

洪水流における水理構造の変化について

開発土木研究所 正 会 員 喜 澤 一 史
同 上 正 会 員 山 下 彰 司
同 上 正 会 員 鳥 谷 部 寿 人
北海道大学大学院 正 会 員 長 谷 川 和 義

1. はじめに

洪水時の水理構造を把握するために、現在まで数々の洪水データの収集が試みられているが、十分なデータが得られない。理由としては、

① 洪水の発生頻度が少ない ② 洪水観測は平水観測と異なる機器・手法が必要となる ③ 洪水予測の精度や情報収集に限界があり、出動の是非やタイミングの判断が難しい ④ 突発的なケースが多く、観測要員や交代要員の確保が困難 ⑤ 流木などの浮遊物の発生や水深、流速等に起因する危険度の増加などが観測の障害となること。などが挙げられる。これらは、洪水頻度など不可抗力要因を除いて、観測機器・観測手法の技術進歩、洪水予測精度の向上、情報ネットの整備などにより徐々に改善されつつある。

本文では、1997年8月9日～10日に鶴川で生じた計画高水位に迫る洪水で、超音波多層式流速計(ADCP—Acoustic Doppler Current Profilers—By USA RD i.n.c)を使用し得た流速分布を用いて、洪水時の非定常流の流速分布について考察していく。

ADCP は水面付近から超音波を発射し、ドップラー効果を利用することで流速及び流向を多層的に測定する装置である。今回の観測では、観測中に河床の反射波(Botum track)が得られなくなったことや、上流から流木等の浮遊障害物が多数流下してきたため、洪水初期のうちに測定を断念せざる得なかった。

しかしながら非定常流の特性や時間的変化、これらに作用する卓越した因子等の検討において貴重なデータを収集することができた。

2. 観 測

観測は北海道胆振地方の鶴川で行った。(図-1)

鶴川は流域面積 1,270km²、幹川流路延長 135km の中規模一級河川で、観測地点はその中流部に位置する穂別橋地点である。

観測当時は北海道付近に張り出した発達した前線と台風 11 号の影響により流域平均雨量で 135mm の降雨があり、観測地点の近傍に位置する穂別水位観測所で、最高水位 $H=56.47\text{ m}$ ($HWL=57.70\text{ m}$)、最大流量にして $1,300\text{ m}^3/\text{sec}$ (計画流量 $3,000\text{ m}^3/\text{sec}$)に達した。

8月9日の18:00頃から水位が徐々に上昇しはじめ、翌10日0:00頃から急激な上昇となって同12:00のピーク水位まで最大 $50\text{ cm}/\text{hour}$ の変動であった。

