

高精度な安定河道の予測式の開発と その河道整備・管理への活用

HYDRAULIC GEOMETRY EQUATIONS FOR ALLUVIAL CHANNELS AND ITS APPLICATION TO RIVER IMPROVEMENT AND MANAGEMENT

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・池田 隼人³・内野 雅文⁴・古賀 満⁵
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Hayato IKEDA,
Masafumi UCHINO, and Mitsuru KOGA

¹フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²正会員 博士(工学) 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系(同上)

³正会員 修士(工学) 大成建設株式会社

(〒163-0606 東京都新宿区西新宿一丁目25-1 新宿センタービル)

⁴学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻(同上)

⁵非会員 国土交通省九州地方整備局 立野ダム工事事務所(〒861-8019 熊本市東区下南部一丁目4-73)

A set of semi-theoretical hydraulic geometry equations is developed to predict the hydraulic geometry and dimensionless tractive force τ_s of alluvial channels. The equations are verified and validated with use of selected existing data of natural Japanese and overseas rivers. The proposed equations are used not only to identify the position of stable channels in the Onga River in Kyushu, but also to predict hydraulic geometry of the channels so as to demonstrate the usefulness of the equations for river improvement and management.

Key Words : *stable alluvial river, tractive force, river channel, maintenance and management*

1. はじめに

今日の川づくりでは、河積確保に加え、河道の安定性が求められている。この背景には、河川には流量や供給土砂(量と質)の経年変動といった自然条件、および河川改修やダム建設などの人為的変化に順応して自ら河道を形成する自己形成メカニズムがあり、流下能力の観点だけの川づくりでは、土砂の堆積による河積減少や浸食による河床低下が生じ、河道の経済的設計や維持管理の観点から好ましくないことがある。

河道の安定性は、河床変動解析に基づき分析・評価されることが多い。しかし、河床変動解析にはいくつかの問題がある。例えば、解析条件である供給土砂については、ダム堆砂量から推定された比生産土砂量や動的平衡断面の設定(掃流力見合い)などが通常用いられるが、前者には供給土砂の質、後者には浮遊砂の取り扱いに関する根源的な問題があり、河床変動解析が現況あるいは将来の河道の姿を適切に再現あるいは予測している保証はない。とりわけ、将来の流量や供給土砂がわからない予測解析ではその可能性が大きい。

そのような中、安定河道の式は、適用区間は直線あるいは直線に近い区間に限られるが、流下能力と河道の安定性を同時に評価できる数少ない手段である。しかし、既存の安定河道の式¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾は、数倍から10倍程度の予測誤差を有するため、今のところ必ずしも河道整備・管理に資する河川技術とはなり得ていない。

本研究では、以上のような背景を踏まえ、まず筆者が提案する安定河道の式^{例えば4)6)}に含まれる係数 K の評価法を抜本的に見直し、安定河道の断面平均スケール(水深粒径比 h/d_R 、川幅粒径比 B/d_R)と動的平衡状態にある無次元掃流力 τ_s の予測精度を向上させる。次に河道の安定性の目安として広く用いられている“ τ_s ~代表粒径 d_R に関する経験則”⁷⁾の有用性に鑑み、この関係を見直し、実河川および室内実験資料に基づきその妥当性を検証する。最後に改良された安定河道の式を遠賀川に適用し、同式が経年的に安定した断面を特定し、さらには河道特性(τ_s , h/d_R , B/d_R)も適切に予測可能であることを実証する。

2. 安定河道の式と検討に用いた資料

表-1 検討に用いた資料

	資料名	Q (m ³ /s)	d_R or d (cm)	F_r 数	セグメント
Data S	山本資料(1988) ⁷⁾	平均年最大or低水路満杯	$d_{60}=0.03\sim 15$	0.10~0.80	1 / 2-1 / 2-2 / 3
	Parker資料 ⁹⁾	平均年最大or低水路満杯	$d_{50}=0.014\sim 22.2$	0.13~0.95	M / 1 / 2-1 / 2-2 / 3
	Colby・Hembree(1955) ¹⁰⁾	日平均流量	$d_{15}=0.0175\sim 0.023$	0.36~0.45	2-2
	Simons・Albertson(1963) ¹¹⁾	低水路満杯	$d_{50}=0.0067\sim 0.027$	0.13~0.18	2-2 / 3
	Kellerhals(1967) ¹²⁾	2年確率	$d_{50}=2.01\sim 8.23$	0.47~0.64	1
	Bray(1979) ¹³⁾		$d_{50}=1.9\sim 14.5$	0.17~0.76	1 / 2-1
	Brownlie(1981) ¹⁴⁾	低水路満杯	$d_{50}=0.0188\sim 0.14$	0.11~0.62	2-2 / 3
Nakato(1989) ¹⁵⁾	$d_{65}=0.036\sim 0.99$		0.12~0.21	2-2 / 3	
Data E	Ikeda(1981) ¹⁶⁾	水路満杯	$d = 0.085, 0.13$	0.58~0.86	1 / 2-2
	福岡・山坂(1984) ¹⁷⁾		$d_{50}=0.067$	0.55~0.56	1
	仲井・池田(1984) ¹⁸⁾		$d_{50}=0.074, d=0.1$	0.57~1.33	1
	池田ら(1986) ²⁾		$d_{50}=0.13$	0.39~0.66	1 / 2-2
	長谷川ら(1987) ¹⁹⁾		$d_{50}=0.01$	0.46~1.28	1 / 2-2
	Diplas(1990) ²⁰⁾		$d_{50}=0.19$	0.56~0.82	1
Data K	遠賀川資料	平均年最大	$d_{60}=0.0674\sim 6.91$	0.24~0.80	1 / 2-1 / 2-2
	彦山川資料		$d_{60}=0.0986\sim 5.65$	0.33~0.92	1 / 2-1 / 2-2
	緑川資料		$d_{60}=0.14831\sim 2.36$	0.28~0.60	1 / 2-1 / 2-2
	白川資料		$d_{60}=0.0613\sim 2.42$	0.36~0.37	2-1 / 2-2

