

1998 年渚滑川洪水時における砂州の形成

Bar Formation in the 1998 Flood of Shokotsu River

北開水エコンサルタント ○正会員 大山史晃 (Fumiaki Ooyama)

開発土木研究所 正会員 渡邊康玄 (Yasuharu Watanabe)

1 はじめに

河床に砂州が発生すると、流れはその影響を受けて蛇行し水衝部を形成する。また砂州の前縁部には局所的にかなりの深掘部が形成される。このように河道災害の発生と砂州の発生形態とは密接に関係している。近年になってダムの洪水制御等による砂州の固定化が進み、河川生態系の保全のための河床形状の攪乱が必要不可欠であると指摘されている。このことから、ダム放流等により人為的に洪水を発生させ、自然環境の復元を目指す動きも見られるようになってきている。人為的な洪水を発生させるためには、水資源の有効な利用を考慮する必要があり、河床の攪乱に対して効果的な洪水波形や継続時間を算定する必要がある。したがって、非定常流である洪水時の砂州の挙動についての理解が極めて重要になっている。本研究は、非定常流下の砂州の挙動を把握するため、渡邊らの手法¹⁾を用いて渚滑川の洪水について非定常流下の安定線形解析を実施した結果を報告するものである。

2 検討対象河川の概要

解析に使用した洪水は 1998 年 9 月 16~17 日に渚滑川で発生した降雨出水である。渚滑川は、その源を北海道紋別郡滝の上町天塩岳に発し、渚滑町においてオホーツク海に注ぐ、幹川流路延長 84km、流域面積 1,240km²の一般河川である。図-1 に渚滑川の流域図を示した。この時の豪雨により、河川は高水敷高以上に増水し、下流部の上渚滑及び、渚滑橋の各観測所では洪水水位が計画高水位を超え、観測史上最高水位を記録した。さらに中流部で洪水期間中に写真-1 に見られる砂州が発生したと思われる大きな深掘部が高水敷に形成され、低水路護岸が崩れる被害が報告されている。この災害は、河口から約 16km 上流の右岸高水敷で発生した。洗掘発生位置及び植生の倒伏方向等から判断した洪水流の流向を図-2 に示した。図中「A」と記した洗掘箇所前面の砂州は、高水敷高と同程度の高さとなっていた。また「A」と記した砂州及び周辺の砂州上に生育していた植生の多くは流失あるいは倒伏していた。河床形状及び流向等から判断すると、「A」と記した砂州は複列砂州河道に見られる河道中央部に形成される砂州であると考えられる。図-2 について砂州、流向、被災箇所に着目し、模式的に表したものが図-3 である。被災箇所は、砂州「A」の前縁部に位置していることがわかる。このことから被災の原因は洪水時の砂州前縁が護岸箇所に位置していたためであると判断された。災害が、砂州の影響により生じたと判断されたことから、被災箇所を含む河道に形成される砂州の挙動について検討を行うことにした。河口

より上流 10.2km の地点から 19.8km の地点を検討対象区間とした。

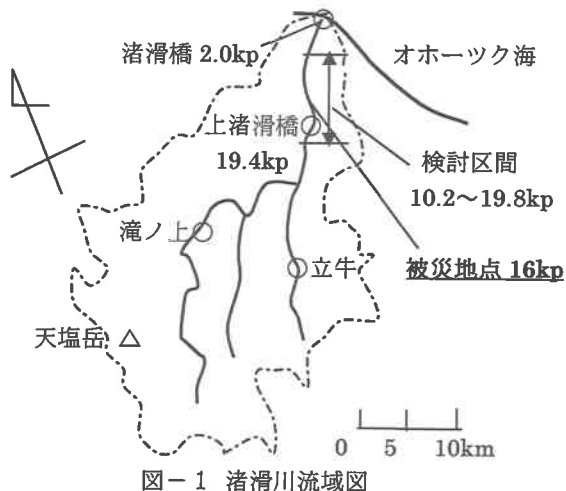


図-1 渚滑川流域図



写真-1 洪水時に形成された砂州による深掘(16kp)