ADCPによる流速測定はそのうち9日20:00から10日3:30までである。

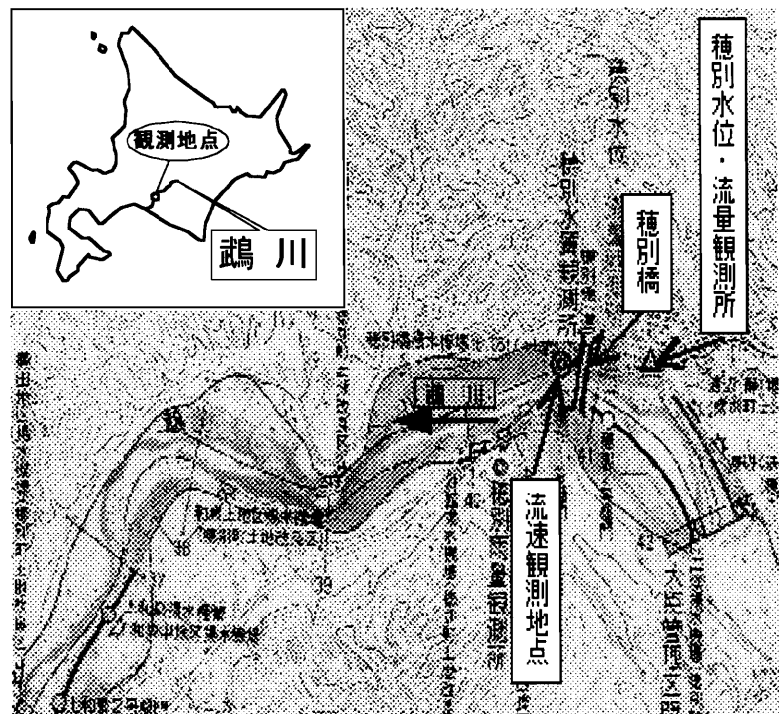


図-1 観測地点位置図

Change of hydraulic structure in flood flowby

Kazufumi KIZAWA, Shoji YAMASHITA, Toshihito TOYABE, Kazuyoshi HASEGAWA

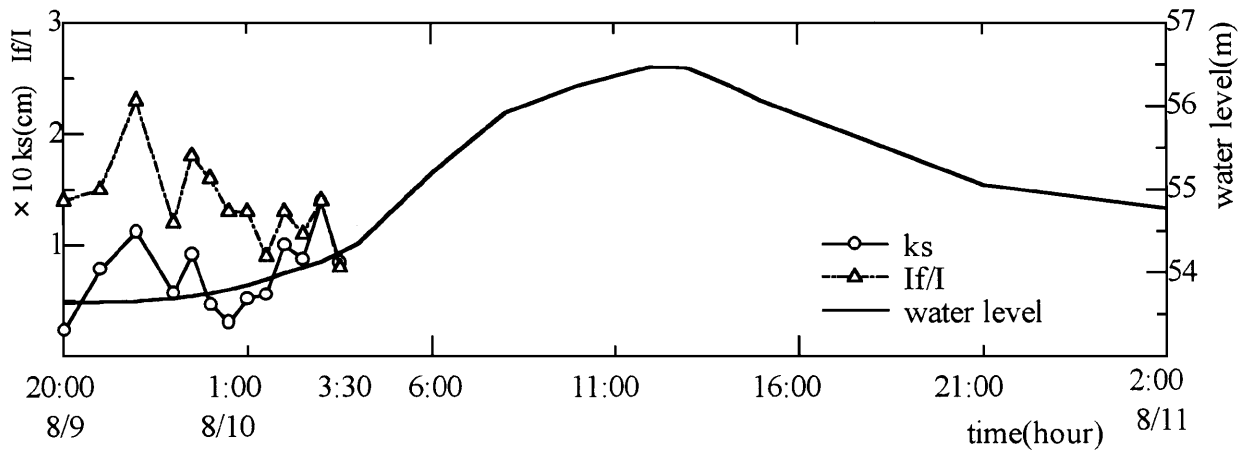


図-2 穂別橋地点のハイドログラフ

2-1. ADCP による流速の測定

流速は、ADCP を FRP 製の小型ボートに取付け、ロープで穂別橋の高欄に固定し、主流かつ橋脚の影響を受けない位置に係留し測定した。(図-3)

ADCP の鉛直方向の測定ピッチは最短の 0.15 m で、サンプリングインターバルは 5sec に設定した。ADCP は測定部の吃水深と測定部から一部の範囲が測定不能で、測定範囲は約 60cm 水深以下から河床付近までとなる。したがって水深の浅い洪水初期・終期では下層の流速分布しか得ることができない。

測定できた期間の水深が 0.75 m~1.61 m だったことから、河床から 約 0.15m(全水深の 20%)~1.00m(同 63%)の範囲の流速を測定したこととなる。