(1) 安定河道の式

安定河道の断面平均スケール($h/d_R, B/d_R, A/d_R^2$)と動的平衡状態にある無次元掃流力 τ_{*s} は、式(1)の等流の関係式および式(2)の動的平衡状態にある無次元掃流力 τ_{*s} と川幅水深比 B/h の関係を規定する式から、式(3)~(6)のように得られる(例えは4,6)。なお、式(2)は筆者がレジーム則から得た自然安定河道に関する条件であるが(例えは3)、この関係は砂州の発生形態に関する領域区分の条件と同じになっている(6,8)。図-1に重要な諸量を示す。

$$(B/d_R)(h/d_R)^{3/2} = \phi^{-1} \cdot (Q/\sqrt{gId_R^5}) \quad (1)$$

$$\tau_{*s} = (K^{3/2} \cdot (B/h))^2 \quad (2)$$

$$h/d_R = K^{1/2} \cdot [(I/s)^{-1/2} \cdot (\phi^{-1}Q/(gId_R^5)^{1/2})]^{1/3} \quad (3)$$

$$B/d_R = K^{-3/4} \cdot [(I/s)^{1/2} \cdot (\phi^{-1}Q/(gId_R^5)^{1/2})]^{1/2} \quad (4)$$

$$A/d_R^2 = K^{-1/4} \cdot [(I/s)^{1/10} \cdot (\phi^{-1}Q/(gId_R^5)^{1/2})]^{5/6} \quad (5)$$

$$\tau_{*s} = K^{1/2} \cdot [(I/s)^{5/2} \cdot (\phi^{-1}Q/(gId_R^5)^{1/2})]^{1/3} \quad (6)$$

ここに、 K : 砂州の発生領域に関する係数、 h : 平均水深 ($=A/B$)、 A : 河積、 B : 水面幅、 d_R : 河床材料の代表粒径、 $Q/(gId_R^5)^{1/2}$: 無次元河道形成流量、 Q : 河道形成流量、 I : 河床勾配、 ϕ : 流速係数($=U/u_*$)、 U : 断面平均流速、 u_* : 摩擦速度($=(\tau/\rho)^{1/2}$)、 τ : 河床せん断力($=\rho ghI$)、 τ_{*s} : 動的平衡状態にある無次元掃流力($=u_*^2/(sgd_R)$)、 s : 粒子の水中比重($=\rho_s/\rho-1(=1.65)$)、 ρ_s : 粒子の密度、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度である。

式(3)~(6)において、河道形成流量 Q 、セグメント特性(I, d_R)および抵抗特性(ϕ)は与条件であり、 d_R は河床材料調査、 ϕ は水理解析から得られた値あるいは計画粗度係数を用いる。なお、式(3)~(6)からわかるように、係数 K に起因する断面平均スケール等の予測誤差は B/d_R が最も大きく、 h/d_R と τ_{*s} が同程度で A/d_R^2 が最も小さくなる。