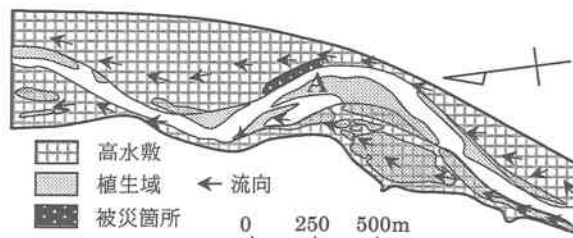


図-2 洪水流の流向

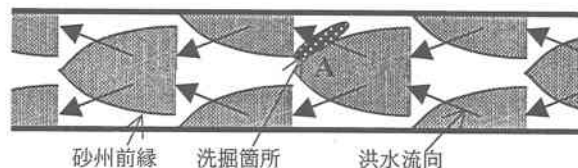


図-3 被災地点の砂州形状

3 非定常線形安定解析の概要

川幅 $2B^*$ の直線水路における非定常流下方向の流れの運動方程式、横断方向の流れの運動方程式、流れの連続式、流砂の連続式は、座標系を図-4 のようにとると、それぞれ(1)~(4)式で表される。

$$\frac{\partial U^*}{\partial t^*} + U^* \frac{\partial U^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial U^*}{\partial y^*} + g^* \frac{\partial H^*}{\partial x^*} + \frac{\tau_x^*}{\rho^* D^*} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial V^*}{\partial t^*} + U^* \frac{\partial V^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial V^*}{\partial y^*} + g^* \frac{\partial H^*}{\partial y^*} + \frac{\tau_y^*}{\rho^* D^*} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial D^*}{\partial t^*} + \frac{\partial (U^* D^*)}{\partial x^*} + \frac{\partial (V^* D^*)}{\partial y^*} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \eta^*}{\partial t^*} + \frac{\partial Q_{bx}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial Q_{by}^*}{\partial y^*} = 0 \quad (4)$$

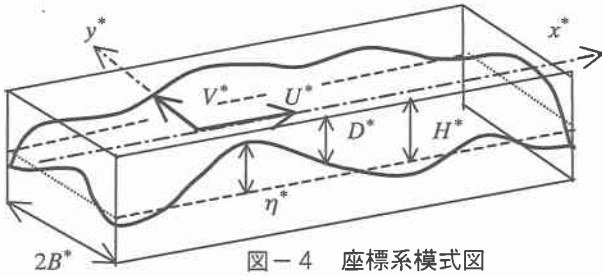


図-4 座標系模式図

ここで、 t^* :時間、 D^* :水深、 H^* :水位、 η^* :河床高、 x^*, y^* :それぞれ縦断方向および横断方向座標軸、 U^*, V^* :それぞれ x^* 軸方向および y^* 軸方向の流速、 τ_x^*, τ_y^* :それぞれ x^* 軸方向および y^* 軸方向のせん断力、 Q_{bx}^*, Q_{by}^* :それぞれ x^* 軸方向および y^* 軸方向の掃流砂量、 ρ^* :水の密度、 g^* :重力加速度である。 $*$ は有次元を示している。基礎式の各変量を、 $(U, V) = (U^*, V^*) / \bar{U}_0^*$ 、 $D = D^* / \bar{D}_0^*$ 、 $H = H^* / \bar{F}_0^2 \bar{D}_0^*$ 、 $(t, \tau) = (\bar{U}_0 / B^*, \sigma^*) t^*$ 、 $\bar{\beta}_0 = B^* / \bar{D}_0^*$ 、 $\bar{F}_0^2 = \bar{U}_0^2 / g \bar{D}_0$ なる関係を用いて無次元化する。ここで添字の0は洪水波形によって決定される値を示し、は、洪水開始時の値であることを示している。また $1/\sigma^*$ は洪水継続時間である。

U, V, H, D について洪水波形によって決定されるものと河床変化に伴う摂動量にわけ、(5)式として表現することとする。

$$\left. \begin{aligned} U(t) &= U_0(\tau) + \varepsilon U_1(x, y, t) \\ V(t) &= \varepsilon V_1(x, y, t) \\ D(t) &= D_0(\tau) + \varepsilon D_1(x, y, t) \\ H(t) &= H_0(\tau) + \varepsilon H_1(x, y, t) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

