

1998年渚滑川洪水時における砂州の形成

(株)北開水工コンサルタント 正会員 大山史晃
 独立行政法人北海道開発土木研究所 正会員 渡邊康玄

1 はじめに

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 の一級河川である。1998年9月16~17日に発生した豪雨により渚滑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、観測史上最高の水位を記録した。さらに洪水期間中に写真-1に見ら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。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-1に示した。図中「A」と記した洗掘箇所直上流の砂州は、洪水後に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。また被災箇所は、砂州「A」の前縁部に位置しており、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を非定常流下の安定線形解析¹⁾を用いて洪水時の砂州の形成について検討を行った。



写真-1 洪水時に形成された砂州による深掘

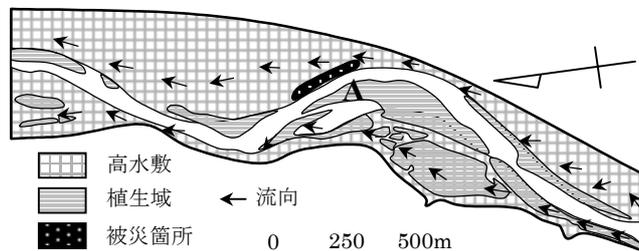


図-1 洪水の流向

2 非定常線形安定解析の概要¹⁾

川幅(2B^{*})が一定の直線水路における平面2次元非定常流の運動方程式、流れの連続式及び流砂の連続式を用い、線形安定解析を実施すると、基底流流下時の水深(\bar{D}_0^*)で無次元化された河床の変化に伴う水深の微小攪乱 \hat{D}_1 に関して(1)式が得られる。

$$\frac{\partial \hat{D}_1}{\partial t} + G(\bar{d}_{s0}, \bar{\beta}_0, \bar{q}_0, D_0, \lambda) \hat{D}_1 = 0 \quad (1)$$

ここで $t = (\bar{U}_0^*/B^*)t^*$, $\bar{d}_{s0} = ds_0^*/\bar{D}_0^*$, $\bar{\beta}_0 = B^*/\bar{D}_0^*$, $D_0 = D_0^*/\bar{D}_0^*$, $\lambda = 2\pi B^*/L^*$ であり、 \bar{U}_0^* ; 基底流流下時の平均流速, ds_0^* ; 河床材料の粒径, \bar{q}_0 ; 基底流流下時の無次元掃流力, D_0^* ; 水深, L^* ; 砂州の波長である。(1)式の解は、 $G(\bar{d}_{s0}, \bar{\beta}_0, \bar{q}_0, D_0, \lambda)$ 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、(2)式となる。

$$\hat{D}_1 = \exp[-Gt] \text{const.} \quad (2)$$

流れが非定常流の場合は、 D_0 が時間の関数であり $G(\bar{d}_{s0}, \bar{\beta}_0, \bar{q}_0, D_0, \lambda)$ は t の関数となる。したがって(1)式の解は、(3)式ようになる。

$$\hat{D}_1 = \exp\left[-\int_{t_0}^t G(t') dt'\right] \text{const.} \quad (3)$$

ここで t_0 ; 洪水開始時刻である。(3)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。線形理論では増幅率の極大値を示す λ が、その時刻において最も発達する波数である。

キーワード : 渚滑川、非定常流、交互砂州、複列砂州、線形安定解析、中規模河床形態

連絡先 : 〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目 TEL 011-841-1696 FAX 011-818-7036 e-mail ooyama@ceri.go.jp

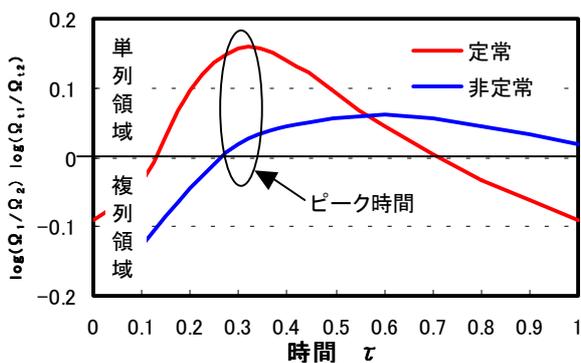


図-2 増幅率の対数比率と時間 τ の関係

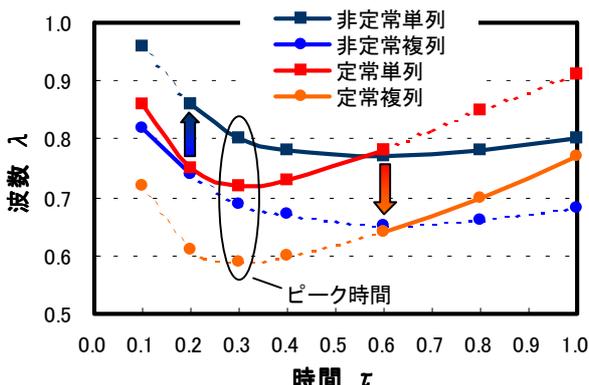


図-3 時間 τ と波数 λ の関係

3 解析結果

洗掘箇所が高水敷に位置しており、またこの区間の低水路が高水敷に比較して非常に浅いという理由から川幅を堤々間とした解析を行った。堤々間の幅は約380mである。また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と、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を行った。図-2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。また時間は洪水継続時間で無次元化しており、 $\tau=0.3$ の時に洪水のピークがおとずれ水深が最大となる。(ピーク時の水位は高水敷高より約2m上)ここで、堤々間を川幅としていることから、高水敷高さ以上の水位が生起した時間での解析としている。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 $\tau=0.1$ 付近で単列砂州領域へと移行し、水位のピーク生起後 $\tau=0.7$ 付近で複列領域へと移っている。

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 $\tau=0.25$ から洪水終了時間までは単列砂州領域となるものの対数比が0.1以下の極めて小さいものとなっている。これは、 Ω_{i1} と Ω_{i2} の値に大きな差はなく、単列砂州、複列砂州の遷移領域が長く続いていることを示している。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違いがある。次に波数 λ の時間変化を図-3に示した。なお図-2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から0.7へと時間とともに減少し、 $\tau=0.6\sim 0.8$ 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0.7~0.8の値で推移している。

4 おわりに

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。実際の被災地点での調査により、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、不定流における線形安定解析の結果からも複列砂州の増幅が大きいことを確認した。被災箇所の砂州形状から λ は0.7~0.8程度と推定でき、非定常流とした場合の解析結果とほぼ一致した。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。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：非定常流における交互砂州の安定解析。土木学会第56回年次学術講演会講演概要集、2001.10
- 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。