(2) 用いた資料

表-1に本研究で用いたData S(国内外の自然安定河道に関する代表的な資料)、Data E(室内実験資料)とData K(九

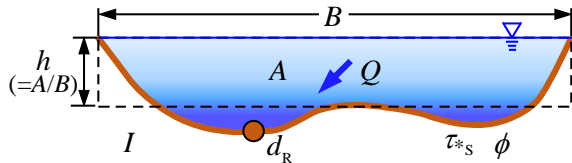


図-1 重要な諸量

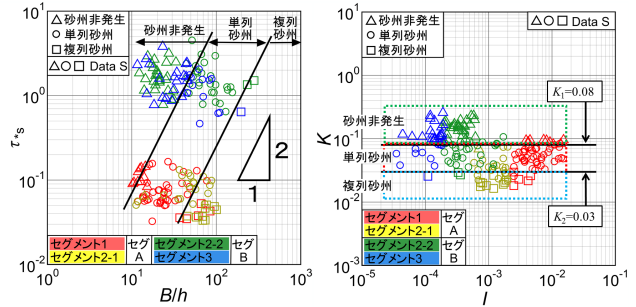


図-2 安定河道と砂州発生領域

図-3 K値と砂州発生領域

州4河川資料)を示す。なお以下では、これら3データをまとめてData Tと呼ぶ場合がある。式(2)中の係数 K は、自然安定河道に関する条件である $\tau_{*s} \sim B/h$ の関係を規定しており、また学ぶ対象である自然安定河道の河道特性のばらつきは係数 K に反映されるため、係数 K の評価が極めて重要になる。

このような理由から、筆者の一連の研究(3,4,5,6)では、Data Sを自然安定河道に関する基本資料と位置付け、同資料を用いて係数 K を評価している。ここで、Data SとData Eはいずれも既往の安定河道に関する検討や検証に広く用いられている代表的な資料(例えは2,7,21)であることを強調しておく。ただし、以下のデータは表-1に示した各Dataから除外している。

【Data S】: 各セグメントで取るべき d_R, I の範囲から外れたデータ、限界掃流力未満のデータ、山本資料⁷⁾のうち2011~2015年の航空写真から低水護岸が確認されている6データ。

【Data E】: 水面勾配 I_w が $|(I-I_w)/I| \geq 5\%$ のデータ。

【Data K】: 各セグメントで取るべき d_R, I の範囲から外れたデータ、湾曲大の区間や堰直上流/下流のデータ、大きな支川の合流点直下流のデータ、直近4回(6年間)の実測横断形が安定していないデータ。

3. 係数Kの評価法と安定河道の式の予測精度

(1) 係数Kの評価

図-2は式(2)の関係に基づきData Sを区分したものである。これからわかるように、Data Sは掃流が支配的なセグメントグループA(セグメント1, 2-1)、浮遊が支配的なセグメントグループB(セグメント2-2, 3)の2つのグループに大きく分かれる^{5),6)}。図-3はData SのK値と砂州発生形態の関係を示したものであるが^{5),6)}、Data SはグループAでは主に単列砂州から複列砂州、グループBでは主に砂州非発生から単列砂州の各領域に分布する。

以上のように、セグメントグループと砂州の発生形態には対応関係がある。この理由と係数Kの評価の簡便さから、これまでK値をData Sの各セグメントグループの平均値で評価していた^{4),5),6)}。以下、K値をセグメントグループ単位で評価する方法を「評価法I」と呼ぶ。この場合、図-3からわかるように、学ぶ対象であるData Sの値のばらつきは、log-logスケールで1サイクル程度になり、この傾向はK値をセグメント単位で評価しても大きく変わることはない。

図-3からわかるように、安定河道の発生領域は、縦断特性であるセグメントグループよりも砂州の発生領域との関係がより強い。これは、安定河道と砂州のいずれも川幅スケールの現象に規定される縦横断特性であるからに他ならない。ただし、K値を砂州の発生領域別で評価する場合は、発生領域を特定した上で係数Kを定める必要があり、評価法Iより予測精度は遥かに高くなるが、予測手順はやや複雑になる。

すなわち、安定河道の発生領域は τ_s と B/h から決まる縦横断特性量であるK値で分かれており、Data Sに基づけば、K値の上限は0.257、下限は0.016であり、各発生領域の閾値は砂州非発生と単列砂州で $K_1=0.08$ 、単列砂州と複列砂州で $K_2=0.03$ となる。したがって、 $0.257 \geq K > K_1$ で砂州非発生、 $K_1 \geq K > K_2$ で単列砂州、 $K_2 \geq K \geq 0.016$ で複列砂州のように区分できる。なお、K値の上限と下限、K値の閾値 K_1 と K_2 の値はData Tでも変わらない⁹⁾。

以下、以上のようにK値を砂州発生領域で評価する方法を「評価法II」と呼ぶ。評価法IIでは、図-3から確認できるように、K値のばらつきはlog-logスケールで半サイクル以下まで減少する。表-2と表-3にそれぞれ評価法IとIIの係数Kの平均値と標準偏差をまとめて示す。

(2) 安定河道の式の予測精度

図-4に係数Kを評価法I、IIで評価したときのData Tの断面平均スケール(h/d_R , B/d_R)と τ_s の予測値/実測値を比較して示す。同図からわかるように、評価法Iでも多くのデータの予測誤差は±50%以内に収まっている。ただし、係数Kに起因する予測誤差が最も大きくなる B/d_R については、予測誤差が100%程度のData SとData Kが若