U_0, V_0, H_0, D_0 は、時間 τ のみの関数とし、 x, y については、一定値とする。次に U_1, V_1, H_1, D_1 について砂州形成に伴う摂動量として、(6)式で表現する。

$$\left. \begin{aligned} U_1(x, y, t) &= \hat{U}_1(t) S E + c.c. \\ V_1(x, y, t) &= \hat{V}_1(t) C E + c.c. \\ D_1(x, y, t) &= \hat{D}_1(t) S E + c.c. \\ H_1(x, y, t) &= \hat{H}_1(t) S E + c.c. \end{aligned} \right\} \quad (6) \quad \left. \begin{aligned} S &= \sin\left(\frac{1}{2}\pi y\right) \\ C &= \cos\left(\frac{1}{2}\pi y\right) \\ E &= \exp(i\lambda x) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

また S, C, E はそれぞれ(7)式で表される。ここで、 i :虚数単位、 $c.c.$:共益複素数、 λ :砂州の縦断方向波数である。単列交互砂州波長 L^* と λ の関係は、 $\lambda = 2\pi B^* / L^*$ である。(5),(6),(7)式を(1)~(4)式に代入し、 ε の1次オー

ダーについて整理すると(8)式が得られる。

$$\frac{\partial \hat{D}_1}{\partial t} + G(\bar{d}_{s0}, \bar{\beta}_0, \bar{\vartheta}_0, D_0, \lambda) \hat{D}_1 = 0 \quad (8)$$

ここで G は()内の変量の関数で表されることを意味している。また $\bar{\vartheta}_0$ は無次元掃流力である。(8)式の解は、 $G(\bar{d}_{s0}, \bar{\beta}_0, \bar{\vartheta}_0, D_0, \lambda)$ が t に独立である場合、すなわち流れが定常状態の場合には、(9)式となる。

$$\hat{D}_1 = \exp[-Gt] \text{const.} \quad (9)$$

流れが非定常流の場合は、 D_0 が時間の関数であり $G(\bar{d}_{s0}, \bar{\beta}_0, \bar{\vartheta}_0, D_0, \lambda)$ は t の関数となる。したがって(8)式の解は、(10)式ようになる。

$$\hat{D}_1 = \exp\left[-\int_{t_0}^t G(t') dt'\right] \text{const.} \quad (10)$$

ここで t_0 :洪水開始時刻である。(10)式の指数部は、摂動量が時間的にどのように変化していくかを表すものであり、つまり砂州の時間に関する摂動量の増幅率 Ω である。定常流の場合、増幅率 $\Omega = G$ となる。一方非定常流の場合は意味合いが異なるが、便宜上 $\Omega_t = -\int_{t_0}^t G dt'$ とする。このため Ω と Ω_t との大きさによる比較はできない。増幅率が正の値の時は砂州が発達し、負の値の時は減衰する。

4 計算条件

水位データとして河口から上流19.4km地点に位置する上渚滑橋における水位 η を用いることとした。また、区間平均の堤々間距離、低水路幅を算定し、川幅データとした。図-5は上渚滑橋の観測水位であり、これをもとに(11)式で表される水深を検討に使用した。図-5には(11)式で表される水深を併記している。また検討に用いた諸元を表-1にまとめて記した。

$$D_0(\tau) = \left[\frac{1.1322(\tau + 0.2353)^2}{\tau^2 + 0.0376} - 0.665 \right]^{3/2} \quad (11)$$

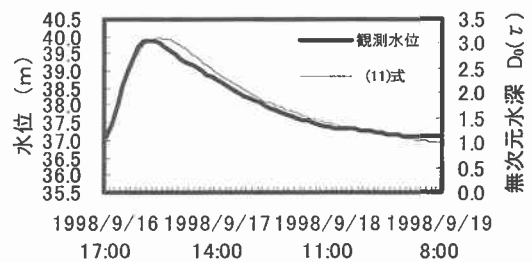


図-5 上渚滑橋(1998年9月出水)

表-1 解析区間(10.2~19.8kp)設定水理量

	KP	ピーク水位 (m)	ピーク時刻	洪水継続時間 (hr)
上渚滑橋	19.4	39.89	1998/9/17 2:00	64

平均堤々間距離 2B (m)	平均低水路幅 2B (m)	河床材料粒径 ds (m)	河床勾配
379	128	0.02876	1/417

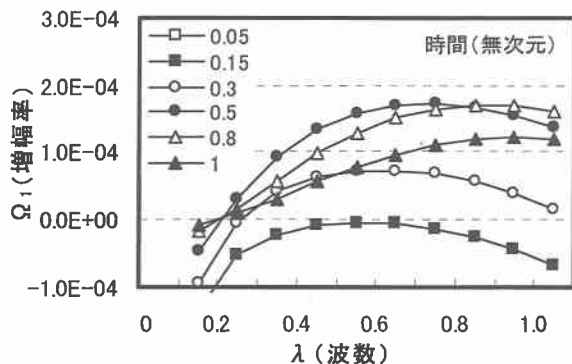


図-6 定常・各時間の Ω_1 , λ (低水路幅、単列砂州)