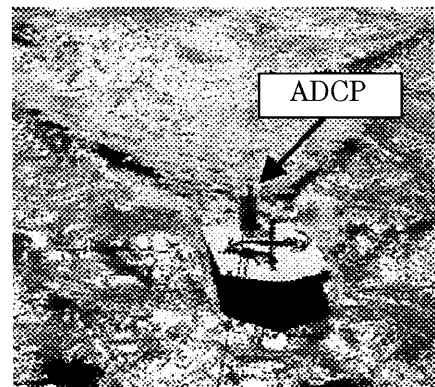


図-3 ADCP による流速測定

2-2. 実測流速分布

実測流速分布及び定常・非定常理論式による理論分布を図-4 にプロットした。

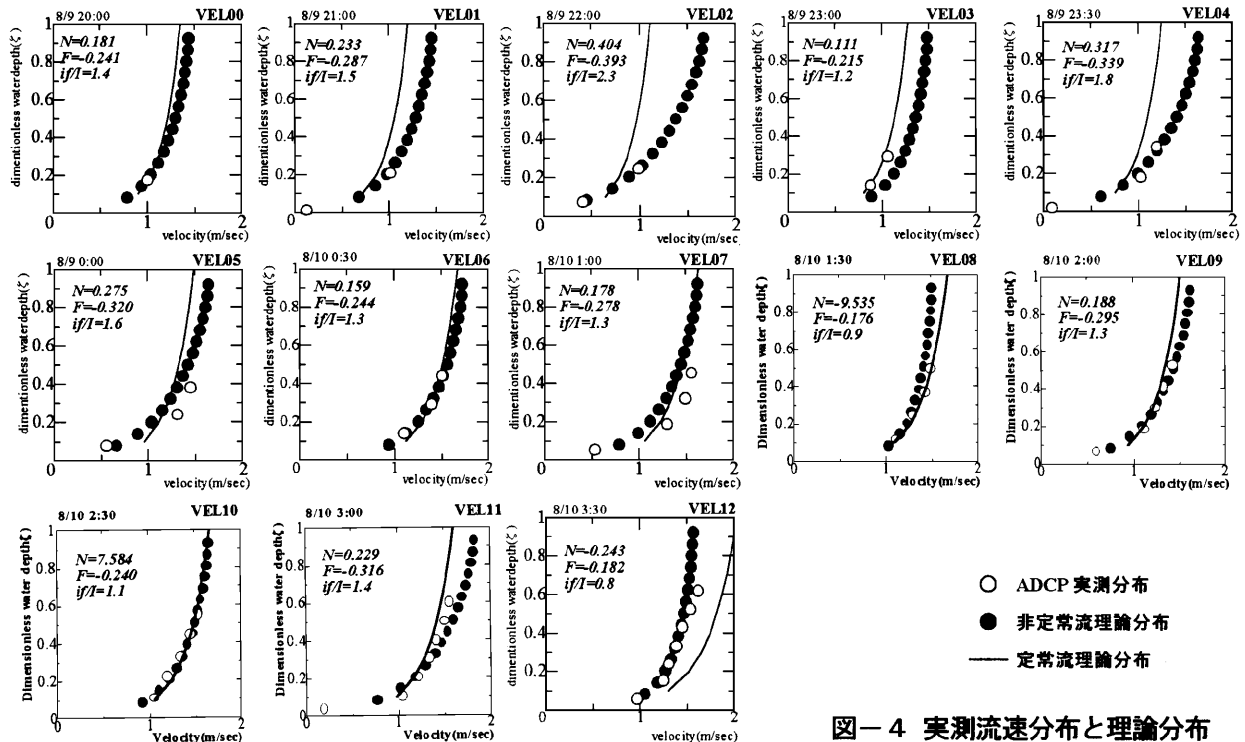


図-4 実測流速分布と理論分布

横軸には流速 V(m/sec)、縦軸は実測水深を全水深で除した無次元値水深の値をとった。実測値は、異常値を取り除いた 5 分間の平均流速を使用した。図-4 に示した流速分布は、測定期間の 9 日 20:00~10 日 3:30 について 1 時間ないし 30 分間隔の分布を表したもので、以降時間の経過毎に vel00~12 と呼ぶ。対数則分布(図上実線)と比較すると、vel03、vel08、vel10 の実測値分布は対数則上にあるが、その他の実測値は、水面に近づくにつれて対数則から離れていっている。

今回の実測分布で特に注目すべきは、vel11~12 における最下点を除いた実測分布がほぼ直線形を呈していることである。特に vel12 は底層部で一度直線分布をとり、中層部を境にして上層方向に中折れないしは S カーブの分布が表われていた。

分布の変化を細かく調査するため、2 分間の平均流速で分布を確認したのが図-5 である。その結果、vel11 の時刻を過ぎた 3:10 頃に中層部で分布の中折れ現象がはじまり、その後の 3:20 頃には直線形となった。特に 3:41 の実測分布は、S カーブの形状を呈していた。