表-2 評価法I(セグメントグループ別のK値)

	セググループA	セググループB
Kの平均値	0.048	0.108
Kの標準偏差	0.023	0.054

表-3 評価法II(砂州発生形態別のK値)

	砂州非発生	単列砂州	複列砂州
Kの平均値	0.135	0.054	0.025
Kの標準偏差	0.046	0.021	0.008

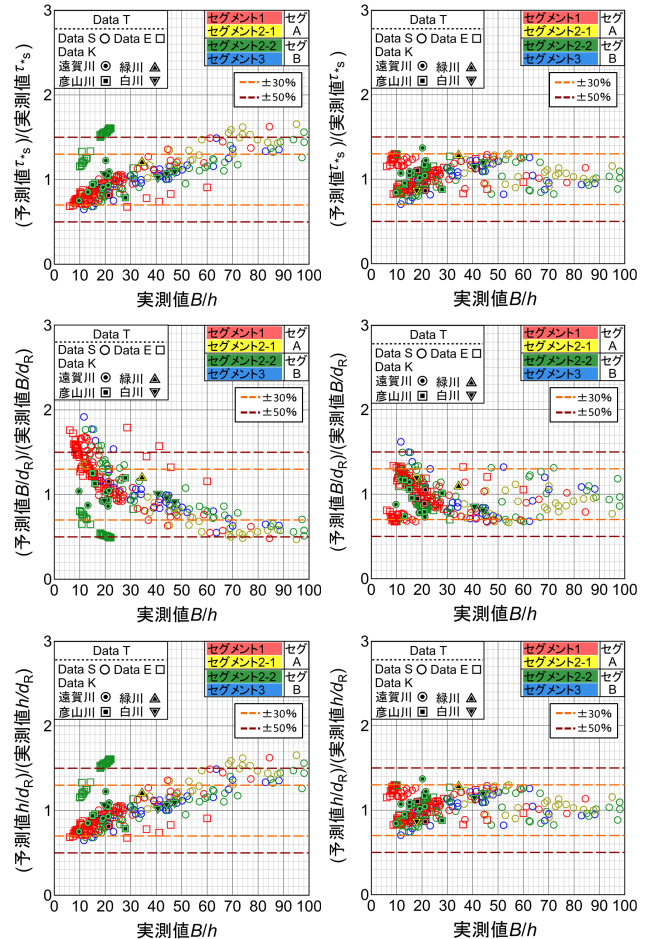


図-4 予測値/実測値(左: 評価法I, 右: 評価法II)

干あることや、Data Eの予測誤差が大きいことがわかる。

図-4から確認できるより重要なことは、評価法Iでは各特性量の予測誤差が B/h で変化し、 B/h が小さくなるにつれて B/d_R は過大、 τ_s と h/d_R は過小に予測されることである。これは評価法Iでは係数Kに河道の横断特性が反映されないためである。一方、評価法IIでは、Data EとData Kも含めてほぼ全てのデータの誤差が±30%以内に収まっているだけでなく、 B/h にかかわらず予測値/実測値=1.0を中心として各砂州の発生領域の誤差のみがばらつく結果となっており、河道整備・管理に資する技術として必要十分な精度となっている。なお、図-4からわかるように、 B/d_R の誤差が50%程度の4データがData Sに含まれているが、これらは北米4河川のデータ⁹⁾であり、図-2では B/h が最も小さい砂州非発生領域、図-3ではK値の上限に分布するセグメント3の4データに対応するものである。いずれもほぼ同流量Qの他データと比較してBが小さくhが大きくなっている。詳細は不明であるが、

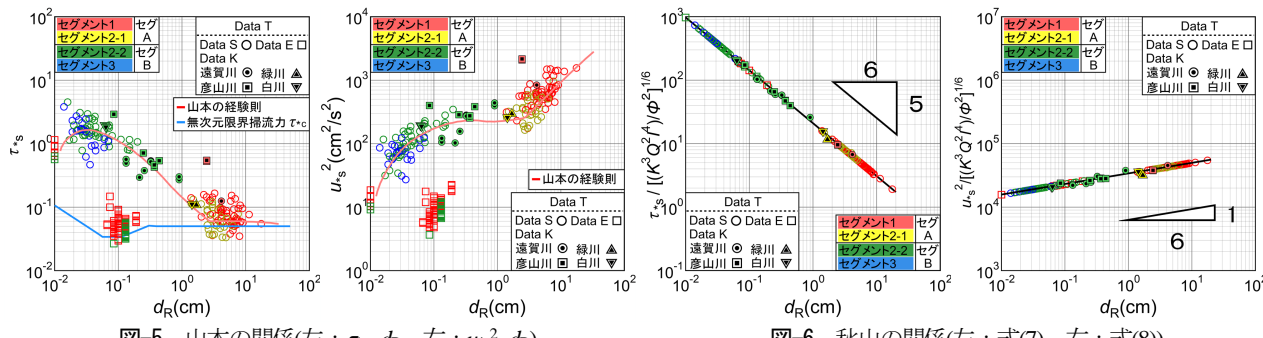


図-5 山本の関係(左: $\tau_s \sim d_R$, 右: $u_*^2 \sim d_R$)