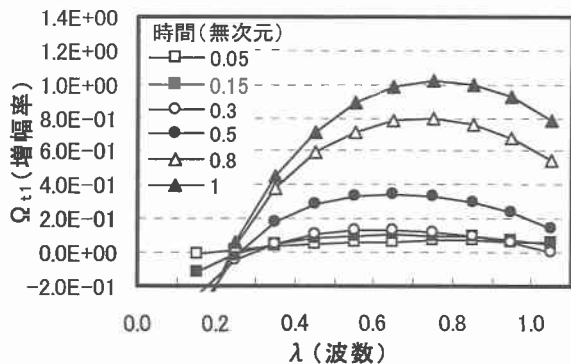


図-9 非定常・各時間の Ω_1 , λ (低水路幅、単列砂州)

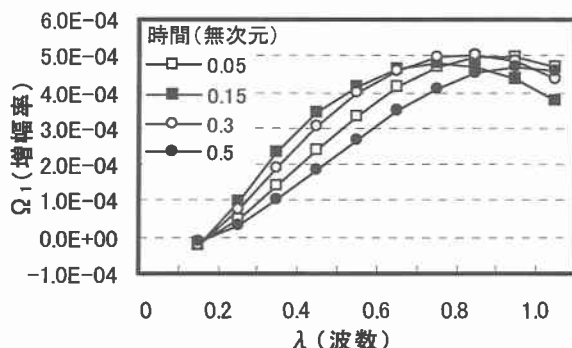


図-7 定常・各時間の Ω_1 , λ (堤々間、単列砂州)

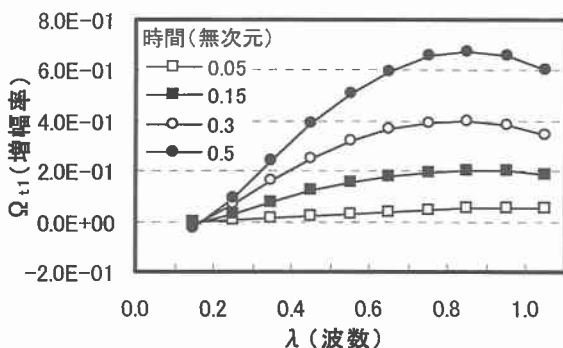


図-10 非定常・各時間の Ω_1 , λ (堤々間、単列砂州)

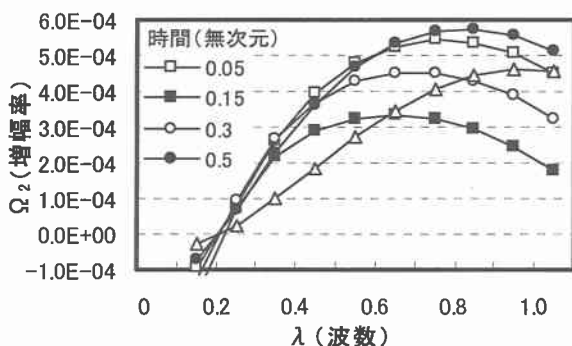


図-8 定常・各時間の Ω_2 , λ (堤々間、複列砂州)

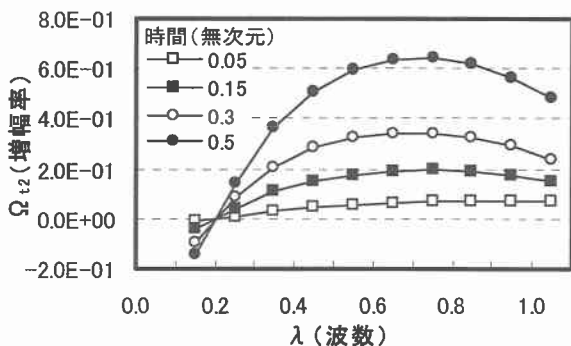


図-11 非定常・各時間の Ω_{i2} , λ (堤々間、複列砂州)