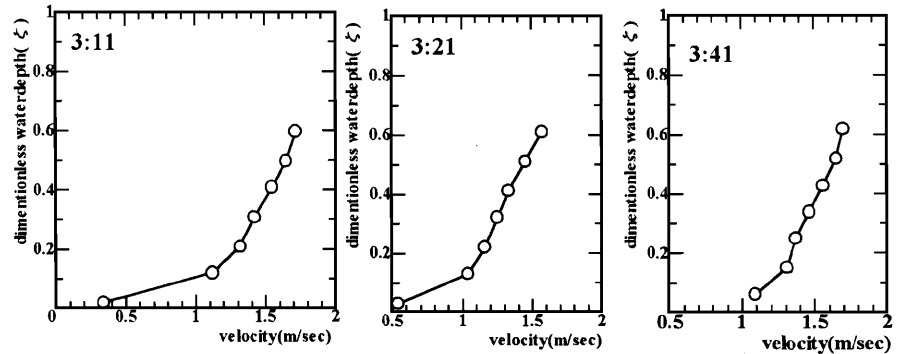


図-5 実測流速分布の2分平均流速データ

3. 理論的検討のための準備

3-1. 非定常流速分布

長谷川ら¹⁾は、非定常流に対する流速分布を導き、形状に影響を与える水理パラメータを見出している。ここでは同様の解析を行うこととして、基礎式の誘導過程を再記しておく。

河床面に沿って流下方向に X 軸をとり、鉛直上向きに Z 軸をとって 2 次元の開水路運動方程式を示すと、

$$\frac{\partial uu}{\partial t} + \frac{\partial uu}{\partial x} = g \left(i - \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_z}{\partial z} \quad (1)$$

ここに u =任意水深の X 軸方向平均流速、 τ_z =水平せん断力、 g =重力加速度、 ρ =水の密度

τ_z に関しては、非定常流においても対数則分布の式形が保存されるとして

$$\tau_z = \rho \kappa u_* z \left(1 - \frac{z}{h} \right) \frac{\partial u}{\partial z} \text{ を与える。} \quad \text{ここに } \kappa = \text{カルマン定数、} u_* = \text{摩擦速度} \quad (2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -c \frac{\partial u}{\partial x} \quad (c = \text{非定常攪乱の伝播速度}) \quad u = U \left(1 + \phi(z) \right) \quad (U = \text{水深平均流速}) \quad (3) (4)$$

但し、 U_ϕ は水深平均流速分布からのズレ。

式(3)、(4)、(5) を式(2)に代入し整理すると

$$\frac{d}{d\zeta} \left\{ \zeta (1 - \zeta) \frac{d\phi}{d\zeta} \right\} + \left\{ \frac{3\phi}{\kappa} \left(\frac{c}{U} - 1 \right) \left(\frac{1}{U} \frac{\partial h}{\partial t} \right) + \frac{4(i_f - 1)}{\kappa \phi i_f} \right\} \phi = - \frac{\phi}{\kappa} \left(\frac{c}{U} - 1 \right) \left(\frac{1}{U} \frac{\partial h}{\partial t} \right) - \frac{2i_f - 1}{\kappa \phi i_f} \quad (5)$$

ここに $\zeta = z/h$ 、 $\phi = U/u_*$ (流量係数)、 $I = i + (\partial h / \partial t) / c$ (水面勾配)、 $i_f = u_*^2 / (gh)$ (摩擦勾配)

(5) 式を下記に置きかえると、基礎式は

$$\frac{3\phi}{\kappa} \left(\frac{c}{U} - 1 \right) \left(\frac{1}{U} \frac{\partial h}{\partial t} \right) + \frac{4(i_f - I)}{\kappa \phi i_f} \equiv N(N+1) \quad -\frac{\phi}{\kappa} \left(\frac{c}{U} - 1 \right) \left(\frac{1}{U} \frac{\partial h}{\partial t} \right) - \frac{2i_f - I}{\kappa \phi i_f} \equiv F$$

$$\frac{d}{d\zeta} \left\{ \zeta (1 - \zeta) \frac{d\phi}{d\zeta} \right\} + N(N+1)\phi = F \quad (6)$$

というルジャンドル型の2階線形微分方程式となり、級数解を持つ¹⁾

定常等流の場合、 $\partial h / \partial t = 0$ 、 $i_f = I = i$ から $N = 0$ 、 $F = -1 / (\kappa \phi)$ 、で