図-6 秋山の関係(左: 式(7), 右: 式(8))

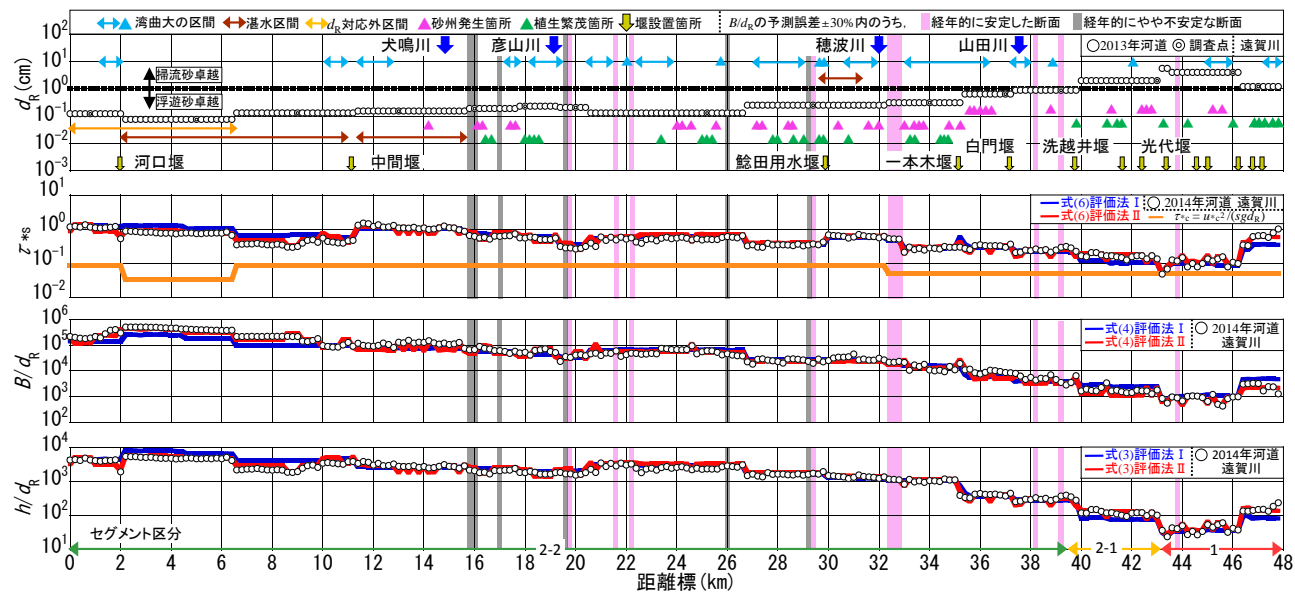


図-7 遠賀川の断面平均スケール等の実測値と予測値の比較

Google Earthの衛星写真によれば、いずれも密な森林中を蛇行する河川であることから、密生した根のために河道の拡幅が抑制されている可能性がある。

(3) $\tau_s \sim d_R$ および $u_*^2 \sim d_R$ の関係

図-5は、河道の安定性の指標としての τ_s と u_*^2 の重要性に鑑み、Data Tを用いて $\tau_s \sim d_R$ 、 $u_*^2 \sim d_R$ の関係を調べたものであり、図中の赤の実線は実務等でよく用いられる山本の経験則⁷⁾である。いずれの関係についてもデータの散らばりは大きいものの、同則のまわりにData SとData Kが分布し、その妥当性がわかる。ただし、Data Eは同則から大きく外れていることが確認できる。

山本の経験則に対応した関係として、式(6)より τ_s については式(7)、 u_*^2 については式(8)が得られる。

$$\tau_s / [(K^3 Q^2 I^4) / \phi^2]^{1/6} = (s^5 g)^{-1/6} \cdot d_R^{-5/6} \quad (7)$$

$$u_*^2 / [(K^3 Q^2 I^4) / \phi^2]^{1/6} = (s g^5)^{1/6} \cdot d_R^{1/6} \quad (8)$$

これより、 τ_s については $\tau_s \sim d_R^{-5/6}$ なる関係、 u_*^2 については $u_*^2 \sim d_R^{1/6}$ なる関係があることがわかる。図-5で見た $\tau_s \sim d_R$ に関する山本の経験則は、各セグメントの $\tau_s \sim d_R^{-5/6}$ の関係を連ねると同時に、学ぶ対象に起因した τ_s のばらつきを平均化した関係と理解される。 $u_*^2 \sim d_R$ の関係につ