5 解析結果

前節の理論と水理条件を用い、洪水経過時間毎の砂州の挙動を調べたものが、図-6~11である。各図は、横軸に無次元砂州波数 λ を、縦軸に砂州の増幅率 Ω をとって表している。また時間は洪水継続時間で無次元化しており、 $\tau=0.15$ の時に洪水のピークがおとずれ水深が最大となる。ここで、高水敷高さ以上の水位が生じた時間は洪水初期からおよそ $\tau=0.5$ までであった。このため、川幅を堤々間とした解析は、 $\tau=0\sim0.5$ までとしている。また、川幅を低水路幅とした解析は比較のため $\tau=0\sim0.5$ を含む $\tau=0\sim1.0$ とした。図-6~11は任意の波数 λ を持つ摂動成分の各時刻における増幅率を表したものであり、 Ω の極大値を示す λ が、その時刻において最も発達する波数である。ここで図-6,7,8は洪水の各ステージにおける流量が一定に流下した場合すなわち、定常流を想定した条件での解析結果を示したものである。一方、図-9,10,11は、流量の時間変化を取り込んだ場合、

すなわち非定常流の条件での解析結果を示したものである。図-6,9は川幅を低水路幅とした解析結果であり、図-7,8,10,11は川幅を堤々間とした解析結果である。このうち図-7,10は単列砂州、図-8,11は複列砂州の増幅率を見たものである。なお定常流を想定した複列砂州の増幅率は全てのケースで負の値となった。図-7と8あるいは図-10と11の増幅率を比較することにより、各時間において発生し得る砂州形態が把握可能となる。

図-12は川幅を堤々間とした場合における単列砂州、複列砂州の経過時間毎で最大となる Ω あるいは Ω_i の対数比率を求めたものである。この値が正の値を示すと単列砂州の領域、負の値を示すと複列砂州の領域にあることを意味する。ここで Ω あるいは Ω_i の添字の1は単列砂州を、添字の2は複列砂州を示している。定常流を想定した場合の結果では、複列砂州領域から水位の上昇に伴って $\tau=0.05$ 付近で単列砂州領域へと移行し、水位のピーク生起後 $\tau=0.3\sim0.4$ 付近で複列砂州領域へと移っ

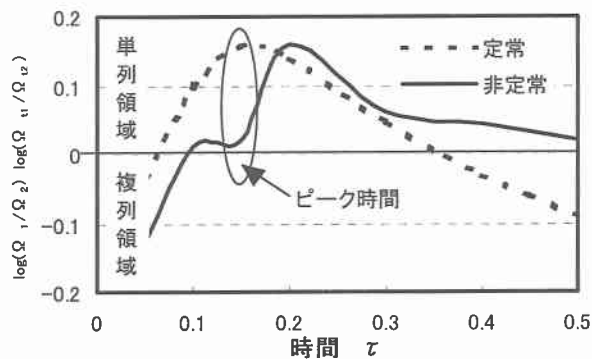


図-12 増幅率の対数比率と時間 τ の関係

ている。一方、非定常流とした場合は、定常流とした場合と同様、水位の上昇に伴って複列砂州領域から単列砂州領域へと移っているが、その時間は、定常流の場合に比べて時間的に遅れて移行している。また水位ピーク直前 $\tau=0.1\sim0.15$ 付近では対数比がほぼ1となっており、単列砂州、複列砂州の遷移領域が比較的長く続いている。さらに洪水ピーク生起後は高水敷高よりも水位が下がるまでの間で単列砂州領域となっている。このように、定常流を想定した場合と、非定常流として扱った場合とでは、単列砂州から複列砂州へと推移する過程と時間に大きな違いがある。