$\phi(\zeta) = \frac{1}{\kappa \phi} (\ln \zeta + 1)$ の対数分布に一致する。

3-2. 相当粗度の推定

洪水を通じて河床粗度変化を知ることは、水理構造の検討において重要なことである。相当粗度を用いた対数分布式は²⁾

$$u = \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{z}{k_s} \right) u_* \quad (\text{完全粗面}) \quad k_s = \text{相当粗度高}, z = \text{全水深}, u_* = \text{摩擦速度} \quad (7)$$

式(7)に実測流速データ (\bar{u}) を代入し、最小二乗近似する。

$$\varepsilon^2 = \sum \left[\bar{u}_i - \left(8.5 + 2.5 \ln \frac{z_i}{k_s} \right) u_* \right]^2 = \text{最小} \quad (8)$$

M=実測流速のサンプリング数、 \bar{u}_i =河床からの高さ z_i 地点の実測流速、 u_* =摩擦速度
これを解くと式(9)となる。

$$k_s = \exp \left\{ - \frac{\sum \bar{u}_i}{2.5 M u_*} + 3.4 \right\} \left(\prod_{i=1}^M z_i \right)^{\frac{1}{M}} \quad (9)$$

4. 考察

基礎式(6)で示したパラメータ F・N は、摩擦勾配 i_f の正確な推定が困難なことから、流速分布形に最も影響をもたらす水面勾配摩擦勾配比 (i_f / I) をそれぞれ実測分布から推定し、適当な範囲において小数1位を変化させて繰り返し計算した結果を使って実測流速分布と最小二乗近似する (i_f / I) を求め決定した。その結果得られた最適の F、N、(i_f / I)、及び非定常流理論分布、そして式(9)により得られた k_s を使った定常流理論分布を図-4に示した。図-6には (i_f / I)、 k_s 、水位の時間変化を示した。

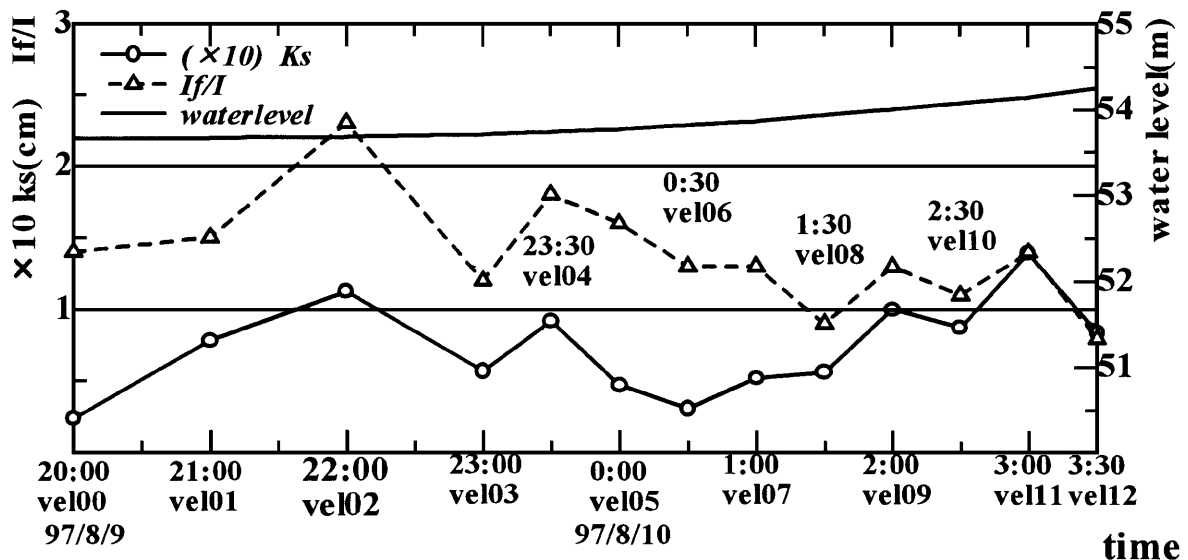


図-6 k_s と (i_f / I) の時間変化

このことから、以下のことがわかった。

- ① k_s と (i_f / I) は洪水の時間経過とともに変動している。
- ② その変動は規則的であり、vel00~03、vel03~08、vel08~12 の約 2~3 時間周期で変動している。
- ③ k_s と (i_f / I) は互いに関連して増減し、ほぼ同位相の関係にある。
- ④ Vel03,08,10 の実測分布は対数則分布上にあり、この時間の k_s 、 (i_f / I) はともに変動の谷部に位置している。
- ⑤ その他の実測分布は、非定常理論分布にほぼ合致している。
- ⑥ k_s 、 (i_f / I) の変動周期の頂点にある流速分布は、vel02、vel04 で、ともに他の分布に比較して対数分布と実測もしくは非定常理論分布との間に大きな傾きの違いがある。