いても同様である。同則がよい近似となっているのは、式(7)中の各パラメータのべき乗からわかるように、 d_R が τ_s に対して支配的なパラメータとなっているからである。 $u_*^2 \sim d_R$ の関係については、 d_R は支配的なパラメータではないので、 $\tau_s \sim d_R$ の関係ほど良い近似とはなっていない。図-6は、式(7)、式(8)を検証したものである。これから確認できるように、Data Eも含めてData Tを極めて良好に予測でき、 τ_s が無次元河道形成流量 $Q/(gI d_R^5)^{1/2}$ 、水路勾配 I 、流速係数 ϕ といった諸量に規定されていることが理解される。

4. 安定河道の式の河道整備・管理への活用

以下では、遠賀川を対象として、評価法IIを用いた安定河道の式が、経年的に安定した断面の特定等、河道整備・管理に資するツールとなり得ることを実証する。

(1) 予測値と実測値の全体的な傾向

図-7に河床材料調査から得られた d_R の実測値、その下に τ_s と断面平均スケール(B/d_R , h/d_R)の実測値と予測値を示す。図中の○が実測値、実線(青色が評価法I、赤色が評価法II)が安定河道の式による予測値である。

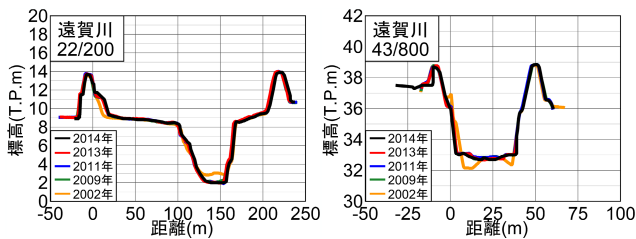


図-8 横断重ね合わせ図(左から22.2k, 43.8k)

これからわかるように、各特性量は局所的に増減するものの、全域的には上流から下流に向かって d_R は小さく、 B/d_R と h/d_R は大きくなり、したがって τ_{as} は大きくなる。 d_R の図より、遠賀川の土砂の輸送形態は、約37~40kより上流では掃流、そこから下流では浮遊が支配的であると推定される。 τ_{as} の図より、図中にオレンジ色の実線で示した限界掃流力 τ_c との関係から、44k付近の光代堰直下で $\tau_s \approx \tau_c$ となっている以外は $\tau_s > \tau_c$ となっており、全川にわたって土砂動態が動的な状態にあることもわかる。

先に触れたように河川には河道特性(平面、縦断、横断)を調整し、自ら河道を形成する自己形成メカニズムがあり、わが国の河川の場合は、その多くが護岸によって川幅や平面形がほぼ固定された状態にあるため、自己形成メカニズムは縦断形と横断形に表れることになる。遠賀川河道もこのメカニズムにより巨視的には概ね安定した状態にあると考えられる。

評価法ⅠとⅡのいずれについても予測値と実測値はよく一致しているが、図-7を詳しく見ればわかるように実際は予測値と実測値とは異なっている。遠賀川には河口堰による下流域の湛水区間や取水堰による湛水区間が各所にあり、また多くの支川が合流している。これらの湛水区間や支川合流点の下流域は動的平衡状態とはならないので、例えば中間堰付近や犬鳴川合流点下流では予測値と実測値にずれが生じている。また、22~24k等の湾曲大の区間や25k付近等の砂州発生箇所でもずれが認められる。当然ながらこれらは安定河道の式や1次元河床変動解析が適用できない区間や箇所でもある。

(2) 安定河道断面の特定と断面平均スケール等の予測

河道の安定性は、縦断的には平均河床高の重ね合わせ図、横断的には横断形の重ね合わせ図から判断できる。縦断形については、よほど大きな外的インパクトがない限り、セグメントスケールの特性が短期間で大きく変化することはない。この理由から、整備計画期間程度であればセグメント特性が縦断的な安定性の指標となる。一方横断形については、川幅スケールの現象に支配されるため、出水や河川改修等により比較的容易に変化し得る。

図-7中にピンクの帯で示した10断面が、2009年~2014年の遠賀川の横断重ね合わせ図から特定された経年的に安定した断面である。また図-4~6で●で示したData Kの遠賀川10データでもある。図-8に一例として22.2k, 43.8kの重ね合わせ図を示す。他の8断面についても図-8