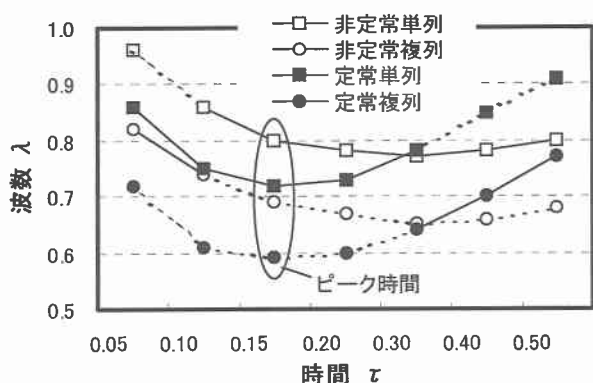


図-13 川幅を堤々間とした場合の τ と λ の関係

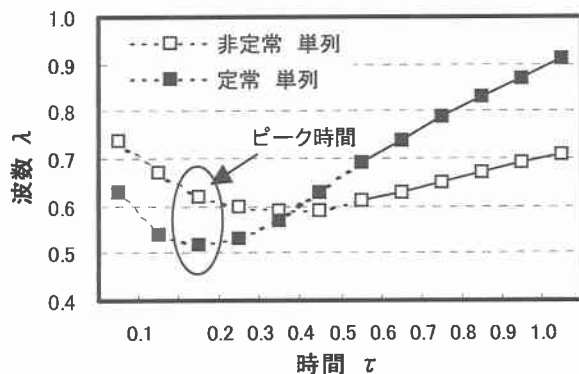


図-14 川幅を低水路幅間とした場合の τ と λ の関係

川幅を堤々間とした場合について、 Ω が最大となる λ の時間変化を図-13に示した。なお図-12において形成されると判断された砂州形態を実線で、もう一方の形

態を点線で示している。定常流を想定した場合、洪水ピーク前まで λ が $0.9\sim0.7$ へと時間とともに減少し、 $\tau=0.3\sim0.4$ 以降に河床形状の複列化に伴い λ が上昇に転じている。一方、非定常流とした解析では、時間的に λ は大きく変化せず、ほぼ $0.7\sim0.8$ の値で推移している。 $\tau=0.5$ 以降の川幅を低水路幅とした図-13と同様の解析結果を図-14に示す。比較のため、 $\tau=0\sim0.5$ についても併記している。非定常流とした場合は $\lambda=0.6\sim0.7$ であるが、定常流と想定した場合は、 λ が $0.7\sim0.9$ へと大きく変化する結果となった。このように洪水による λ の時間変化は定常流と仮定した場合に比べ、非定常流として扱った場合の方が少ない結果となった。また定常流と仮定した場合は、当然水位の位相と同位相となるが、非定常流とした場合は λ の変化が水位の変化に比べて遅れたものとなっている。

6 解析結果の現地との対応

図-2に示される範囲の砂州形状が図-3で表わされるとすると、堤々間の川幅を基準とした λ は $0.7\sim0.8$ 程度となり、非定常流とした場合の解析結果とほぼ一致する。また解析では高水敷以上の水位であった期間中、河床形態は複列砂州の形態であるとともに λ がほぼ一定値であったことから、砂州の前縁の位置は大きく変化しなかったと推定される。このことにより、砂州「A」の前縁に位置する高水敷に洗掘が生じたものと考えられる。

7 おわりに

本研究では1998年渚滑川で発生した洪水により、被災が発生した区間の洪水被害痕跡状況、および非定常流下の安定線形解析理論の解析結果からどのような河床の攪乱が起こり河道災害へと結びついたのかを検証した。定常流下と非定常流下の理論解析比較より、発生する砂州の波長、および単列、複列砂州の遷移時間の違いがあることを確認した。また定常流として扱った場合、砂州形態は水位とともに変化するが、非定常流の場合は砂州形態の変化が水位の変化より遅れて生ずることを確認した。実際の被災地点での現場検証により、高水敷中央部の深掘から複列砂州が形成されたものと考えられたが、解析結果からも堤々間を川幅とした解析で、複列砂州の増幅が大きいことを確認した。また洪水期間中、波長の変化は非定常流として扱った場合の方が変化は小さかった。被災区間で発生した砂州の波長は、非定常流として扱った場合の解析結果と値がほぼ一致していた。このように計画高水位に達する規模の洪水時における河床形態は、洪水の非定常性を考慮する必要があると判断される。

参考文献

- 1) 渡邊康玄、Marco Tubino、Guido Zolezzi：掃流砂より形成される交互砂州の非定常流下での挙動、北海道開発局開発土木研究所月報（投稿中）
- 2) 北海道開発局・網走開発建設部：平成10年9月16～17日発生（台風5号）洪水報告書、1998。