長谷川ら¹⁾によると、1996年8月同鷗川の洪水観測で (i_f / I) は4時間程度の周期で変動している。同洪水は水位変動が約40cmの小洪水で、今回観測した期間の水位変動は約50cmであった。

dh / dt が小さくかつ一様であるとき k_s と (i_f / I) が同位相の関係にあることから、 (i_f / I) は k_s の変化、つまり河床の変化に起因するものと考察される。非定常性を表す対数則分布からのズレの性質は一般に加速度エネルギーが作用するとされているが、加速度因子の小さい洪水初期や小洪水では、河床波の影響によりもたらされた河床粗度の変化が流速分布の非定常変形を決定することがわかった。 k_s が比較的小さい値を示す時の実測分布は対数則分布に合致し、大きい値を示す時は非定常変形（対数則からのズレ幅）が強くなっていることがそれを証明している。 k_s と (i_f / I) の変動の周期は、砂堆の移動によるものと推定されるので、その移動が非定常流に作用する卓越した因子の一つということになる。

つぎに、図-4中のvel12、図-5における直線分布ないしSカーブに似た形状を示す分布形は、発達した砂堆のクレスト下流において見られる流速分布に類似しており、この場合も流速分布はSカーブを描くように変化する。 k_s の時間変化（図-6）に着目すると、時間の経過とともに増加傾向にあることから、得られた流速分布は砂堆の剥離の影響と推測される。但しこの分布形は dh / dt が大きく変化しはじめる時間帯に位置していることから、加速度項の影響が働きはじめている可能性もあろう。

4. まとめ

洪水初期や小規模洪水において、以下のことが考えられる。

- ① 流速分布形に最も影響をもたらす (i_f / I) の変化は、 k_s の変化と同位相の変化を示し、その周期は概ね2時間~4時間程度であった。
- ② k_s が小さい値を示すと対数則に合致（定常流理論）する。
- ③ k_s が大きい値を示すと非定常変形が大きくなり、流速分布が立ってくる。
- ④ これらのことから非定常流変形に作用する卓越した因子は、河床粗度の変化(k_s)である。
- ⑤ k_s が増大し砂堆の剥離が始まると、その結果流速分布は底面近傍で直線化し、次にSカーブを描くようになる。

今回収集できた流速分布は洪水初期のみであることから、流速分布の非定常変形に k_s が卓越して作用することがわかったが、 dh / dt が増大し加速度項が大きく影響する時期の非定常水理構造の変化を得るには至らなかった。

また、実測流速データが ADCP により数秒単位で得ることができた反面、解析に必要な水面勾配や流量データが詳細に収集できなかったため、結果として細かな水理変化がつかめなかった。

今後は観測方法に改良を加えて、洪水初期においては更に上記考察の検証を進め、 dh / dt が大きく変化する水位上昇期・下降期、ピーク到達時の非定常流の水理構造とその変化について解析していきたい。

¹⁾ 長谷川和義、市埜順也、山下彰司、崇田徳彦；洪水時流速分布の計測と結果の解析，水工学論文集，

第 41 卷, 1996 年 2 月

- 2) Nikuradse, J. "Stromungsgesetze in rauhen Rohren" V.d.I.Forschungsheft 316, 193
- 3) 鳥谷部寿人、山下彰司、喜澤一史、長谷川和義；平成 9 年 8 月 鶴川洪水における現地観測の結果とその解析, 土木学会北海道支部 論文報告集, 第 54 号, 1998 年 2 月
- 4) 椿 東一郎；水理学 I, 森北出版株式会社 基礎土木工学全書 6, 1995 年 11 月