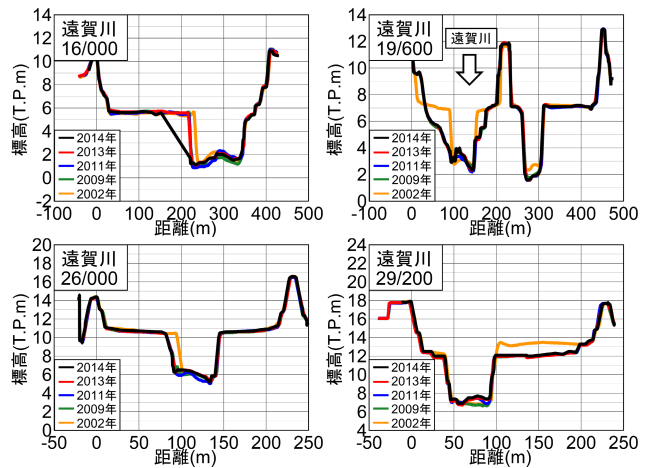


図-9 横断重ね合わせ図(左上から16.0k, 19.6k, 26.0k, 29.2k)

表-4 安定断面の位置と河道特性の予測値/実測値

距離標	予測値/実測値			距離標	予測値/実測値		
	τ_{as}	B/d_R	h/d_R		τ_{as}	B/d_R	h/d_R
19.8k	1.37	0.87	1.37	32.6k	1.02	0.78	1.02
21.6k	1.22	0.89	1.22	32.8k	1.04	0.73	1.04
22.2k	1.09	1.14	1.09	38.2k	0.95	0.74	0.95
29.4k	1.07	1.18	1.07	39.2k	0.84	0.88	0.84
32.4k	1.00	0.78	1.00	43.8k	0.86	1.05	0.86

と同様に安定している。

以下では、評価法Ⅱを用いた安定河道の式が安定河道断面を特定した上で、そこでの河道特性を予測可能であることを示す。すなわち、安定河道の状態になり得ない堰直下や湾曲大の区間等を除外した上で、航空写真から容易に判別できる B/d_R を指標として、安定河道の式の予測値と実測値の B/d_R の誤差が、図-4を踏まえて $\pm 30\%$ 以内の断面を抽出した結果、16断面(15.8k, 16.0k, 17.0k, 19.6k, 19.8k, 21.6k, 22.2k, 26.0k, 29.2k, 29.4k, 32.4k, 32.6k, 32.8k, 38.2k, 39.2k, 43.8k)が抽出され、距離標に下線を付した10断面が重ね合わせ図の断面と一致した。これら10断面の τ_s と断面平均スケール(B/d_R , h/d_R)の予測値/実測値は、表-4に示したとおりである。このように、 B/d_R を指標とすることで安定断面が特定でき、そこでの τ_s と h/d_R も高い精度で予測することが可能である。

図-7中にグレーの帯で示した6断面が、図-9に示した重ね合わせ図と一致しなかった断面である。なお、15.8k, 16.0k, 17.0kについてはほぼ同様であったので、16.0kを代表例として図-9に示している。これら3断面は経年的に堆積あるいは侵食傾向にあるわけではなくほぼ安定しているが、15.8k, 16.0kの左岸には若干の河床変動が見られる。これは2013年に緩傾斜断面に改修された影響と考えられる。19.6kは2002~2008年の期間に複断面から緩傾斜断面に改修されており、2009年以降、河道中央でやや堆積傾向にある。26.0kは2004~2008年の期間に低水路が拡幅されており、掃流力の低下により2009年以降やや堆積傾向にある。29.2kは2004~2008年の期間に実施された高水敷の盤下げに伴い、河床がやや堆積傾向にある。

以上のように重ね合わせ図と一致しなかった6断面は、いずれも比較的最近実施された河川改修(緩傾斜, 低水路拡幅, 盤下げ)により、安定化に向かうプロセスにあ

る箇所である。いずれも自己形成メカニズムにより安定化に向かうと予想されるが、堆積傾向にあるため改修目的に反して河積は減少すると考えられる。

以上の検討において重要な点は、①横断形が経年的に安定した箇所は、自然安定河道あるいはそれに近い状態の断面であり、そこでは流下能力と安定性が両立した河道となっていること、②式(3)~(6)の安定河道の式がそのような断面を特定し、その断面平均スケール等を所定の精度で予測可能であり、この理由から式(3)~(6)は河道整備・管理に資する有益なツールとなり得ることである。

すなわち、図-7で示したように、遠賀川の約37~40kから下流域は浮遊砂主体の土砂輸送形態となっているが、そのような状況では上流から移流されてくる浮遊砂に加え、流域から直接供給される浮遊砂や支川から供給される浮遊砂もあり、一般にそれらの量や質の把握は困難である。このため、比生産土砂量や掃流力見合いのような供給土砂に関する情報や条件を用いた河床変動解析では、平均河床高を適正に評価することは難しい。そのような場合でも、式(3)~(6)を用いれば与流量 Q の下で経年的に安定した複数の断面を特定し、断面平均スケール等を予測可能である。それらの情報は、河道整備・管理にあたって有益な指標となるだけでなく、河道計画にあたっては河床変動解析の再現精度の確認や解析結果の補正等に役立つ貴重な判断材料になり得る。

