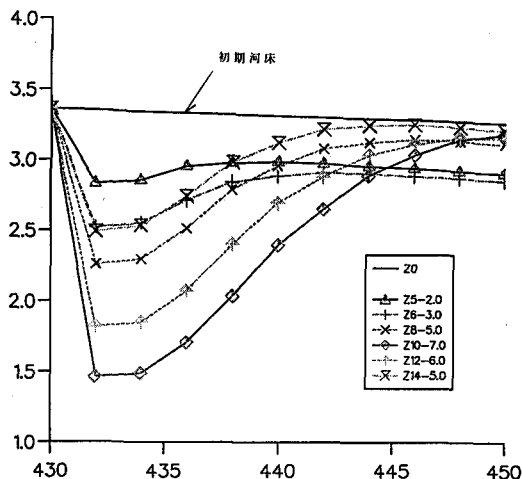


図-12 河床変化図
(計算モデル)

4 おわりに

本報文では砂面計を用いた実測データより、定常流でない実際の河川での河床洗掘の実態について現地観測データをもとに明らかにしようとした。

しかし、データがまだ平成元年、2年の2カ年と少なく、採取データも最大流量で約 $350\text{m}^3/\text{s}$ と小規模洪水でのデータしかなく、中規模及び大規模洪水時でのデータが採取されていない。したがって、洪水時での床止め近傍での河床変動の実態を把握するには不十分である。しかしながら、流量変化にともなう河床の基本的変動の様子について把握することができた。

また、本報文では過去に当研究室から報告された1次元マコーマック法の流況計算に河床変動計算を組み込み、さらに与える流量を変化させた非定常流の河床変動計算を行い、現地計測結果と比較検討してみた。計算手法は河床変動計算に用いる流砂量式及び差分方法など考慮すべき点が多いが、定性的には非定常流での河床変動の傾向が示せたのではないかと思う。

今後は現地計測を続けると共により現地の実態を表現できるような計算手法の開発を行い、河川構造物近傍の局所洗掘のメカニズムについて明らかにしたい。

参考文献

- [1] Carstens, M, R: Similarity laws for localized scour, Proc. ASCE, J. of the Hyd. Div. 92 HY 3, 13-30, 1966.
- [2] Reinaldo Garcia and Rene A. Kahawita: Numerical Solution of the ST. VENANT equation with the MacCormack finite-difference scheme, INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN FLUIDS, VOL. 6, pp 259~274, 1986.
- [3] 崇田徳彦, 清水康行, 渡邊康玄 MacCormack 法を用いた常・射流計算, 開発土木研究所月報, No.448, 1990.

◇土木学会編: 水理公式集, 1985.

◇吉川秀夫編著, 流砂の水理学: 丸善, 1985.

◇渡邊康玄, 許士達広, 村上泰啓, 崇田徳彦: 常流・射流混在場での不等流計算と河床変動計算, 開発土木研究所月報, No.436, 1989.

◇岡部健士, 芦田和男: 流れの遷移を伴う一次元河床変動の数値解析法, 土木学会論文集, No.434/II-16, pp37-45, 1991.