5. まとめ

本研究で得られた主要な知見を以下に示す。

- (1)筆者が提案する安定河道の式に含まれる係数 K の評価法を抜本的に見直すことで同式の予測精度を向上させ、河道計画・管理に資する精度の河川技術とした。
- (2)動的平衡状態にある無次元掃流力 τ_s と代表粒径 d_R に関する関係式を提案し、その妥当性を実証した。
- (3)改善された安定河道の式を遠賀川に適用し、経年的に安定した河道断面の特定と断面平均スケール等を予測可能であることを実証し、同式が河道整備・管理、河道計画に資する有効なツールとなり得ることを明らかにした。

参考文献

- 1) 例えば、福岡捷二：札幌川の河道変遷を考慮した治水と環境の調和した安定な河道縦・横断形状に関する研究，研究紀要(XXIV)，北海道河川財団，pp.123-164, 2013.
- 2) 例えば、池田駿介，Gary Parker，千代田将明，木村善孝：直線礫床河川の動的安定横断形状とそのスケール，土木学会論文集，第375巻II-6，pp.117-126, 1986.
- 3) 秋山壽一郎，重枝未玲，和田浩輔：砂礫河川の平均スケールと動的平衡条件，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70, No.4, I_1051-I_1056, 2014.
- 4) 秋山壽一郎，重枝未玲，和田浩輔，伊藤嘉徳，野口聡介，安武 環，永谷恵一：安定した砂礫河川低水路の無次元掃流力について，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.71, No.4, I_1033-I_1038, 2015.
- 5) 秋山壽一郎，重枝未玲，池田隼人，古賀 満，伊藤嘉徳，安武 環，永谷恵一：自然安定河道の特性に基づく砂礫床河川の横断形状と無次元掃流力の予測，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.72, No.4, I_727-I_732, 2016.
- 6) 秋山壽一郎，重枝未玲，池田隼人，古賀 満，野口聡介，峰松知裕：遠賀川水系への安定砂礫床河道の横断形状と無次元掃流力に関する関係式の適用，河川技術論文集，第22巻，pp.157-162, 2016.
- 7) 山本晃一：河道特性論，土木研究所資料，第2662号，p.260, 1988.
- 8) 村本嘉雄，藤田裕一郎：中規模河床形態に関する研究，京大防災研究所年報，第20号，B-2，pp.243-258, 1977.
- 9) Parker, G.: 1D SEDIMENT TRANSPORT MORPHODYNAMICS with applications to RIVERS AND TURBIDITY CURVES, http://hydrolab.illinois.edu/people/parkerg/morphodynamics_e-book.htm.
- 10) Colby, B.R. and Hembree, C.H.: Computations of total sediment discharge Niobrara River near Cody, Nebraska, U.S.G.S. *Water Supply Paper*, No.1357, 1955.
- 11) Simons, D.B. and Albertson, M.L.: Uniform water conveyance channels in alluvial material, *Trans. ASCE*, Vol.128, pp.65-105, 1963.
- 12) Kellerhals, R.: Stable channels with gravel paved beds, *ASCE, J. WW Div.*, Vol.93, WW1, pp.63-84, 1967.
- 13) Bray, D. I.: Estimating average velocity in gravel-bed rivers, *ASCE, J. Hydraul. Div.*, Vol.105, HY9, pp.1103-1122, 1979.
- 14) Brownlie, W. R.: Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. Ph.D. dissertation, California Inst. of Technology, Pasadena, Calif, 1981.
- 15) Nakato, T.: Test of selected sediment-transport formulas, *ASCE, J. Hydraul. Eng.*, Vol.116, No.3, pp.362-379, 1989.
- 16) Ikeda, S.: Self-formed straight channels in sandy beds, *ASCE, J. Hydraul. Div.*, Vol.107, HY4, pp.389-406, 1981.
- 17) 福岡捷二，山坂昌成：なめらかな横断面形状をもつ直線流路のせん断力分布と拡幅過程の解析，土木学会論文集，第351巻II-2，pp.87-96, 1984.
- 18) 仲井敬司，池田 宏：安定河道形状に関する実験的研究，筑波大学水理実験センター報告，No.8, pp.37-44, 1984.
- 19) 長谷川和義，望月明彦：シルト・細砂からなる流路の浸食過程，第31回水理講演会論文集，pp.725-730, 1987.
- 20) Diplas, P.: Characteristics of self-formed straight channels, *ASCE, J. Hydraul. Eng.*, Vol.116, pp.707-728, 1990.
- 21) Cao, S., And Knight, D. W.: Design for Hydraulic Geometry of Alluvial Channels, *ASCE, J. Hydraul. Eng.*, Vol.124, No.5, pp.484-492, 1998.